11èmes journées nationales de géotechnique et de géologie de l'ingénieur

28-30 juin 2022
Lyon
France

Table des matières

Conception, réalisation et durabilité des ouvrages géotechniques **1**

T12E MS06 BIS : Soutènements définitifs pour passage du tram 12 Express à Morsang sur Orge, Benkahoul Kheir-Eddine [et al.] 1

Préparation des recommandations du Projet National ARSCOP, Burlon Sébastien [et al.] 10

Impact des conditions environnementales sur le comportement hydromécanique à long terme de sols traités, Chabrat Nicolas [et al.] 19

Retour d'expérience sur le suivi de tassements de remblais sur sols compressibles et calage du modèle géotechnique, Ferreira Matthias [et al.] 27

Analyse des causes des sinistres géotechniques, Khatib Michel 35

Réflexions d'un Maître d'œuvre sur différents procédés d'étanchéification d'un canal de navigation sous eau et en exploitation., Massaad Pascale [et al.] 43

Pré-dimensionnement d'un système de pompage, Meyer Grégory 51

Conception-réalisation de confortements de glissements sur chantiers d'urgence : REX méthodologique, Soude Maxime [et al.] 64

Analyse de l'adhérence entre béton et armature : état de l'art et étude expérimentale, Valogiannis Asterios [et al.] 73

Impact des sollicitations climatiques sur un sable traité au ciment, Wassermann Alice [et al.] 82

Reconnaissance et auscultation des sites et des ouvrages **90**

Modèle de détermination de la résistance au pénétromètre dynamique des sols de la ville de Mouraye (Tchad), Al-Hadj Hamid Zagalo 90

Interprétation de l'essai in-situ de chargement uniaxial au Dilatosol : application en chambre d'étalonnage., Besson Théo [et al.] 99

Analyse multi-proxy de forages dans des argiles glacio-lacustres quaternaires (glissement d'Avignonet, Trièves, France), Bièvre Grégory [et al.] 107

Comparaison plaque et dynaplaque en terrassement :bilan d'expérimentations en conditions maitrisées, Boussafir Yasmina [et al.] 115

Les enjeux et atouts des solutions numériques pour la gestion des données d'inspection géotechnique : l'exemple du portail e.cenaris, Conil Nathalie [et al.] 123

Obligation du repérage avant travaux de l'amiante environnemental. Ce qu'apporte la norme NF P 94-001, Dauphin Samuel 131

Dépendance du module de cisaillement au niveau de déformation et de contraintes pour l'interprétation de l'essai pressiométrique, Habert Julien [et al.] 139

Levés de terrain pour la modélisation géologique : illustration de leur efficacité, Kasperski Johan [et al.] 147

Utilisation de la nouvelle méthode d'imagerie 3D du sous-sol par sismique dite " passive " pour la détermination des Vs sur un site industriel – Analyse comparative des résultats avec les méthodes Cross Hole, H/V et AVA., Magnin Olivier [et al.] 156

Proposition d'une correction de membrane pour le pressiomètre, Monnet Jacques [et al.] 165

Détection et caractérisation d'instabilités karstiques en proche surface : les analyses menées pour les études de la déviation de Jargeau (45), Noury Gildas [et al.] 174

Estimation de la vitesse des ondes de cisaillement Vs à partir du module pressiométrique Ménard, Petitjean Eric [et al.] 182

Identification automatique des sources de vibrations par intelligence artificielle pour le suivi de chantier, Rey Etienne [et al.] 191

Essais d'expansion pressiométriques avec mesure de pression interstitielle – application sur le site du Larivot, Reiffsteck Philippe [et al.] 199

Essais croisés avec le pressiomètre dans le cadre d'ARSCOP, Reiffsteck Philippe [et al.] 207

Nouvelle technologie de mesure pendant le forage ASFOREC, Reiffsteck Philippe [et al.] 215

Pourquoi ne pas utiliser le pressiomètre pour l'analyse du risque de liquéfaction ?, Reiffsteck Philippe [et al.] 223

Méthode de diagnostic de fondations sur pieux bois, Reiffsteck Philippe [et al.] . 231

Exemples de courbes d'essais oedométriques K0 à haute pression, Serratrice Jean François 239

Détermination de modules de déformation au cours d'essais CLT – Méthode de calcul des tassements de fondations superficielles, Teyssier Alexandre [et al.] . . . 247

Application d'une méthode d'étude du risque de liquéfaction Panda 3® et Grizzly 3® sur des mesures in situ et comparaison avec le CPTu, Teyssier Alexandre [et al.] 255

Auscultation par fibre optique d'une solution de confortement de talus par pieux en béton armées – le talus du verrou d'Etrembières, Mahmutovic Dino [et al.] . . 263

Modélisation numérique **271**

Dimensionnement des fondations étendues sur sol gonflant un modèle de plaque sur un " multicouche gonflant ", Beaussier Alexandre 271

Algorithme pour la simulation des mécanismes de gonflement des argiles en éléments finis, Cahn Martin [et al.] 280

Considérations autour des modèles de gonflement des sols argileux, Dampfhoffer Elsa [et al.] 288

Implémentation d'un modèle élastoplastique dans le module " user-defined soil model " de Plaxis, El Arja Hiba [et al.] 297

Comportement pseudo-statique de barrages en enrochement avec perré : modélisation par une approche mixte DEM-FEM, Haidar Ali [et al.] 305

Etude de l'effet d'un écoulement sur le transfert de chaleur induit par un groupe de pieux géothermiques, Hemmati Sahar [et al.] 313

Etude des interactions sol-atmosphère sur la digue de Montlouis sur loire (37), Le Kouby Alain [et al.] 321

Modélisation géologique 3D à haute résolution du sous-sol du centre du CEA Marcoule, Leonard Jean-Marie [et al.] 329

Analyse et modélisations numériques permettant de quantifier la stabilité d'un talus existant en remblais ferroviaires sous diverses sollicitations : évolutions du chargement, variations du niveau de la nappe, Massat Luc [et al.] 337

Modélisation non drainée et modélisation couplée dans les sols peu perméables, Magnan Jean-Pierre [et al.] 345

Validation des calculs de stabilité des ouvrages géotechniques par la méthode des éléments finis, Remaud David [et al.] 354

Une interprétation du comportement des boulons à ancrage réparti sollicités en traction dans les sols, Serratrice Jean François 362

Modélisation numérique d'effondrement de cavités dans un sol granulaire renforcé par géosynthétique : couplage éléments finis/éléments discrets, Silvani Claire [et al.]370

Modélisation physique **379**

Essais de cisaillement de fondation géothermique : boîte de cisaillement innovante, Badinier Thibault [et al.] 379

Modélisation physique de la fondation d'une éoliennne, Modu Janet [et al.] 388

Impact de l'installation par battage du monopieu sur la réponse horizontale en centrifugeuse, Maatouk Semaan [et al.] 396

Propositions d'améliorations du calcul des tassements de consolidation unidimensionnelle d'un sol 0-D saturé, Gress Jean-Claude 403

Modélisation en centrifugeuse d'un groupe de pieux soumis à une charge thermique non symétrique au sein d'un écoulement, Ouzzine Badr [et al.] 412

Nouveau montage expérimental pour l'étude du comportement d'une fondation mixte, Elayni Nader [et al.] 420

Murs pilotes à base de briques élaborées avec des sédiments du fleuve Usumacinta du Mexique, Djeran-Maigre Irini [et al.] 428

Dynamique des sols **436**

Le retour d'expérience sismo-géotechnique de l'AFPS sur les mesures de bruit de fond sismique H/V lors des missions post-sismiques de Mexico 2017 et Durrës 2019, Brule Stephane [et al.] 436

Proposition d'analyse complémentaire de vibration pour les sources à impacts. Le cas du compactage dynamique, Brule Stephane [et al.] 445

Estimation de la réponse statique en pointe à partir d'essais dynamiques et des modèles analytiques d'interaction sol-pointe, Foresti Oliveira Caroline [et al.] . . . 452

Evaluation des performances d'un pénétromètre dynamique léger dans des massifs de sable en chambre d'étalonnage, Lopez-Retamales Sebastian [et al.] 460

Analyse comparative des méthodes d'évaluation de la résistance à la pénétration dynamique des sables, Lopez-Retamales Sebastian [et al.] 468

Etude de la dégradation du module de cisaillement en fonction de la distorsion pour un sol résiduel tropical compacté, Mouali Lila [et al.] 476

Caractérisation dynamique de site nucléaire en contexte britannique, Pelletier Baptiste 484

Etude des effets de bord dans les essais centrifuges sous chargement sismique par modélisation numérique, Saade Chedid [et al.] 492

Massifs rocheux fracturés, géothermie, stockage de déchets en surface et souterrain 500

Application de l'impression 3D-sable pour l'étude du comportement mécanique des joints rocheux associé à leur morphologie, Abi Aad Emilio [et al.] 500

Modélisation du comportement thermomécanique des alvéoles de stockage du projet CIGEO, Camusso Marco [et al.] 509

Modélisation numérique des interactions hydro-mécaniques entre fissures de dessiccation dans une roche argileuse, Giot Richard [et al.] 517

Matériaux et géomatériaux : caractérisation et modélisation 525

Impact d'instabilités hydrauliques sur l'amplitude de déformation du milieu granulaire durant le drainage, Al Nemer Rana [et al.] 525

Impact des inclusions de sol dans la matrice Deep Soil Mixing, Amrioui Juba [et al.]533

Les limons du canal Seine Nord Europe : des traitements étudiés pour un emploi optimal en bajoyer d'écluse, Bizien Charles [et al.] 541

Analyse multi-échelle de la déformation, de la localisation et de l'endommagement des carbonates poreux sous conditions de chargement triaxiales, Doré-Ossipyan Catherine [et al.] 549

Caractérisation des plaquettes de pneus pour leur valorisation en remblai allégé, Ghosn Samer [et al.] 557

Modélisation numérique des cycles hydriques sur les échantillons d'un sol traité à la chaux, Hemmati Sahar [et al.] 565

La pression de préconsolidation : détermination et usages, Magnan Jean-Pierre [et al.] 573

Calibration d'un modèle théorique de courbe de rétention pour des sols peu plastiques, Monnet Jacques [et al.] 581

Modélisation numérique et caractérisation du comportement HM de la craie de Château Landon (77), Pajiep Danielle Rita [et al.] 589

Comportement dynamique et cyclique des limons traités à la chaux et au liant hydraulique : approche expérimentale et modélisations, Pigeot Lucile [et al.] . . . 596

Une méthode pour évaluer un tenseur capillaire dans les sols non saturés, Prunier Florent [et al.] 604

Effet de la saturation et du chargement sur le comportement au gel-dégel d'un matériau terre, Traoré Lassana, Bakary [et al.] 611

Etude et suivi du creusement d'un puits dans les schistes à Brest, Vallentin Romain 619

Caractérisation de roches gypseuses : microstructure et propriétés mécaniques, Coppée Thibault [et al.] 627

Gestion des risques : aléas naturels, prévention et dispositif 635

Glissement d'un talus ferroviaire – gestion d'incident et confortement, Belut Florence [et al.] 635

Vers une gestion patrimoniale des forages utilisés dans le contexte de l'après-mine en France métropolitaine, Bugarel Frédérik 644

Identification et suivi de mouvements de terrain à partir de données InsaR - présentation et résultats du projet MOMPA, Gasc Muriel [et al.] 652

Analyse en retour d'expérience des aléas liés à la présence de carrières souterraines au sein d'une zone urbaine - Cas des " Carrières de l'Ouest " à Gagny (93), Lecomte Amélie 660

Modification in situ de la sensibilité des argiles au gonflement pour les fondation superficielles de batiments, Lambert Serge [et al.] 668

Les fontis de la Ville de Lyon entre 1960 et 2009 : typologie et causes., Pothier Catherine [et al.] 676

Analyse des données CPTu vis-a-vis de la liquefaction, Sharma Ankit [et al.] . . . 684

Apprendre du passé pour une route et des ouvrages géotechniques plus résilients, Vedie Emeric [et al.] 692

Maintenance Prédictive des ouvrages d'art avec des fondations en sites aquatiques, Wang Tianyu [et al.] 701

La cartographie de l'aléa et du risque rocheux sur le territoire de la Côte Bleue (13) : développement d'une méthodologie intégrant les contraintes et enjeux du gestionnaire, Zaharias Lisa [et al.] 708

Enseignement et transmission en géotechnique et géologie de l'ingénieur 716

Le coefficient rhéologique de A à Z : choix et conséquences, Jolivet Adeline [et al.] 716

Discours géotechnique dans Bélidor, 1729, Vernhes Jean-David [et al.] 725

Slog : un logiciel libre de calcul géotechnique, De Sauvage Jean 733

Amélioration et renforcement des sols et des roches 741

Projet ASIRI+ : amélioration des modèles simplifiés existants pour le calcul des semelles et radiers sur inclusions rigides, Alzate Ana Maria [et al.] 741

Essais de dallages en béton fibré sur inclusions rigides avec et sans matelas de transfert de charges, Auray Germain [et al.] 750

Etude expérimentale des plateformes granulaires renforcées par géosynthétiques sur sol mou, Abou Chaz Nisrine [et al.] 758

Etude du comportement des argiles gonflantes du Cameroun, de type Karal, traitées pour des applications en construction routière, Bakaiyang Lemankreo [et al.] 766

Projet de rempiètement du quai Terminal Croisière Rive Droite (TCRD) à Rouen, Ben Yusef Amine [et al.] 774

Essais de chargement de semelles sur inclusions rigides, Bohn Cecilia [et al.] . . . 782

REX Ferrières en Bray : remblais de grande hauteur sur inclusions rigides avec matelas renforcé par nappes en treillis soudés, Boutet Claire [et al.] 790

Refends sous le fond de fouille – Tramway de Nice, Degeorge Reynald 798

Effet en 2D d'une charge roulante sur une plateforme granulaire reposant sur un sol mou renforcé par des inclusions rigides, Dubreucq Thierry [et al.] 806

Renforcement terre-plein par inclusions rigides avec matelas de transfert armé de treillis soudé, Lecoeur Mickaël [et al.] 814

Restauration et aménagement du Grand Palais – Évaluation de la capacité de fondations d'ouvrages existants à reprendre des incréments de surcharges supplémentaires, Marnas Martin [et al.] 822

Congélation des sols - prédiction et retours d'expérience, Meyer Grégory 830

Développement d'un macro-élément pour modéliser un massif renforcé par des inclusions rigides – étape 1, essai de chargement, Sahyouni Adnan [et al.] 840

Renforcement d'un sol compressible par inclusions rigides : étude des transferts de charge au sein de la plateforme granulaire renforcée par des géosynthétiques, Terqueux Clara [et al.] 848

Travaux maritimes et fluviaux, géotechnique offshore **856**

Travaux de renforcement du Quai Hermann du Pasquier pour le développement de l'éolien Offshore, Godreau Aurélien [et al.] 856

Fondations d'éoliennes offshores flottantes, Juteau Clara [et al.] 865

Travaux de renforcement du Quai Joannès Couvert au Havre – Renforcement par inclusions rigides, Le Cor Thomas [et al.] 873

Limons du projet Canal Seine-Nord Europe : évaluation des traitements pour un emploi en étanchéité, Mehenni Abdelwadoud [et al.] 882

Réalisation et mise en service d'un pilote de rabattement de la nappe du Muschelkalk Lochwiller (67), Quere Vincent [et al.] 892

HySand: un nouveau modèle constitutif pour les sables sous chargement cyclique, Simonin Luc [et al.] 901

Digues expérimentales du CER de Rouen en sol limoneux traité à la chaux et non traité : évaluation après 7 ans, Saussaye Lucile [et al.] 909

Environnement, risques naturels ou anthropiques, enjeux sociétaux 916

Le réseau de fibres optiques en application sismologique et géotechnique pour ville intelligente : le projet DASARA à Lyon, Brule Stephane [et al.] 916

Développement d'une méthodologie multi-aléas post-miniers en France, Djizanne Hippolyte [et al.] 926

Discussion sur le transfert des données géotechniques en France, Daktera Tomasz [et al.] 934

Bloc armé : une technologie innovante pour une protection optimiséecontre les risques naturels, Furet Agathe [et al.] 940

Les maisons et les routes exposées au RGA à l'épreuve de l'adaptation au changement climatique, Ighil-Ameur Lamine 947

Déplacements de surface dans le bassin houiller lorrain : reflets des exploitations passées et actuelles, Modeste Guillaume [et al.] 956

L'intérêt d'un diagnostic historique approfondi : la sécurisation d'un éboulement à Montbazon (37), Noury Gildas [et al.] 962

Utilisation des paramètres combinés de forages dans les études de recherche de cavités souterraines anthropiques, Philippe Alexandre [et al.] 970

Bénéfice-risque de reconnaissances géotechniques sur bâtiment sinistré par l'effondrement de cavités, Philippe Alexandre [et al.] 978

Redécouverte de la plus vaste carrière souterraine anthropique d'orléans, Philippe Alexandre [et al.] 986

Valorisation des anciens ouvrages souterrains : combiner patrimoine et gestion du risque !, Pinon Catherine [et al.] 994

Ouvrages souterrains 1002

Evaluation du taux de déconfinement du terrain en sortie de jupe des tunneliers, Berthoz Nicolas [et al.] 1002

Modélisation de l'éruption d'une cavité saline de stockage souterrain d'hydrogène, Djizanne Hippolyte [et al.] 1011

Constats sur les déformations liées au creusement du tunnelier de la Ligne14 Sud, Delattre Levis Leyser Silvia [et al.] 1019

Ligne 16 du Grand Paris Express en zone de dissolution du gypse : apprendre des REX sur d'anciens pompages, Dumont Emmanuel [et al.] 1029

Etudes au laboratoire et in-situ de l'effet d'agents moussants sur les Sables de Beauchamp excavés au tunnelier à pression de terre, El Souwaissi Nour [et al.] . . 1037

Grand Paris Express Ligne 16 - Traitements de terrain pour la maîtrise de l'eau, Giroux Alexandre [et al.] 1046

Influence des exploitations de charbon profondes sur la stabilité de cavités souterraines, Georgieva Temenuga [et al.] 1054

Étude de la variabilité spatiale du comportement géotechnique des terrains cénozoïques et du régolithe – Application au Grand Paris Express, Lacherade Lucas [et al.] 1062

Galeries de sel proche d'un site de stockage souterrain de déchets : suivi de la déformation et modélisation géomécanique, Modeste Guillaume [et al.] 1070

Effet du creusement au tunnelier sur les fondations profondes : comparaison entre cordes vibrantes et fibres optiques, Mohamad Wassim [et al.] 1077

Outil complet de modélisation intégré dans un SIG pour réaliser les cartographies des déformations induites par les ouvrages souterrains et évaluer la vulnérabilité des avoisinants, Rich Francesc [et al.] 1085

Evaluation des données de tassements collectées lors de l'excavation au tunnelier de 2 lignes de métro du Grand Paris Express, Richa Tatiana [et al.] 1093

Analytical study of post-closure behavior of a deep spherical cavity in a dilatant viscoplastic rock mass, Sun Yufeng [et al.] 1101

Fondations **1109**

Interaction sol-structure pour un radier sur barrettes - exemple de la tour F (Abidjan), Baldi Froes Gabriel [et al.] 1109

Pieux sous séisme : une approche simplifiée pour la prise en compte des effets cinématiques, David Olivier 1118

Vingt ans de suivi des tassements d'un bâtiment fondé sur amélioration de sols, Favre Marc [et al.] 1126

Interpretation de l'essai pressiometrique pour l'estimation directe des deplacements des ouvrages, Lopes Dos Santos Alexandre [et al.] 1132

Etude paramétrique appliquée aux fondations mixtes pour les IGH, Nguyen Khoa Van [et al.] 1140

Essais sur fondations superficielles et dimensionnement au pénétromètre dynamique, Reiffsteck Philippe [et al.] 1148

Réévaluation théorique et expérimentale des courbes de transfert p-y pour les pieux et les barrettes, Richa Tatiana [et al.] 1156

Construction d'une galerie pare-blocs – retour d'expérience sur la réalisation des fondations profondes de l'ouvrage en contexte particulièrement complexe, Sabatier Christophe [et al.] 1165

Interaction inertielle sol-structure d'un massif renforcé par inclusions rigides, Shen Yuxiang [et al.] 1173

Interaction cinématique sol-structure d'un massif renforcé par inclusions rigides sous séisme, Shen Yuxiang [et al.] 1181

Viaducs sud-est de la 3ème ligne de métro de Toulouse : comportement des pieux dans la molasse toulousaine, Szymkiewicz Fabien [et al.] 1189

Comportement des pieux à la tarière creuse dans les sables homométriques du nord de la France, Szymkiewicz Fabien [et al.] 1197

Ecrans et ouvrages de soutènement **1205**

Gare Part Dieu à Lyon - Conception d'une fouille butonnée de grandes dimensions en milieu urbain très contraint, Bernuy Charles [et al.] 1205

Quelques considérations pratiques autour des justifications géotechniques des puits circulaires, Cahn Martin [et al.] 1214

Le choix du béton dans les terrains gypsifères de la Ligne 16 du GPE, Giroux Alexandre [et al.] 1222

Estimation des débits d'exhaure issus d'un rabattement de nappe - Cas d'un fond de fouille circulaire, Guiol Joan [et al.] 1230

Suivi et exploitation sur vingt ans des essais de contrôles des tirants d'ancrages de parois de soutènement - Cas de la voie M 980 de l'Ouest toulousain, Laheurte Philippe [et al.] 1238

Abaques de prédimensionnement d'ouvrages tirantés, Meyer Grégory 1246

Exemple d'un soutènement de type paroi moulée tirantée avec une paroi berlinoise en tête. Modélisation aux coefficients de réaction et aux éléments finis et comparaison avec les résultats d'auscultation, Millotte Jonathan [et al.] 1257

Rétro-analyse sur les butons de la gare profonde du Kremlin Bicêtre Hôpital du prolongement de la ligne 14 sud du métro parisien, Nejjar Khadija [et al.] 1266

Apports de l'approche cinématique du calcul à la rupture pour la justification sismique des parois clouées, Valdeyron Gilles [et al.] 1274

Ligne 18 OA8, puits d'entrée et sortie des tunneliers en solution bilobe, Zidouh Karim [et al.] 1282

Liste des auteurs **1290**

Conception, réalisation et durabilité des ouvrages géotechniques

T12E MS06 : SOUTÈNEMENTS DÉFINITIFS POUR PASSAGE DU TRAM 12 EXPRESS À MORSANG-SUR-ORGE (91)

T12E MS06 : permanent retaining walls for passing the TRAM 12 EXPRESS at MORSANG-SUR-ORGE (91)

Kheir-Eddine BENKAHOUL[1], Patrick EXSHAW[2], Maël LE LAGADEC[3]
[1] *NGE Fondations, Nanterre, France*
[2] *NGE Fondations, Servon-sur-Vilaine, France*
[3] *NGE Fondations, Nanterre, France*

RÉSUMÉ – Le tracé du tramway 12 express le long de l'autoroute A6 sur la commune de MORSANG-SUR-ORGE (91), prévoit une section en déblai interceptant la formation des Argiles Vertes de puissance pluri métrique au droit du projet. Le comportement à long terme de cette formation, très sensible aux phénomènes de retrait-gonflement et de fluage, a conduit à une adaptation du projet en phase exécution afin de maîtriser les risques sur la pérennité de l'ouvrage liés à ces phénomènes.

ABSTRACT – The route of the 12 express tramway along the A6 highway at MORSANG-SUR-ORGE (91), plans to a vertical cut section passing through the plurimetric thick Green Clay formation on the project. The long-term behavior of this formation, which is very sensitive to shrinkage-swelling and creep phenomena, led to an adaptation of the project during the execution stage to control the risks regarding the durability of the structure related to these phenomena.

1. Introduction

1.1. Présentation du projet

Le tramway 12 Express est une ligne nouvelle qui entrera en service en 2023 au sud de l'Ile de France, pour le compte d'une maitrise d'ouvrage constituée de TRANSAMO (mandataire) et IDF MOBILITES, et avec pour maîtrise d'œuvre ARTELIA. Cette ligne reliera la gare de MASSY-PALAISEAU à celle d'ÉVRY-COURCOURONNES (91) sur un tracé de 20 kilomètres.

Différents ouvrages sont nécessaires afin d'insérer le tracé dans l'environnement urbain du projet.

L'ouvrage MS06 est situé à MORSANG-SUR-ORGE le long de l'autoroute A6. Sa réalisation a nécessité d'entailler le talus existant en bordure d'autoroute sur une hauteur pouvant aller jusqu'à 10 mètres et sur un linéaire de 250 mètres.

1.2. Contexte géotechnique et hydrogéologique

Les terrains identifiés au droit du tronçon sont les suivants :

- Remblais anthropiques
- Argiles à meulières de Brie
- Argiles Vertes
- Marnes Supra-gypseuses

Les Argiles Vertes sont réputées pour leurs propriétés de forte plasticité et de grande sensibilité aux variations hydriques.

En effet, elles sont sujettes aux phénomènes de retrait-gonflement, leur consistance se modifiant en fonction de leur teneur en eau. Lorsqu'elles sont sèches, elles perdent leur

état de saturation intrinsèque par évaporation de l'eau qu'elles contiennent, devenant alors dures et cassantes, et subissant une forte diminution de volume (retrait). Lorsque leur teneur en eau augmente, elles subissent à contrario une augmentation de volume (gonflement).

Dans le cadre du présent projet, les investigations géotechniques menées ont conduit aux observations suivantes :

- Un comportement fluant selon les indices de plasticité mesurés (Ip > 20)
- Des instabilités de type glissement fréquent
- Des problématiques de gonflement engendré par une modification de l'état de contrainte du terrain en place, mis en évidence par deux essais de gonflement à l'œdomètre .

Il est d'usage d'adopter une approche prudente dans le cas de projet en interaction avec cet horizon, qui est l'un des plus sensible de la coupe géologique du Bassin Parisien.

Par ailleurs, d'un point de vue hydrogéologique, les Argiles Vertes constituent un substratum étanche pour la nappe des Argiles à Meulières de Brie sus-jacentes.

2. Études en phase de conception

2.1. Stratigraphie

Les sondages réalisés au droit du projet durant la phase de conception ont mis en évidence la stratigraphie courante suivante :

- 2 à 3 m de Remblais
- 5 m d'Argiles à Meulières
- 5 m d'Argiles Vertes.

2.2. Solution initiale de soutènement

La conception initiale de l'ouvrage MS06 a conduit à prévoir la réalisation d'une paroi clouée définitive, d'une dizaine de mètres de hauteur, ancrée principalement dans les Argiles à Meulières, la hauteur soutenue d'Argiles Vertes correspondant à environ 15 % de la hauteur soutenue totale, en partie basse de l'ouvrage.

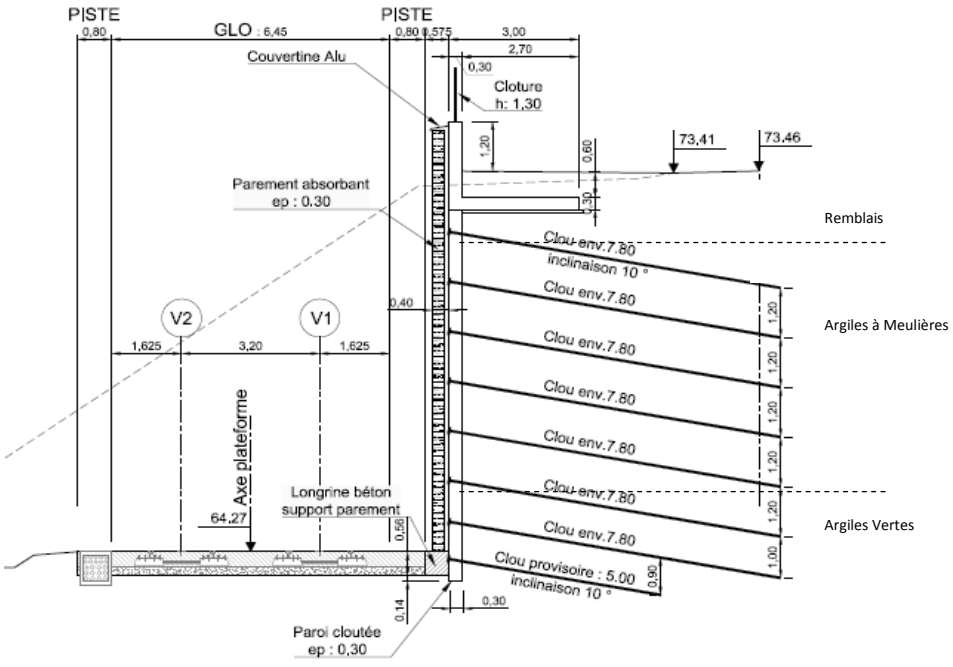


Figure 1. Coupe de principe

3. Adaptation de la conception en phase d'exécution

3.1. Modèle géotechnique

La campagne de reconnaissance complémentaire réalisée en phase de préparation de travaux a permis de compléter et d'affiner le profil en long géotechnique à considérer pour les études d'exécution.

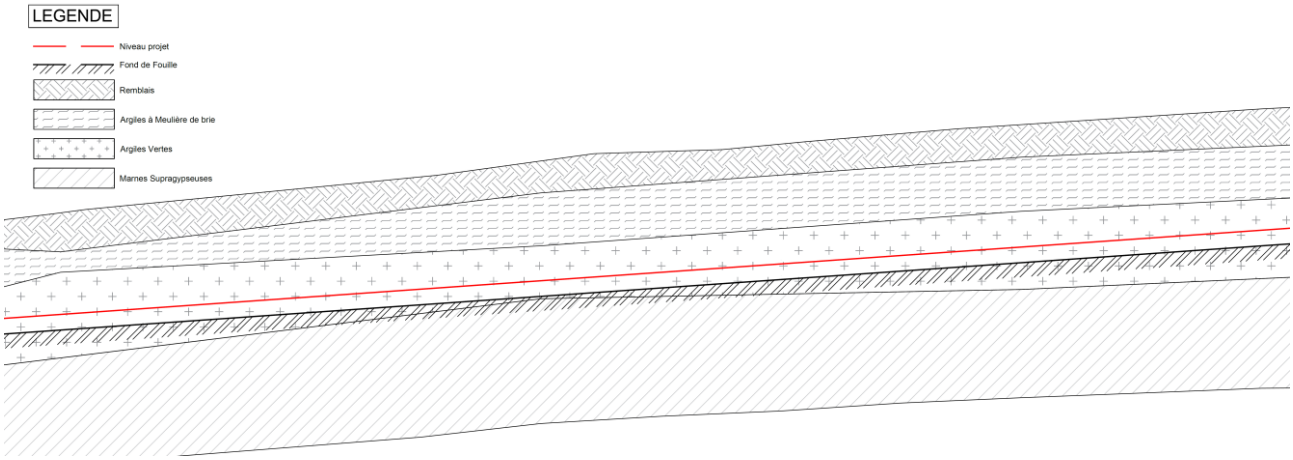


Figure 2 : Profil en long établi en mission G3

Le profil en long établi en mission G3 (figure 2) a mis en évidence que les travaux de terrassement nécessaires à la réalisation de l'ouvrage conduisaient à découvrir les Argiles Vertes sur une hauteur bien plus importante que prévue (jusqu'à 40 % de la hauteur vue totale), cela conduisant à réaliser une majorité des ancrages dans cette couche.

Par conséquent, la solution initialement prévue a dû être réévaluée en vue de conserver un niveau de risque acceptable par rapport à la maitrise de la pérennité de l'ouvrage.

3.2. Description de la conception retenue

La recherche d'une adaptation de la conception initiale a été menée de façon à réduire l'interaction entre la couche des Argiles Vertes et la paroi clouée, afin de s'affranchir de la réalisation d'ancrages permanents dans cette couche.

La conception d'origine a été conservée pour la phase provisoire permettant la réalisation des terrassements nécessaires au projet.

Pour la phase définitive, la réalisation d'un mur en L inversé fondé sur pieux, réalisé à l'avant de la paroi clouée, permet la reprise de l'intégralité des poussées de terres et hydrostatiques. Il permet également de limiter l'interaction entre les voies de train et les Argiles Vertes.

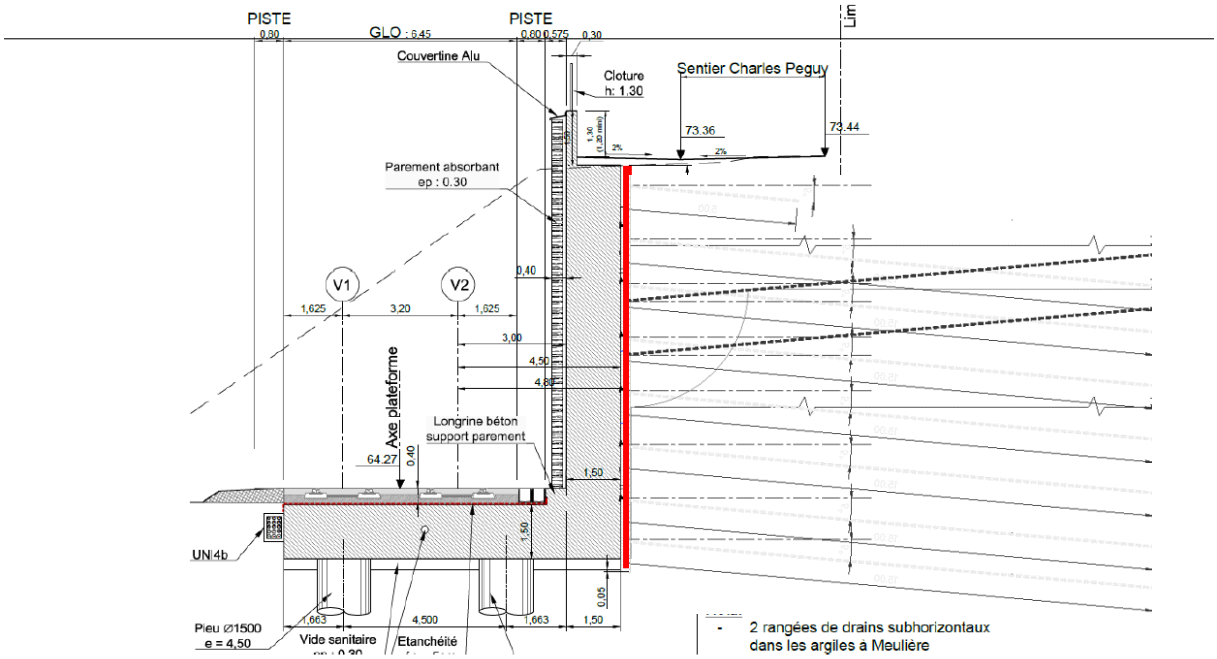


Figure 3 : Coupe de calcul de la solution retenue

3.3 Dimensionnement de la paroi clouée

Les calculs de stabilité générale ont été menés suivant la méthode de BISHOP simplifiée.

Des drains subhorizontaux ont été mis en œuvre afin de réduire les poussées de la nappe contenue dans la formation des Argiles à Meulières.

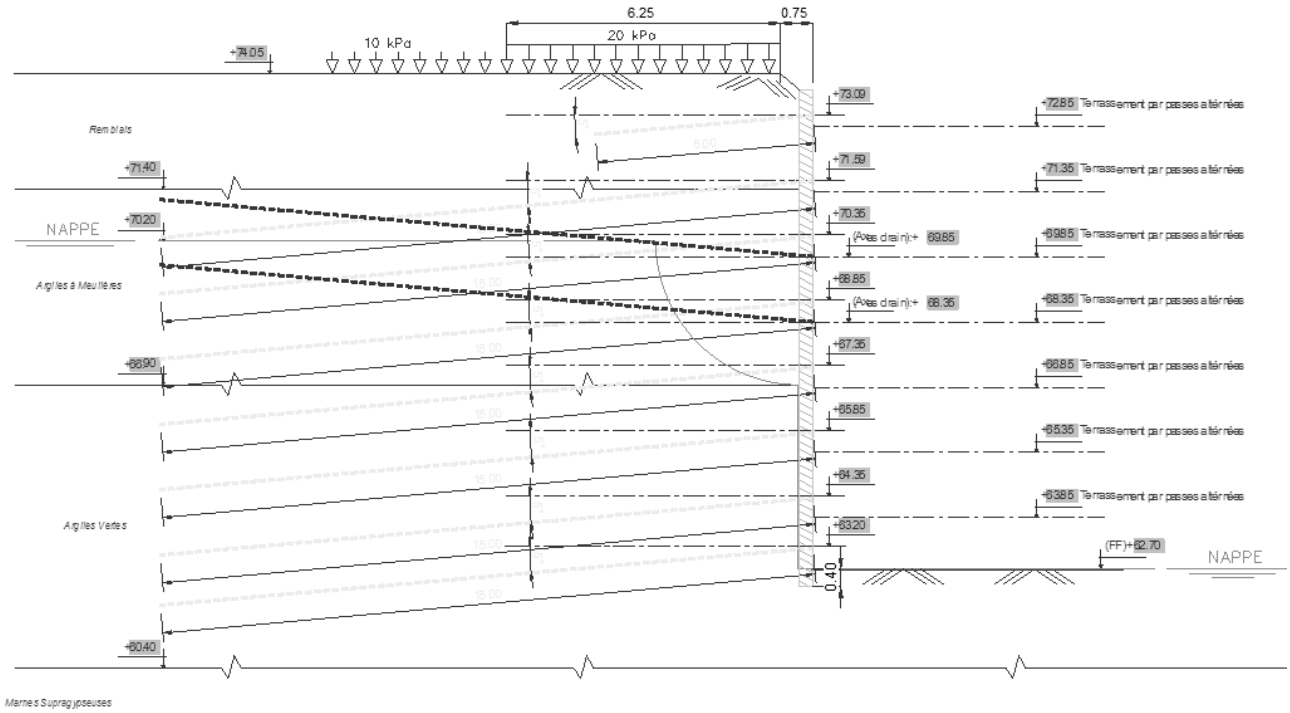


Figure 4 : Coupe de calcul représentant la paroi clouée provisoire

Du fait des faibles caractéristiques mécaniques considérées dans les Argiles Vertes, les calculs ont conduit à des ancrages de longueurs importantes (de l'ordre de 1,5 fois la hauteur vue), permettant de recouper les cercles de glissement potentiels.

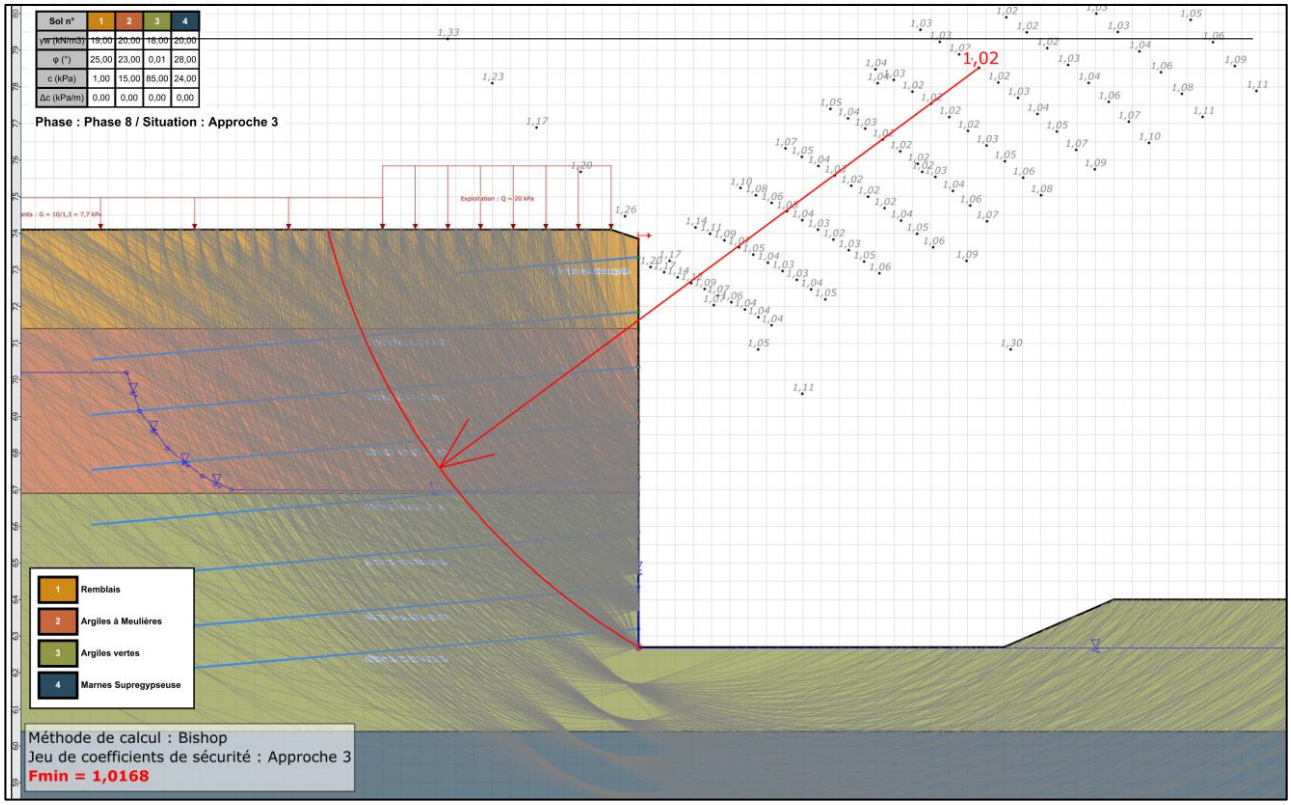


Figure 5 : Cercles de glissement de la paroi clouée provisoire

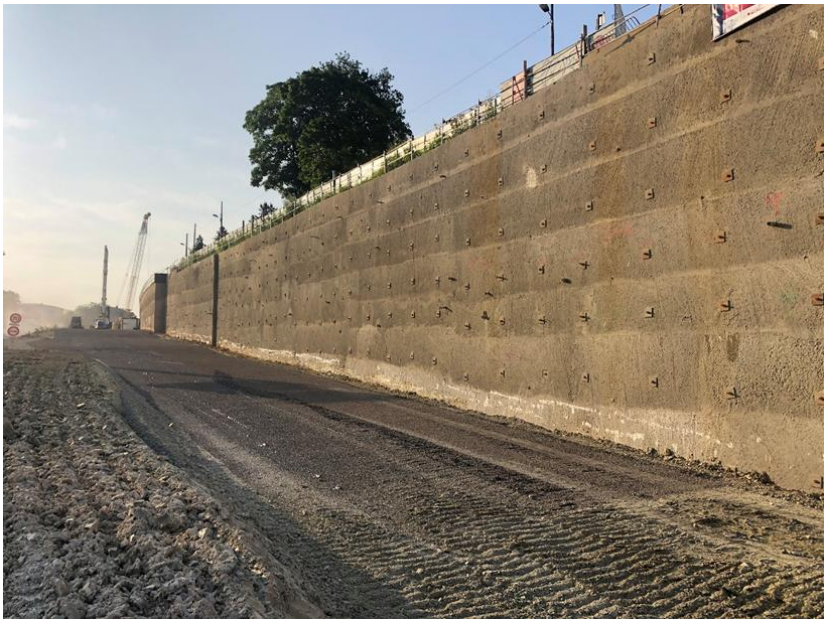


Figure 6 : Photo de la paroi clouée provisoire

3.4 Dimensionnement des pieux de fondations du mur en L inversé

Le mur en L inversé est conçu pour reprendre la totalité des poussées de terres et des eaux en phase définitive. Il est constitué de 9 tronçons, chacun fondé sur 6 à 9 files de 2 pieux de diamètres 1 200 mm à 1 500 mm. Un vide est prévu en sous face de semelle afin d'annuler les pressions de gonflement des Argiles Vertes liée au déconfinement de ces derniers. Les pieux sont ancrés dans les Marnes Supragypseuses.

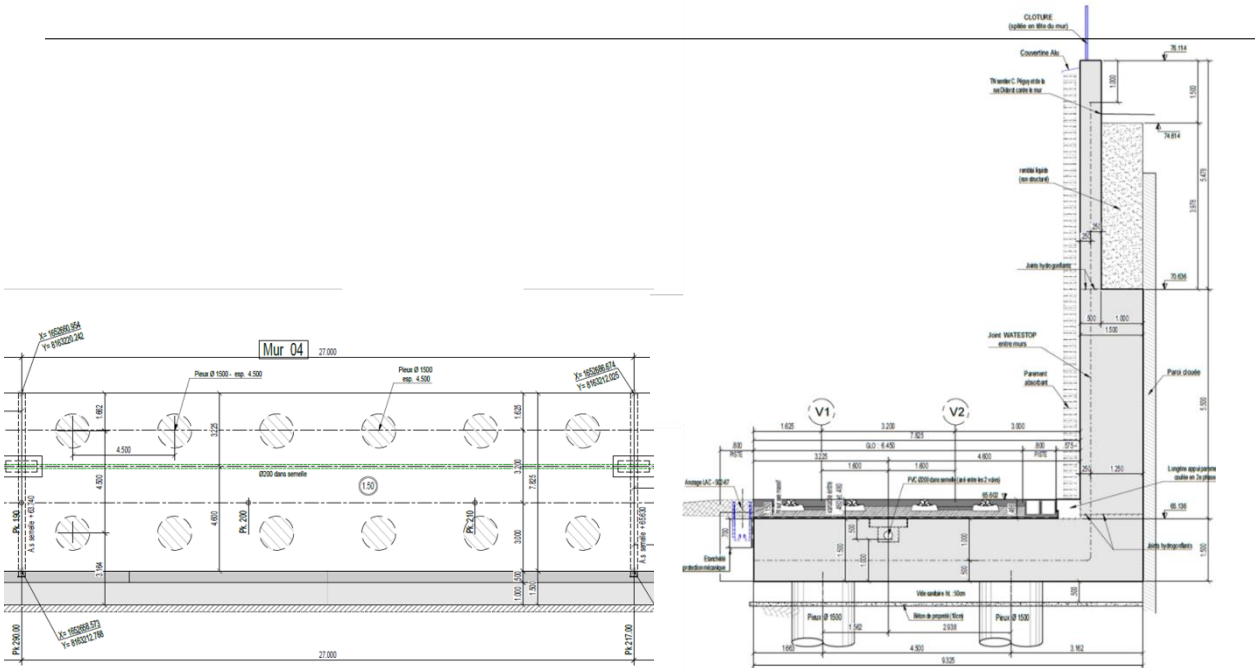


Figure 7 : Vue en plan et coupe du mur en L

Les pieux sont considérés encastrés dans la semelle du mur.

Les modélisations ont été effectuées en deux étapes :

- Mur en L sur appuis : le mur en L a été modélisé sur des appuis souples, en considérant les raideurs de pieux libres en tête. Cette modélisation est schématisée ci-après :

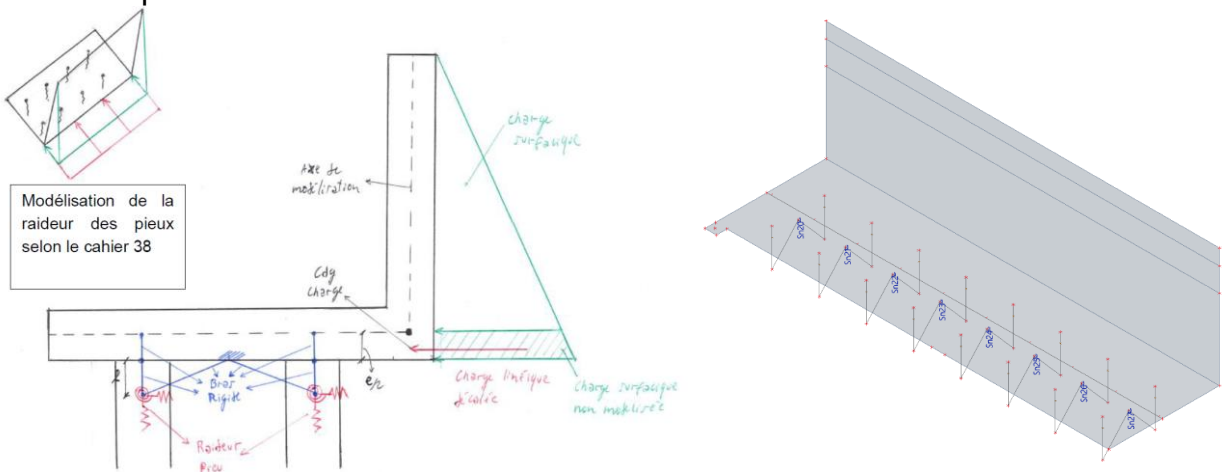


Figure 8 : Modélisation du mur en L sur appuis

Les murs sont modélisés à l'axe par deux plaques représentant la semelle et le voile. Les pieux en sous face de semelle sont modélisés par des bras rigides, pour la prise en compte de la raideur croisée. Le bras rigide est composé de deux barres.

Les terrains ne sont pas pris en compte dans ce modèle.

Cette modélisation permet de fournir un torseur de réaction au centre de deux pieux.

- Pieux sous le mur en L :

Une autre modélisation a ensuite été effectuée afin d'obtenir les sollicitations dans les pieux. Cette fois-ci, un couple de pieux est modélisé dans les terrains en place. Le modèle qui tient compte des paramètres de sol permet d'obtenir les raideurs horizontales, verticales et en rotation des pieux en fonction des dimensions de ces derniers et des torseurs appliqués.

Le torseur obtenu précédemment y est intégré. Pour ce modèle, la semelle est considérée comme infiniment rigide.

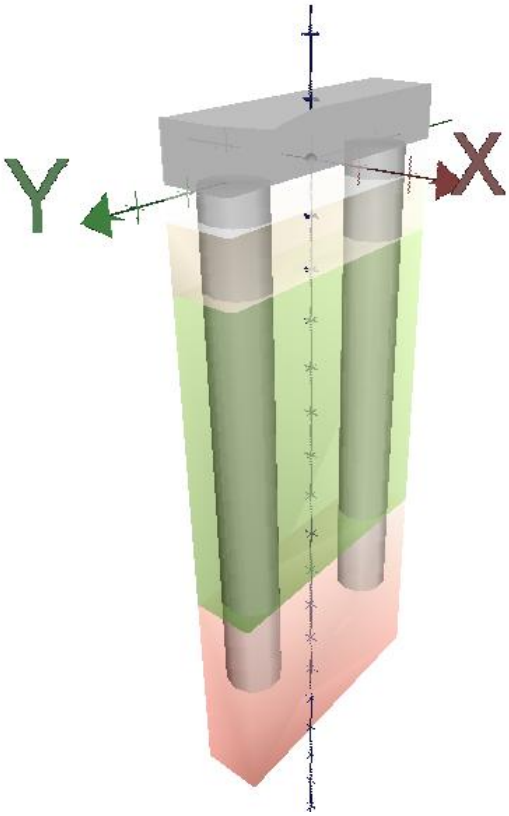


Figure 9 : Modélisation des pieux

La répartition des efforts sur chacun des pieux est ainsi obtenue. Un exemple de descente de charges verticales en tête de pieux est fourni ci-dessous :

Vmax ELS CAR (kN)	Vmin ELS CAR (kN)	Vmax ELS QP (kN)	Vmin ELS QP (kN)	Vmax ELU (kN)	Vmin ELU (kN)	Vmax ACC (kN)	Vmin ACC (kN)
3 507	1 121	2 935	1 101	4 783	-221	2 940	1 124

Le pieux situés au plus près du voile peuvent faire état de traction sous certaines combinaisons ELU.

Figure 10 : Pieux en cours de réalisation

4. Conclusions

Les Argiles Vertes constituent l'un des horizons les plus sensibles de la stratigraphie du Bassin Parisien. Au droit de l'ouvrage MS06 du projet du TramTrain Massy-Evry (91), son interaction sur une hauteur de 5 à 10 m avec l'ouvrage de soutènement à réaliser a conduit lors de la phase d'exécution à reconsidérer la conception initialement prévue.
La solution définitive retenue a été définie de façon à limiter les risques liés au comportement à long terme des Argiles Vertes, notamment les effets sur l'ouvrage engendré par le retrait-gonflement.

5. Références bibliographiques

Filliat G. (1981) La pratique des sols et fondations
NF EN 1997 et annexes : Calculs géotechniques

PREPARATION DES RECOMMANDATIONS DU PROJET NATIONAL ARSCOP

French Research project ARSCOP recommendations

Sebastien BURLON[1], Fahd CUIRA[1], Roger FRANK[2], Julien HABERT[1], Catherine JACQUARD[3], Alexandre LOPES[1], Alain PUECH[4], Philippe REIFFSTECK[5], Serge VARAKSIN[6]

[1] *Terrasol, Paris, France*
[2] *Laboratoire Navier / Ecole des Ponts ParisTech, Champs sur Marne, France*
[3] *Fondasol, Avignon, France*
[4] *Fugro, Nanterre, France*
[5] *Université Gustave Eiffel, IFSTTAR, GERS/SRO, Champs sur Marne, France*
[6] *Apagéo, Magny-les-Hameaux, France*

RÉSUMÉ – Le présent article détaille la préparation des recommandations en cours de rédaction du Projet National ARSCOP dédié aux nouvelles Approches de Reconnaissances des Sols et de Conception de Ouvrages géotechniques avec le Pressiomètre. Après un rappel de l'organisation du projet, les objectifs et la structuration des futures recommandations sont présentés.

ABSTRACT – This paper presents the recommendations of French Research project ARSCOP, dedicated to new approaches for ground testing procedures and design of geotechnical structures based on the pressuremeter. After a reminder of the project organization, objectives and structure of the future recommendations are provided.

1. Introduction et objectifs

1.1. Organisation du projet

Initié en 2017, le projet national ARSCOP est dédié aux nouvelles Approches de Reconnaissances des Sols et de Conception de Ouvrages géotechniques avec le Pressiomètre. Administré par l'IREX (Institut pour la Recherche appliquée et l'EXpérimentation en génie-civil), ce projet de recherche collaboratif rassemble 47 partenaires : maîtres d'ouvrages, industriels, fabricants de matériels, ingénieries et bureaux d'études, laboratoires universitaires et entreprises de travaux.

Le Projet National ARSCOP s'est appuyé sur deux axes de travail.

L'axe 1, dédié à la réalisation de l'essai, a compris i) le développement de nouveaux appareillages (mesure de la pression interstitielle, de l'état des contraintes en place, de modules à très faible niveau de déformation, de la vitesse des ondes de cisaillement, etc.) et de nouvelles méthodes d'interprétation, mais aussi ii) la réalisation de campagnes d'essais pressiométriques croisés pour dresser une image fidèle de la pratique et illustrer les problématiques associées au choix des matériels de forage. Ce dernier point a également permis d'alimenter les réflexions parallèles sur la révision de la norme d'essai européenne NF EN ISO 22476-4 relative à l'essai pressiométrique Ménard, dont l'édition 2 devrait être publiée en 2022.

L'axe 2 est dédié aux applications de la pressiométrie à la conception des ouvrages géotechniques. Dans ce cadre, une revue des méthodes semi-empiriques de prévision de la résistance et des déformations des ouvrages géotechniques a également été réalisée. Par ailleurs, une approche unifiée de l'estimation du tassement des semelles isolées et

des radiers, basée sur la prise en compte d'une variation du module du sol avec le niveau de déformation, a été proposée. Enfin, des éléments complémentaires ont été apportés sur des problématiques telles que la sensibilité à la liquéfaction et l'application au comportement cyclique des ouvrages.

1.2 Objectifs des recommandations

Les recommandations se veulent des conseils pratiques pour la commande et la réalisation de l'essai pressiométrique ainsi que de son application dans les différentes étapes de conception et de réalisation des ouvrages géotechniques.

Elles comprennent une version française et une version anglaise.

Après une introduction, les recommandations comprennent les différents chapitres suivants :

- Procédures courantes d'essai et d'interprétation,
- Procédures avancées d'essai et d'interprétation,
- Application aux ouvrages géotechniques,
- La commande d'essais pressiométriques.

La version française comprend également un chapitre spécifique et supplémentaire dédié à l'évaluation de la pratique française.

2. Contenu des recommandations

2.1 Procédures courantes d'essai et d'interprétation

Le chapitre dédié aux procédures courantes d'essais et d'interprétation fait un point sur la pratique actuelle.

Les éléments relatifs à l'historique, tant technique que normatif, aux matériels couramment utilisés, aux protocoles d'essais et aux méthodes d'interprétation sont présentés. Une place importante est faite à l'essai pressiométrique Ménard. Néanmoins le lien est fait avec les pratiques d'essai d'expansion en forage, en incluant d'autres matériels, comme les dilatomètres (ou matériels permettant de réaliser des essais à haute pression) ainsi que des protocoles comprenant des boucles de déchargement/chargement supplémentaires.

L'interprétation et la détermination des paramètres pressiométriques Ménard sont complétées par la dérivation de paramètres complémentaires, incluant des modules de cisaillement complémentaires associés aux boucles de déchargement/chargement, la cohésion non drainée pour les essais réalisés dans les sols fins, la détermination de la contrainte horizontale initiale.

Les modules ainsi obtenus permettent de mieux appréhender les raideurs des terrains mises en jeu lors de chargements cycliques. La démarche développée permet aussi d'alimenter les méthodes de calcul de tassement des radiers et des semelles en fournissant un module spécifique à chaque niveau de déformation.

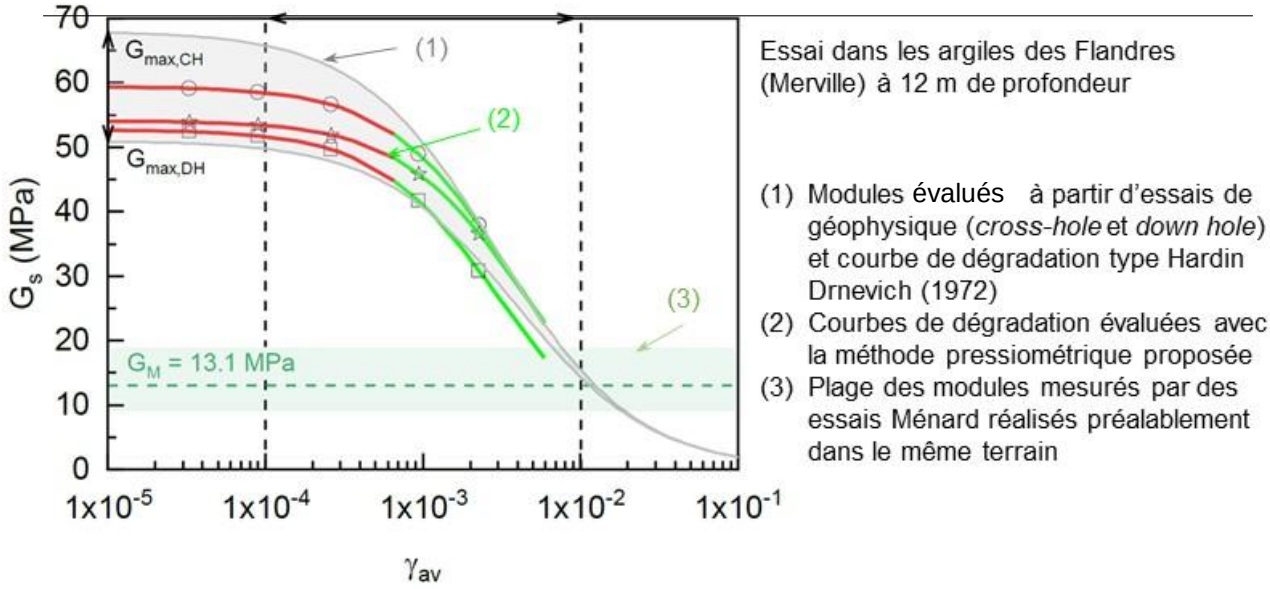


Figure 1 - Courbe de diminution du module de cisaillement sécant du terrain à partir de la procédure d'essai pressiométrique proposée et comparaison avec des mesures par essais de géophysique et des essais type Ménard standard

2.3 Procédures avancées d'essai et d'interprétation

Le chapitre est divisé en quatre parties principales, à savoir : i) la présentation des objectifs associés aux procédures avancées, ii) les améliorations requises pour le matériel d'essai pour permettre d'atteindre ces objectifs, iii) les programmes de chargement et iv) les procédures d'interprétation associées.

L'objectif des procédures présentées dans ce chapitre est d'étendre le domaine d'application de l'essai pressiométrique, permettant l'obtention de paramètres géo-mécaniques qui ne peuvent pas être déterminés avec les sondes et procédures de type Ménard. L'accent est mis notamment sur la mesure des modules de cisaillement dans le domaine des faibles déformations et la détermination du potentiel de liquéfaction des terrains. D'autres procédures, telle que la mesure simultanée par méthode géophysique, sont discutées.

Les aspects limitants des essais pressiométriques Ménard sont mis en lumière dans ce chapitre. Ils sont imputables à la fois à certaines insuffisances du matériel, un remaniement potentiel lié à la mise en place de la sonde et à l'inadaptation de certains protocoles de mesure. On regrette en premier lieu l'absence de capteurs permettant la mesure de la pression interstitielle en cours d'essais et donc l'impossibilité de se prononcer sur le caractère drainé ou non drainé du cisaillement. On a par ailleurs montré que la mesure de paramètres avancés tels que les modules à faibles déformations ou les paramètres cycliques était incompatible avec l'utilisation de sondes tri-cellulaires de type Ménard, en l'absence de corrections complémentaires. Des innovations sont nécessaires pour améliorer la précision requise. Il s'avère que la procédure de chargement par paliers limite le champ d'application de l'essai pressiométrique. L'addition de boucles de décharge-recharge, et lorsque c'est approprié de séries cycliques, permet d'étendre le potentiel de la pressiométrie à d'autres domaines de l'ingénierie.

Deux thèses de doctorat ont été consacrées à l'étude des procédures avancées d'essai pressiométrique. Karagiannopoulos (2020) a travaillé sur le développement de capteurs de pression interstitielle pouvant être mis en place sur tout type de sonde dont la sonde nue Ménard (Figure 2a) et le tube fendu. L'auteur a mené l'application à l'étude du potentiel de liquéfaction des terrains. Lopes (2020) a travaillé sur l'utilisation d'une sonde monocellulaire innovante (Figure 2b) pour la détermination des modules de cisaillement depuis la plage des faibles déformations à partir d'essais incluant des boucles de

décharge-recharge. L'auteur a également étudié l'application de procédures avancées d'essais au dimensionnement des fondations profondes sous chargement cyclique axial.

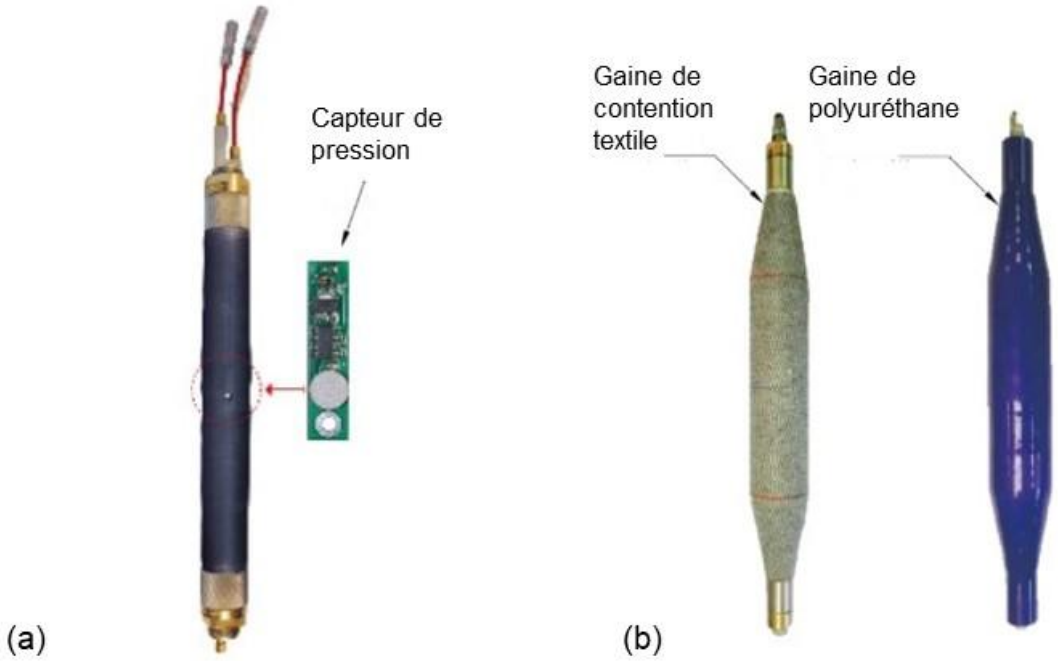


Figure 2 - (a) Sonde pressiométrique de type Ménard équipée avec capteur de pression interstitielle (sonde Jean Lutz SA) ; (b) sonde pressiométrique monocellulaire avec membrane améliorée pour les mesures à faibles déformations (Monochambre FC®)

A la suite du précédent Projet National SOLCYP, il s'est agi de proposer sur la base du matériel d'essais présenté dans l'axe 1 d'ARSCOP des procédures d'essais et d'interprétation de l'essai pressiométrique permettant de fournir des modules de déformation dans les gammes des faibles déformations, entre 10^{-4} à 10^{-2} (Figure 1) (Lopes et al., 2020).

En relation avec le projet ANR ISOLATE, deux méthodes d'évaluation de la liquéfaction des sols granulaires basées sur l'essai pressiométrique Ménard ont pu être validées (Karagiannopoulos, 2020).

2.4 Application aux ouvrages géotechniques

Ce chapitre reprend les éléments développés dans l'axe 2 du projet, dédié à la synthèse des méthodes de calcul actuelles et à la proposition de nouvelles approches permettant notamment une meilleure estimation des déplacements des constructions. Il comprend essentiellement trois contributions : i) la synthèse des règles d'estimation de la portance et des tassements des semelles et des pieux, ii) la proposition de mise à jour des règles semi-empiriques d'estimation du tassement des fondations superficielles, iii) l'application au calcul cyclique des fondations profondes.

Des éléments complémentaires relatifs à la classification des terrains à partir des essais pressiométriques, à la formalisation des procédures spécifiques dédiées à l'étude la liquéfaction ainsi que des éléments relatifs à l'utilisation de l'essai pressiométrique pour réceptionner les travaux d'amélioration des sols y sont rassemblés.

Il avait été envisagé de traiter deux autres problèmes : d'une part, la mesure des contraintes horizontales en arrière des écrans de soutènement afin de valider les méthodes de modélisation numérique permettant le calcul de ces contraintes et d'autre part, la mesure de la pression limite dans des fonds de fouille de grande excavation afin de calculer des fondations profondes à partir de cette même pression limite. Toutefois, ces thématiques ont dû être laissées à un futur projet.

2.4.1 Synthèse des règles d'estimation du comportement des ouvrages géotechniques

La première contribution, dans la lignée des travaux réalisés durant la rédaction de la norme NF P94-262, relative au dimensionnement des fondations profondes en France selon l'Eurocode 7, a d'abord permis de confirmer les règles de résistance en traction des micropieux et des ancrages, mais aussi de quantifier l'incertitude associée (Figure 3). Ce travail a également été complété par la proposition de méthodes pour l'estimation de la courbe charge déplacement en traction des micropieux.

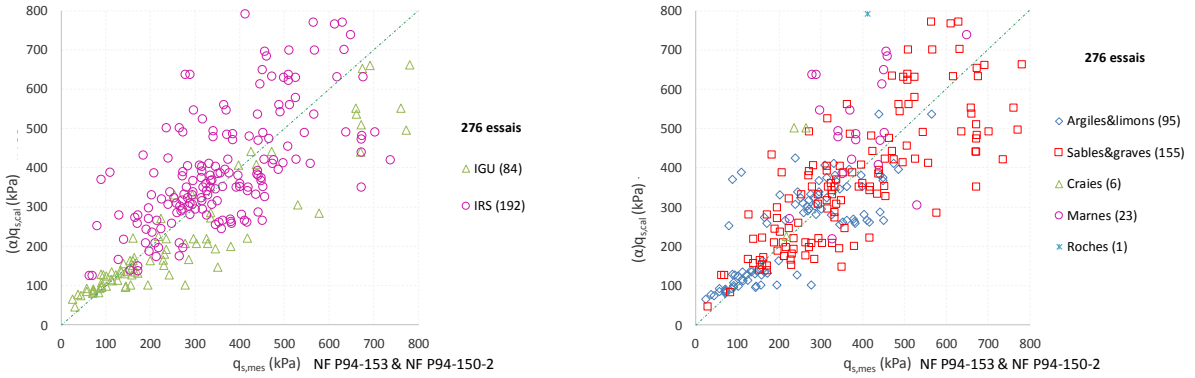


Figure 3 – Comparaison des résistances à la traction mesurées et calculées pour des micropieux ou ancrages réalisés selon les techniques IGU et IRS

Ce travail est ensuite resitué parmi les différentes règles de prévision de la résistance des ouvrages géotechniques à partir de l'essai pressiométrique, concernant la portance des fondations superficielles, la portance et le calcul de tassement des fondations profondes, et la résistance axiale des clous.

2.4.2 Calcul du tassement des fondations superficielles

La deuxième contribution est relative au calcul du tassement des fondations superficielles, en incluant aussi bien les semelles que les radiers. Elle permet notamment d'assurer une approche unifiée du calcul de ces deux types de fondations. L'approche développée, tout en rendant compte du comportement non linéaire des terrains, se veut simple et facile à mettre en œuvre. Son utilisation peut néanmoins être étendue à des calculs complexes mettant en œuvre des méthodes hybrides (association de solutions numériques et de solutions analytiques permettant un gain avéré en temps de calcul) ou des méthodes numériques comme la méthode des éléments finis. Cette approche a été validée sur des ouvrages de taille très variable : des semelles ayant fait l'objet d'essais de chargement par les LPC dans les années 80 aux radiers des tours de La Défense ou d'ouvrages nucléaires (Figure 4). Pour les semelles, l'approche proposée permet d'éclairer et de proposer une alternative aux formules historiques développées par Ménard lors de la mise au point du pressiomètre, il y a un peu plus de 60 ans (Ménard, 1961). Dans tous les cas, l'objectif est de proposer une approche plus fiable et plus robuste de l'estimation des tassements pour concevoir des ouvrages plus économiques.

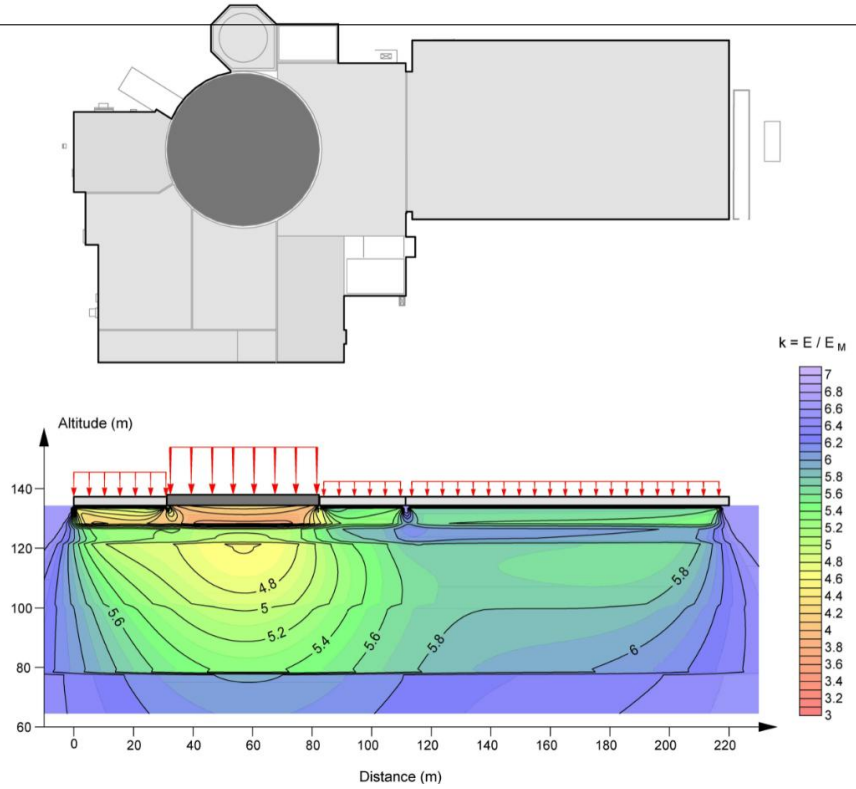


Figure 4 - Module de déformation sous le bâtiment réacteur d'une centrale nucléaire

2.4.3 Calcul des pieux sous chargement cyclique

La troisième contribution est relative au calcul des pieux sous chargements cycliques. Les recherches sur la réponse des fondations sous chargements cycliques menées dans le cadre du PN ARSCOP (Lopes, 2020) ont porté d'une part sur la détermination des modules de cisaillement adaptés au calcul d'interaction sol structure dans le domaine cyclique (faibles déformations), et d'autre part sur la détermination de paramètres nécessaires au calcul de la capacité portante des pieux sous chargement cyclique.

Les travaux ont démontré qu'il est possible d'obtenir, à partir d'essais pressiométriques spécifiques, l'évolution des modules de cisaillement représentatifs du comportement du terrain dans une plage de déformations (distorsion) entre 10^{-4} et 10^{-2}. La précision requise pour ce type de mesures nécessite le recours à des protocoles d'essais adaptés. Les modules de cisaillement ainsi obtenus peuvent être utilisés comme données d'entrée dans différentes méthodes d'analyse d'interaction sol-structure (par exemple : courbes de transfert *t-z*, modélisations numériques par éléments finis).

En ce qui concerne la stabilité des pieux sous charge axiale cyclique, les travaux ont permis d'établir un lien entre le comportement observé dans un terrain donné soumis à un chargement pressiométrique cyclique et le comportement global d'un pieu sous charge cyclique axiale dans ce même terrain. Ce lien a pu être établi par comparaison directe entre les résultats d'une part des essais cycliques de pieux réalisés dans le cadre du Projet national SOLCYP sur les sites expérimentaux de Merville (argiles plastiques surconsolidées des Flandres) et de Dunkerque (sables denses) et d'autre part de séries d'essais pressiométriques cycliques réalisés dans le cadre du Projet ARSCOP sur ces mêmes sites.

L'accumulation de déformations plastiques dans le terrain soumis au chargement pressiométrique cyclique est fortement corrélée à celle mesurée en tête de pieu sous charge axiale cyclique. Il a été possible d'observer l'influence de paramètres tels que la pression maximale appliquée lors des cycles ou l'amplitude du chargement cyclique. La réponse cyclique en termes d'accumulation des déformations est très différente selon que

les séries de cycles sont appliquées lors du premier chargement (sol « vierge ») ou après déchargement (sol pré-cisaillé). Il peut être en particulier constaté que le cyclage sur sol vierge se corrèle bien avec la réponse des pieux forés tandis que le cyclage sur sol pré-cisaillé est représentatif du comportement des pieux battus.

Les analyses de raideur axiale et de déplacement des pieux effectuées (par exemple, Abchir et al., 2016, Bohn et al, 2020) ont permis de conclure que les approches par courbes de transfert *t-z* telles que proposées par Frank et Zhao (1982), calibrées sur le module pressiométrique Ménard, traduisaient de manière satisfaisante le comportement sous sollicitation monotone tandis que le comportement sous chargements cycliques était restitué en injectant les valeurs du module de cisaillement à faibles déformations déterminés par les nouvelles procédures d'essai pressiométrique dans des courbes *t-z* basées sur les propriétés d'élasticité du terrain. Une méthode formelle de dimensionnement n'a pas été proposée à ce stade mais les travaux ouvrent d'importantes perspectives.

2.5 La commande d'essais pressiométriques

Ce dernier chapitre traite des modalités de commande d'essais pressiométriques : la démarche générale est d'associer un protocole aux résultats escomptés en fonction de l'ouvrage à dimensionner.

Au-delà des essais pressiométriques selon le protocole Ménard, conduisant à tester de façon régulière et selon une procédure de chargement fixée, l'essai pressiométrique peut être considéré comme un essai ponctuel, au même titre qu'un essai en laboratoire complexe, afin de déterminer la variation du module de cisaillement avec le niveau de déformation et éventuellement avec le niveau de contrainte, ou encore d'apprécier la sensibilité à la liquéfaction. Selon les paramètres visés, le protocole spécifique d'essai doit être initialement précisé par le prescripteur de l'essai : ce protocole inclut i) le matériel et les exigences métrologiques associées, ii) la procédure de chargement ainsi que iii) les méthodes d'interprétation permettant d'obtenir les paramètres visés.

3. Conclusions

Le présent article détaille les recommandations en cours de rédaction du Projet National ARSCOP, dédié aux nouvelles Approches de Reconnaissances des Sols et de Conception de Ouvrages géotechniques avec le Pressiomètre. Les objectifs et la structuration des recommandations, ainsi que la mise en avant de quelques éléments clef, ont été présentés.

4. Références bibliographiques

Sont listées ici les publications détaillant les apports synthétisés dans les recommandations, sans reprendre façon exhaustive les communications associées au projet ARSCOP.

Abchir, Z., Burlon, S., Frank, R., Habert, J., Legrand, S., 2016. t–z curves for piles from pressuremeter test results. Géotechnique 66, 137–148. https://doi.org/10.1680/jgeot.15.P.097

Baccara, R., Burlon, S., Reiffsteck, P., Wissem, F., 2018. Proposition d'une nouvelle courbe P-y à partir des courbes pressiométriques, in: JNGG2018. Champs-sur-Marne.

Baud, J.-P., Gambin, M., Arsonnet, G., Perini, T., 2018. Corrélation entre paramètres de forage et profils pressiométriques par autoforage du tubage Rotostaf, in: JNGG2018. Champs-sur-Marne.

Bohn, C., Lopes dos Santos, A., Frank, R., 2016. Development of Axial Pile Load Transfer Curves Based on Instrumented Load Tests. Journal of Geotechnical and

Geoenvironmental Engineering 143, 04016081. https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001579
Cour, F., Lopes dos Santos, 2021. An innovative pressuremeter probe, in: ISC'6. Budapest.
Cour, F., Lopes dos Santos, A., 2018a. Paramètres de forage pour un positionnement judicieux de la sonde pressiométrique, in: JNGG2018. Champs-sur-Marne.
Cour, F., Lopes dos Santos, A., 2018b. Sonde monocellulaire innovante pour la réalisation d'essais d'expansion de cavité cylindrique, in: JNGG2018. Champs-sur-Marne.
Frank, R., Zhao, S.R., 1982. Estimation par les paramètres pressiométriques de l'enfoncement sous charge axiale de pieux forés dans des sols fins. BLPC 17–24.
Habert, J., Burlon, S., 2021. Taking into account inhomogeneous distortion around the pressuremeter probe to determine shear modulus, in: ISC'6. Budapest.
Habert, J., Guimond, A., Cuira, F., 2021. Pressuremeter based methods to predict the behaviour of grouted micropiles and anchors, in: ISC'6. Budapest.
Habert, J., Reiffsteck, P., Baud, J.-P., Rispal, M., Jacquard, C., 2020. Essai préssiométrique et résistance hydraulique des tubulures, in: JNGG2020.
Hoang, M.-T., Cuira, F., Dias, D., Miraillet, P., 2018. Estimation du rapport E/E_M : application aux radiers de grandes dimensions, in: JNGG2018. Champs-sur-Marne.
Hoang, M.-T., El Khotry, N., Burlon, S., Cuira, F., 2021. Settlement of shallow foundations using pressuremeter tests, in: ISC'6. Budapest.
Jacquard, C., Rispal, M., 2020. Essais préssiométriques Ménard – réflexion sur les matériels et protocoles, in: JNGG2020.
Karagiannopoulos, P.G., 2020. Apport de la mesure de la pression interstitielle à l'essai pressiométrique : Chargements cycliques et monotones (Thèse de doctorat). Paris Est.
Karagiannopoulos, P.G., Peronne, M., Reiffsteck, P., 2020. Essais pressiométriques cycliques avec mesure de la pression interstitielle-application à l'évaluation de liquéfaction des sols, in: JNGG2020. Presented at the JNGG2020, Lyon.
Karagiannopoulos, P.G., Peronne, M., Reiffsteck, P., Benoit, J., 2021a. Cyclic pressuremeter tests with pore pressure measurements, application to CSR evaluation, in: ISC'6. Budapest.
Karagiannopoulos, P.G., Reiffsteck, P., Peronne, M., 2021b. Pore water pressure measurements during PMT in calibration chamber, in: ISC'6. Budapest.
Lopes dos Santos, A., 2020. Determination of soil shear modulus at low strain level using an innovative pressuremeter probe. Application to cyclic pile design.
Lopes dos Santos, A., Cour, F., Puech, A., Dupla, J.-C., Canou, J., 2021. Assessment of shear stiffness at small strain level using an innovative monocell pressuremeter probe, in: ISC'6. Budapest.
Lopes dos Santos, A., Dupla, J.-C., Canou, J., Puech, A., Droniuc, N., Cour, F., 2020. Laboratory Evaluation of the Measuring Capabilities of an Innovative Pressuremeter Probe in Dry Sand. Geotechnical Testing Journal 44. https://doi.org/10.1520/GTJ20190209
Lopes dos Santos, A., Puech, A., Droniuc, N., Geisler, J., Cour, F., 2018. Mesures de G à faibles déformations à partir d'une sonde pressiométrique monocellulaire, in: JNGG2018. Champs-sur-Marne.
Ménard, L., 1961. Influence de l'amplitude et de l'histoire d'un champ de contraintes sur le tassement d'un sol de fondation, in: ISSMGE05. Presented at the 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering (Paris), Paris.
Monnet, J., 2021. Expected precision of the pressuremeter test, in: ISC'6. Budapest.
Monnet, J., Boutonnier, L., Mahmutovic, D., 2020. Interprétation élastique de l'essai pressiométrique dans les argiles en condition non drainée et non saturée, in: JNGG2020.

Reiffsteck, P., Benoit, J., Habert, J., Karagiannopoulos, P., Desanneaux, G., Fanelli, S., 2018. Procédure pour la détermination du coefficient des terres au repos K0 par les essais en place, in: JNGG2018. Champs-sur-Marne.

Reiffsteck, P., Saussaye, L., Habert, J., 2021. Borehole quality influence on expansion test results, in: ISC'6. Presented at the ISC'6, Budapest.

Toubassy, L., Darras, V., Cuira, F., Habert, J., 2018. Etude du comportement en déplacement de micropieux en traction, in: JNGG2018. Champs-sur-Marne.

IMPACT DES CONDITIONS ENVIRONNEMENTALES SUR LE COMPORTEMENT HYDROMÉCANIQUE À LONG TERME DE SOLS TRAITÉS

IMPACT OF ENVIRONMENTAL CONDITIONS ON THE LONG-TERM HYDRO-MECHANICAL BEHAVIOR OF TREATED SOILS

Nicolas Chabrat[1,2], Olivier Cuisinier[1], Michel Khatib[2], Farimah Masrouri[1]

[1] Université de Lorraine, LEMTA (UMR 7563) CNRS, Nancy, France
[2] Ginger CEBTP, Élancourt, France

RÉSUMÉ – Cette étude porte sur l'altération des performances des sols argileux traités à la chaux et/ou au ciment. Des essais ont été réalisés sur des sols traités prélevés dans un remblai construit en 2010. Les résultats montrent que les caractéristiques hydromécaniques diminuent du cœur vers la bordure du remblai, traduisant un impact significatif des conditions environnementales sur les performances à long terme d'un sol traité.

ABSTRACT – This paper focuses on the performance alteration of clayey soils treated with lime and/or cement. Tests were carried out on specimens of treated materials sampled from an embankment built in 2010. The results show that the hydro-mechanical characteristics decrease from the core to the edge of the fill, reflecting a significant impact of environmental conditions on the long-term performance of a treated soil.

1. Introduction

Le traitement à la chaux et/ou au ciment est une solution qui permet la valorisation de sols non réutilisables en l'état. Ces traitements améliorent notamment les caractéristiques mécaniques comme la résistance et le module élastique du sol (par ex. Bell, 1996). Ils limitent également le retrait-gonflement des sols argileux (par ex. Nalbantoglu et Tuncer, 2011 ; Stoltz et al., 2012). Dans tous les cas, il est nécessaire d'évaluer la durabilité de la performance du sol traité au sein de l'ouvrage.

De nombreuses études en laboratoire ont permis de mettre en évidence l'effet d'une exposition prolongée aux sollicitations climatiques sur le comportement à long terme des sols traités. Certains auteurs ont montré que l'alternance de périodes sèches et humides avait un effet néfaste sur les caractéristiques d'un sol traité. Ainsi, par exemple, Liu et al. (2019) ont étudié l'impact de cycles d'immersion dans l'eau puis d'étuvage sur un sable traité à l'aide d'une précipitation de calcite. L'imposition de ces cycles, dont le protocole expérimental est décrit dans la norme ASTM D559-03, induit une baisse jusqu'à 80% de la résistance à la compression pour des éprouvettes traitées. D'autres études (Mehenni et al., 2020 ; Stoltz et al., 2012) ont adapté les procédures de simulation des cycles hydriques par le contrôle de la succion dans les éprouvettes. Dans chaque cas, l'amplitude du cycle hydrique contrôle l'intensité de la dégradation des effets du traitement.

Cependant la question de la représentabilité des résultats en laboratoire reste ouverte, car peu d'études se sont intéressées au suivi de l'évolution in situ des caractéristiques de sols traités. Quelques investigations réalisées à partir de prélèvements sur site ont tenté d'évaluer la performance des matériaux traités plusieurs années après la construction de l'infrastructure (par ex. Gutschick, 1978 ; Rosone et al., 2018). Dans le cas du canal Friant-Kern construit dans les années 70 en Californie, Akula et al. (2020) ont évalué la durabilité

à long terme d'un limon traité à 4 % de chaux. L'analyse physico-chimique des matériaux récupérés 40 ans après la construction de l'ouvrage, a permis de conclure que le dosage en traitement était approprié afin de durer dans cette période de temps, malgré une baisse sensible des performances du sol. Cuisinier et al. (2012) ont également étudié l'évolution temporelle des propriétés d'un sol traité dans le cas d'un remblai, 7 ans après sa construction. Une série d'essais triaxiaux a mis en évidence une forte hétérogénéité principalement due à la nature des sols utilisés, mais également à l'altération de certaines zones de l'ouvrage. Dans chaque cas, les conclusions des auteurs appellent à de nouvelles études visant à évaluer l'évolution potentielle des propriétés des sols traités.

Ainsi, la bibliographie montre que la majorité des études de durabilité des sols traités a été réalisée à partir d'essais en laboratoire. Actuellement il n'existe que peu d'investigations in situ permettant d'évaluer la durabilité des performances des sols traités employés en remblai. Ce constat est d'autant plus vrai pour les sols argileux. Dans ce contexte, l'objectif principal de l'étude est d'évaluer à partir d'investigations menées sur des ouvrages réels, l'évolution des performances dans le temps des sols traités. L'article présente des résultats obtenus à partir de prélèvements réalisés dans un remblai en sol argileux traité à la chaux et/ou au ciment construit en 2010. Dans un premier temps, les caractéristiques des sols employés ainsi que la mise en œuvre du remblai sont détaillées. Par la suite, la phase de prélèvements des matériaux est précisée. Enfin, les résultats des essais de compressibilité des matériaux prélevés seront comparés aux performances des sols traités initiaux.

2. Présentation du site d'étude et des matériaux

L'ouvrage retenu dans le cadre de ce travail est un remblai situé le long de la RN19 à Héricourt (70). Cet ouvrage expérimental a été construit dans le cadre du projet ANR TerDOUEST (2008-2012). Le remblai fait 112 m de long et 5 m de hauteur. La pente du talus est de 2H/1V, la largeur du remblai est de 25 m en pied et 5 m en tête. Cet ouvrage a fait l'objet d'un suivi important au moment de sa construction (Froumentin et Boussafir, 2013), et après (par ex. An et al., 2017 ; Bicalho et al., 2018). De nombreuses études sur les matériaux mis en œuvre ont aussi été réalisées (par ex. Dong, 2013 ; Razakamanantsoa et al., 2012).

2.1 Matériaux employés

Le remblai a été construit en deux parties, la première avec une argile F4 et l'autre avec un limon F2 (selon la classification française). Cette étude se concentre sur la partie du remblai réalisée avec l'argile F4 dont les caractéristiques principales sont données dans le Tableau 1.

Le Tableau 2 rappelle les caractéristiques de compactage de l'argile de Héricourt à l'optimum Proctor et pour différents dosages. Ces caractéristiques ont été déterminées suite à une campagne d'essais de laboratoire préalables à la construction (Froumentin et Boussafir, 2013). Des données complémentaires comme la minéralogie ou la microstructure de l'argile de Héricourt sont également disponible dans Stoltz et al. (2014).

Tableau 1. Propriétés géotechniques de l'argile de Héricourt (Stoltz et al., 2012).

Passant à 80 µm (%)	Passant à 2 µm (%)	Gs (-)	w_L(%)	w_P (%)	IP (%)	VBS (-)
90	70	2,67	71	29	42	4,2 à 6,3

Tableau 2. Caractéristiques de compactage de l'argile de Héricourt (Froumentin et Boussafir, 2013).

Dosage	0 %	2 % CaO	5% CaO	2 % CaO + 3 % CEM II
$\rho_{d,OPN}$ (Mg.m-3)	1,45	1,34	1,20	1,34
w_{OPN} (%)	26,5	32,0	37,0	32,5
e_i (-)	0,84	1,00	1,23	1,00

2.2 Structure de l'ouvrage

La structure de la partie de l'ouvrage en argile F4 est donnée sur la Figure 1. Trois casiers principaux ont été réalisés dans la partie inférieure du remblai. La partie supérieure reproduit une structure d'assise de chaussée avec deux modalités de traitement. Un enduit bicouche a également été mis en œuvre afin d'imperméabiliser la couche d'assise. Pour chaque partie de l'ouvrage, différents dosages de traitement ont été utilisés. Le corps du remblai, est constitué de 3 différents casiers, chacun avec un traitement spécifique.

- Le casier n°1 est en argile non traitée, mais l'utilisation d'un traitement d'appoint de 4 % de chaux vive afin d'assurer la traficabilité sur chantier a été nécessaire pour les couches R08 à R11.
- Le casier n°2 a été traité à 4 % de chaux vive.
- Le casier n°3 a été traité à 2 % de chaux vive et 3 % de ciment CEM II.

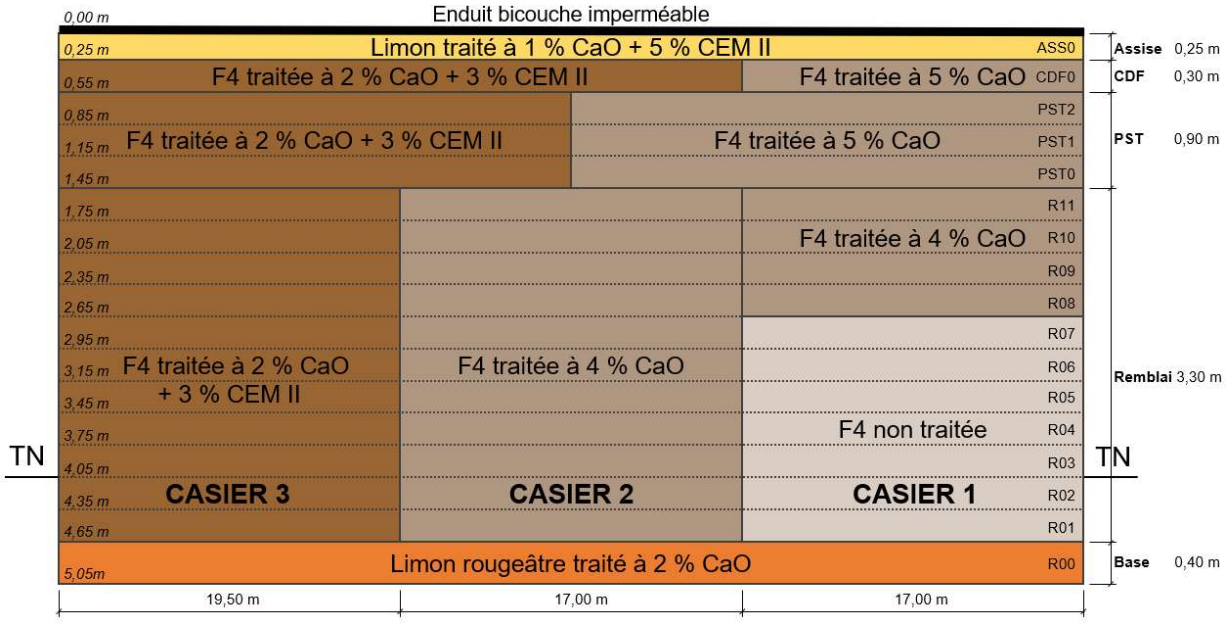


Figure 1. Coupe longitudinale du remblai de Héricourt (Froumentin et Boussafir, 2013).

La construction du remblai, de la définition des dosages aux modalités de mise en place, est détaillée par Froumentin et Boussafir (2013). L'argile F4 provient des déblais du chantier de la RD438, route construite au même moment que le remblai. Chaque couche a été traitée sur place par épandage, puis malaxée et enfin compactée à l'aide d'un compacteur vibrant à pied dameur (VP5). Pour les couches de remblai et de partie supérieure de terrassement

(PST), l'objectif de densification a été fixé à Q4, tandis que la couche de forme a pour objectif de compactage Q3.

Enfin, le remblai a été construit suivant la méthode excédentaire avec une largeur de 1 m par rapport à la côte horizontale du talus fini. Cette méthode permet de garantir les objectifs de compactage, ainsi que l'homogénéité au niveau des bordures du remblai. Une couche de terre végétale d'environ 0,10 m a également été rajoutée sur le talus à la fin de la construction.

2.3 Prélèvements

La campagne de prélèvements a été effectuée en novembre 2020. Des carottages horizontaux ont été réalisés dans les trois casiers du remblai, à environ 1,80 m au-dessus du terrain naturel. La profondeur des carottages est de 4,50 m, afin de prélever jusqu'au cœur du remblai (Figure 2). Un carottage par rotation avec de l'eau comme fluide de forage a été choisi afin de pouvoir garantir la qualité des prélèvements. Ainsi, un taux de récupération de 97% a été constaté sur les carottages horizontaux.

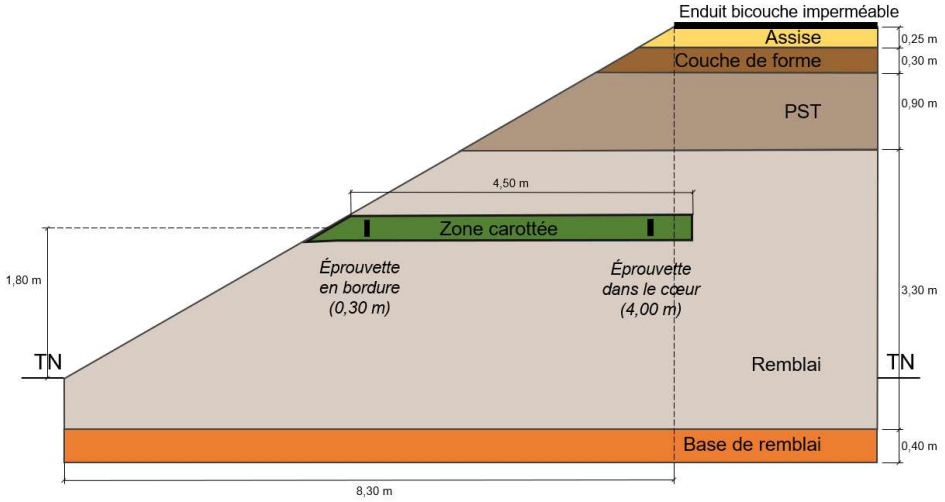


Figure 2. Zone de carottage dans le remblai.

3. Approche expérimentale

Dans le cadre de cette étude, le comportement du sol prélevé à proximité de la bordure a été comparé à celui du sol issu de la partie la plus interne du remblai afin de mettre en évidence l'impact des conditions environnementales. Des essais œdométriques ont été réalisés avec pour objectif de quantifier explicitement les effets du traitement. Cette approche consiste à comparer le comportement du sol traité à celui du même sol dans un état remanié en se basant sur la détermination du facteur de sensibilité S_σ (Burland et al., 1996 ; Gasparre et Coop, 2008). Ce paramètre est défini comme le rapport entre la contrainte de préconsolidation d'un sol compacté et la contrainte verticale déterminée sur la courbe vierge du sol pour le même indice des vides.

Ainsi, pour les casiers n°2 et n°3, deux éprouvettes de sols ont été préparées : la première au niveau de la bordure du remblai à environ 0,30 m de la surface, la seconde dans le cœur du remblai à environ 4,00 m de la surface. Pour le casier n°1, seule une éprouvette extraite dans la bordure du remblai a été préparée. Ces 5 éprouvettes de sols ont été tout d'abord coupées dans la carotte à l'aide d'une scie à lame diamantée, puis ajustées à un diamètre de 70 mm. Après transfert dans l'œdomètre, la hauteur initiale des éprouvettes est de l'ordre de 15 mm. Ensuite, les éprouvettes ont été saturées puis soumises à un chargement par paliers jusqu'à 3,9 MPa.

Deux autres essais ont également été réalisés sur la même argile F4 non traitée, prélevée lors de la construction et conservée depuis en laboratoire. La première éprouvette a été compactée à l'optimum Proctor normal de manière statique. Pour la deuxième, une pâte d'argile a été préparée à 1,5 fois la limite de liquidité afin d'établir la courbe vierge du sol (Burland, 1990). Dans les deux cas, la hauteur de l'éprouvette est de 10 mm et le diamètre est de 70 mm. Ces essais serviront par la suite de point de comparaison avec les autres essais prélevés dans le remblai. Enfin à l'aide d'un potentiomètre (WP4C®) la succion totale initiale des éprouvettes a été déterminée.

4. Résultats

Les résultats obtenus pour tous les essais sont répertoriés dans le Tableau 3.

La Figure 3a présente la courbe de compressibilité de l'éprouvette extraite dans la bordure du casier n°1 traité dans une zone à 4 % de chaux (notée SCH1 Bordure). Un gonflement inférieur à 1 % est observé durant la phase de saturation, valeur très inférieure à celle du sol non traité reconstitué en laboratoire pour lequel le gonflement est de 14,1 %. Toutefois, après la phase de saturation, les indices des vides du sol non traité et du sol prélevé à proximité de la surface du remblai coïncident. Cette similitude des comportements de l'éprouvette SCH1 Bordure et de l'éprouvette non traitée se confirme tout au long du chargement. C'est la raison pour laquelle les indices de gonflement C_G et de compression C_C des deux éprouvettes ainsi que les contraintes de préconsolidation σ'_P sont très proches.

La Figure 3b permet d'évaluer le rôle de la position de prélèvement au sein du remblai sur la compressibilité de l'argile traitée à 4 % de chaux. Les caractéristiques mécaniques de l'éprouvette prélevée en bordure du casier n°2 sont équivalentes à ce qui a été observé sur la bordure du casier n°1. Néanmoins, la courbe de compressibilité du sol prélevée en cœur de remblai est très différente : deux ordres de grandeurs séparent ainsi les contraintes de préconsolidation de ce même matériau, prélevé à deux endroits distincts du remblai. Le gonflement du sol lors de la phase de saturation est cependant toujours très restreint (inférieur à 1%).

Tableau 3. Caractéristiques mécaniques des essais.

Éprouvette	SCH1* Bordure	SCH2* Bordure	SCH2* Cœur	SCH3* Bordure	SCH3* Cœur	Non Traité w_{OPN}
Traitement	4 % Cao	4 % Cao	4 % Cao	2 % CaO + 3 % CEM II	2 % CaO + 3 % CEM II	/
e_0 (-)	1,027	1,019	1,16	0,999	1,134	0,845
$\rho_{d,i}$ (Mg.m^{-3})	1,32	1,33	1,24	1,34	1,25	1,45
w_i (%)	34,0	35,1	40,1	30,9	31,1	26,5
$S_{r,i}$ (%)	88,6	92,1	92,5	82,7	73,4	83,9
s_i (MPa)	0,34	0,32	0,09	0,36	0,12	1,40
σ'_P (kPa)	28	23	1447	20	849	49
C_C (-)	0,21	0,23	0,34	0,19	0,32	0,25
C_G (-)	0,04	0,05	0,05	0,05	0,09	0,03
S_σ (-)	0,1	0,1	5,7	0,1	2,8	0,2

* Sondage carotté horizontal effectués dans le casier n°1, 2 ou 3

Les résultats œdométriques obtenus dans le casier n°3 (traité à 2 % de chaux et 3 % de CEM II) sont présentés dans la Figure 3c. Dans le cas du prélèvement à la proximité de la surface du remblai, l'indice des vides initial est similaire aux indices des vides déterminés expérimentalement pour le même dosage (environ 1,00). Néanmoins, après la phase de

gonflement, la courbe de consolidation s'approche de celle du sol non traité. Les caractéristiques du sol prélevé en bordure du remblai sont à nouveau comparables aux caractéristiques d'un sol non traité à l'optimum Proctor. Dans le cas de l'éprouvette SCH3 Cœur, la phase de saturation est marquée par un très faible gonflement de l'éprouvette. Le rapport entre la contrainte σ'_P au cœur du remblai et en bordure est de l'ordre de 42, ce qui montre que la partie à proximité de la surface du remblai a été fortement dégradée.

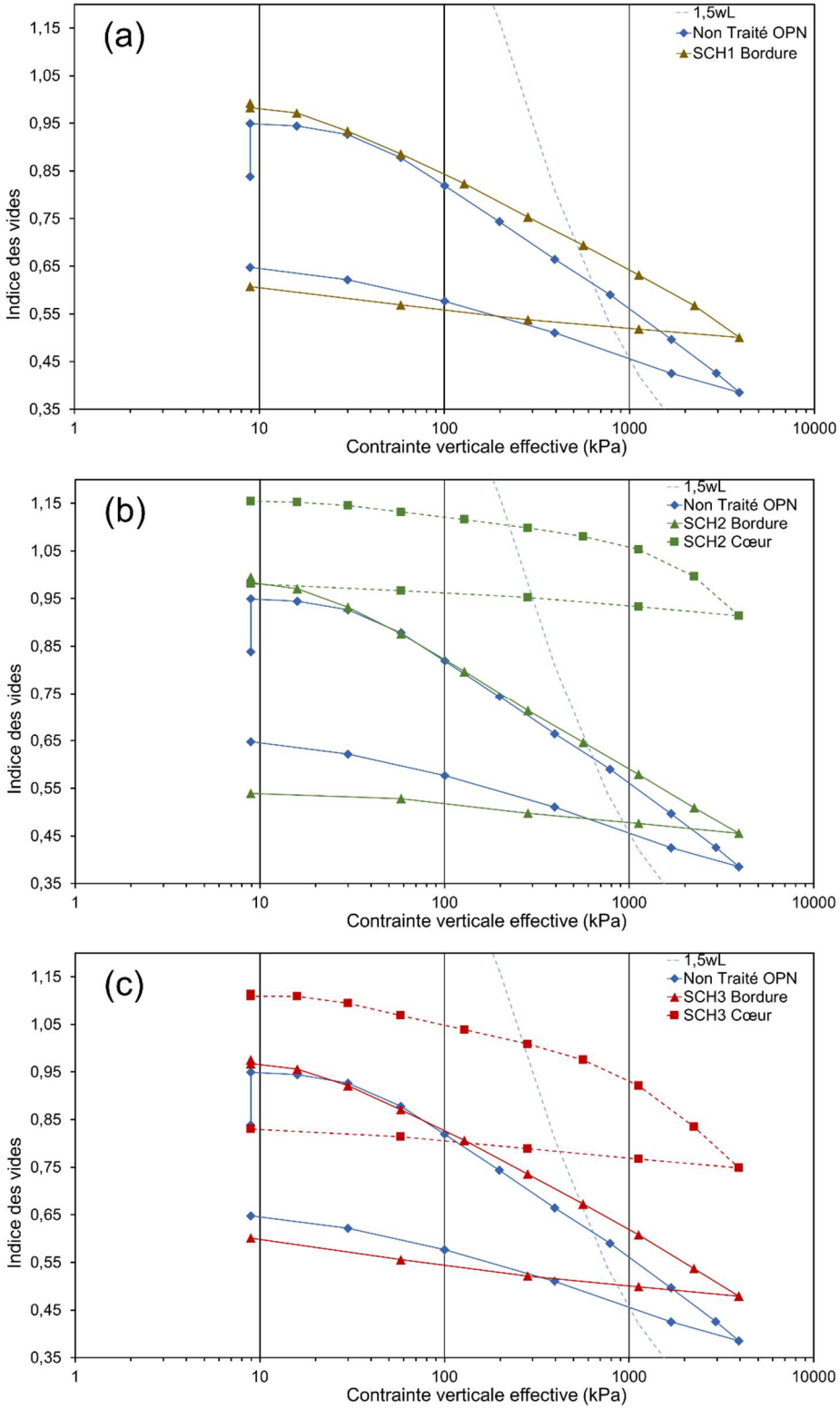


Figure 3. Effet de la position dans le remblai sur les courbes de compressibilité d'éprouvettes prélevées dans le casier n°1 (a), le casier n°2 (b) et le casier n°3 (c).

5. Discussion

Les résultats obtenus durant cette étude permettent d'évaluer l'état du traitement dans chaque casier en argile, 11 années après la construction de l'ouvrage. Une série d'essais œdométriques (Figure 3) a mis en évidence une différence de comportement entre les éprouvettes de sol prélevées à proximité de la surface du remblai de celles provenant de la partie interne de l'ouvrage. Cet écart entre les résistances mécaniques de la bordure et du cœur du remblai est observable dans les mêmes proportions pour chaque casier étudié. Ces résultats montrent que les sols prélevés en bordure de remblai ont subi une dégradation de leurs caractéristiques mécaniques.

L'impact du traitement sur le comportement mécanique peut être quantifié pour chaque essai à l'aide du facteur de sensibilité S_σ (tableau 3). On constate ainsi que le facteur de sensibilité dépend de la position du prélèvement. Ce paramètre peut être comparé aux résultats obtenus par Stoltz et al. (2014) sur des éprouvettes après 28 jours de cure. Dans le cas des éprouvettes prélevées en cœur de remblai, le facteur de sensibilité est du même ordre de grandeur que les valeurs déterminées par Stoltz et al., (2014) (S_σ = 3,7 pour une éprouvette à 2 % de chaux et S_σ = 10,2 pour une éprouvette à 5 % de chaux). Pour les éprouvettes prélevées en bordure du remblai, le facteur de sensibilité de chaque éprouvette est très faible (aux alentours de 0,1 dans les trois cas), et est comparable au facteur de sensibilité d'un sol non traité (égal à 0,2). Ces observations laissent à penser que le traitement a été fortement dégradé dans le temps à proximité de la surface du remblai.

6. Conclusion et perspectives

Les essais effectués sur des sols prélevés dans le remblai de Héricourt, ouvrage construit en 2010, ont permis d'évaluer les performances dans le temps de sols argileux traités en conditions réelles. Ces résultats mettent en évidence une forte disparité de comportement entre les éprouvettes prélevées en bordure et les éprouvettes prélevées dans la partie interne du remblai. Dans le cœur de l'ouvrage, la comparaison des facteurs de sensibilité entre éprouvettes prélevées et éprouvettes préparées en laboratoire a permis d'évaluer la quantité de produits cimentaires dans le sol. Cependant, le nombre d'essais effectués ne permet pas encore de conclure quant à la possible altération de la partie interne du remblai. À proximité de la surface de l'ouvrage, les résistances mécaniques du sol sont faibles et comparable à la résistance obtenue pour un sol non traité. La différence de comportement entre la partie interne et la bordure sont ainsi très marquées. Ces observations tendent à remettre en question la durabilité du traitement à proximité de la surface du remblai.

Toutefois, ces résultats doivent être approfondis par de nouveaux essais mécaniques entre la bordure et le cœur de l'ouvrage, afin de déterminer l'influence de la profondeur dans le remblai. Ces résultats seront précisés par l'analyse microstructurale (porosimétrie par intrusion de mercure) et physico-chimique (analyse thermogravimétrique) des échantillons du remblai. Cette approche multi échelle permettra d'obtenir une méthodologie concrète pour prédire la durabilité des ouvrages en sol traité.

7. Remerciements

Ce travail a été réalisé en partie dans le cadre du projet MSCA-RISE GEORES financé par le programme de recherche et d'innovation Horizon 2020 de l'Union européenne à travers l'accord de subvention n°778120.

8. Références bibliographiques

Akula, P., Hariharan, N., Little, D.N., Lesueur, D., Herrier, G., 2020. Evaluating the Long-Term Durability of Lime Treatment in Hydraulic Structures: Case Study on the Friant-Kern Canal. Transportation Research Record 2674, 431–443.

An, N., Hemmati, S., Cui, Y., 2017. Numerical analysis of soil volumetric water content and temperature variations in an embankment due to soil-atmosphere interaction. Computers and Geotechnics 83, 40–51.

ASTM D559-03, 1995. Standard Tests Methods for Wetting and Drying Compacted Soil-Cement Mixtures.

Bell, F.G., 1996. Lime stabilization of clay minerals and soils. Engineering Geology 42, 223–237.

Bicalho, K.V., Boussafir, Y., Cui, Y.-J., 2018. Performance of an instrumented embankment constructed with lime-treated silty clay during four-years in the Northeast of France. Transportation Geotechnics 17, 100–116.

Burland, J.B., 1990. On the compressibility and shear strength of natural clays. Géotechnique 40, 329–378.

Burland, J.B., Rampello, S., Georgiannou, V.N., Calabresi, G., 1996. A laboratory study of the strength of four stiff clays. Géotechnique 46, 491–514.

Cuisinier, O., Gandille, D., Robinet, A., Stoltz, G., Mehenni, A., Robin, V., 2012. Long term behaviour of treated soils–case study of a lime and cement stabilized backfill, in: Proceeedings of the 3rd International Seminar on Earthworks, Technische Universität München, Berlin, Germany. pp. 189–200.

Dong, J., 2013. Étude de l'effet de la taille d'agrégats sur la raideur des sols fins traités à la chaux et/ou au ciment : des conditions de laboratoire aux conditions in situ (These de doctorat). Paris Est.

Froumentin, M., Boussafir, Y., 2013. La construction d'un remblai expérimental unique en France en sols fins traités hors spécification. Colloque TerDOUEST.

Gasparre, A., Coop, M., 2008. Quantification of the effects of structure on the compression of a stiff clay. Canadian Geotechnical Journal.

Gutschick, K.A., 1978. Lime stabilization under hydraulic conditions. 4th Lime Congress. pp. 1-20.

Liu, S., Wen, K., Armwood, C., Bu, C., Li, C., Amini, F., Li, L., 2019. Enhancement of MICP-Treated Sandy Soils against Environmental Deterioration. Journal of Materials in Civil Engineering 31.

Mehenni, A., Cuisinier, O., Masrouri, F., 2020. Alteration of the Hydromechanical Performances of a Stabilized Compacted Soil Exposed to Successive Wetting–Drying Cycles. Journal of Materials in Civil Engineering 32.

Nalbantoglu, Z., Tuncer, E.R., 2011. Compressibility and hydraulic conductivity of a chemically treated expansive clay. Canadian Geotechnical Journal.

Razakamanantsoa, A., David, J.P., Rayssac, E., 2012. Influence des modalités de préparation de l'argile d'Héricourt traitées à la chaux et au ciment sur leur comportement mécanique. JNGG 2012

Rosone, M., Ferrari, A., Celauro, C., 2018. On the hydro-mechanical behaviour of a lime-treated embankment during wetting and drying cycles. Geomechanics for Energy and the Environment 14, 48–60.

Stoltz, G., Cuisinier, O., Masrouri, F., 2014. Weathering of a lime-treated clayey soil by drying and wetting cycles. Engineering Geology 9.

Stoltz, G., Cuisinier, O., Masrouri, F., 2012. Multi-scale analysis of the swelling and shrinkage of a lime-treated expansive clayey soil. Applied Clay Science 61, 44–51.

RETOUR D'EXPERIENCE SUR LE SUIVI DE TASSEMENTS DE REMBLAIS SUR SOLS COMPRESSIBLES ET CALAGE DU MODELE GEOTECHNIQUE

FEEDBACK ON THE MONITORING OF BACKFILL SETTLEMENTS ON COMPRESSIBLE SOILS AND CALIBRATION OF THE THEORETICAL MODEL

Matthias FERREIRA[1], Thomas DELPY[2]
[1] *Directeur Grande Région Ouest, Hydrogéotechnique, Rouen, France*
[2] *Responsable pôle conception, Hydrogéotechnique, Les Ulis, France*

RÉSUMÉ – Dans les travaux présentés aux JNGG 2020 (Ferreira, 2020), nous avons proposé une méthode visant à estimer la contrainte de pré-consolidation σ'_p à partir de la pression limite nette et de la valeur au bleu sur la fraction 0-D. Nous proposons à travers cet article de confronter le modèle de calcul théorique issu des corrélations ($\sigma'_p = f(P_l^*, VB_{0D})$) à des suivis de tassements sur 3 chantiers spécifiques.

ABSTRACT – Following work presented at JNGG 2020 (Ferreira, 2020), we proposed a method to estimate the preconsolidation pressure σ'_p at Menard net Limit pressure and the blue methylen test on the 0-D fraction. We suggest in this article to compare the theoretical calculation model derived from the correlations ($\sigma'_p = f(P_l^*, VB_{0D})$) to settlement monitoring on 3 specific sites.

1. Introduction

Nous avons proposé de nouvelles corrélations (Ferreira 2020) pour caler les modèles œdométriques et notamment la contrainte de préconsolidation σ'_p, à partir d'essais in situ tel que le pressiomètre. Nous souhaitons à travers cet article, justifier de la robustesse de telles corrélations, en comparant les calculs théoriques à des suivis de tassements que notre bureau d'études a pu réaliser ces dernières années.

Les projets que l'on présente ci-après ont été sélectionnés suivants les critères suivants :

1. La campagne géotechnique doit être suffisamment fournie pour avoir un modèle théorique satisfaisant,
2. Un suivi des tassements en phase exécution a été réalisé pour confronter la théorie à la pratique.

2. Rappel sur la corrélation testée

Nous nous concentrons ici sur le paramètre σ'_p, car il constitue à notre le sens le curseur principal dans le calcul de l'amplitude de tassement et en même temps un des paramètres les plus difficiles à appréhender (Said Alimi et al, 2017, Boutonnier et al., 2013).

(Ferreira, 2020) a proposé :

$$\sigma'_p = \frac{1}{[\sigma'_{v0}]^{0,25}} \times (P_l^*)^{m \times n} \quad (1)$$

Avec :

$$m = 0{,}72 + \frac{0{,}28}{1+e^{-1{,}5.(VB_{0D}-3{,}35)}} \quad \text{(Gress, 2019)} \quad (2)$$

$$n = 1.1 \times \frac{VB_{OD}+0.6}{VB_{OD}+0.5} \quad \text{(Ferreira, 2020)} \quad (3)$$

et $VB_{0D} = VBS \times \%50mm$ (4)

Avec %50mm, le passant à 50mm et VBS, la valeur au bleu de méthylène sur la fraction [0-5mm] et VB_{0D}, la valeur au bleu de méthylène ramené sur la fraction [0-50mm].

3. Calage du modèle théorique

Le calage du modèle théorique est une étape clef dans le dimensionnement des ouvrages géotechniques. Le géotechnicien doit apporter dans son programme une diversité d'essais de manière à pouvoir faire converger toutes les données et fiabiliser ainsi les paramètres mécaniques à retenir.

Dans la suite de cet article, nous suivrons la démarche suivante pour le calage du modèle œdométrique par corrélation :

1. Analyse spatiale de la distribution des pressions limites et détermination d'une loi de type $P_l^* = a \times z + b$, où P_l^* est la pression limite nette issue de l'essai pressiométrique et z la profondeur d'essai. a et b étant deux paramètres de calage,
2. Analyse spatiale de la VB_{0D} et prise en compte de la moyenne par zone homogène.

A partir de ces deux paramètres retenus, nous appliquerons la corrélation (1) pour estimer la contrainte de pré-consolidation en fonction de la profondeur.

4. Honfleur (14) – Pré-chargement pour un projet de plate-forme logistique

Ce projet, situé au pied du pont de Normandie sur la commune de Honfleur (14) (coordonnées GPS Lambert 93 : 501313 ; 6927837), consistait à construire une plate-forme logistique de 12000 m², dans la plaine alluviale de la Seine. Etant donnée la charge sur dallage annoncée, les tassements attendus n'étaient pas compatibles avec l'exploitation du projet. Une solution de pré-chargement a été imaginée.

Caractéristiques du pré-chargement : plate-forme remblais à 9.2 m NGF pour un TN situé entre 5.6 et 6.5 m NGF. Soit une hauteur de remblais de l'ordre de 2.7 à 3.6m de hauteur.

Le pré-chargement a été instrumenté de manière à pouvoir suivre les tassements du sol. Ainsi un double contrôle a été mis en place : suivi des piges de chantier (3 cibles) et 3 lignes de profilomètre. Ces deux entrants ont permis de confirmer les mesures réalisées.

4.1. Données d'entrée issues de la campagne géotechnique

Les données d'entrée suivantes (Tableau 1) ont été calées sur la base de 5 identifications GTR, 5 densités et 2 essais œdométriques.

Tableau 1. Données d'entrée

Couche compressible	$VB_{0D,k}$	$\frac{Cc}{1+e_0}$	$\frac{Cs}{1+e_0}$	σ'_{v0}	σ'_p	OCR	POP
Alluvions modernes 1	3,36	0,200	0,020	38kPa	84kPa	2,2	46,0kPa
Alluvions modernes 2	2,25	0,129	0,012	58,4kPa	61kPa	1,0	2,6kPa

La difficulté est ici de statuer sur le degré de sur-consolidation des alluvions modernes sur la base de deux essais ponctuels et relativement divergents. Le géotechnicien doit alors s'aider d'outils complémentaires pour calibrer ce paramètre. De nombreux travaux sur le

CPT ou la cohésion non drainée ont permis d'aboutir à des corrélations intéressantes (Leroueil et al., 1985, Robertson, 2015) mais celles-ci ne font pas l'objet du présent papier.

4.2. Calage du paramètre σ'_p

Sur la base de 7 sondages pressiométriques, nous avons retenu le modèle du Tableau 2. On note ici l'introduction d'une couche superficielle sur-consolidée pour tenir compte des valeurs plus élevées sur le premier mètre des sondages (effet de croûte ? Consolidation de surface ?). La nappe a été observée à 1.5 m de profondeur.

Tableau 2. Modèle oedométrique

Couche compressible	Cote de la base	$VB_{0D,k}$	$\frac{Cc}{1+e_0}$	$\frac{Cs}{1+e_0}$	Loi $P_l^* = f(z)$	σ'_p	OCR_{moyen}	POP_{moyen}
Alluvions modernes 1	variable	3,36	0,200	0,020		$\sigma'_p = \frac{1}{[\sigma'_{v0}]^{0,25}} \times (P_l^*)^{m \times n}$	-	100.0ka
Alluvions modernes 2	1,8m NGF	3,36	0,200	0,020	$P_l^* = 0{,}145 - 0{,}023z$		-	34,0kPa
Alluvions modernes 3	-0,2m NGF	2,25	0,129	0,012	$P_l^* = -0{,}62 - 0{,}19z$		1,3	-

Cela nous amène sur la répartition suivante en suivant (1) :

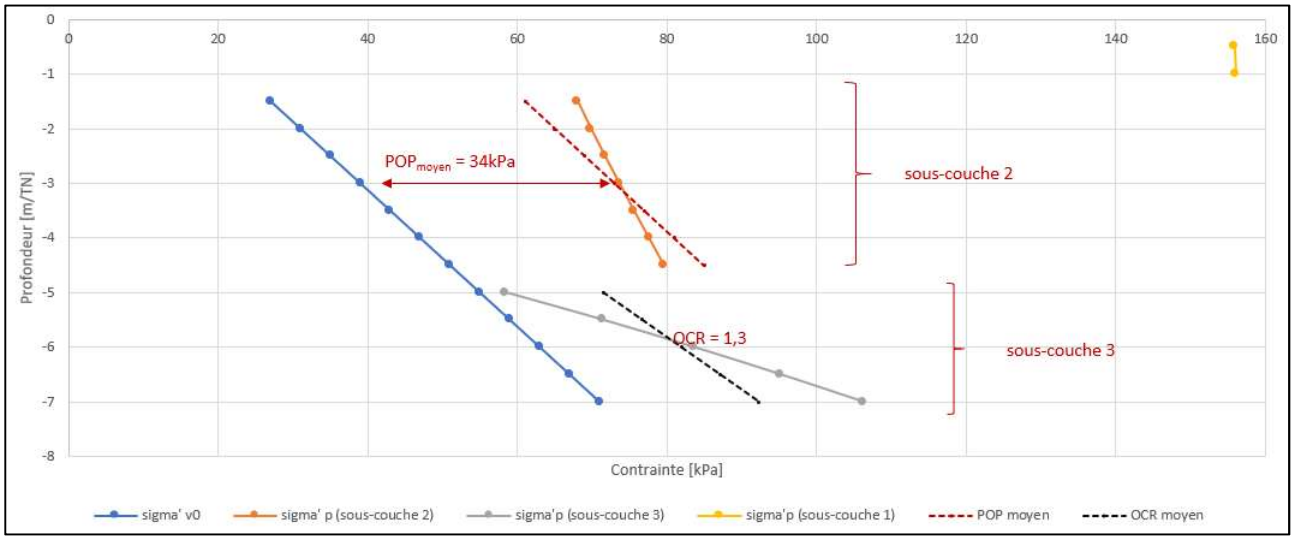


Figure 1. Comparaison entre σ'_{v0} et σ'_p

La figure 1 permet ici de définir le comportement œdométrique qui semble le plus adapté ($POP = \sigma'_p - \sigma'_{v0}$ pour la sous-couche 2 et $OCR = {\sigma'_p}/{\sigma'_{v0}}$ pour la sous-couche 3) et de caler chacun des paramètres pour intégrer dans le calcul de tassement la sur-consolidation à prendre en compte. Il s'agit ici de retenir le comportement qui nous semble plus adapté à l'approche calculatoire, à savoir une sur-consolidation constante avec la profondeur (sous-couche 2) ou une sur-consolidation augmentant de manière proportionnelle avec la profondeur (sous-couche 3).

Dans le modèle œdométrique, on voit également que d'autres paramètres peuvent également montrer une certaine variabilité, notamment les paramètres Cc et Cs. Dans le calcul qui suit, nous ferons varier ce paramètre pour les alluvions 1 et 2 dans l'intervalle [0,155 ;0,243] pour le ratio ${Cc}/{1+e_0}$ et sur l'intervalle [0,015 ; 0,024] pour le ratio ${Cs}/{1+e_0}$ sur la base des données en notre possession (essais œdométriques, profils hydriques, …). Pour les alluvions 3, nous ne possédons pas assez de données pour estimer un intervalle.

4.3. Comparaison du calcul théorique aux mesures de tassements in situ

Sur le site de Honfleur (14), des piges de chantier ont été installées ainsi que 3 profilomètres de 60 m de longueur. Toutes les mesures ont convergé et donnent une amplitude de tassement comprise entre 16 et 30cm (Figure 2). En parallèle, nous avons réalisé le calcul via le logiciel FOXTA V6 – Module TASSELDO développé par TERRASOL. Ce module permet de choisir le comportement mécanique de chaque horizon et particulièrement le modèle œdométrique. Nous obtenons alors les résultats suivants en faisant varier les paramètres Cc et Cs dans les horizons superficiels.

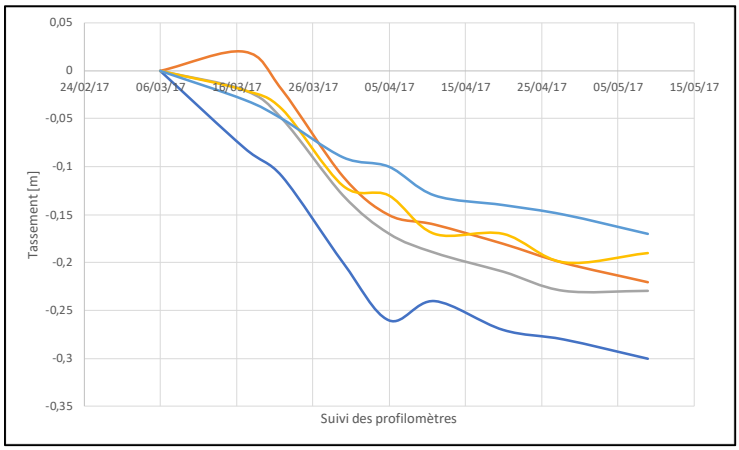


Figure 2. Suivi du tassement sur le site de Honfleur (14)

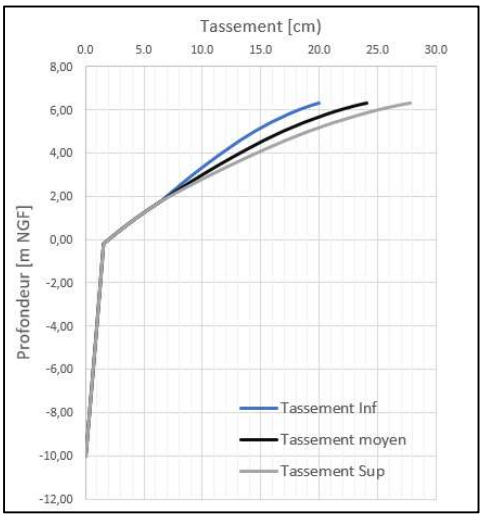


Figure 3. Résultats du calcul mené via FOXTA – Module TASSELDO (logiciel Terrasol)

En intégrant le modèle issu des corrélations, nous obtenons une fourchette de tassements compris entre 20.0 et 30.0 cm (tassement primaire) (Figure 3), ce qui représente un ordre de grandeur tout à fait comparable au suivi de tassement réalisé pour un chargement de 61 kPa (soit environ 2.9 m de remblais).

Des calculs complémentaires ont été réalisés en intégrant un effet de croûte en tête (couche présentant un POP de 100 kPa), les tassements réduisent alors de 2 à 5 cm selon l'épaisseur de cette couche.

5. Rouen (76) – Pré-chargement pour un projet urbain sur une ancienne friche industrielle

Ce projet, situé sur la rive gauche de la Seine sur la commune de Rouen (76) (Coordonnées Lambert 93 : 560535 ; 6928110), consiste à édifier un remblai de plusieurs mètres de hauteur dans le cadre de l'aménagement d'un nouveau centre urbain. Situé dans la plaine alluviale de la Seine, le contexte géotechnique est ici défavorable avec la présence de sols compressibles. Le projet consiste à remblayer la zone sur des hauteurs comprises entre 6 et 7.5 m de hauteur, hors pré-chargement. En intégrant le pré-chargement, les remblais atteindront provisoirement une hauteur de 10.2 m. L'ouvrage a été instrumenté de tassomètres électriques avec transmission des données en direct via GSM.

5.1. Données d'entrée issues de la campagne géotechnique

Ce site a fait l'objet de nombreuses investigations de la mission G1 aux sondages complémentaires menés en G3 pour le compte de l'entreprise. On parle ainsi de 11 sondages pressiométriques, 21 sondages au CPT, 6 sondages carottés, 8 essais

œdométrique, … Cela nous a permis d'obtenir la synthèse suivante pour les couches nous intéressant (Tableau 3) :

Tableau 3. Données d'entrée

Couche compressible	**$VB_{0D,k}$**	$\frac{Cc}{1+e_0}$			$\frac{Cs}{1+e_0}$	**OCR**		
		Min	Max	Retenu		Min	Max	Retenu
Alluvions / Remblais	3.9	-	-	0.183	0.011	-	-	3.5
Alluvions modernes 1		0.191	0.531	0.449	0.043	1.3	2.8	3.5
Alluvions modernes 2		0.121	0.384	0.231	0.046	2.3	3.0	1.5

La nappe a été retenue à 3.5 m NGF (1 à 2 m de profondeur par rapport au TN).

5.2. Calage du paramètre σ'_p

Sur la base de 11 sondages pressiométriques, nous avons retenu le modèle du Tableau 4.

Tableau 4. Modèle œdométrique

Couche compressible	Épaisseur	$VB_{0D,k}$	$\frac{Cc}{1+e_0}$	$\frac{Cs}{1+e_0}$	Loi $P_l^* = f(z)$	σ'_p	POP
Alluvions modernes 1	3.5	3.9	0.183	0.011	$P_l^* = 0{,}3 - 0{,}01z$	$\sigma'_p = \frac{1}{[\sigma'_{v0}]^{0,25}} \times (P_l^*)^{m \times n}$	73kPa -
Alluvions modernes 2	3.0		0.449	0.043			
Alluvions modernes 3	Variable selon les secteurs		0.231	0.046			

Cela nous amène sur la répartition suivante en suivant la corrélation (1) :

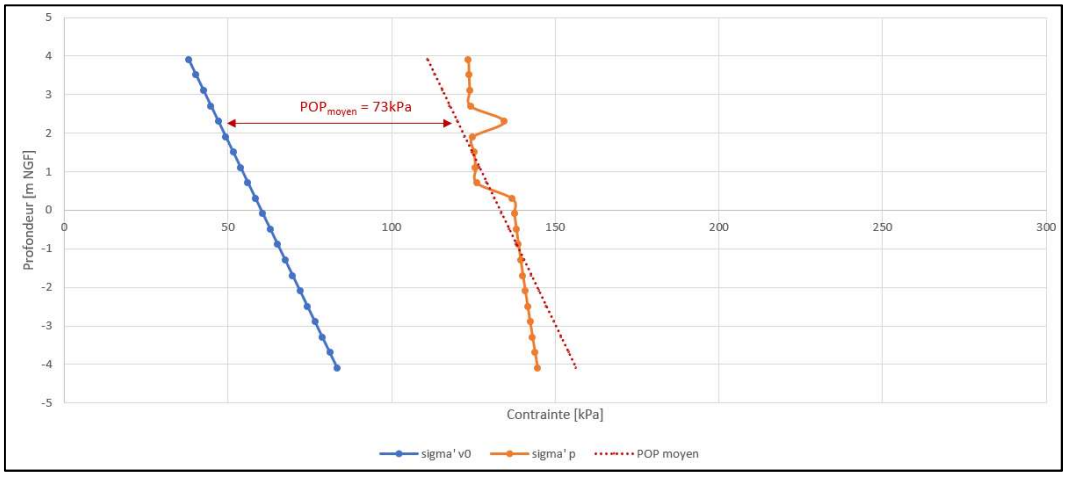
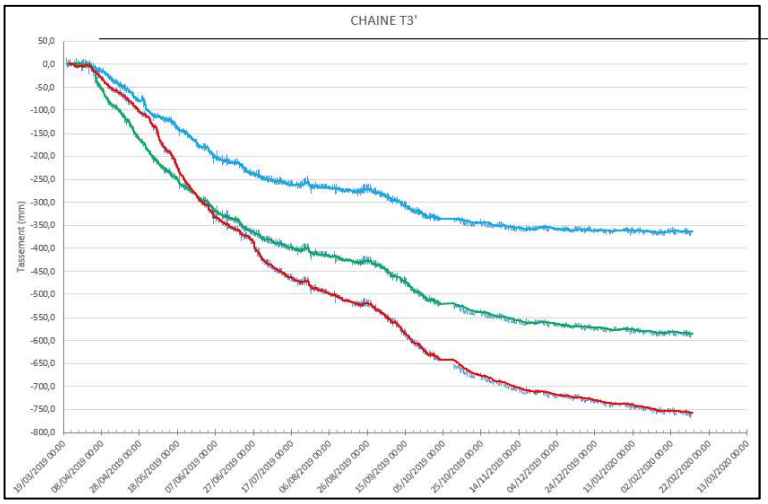


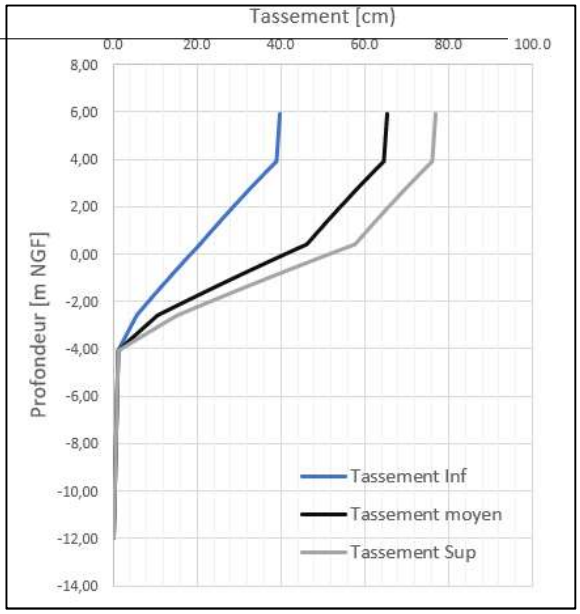
Figure 4. Comparaison entre σ'_{v0} et σ'_p - site de Rouen

5.3. Comparaison du calcul théorique aux mesures de tassements in situ

Le site de Rouen avait la particularité de montrer une épaisseur d'alluvions modernes très variables s'étalant de plus de 8.5 m sur le secteur Ouest Nord, à zéro mètre à l'approche des alluvions anciennes (sables et graviers). Bien qu'ayant sectorisé les zones d'anomalies, nous nous attendions à une forte variabilité sur les amplitudes de tassement à attendre.



(5a)



(5b)

Figure 5. A gauche (5a), Suivi du tassement sur le site de Rouen (76). A droite (5b), Calcul théorique via le logiciel FOXTA – Module TASSELDO en utilisant le modèle corrélé

Sur la chaîne de tassomètres électriques, nous obtenons donc des tassements compris entre 35.0 cm et 75.0 cm (Figure 5a) pour une hauteur de remblais de 8.5 m. Le calcul théorique donne une fourchette comprise entre 40.0 et 77.0 cm (Figure 5b) ce qui paraît être un ordre de grandeur tout à fait acceptable par rapport au calcul théorique. Pour le calcul inférieur et supérieur de la fourchette de tassement, nous avons fait varier les paramètres Cc et Cs selon le minimum et maximum observé à travers la campagne d'essais.

6. Audun le Tiche – Remblais routier à proximité d'un ouvrage hydraulique

Ce projet s'inscrivait dans le cadre de la création d'une déviation routière. Les données ici utilisées ne concernent qu'une zone particulière en remblai d'environ 12.5 m de hauteur par rapport au terrain initiale, zone instrumentée au moyen de tassomètres électriques, à proximité d'un ouvrage hydraulique à construire. Le contexte géotechnique est celui d'alluvions argilo limoneuses peu compactes sur un substratum argileux (formation des « marnes du Toarcien » de Lorraine).

6.1. Données d'entrée

Les données d'entrée suivantes (Tableau 5) ont été calées sur la base de 6 essais œdométriques. La nappe est ici calée au TN.

Tableau 5. Données d'entrée

Couche compressible	**$VB_{0D,k}$**	$\frac{Cc}{1+e_0}$	$\frac{Cs}{1+e_0}$	σ'_{v0}	σ'_p	**OCR**	**POP**
Limons et argiles +/- silteux	2.67	0.115	0.012	-	-	1 à 2.2 d'après les essais	10 kPa à 73 kPa selon les essais

6.2. Calage du paramètre σ'_p

Sur la base de 5 sondages pressiométriques et des essais en laboratoire, nous avons retenu le modèle du Tableau 6.

Tableau 6. Modèle oedométrique

Couche compressible	Cote de la base	$VB_{0D,k}$	$\frac{Cc}{1+e_0}$	$\frac{Cs}{1+e_0}$	Loi $P_l^* = f(z)$	σ'_p	OCR	POP
Limons et argiles +/- silteux	-6.0	2.67	0.115	0.012	0.109+0.088z	$\sigma'_p = \frac{1}{[\sigma'_{v0}]^{0,25}} \times (P_l^*)^{m \times n}$	-	59 kPa

Sur la figure 7 ci-dessous, nous illustrons la répartition des pressions limites avec la profondeur. Nous rappelons que la couche compressible s'étend ici sur les 6 premiers mètres (population bleue). Cette homogénéité se traduit par la traduction d'un facteur POP homogène sur la hauteur de la couche.

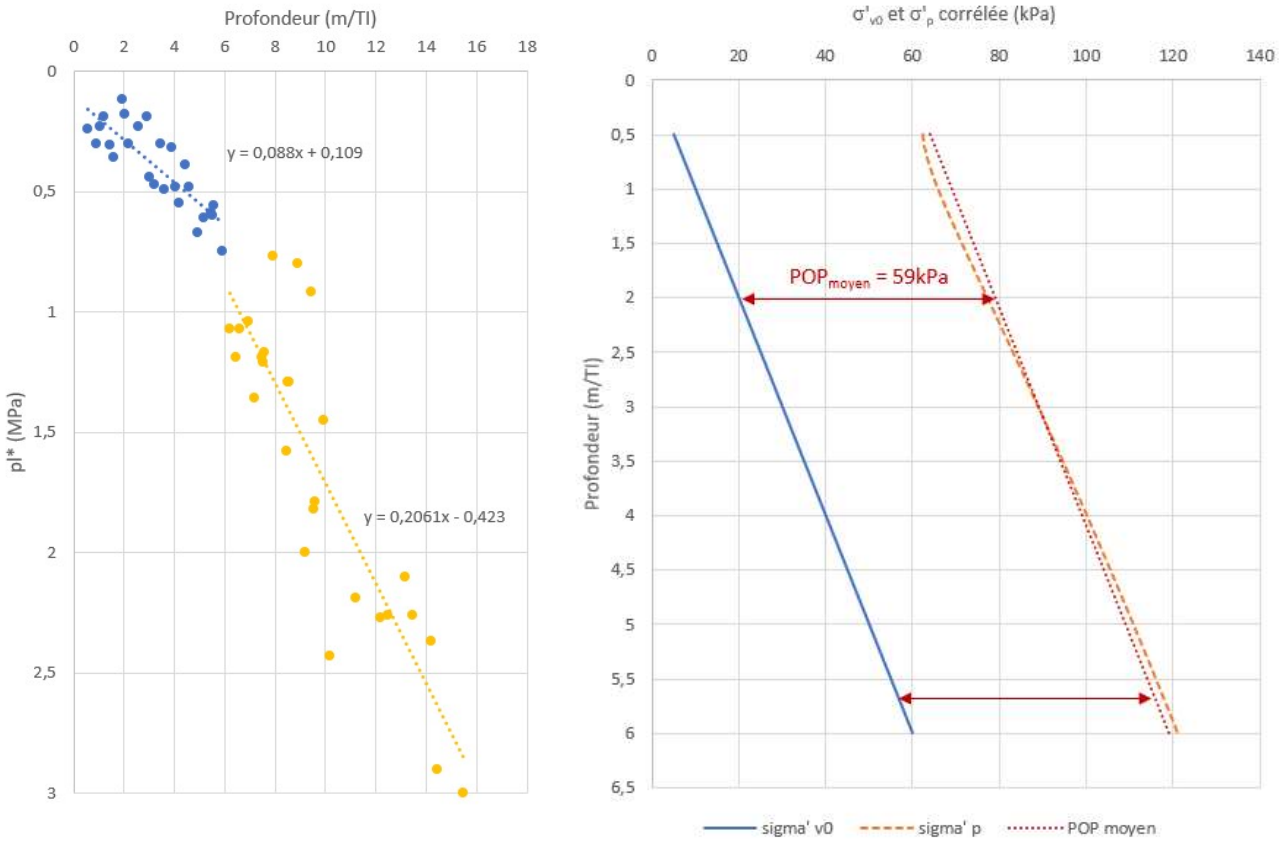
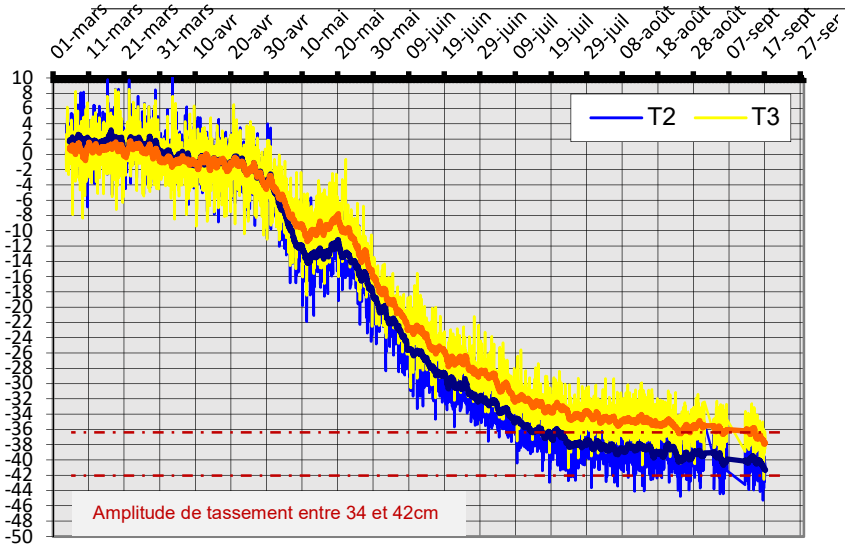


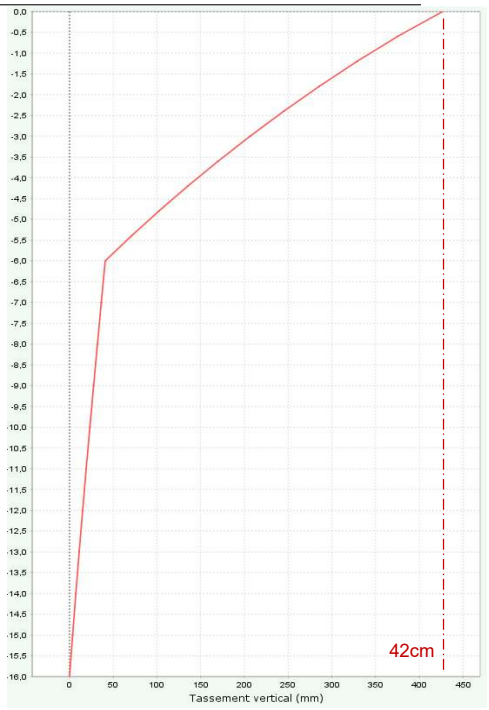
Figure 7. Calage de la fonction $P_l^* = f(z)$ et détermination de la surconsolidation

6.3. Comparaison du calcul théorique aux mesures de tassements in situ

Les graphiques de la figure 8 ci-dessous montrent ici encore le bon fonctionnement du modèle théorique et la convergence des amplitudes de tassement calculées par l'approche proposée (1).



(8a)



(8b)

Figure 8. A gauche, Suivi du tassement sur le site d'Audun le Tiche (57) – tassomètres T2 et T3 sous hauteur maximale de remblais (8a). A droite, calcul théorique par la méthode œdométrique (via le logiciel FOXTA) (8b).

7. Conclusions

Suite aux travaux proposés aux JNGG 2020 (Ferreira, 2020), nous avons souhaité à travers cet article confronter la méthode à des suivis de tassements sur des sites bien investigués. Cette présentation permet ainsi de bénéficier d'un retour d'expérience sur 3 sites mais aussi de confirmer l'approche corrélative de la contrainte de pré-consolidation σ'_p par la pression limite dès lors que l'on connaît l'argilosité du sol.

Ce travail doit continuer et la méthode doit être confrontée à un maximum de suivis pour l'améliorer dans la durée et la rendre robuste. A ce stade, notamment, celle-ci a été peu ou pas confrontée à des sols plus limoneux dont la VB_{0D} serait inférieur à 2.0.

8. Références bibliographiques

Boutonnier L, Hajouai F (2013) : LGV Est Lot 41 : tassements calculés puis mesurés sous remblais, Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Paris 2013

Ferreira M (2020) : Journées Nationales de la Géologie et de la Géotechnique (JNGG), Lyon. Corrélations nouvelles entre le CPTU, PMT et la VBS pour donner de la robustesse au modèle géotechnique.

Gress JC, Cuinet JM, Ferreira M (2019) : 10ème colloque national de l'AFPS, Strasbourg. Mise en cohérence de l'estimation du module de cisaillement Gmax par les paramètres CTPu, PMT et confrontation avec les essais en laboratoire.

Leroueil S, Magnan JP, Tavenas F (1985) : Remblais sur argiles molles. Techniques et documentation Lavoisier.

Robertson PK (2015) : guide to cone penetration testing, 6th edition.

Said Alami S, Reiffsteck P, Cuira F (2017) : Méthode d'estimation des tassements des sols fins sous les remblais d'infrastructures ferroviaires pour lignes à grande vitesse. Revue Française de Géotechnique, Volume 153.

ANALYSES DES CAUSES DES SINISTRES GÉOTECHNIQUES

ANALYSIS OF THE CAUSES OF GEOTECHNICAL DAMAGE

Michel KHATIB[1], Chloé BOILEDIEU[1], Jean-Pierre MAGNAN[2],
[1] *GINGER CEBTP, Élancourt, France*
[2] *Université Gustave Eiffel, Marne-la-vallée, France*

RÉSUMÉ – Un groupe de travail commun à Syntec Ingénierie et USG, piloté par M. Khatib, a mené une enquête sur la sinistralité en géotechnique en analysant des sinistres enregistrés entre 2011 et 2015. Cette enquête a porté sur près de 450 dossiers. La communication présente les conclusions de cette enquête, en mettant en avant les caractéristiques ainsi que les principales causes de ces sinistres : ouvrages concernés, montants des sinistres, causes identifiées, part du géotechnicien…

ABSTRACT – A joint working group of Syntec-Ingénierie and USG, led by Mr. KHATIB, conducted a survey on geotechnical claims by analysing claims recorded between 2011 and 2015. This survey covered nearly 450 files. The paper presents the conclusions of this survey, highlighting the characteristics as well as the main causes of these claims: structures concerned, amounts of claims, causes identified, share of the geotechnician...

1. Démarche de l'enquête

En 2020 et 2021, une enquête de sinistralité a été menée par un groupe de travail commun à Syntec Ingénierie et USG. L'objectif était d'améliorer les pratiques avec une meilleure gestion des risques pour réduire la sinistralité en géotechnique.

Un des moyens utilisés est de rechercher les principales causes des sinistres analysés. Ce groupe de travail, composé d'une dizaine d'experts géotechniques et animé par Michel KHATIB, a établi les critères à renseigner pour chaque dossier puis a demandé aux sociétés membres d'analyser chaque sinistre sur la période 2011 à 2015. Le choix de cette période a permis de traiter des dossiers clôturés qui disposaient d'un rapport d'expertise permettant d'avoir plus de renseignements sur les causalités des sinistres.

Les différents bureaux d'études ont effectué l'analyse sur 450 dossiers puis ont renseigné tous les critères dans un tableau en préservant l'anonymat des dossiers. Une dizaine de critères principaux a été analysée pour chaque dossier : année de déclaration du sinistre, dernière mission réalisée avant le sinistre, police d'assurance mobilisée, principale cause technique, degré de gravité des dommages, part de responsabilité du géotechnicien, type d'ouvrage géotechnique… Ces critères ont été renseignés à partir de listes de choix préétablis permettant un traitement statistique fiable sans toutefois rentrer dans le détail de chaque dossier.

Toutes ces données ont ensuite été envoyées à Syntec Ingénierie qui en a effectué la compilation et le traitement statistique, ce qui a permis d'aboutir aux résultats ci-après.

2. Analyse générale

2.1. Répartition par quantum

Ce graphique représente la répartition du nombre de sinistres en fonction du « quantum » global qui comprend les dommages matériels et immatériels. Ce montant est tel qu'estimé lors de l'expertise. Les dommages immatériels correspondent généralement à des pertes d'exploitation ou à des frais de relogement.

Les résultats mettent en évidence une diminution du nombre de sinistres quand le quantum augmente. Toutefois, cette diminution n'est pas très marquée pour les deux

dernières tranches (> à 150 000€ et > à 500 000€). De plus, les sinistres dont le montant global est supérieur à 150 000€ représentent un tiers des sinistres, soit autant que les plus petits sinistres (montant global inférieur à 50 000€).

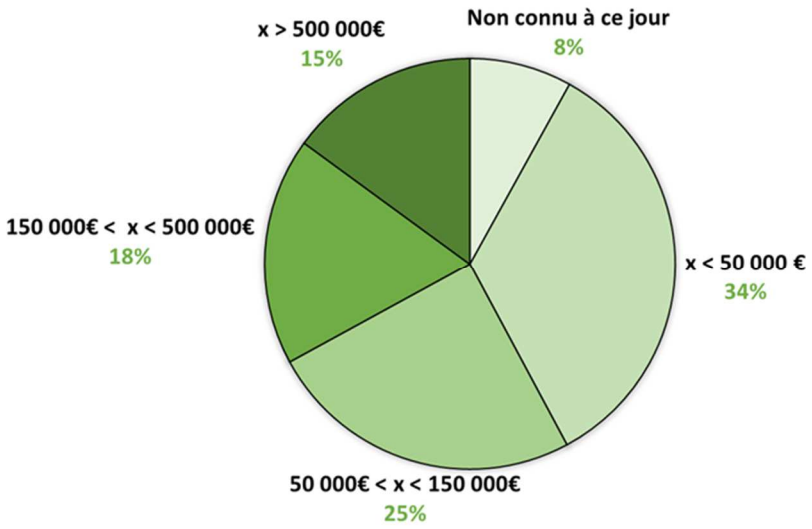


Figure 1 : Répartition de la part des sinistres en fonction du montant global

2.2. Responsabilité civile et sinistralité

Trois types de police d'assurance ont été renseignées : La Responsabilité Civile Décennale (RCD), la Responsabilité Civile (RC), et la Responsabilité Civile d'Exploitation (RCE). Ainsi, 60 % des sinistres géotechniques sont des sinistres RCD, 32% en RC et 8% en RCE.

Le diagramme de la Figure 2 présente la part de chaque police d'assurance en fonction du montant global du sinistre. Les plus petits sinistres (jusqu'à 150 000€) sont en majorité des sinistres de type RCD, alors que les plus gros sinistres (à partir de 150 000€) sont en majorité des sinistres de type RC.

Ce constat est probablement dû au fait que les sinistres les plus importants surviennent en cours de chantier, ou bien sur des ouvrages non concernés par la RCD (par exemple des ouvrages d'infrastructure ou de Génie Civil).

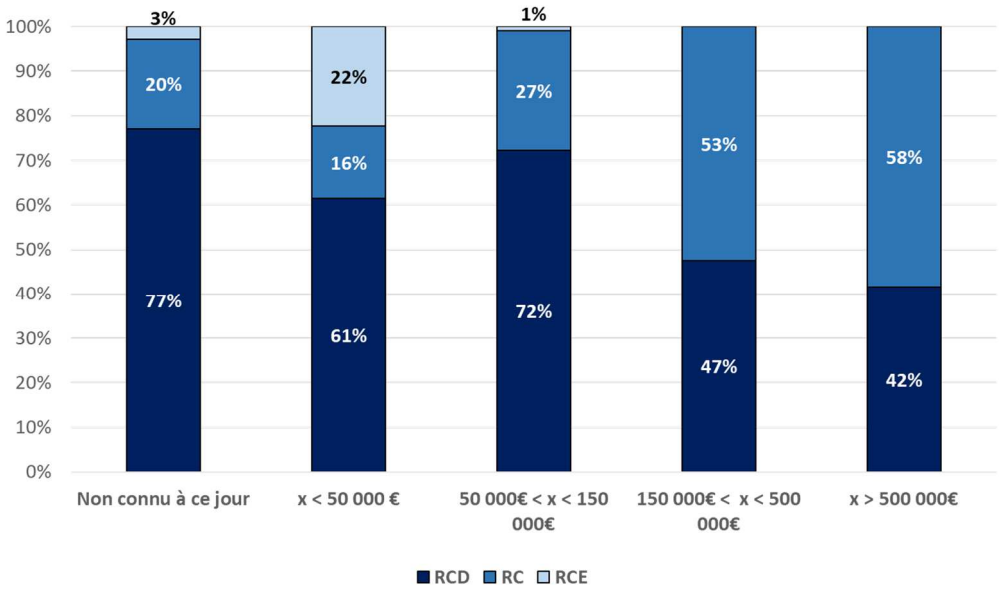


Figure 2 : Part de chaque police d'assurance en fonction du montant global du sinistre

Le diagramme de la Figure 3 met en avant la répartition des sinistres en fonction des ouvrages sur lequel ils surviennent. Cette information permet de mettre en évidence les ouvrages les plus affectés par la sinistralité.

Un peu plus d'un quart des sinistres sont survenus sur les fondations des ouvrages. C'est l'ouvrage géotechnique le plus sinistré parmi les catégories proposées.

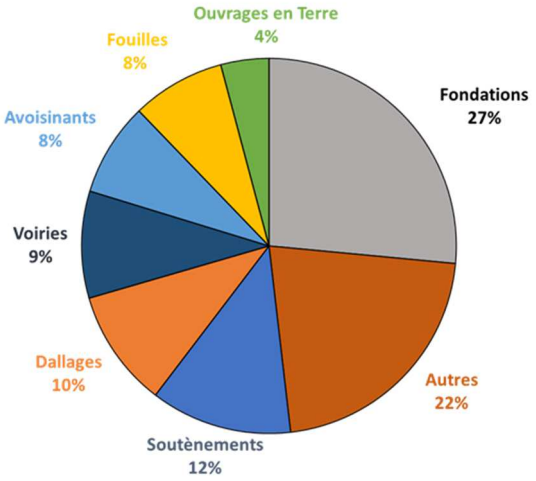


Figure 3 : Proportion des différents ouvrages géotechniques sur lesquels sont survenus les sinistres

Le diagramme de la Figure 4 représente la répartition des ouvrages sinistrés en fonction du degré de gravité du sinistre. La part des sinistres survenus sur les fondations à tendance à diminuer lorsque la gravité du sinistre augmente. Au contraire, la part liée aux sinistres survenus sur des ouvrages de soutènement augmente jusqu'à atteindre 25 % de la part des sinistres les plus graves. Les ouvrages de soutènement sont donc des ouvrages très sensibles dont la sinistralité peut impliquer des dégâts majeurs. Cette part importante de la sinistralité affectant les soutènements pourrait être liée à l'apparition de nouvelles techniques plus économiques et plus risquées comme les voiles par passes, parois clouées, etc... dans des contextes géotechniques non adaptés.

Dans une moindre mesure, on note une augmentation de la part des fouilles et des ouvrages en terre quand la gravité des sinistres augmente. Pour les dallages, la fréquence des sinistres varie peu avec le quantum et reste autour de 10% environ.

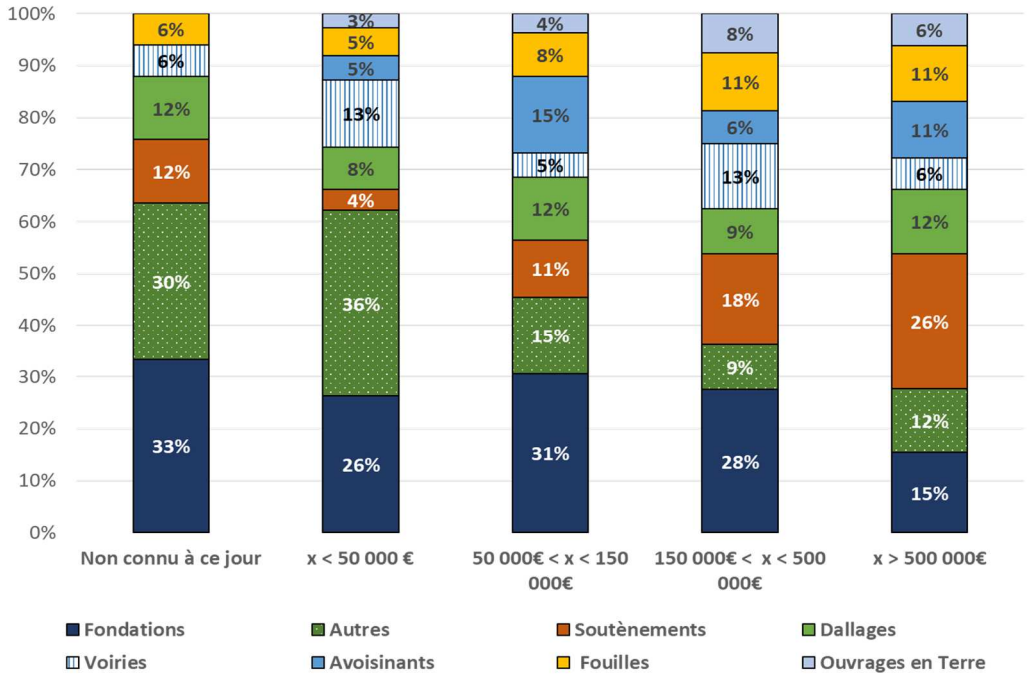


Figure 4 : Répartition des ouvrages sinistrés en fonction du quantum global du sinistre

3. Etude de la causalité des sinistres et responsabilité du géotechnicien

3.1. Démarche de l'enquête et généralités

L'enquête a défini 34 causes possibles (Tableau 1), regroupées en 5 grandes catégories.

Tableau 1. Liste des causes possibles de sinistralité

Famille de causes	Causes techniques à l'origine du sinistre	Symbole
Cause non géotechnique	Absence ou erreur dans les données d'entrée (sensibilité des avoisinants, descente de charge…)	NG1
	Autres	NG2
Investigations	Mauvaise identification d'ouvrages enterrés	I1
	Venue d'eau suite au mauvais rebouchage d'un forage	I2
	Erreur sur sondages ou essais	I3
	Erreur ou absence de positionnement ou de récolement (x,y,z)	I4
	Autres	I5
Mauvaise application NF P-94 500	Absence G2 PRO après G2 AVP	NF1
	Absence G2 DCE/ACT après G2 PRO	NF2
	Absence G3	NF3
	Absence G4	NF4
	Mission partielle	NF5
	Mission insuffisante ou avec des erreurs	NF6
	Autres	NF7
Conception	Programme d'investigations insuffisant	C1
	Mauvaise appréciation de l'interaction Projet/ZIG	C2
	Erreur dans le modèle géotechnique	C3
	Erreur de conception	C4
	Défaut d'alerte sur avoisinants	C5
	Effet des cavités, vides non détectés ou non pris en compte	C6
	Effet retrait-gonflement non pris en compte	C7
	Mauvaise appréciation du contexte hydrogéologique (nappes, perméabilité, débits…)	C8
	Modification du projet sans en avertir le géotechnicien	C9
	Défaut de conseil	C10
	Économie abusive	C11
	Autres	C12
Exécution	Prescriptions non respectées et/ou malfaçons	E1
	Techniques non adaptées	E2
	Erreur ou insuffisance des études d'exécution	E3
	Défaut de conseil	E4
	Dispositif de captage et de drainage inexistant ou insuffisant	E5
	Aléa géotechnique	E6
	Problème d'interface entre entreprises	E7
	Autres	E8

La Figure 5 montre l'importance relative des différentes familles de causes en nombres de sinistres.

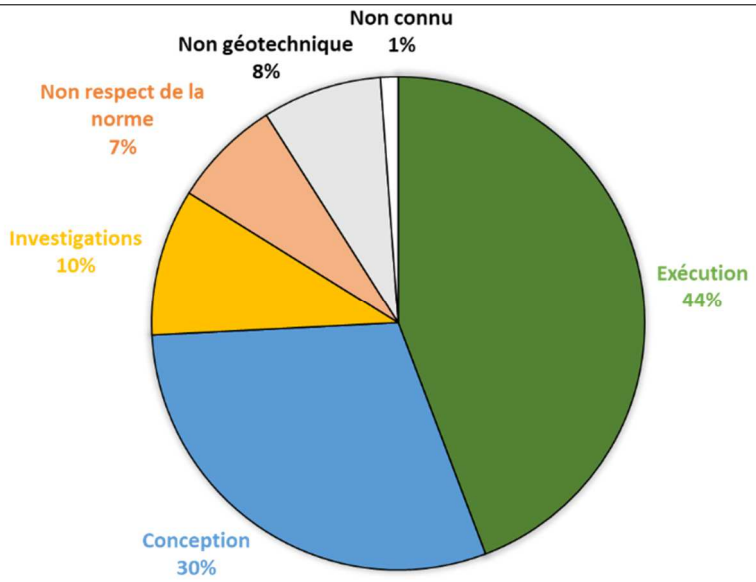


Figure 5 : Répartition des causes de sinistralité

Les problématiques d'exécution regroupent tous les sinistres survenus pendant la réalisation des ouvrages, celles de conception concernent les sinistres où les concepteurs sont à l'origine du sinistre (Maître d'œuvre et Bureau d'études), les causes liées aux investigations comprennent les dommages causés pendant les investigations (notamment percement de réseaux). Le non-respect de la norme se réfère à une mauvaise application de la norme NFP 94-500 (mission incomplète, manque d'enchaînement dans la réalisation des missions …). Enfin, la partie non géotechnique concerne les sinistres dont la cause n'a pas de lien avec la géotechnique. Les quelques causes non connues concernent les sinistres dont la cause n'a toujours pas été déterminée à ce jour.

Ainsi, un peu moins de la moitié des sinistres est survenue suite à un problème d'exécution, et près d'un tiers des sinistres est lié à un problème de conception. Les sinistres survenus suite à un problème d'investigation, d'un non-respect de la norme ou d'une conséquence non géotechnique représentent chacun environ 10% dans la répartition des causes de sinistralité.

3.2. Causalité détaillée de la sinistralité

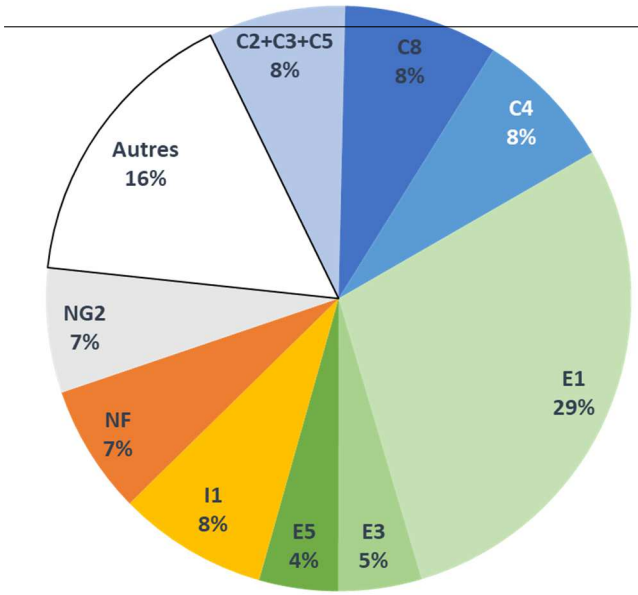
Il a été renseigné une cause principale et cause secondaire. Le faible nombre de renseignements concernant les causes secondaires nous a amené à traiter les causes principales uniquement.

Le diagramme présenté sur la Figure 6 donne une répartition plus détaillée des causes majeures de sinistralité. La partie nommée « Autres » regroupe donc toutes les causes détaillées non référencées dans le tableau de la figure.

Le diagramme permet de mettre en évidence que les erreurs d'exécution sont essentiellement liées à un non-respect d'une prescription ou à une malfaçon (cause E1).

Le détail des causes liées à la conception (30%) permet de déduire que 16% des sinistres sont survenus à cause d'un modèle géotechnique ou hydrogéologique insuffisant, y compris la définition de la ZIG - zone d'influence géotechnique (C2, C3, C5 et C8).

Les erreurs liées aux dimensionnements des ouvrages (C4) représentent 8% des sinistres, soit la moitié des erreurs sur les modèles + ZIG.



Modèle géotechnique + ZIG	C2+C3+C5
Mauvaise appréciation du contexte hydro	C8
Erreur de conception	C4
Prescriptions non respectées et/ou malfaçons	E1
Erreur/insuffisance des études d'Exécution	E3
Captage et drainage insuffisants	E5
Ouvrages enterrés	I1
Absence G2 PRO, partielle ou insuffisante	NF
Cause non Géotechnique	NG2
Autres causes	Autres

Figure 6 : Causes de sinistralité détaillées

En étudiant le degré de gravité des sinistres en fonction des causes de sinistralité, il ressort de la Figure 7 que, plus le sinistre est important, plus la part de la conception est importante. Les erreurs de conception impliquent donc une sinistralité conséquente sur les ouvrages de type soutènement, notamment suite à une mauvaise appréhension du contexte hydrogéologique ou géotechnique que l'on peut déduire de la Figure 6. De plus, les sinistres liés à un problème d'investigation correspondent presque à un quart des sinistres les moins graves, puis diminuent sensiblement pour les sinistres les plus importants.

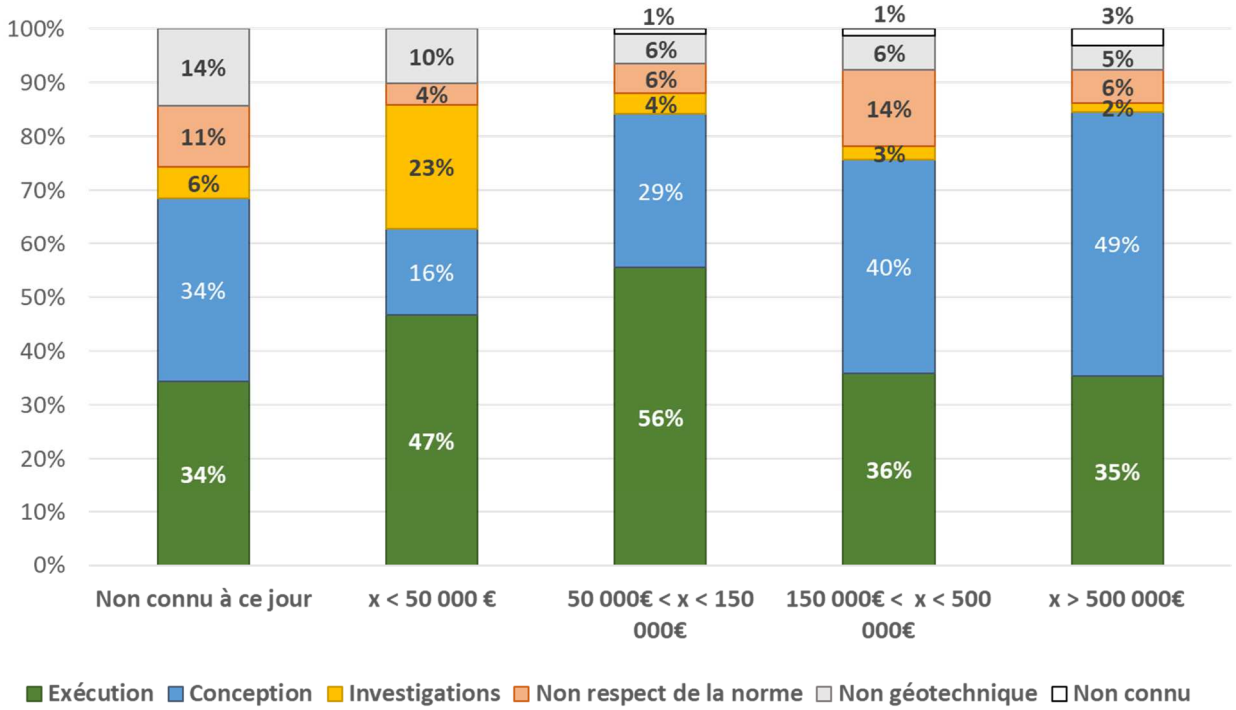


Figure 7 : Fréquence des causes en fonction du degré de gravité des sinistres

3.3. Responsabilité du géotechnicien

Le diagramme de la Figure 8 représente la part de responsabilité du géotechnicien par rapport au quantum global du sinistre. Dans plus de 73 % des cas, le géotechnicien n'est pas responsable du sinistre dans lequel il a été impliqué. Dans 90% des cas, sa part est inférieure à 25%. À l'opposé, le géotechnicien a été jugé responsable à 75% dans 5% des cas uniquement.

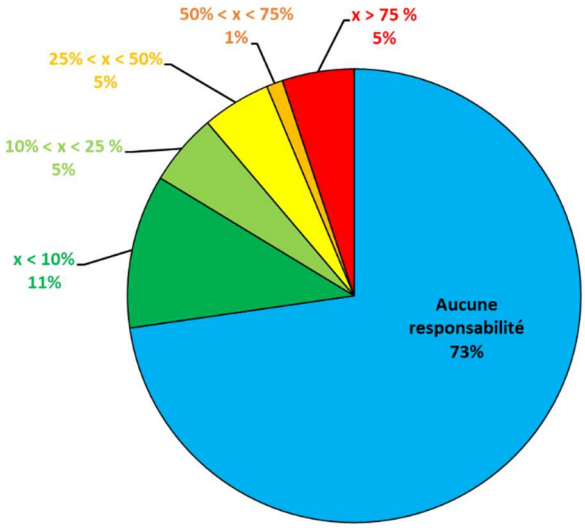


Figure 8 : Part de responsabilité du géotechnicien

Lors d'un sinistre, le géotechnicien est donc souvent mis en cause sans pour autant être jugé comme responsable. Ceci dénote d'une bonne maîtrise des risques mais engendre des coûts pour le suivi des sinistres pendant la procédure qui peut durer des années.

Le dernier diagramme de la Figure 9 indique le dernier type de la mission réalisée avant la survenance du sinistre.

La majorité des sinistres surviennent dans le cas où la dernière mission est de type G12 ou G2 AVP. Il en découle que, pour ces sinistres, les missions G2 PRO et G4 n'ont pas été réalisées à temps.

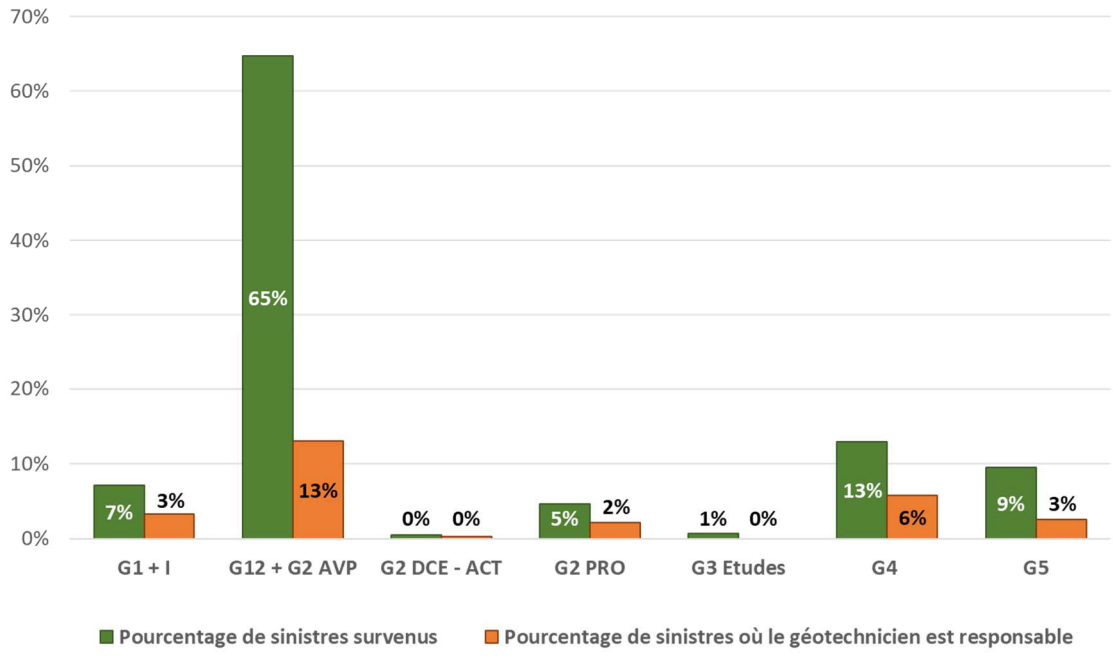


Figure 9 : Responsabilité du géotechnicien en fonction de la dernière mission réalisée

4. Conclusions de l'enquête

Bien que l'enquête menée sur la sinistralité en géotechnique ne soit pas exhaustive, il est possible d'en tirer quelques tendances, compte tenu du nombre significatif des dossiers analysés (450).

L'étude de la causalité a permis de déduire que la principale cause de sinistralité est liée à des erreurs d'exécution. Une des améliorations que l'on peut proposer est de réaliser des missions G4 complètes (phases supervision des études et des travaux).

La deuxième cause concerne les concepteurs et la précision sur le modèle géotechnique, hydrogéologique et la ZIG. Ces manques de précisions dans le modèle sont probablement liés à un manque de données ou à la non pertinence des données (mono-technique d'essais, peu d'essais en laboratoire, études hydrogéologiques sous-dimensionnés…)

L'enquête a également mis en évidence la particularité des ouvrages de soutènement, impliqués dans les plus gros sinistres. Il convient d'être très vigilant lors de la prescription ou le suivi de techniques de soutènements économiques ou à risque (voiles par passe par exemple) notamment en présence de mitoyens, de manque de cohésion des terrains ou de présence de nappes, même provisoires.

Enfin, l'enquête a révélé que des améliorations sont envisageables vis-à-vis des missions géotechniques. Un manque d'enchaînement des missions apparaît assez clairement. En effet, la majorité des sinistres surviennent alors que la dernière mission est de niveau G12 ou G2 AVP. Il est vivement recommandé de poursuivre le travail de conception dans les phases PRO, DCE et ACT puis d'enchaîner avec les G4 une fois le marché des travaux signé.

RÉFLEXIONS D'UN MAITRE D'ŒUVRE SUR DIFFÉRENTS PROCEDES D'ÉTANCHÉIFICATION D'UN CANAL DE NAVIGATION SOUS EAU ET EN EXPLOITATION

REFLECTIONS OF AN ENGINEERING DESIGNER ON DIFFERENT WATERPROOFING PROCESSES FOR A NAVIGATION CANAL UNDERWATER AND UNDER OPERATION

Pascale MASSAAD[1], Camille RENAT[1], Nathalie ROSIN-CORRE[2], Farid LAMRID[1], Dominique FRIOT[1]
[1] *Tractebel, Gennevilliers, France*
[2] *Tractebel, Lyon, France*

RÉSUMÉ – Cet article présente les réflexions du maître d'œuvre sur les procédés d'étanchéification d'un canal de navigation sous eau et en exploitation, étudiés dans le cadre du projet Canal Seine-Nord Europe. Les différentes étanchéités étudiées sont des solutions de surface sur les talus et au plafond du canal ou des solutions verticales ancrées dans les formations argileuses présentes non loin du plafond.

ABSTRACT – This article presents the reflections of an engineering designer on different waterproofing processes for a navigation canal underwater and under operation, studied within the project of the Seine-Nord Europe Canal. The various waterproofing technics studied are surface solutions on the banks and on the bottom of the canal or vertical solutions embedded in the clayey horizon present not far from the bottom.

1. Introduction

L'étanchéification des canaux de navigation fait appel à des solutions techniques éprouvées qui bénéficient d'un retour d'expérience fourni lorsque la zone de travaux peut être mise à sec ou hors nappe. Lorsque le canal doit rester en eau et en exploitation, l'éventail des solutions et le retour d'expérience se réduisent.

Il nous a paru intéressant de partager les réflexions d'un maître d'œuvre sur les procédés d'étanchéification d'un canal de navigation sous eau et en exploitation, étudiés dans le cadre du projet Canal Seine-Nord Europe, maillon central du projet européen de liaison fluviale à grand gabarit entre la France, la Belgique et les Pays-Bas.

Une première partie présentera les contraintes de site et de projet. Compte tenu des forts enjeux d'alimentation en eau du canal, les exigences en termes de limitation des fuites sont très élevées. Sur la partie du linéaire étudiée, le canal reprend le tracé d'un canal existant qui doit rester navigable pendant les travaux. Ceci restreint fortement le choix des solutions d'étanchéité envisageables.

La deuxième partie détaillera les différentes solutions étudiées pour assurer l'étanchéité des talus et du plafond du canal. Les différentes typologies d'étanchéité retenues comprennent la mise en place de matelas géotextiles remplis de béton en talus et d'enrochements percolés en plafond ainsi que des berges verticalisées en palplanches.

Le projet s'inscrit dans le contexte géologique de la plaine alluviale de l'Oise. Les formations rencontrées au droit du bief comprennent les Alluvions Modernes et Anciennes de l'Oise, les Sables de Bracheux et la Craie du Sénonien qui constitue le substratum. Localement, l'horizon lenticulaire des Argiles et Lignites du Sparnacien peut s'intercaler entre les Alluvions Anciennes et les Sables de Bracheux. La présence de cet horizon argileux non loin du plafond permet de développer localement une solution alternative

consistant en des coupures étanches dans les berges prolongées jusqu'aux argiles. Cette solution sera présentée en dernière partie.

2. Objectifs et Performances

Le bief amont Montmacq-Noyon, correspond au linéaire de canal compris entre l'avant-port amont de l'écluse de Montmacq (PK 107+380) et le bassin de virement au nord du Secteur 1 du projet Canal Seine Nord (PK 117+288). Il est étanché sur la totalité de son linéaire.

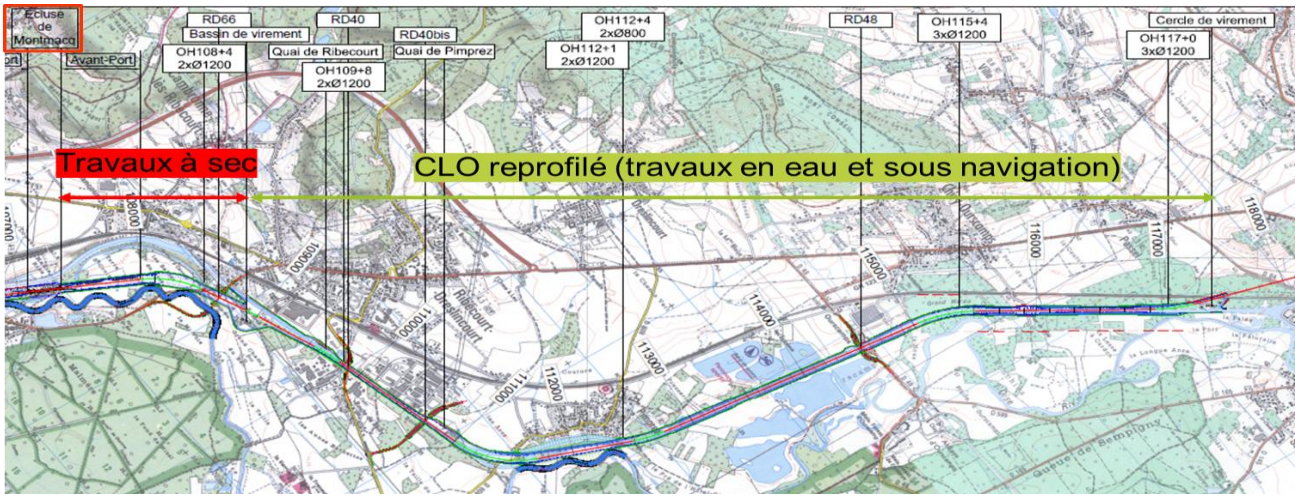


Figure 1. Périmètre à étancher

Le projet doit viser la neutralité dans ses impacts sur les zones humides et sur les régimes d'écoulement des eaux souterraines par rapport à l'état existant. Les exigences à respecter en termes d'alimentation et d'étanchéité sont fournies dans le Programme du MOA et détaillé ci-dessous :

- Alimentation en eau du canal :

« L'alimentation en eau est assurée par un prélèvement dans l'Oise au niveau de l'écluse de Montmacq hors période d'étiage et par le bassin réservoir en cas d'étiage important. Ce prélèvement permet :

  - *La compensation des pertes en eau du canal par infiltration et évaporation, dans la limite d'un débit de 1.2 m^3/s dont 0.38 m^3/s pour l'évaporation, à 0.62 m^3/s pour l'infiltration et une marge de sécurité de 0.20 m^3/s,*
  - *L'alimentation du bassin-réservoir uniquement en dehors des périodes d'étiage. La capacité de transfert d'eau installée à ce titre doit être de 2.8 m^3/s. »*

- Étanchéité du canal

« Le plafond du bief n°2 est rendu étanche sur sa longueur sauf dans les tronçons ou la présence d'argile au plafond dispenserait d'aménager un dispositif d'étanchéité. L'étanchéité couvre en principe à la fois le plafond du canal et les talus ou parois des berges du canal. Cependant le projet doit viser la neutralité dans ses impacts sur les zones humides ou les régimes d'écoulement des eaux souterraines par rapport à l'état existant, ce qui pourrait éventuellement conduire à des aménagements spécifiques concernant l'ouvrage ou son étanchéité.

La perméabilité imposée pour l'étanchéité équivaut à une couche de 40 cm d'épaisseur utile avec un coefficient d'infiltration de 10^{-8} m/s »

3. Contexte géologique, hydrogéologique et géotechnique

La géologie rencontrée au niveau du bief amont comporte les formations suivantes :

- Des terrains de Recouvrement (Terre végétale et remblais)
- Les Alluvions Modernes de l'Oise (Fz - alluvions fines)
- Les Alluvions Anciennes de l'Oise (Fy - alluvions grossières)
- Les Argiles et Lignites du Sparnacien (e3) : Elles sont constituées de limons peu plastiques, d'argiles peu plastiques et d'argiles au sens du GTR. Les Argiles et Lignites constituent un horizon lenticulaire et n'ont, par conséquent, pas été reconnues par tous les sondages. Lorsque la formation est présente, son épaisseur est très variable, comprise entre 0,8 et 13 m avec une épaisseur moyenne de 5,2 m. Les faciès rencontrés sont peu variables, avec une majorité de limons.
- Les Sables de Bracheux (e2c) du Thanétien, formation à dominante sableuse, comportent des niveaux assez propres (plutôt vers le sommet de la couche) et des niveaux plus argileux. Leur épaisseur varie entre 5,15 et 21 m (épaisseurs rencontrées dans les sondages qui traversent l'ensemble de la formation) avec une moyenne de 14,3 m. Les faciès rencontrés sont variables, avec une majorité de sables et graves très silteux.
- La Craie blanche du Sénonien (C) qui constitue le substratum.

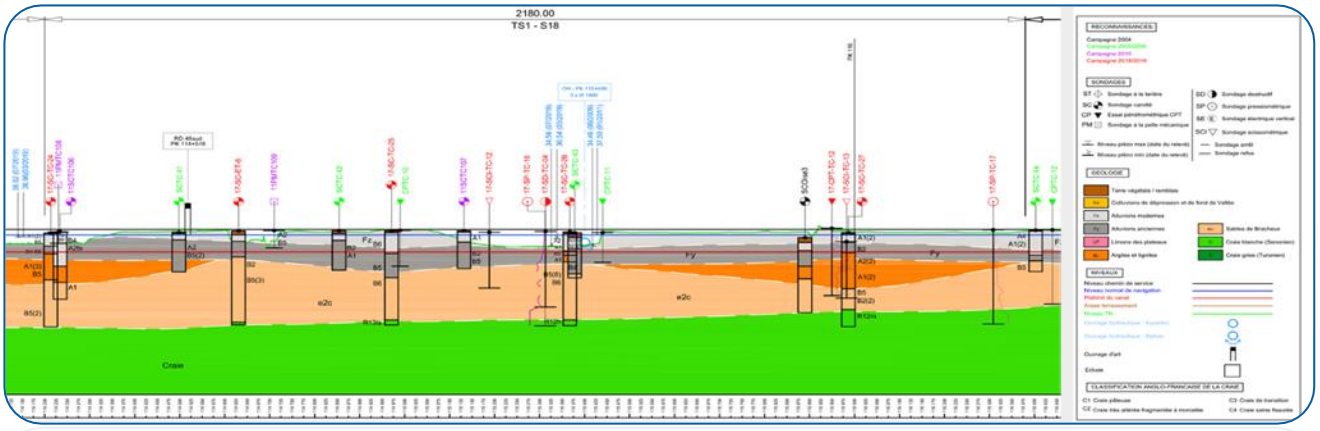


Figure 2. Profil géologique de la zone 4

La nappe alluviale est située entre le Niveau Normal de Navigation (NNN) et le plafond du canal, sauf ponctuellement dans la partie aval du bief amont où le niveau de la nappe est inférieur au plafond, quand elle est à son plus bas niveau.

Il découle des variations de stratigraphie et de niveau de nappe un découpage du bief amont en 5 zones. La zone 1 correspond à la partie aval du bief amont, située en dehors de l'emprise du Canal Latéral à l'Oise (CLO), pour laquelle les conditions hydrogéologiques favorables permettent la réalisation de travaux à sec. La zone 2 correspond à la jonction avec le CLO. Les contraintes liées à l'urbanisation de la zone imposent la réalisation de berges verticales en palplanches. Au droit des zones 3 à 5, l'emprise du canal recoupe celle du CLO que les travaux visent à élargir et approfondir. Les contraintes liées à l'urbanisation sont moindres que dans la zone 2 aussi les berges seront talutées avec un fruit de 2H/1V.

Les perméabilités retenues pour les formations du bief amont sont présentées ci-dessous :

Tableau 1. Bief Amont - Perméabilités retenues

	Zones 1 et 2		Zones 3 à 5	
	k_V	k_H	k_V	k_H
Alluvions modernes	1.10^{-5}	1.10^{-4}	1.10^{-5}	1.10^{-4}
Alluvions anciennes	1.10^{-4}	1.10^{-3}	1.10^{-4}	1.10^{-3}
Argiles et Lignites	1.10^{-6}	1.10^{-5}	1.10^{-8}	1.10^{-7}
Sables de Bracheux	5.10^{-6}	5.10^{-5}	2.10^{-5}	2.10^{-4}
Craie	1.10^{-4}	1.10^{-4}	1.10^{-4}	1.10^{-4}

4. Géométrie des berges et étanchéité du bief amont

Le plafond du canal est situé à 4,5 m sous le NNN et au-dessous du terrain naturel sur la totalité du linéaire du bief amont. Le NNN est au-dessous du terrain naturel sauf au droit de la zone 1. A partir du bassin de virement aval (jonction des zones 1 et 2), le profil est principalement en déblai avec un ajustement pour caler le chemin de halage situé à 1,5 m au-dessus du NNN ou en remblai de faible hauteur.

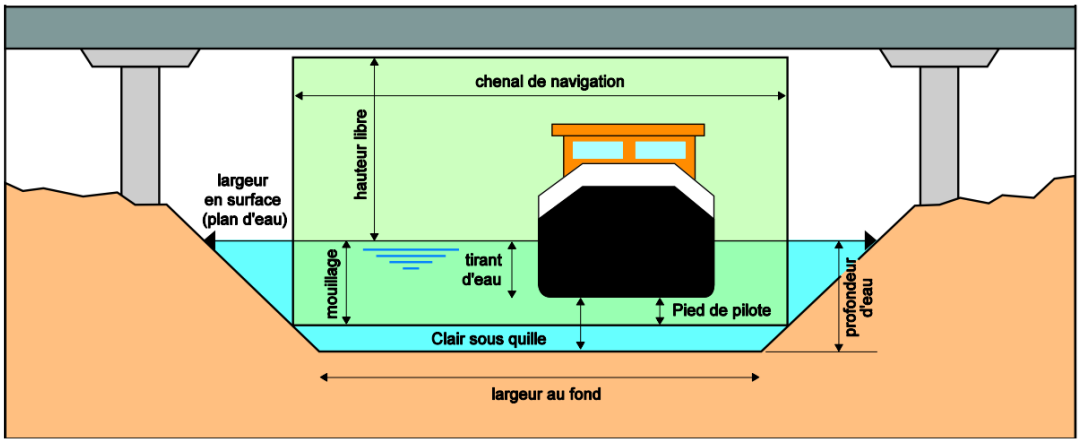


Figure 3. Coupe fonctionnelle

La solution d'étanchéité retenue dépend de plusieurs facteurs :

- la géologie (présence d'un horizon argileux peu profond sous le plafond du canal) ;
- la présence d'avoisinants qui nécessite la réalisation de berges verticalisées ;
- les conditions de mise en œuvre sous eau et sous exploitation exigeant un dispositif d'étanchéité compatible avec la performance recherchée ;
- la contrainte environnementale lorsque les fuites et l'effet de barrage ne sont pas acceptables et ne répondent pas aux exigences du programme.

Deux typologies d'étanchéité sont proposées :

- Des solutions de surface en matelas béton et enrochements percolés ;
- Des solutions verticales en palplanches ou parois étanches ancrées dans les Argiles et Lignites du Sparnacien.

4.1 Étanchéité de surface

Le dispositif d'étanchéité de surface a vocation à assurer la double fonction de :

- Structure de protection vis-à-vis de l'érosion et des chocs (ancres) ;
- Structure d'étanchéité vis-à-vis des exigences de limitation des fuites du canal.

4.1.1 Matelas béton (uniquement en talus)

Le revêtement réalisé par matelas de béton est formé de deux couches de tissu géotextile, cousues l'une à l'autre en bande continue et ensuite remplies de béton. Une épaisseur uniforme du coffrage souple perdu est assurée en disposant des fils d'écartement à des distances régulières, ce qui donne la forme d'un matelas. Les fonctions de protection et étanchéité sont assurées par le béton.

Le béton de remplissage est un béton fluide autoplaçant, coulé sous l'eau. Il a l'avantage de n'être soumis ni au retrait plastique ni au retrait de séchage. Les géotextiles formant matelas sont perméables à l'eau pour ne pas flotter et pour laisser passer la laitance du béton.

Les panneaux constituent des coffrages indépendants mais solidarisés, le bétonnage se fait sur une largeur de panneau (typiquement de l'ordre de 5 m).

Les matelas de béton imperméables peuvent être prolongés en haut de talus par des matelas perméables munis de points de filtration qui permettent à l'eau derrière le matelas de s'écouler vers le canal, pour diminuer les pressions interstitielles qui se développent dans le talus, et/ou par des matelas qui présentent des reliefs en creux végétalisables.

Cette solution a été mise en œuvre notamment en Espagne, en France et en Allemagne depuis les années 1970 essentiellement comme protection contre l'érosion.

La Figure 4 montre un matelas en béton.

Figure 4. Exemple de Matelas Béton sur le talus installé en 1994 en rive droite du canal de Jonage.

4.1.2 Enrochements percolés (plafond du canal)

Il s'agit de mettre en œuvre un tapis d'enrochements scellés les uns aux autres par des matériaux à base de liants hydrauliques. Cette solution, utilisée notamment aux Pays-Bas et en Allemagne, est appliquée au plafond du canal car elle permet de s'affranchir des raccords entre matelas béton en plafond et de simplifier les raccords avec les berges verticalisées (cf. 4.2).

Pour ce faire, les vides entre les enrochements sont complètement remplis avec un produit de scellement dense (scellement intégral). Le principal coulis à base de ciment qui est utilisé pour améliorer la stabilité est le béton « colloïdal ». Le béton doit avoir une bonne fluidité et une résistance optimale à la ségrégation. Ce dernier facteur est très important pour des mises en œuvre sous eau en particulier en cas d'exposition aux mouvements des courants, de navigation notamment. Un béton normal risquerait de ségréger et de voir ses granulats les plus fins lessivés.

Le scellement doit remplir complètement toutes les porosités de l'enrochement. Il faut si possible choisir à cette fin une classe granulaire avec des vides importants. La classe de poids $LMB_{5/40}$ définie dans le document TLW (2003) a fait ses preuves pour la réalisation de couches de couverture à scellement intégral. La classe $LMB_{10/60}$ peut aussi être utilisée.

Les épaisseurs minimales à mettre en œuvre résultent principalement de la mise en sécurité nécessaire contre les chutes d'ancres ou pour des raisons techniques liées aux méthodes de pose. Le guide du BAW « Anwendung von hydraulisch gebundenen Stoffen zum Verguss von Wasserbausteinen an Wasserstraßen (MAV) » donne les épaisseurs minimales suivantes :

Tableau 2 : Épaisseur d'enrochements percolés selon catégorie des blocs

	$CP_{90/250}$	$LMB_{5/40}$	$LMB_{10/60}$
$\rho_s < 3000$ kg/m³	**40 cm**	40 cm	50 cm
$\rho_s \geq 3000$ kg/m³	**40 cm**	40 cm	40 cm

4.2 Étanchéité verticale

Les coupures étanches dans les berges prolongées jusqu'aux argiles ont été proposées dans les zones où les Argiles et Lignites du Sparnacien viennent s'intercaler entre les Alluvions Anciennes et les Sables de Bracheux lorsque cet horizon argileux se trouve non loin du plafond. L'avantage de cette technique est que sa mise en œuvre impacte beaucoup moins l'exploitation fluviale qui doit être maintenue pendant les travaux. Toutefois cette solution peut créer un effet de barrage localement. Par conséquent, elle n'est retenue que dans les zones où l'impact sur l'environnement, notamment sur les zones humides et bâtis, est négligeable.

Par ailleurs, des reconnaissances à l'avancement sont prévues lors de la réalisation de la paroi étanche afin de s'assurer d'un ancrage minimal de 1m dans les Argiles et Lignites.

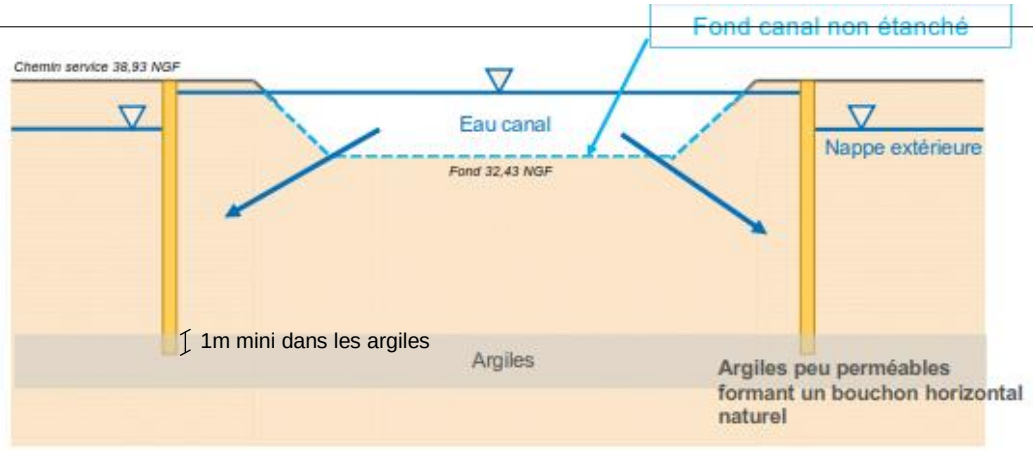


Figure 5. Principe de mise en étanchéité par écrans verticaux

Les parois étanches sont de type :

- Bétons de sol de type soil-mixing
- Palplanches (pour les zones verticalisées et les berges lagunées).

4.2.1 Béton de sol

Il s'agit d'une technique développée dans les années 1970/1980 au Japon et en Scandinavie. Le principe consiste à utiliser le sol en place comme matériau de construction auquel on ajoute un matériau d'apport (ciment, chaux, etc…) pour répondre à des objectifs particuliers (résistance, étanchéité, etc…). Le résultat est une inclusion semi-rigide de nature plus ou moins étanche selon la formulation adoptée pour le liant.

Le béton de sol permet de créer un écran vertical étanche fiché d'au moins 1 m dans la couche d'argile considérée comme peu perméable. Cette solution s'accompagne d'une protection par enrochement du talus vis-à-vis du batillage et des jets hélices. L'écran, d'une dizaine de mètres, doit avoir une épaisseur minimale de 40 cm et respecter l'exigence de perméabilité de 10^{-8} m/s demandée au programme.

4.2.2 Palplanches

Il s'agit du même principe que précédemment mais avec utilisation de palplanches réputées d'une bonne étanchéité. Ce dispositif, mis en œuvre en zone 2 (cf. Figure 6) et dans les zones de berges lagunées, joue également un rôle de soutènement.

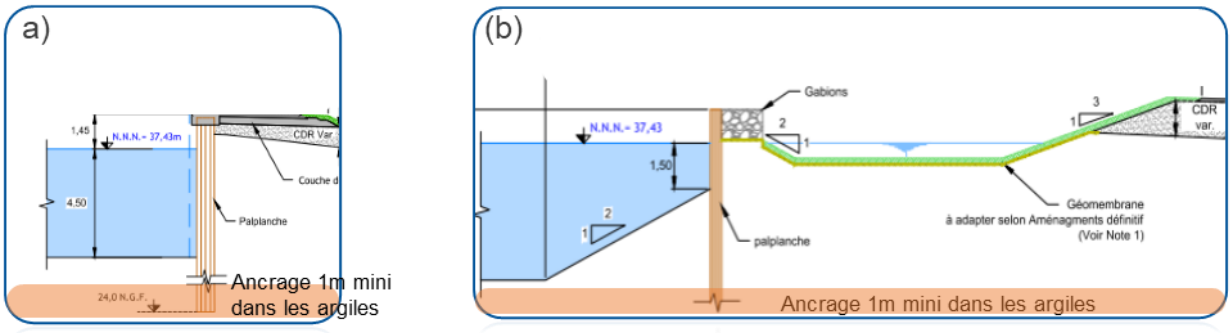


Figure 6. Coupe type d'une solution avec palplanche au droit de la zone verticalisée (a) et au droit d'une berge lagunée (b)

5. Conclusion

Les solutions d'étanchéité retenues intègrent les contraintes liées à la géologie (présence des Argiles et Lignites du Sparnacien), aux avoisinants, aux conditions de réalisation des travaux (à sec ou sous eau) et aux contraintes environnementales.

Le Tableau ci-dessous synthétise les solutions d'étanchéité retenues par le Maître d'œuvre pour les différentes zones :

Tableau 3 : Solutions d'étanchéité retenue le long du Bief Amont - Synthèse

	Zone 1	Zone 2	Zone 3	Zone 4	Zone 5
Contrainte travaux	Hors emprise CLO	Zone urbanisée + Sous eau + contrainte navigation	Sous eau + contrainte navigation	Sous eau + contrainte navigation	Sous eau + contrainte navigation
Horizon argileux	Non	Oui	Oui	Oui (Horizon discontinu)	Non
Solution d'étanchéité	Étanchéité de surface : Matelas béton sur les talus + enrochements percolés sur le plafond	Étanchéité verticale : Berges verticalisées en palplanches ancrées au moins 1 m dans l'argile peu perméable	Étanchéité verticale : Paroi étanche sous le chemin de service ancrées au moins 1 m dans l'argile peu perméable	Étanchéité de surface : Matelas béton sur les talus + enrochements percolés sur le plafond	Étanchéité de surface : Matelas béton sur les talus + enrochements percolés sur le plafond
Protection des berges contre le batillage	Matelas béton	Palplanches	- Palplanches sur les berges lagunées de type 2 - Enrochements ailleurs	Matelas béton	Matelas béton

6. Références bibliographiques

BAW Merkblatt (2017). Anwendung von hydraulisch gebundenen Stoffen zum Verguss von Wasserbausteinen an Wasserstraßen (MAV).

Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung, BMVBS (2003). Technische Lieferbedingung Wasserbausteine (TLW).

PRE-DIMENSIONNEMENT D'UN RABATTEMENT DE NAPPE PAR POMPAGE

PRE-DESIGN OF A PUMPING SYSTEM

Grégory MEYER[1]
[1] Chef de projet géotechnique, EGIS, IdF

RÉSUMÉ – De nombreux terrassements nécessitent le pompage d'une nappe afin d'atteindre le fond de fouille dans des conditions de travail sereines. Les essais classiques permettent d'estimer la perméabilité des terrains, mais le choix du système de pompage par puits est plus délicat à définir en raison des incertitudes sur leur efficacité. Il est ainsi proposé dans le présent article un prédimensionnement de l'entraxe des puits en fonction du rabattement recherché et des caractéristiques hydrogéologiques des formations. Un exemple basé sur un cas réel d'un chantier du Grand Paris Express est présenté afin de vérifier la méthodologie employée, ainsi qu'un calcul 3D aux éléments finis pour contrôler le principe du calcul.

ABSTRACT – Pumping system is often a problem that should be treated with caution. In addition to the classic permeability and pumping test, in this paper, a preliminary dimensioning of the distance between the wells is proposed, based on the Dupuit equations. An example based on a real case is presented to validate the methodology used, as well as a finite element control calculation.

1. Introduction

Un Groupe de Travail organisé par le Comité Français de Mécanique des Sols est actuellement en cours de rédaction d'un guide de recommandations sur les rabattements de nappe. Les problématiques de pompage en nappe ou d'épuisement de fouille sont effectivement courantes dans les travaux de génie civil. La détermination du maillage du réseau de pompes est un problème de chantier récurrent et ne peut systématiquement nécessiter des modélisations numériques complexes, du moins au stade du prédimensionnement. En effet, il est nécessaire de trouver rapidement un optimum entre le rabattement recherché et le nombre de puits à installer, ceux-ci impactant le rendement des ateliers de terrassement.

La détermination du nombre de puits de pompage et de leur profondeur doit néanmoins permettre d'assécher la totalité de la fouille. Pour des questions pratiques, les puits sont souvent réalisés dans a mesure du possible sur les bords de la fouille. La profondeur des puits constitue souvent un paramètre important du dispositif de rabattement de nappe, qui si elle n'est pas suffisamment dimensionnée, ne permet pas de présenter une surface captante suffisante pour alimenter les puits. Afin de vérifier l'efficacité du système de pompage, des piézomètres de contrôle doivent être réalisés en nombre suffisant, et le niveau atteint au droit du puits est une information importante à ne pas négliger. Certaines entreprises choisissent de rendre équipables les piézomètres en cas de puits moins réactifs que prévus par rapport aux besoins du projet. Dans ce cas, le diamètre des piézomètres doit être adapté en conséquence. Ces informations peuvent permettre de vérifier le bon fonctionnement des puits et le cas échéant déterminer une modification des hypothèses de calculs ou un éventuel défaut de réalisation des ouvrages hydrauliques (méthode de forage non adaptée, absence de nettoyage et développement des puits, pertes de charges quadratiques trop élevées).

A ce titre, le CIRIA C515 présente les méthodes d'épuisement les plus robustes en fonction de la hauteur à rabattre et de la perméabilité des terrains (Figure 1, traduite et modifiée par l'auteur en fonction des divers retours d'expérience acquis sur les chantiers du Grand Paris Express). Par exemple, la limite entre l'utilisation des puits profonds et des éjecteurs est couramment supprimée, et il n'est pas rare d'avoir recours à des puits profonds même jusqu'à des perméabilités du sol de 10^{-7} m/s. Dans ce cas, les pompes doivent pouvoir fonctionner de manière intermittente, en étant asservies au niveau d'eau dans le puits, au risque dans le cas contraire de provoquer une surchauffe des pompes et leur dysfonctionnement.

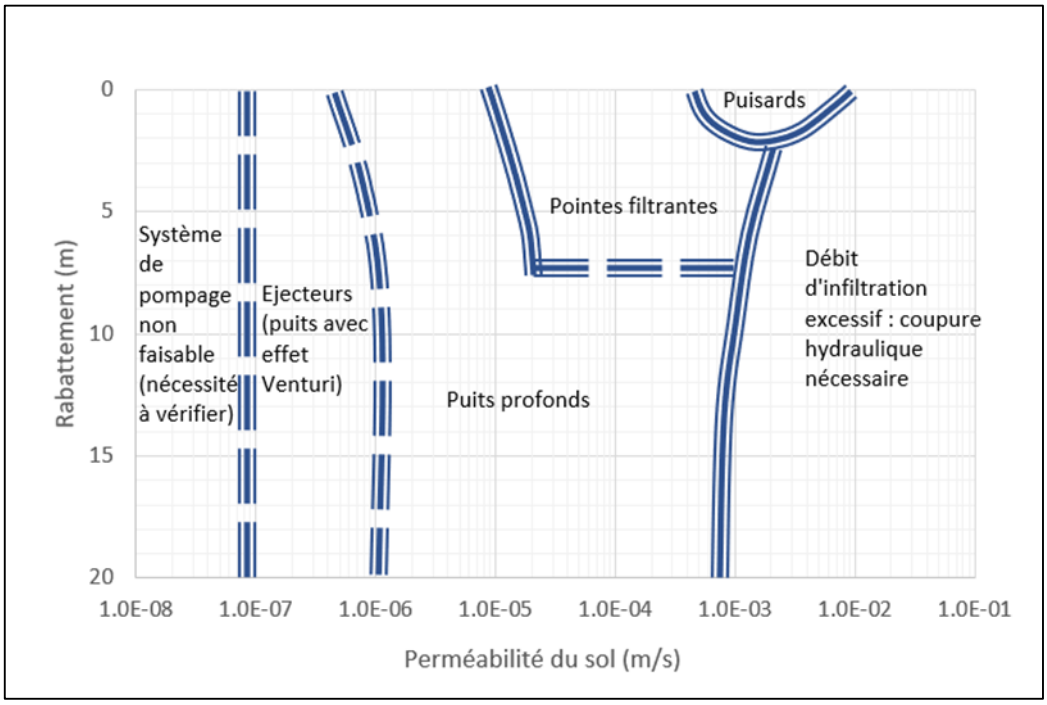


Figure 1 : Système de pompage selon le document du CIRIA C515 (2000), modifié par l'auteur

Il s'avère que le rayon d'influence des puits joue un rôle primordial dans le dimensionnement du système de pompage, ce qui va dimensionner l'entraxe nécessaire entre les différents puits du système. Ce sujet va être débattu dans la suite de l'article.

2. Présentation

Les abaques de prédimensionnement proposés dans cet article ont pour objectif de simplifier l'étude du concepteur du système de pompage. Notons que la pratique actuelle dérive à ne malheureusement pas avoir systématiquement recours à une étude hydrogéologique pour dimensionner le système de pompage. Pour pallier ce manquement, il est proposé dans la suite de l'article une méthode semi-graphique à considérer comme un minimum de prédimensionnement du système de pompage. Elle ne saura donc se substituer dans les phases d'exécution à une étude spécifique réalisée par un spécialiste.

Les abaques sont basés sur les équations de Dupuit (1863) pour un écoulement en régime permanent d'un puits parfait. Le choix de se borner à des puits parfaits, qui traversent donc l'intégralité de l'aquifère, permet de simplifier les calculs. C'est un choix souvent effectué dans le dimensionnement d'un système de pompage, qui, à débit équivalent, minore les rabattements calculés du fait de l'absence d'écoulements verticaux. Les limites d'utilisation

de ces équations s'appliquent donc pleinement aux abaques, c'est-à-dire que l'écoulement est supposé laminaire, horizontal, sans influence de conditions aux limites autre que le niveau initial de la nappe et que l'écoulement a atteint son régime permanent. La méthode présentée peut s'appliquer aussi bien aux puits passifs (par débordement) qu'aux puits actifs (par mise en place de pompes). En effet, dans le cas de puits passifs, la hauteur de décharge est fixée par la cote des drains au fur et à mesure de l'excavation. Le débit résultant est une donnée issue de cette décharge. Dans le cas de puits actifs, le débit de pompage et donc la hauteur crépinée fixe la hauteur de rabattement, mais c'est bien cette hauteur qui est à vérifier, et le débit est alors également une hypothèse de calcul.

Deux cas peuvent se présenter : la nappe est une surface libre (Figure 2 gauche) ou est captive sous un horizon imperméable (Figure 2 droite). Dans tous les cas, H est défini comme la hauteur piézométrique de l'aquifère et ΔH le rabattement recherché (à l'entraxe entre les puits). Les abaques se basent sur la détermination de cet entraxe (noté r_i) permettant d'obtenir le niveau piézométrique de rabattement $h_{ri/2}$ nécessaire pour l'exécution des travaux à mi-entraxe. Le rabattement ΔH est donc recherché à r_i / 2. Ce choix permet d'être sécuritaire sur la valeur du rabattement obtenu par le système, car un réseau de n puits permet d'obtenir un rabattement plus important que n fois le rabattement unitaire, chaque puits ayant une influence sur le rabattement. Il s'agit d'une simplification permettant de raisonner sur les calculs d'un seul puits sans avoir recours au principe de superposition, utilisable par ailleurs.

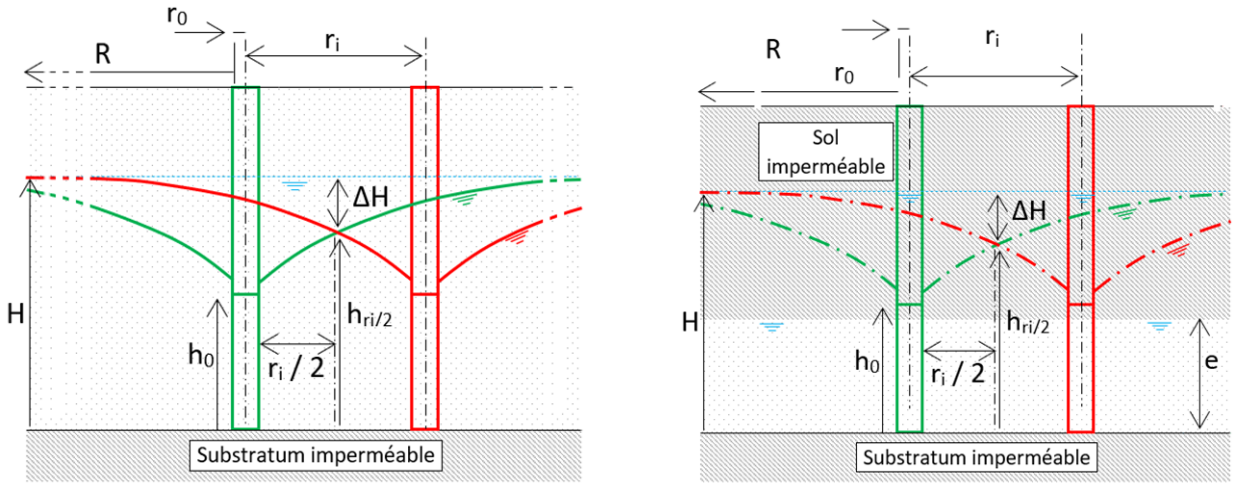


Figure 2 : Nomenclature hydrogéologique d'un pompage (nappe libre à gauche et captive à droite)

Les formules de Dupuit fournissent dans le cas d'une nappe libre pour un puits parfait et selon les notations de la Figure 2 :

$$Q = \pi\, k\, \frac{h_2^2 - h_1^2}{ln\left(\frac{r_2}{r_1}\right)} = \pi\, k\, \frac{H^2 - h_{ri/2}^2}{ln\left(\frac{2\,R}{r_i}\right)} = \pi\, k\, \frac{H^2 - (H-\Delta H)^2}{ln\left(\frac{2\,R}{r_i}\right)} \qquad (1a)$$

Dans le cas d'une nappe captive, la formule devient :

$$Q = 2\,\pi\, T\, \frac{h_2 - h_1}{ln\left(\frac{r_2}{r_1}\right)} = 2\,\pi\, k\, e\, \frac{H - h_{ri/2}}{ln\left(\frac{2\,R}{r_i}\right)} = 2\,e\,\pi\, k\, \frac{\Delta H}{ln\left(\frac{2\,R}{r_i}\right)} \qquad (1b)$$

Schneebeli (1987) a montré que la perméabilité intégrée dans ces équations correspond à une perméabilité horizontale en cas de terrains anisotropes, ce qui est bien en lien avec l'hypothèse faite sur des puits parfaits.

3. Détermination du rayon d'influence

La détermination du rayon d'influence R du pompage est proposée selon la formule de Sichardt (2) et sa détermination graphique est représentée en Figure 3. Il correspond à la distance mesurée par rapport à l'axe du puits, au-delà de laquelle le rabattement de la nappe est nul (AFNOR, 2012). Cette notion est délicate à appréhender et dépend de l'écart admissible entre H et ΔH pour supposer une influence négligeable du pompage. A noter que le rabattement dans la formule (2) correspond au rabattement au niveau du puits. Des valeurs issues d'autres formules ou d'un retour d'expérience (par un essai de pompage par exemple) peuvent être utilisées en lieu et place de la Figure 3 et de (2).

$$R = 3000\, \Delta H\, \sqrt{k} \qquad (2)$$

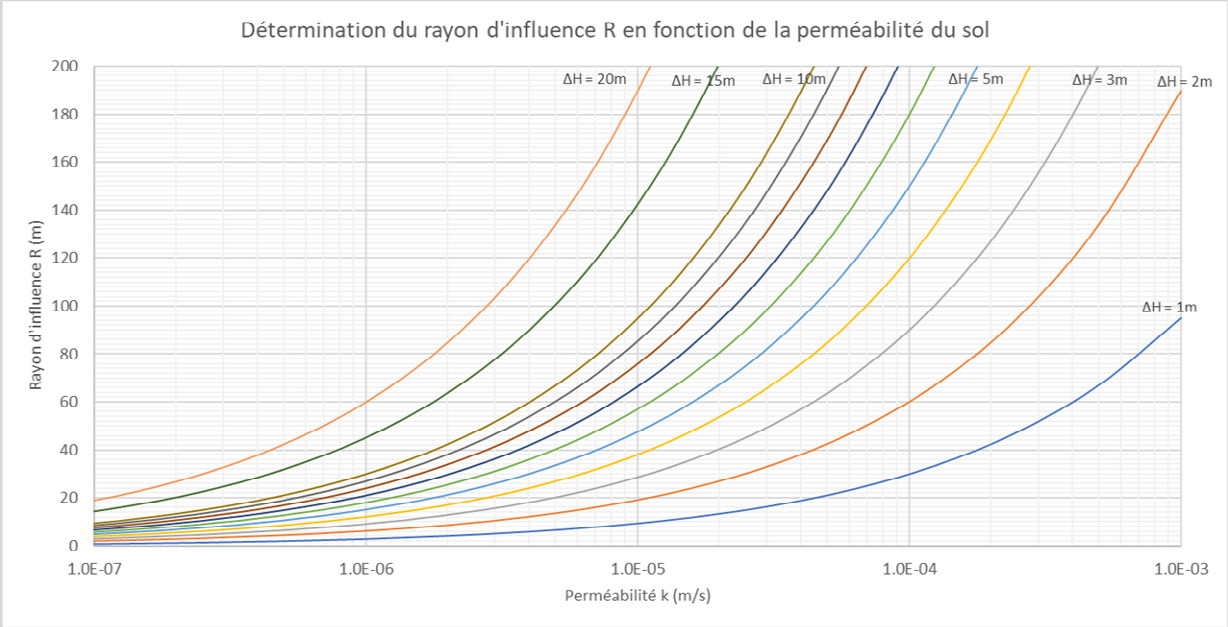


Figure 3 : Abaques de détermination du rayon d'influence d'un puits de pompage

Une fois le rayon d'influence calculé, il est nécessaire de calculer le ratio 2 R / r_i, noté ξ par simplification. Il pourrait se définir comme le rayon d'action effectif du puits. Son logarithme népérien est fourni dans le tableau 1. Il montre que les valeurs de ln (2 R / r_i) sont comprises entre 1 et 6, la valeur nulle étant donc exclue et permet de trouver une solution aux équations (1a) et (1b).

Le cas où ξ ≤ 1 (provoquant un logarithme népérien nul ou négatif) n'existe pas pour les valeurs usuelles étudiées. Dans le cas où ln (ξ) est inférieure à 1, c'est-à-dire lorsque r_i > 0,74 R, le débit augmente alors avec ln (ξ) et il convient de réduire l'entraxe des puits pour se ramener à un cas plus classique. Remarquons au passage que plus ξ augmente (et donc que l'entraxe des puits diminue), plus le débit unitaire d'un puits diminuera bien pour un rabattement donné.

Tableau 1 : Tableau des valeurs de ln (ξ) = ln (2 R / r_i) en fonction de R et r_i

ri \ R	25	50	75	100	125	150	175	200
1	3.9	4.6	5.0	5.3	5.5	5.7	5.9	6.0
2	3.2	3.9	4.3	4.6	4.8	5.0	5.2	5.3
3	2.8	3.5	3.9	4.2	4.4	4.6	4.8	4.9
4	2.5	3.2	3.6	3.9	4.1	4.3	4.5	4.6
5	2.3	3.0	3.4	3.7	3.9	4.1	4.2	4.4
6	2.1	2.8	3.2	3.5	3.7	3.9	4.1	4.2
7	2.0	2.7	3.1	3.4	3.6	3.8	3.9	4.0
8	1.8	2.5	2.9	3.2	3.4	3.6	3.8	3.9
9	1.7	2.4	2.8	3.1	3.3	3.5	3.7	3.8
10	1.6	2.3	2.7	3.0	3.2	3.4	3.6	3.7
11	1.5	2.2	2.6	2.9	3.1	3.3	3.5	3.6
12	1.4	2.1	2.5	2.8	3.0	3.2	3.4	3.5
13	1.3	2.0	2.4	2.7	3.0	3.1	3.3	3.4
14	1.3	2.0	2.4	2.7	2.9	3.1	3.2	3.4
15	1.2	1.9	2.3	2.6	2.8	3.0	3.1	3.3
16	1.1	1.8	2.2	2.5	2.7	2.9	3.1	3.2
17	1.1	1.8	2.2	2.5	2.7	2.9	3.0	3.2
18	1.0	1.7	2.1	2.4	2.6	2.8	3.0	3.1
19	1.0	1.7	2.1	2.4	2.6	2.8	2.9	3.0
20	0.9	1.6	2.0	2.3	2.5	2.7	2.9	3.0

4. Détermination des coefficients multiplicateurs

En posant ln ξ = ln (2 R / r_i) et en utilisant les coefficients du tableau 2, les formules (1a) et (1b) peuvent se mettre sous une forme unique (3) :

$$Q/A = \frac{\Delta H'}{ln(\xi)} \qquad (3)$$

Tableau 2 : Coefficient des formules de Dupuit (k en m/s)

Coefficients	Nappe libre	Nappe captive
A	3600 π k ≈ 11 300 k	7200 π k e ≈ 22 600 k e
ΔH’	$H^2 – (H – \Delta H)^2$	ΔH

Il est noté e l’épaisseur mouillée de l’aquifère et le coefficient 3600 provient d’un changement d’unités permettant de conserver comme usuellement les débits en m^3/h et les perméabilités en m/s. Le paramètre ΔH’ est soit égal au rabattement ΔH pour une nappe captive, soit à la grandeur $H^2 – (H – \Delta H)^2$ pour une nappe libre. Notons que les grandeurs H, ΔH sont des grandeurs piézométriques métriques et non pas des cotes. Notons qu’un rabattement recherché supérieur au tiers de la hauteur de l’épaisseur mouillée devient difficilement atteignable. C’est pour cela que les équations de Dupuit sont applicables pour un rabattement ΔH relativement petit devant H. La détermination graphique de ΔH’ est fournie sur la Figure 4.

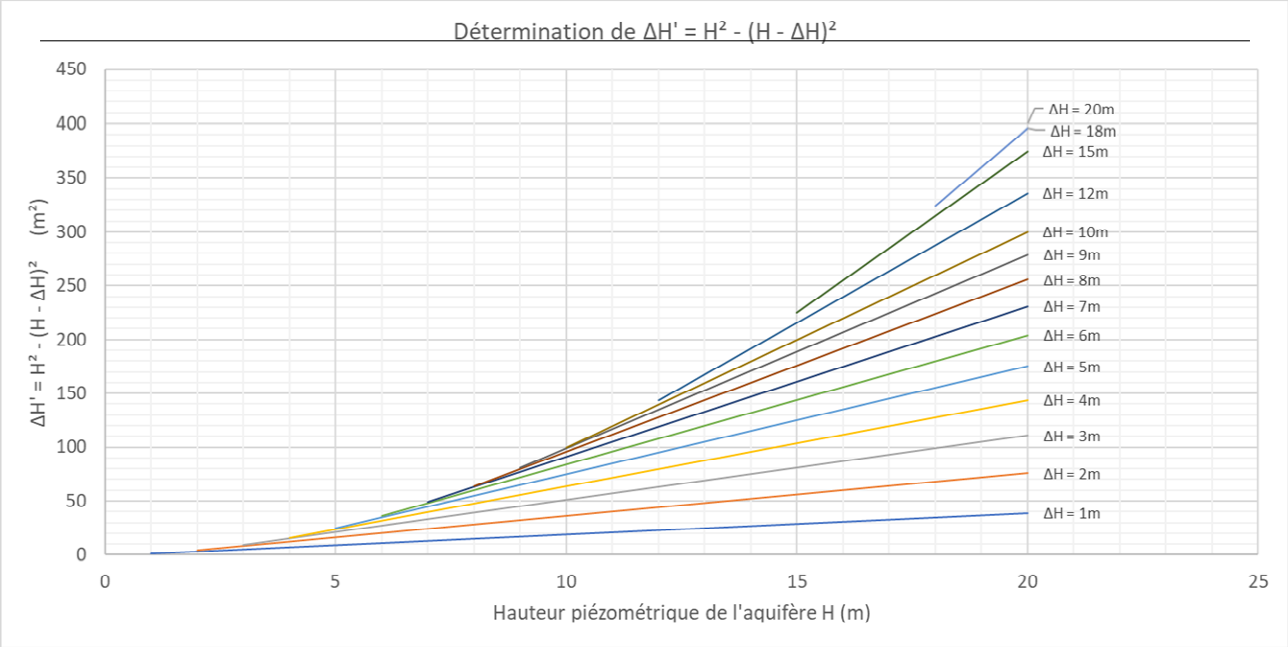


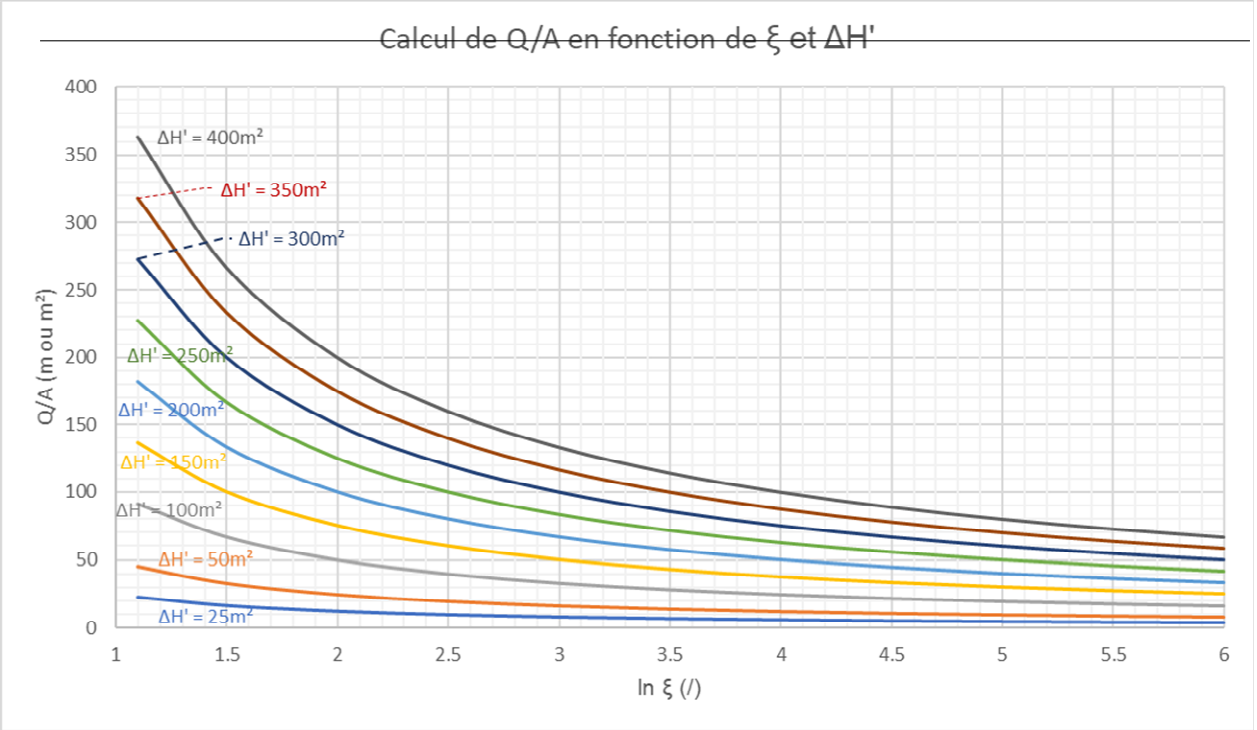
Figure 4 : Abaques de détermination de ΔH’ en fonction de H et ΔH (pour une nappe libre)

Dans la suite, ΔH’ est noté sans unité spécifique, la grandeur étant soit en m (nappe captive), soit en m² (nappe libre).

5. Prédimensionnement du pompage par abaque

Le prédimensionnement peut être réalisé de deux manières différentes, au choix. Soit le nombre de puits est fixé avec leur débit (en fonction du matériel disponible) et le rabattement cible doit être vérifié ; soit le calcul du débit global de la fouille est déterminé et le nombre de puits et leur débit en découle. Le premier calcul est plutôt orienté phase travaux, le deuxième représente la pratique des calculs de conception. Nous allons nous intéresser dans la suite au second cas de calcul, bien que le premier cas soit facilement déterminable, comme nous pourrons le voir par la suite. Une fois le calcul de débit global de la fouille et le nombre de puits souhaités fixés, il est aisé de déterminer l’entraxe des puits suivant un abaque reliant une quantité Q/A en fonction de ΔH’ et ξ selon (3).

Cet abaque est scindé en deux parties, du fait des valeurs de ΔH’ (en ordonnées) plus faibles dans le cas d’une nappe captive (Figure 5 partie basse). Il faut noter que ces abaques ne prennent pas en considération d’écran étanche autour du réseau de puits. Les courbes reflètent logiquement que les rabattements réduits sont atteignables plus facilement que les rabattements importants.



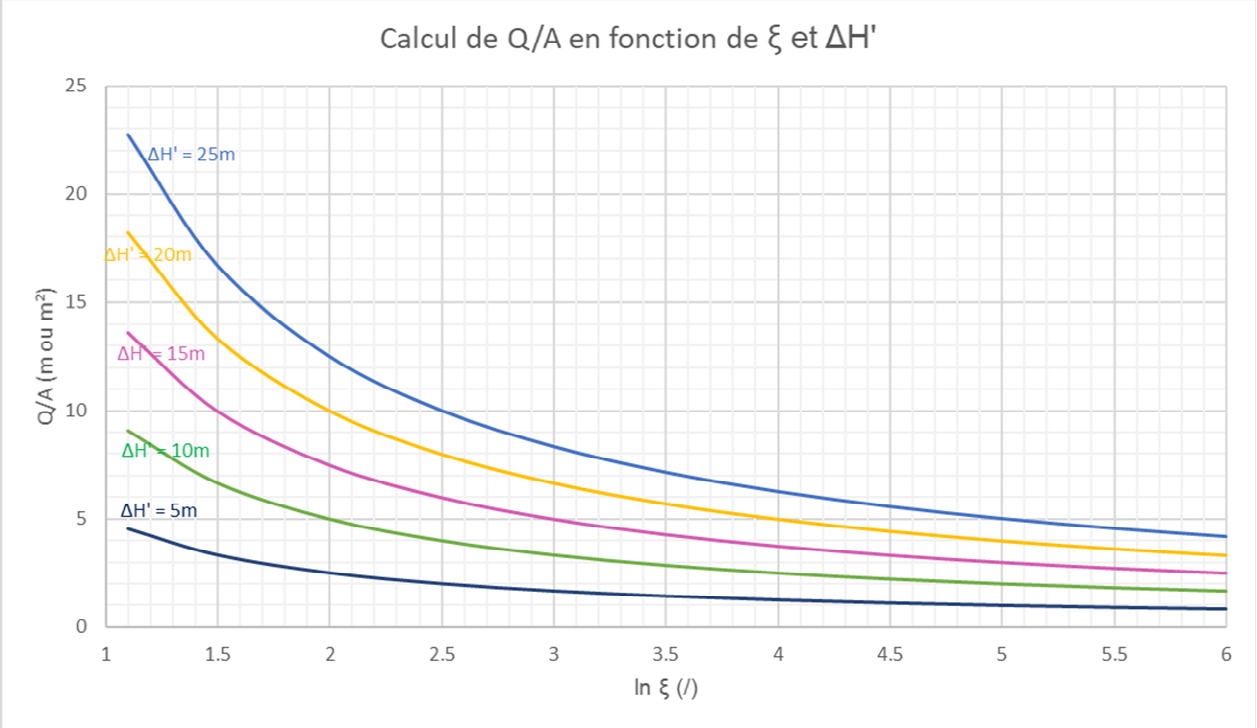


Figure 5 : Abaques de détermination de Q/A (zoom sur le graphique du bas – nappe captive)

En synthèse, les étapes dans le prédimensionnement du réseau de pompage sont donc récapitulées ci-dessous (Figure 6), bien qu'il soit possible de modifier l'ordre des étapes en fonction des besoins de l'étude (par exemple pour des puits passifs de décharge, l'entraxe des puits est fixé pour répondre à une problématique de stabilité, donc le débit unitaire des puits est le résultat final).

1. Calcul du débit global de la fouille Q_{TOTAL} (fonction du nombre de puits) selon les méthodes usuelles et vérification avec la capacité des exutoires de la faisabilité du système. C'est ce débit qui doit en premier lieu être fixé de manière la plus adéquate afin que le reste des calculs qui en découlent soient réalistes. A ce titre, on pourra se reporter à l'annexe E de la NF P 94-282 qui évoque les différents cas d'écoulement à considérer ;

2. Choix du nombre de puits, vérification du débit unitaire Q par rapport au débit critique du puits (§6) ;

3. Calcul de ΔH' en fonction du type de nappe (Figure 4) ;

4. Calcul du coefficient A selon le type de nappe (Tableau 2) ;

5. Détermination graphique de ln ξ à partir du débit unitaire d'un puits et de Q/A (Figure 5) ;

6. Détermination du rayon d'influence R (Figure 3) ;

7. Calcul de l'entraxe des puits r_i à partir de ln ξ (Tableau 1)

8. Vérification de la longueur crépinée nécessaire du puits (§7) ;

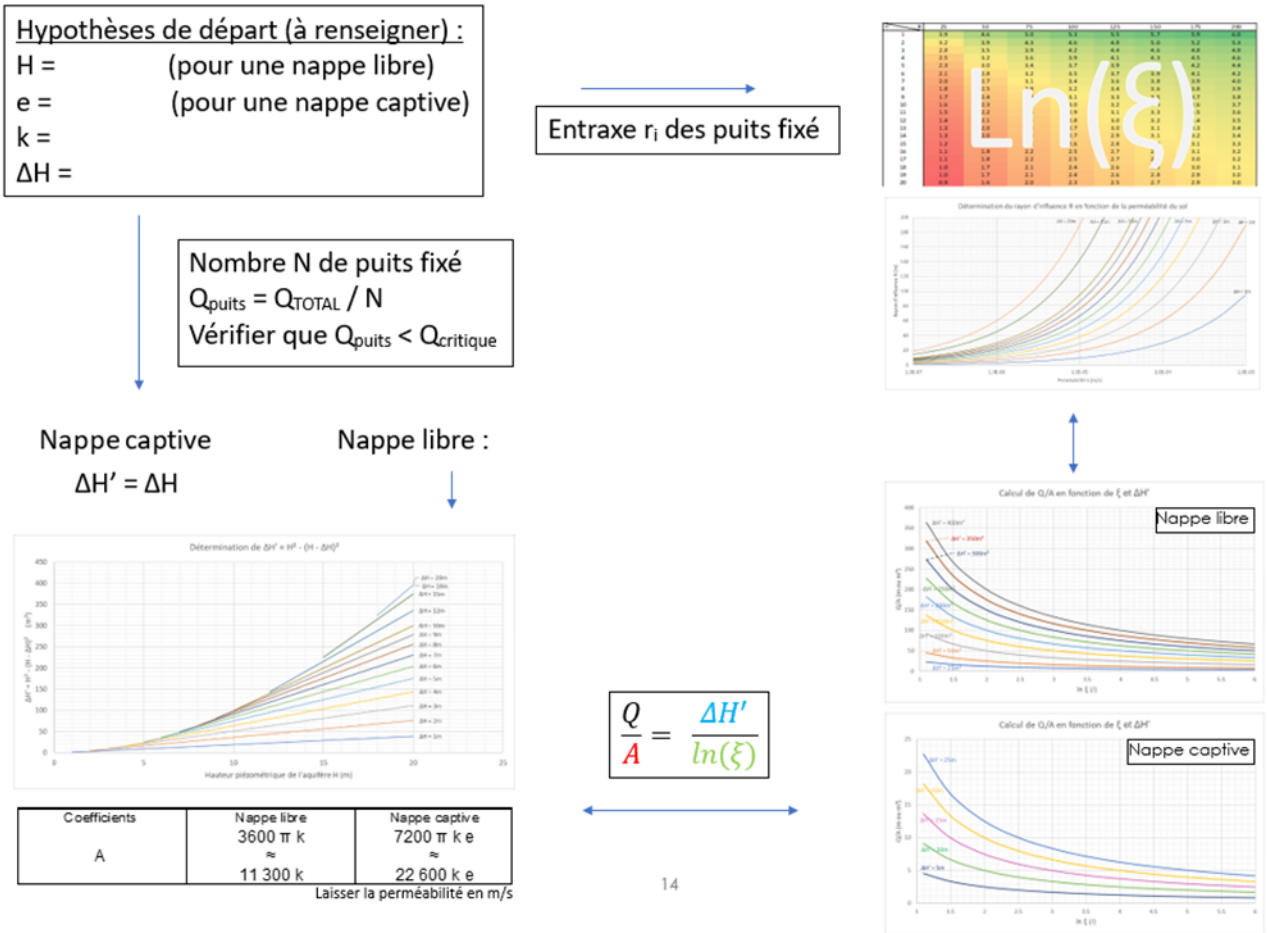


Figure 6 : principe de prédimensionnement du système de pompage

6. Débit critique du puits

Le débit unitaire calculé pour un puits doit être comparé à son débit critique Q_c. Ce dernier permet de limiter le débit de pompage pour ne pas provoquer un « effondrement » du niveau de la nappe par un écoulement turbulent mal maîtrisé. Des spécifications sur la réalisation du puits sont également à prévoir (taille des crépines, épaisseur de massif filtrant, etc.) afin de ne pas entraîner des particules de sol lors du pompage. Schneebeli (1987) a ainsi montré l'instabilité du rabattement lorsque l'on se rapproche du débit critique admissible par le puits. Q_c peut être déterminé selon la formule (4) :

$$Q_C\left(\frac{m3}{h}\right) = 2\,\pi\,r_0\,e\,\frac{\sqrt{k}}{15}\,x\,3600 \approx 1500\,r_0\,e\,\sqrt{k} \qquad (4)$$

Dans laquelle intervient les notions déjà introduites d'épaisseur de l'aquifère e et de sa perméabilité k (en m/s), mais aussi le rayon du puits de pompage r_0 (selon les notations de la Figure 2).

7. Longueur de crépinage des puits

Bien que la méthode proposée dans le présent article soit calée sur les équations de Dupuit qui suppose la réalisation de puits parfaits, ce cas est très rarement réalisé en réalité. Il est donc nécessaire de déterminer une longueur minimale d'efficacité des puits, permettant de pomper le débit nécessaire pour atteindre le rabattement souhaité. Ainsi, Sichardt (Powers, 2007) a proposé pour certains diamètres de puits un abaque permettant de déterminer la longueur de crépinage nécessaire au pompage, en fonction de la perméabilité des sols (Figure 7). Le graphique initial a été retranscrit avec une seconde échelle verticale plus usuelle, en m^3/h. L'ordonnée de la figure fournit le débit captable par les crépines par mètre linéaire de puits.

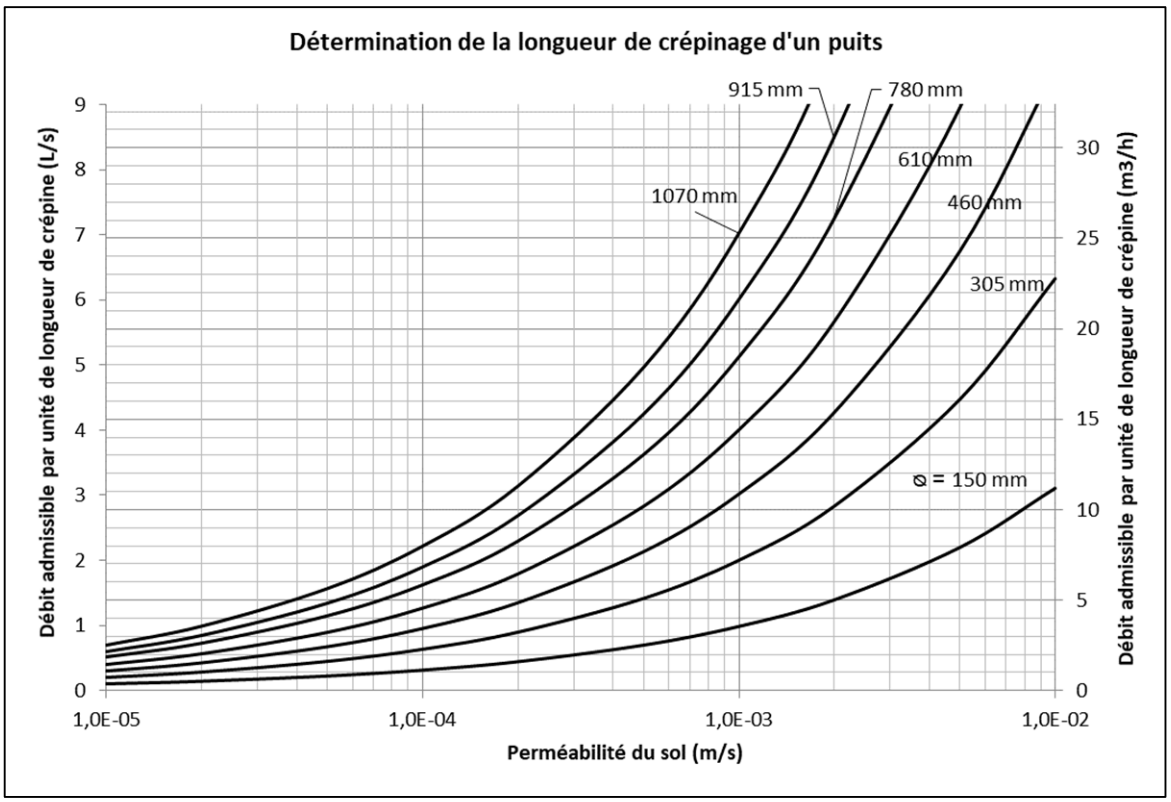


Figure 7 : Détermination de la longueur de crépine des puits selon Sichart (Powers, 2007)

8. Vérification du rabattement

Le contrôle du rabattement réel pendant la phase chantier doit principalement se faire par la mise en œuvre d'un suivi piézométrique dans les zones les plus éloignées des puits, notamment à leur entraxe. Cela permet de vérifier que le rabattement attendu est bien effectif sur l'ensemble de la surface de la fouille. Un ratio d'un piézomètre tous les 750 m² d'excavation paraît raisonnable selon les retours d'expériences de l'auteur, avec un minimum de 2 piézomètres par ouvrage. Un suivi automatique de ces piézomètres reste la solution la plus intéressante techniquement.

Outre la mise en œuvre de ces piézomètres, il est fortement recommandé d'instrumenter, également de manière continue, le niveau du plan d'eau dans les puits. Ce niveau h_0 peut être facilement calculé à partir des relations (5a) et (5b). Pour des diamètres de puits usuels compris entre 200 et 400mm, et donc des rayons r_0 compris entre 100 et 200mm, rappelons les faibles variations de la valeur algébrique ln (R / r_0), dont le facteur 2 doit bien être retiré du logarithme népérien, puisque nous parlons du rayon du puits et plus de l'entraxe du réseau. Le calcul précis peut être réalisé, mais ce logarithme peut également être approximé en première approche par 5,8 (cf. tableau 3). L'atteinte de ce rabattement ΔH_0 à l'intérieur du puits permet de s'assurer également du bon fonctionnement du système de pompage tel que défini.

$$Q = \pi\, k\, \frac{H^2 - h_0^2}{ln\left(\frac{R}{r_0}\right)} \quad \text{d'où} \quad \Delta H_0 = H - \sqrt{H^2 - \frac{Q\, ln\left(\frac{R}{r_0}\right)}{\pi\, k}} \qquad \text{pour une nappe libre} \qquad (5a)$$

$$Q = 2\,\pi\, T\, \frac{H - h_0}{ln\left(\frac{R}{r_0}\right)} \quad \text{d'où} \quad \Delta H_0 = \frac{Q\, ln\left(\frac{R}{r_0}\right)}{2\,\pi\, T} \qquad \text{pour une nappe captive} \qquad (5b)$$

Tableau 3 : Tableau des valeurs de ln (R / r_0) en fonction de R et r_0

r0 \ R	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
0,05	5,30	5,99	6,40	6,68	6,91	7,09	7,24	7,38	7,50	7,60
0,10	4,61	5,30	5,70	5,99	6,21	6,40	6,55	6,68	6,80	6,91
0,13	4,38	5,08	5,48	5,77	5,99	6,17	6,33	6,46	6,58	6,68
0,15	4,20	4,89	5,30	5,59	5,81	5,99	6,15	6,28	6,40	6,50
0,18	4,05	4,74	5,14	5,43	5,65	5,84	5,99	6,12	6,24	6,35
0,20	3,91	4,61	5,01	5,30	5,52	5,70	5,86	5,99	6,11	6,21
0,25	3,69	4,38	4,79	5,08	5,30	5,48	5,63	5,77	5,89	5,99

Il n'en reste pas moins que Schneebeli (1987) a montré expérimentalement dans le cas d'une nappe libre, que le plan d'eau dans le puits ne se trouvait pas exactement au niveau de la surface piézométrique telle que définie par la formule de Dupuit, mais légèrement en-dessous (Figure 8). Il a en effet été observé un décrochement entre la surface libre du rabattement et le plan dans le puits, montrant l'existence d'une surface de suintement à travers laquelle l'eau pénètre dans le puits en suintant sur sa paroi. Ce suintement est directement lié aux pertes de charge des écoulements au travers le puits. L'ingénieur devra donc être particulièrement attentif au niveau d'eau mesuré dans le puits, d'autant plus lorsque le débit de pompage tend vers le débit critique, ce qui provoque de fortes instabilités au voisinage du puits. Ainsi, une sécurité vis-à-vis de la hauteur mesurée dans le puits devra prendre en considération une « surhauteur » h_s au sein du puits, valeur métrique dans les cas courants. La hauteur de suintement h_s peut être estimée à partir de la formule suivante (6) :

$$h_s = (H - h_0) - 3{,}5\, \frac{Q}{2\,\pi\, k\, H} \qquad (6)$$

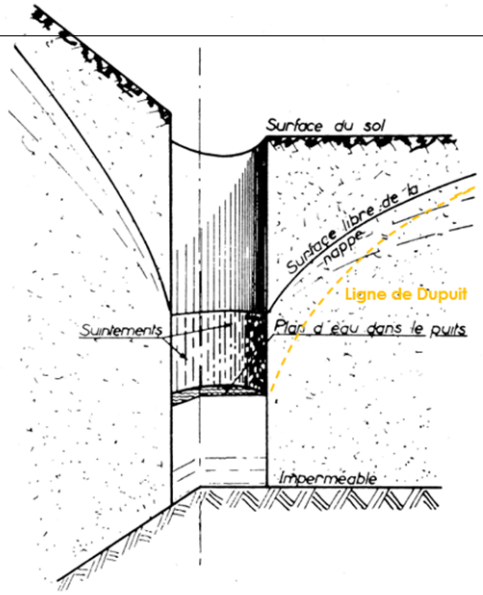


Figure 8 : Plan d'eau réel dans le puits par rapport à la ligne de Dupuit théorique (d'après Schneebeli, 1987)

9. Cas pratique – nappe libre

Une étude de cas est présentée en Figure 9, comparativement aux mesures de pompage qui ont été mises en œuvre sur site. L'ouvrage étudié est un puits circulaire de 14m de diamètre et d'environ 24m de profondeur d'excavation jusqu'au fond de fouille. Les terrains superficiels sont constitués de remblais puis de Calcaire de Saint-Ouen et Sables de Beauchamp. Le fond de fouille se situe dans les Marnes et Caillasses, dont la perméabilité moyenne est estimée à 10^{-5} m/s. Le fond de fouille est donc baigné par la nappe (libre) du Lutétien, dont le toit se situe 2m au-dessus de la base de l'excavation, ce qui constitue la hauteur de rabattement recherché. D'autres nappes supérieures existent, mais elles n'impactent pas le fond de fouille, puisqu'elles sont isolées par la présence intermédiaire des Sables de Beauchamp, très argileux sur ce secteur. Le choix pour l'épuisement de la fouille est la mise en œuvre de 3 puits de pompage répartis géométriquement sur l'intérieur de la fouille, et descendus jusqu'à la base du soutènement étanche. En considérant, d'une part, une disposition optimale des puits, et d'autre part leur implantation à environ 1m du soutènement, leur entraxe r_i est d'environ 6m. L'aquifère possède une épaisseur de 20m, puisqu'il est constitué des Marnes et Caillasses et du Calcaire Grossier. Notons que cet exemple s'éloigne des conditions théoriques de Dupuit par l'absence de puits parfaits et la présence d'une enceinte étanche qui facilite le rabattement.

En utilisant les différents abaques, il est trouvé : R = 20m, ln (ξ) = 2, A = 0.113, ΔH' = 75 m², et Q/A = 40. Soit un rabattement atteint à l'entraxe des puits pour un débit unitaire de puits de 4,5 m^3/h (inférieur au débit critique de 28 m^3/h) et un débit global pour 3 puits de 13,5 m^3/h. Le calcul d'après les équations directes de l'article sans analyse par les abaques fournit un débit unitaire de 4,7 m^3/h, soit une erreur d'estimation avec les abaques d'un peu moins de 4% sur cet exemple, ce qui reste relativement limité compte tenu des incertitudes sur les perméabilités.

Les calculs réalisés ont montré un débit prévisionnel de 5 à 15 m^3/h, la borne inférieure étant déterminée par éléments finis (Plaxis© en calculs hydrauliques uniquement), la borne supérieure sous un logiciel hydrogéologique (Microfem©). Les mesures sur site ont fourni un débit relativement constant pendant la durée de l'excavation de 10 m^3/h. Sur cet exemple

relativement simple mais pourtant classique, il est donc montré que les abaques permettent un prédimensionnement cohérent aux calculs et aux mesures réelles.

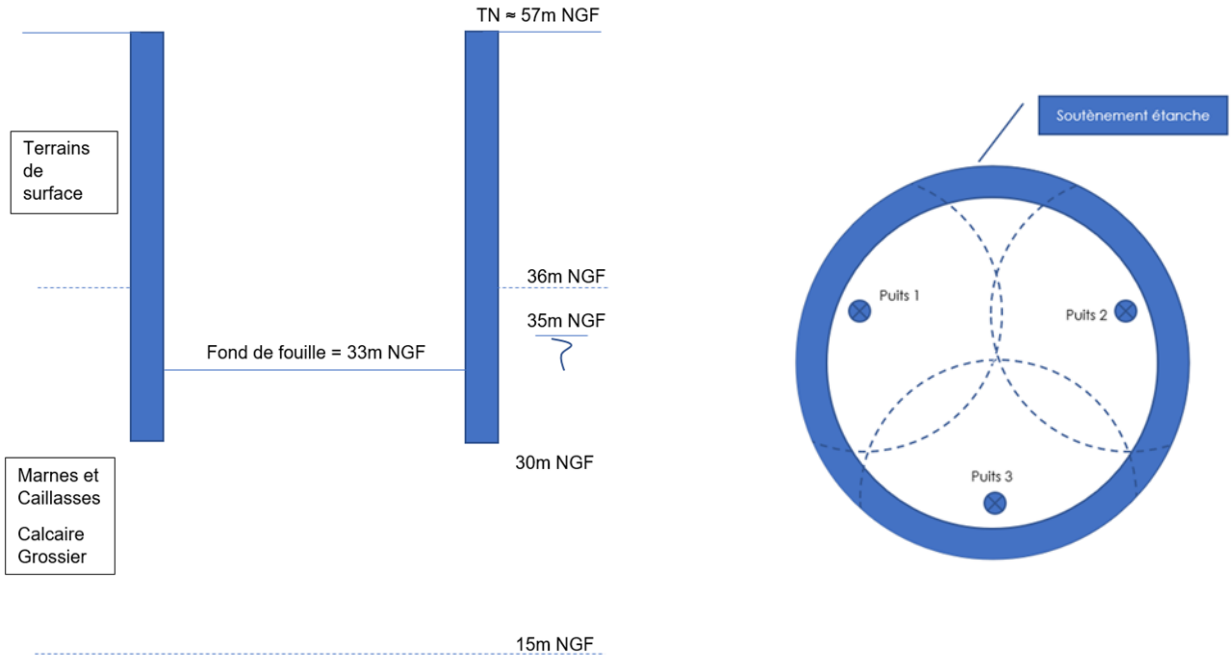


Figure 9 : Etude de cas d'un aquifère à nappe libre et du système de pompage à 3 puits

10. Modélisation 3D d'une nappe libre

Afin de valider les abaques de prédimensionnement, le même exemple traité précédemment a été modéliser numériquement, sous Plaxis 3D (Figure 10), en imposant un débit à chaque puits (4,5 m^3/h) et une condition aux limites de la nappe au repos à l'extérieur du modèle. L'intérêt d'utiliser des modèles 3D vient de la géométrie non infinie des puits, qui ne peut donc être retranscrit aisément en 2D. D'autres part, l'influence combinée d'un réseau de puits peut être fidèlement analysée. Dans le calcul présenté, seuls les calculs hydrauliques sont réalisés, l'aspect mécanique de cet exemple n'est pas considéré.

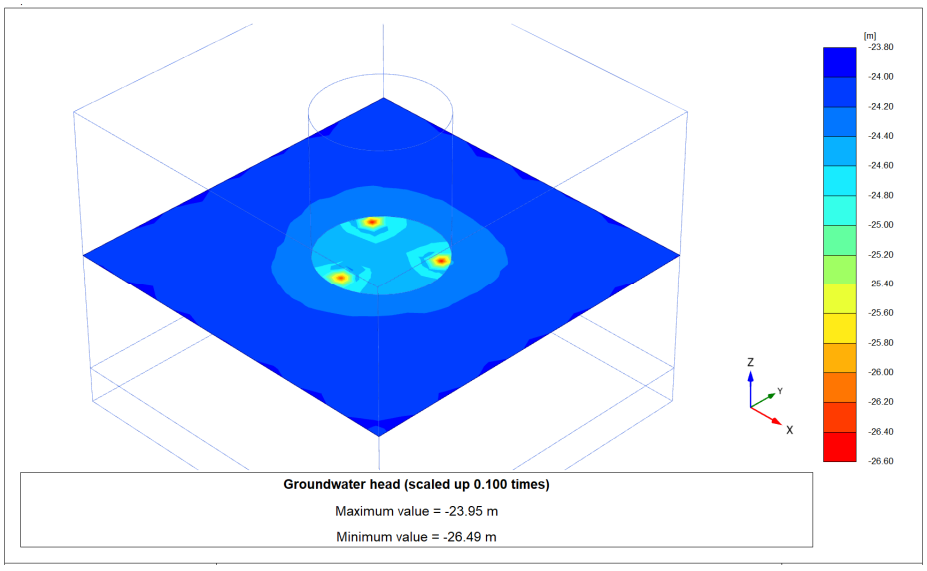


Figure 10 : Epuisement d'une fouille circulaire avec système de pompage par puits

Les résultats montrent bien que l'épuisement est maximal au droit des puits (à h_0) et que le rabattement recherché est bien atteint au milieu de la fouille, à l'entraxe entre les puits. Cette modélisation illustre donc bien le principe des abaques exposés plus haut. Enfin, il est intéressant de noter que dans le cas présent, avec une fiche mécanique/hydraulique proche du fond de fouille (3m), l'influence à l'extérieur de la fouille ne peut être négligée, puisque le rabattement observé déborde de l'enceinte excavée. Pour limiter l'influence sur le domaine extérieur à la zone de travaux, une possibilité serait de prolonger la fiche hydraulique de l'écran.

11. Conclusions

Le présent article a pour objectif de permettre un prédimensionnement du système d'épuisement d'une fouille, baignée dans une nappe libre ou captive. Il n'en reste pas moins primordial d'avoir recours à une étude hydrogéologique complète pour limiter les incertitudes sur le système de pompage choisi. La principale inconnue reste dans tous les cas la perméabilité des terrains, pour laquelle l'auteur recommande la réalisation d'essais de pompage ou à défaut d'essai de perméabilité *in situ*. L'influence de ce paramètre est primordiale dans le prédimensionnement du système de pompage et il convient donc de ne pas négliger ces reconnaissances hydrogéologiques pendant toutes les phases du projet. Les essais d'épuisement restent la seule possibilité de contrôler avant l'excavation d'un ouvrage le rabattement attendu et les débits associés. L'influence d'un système de pompage doit également être déterminé en relation avec la présence d'avoisinants afin de limiter les tassements que le système de pompage pourrait engendrer.

12. Bibliographie

CIRIA C515, Groundwater control-design and practice, 2000

Cassan M. (1993), Aide-mémoire d'hydraulique souterraine, 2e édition, Presses ENPC.

Dupuit J. (1863), Etudes théoriques et pratiques sur le mouvement des eaux dans les canaux découverts et à travers les terrains perméables, Dunod, Paris

NF P94-282 (2012), Calcul géotechnique Ouvrages de soutènement, norme écrans, AFNOR

NF EN ISO 22282-4 (2012) Reconnaissance et essais géotechniques – essais géohydrauliques – partie 4 : essais de pompage, AFNOR

Philipponnat B. et al. (2019), Fondations et Ouvrages en Terre, Eyrolles

Schneebeli G. (1987), Sur l'hydraulique des puits, mémoire

Powers JP. Et al., Construction Dewatering and Groundwater Control - New methods and applications - Third edition, Wiley, 2007

CONCEPTION-RÉALISATION DE CONFORTEMENTS DE GLISSEMENTS SUR CHANTIER D'URGENCE : REX

DESIGN-EXECUTION FOR SLOPSLIDES EMERGENCY WORKS : FEEDBACK

Maxime SOUDÉ[1], Nicolas VILLARD[2]
[1] *NGE FONDATIONS, Saint-Priest (69), France*
[2] *NGE FONDATIONS, Grenoble (38), France*

RÉSUMÉ – Les chantiers ferroviaires de Sèvres, des brèches routières de la Roya ou de Fontan ont en commun d'être très difficiles d'accès, avec peu de maîtrise géotechnique préalable et dans un contexte d'urgence et de péril. Aux côtés des départements, de la SNCF et du CEREMA, NGE FONDATIONS fut sollicitée pour des missions de conception/réalisation d'ouvrages de confortement dont on partage le retour d'expérience.

ABSTRACT – *Slopslides works in Sèvres and Fontan (Railway) or in Roya (Roads) have the following common points: difficult access to sites, not enough geotecnical characterizations and emergency context. Along with Department, SNCF and CEREMA, NGE FONDATIONS was asked to perform design-execution of slopes reinforcement projects. A feedback is given as following.*

1. Introduction

Entre 2020 et 2021 sont survenus deux épisodes majeurs que furent l'arrêt national des activités du BTP lors du premier confinement, ainsi que les ravages engendrés par la tempête Alex dans le département des Alpes-Maritimes. Dans le même temps, plusieurs infrastructures furent paralysées par des glissements de terrain. Compte tenu du caractère d'urgence de restaurer la mobilité ou l'accès à des zones enclavées, NGE Fondations fut associée à des missions de conception-réalisation illustrées au travers de trois projets d'ampleur présentés dans cet article :

- le glissement de terrain SNCF en gare de SEVRES-VILLE D'AVRAY, affectant la mobilité du personnel prioritaire mobilisé lors du 1er confinement de mars 2020 (Figure 1) ;
- une vingtaine de brèches de la vallée de la ROYA ayant coupé les voies d'accès par la seule route à ces mêmes zones (Figure 2) ;
- le mur à arcatures de FONTAN (également dans la vallée de la ROYA) fragilisé par un glissement de terrain aval, dernière voie d'acheminent des habitants et des matériaux auprès des zones enclavées par la tempête Alex (Figure 3).

Cet article a ainsi pour but de proposer un retour d'expérience sur ces opérations de conception/réalisation, telles qu'elles ont pu être abordées du point de vue des études techniques. Les délais ne permettant pas le déroulement classique des missions géotechniques (G5, G2-AVP, G2-PRO puis G3 selon NF P94-500), toutes les analyses ainsi que les préconisations de ces missions ont ainsi été traités simultanément. C'est pourquoi sont présentés quatre thèmes animant toute la durée des études : la Géométrie, la Géotechnique, l'Ouvrage et la Modélisation, chacun reposant sur l'interaction permanente de plusieurs expertises.

Figure 1. Chantier de SEVRES VILLE-D'AVRAY (avant après)

Figure 2. Chantier d'une brèche type dans la ROYA (Travaux en cours)

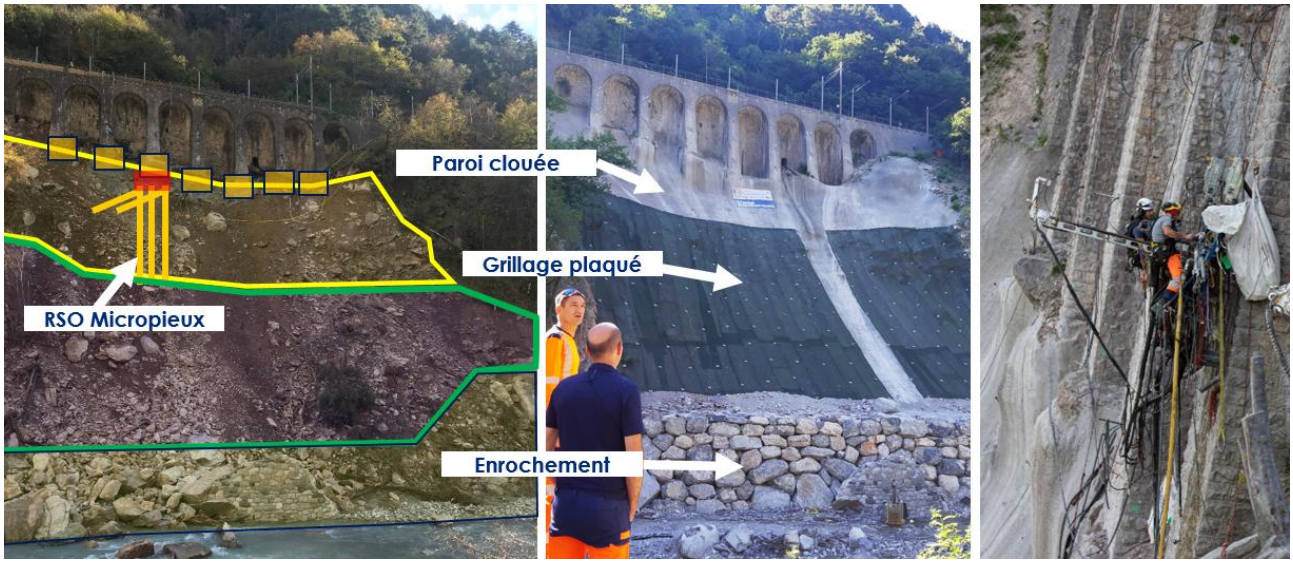


Figure 3. Chantier du mur à arcatures de FONTAN (Avant, après et travaux sur cordes)

2

2. Enjeux liés à la géométrie

Les accès, les dénivelés, les pentes de talus ainsi que les désordres observés permettent une première lecture qualitative de l'état d'instabilité d'un site. Ces éléments donnent des indications quant aux mécanismes de ruine à conforter, définissent le type et le nombre d'ouvrages à réaliser. Dans un cadre d'urgence, les éléments issus cette seule lecture géométrique définissent les moyens matériels les plus adaptés à déployer immédiatement.

2.1 L'accès à la zone de chantier

Pour chaque zone de chantier, les voies d'accès ont été tout autant impactées par les intempéries que les talus à conforter eux-mêmes. A Sèvres, la seule route disponible en amont était neutralisée et la voie ferrée en contrebas ensevelie. Dans la vallée de la Roya, les brèches étaient desservies en enfilade par une seule route rendant les passages à gué indispensables. Quant à Fontan, seule la voie ferrée passant sur le mur à arcatures permettait un accès au versant. Le recours à des engins légers et agiles était donc indispensable, non seulement pour intervenir sur des secteurs pentus et instables, mais également pour emprunter les accès à ces derniers. Les pelles rail-route, les pelles araignée ou encore les mâts de forage sur cordes ne constituaient pas forcément les moyens mécanisés les plus adaptés à la taille des ouvrages à réaliser (à contrario du wagon grue Kirow facilitant une partie de la manutention à Sèvres), mais ils étaient les seuls à pouvoir intervenir et évoluer sur site.

2.2 La complexité inhérente à la géométrie de la solution

Chaque solution de clouage devait être suffisamment rapide à réaliser pour empêcher l'accélération des déplacements dans des zones de talus où les ruptures n'étaient pas achevées (Terres en aval d'une maison, mouvements d'une pile de pont, effondrement des flancs de la lentille de glissement, nouvelle rupture de la butée de pied…). Dans le même temps, chaque clou ou micropieu réalisé devait s'inscrire autant que possible dans une logique de confortement globale et cohérente. Par exemple à Sèvres, chaque soutènement était conçu pour parer à une urgence de conforter un mécanisme de ruine local. Toutefois, un second calcul venait systématiquement éprouver la pertinence de réaliser certaines inclusions vis-à-vis de différents scénarios futurs : (Prise en compte d'une ruine plus globale, phasage de travaux différents, restauration d'une butée de pied...). La réactivité et le sens de l'anticipation géotechnique furent alors des atouts précieux.

2.3 Les éléments topographiques

Seuls des levés topographiques permettent de quantifier les volumes et les masses de sol impliquées. Au cours de ces opérations d'urgence, 3 niveaux de levés ont été notés.

- Un levé initial d'urgence permettant l'évaluation métrique des longueurs et des pentes. Avec peu de moyens (décamètre, télémètre), il offrit une précieuse réactivité en vue des premières modélisations exploratoires, voire engagement des premiers travaux conservatoires.
- Un levé centimétrique effectué à l'aide de drones (orthophotogramétrie ou lidar) n'est intervenu que dans un second temps. Bien que plus précis, il demandait cependant des temps de traitements plus longs en raison du délai de lancement de ces opérations ainsi que de la phase de traitement des données acquises.
- Dans un dernier temps furent envisagés de nouveaux levés à échéance régulière. Soit des cibles rapidement déployables permettaient le suivi de certains points fixes

(rail, maçonnerie existante…), soit de nouveaux levés drones permettaient de suivre l'évolution des mouvements de tout le talus (Sèvres et Fontan).

Cette graduation de précision du levé topographique offrit la meilleure réactivité face à l'urgence. Mais de tels levés sur une courte période temporelle ne permirent pas toujours la pleine compréhension d'un mécanisme de ruine, et par extension, la proposition d'une solution de confortement la plus adéquate.

3. Enjeux de la caractérisation géotechnique

L'analyse géotechnique permet de "quantifier" les efforts et les résistances définissant l'état d'instabilité d'un site. Cette quantification demande d'établir une stratigraphie permettant de projeter des ruptures internes potentielles. La caractérisation des paramètres de résistance au cisaillement des sols doit rester simple et s'appuyer sur des ordres de grandeur. Un écoulement hydraulique quasi-permanent ou accidentel doit également être estimé puisqu'étant un critère de dimensionnement important dans des contextes de forts dénivelés ou en présence de sols effondrés et remaniés, déjà caractérisés par de faibles résistances mécaniques.

3.1 Etat avant travaux

L'état d'équilibre d'un site avant et après effondrement donnait d'excellentes indications sur les paramètres mécaniques des matériaux le constituant.

L'observation des pentes de talus et des masses de sols affleurant en surface ont permis une première estimation des résistances mécaniques (via des modèles d'équilibres simples ou par le biais de modélisations en rétro-analyse).

La connaissance du bâti précédent la ruine (grâce aux visites de site pour les brèches, des plans d'archive de la SNCF, …) offrit également des indications précieuses quant à l'environnement géotechnique de chaque projet. Sur chaque site, une descente d'eau ou d'anciens ouvrages hydrauliques indiquaient la position d'une zone d'écoulement préférentiel et renseignaient sur leur puissance, signe que des drainages simples ne suffisaient pas (mise en place de drains subhorizontaux en complément des barbacanes et nappes drainantes, nécessité de restaurer la descente d'eau du mur à arcatures ou des traversées sous voirie pour les brèches). Des soutènements légers ou lourd, tantôt présents ou non dans le périmètre de la zone effondrée, révélèrent également si un terrain était constitué de matériaux à-mêmes de « se tenir » seuls et en quels endroits. On a ainsi pu identifier des couloirs d'éboulement, des zones instables ou des zones de sols altérés dont les paramètres mécaniques étaient à définir avec prudence. On pense également aux butées de pied assurées par ces ouvrages sur chacun des chantiers étudiés.

3.2 Reconnaissances géotechniques

Les reconnaissances géotechniques permettent de définir la stratigraphie, les paramètres de sols et les écoulements hydrauliques alimentant le modèle géotechnique, et par extension, les modélisations nécessaires à la justification de stabilité des ouvrages.

Dans le cas de ces chantiers d'urgence, la réalisation d'une campagne de reconnaissances géotechniques présentait deux problèmes :

- Le délai d'intervention et d'analyse des données pouvant être de quelques semaines tandis que les engins de forage destinés aux travaux pouvaient être déployés plus tôt ;
- Les accès aux zones d'investigation les plus pertinentes que sont les pentes de talus ou les zones effondrées, impossibles pour des foreuses géotechniques traditionnelles en comparaison d'engins de travaux d'accès difficile.

A Sèvres, qui était le seul chantier disposant de reconnaissances géotechniques (pressiomètres et carottés), les seules zones investiguées étaient l'amont et l'aval du talus. De précieuses informations étaient données par ces reconnaissances mais uniquement en dehors de la zone précise où le glissement était encore actif.

La conception des ouvrages s'appuya donc sur des plages de valeurs pertinentes d'hypothèse de sol, confortées par l'expérience ainsi que quelques modélisations de l'existant. Au final, la reconnaissance stratigraphique, la présence d'écoulement d'eau ainsi que la réalisation d'essais d'arrachement sur clous (pour quantifier le frottement latéral des sols scellés) se sont avérés être des critères plus dimensionnants que les paramètres de sols eux-mêmes. Ces pourquoi les reconnaissances complémentaires furent réalisées par des pelles araignées ou des mats de forage sur corde, alors présents sur place et capables d'être déployés dans les zones les plus pertinentes.

Des pressiomètres et des carottés avaient toutefois été programmés, mais en prévoyant des ouvrages de confortement capables d'accepter un aléa sur les paramètres de sol, il fut ainsi possible d'engager les travaux avant que les reconnaissances géotechniques donnent leurs résultats, d'ailleurs dans la plage de valeurs envisagée par hypothèses.

Par ailleurs, chaque forage associé aux travaux faisait l'objet d'un suivi régulier, permettant d'alimenter en continu le modèle géotechnique posé par hypothèse, et par conséquent, d'ajuster la conception des ouvrages et des travaux en cours.

4. Enjeux de la définition de l'ouvrage

Réaliser des ouvrages de confortement pour ces chantiers d'urgence présente deux difficultés majeures.

Tout d'abord, la ruine n'est jamais totalement achevée et elle est également impossible à caractériser avec précision par contrainte de temps. C'est donc en supposant une cinématique de ruine du talus (par mécanismes locaux et globaux) qu'est défini un premier ordre de priorité des zones à conforter.

Toutes les méthodes de travail (moyens, phasage et techniques) ne peuvent pas être déployées sur site en raison des difficultés d'accès, des risques d'instabilité provoqués par le poids de machines puissantes, et donc de sécurité des personnels, mais également les rendements pouvant être atteints. Il est donc fondamental de trouver un équilibre réaliste entre diamètre de forage, longueur maximale à exécuter, implantation ou encore maillage d'inclusions.

4.1 Phasage type

A la différence des Brèches de la Roya présentant un site dans un état de stabilité critique qu'il ne fallait pas aggraver et où la ruine était achevée, les chantiers de Sèvres et de Fontan présentaient des mécanismes de ruine encore actifs (ruptures superficielles successives, rupture plus profonde et défaut de butée de pied). Le phasage de principe était le suivant :

- S'assurer de la sécurité des zones d'intervention (Terrassement préliminaires, purge de blocs, création de zones de manœuvres…)
- Prévenir la ruine immédiate de nouvelles zones du talus à l'aide de confortements légers et rapides (restauration des maçonneries et reprise des fondations du mur à arcatures à Fontan, confortement des habitations / route en amont à Sèvres)
- Rétablir des circulations prioritaires en « mode dégradé » dès que possible
- Restituer une butée de pied pour enrayer les mécanismes de ruine globale (Par écran de soutènement à Sèvres et par enrochements à Fontan)

- Opérer un confortement global et plus profond pour limiter le déplacement d'ensemble du talus et selon une maille à resserrer à l'avancement (Clouage du versant à Fontan mais qui fut impossible à Sèvres du fait de la trop grande vitesse du glissement)

4.2 Quelques particularités impactant la conception

Le chantier de Sèvres se composait de 3 ouvrages à construire selon un ordre particulier. Un confortement d'urgence fut réalisé pour tenter d'éviter l'effondrement d'une route en amont, qui ne fut malheureusement pas concluant du fait de la trop forte activité résiduelle du glissement. Un ouvrage aval fut donc immédiatement entrepris pour stabiliser le glissement global et restaurer l'infrastructure de circulation nécessaire à la mobilité du personnel prioritaire du premier confinement. Un confortement amont fut ensuite déployé pour sécuriser le bâti sinistré par l'effondrement de la route. Enfin, un confortement intermédiaire fut réalisé pour assurer la pérennité de stabilité du talus. La principale difficulté était de concevoir chaque ouvrage en anticipant sur la réalisation des suivants. Chaque confortement était donc pensé dans une logique à court terme pour gérer une instabilité locale, mais également à long terme en étudiant la pertinence de son interaction avec de futurs confortements ou terrassements dont la conception restait à finaliser.

Dans le cas des Brèches, le parement en écailles AD/OC® permettait un déploiement rapide et adapté à l'urgence de ces chantiers. Mais les contraintes inhérentes au calepinage de ces écailles préfabriquées, ainsi que le déport de l'entrée en terre des forages de plusieurs mètres, imposaient une grande rigueur d'implantation. Dans un contexte avec peu de moyens topographiques et imposant des adaptations permanentes aux terrains nouvellement terrassés chaque jour, la mobilisation à plein temps de compétences dessin/projection s'est avérée indispensable.

Pour le mur à arcatures, la conception des travaux confortement fut contrainte par l'accès exclusivement sur cordes, ainsi que l'impossibilité d'atteindre le substratum dans l'axe du Talweg (Puissance machine limitant les inclusions à 15m de longueur). Les justifications de stabilité ont donc consisté en la définition d'un clou type répondant aux maximas des capacités matérielles et humaines, puis d'adapter la maille à l'intensité des mécanismes de ruine traités à l'avancement.

5. L'usage de la modélisation

Dans un contexte d'urgence en conception/réalisation, la modélisation est un outil central de chaque phase du projet. En plus de proposer un visuel pertinent pour l'ensemble des interlocuteurs (représenter le phasage de travaux, visualiser un mécanise de ruine), les modèles numériques permettent de quantifier la pertinence des solutions de confortement et de terrassement envisagés, par le biais d'un coefficient de sécurité globale traduisant l'équilibre entre les sollicitations et les résistances. La fiabilité des modèles dépendant des paramètres les définissant, les forages puis les sondages géotechniques réalisés en cours de chantier seront autant de reconnaissances permettant de fiabiliser ces modèles à l'avancement.

5.2 Le cadre de justification dans la modélisation exploratoire

La modélisation portait sur des ouvrages géotechniques de catégorie 3, l'état de stabilité du site existant était difficilement maîtrisable car faisant suite à des ruines partielles ou totales. Sans caractérisation/quantification des paramètres géotechniques et compte tenu des nombreuses incertitudes sur la stratigraphie, la signification des coefficients de sécurité obtenus devait donc être prise avec du recul. C'est pourquoi la logique qui fut

retenue consistait à raisonner de manière relative, c'est-à-dire en étudiant l'évolution du facteur de sécurité globale entre un état initial et un état conforté ou un état terrassé.

Cette démarche supposait de figer un cadre de justification, et plus particulièrement de recourir ou non aux facteurs partiels. C'est ainsi qu'avant d'envisager des justifications de stabilité sous Approche 2 et 3 (en vue de la production d'une note de niveau G3 selon NF P-94270), il fut fréquent de retenir des modélisations avec facteurs partiels unitaires (à l'exception des paramètres de frottement latéraux ou de résistance d'armature). La pertinence de chaque étape de travaux envisagée faisait ainsi intervenir les coefficients usuels retenus dans la profession : F=1.00 pour caractériser un état d'équilibre limite, F=1.30 pour caractériser des états d'équilibre transitoires et F=1.50 pour assurer le caractère définitif de travaux de stabilisation. Rappelons également enfin le critère de +30-35% sur le coefficient de sécurité global F pour évaluer la pertinence d'un confortement à long terme.

5.1 Etapes de modélisation

La rétro-analyse ou analyse inverse constituait la première étape de modélisation. Elle reproduisait une situation d'équilibre d'un talus en recherchant les paramètres géotechniques la justifiant. En confrontant les résultats obtenus à l'expérience géotechnique, il fut ainsi possible d'approcher, avec une certaine pertinence, les paramètres de résistance au cisaillement (frottement et cohésion) d'une ou plusieurs masses de sol faisant l'objet de l'étude. Également, la prise en compte de niveaux d'eau à des hauteurs différentes et des fissurations observées dans le bâti existant permettaient d'approcher avec prudence les conditions réelles de la ruine.

Ce type de modélisation est intervenue dès le début de la conception, sur la base des premières analyses de terrain dans les jours qui ont suivi la ruine. A ce stade, on ne se focalisait pas sur un seul jeu de paramètres de modèles, mais plusieurs. On envisageait différentes stratigraphies, différents niveaux d'eau et différents état de résistance des sols en place et des sols effondrés. Une telle approche permit de définir une priorité des zones à traiter, ainsi que celles où des reconnaissances s'avéraient indispensables.

Dès le démarrage des travaux, des forages dédié à la reconnaissance stratigraphique vinrent affiner la modélisation. Par la suite, chaque forage et observations déduites des terrassements ont été intégrés à l'avancement. Puis dans un dernier temps, les essais d'arrachement sur clous ainsi que les résultats de reconnaissances géotechniques vinrent sécuriser les hypothèses retenues.

6. Les expertises nécessaires

La capacité à écouter, analyser, interpréter et prendre des décisions confortées par l'expérience sont les clés de la réactivité dans de telles missions de conception/réalisation. Cela suppose une collaboration étroite et permanente entre plusieurs expertises, ainsi que de disposer d'une maîtrise d'œuvre d'expérience et polyvalente, capable d'apporter la critique aux propositions qui lui sont soumises. Côté entreprise, Sèvres et son contexte de confinement national fut l'occasion de rassembler une équipe de bénévoles et urgentistes portés par une forte motivation, et dont la collaboration fut reconduite à l'identique pour les opérations des brèches de la Roya, du mur à arcatures de Fontan, mais également d'autres opérations aujourd'hui en cours. En voici l'organisation.

Une expertise d'astreinte en risques naturels intervint sur site dans les jours suivants la sollicitation. A la manière d'un enchainement de missions G5+G2, celle-ci fut alors chargée d'établir la première reconnaissance générale du site, conseiller le MOA et

engager le cas échéant les travaux conservatoires. Elle opèra également des levés préalables, proposant de premiers diagnostics de ruine, dressa l'état de l'art des constructions du site ainsi que sa géomorphologie. De premières préconisations d'ouvrage furent proposées, parfois plusieurs selon les incertitudes.

Une première ébauche de la situation fut alors partagée à l'expertise géotechnique afin d'élaborer les bases d'une conception, consolidée et ajustée par les projections méthodologiques des équipes travaux, ainsi que les recommandations de la maîtrise d'œuvre du projet. Objectif de cette première étape : orienter les équipes vers un type de solution pour opérer les approvisionnements de fournitures adéquats et mobiliser, au plus vite, le déploiement de moyens complémentaires.

Par la suite, les observations de terrain n'eurent de cesse de sécuriser la conception, voire de la réorienter tandis que la modélisation se chargeait d'éprouver la pertinence de chaque choix méthodologique, tout en étant le garant du respect d'une solution de confortement global. Ce dialogue permanent entre expertises complémentaires intègrait également la MOE, à laquelle revenait la responsabilité de valider l'ensemble des scénarios parmi les différents proposés à chaque nouvelle étape du projet.

7. Conclusions

Les 3 chantiers d'urgence de Sèvres, des brèches de la Roya et de Fontan étaient caractérisés par une forte part de conception. La méthodologie retenue reposait sur une forte synergie entre plusieurs expertises, devant réfléchir simultanément aux aspects géométrie, géotechnique, réalisation et modélisation des ouvrages à réaliser. L'absence d'études et de reconnaissances préalables, ainsi que l'urgence d'engager les travaux, a imposé à ces expertises de graduer le niveau de précision de leur conception selon les phases d'avancement de chaque projet.

La première phase fut dominée par la réactivité, imposant une visite de site chargée de réaliser les premiers métrés par des outils simples et rapides. L'établissement d'une première lecture hydro-géo-morphologique et la définition d'un catalogue de moyens matériels déployables sur site permirent d'orienter les premières modélisations de l'existant, et de proposer plusieurs solutions de confortement.

Rapidement, les moyens matériels furent déployés sur place, afin de réaliser des travaux de sécurisation, en parallèle d'opérer des reconnaissances complémentaires. Les premières opérations de confortement furent enclenchées sur la base de modèles sécuritaires. Puis les forages d'exécution ainsi qu'un levé topographique plus précis permirent de consolider les modélisations, et d'orienter la conception des confortements vers sa forme définitive.

Dans une dernière phase, l'accumulation des forages, les reconnaissances géotechniques ainsi que les levés topographiques à l'avancement permirent de sécuriser la conception des ouvrages, de figer les modélisations et de permettre aux travaux de rentrer dans un rythme de croisière.

A chacune de ces phases, le rôle des interlocuteurs SNCF, CEREMA et Département des Alpes Maritimes, s'est avéré fondamental. La réussite de ces défis techniques tient pour beaucoup à leur implication permanente dans la conception, leur expertise des sujets et leur capacité à se positionner efficacement sur les orientations discutées avec l'entreprise.

8. Références bibliographiques

NF P 94-500 (2013) – Missions d'ingénierie géotechnique. AFNOR

NF P 94-270 (2020) – Remblais renforcés et massifs cloués. AFNOR
LCPC (1998). Stabilisation des glissements de terrain. Guide technique. LCPC

9

ANALYSE DE L'ADHÉRENCE ENTRE BÉTON ET ARMATURE : ETAT DE L'ART ET ÉTUDE EXPÉRIMENTALE

ANALYSIS OF THE BOND BETWEEN CONCRETE AND REINFORCEMENT: STATE-OF-THE-ART AND EXPERIMENTAL STUDY

Asterios VALOGIANNIS[1,2], Irini DJERAN-MAIGRE[1], Jean-Claude ROBINET[3], Fabrice BERNARD[4], Jad ZGHONDI[2]
[1] *Univ Lyon, INSA Lyon, GEOMAS, EA7495, F-69621 Villeurbanne, France*
[2] *Andra, Centre Meuse/Haute-Marne, F-52290 Bure, France*
[3] *Euro-Géomat Consulting, F-45100 Orléans, France*
[4] *LGCGM, INSA Rennes, F-35043 Rennes, France*

RÉSUMÉ – Différentes solutions d'armatures non métalliques sont étudiées dans le programme R&D de l'ANDRA. Une étude de caractérisation mécanique et à différents états mécaniques initiaux (avec et sans fluage et/ou vieillissement) d'armatures en PRF sera réalisée. Cet article présente une partie de l'état de l'art et les résultats d'essais préliminaires d'arrachement.

ABSTRACT – Different non-metallic reinforcement solutions are being studied in ANDRA's R&D program. A study of the mechanical characterisation and at different initial mechanical states (with and without creep and/or ageing) of FRP reinforcements will be performed. This paper presents part of the state-of-the-art and the results of the preliminary pull-out tests.

1. Introduction

De nombreuses structures de génie civil en béton armé (ponts, centrales nucléaires, etc.) sont souvent exposées à des conditions environnementales agressives, par exemple des environnements marins ou chimiques (Benmokrane et al., 2000). Dans ces cas, il existe un risque de corrosion de l'armature en acier qui pourrait entraîner une dégradation mécanique de la structure. Ajoutons que cette corrosion de l'acier produira de l'hydrogène qui peut conduire à des pressions de gaz dans un milieu confiné.

De ce fait l'ANDRA (Agence Nationale de Gestion des Déchets Radioactifs), et dans le cadre de développement progressif du centre de stockage Cigéo et dans une logique d'accroissement de la maîtrise de la sûreté et de progrès continu, l'Andra met en œuvre un plan de développement de nouveaux matériaux qui comprend les structures en béton avec renforts non métalliques. Les solutions étudiées doivent répondre aux exigences de l'ANDRA en termes de constructibilité, de comportement et de durabilité. Ce travail fait partie du programme d'un projet de recherche visant à étudier l'évolution du comportement avec et sans fluage de différents types d'armatures métalliques et PRF dans le but d'identifier l'apport de la qualité de l'interface béton armature ainsi que du taux de liant utilisé dans la fabrication de l'armature. Cet article présente une partie de la revue bibliographique et les premiers résultats d'essais d'arrachement avec des armatures en acier.

2. Armatures en PRF (Polymère Renforcé de Fibres) et en acier

L'armature en acier est couramment utilisée pour renforcer la majorité des structures en béton en raison de la faible résistance à la traction du béton. Cependant, certaines structures sont exposées à des conditions environnementales particulières où l'acier pourrait se corroder.

Pour résoudre le problème de la corrosion de l'acier, la communauté scientifique (Brózda et al., 2017 ; Hao et al., 2007 ; Rolland, 2015 ; Sayed Ahmad et al., 2011) a proposé l'utilisation des armatures de type Polymère Renforcé de Fibres (PRF). Epoxy et vynilester sont les polymères principalement utilisés. Les quatre principaux types de fibres sont les fibres de carbone (PRFC), de verre (PRFV), d'aramide (PRFA) ou de basalte (PRFB). La matrice, qui est le liant, protège les fibres de l'abrasion mécanique et transfère les contraintes entre les fibres. Les fibres assurent la résistance à la traction et la rigidité du matériau composite (ISIS Canada, 2007). L'orientation des fibres dans une direction hors axe par rapport à l'axe d'armature augmentera la résistance au cisaillement entre la matrice et la fibre (Abedini et al., 2017).

En termes de propriétés mécaniques, les armatures en PRF sont caractérisées par leur comportement élastique linéaire, leur résistance élevée à la traction (supérieure à celle de l'acier) et leur absence de ductilité (figure 1). D'autre part, les armatures en acier présentent un comportement élastoplastique, mais leur résistance à la traction est nettement inférieure à celle des armatures en PRF.

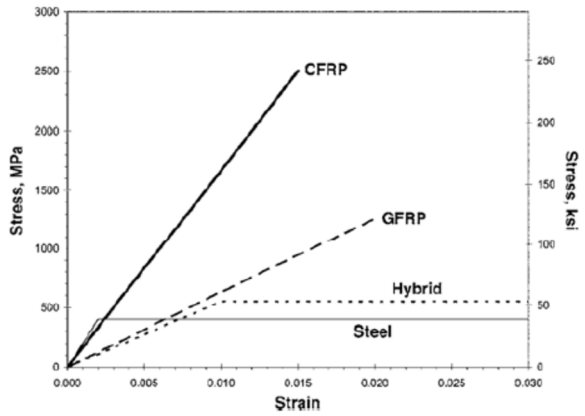


Figure 1. Courbe typique de contrainte-déformation pour les armatures en PRF (ACI 440R-07, 2007)

Les armatures en PRF présentent de nombreux avantages, tels que la résistance à la corrosion, une résistance à la traction élevée, une faible densité et de faibles déformations par fluage (Portnov et al., 2013). Cependant, le principal inconvénient des armatures en PRF est le vieillissement du liant avec le temps (Uthaman et al., 2020). Ainsi, afin d'évaluer leur utilisation en tant qu'armature dans des structures en béton ayant des exigences de durabilité élevées, le comportement mécanique de la structure en béton armé par PRF, à court et à long terme, reste un sujet d'actualité.

3. Comportement d'adhérence entre les armatures en PRF et le béton

Les armatures en PRF, après avoir été produites par l'un des trois procédés de fabrication courants : pultrusion, tressage ou enroulement filamentaire (ISIS Canada, 2007), sont utilisées comme barres de renforcement dans les structures en béton. Pour une conception optimale de la structure en béton armé, les forces entre l'armature et le béton doivent être transférées de manière efficace et fiable par la liaison entre les deux matériaux. Il existe trois principaux mécanismes de transfert de ces forces : l'adhésion chimique, la friction et le verrouillage mécanique.

Le premier mécanisme est l'adhésion chimique qui dépend largement de la qualité du béton à l'interface des armatures en PRF, incluant la taille maximale et la qualité des granulats, ainsi que les conditions de durcissement du béton (Islam et al., 2020). Le second mécanisme est lié aux forces de frottement résultant de la rugosité de l'interface entre les deux matériaux, des forces transversales à la surface de l'armature et du

glissement relatif entre les deux matériaux. Enfin, le troisième mécanisme est le verrouillage mécanique résultant des obstacles situés à la surface d'armature (ACI Committee 408, 2003). Les deux derniers mécanismes sont illustrés dans la figure 2.

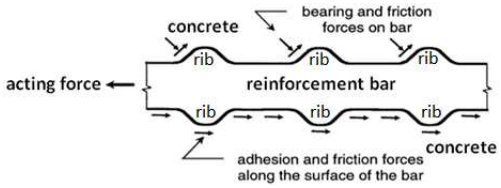


Figure 2. Mécanismes de transfert des forces de l'adhérence (ACI Committee 408, 2003)

Plusieurs facteurs affectent le comportement d'adhérence entre les armatures en PRF et le béton. Il s'agit notamment du traitement de surface d'armature, de l'enrobage du béton, du diamètre d'armature, de la longueur d'adhérence et de la résistance à la compression du béton. Le comportement d'adhérence dépend également de la résistance au cisaillement entre béton/liant ou liant/fibre, ce qui pourrait influencer le type de rupture de l'interface (rupture par cisaillement entre béton/liant ou liant/fibre) (Lee et al., 2008).

L'adhérence entre l'armature et le béton dépend largement du traitement de surface de l'armature. Il existe de nombreux types de surfaces d'armatures disponibles sur le marché (figure 3), comme les armatures sablées, lisses, enroulées en spirale et nervurées. Des expériences ont montré que les armatures avec des surfaces non lisses présentent de meilleures performances d'adhérence que les armatures lisses en raison des forces de friction et du verrouillage mécanique (Arias et al., 2012 ; Hollý et al., 2016).

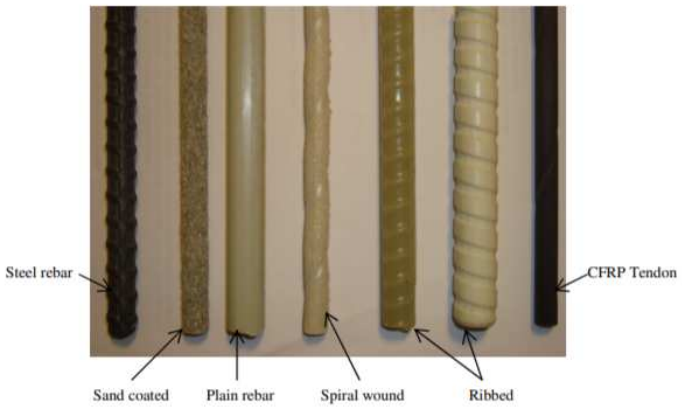


Figure 3. Différents types d'armatures en PRF disponibles dans le commerce (Quayyum, 2010)

La résistance d'adhérence est également augmentée par la présence d'un enrobage de béton suffisant qui assure le confinement de l'armature. De cette façon, la rupture par fendage est limitée, ce qui donne lieu à une rupture par ‘’arrachement’’, au cours de laquelle il y a rupture par cisaillement de la partie en béton entre les nervures ou une rupture locale par écrasement du béton.

Le diamètre de l'armature constitue un autre facteur d'influence. Des expériences ont montré que la résistance d'adhérence peut être réduite en augmentant le diamètre (Rolland, 2015 ; Achillides and Pilakoutas, 2004). L'eau utilisée pour la formulation du béton peut être piégée sous l'armature. Il y a donc une forte probabilité de créer des vides entre la surface de l'armature et le béton environnant, ce qui peut réduire la surface de contact.

Un autre facteur qui peut affecter le comportement d'adhérence entre l'armature et le béton est la longueur de contact béton/armature, appelée longueur d'adhérence. Sur les grandes longueurs, par exemple 14 fois le diamètre de l'armature, la contrainte d'adhérence n'est pas uniforme, alors que sur les petites longueurs, par exemple 3 à 6 fois le diamètre de l'armature, la distribution de la contrainte d'adhérence est presque

uniforme (Ahmed et al., 2014 ; Tastani & Pantazopoulou, 2002). Dans le dernier cas, elle peut être calculée avec plus de précision.

En outre, selon Achillides and Pilakoutas (2004), une augmentation de la résistance à la compression du béton entraîne une augmentation de la résistance au cisaillement du béton et donc de l'adhérence.

4. Interaction entre les armatures en PRF et le béton

Les études sur le comportement d'adhérence entre armatures en PRF et béton ont permis d'identifier des diagrammes de contrainte d'adhérence en fonction du glissement pour différents types d'armatures, lisses ou déformées. Le diagramme de la figure 4 décrit la performance d'adhérence entre les armatures en PRF déformées et le béton.

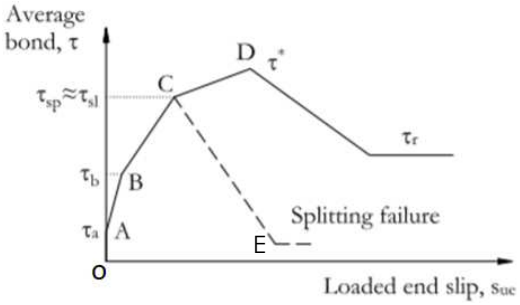


Figure 4. Courbe typique de la contrainte d'adhérence en fonction du glissement (Baena, 2010 d'après Achillides, 1998)

La partie O-A présente l'adhérence chimique entre les deux matériaux. Après cette étape, l'armature en PRF commence à glisser et les textures/nervures de la surface de l'armature induisent des contraintes dans le béton, ce qui génère des microfissures aux extrémités des nervures de l'armature (A-B). Pendant l'étape (B-C), l'augmentation des contraintes est plus importante. Après le point C, le comportement d'adhérence dépend du confinement de l'armature. Si l'enrobage du béton n'est pas suffisant ou s'il n'y a pas de confinement de l'armature, une rupture par fendage peut se produire (CE). Par contre, si le confinement de l'armature est suffisant, la contrainte d'adhérence peut atteindre sa valeur maximale (CD).

5. Comportement d'adhérence entre les armatures en acier et le béton

Le comportement d'adhérence entre armature en acier et béton peut se décomposer en 4 parties (figure 5). Le mécanisme d'adhérence au cours de la première étape est une adhérence chimique qui est due à une interaction micromécanique associée à la rugosité de la surface de l'acier à l'échelle microscopique (étape I). Cependant, ce mécanisme étant assez faible, il y a défaillance de l'adhérence chimique (étape II). Au stade II, les nervures présentes sur la surface des armatures déformées, induisent d'importantes contraintes sur le béton environnant. De plus, l'armature commence à glisser en raison de microfissures transversales apparaissant aux extrémités des nervures.

Pour des valeurs de contrainte d'adhérence plus élevées (stade III), le coincement des nervures est mobilisé ce qui cause la fissuration dans la direction longitudinale en s'écartant radialement. Dans ce cas, le béton environnant assure le confinement à l'armature. Dans les cas de renforcement transversaux faibles, le stade III se termine lorsque les fissures atteignent la surface extérieure du béton. Une rupture plus ou moins brutale se produit en fonction du confinement transversal (stade IVb, rupture par fendage). En cas d'armature transversale important ou d'enrobage suffisant du béton, la rupture par fendage est évitée (stage IVc). Le stade IVa concerne les armatures lisses. Le mécanisme d'adhérence qui résiste au glissement de l'armature est la friction et dépend fortement du niveau de renforcement transversal.

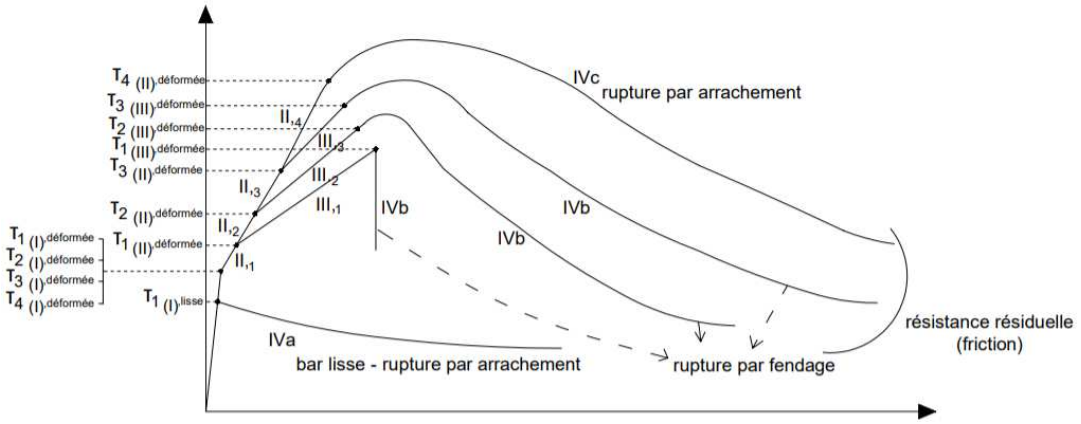


Figure 5. Modèle de comportement de l'adhérence acier/béton (d'après FIB, 2000)

6. Essais d'arrachement

La formulation du béton retenue pour cette thèse est un béton de consistance ferme (affaissement de 15 mm et temps Vébé de 14 s). La résistance à la compression moyenne mesurée du béton a été de 64 MPa à 7 jours et de 73 MPa à 28 jours.

Pour mener les essais d'arrachement, des armatures métalliques et PRF seront utilisées avec des variantes en termes de rugosité et de taux de résine (armature PRF). Dans cet article les premiers essais d'arrachement ont été effectués sur des armatures d'acier à verrous de 12 mm de diamètre. La barre testée (figure 6a) présente deux faces (figure 6b) avec des verrous d'inclinaison différente et de 0,9 mm d'épaisseur. Les valeurs des espacements des verrous sont données sur la figure 7. Elles suivent les recommandations de la norme NF EN 10080.

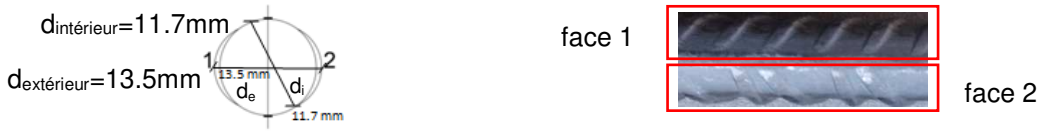


Figure 6 a) Section transversale d'armature en acier ; b) Faces 1 et 2 d'armature en acier

Figure 7. L'espacement des verrous sur les deux faces de l'armature en acier

L'essai d'arrachement est l'un des principaux essais permettant d'évaluer l'adhérence entre le béton et l'armature et de comparer les performances d'adhérence entre le béton et différents types d'armatures.

Les essais d'arrachement réalisés suivent la recommandation RILEM en utilisant une éprouvette cubique de béton de dimensions 0,2 x 0,2 x 0,2 m (figure 8). Lors des essais d'arrachement préliminaires, une armature en acier de 12 mm de diamètre est placée au centre de l'éprouvette béton. La longueur d'adhérence est de 6 cm égale à 5 fois le diamètre de l'armature. Un élément de séparation, tube en plastique, de 14 cm, est placé entre les deux matériaux.

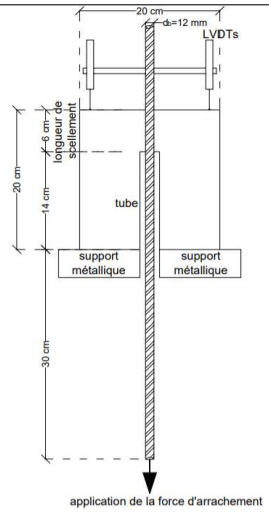


Figure 8. Configuration expérimentale de l'essai d'arrachement

Les essais d'arrachement consistent à appliquer une force de traction à l'une des extrémités de l'armature. Pendant l'essai, la force de traction appliquée à l'armature et le déplacement de l'armature sont enregistrés en continu. Lorsque le mécanisme d'arrachement se met en place la distribution de la contrainte d'adhérence n'est pas uniforme. Cependant, pour une faible longueur d'adhérence comme pour ce cas-ci, on peut supposer que la distribution de la contrainte d'adhérence est uniforme sur toute la longueur du contact. La contrainte d'adhérence moyenne se calcule selon l'équation suivante :

$$\tau(t) = \frac{F(t)}{c_b * l} \quad (1)$$

où $\tau(t)$ [MPa] est la contrainte d'adhérence moyenne, $F(t)$ [N] est la charge d'arrachement appliquée, c_b [mm] est le périmètre d'armature équivalent et l [mm] est la longueur d'adhérence.

Le tableau 1 résume les résultats des 3 essais d'arrachement effectués. Plus précisément, la valeur maximale de la force d'arrachement correspondant à la rupture d'adhérence, la résistance d'adhérence, le déplacement moyen mesuré par les LVDTs au moment de la rupture d'adhérence et le taux de chargement moyen sont présentés. Les essais ont été réalisés à 7 jours et à 28 jours après la formulation du béton.

Tableau 1. Résultats des 3 essais d'arrachement

Essai d'arrachement	1	2	3
Temps de prise (jours)	7	28	28
Force d'arrachement (kN)	63,00	69,51	63,87
Résistance d'adhérence (MPa)	27,85	30,73	28,74
Déplacement moyen-LVDT (mm)	1,12	0,93	1,07
$t_{ruptured'adhérence}$(min)	13	16	16
Taux de charge moyen (kN/s)	0,078	0,076	0,07

Le tableau 2 présente quelques résultats d'essais d'arrachement avec des données d'entrée les plus proches possibles, à ceux des essais réalisés. Les résultats des essais d'arrachement de Lee et al. (2008), effectués à 28 jours de prise, sont assez proches aux valeurs mesurées durant les essais d'arrachement (tableau 1). En conclusion, on observe qu'une résistance à la compression du béton forte induit une force d'arrachement plus élevée (Khaksefidi et al., 2021 ; Lee et al., 2008).

Tableau 2. Résultats de la bibliographie d'essais d'arrachement

Diamètre d'armature (mm)	Longueur d'adhérence (mm)	Résistance à la compression du béton (MPa)	Force maximale (kN)	Résistance d'adhérence (MPa)	Déplacement (mm)	Référence
12	72	47,87	44	16,21	3,12	Khaksefidi et al., 2021
12.7	50.8	56,3	59,35	29,28	0,72	Lee et al., 2008
		56,3	61,37	30,28	0,74	
		56,3	63,46	31,31	1,08	
		92,4	81,88	40,40	1,05	

Les figures 9a et b montrent les courbes de la force d'arrachement et les courbes de la contrainte d'adhérence correspondante en fonction du déplacement moyen, obtenues à partir des 3 essais d'arrachement. La contrainte d'adhérence est évaluée à partir de l'équation 1. La courbe du comportement d'adhérence, présentée sur la figure 9b, a la même allure que la courbe théorique de comportement acier/béton IVc de la figure 5. De plus, en comparant avec les valeurs de Lee et al. (2008), le comportement expérimental semble bien représentatif de la loi de comportement d'adhérence acier/béton, ce qui valide le protocole expérimental. Cependant, la branche descendante de la courbe théorique n'est pas atteinte pendant l'essai car l'essai est effectué en contrôlant la force et non par le déplacement.

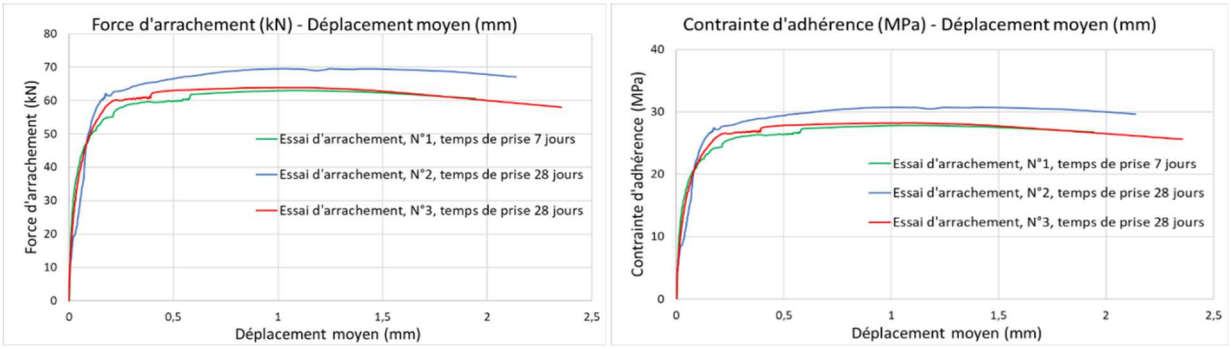


Figure 9. Résultats des essais d'arrachement : a) force d'arrachement ; b) la contrainte d'adhérence en fonction du déplacement moyen

Comme déjà mentionné, les armatures en PRF pourraient remplacer l'acier lorsqu'il y a un risque de corrosion. La figure 10 montre la résistance d'adhérence des armatures en PRFV composée de vinylester comme liant, dont la rugosité est aussi proche que possible de celle de l'acier testé. Toutes les barres ont un diamètre de 12 mm. La première barre est hélicoïde et sa surface est sablée, la deuxième barre est indentée et les deux dernières barres en PRFV, sont à verrous. La résistance d'adhérence de la quatrième armature en PRFV à verrous est la plus proche de l'armature en acier testée (Solyom et Balázs, 2020). Ainsi, les armatures en PRFV ayant une rugosité similaire à celle de l'acier testé et exhibant une résistance d'adhérence proche, pourraient être utilisées dans les structures en béton. Cependant, il est également nécessaire d'étudier la durabilité des interfaces armatures en PRF/béton en réalisant d'essais complémentaires.

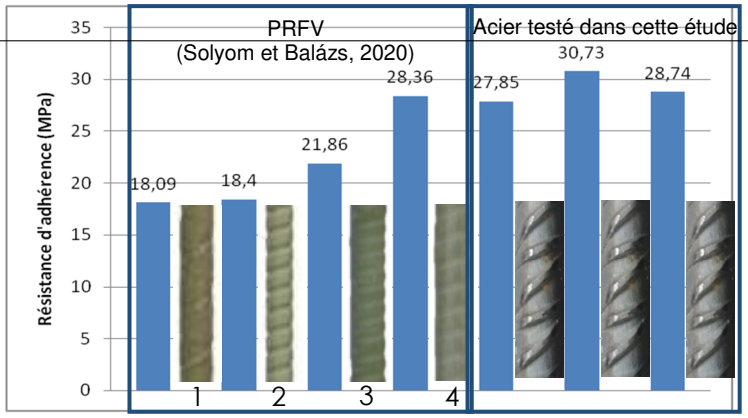


Figure 10. Comparaison de la résistance d'adhérence entre armatures en PRFV et l'acier à verrous

Dans le cadre de la recherche future, la durabilité des interfaces armature en PRF/béton, sera étudiée pour des structures vieillies à l'aide des cycles thermiques. Le comportement de l'adhérence PRF/béton s'appuie sur le transfert des forces de cisaillement et des forces transversales à l'interface entre les deux matériaux. Ces deux mécanismes sont dominés par les propriétés du liant. Les conditions environnementales (conditions thermiques, attaques chimiques) qui dégradent le liant ou l'interface fibre/liant sont donc également susceptibles de dégrader l'adhérence. Une interface solide fibre/liant est requise pour assurer la sûreté des structures (Gajdošová et al., 2020 ; ACI Committee 440.1R-15, 2015).

7. Conclusions

Les armatures en PRF sont l'un des renforcements proposés afin d'éviter la corrosion de l'acier. Pour bien étudier le comportement mécanique des structures en béton armé renforcées par des armatures non métalliques, l'étape initiale consiste à étudier l'interface entre béton/armature.

La performance d'adhérence entre l'armature et le béton résulte de trois mécanismes principaux : l'adhérence chimique, la friction et le verrouillage mécanique. Elle dépend fortement de facteurs liés aux caractéristiques de l'armature, aux caractéristiques du béton et à la géométrie de la configuration expérimentale.

Dans ce travail, des essais d'arrachement et de flexion sur des poutres seront réalisés sans et avec vieillissement et/ou fluage. Ce futur programme de recherche mettra en évidence l'apport mécanique de l'interface béton/armature en fonction du liant intégré dans l'armature. Le comportement micro- des interfaces armatures/béton sera étudié à l'aide des essais méso-, essais d'arrachement, et des essais macro-, sur poutres de grandes dimensions.

8. Références bibliographiques

Abedini M., Akhlaghi E., Mehrmashhadi J., Mussa M.M., Ansari M., Momeni T. (2017). Evaluation of concrete structures reinforced with fiber reinforced polymer bars: a review. Journal of Asian Scientific Research, 7(5), pp. 165-175

Achillides Z. (1998). Bond behaviour of FRP bars in concrete. PhD. Univ. of Sheffield, UK

Achillides Z., Pilakoutas K. (2004). Bond behavior of fiber reinforced polymer bars under direct pullout conditions. Journal of Composites for Construction, 8(2)

ACI (American Concrete Institute). (2015). Guide for the Design and Construction of Structural Concrete Reinforced with Fiber-Reinforced Polymer (FRP) Bars. ACI 440R.1R-15, Farmington Hills, MI.

ACI (American Concrete Institute). (2007). Report on Fiber-Reinforced Polymer (FRP) Reinforcement for Concrete Structures. ACI 440R-07, Farmington Hills, MI.

ACI (American Concrete Institute). (2003). Bond and Development of Straight Reinforcing Bars in Tension. ACI 408R-3R, Farmington Hills, MI.

Ahmed K., Al Ragi A., Kausar U., Mahmood A. (2014). Effect of embedded length on bond behaviour of steel reinforcing bar in fiber reinforced concrete. Int. J. of Adv. in Res. & Tech., 3(1)

Arias J. P. M., Vazquez A., Escobar M. M. (2012). Use of sand coating to improve bonding between GFRP bars and concrete. J. of Composite Materials, 46(18), pp. 2271-2278

Baena, M. M. (2010). Study of bond behaviour between FRP reinforcement and concrete. PhD. Univ. de Girona, Spain

Benmokrane B., Rahman H., Mukhopadhyaya P., Masmoudi R., Chekired M, Nicole J.F., El-Safty A. (2000). Use of fibre reinforced polymer reinforcement integrated with fibre optic sensors for concrete bridge deck slab construction. Can. J. Civil Eng., 27, 928-940

Brózda K., Selejdak J., Koteš P. (2017). The analysis of beam reinforced with FRP bars in bending. In Procedia Engineering, 192, pp. 64-68

Fédération Internationale du Béton. (2000). Bond of reinforcement in concrete: state-of-the-art report. Fib Bulletin No. 10

Gajdošová K., Sonnenschein R., Blaho S., Kinčeková S., Pecka, J. (2020). Durability of FRP reinforcements and long-term properties. Slov. J. of Civil Eng., 28(2), pp. 50-55

Hao Q. D., Wang Y. L., Zhang Z. C., Ou, J. P. (2007). Bond strength improvement of GFRP rebars with different rib geometries. J. Zhejiang Univ., 8(9), pp. 1356-1365

Hollý I., Bilčík J., Keseli O., Gažovičová N. (2016). Bond of GFRP reinforcement with concrete. Key Engineering Materials, 691, pp. 356-365

ISIS Canada. (2007). Reinforcing concrete structures with Fibre Reinforced Polymers. (Design Manual No.3, Ed.), ISIS Canada corporation.

Islam K., Billah A. M., Chowdhury M. M. I., Ahmed K. S. (2020). Exploratory study on bond behavior of plain and sand coated stainless steel rebars in concrete. Structures, 27, 2365-2378

Khaksefidi S., Ghalehnovi M., de Brito J. (2021). Bond behaviour of high-strength steel rebars in normal (NSC) and Ultra-High Performance Concrete (UHPC). J. of Building Engineering, 33, pp. 101592-101608

Lee J. Y., Kim T. Y., Kim T. J., Yi C. K., Park J. S., You Y. C., Park Y. H. (2008). Interfacial bond strength of glass fiber reinforced polymer bars in high-strength concrete. Composites Part B: Engineering, 39(2), pp. 258-270

NF EN 10080. (2005). Aciers pour l'armature du béton. Aciers soudables pour béton armé

Portnov G., Bakis C. E., Lackey E., Kulakov V. (2013). FRP Reinforcing bars-Designs and methods of manufacture. Mechanics of Composite Materials, 49 (4), pp. 381-400.

Quayyum S. (2010). Bond behaviour of Fibre Reinforced Polymer (FRP) rebars in concrete. Master of Applied Science. Univ. of British Columbia, Okanagan, Canada

RILEM. (1983). RC6 Bond test for reinforcement steel. 2. Pull-out test.

Rolland A. (2015). Comportement mécanique et durabilité de structures en béton renforcées par des armatures composites internes. PhD. Univ. Paris-Est, France

Sayed Ahmad F. (2011). Mise en précontrainte des bétons fibrés à ultra haute performance à l'aide de matériaux composites en carbone. PhD. Univ. Paris-Est, France

Solyom S., Balázs G. L. (2016). Influence of FRC on bond characteristics of FRP reinforcement. Proceedings of the 11th fib Int. PhD Symp. in Civil Eng., FIB 2016

Tastani S., Pantazopoulou S. (2002). Experimental evaluation of the direct tension-pullout bond test. Bond in concrete-From research to standards, pp. 268-276, Budapest

Uthaman, A., Xian, G., Thomas, S., Wang, Y., Zheng, Q., Liu, X. (2020). Durability of an epoxy resin and its carbon fiber-reinforced polymer composite upon immersion in water, acidic, and alkaline solutions. Polymers, 12(3)

IMPACT DES SOLLICITATIONS CLIMATIQUES SUR UN SABLE TRAITÉ AU CIMENT

IMPACT OF WEATHERING ON A CEMENT-TREATED SAND

Alice WASSERMANN[1], Adel ABDALLAH[1] et Olivier CUISINIER[1]
[1] Université de Lorraine, LEMTA, UMR 7563 - Université de Lorraine - CNRS - LEMTA – Nancy - France

RÉSUMÉ – L'objectif de cet article est de quantifier l'impact de l'intensité de cycles hydriques sur le comportement mécanique d'un sable cimenté. Une approche originale basée sur une théorie en contrainte-dilatance a été mise en place pour quantifier macroscopiquement la dégradation d'éprouvettes. Les résultats mettent en évidence le rôle primordial de l'intensité et du nombre de cycle en fonction du dosage.

ABSTRACT – This paper aims to quantify the impact of wetting and drying cycles on the mechanical behavior of cemented sand. The mechanical degradation as a function of the number and the characteristics of the cycles was evaluated through stress-dilatancy approach. The results highlight the fundamental role of the intensity and the number of cycles as a function of the dosage.

1. Introduction

Plusieurs auteurs (par ex., Brandl, 1981 et Bell, 1996) ont montré que le traitement des sols à la chaux et/ou au ciment améliore généralement les caractéristiques des sols comme la maniabilité, la résistance à la compression simple et la résistance au cisaillement. Une question essentielle porte sur l'évolution des performances des sols traités tout au long de la durée de vie de l'ouvrage en raison des sollicitations externes qu'ils subissent. Certaines études in situ de structures de chaussées stabilisées à la chaux ont montré qualitativement que l'exposition aux conditions climatiques peut avoir un impact négatif sur le comportement des sols stabilisés à long terme (par exemple, Kelley, 1988). Cela a également été mis en évidence par des études en laboratoire qui ont montré que des périodes successives séchage-humidification (Khattab et al., 2007; Chittoori et al., 2008) ou des gels/dégels répétés (par ex., Consoli et al., 2017) peuvent conduire à une diminution significative des caractéristiques hydromécaniques des sols traités. La durabilité des performances des sols traités est donc essentielle à prendre en compte dans le processus de conception de tels ouvrages, et il est de premier intérêt de comprendre l'impact des conditions climatiques sur le comportement à long terme des sols stabilisés. L'objectif de cette étude est d'apprécier l'impact de sollicitations thermo-hydriques sur le comportement mécanique d'un sol traité.

Plusieurs méthodes d'imposition des cycles de séchage/humidification sont recensées dans la littérature selon la durée des phases de séchage et d'humidification, leur intensité (par exemple en augmentant la température lors du séchage), et le mode d'humidification (par capillarité, par immersion etc.). Cependant, de nombreuses études se basent sur des cycles qui dérivent de la norme D559 (ASTM, 2015) qui préconise pour chaque cycle, 5h d'immersion dans une eau à température ambiante puis 42h dans une étuve à 71°C. Certains auteurs ont montré l'impact de l'intensité des cycles sur l'ampleur de l'altération des éprouvettes. Par exemple Cuisinier et Masrouri (2020) ont trouvé que l'importance de la diminution de la résistance à la compression simple était fonction de la technique d'imposition des cycles, du dosage et du type de traitement.

Au-delà des protocoles expérimentaux pour imposer les cycles hydriques, un aspect essentiel est la quantification des effets mécaniques de ces cycles. La plupart des études

disponibles dans la littérature ont basé leur analyse sur le suivi de la perte de masse des échantillons ou de la résistance à la compression simple en fonction du nombre de cycles appliqués (Packard et Chapman, 1963; Mehenni, 2015; Cuisinier et Masrouri, 2020). Cependant, ces indicateurs macroscopiques ne permettent pas de comprendre le processus de dégradation associé aux cycles. Une compréhension plus fine du comportement des sols traités et en particulier des mécanismes de dégradation est nécessaire. Un point clé est la quantification des liaisons inter-particulaires associées aux traitements. Deux approches peuvent être trouvées dans la bibliographie. La première est basée sur une quantification explicite des produits cimentaires en fonction des conditions de traitement. Cette quantification peut être réalisée par des méthodes d'analyse chimique ou microstructurale. Dans quelques études, la relation entre les caractéristiques mécaniques et la quantité de produits cimentaires est étudiée (par ex., Chiu et al., 2009 ; Dadda et al., 2019). La deuxième approche prend le parti de quantifier les effets de la cimentation indirectement par l'analyse du comportement mécanique. Dans ce cas, le comportement du sol non traité est généralement pris comme référence (par ex., Leroueil et Vaughan, 1990) . Par exemple, les résultats des essais triaxiaux ont été interprétés en utilisant la théorie de la contrainte-dilatance de Rowe (1962) et Cuccovillo et Coop (1999) par Wang et al. (2021) pour comparer le comportement mécanique entre un sable traité par biocimentation et un sable traité au CEM I. Cette approche a permis d'analyser notamment le développement de la dilatance et la mobilisation des liaisons cimentaires par l'introduction d'un taux de liaison, η_{bond}. Cette étude a permis de valider l'approche et d'apporter une méthode d'analyse qui sera reprise dans le cadre de cette étude pour comparer les résultats d'essais.

L'étude de la bibliographie montre que la compréhension des mécanismes de dégradation des sols traités soumis à des cycles hydriques reste une question ouverte. L'objectif de cette communication est d'étudier l'impact du type et du nombre des cycles hydriques sur le comportement mécanique d'un sable traité au ciment en prenant notamment le taux de liaison η_{bond} comme indicateur de la dégradation. Dans un premier temps les matériaux et méthodes ainsi que le programme expérimental seront exposés. Les résultats seront divisés en 2 parties : les effets des cycles hydriques sur le comportement en contraintes-déformations puis les effets sur le taux de liaison suivis d'une discussion.

2. Matériel et Méthodes

2.1. Matériaux d'étude

Le sol sélectionné est un sable classé comme un sol de type S1 selon le système de classification français.

Tableau 1: Propriétés géotechniques du sable d'étude

Propriété	Valeur
Indice des vides maximum /minimum	0,69 / 0,52
Diamètre maximal, D_{max} (mm)	4
Coefficient d'uniformité, Cu	5,88
Coefficient de courbure, Cc	1,24

Le ciment utilisé dans cette étude est un ciment Portland (CEM I) 52,5 N contenant au moins 95% de clinker. La densité spécifique considérée pour ce type de ciment est de 3,15. Les essais de résistance à la compression de ce ciment ont montré que 97% de la résistance maximale était atteinte après 7 jours. Des essais de prise du ciment ont également été réalisés et le temps de prise mesuré a été de 2h50.

2.2. Description des protocoles expérimentaux

2.2.1. Essais triaxiaux

Un dispositif triaxial a été utilisé pour réaliser des essais consolidés et drainés (CD). Pour contrôler la saturation des spécimens, une contre-pression est appliquée pour atteindre une valeur du coefficient B de Skempton supérieure à 0,95. La vitesse d'écrasement choisie est de 0,1/mm.min^{-1}. Les variations volumétriques sont estimées par les variations d'eau dans l'échantillon et mesurées grâce à un contrôleur pression-volume. L'utilisation de capteurs internes n'était pas compatible avec le caractère fragile et friable des éprouvettes de sables peu cimentées.

2.2.2. Cycles d'humidification-séchage

Deux types différents de cycles humidification-séchage ont été employés pour étudier l'impact de l'intensité des cycles sur le comportement mécanique.

Le cycle de type I dérive de celui proposé par (ASTM, 2015). Le processus d'humidification consiste à immerger les échantillons dans l'eau à température ambiante pendant 8 heures. Ensuite, les échantillons sont placés pendant 16h dans une étuve à 65°C pour la phase de séchage.

Le cycle de type II est basé sur des travaux antérieurs (Stoltz et al., 2014 ; Mehenni, 2015). Le processus d'humidification est similaire au cycle de type I mais la phase dure 48 heures. Cette méthode utilise une chambre climatique (SECASI technologies SH-600 ©) pour imposer la phase de séchage à l'échantillon sous une humidité relative de 50 % et une température de 20°C pendant 5 jours. Cette humidité a été choisie car elle correspond à l'humidité relative moyenne que l'on peut atteindre en été dans la partie nord de la France.

Ainsi le cycle de type I est un cycle plutôt intense alors que le cycle de type II correspond à des conditions d'intensité modérée pouvant être plus représentatives des conditions réelles subies par les ouvrages.

2.3. Quantification du taux de liaison

L'approche développée par Cuccovillo et Coop (1999), basée sur les travaux de Rowe (1962) et le modèle Cam-Clay, permet d'exprimer le travail total dissipé pendant le cisaillement d'un sol en une composante en friction pure et une autre liée à la dégradation progressive des liaisons cimentaires entre les grains du sol. Dans ce contexte, on peut écrire :

$$\Delta W = \Delta W_{fric} + \Delta W_{bond} \quad (1)$$

Avec ΔW_{bond} la perte d'énergie due à la rupture des liaisons cimentaires, ΔW_{fric} la perte d'énergie due à la friction, ΔW le travail total d'un échantillon de sol traité soumis à un cisaillement. En conditions axisymétriques, le travail total peut s'écrire :

$$\Delta W = q\delta\varepsilon_s^p + p'\,\delta\varepsilon_v^p \quad (2)$$

Dans le cadre théorique du modèle de Cam-Clay, ΔW_{fric} peut s'écrire :

$$\Delta W_{fric} = Mp'\,\delta\varepsilon_s^p \quad (3)$$

Ainsi en remplaçant dans (1), on peut écrire que :

$$q\delta\varepsilon_s^p + p'\delta\varepsilon_v^p = Mp'\,\delta\varepsilon_s^p + \Delta W_{bond} \quad \text{d'où} \quad \frac{q}{p'} = M - \frac{\delta\varepsilon_v^p}{\delta\varepsilon_s^p} + \frac{\Delta W_{bond}}{p'\delta\varepsilon_s^p} \quad (4)$$

Ces équations montrent que le rapport des contraintes $\eta = \frac{q}{p'}$ à l'état critique dépend de 3 composantes : de la pente de la ligne d'état critique M, du rapport de dilatance d = $-\frac{\delta\varepsilon_v^p}{\delta\varepsilon_s^p}$ et de la dissipation d'énergie due à la destruction des liaisons cimentaires, le taux de liaison. Le taux de liaison η_{bond} est calculé via l'équation (5) :

$$\eta_{bond} = \frac{\Delta W_{bond}}{p'\delta\varepsilon_s^p} \quad (5)$$

Avec p' la contrainte effective moyenne et $\delta\varepsilon_s^p$ l'incrément des déformations plastiques en cisaillement. On peut donc écrire l'équation (6) :

$$\eta = M + d + \eta_{bond} \quad (6)$$

2.4. Programme expérimental

Des éprouvettes traitées à 1 et 4% de ciment ont été soumises à des cycles d'humidification et de séchage. Les essais triaxiaux ont été réalisés sous des contraintes de confinement de 50, 100 et 200 kPa mais seuls les résultats sous le confinement intermédiaire de 100kPa seront présentés dans cette communication. Six essais ont été doublés afin de vérifier la répétabilité de la préparation des éprouvettes grâce aux résultats triaxiaux.

3. Résultats et discussion

3.1. Effet des cycles sur le comportement en contrainte-déformation

L'effet des différents types de cycles est d'abord étudié sur les courbes de contrainte-déformation et de déformation volumique pour une teneur en ciment de 1%. Une éprouvette témoin, qui n'a pas été soumise aux cycles hydriques, sert de référence pour apprécier l'ampleur de la dégradation. La contrainte déviatorique maximale, q_{max}, de l'éprouvette témoin est d'environ 590 kPa. Ce pic de résistance est diminué avec le type I, la contrainte déviatorique maximale diminue d'environ 30% (Figure 1.a.) lors de ces cycles contre seulement 12% après les cycles de type II (Figure 1.b.). Le module E_{50} diminue au-delà du 6ème cycle de type I alors qu'il reste stable lors des cycles de type II. Les cycles de type I ne semblent pas modifier le comportement volumique pour les éprouvettes traitées avec 1% de ciment excepté pour le 9ème cycle qui diminue l'angle de dilatance (Figure 1.a.). L'apparition de la dilatance semble retardée dans le cas des cycles de type II (Figure 1.b.).

Pour les échantillons traités à 4% de ciment, l'éprouvette témoin présente un q_{max} d'environ 1550 kPa. La contrainte déviatorique maximale, q_{max} est réduite d'environ 27% avec les cycles de type I (Figure 2.a.). Pour les cycles de type II (Figure 2.b.), il y a une diminution de résistance -18%. Les cycles I n'ont pas d'effet significatif sur le module E_{50} et les cycles II ne permettent pas d'extraire une tendance claire (variations non linéaires avec le nombre de cycles). Le comportement volumique est modifié pour les échantillons traités avec 4% de ciment après les cycles de type I (Figure 2.a.) principalement en ce qui concerne l'angle de dilatance qui diminue. Ce comportement ne semble pas modifié par les cycles de type II comme présenté dans la figure 2.b.

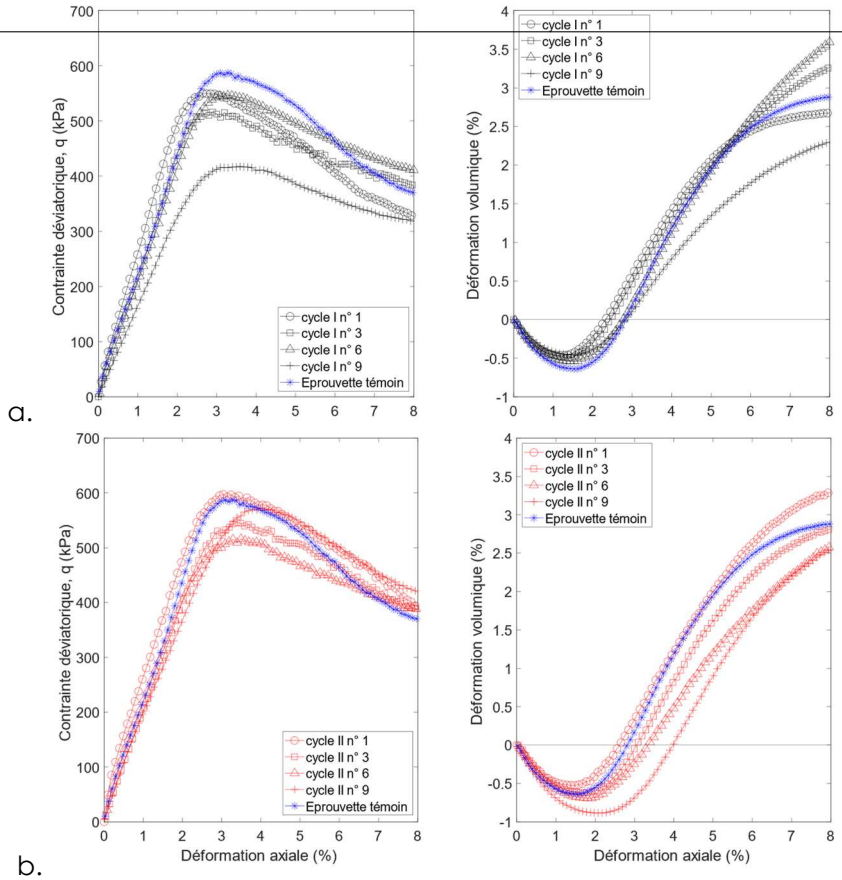


Figure 1: Résultats des essais triaxiaux pour les éprouvettes traitées à 1% a. Cycle I b. Cycle II

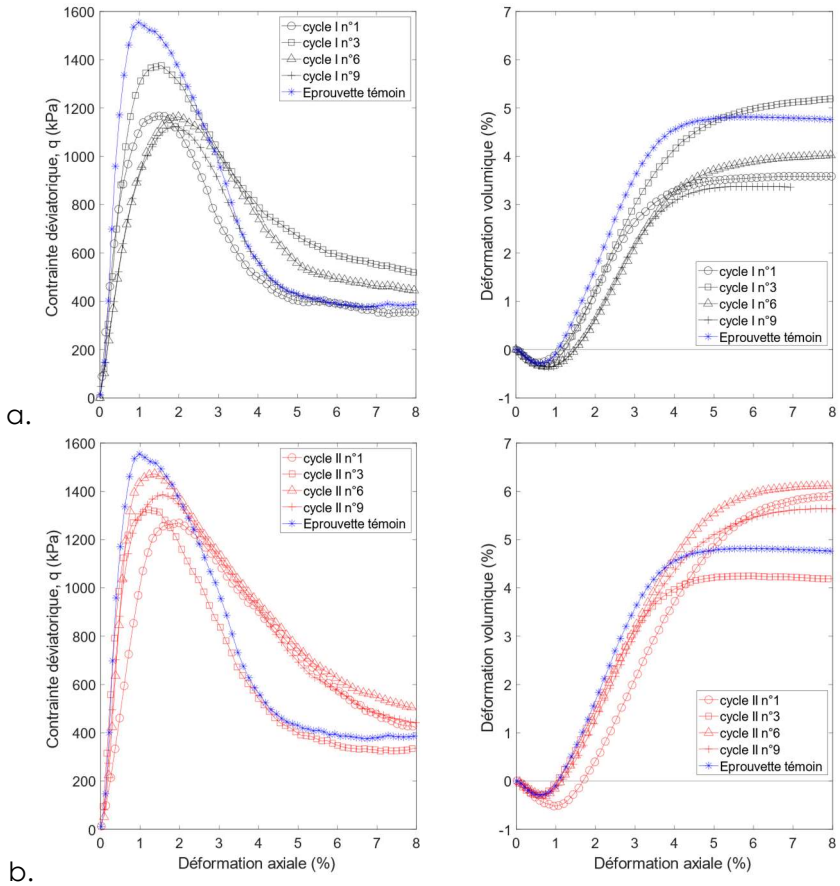


Figure 2: Résultats des essais triaxiaux pour les éprouvettes traitées à 4% a. Cycle I b. Cycle II

3.2. Effet des cycles sur le taux de liaison

Le taux de liaison permet d'estimer la mobilisation des liaisons cimentaires par rapport au frottement pur au cours de l'écrasement, puis leur rupture progressive. Ainsi, à la valeur maximale du taux de liaison, les liaisons seront le plus sollicitées et lors du retour à 0 du taux de liaison, on considère que les liaisons ont été détruites. L'éprouvette témoin traitée à 1% de ciment présente un taux de liaison maximal η_{bond}, d'environ 0,6 alors que l'éprouvette témoin traitée à 4% de ciment a un η_{bond} maximal d'environ 1,8. La figure 3.a. montre que les cycles de type I abaissent le taux de liaison maximal pour une éprouvette avec 1% de ciment. En revanche, les cycles de type II ne semblent pas vraiment diminuer le taux de liaison et aucune tendance claire ne peut être identifiée. Pour les éprouvettes traitées avec 4% de ciment, les mêmes observations que pour les éprouvettes traités avec 1% de ciment peuvent être faites. Les cycles de type I réduisent le taux de liaison maximal de -30% environ (Figure 3.b.) alors qu'aucune tendance claire n'est perceptible pour les cycles de type II (-15% mais non liée à l'accumulation du nombre de cycles).

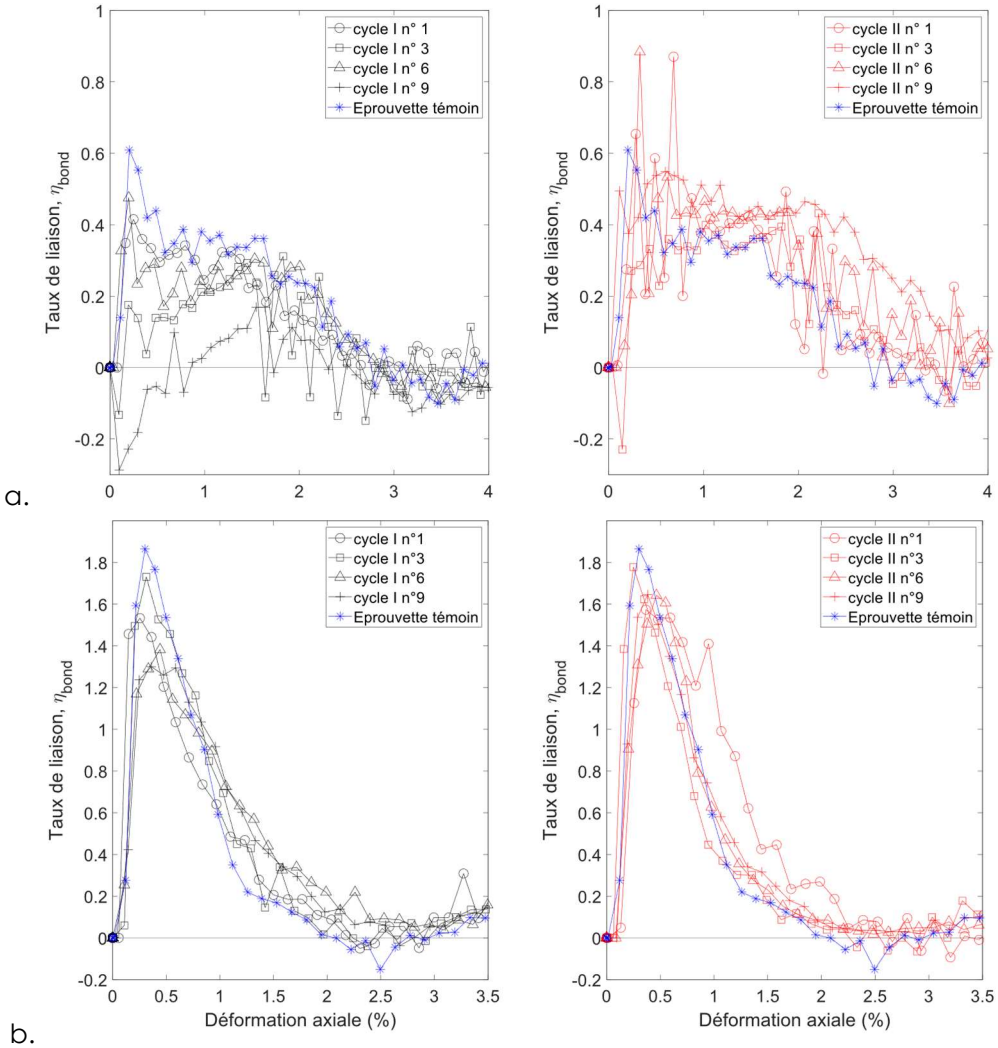


Figure 3: Évolution du taux de liaison a. Traitement à 1% et b. Traitement à 4%

3.3. Discussion

Les résultats obtenus permettent d'évaluer l'impact du type et du nombre de cycles sur le comportement des sols traités au ciment.

Les résultats montrent que pour les éprouvettes traitées à 1% les derniers cycles (type I) semblent imposer une dégradation majeure. Le η_{bond} maximal passe de 0,609 pour l'éprouvette témoin puis s'annule après 9 cycles. Pour 4% de ciment, le premier cycle (type

I) semble conditionner le comportement des échantillons puisque la contrainte déviatorique maximale diminue fortement après un cycle et reste constante ensuite. Le η_{bond} maximal passe de 1,865 pour l'éprouvette témoin à 1,533 après 1 cycle puis 1,383 après 6 cycles. Aucune tendance claire ne se dégage de l'accumulation des cycles de type II.

Il est possible d'apprécier l'altération subie par les éprouvettes en représentant les courbes en contrainte-dilatance et en comparant les éprouvettes témoin avec les résultats après 9 cycles des 2 types. Le rapport des contraintes (q/p') est tracé en fonction du rapport de dilatance (d). Que ce soit pour les éprouvettes traitées à 1% (Figure 4.a.) ou à 4% (Figure 4.b.), on peut voir que les cycles II ne modifient pas significativement le maximum de dilatance, le déviateur des contraintes maximal ou encore la limite d'élasticité. Pour les cycles type I et dans le cas des éprouvettes avec 1%, le maximum du rapport de dilatance passe de 1,2 à 0,75 et la limite d'élasticité est atteinte pour un rapport de contraintes plus faible. Les observations sont identiques pour 4% mais dans de moindres proportions. Le maximum du rapport de dilatance passe de 1,97 à 1,7.

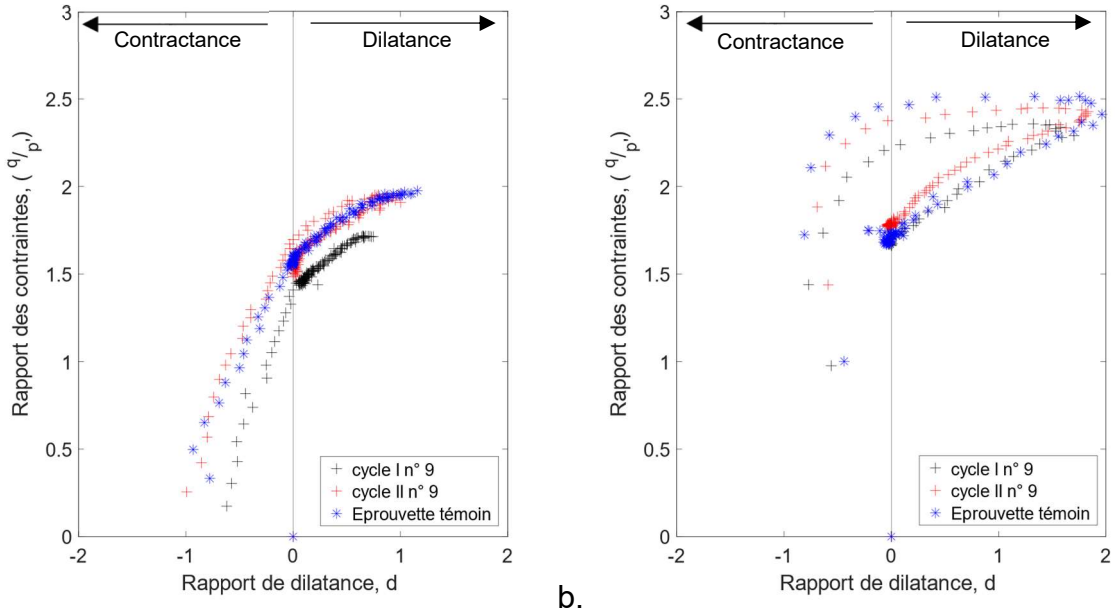


Figure 4: Rapport des contraintes (q/p') en fonction du rapport de dilatance (d) a. 1% de ciment b. 4% de ciment

4. Conclusions

Cette étude a permis d'évaluer l'impact de l'intensité et du nombre de cycles hydriques sur la durabilité des performances des échantillons traités au ciment après l'imposition de ces cycles hydriques. Cette évaluation est basée sur une approche en contrainte-dilatance et notamment sur le taux de liaison qui mesure le gain de performances mécaniques apporté par le traitement et son évolution après deux types de cycles d'intensités différentes.

Le principal effet des cycles de séchage-humidification est d'altérer les liaisons cimentaires, et donc les caractéristiques mécaniques. Cette altération dépend du dosage en ciment mais aussi de l'intensité et du nombre de cycles. En effet, les cycles de type I, plus agressifs, entraînent une dégradation plus importante que les cycles de type II quel que soit le dosage. Pour les éprouvettes traitées à 4% de ciment, les tout premiers cycles semblent apporter l'altération des performances mécaniques la plus significative. Pour celles traitées à 1% en revanche, l'accumulation du nombre de cycles entraine une dégradation plus progressive. Le taux de liaison a permis de quantifier l'effet du traitement et son évolution avec les cycles. Il faut noter toutefois que l'interprétation de ce taux est moins aisée quand le dosage en ciment est faible.

Afin de valider ces observations, une série d'éprouvettes est en cours de fabrication pour effectuer un plus grand nombre de cycles (12, 15 et 18 cycles). Cela permettra de confirmer ou d'infirmer les tendances constatées jusqu'à 9 cycles. Un troisième dosage intermédiaire, 2% de ciment, sera également soumis au même programme expérimental pour voir l'évolution de l'altération avec le nombre de cycles en fonction du dosage en ciment. Enfin, des analyses microstructurales (notamment à l'aide d'analyses au microscope) permettront de préciser le mécanisme de dégradation.

5. Remerciements

Ce travail a été réalisé en partie dans le cadre du projet MSCA-RISE GEORES financé par le programme de recherche et d'innovation Horizon 2020 de l'Union européenne à travers l'accord de subvention n°778120.

6. Références bibliographiques

ASTM, 2015. D559/D559M − 15 : Standard Test Methods for Wetting and Drying Compacted Soil-Cement Mixtures.
Bell, F.G., 1996. Lime stabilization of clay minerals and soils. Eng. Geology 42, 223–237.
Brandl, H., 1981. Alteration of Soil Parameters by Stabilization with Lime. Presented at the 10th International Conference on Soil Mechanics and foundation Engineering, pp. 587–594.
Chittoori, B.S., Puppala, A.J., Saride, S., Nazarian, S., Hoyos, L.R., 2008. Durability studies of lime stabilized clayey soils, in: Proceedings of the 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering.
Chiu, C.F., Zhu, W., Zhang, C.L., 2009. Yielding and shear behaviour of cement-treated dredged materials. Engineering Geology 103, 1–12.
Consoli, N.C., Marques, S.F.V., Floss, M.F., Festugato, L., 2017. Broad-Spectrum Empirical Correlation Determining Tensile and Compressive Strength of Cement-Bonded Clean Granular Soils. J. Mater. Civ. Eng. 29, 1–7.
Cuccovillo, T., Coop, M.R., 1999. On the mechanics of structured sands. Géotechnique 49, 741–760.
Cuisinier, O., Masrouri, F., 2020. Impact of wetting/drying cycles on the hydromechanical behaviour of a treated soil. E3S Web Conf. 195, 1–6.
Dadda, A., Geindreau, C., Emeriault, F., Rolland du Roscoat, S., Esnault Filet, A., Garandet, A., 2019. Characterization of contact properties in biocemented sand using 3D X-ray micro-tomography. Acta Geotech. 14, 597–613.
Kelley, C.M., 1988. A long range durability study of lime stabilized bases at military posts in the southwest. National Lime Association, Bulletin 328.
Khattab, S.A., Al-Mukhtar, M., Fleureau, J.-M., 2007. Long-Term Stability Characteristics of a Lime-Treated Plastic Soil. J. Mater. Civ. Eng. 19, 358–366.
Leroueil, S., Vaughan, P.R., 1990. The general and congruent effects of structure in natural soils and weak rocks. Géotechnique 40, 467–488.
Mehenni, A., 2015. Comportement hydromécanique et érosion des sols fins traités. Université de Lorraine.
Packard, R.G., Chapman, G.A., 1963. Developments in Durability Testing of Soil-Cement Mixtures. Highway Research Record 36, 97–123.
Rowe, P.W., 1962. The stress-dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact. Proc. R. Soc. Lond. A 269, 500–527.
Stoltz, G., Cuisinier, O., Masrouri, F., 2014. Weathering of a lime-treated clayey soil by drying and wetting cycles. Engineering Geology 181, 281–289.
Wang, L., Chu, J., Wu, S., Wang, H., 2021. Stress–dilatancy behavior of cemented sand: comparison between bonding provided by cement and biocement. Acta Geotech. 16, 1441–1456.

Reconnaissance et auscultation des sites et des ouvrages

MODELE DE DETERMINATION DE LA RESISTANCE AU PENETROMETRE DYNAMIQUE DES SOLS DE LA VILLE DE MOURAYE (TCHAD)

MODEL OF DETERMINATION OF THE RESISTANCE TO THE DYNAMIC PENETROMETER OF THE SOILS OF THE CITY OF MOURAYE (CHAD)

Al-hadj Hamid Zagalo[1], Idriss Goudja Tchéré[2], Pierre Rochette[3]
[1] Université des Sciences et de Technologie d'Ati, Faculté des Sciences de la vie, de la Terre et de l'Aménagement du Territoire - Ati, Tchad
[2]Laboratoire de Génie Civil, N'Djaména, Tchad
[3]Université d'Aix Marseille-CEREGE, Aix en Provence-France

RESUME

Le présent article valorise un modèle géotechnique s'appuyant sur la résistance au pénétromètre dynamique lourd et les paramètres physiques tels que la teneur en eau naturelle et la porosité. A la suite de la vérification de sa validité, ce modèle élaboré est proposé pour le dimensionnement de fondations des ouvrages de génie civil dans la ville de Mouraye. Ce modèle constitue une contribution à la réduction des coûts des essais géotechniques.

Mots - clés : Paramètres physiques, Coût, Pénétromètre dynamique lourd, corrélations, modèle, Mouraye, Tchad.

ABSTRACT

The present article develops a geotechnical model based on the resistance to the heavy dynamic penetrometer and the physical parameters that the natural water content and porosity. Following the verification of its validity, this elaborated model is proposed for the dimensioning of foundations of civil engineering structures in the city of Mouraye. This model constitutes a contribution to the reduction of the costs of geotechnical tests.

Keywords: Physical parameters, cost, heavy dynamic penetrometer, correlations, model, Mouraye, Chad.

1. Introduction

La détermination des caractéristiques mécaniques des sols pour la conception des différents ouvrages est l'une des tâches les plus difficiles dans l'ingénierie des fondations. Les essais in-situ sont aujourd'hui couramment utilisés dans les études de fondations (Guettafi, 2012). Ils sont une alternative permettant de solliciter le sol dans son état de contrainte naturel (Escobar Valenci, 2015). A cela s'ajoute l'appréciation des hétérogénéités du sol qui aide à prendre des dispositions constructives conséquentes (Breysed. 2001 ; Kastner et Comeaga, 1997). Au Tchad, ces difficultés sont liées aux coûts des essais géotechniques qui, très élevés, ne sont pas toujours accessibles à la plus grande partie de la population. Eu égard à tout ce qui précède, l'élaboration d'un modèle pouvant faciliter la détermination des paramètres mécaniques

des sols à utiliser dans l'étude des projets de construction est d'une grande importance et d'actualité. Il est important de noter que les sols ne sont pas des matériaux homogènes. Leurs propriétés dépendent de plusieurs facteurs tels que la nature des roches mères desquelles elles dérivent, les conditions climatiques sous lesquelles ils ont été formés, le degré de désagrégation physique et de l'altération chimique de leurs particules, leur nature poreuse, leur composition chimique et minéralogique etc (Amadou, 2008). Deux sols semblables à l'œil nu peuvent avoir des propriétés différentes et par là, des comportements différents sous les charges.

Le présent article propose un modèle de détermination de la résistance au pénétromètre dynamique des sols de la ville de Mouraye (Fig. 1) à partir des caractéristiques physiques (teneur en eau et porosité) dont la mesure est simple et moins coûteuse.

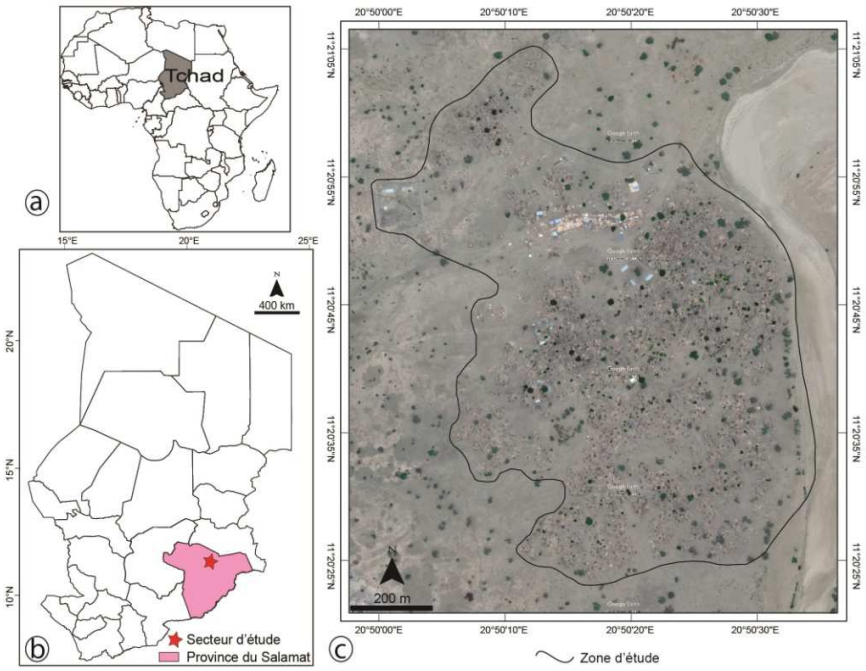


Figure 1: Carte de localisation de la zone d'étude. a) Carte d'Afrique, b) Carte du Tchad,

c) Zone d'étude

2. Méthodologie

1.1. Localisation des points de prélèvement des échantillons et des points de sondage pénétrométrique

Les sites choisis sont situés dans différents quartiers de la ville et présentant toutes les diversités apparentes du point de vue de la couleur du sol. Le prélèvement a été effectué par sondage carotté et les échantillons intacts et remaniés ont été prélevés.

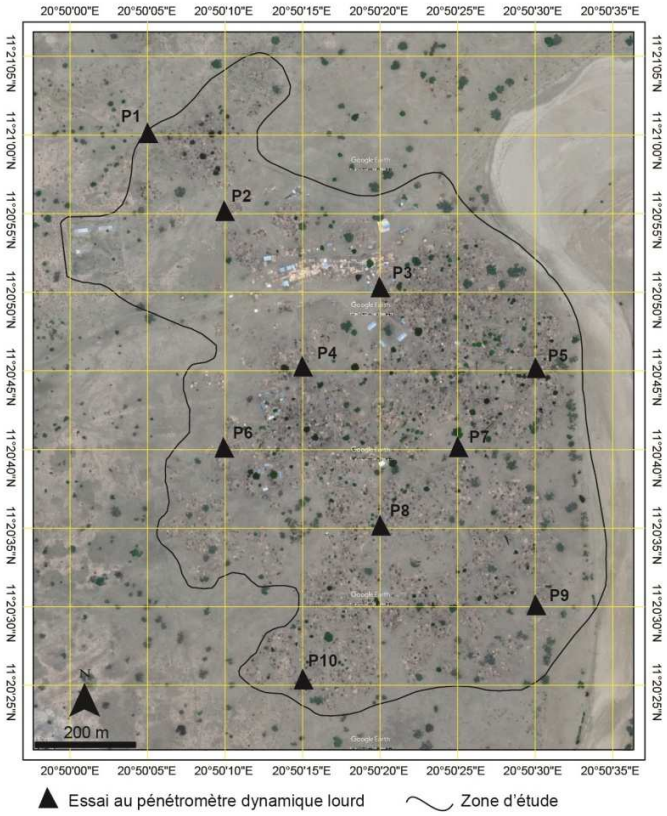


Figure 2 : Carte d'échantillonnage

2.2. Expérimentation

2. 2.1. Détermination des caractéristiques Physiques des sols

Les caractéristiques physiques déterminées sont la composition granulométrique suivant les prescriptions de la norme NF P 94 – 056 (1996), les limites d'Atterberg suivant la norme NF P 94-051 (1993), la teneur en eau naturelle suivant les prescriptions de la norme NF P 94 – 050 (1995), la masse volumique des grains solides suivant la norme NF P 94 – 054 (1991) et la masse volumique apparente par la méthode de la trousse coupante. L'indice de plasticité, la masse volumique du sol sec, l'indice des vides et la porosité ont été déterminés par calcul à l'aide des relations existant entre les différentes caractéristiques physiques des sols.

2. 2.2. Détermination de la résistance au pénétromètre dynamique

La résistance au pénétromètre dynamique a été déterminée sur dix (10) points de sondages à l'aide du pénétromètre dynamique lourd, suivant les prescriptions de la norme NF P 94 115 (2000). L'essai de pénétration dynamique consiste à faire pénétrer par battage dans le sol, des tiges métalliques précédées d'une pointe. C'est un moyen de reconnaissance géotechnique permettant de savoir la résistance du sol en place. Il consiste à déterminer le nombre de coups nécessaire pour enfoncer, selon une procédure définie, une pointe soumise, par l'intermédiaire d'un train de tiges, à une

énergie de battage. Cet essai permet d'apprécier d'une façon qualitative la résistance des terrains traversés afin d'orienter le choix des fondations. A partir de ce nombre de coups, on peut apprécier: la succession de différentes couches de terrain, l'homogénéité d'une couche ou la présence d'anomalie et la position d'une couche résistante dont l'existence est connue

2.3. *Traitement statistique des résultats des essais, établissement des corrélations entre les caractéristiques physico-mécanique et élaboration du modèle*

L'analyse statistique a été effectuée par le logiciel SPSS 2.0 dans l'objectif de déterminer les moyennes arithmétiques, les valeurs maximales, les valeurs minimales, les coefficients de variation et les écarts types.

L'élaboration du modèle de détermination de la résistance dynamique a commencé par l'étude des corrélations entre cette caractéristique et toutes les caractéristiques physiques des sols. A cet effet, dans le but d'évaluer le degré d'influence de chaque caractéristique physique sur la résistance au pénétromètre dynamique, une analyse des différentes relations de dépendance a été effectuée à l'aide des fonctions de régression de forme polynomiale d'ordre deux, à l'aide de l'option graphique de la feuille de calcul Excel 2007.

$$Y = a + bX + cX^2 \quad (1)$$

Où X et Y sont respectivement la caractéristique physique considérée et la résistance au pénétromètre dynamique ; a, b et c sont les coefficients de la fonction (1), déterminés à l'aide de la méthode des moindres carrés.

Les valeurs des coefficients de corrélation R obtenus ont permis d'évaluer le degré de dépendance entre la résistance dynamique et les caractéristiques physiques à l'aide de l'échelle ci-après (Izmaïl, 1983) :

- $R < 0{,}50$: Corrélation faible ;
- $0{,}50 \leq R \leq 0{,}70$: Corrélation moyenne ;
- $0{,}70 \leq R \leq 0{,}90$: Corrélation bonne ;
- $0{,}90 \leq R \leq 1$: Corrélation forte.

Faire le choix de l'équation de régression :

$$Y = a_0 + a_1X_1 + a_2X_2 + a_3X_1X_2 + a_4X_1^2 + a_5X_2^2 \quad (2)$$

Où Y est le paramètre mécanique et X_1 et X_2 sont des paramètres physiques considérés;

3. Résultats et discussion

3.1. Caractéristiques physiques et mécaniques

L'étude des caractéristiques physiques des sols de la ville de Mouraye a été effectuée sur 60 échantillons. Les résultats de ces paramètres physiques et

mécaniques sont présentés dans les tableaux 1 et 2. Les données du tableau 1 montrent que les sols étudiés présentent un caractère fin et une plasticité moyenne a élevée. Le tableau 2 montre que Dans l'ensemble, la résistance au pénétromètre dynamique des sols étudiés varie dans un intervalle considérable de 10,17 à 87,26 bars, avec une valeur moyenne de 43,93 bars, un écart type de 21,87 et un coefficient de variation de 49,78%.

Tableau 1 : caractéristiques physiques des sols de la ville de Mouraye

Indices statistiques	w_L (%)	W_p (%)	I_p (%)	ρ_s (g/cm^3)	ρ (g/cm^3)	ρ_d (g/cm^3)	e	n (%)	particules < 0,080mm (%)
Valeur minimale	37,7	18,3	13,6	2	1	0,87	0,54	35,06	34,70
Valeur maximale	82,6	41,3	44	2,73	1,59	1,56	1,88	65,27	98,20
Valeur moyenne	59,95	31,44	28,5	2,47	1,22	1,07	1,31	55,96	76,66

Tableau 2 : Résistance dynamique des sols de la ville de Mouraye

Indices statistiques	Résistance dynamique R_{Pdyn} (bars)
Valeur minimale X_{min}	10,17
Valeur maximale X_{max}	87,26
Valeur moyenne X_{moy}	43,93
Ecart type	21,87
Coefficient de variation (%)	49,78

3.2. Corrélations entre la résistance dynamique et les paramètres physiques

L'étude des relations entre la résistance dynamique (R_{pdyn}) et les paramètres physiques a été effectuée suivant la méthode des nuages de point. Les coefficients de corrélation obtenus sont présentés sur le tableau 3 dans lequel w_p, w_L, I_p, I_c, I_L, ρ,ρ_s, ρ_d, w, n, et e sont respectivement la limite de plasticité, la limite de liquidité, l'indice de plasticité, l'indice de consistance, l'indice de liquidité, la masse volumique, la masse volumique des grains solides, la masse volumique sèche, la teneur en eau naturelle, la porosité et l'indice des vides.

Tableau 3: Corrélations entre la résistance dynamique (Rpdyn) et les caractéristiques physiques des sols de la ville de Mouraye

Caractéristiques physiques	w_p	w_L	I_p	I_c	I_L	ρ	ρ_s	ρ_d	w	n	e
Coefficient de corrélation R entre R_{pdyn}et X	0,13	0,08	0,03	0,10	0,08	0,25	0,36	0,58	0,70	0,82	0,81

Le tableau 3 montre que les paramètres physiques ayant une influence considérable sur la résistance dynamique des sols étudiés sont la masse volumique sèche, la teneur

en eau, la porosité et l'indice des vides. Les corrélations entre la résistance dynamique et la teneur en eau, la masse volumique sèche, la porosité et l'indice des vides sont moyennes à bonnes, avec des coefficients de corrélation respectifs de 0,70 ; 0,58 ; 0,82 et 0,81. Le degré de liaison entre w_p, w_L, I_p, I_c, I_L, ρ et ρ_s est faible, avec des coefficients de corrélation respectifs de 0,13 ; 0,08 ; 0,03; 0,1 ; 0,08 ; 0,25 et 0,36. Ces faibles valeurs témoignent d'une faible influence de ces derniers paramètres physiques sur la cohésion des sols étudiés. Les relations entre la teneur en eau, la masse volumique sèche, la porosité et l'indice des vides sont données par les expressions mathématiques suivantes :

$R_{Pdyn} = 0{,}143w^2 - 8{,}145w + 134{,}3$; (3)
$R_{Pdyn} = -25{,}82\ \rho_d^2 + 151{,}6\ \rho_d - 90{,}99$ (4)
$R_{Pdyn} = 0{,}244n^2 - 31{,}23n + 1022$; (5)
$R_{Pdyn} = 90{,}68\ e^2 - 309{,}8\ e + 288{,}7.$ (6)
$R_{Pdyn} =$ f(w) ; f(ρ_d) ; f(n) et f(e). (7)

Normalement, on devrait faire un modèle de détermination de R_{Pdyn} prenant en compte tous les quatre (4) caractéristiques physiques à savoir : la teneur en eau (w), la masse volumique sèche, la porosité (n) et l'indice des vides (e). Or, ρ_d, n et e sont tous trois paramètres de densité. De ce fait, nous devons prendre en compte un seul de ces trois derniers. Comme le coefficient de corrélation de la porosité (n) étant légèrement supérieur à celui de l'indice des vides, la porosité (n) est donc finalement retenue. De ce qui précède, la résistance au pénétromètre dynamique des sols de la ville de Mouraye en fonction de la teneur en eau et de la porosité s'exprime de la manière suivante :R_{Pdyn} = f (w,n)

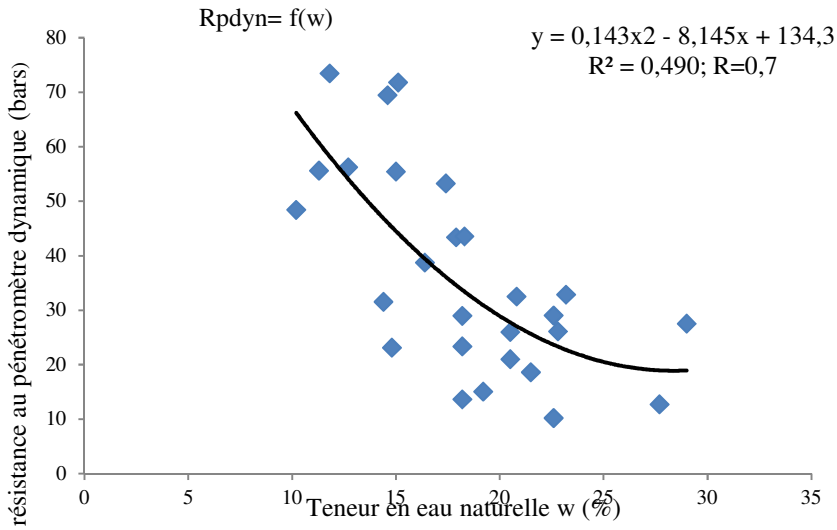


Figure 3:Corrélation entre la résistance dynamique et la teneur en eau naturelle

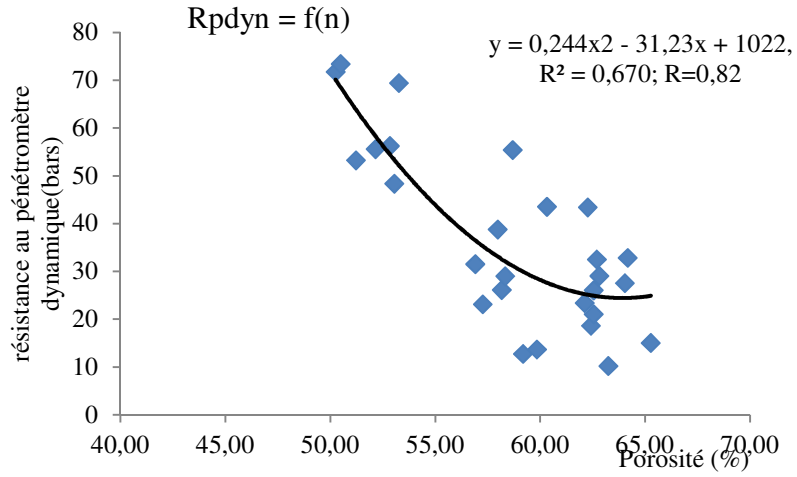


Figure 4: Corrélation entre la résistance dynamique et la porosité

3.3. Détermination des paramètres de régression

Comme le nombre de paramètres physiques les plus déterminants pour la caractéristique mécanique est égal à deux, la fonction de régression non linéaire s'exprime sous la forme:

$$Y = a_0 + a_1w + a_2n + a_3wn + a_4w^2 + a_5n^2 \quad (8)$$

Où Y est le paramètre mécanique considéré ; w et n sont les deux paramètres physiques pris en compte ; a_0 , a_1, a_2, a_3, a_4 et a_5 sont les coefficients de la fonction obtenus en résolvant le système de six équations à six inconnues avec l'utilisation de la méthode des moindres carrés. La résolution du système à l'aide du logiciel matlab R2013a a consisté à trouver la matrice X en multipliant l'inverse de la matrice A par la matrice B (X = inv de A*B). L'obtention de la matrice X, dont les composantes sont les coefficients a_0, a_1, a_2, a_3, a_4 et a_5 a permis d'exprimer le modèle.

Le modèle de détermination de la résistance au pénétromètre dynamique est donc le suivant :

$$\mathbf{R_{pdyn} = 839{,}009 - 12{,}769w - 21{,}127n + 0{,}305wn - 0{,}151w^2 + 0{,}113n^2} \quad (9)$$

4. Conclusion

La ville de Mouraye est située à l'Est de la ville d'Amtiman (Sud-Est Tchad). Le modèle de détermination de la résistance au pénétromètre dynamique des sols de ladite ville a été élaboré sur des données obtenues à partir de l'essai in-situ et celles de laboratoire. Ces résultats ont été traités à l'aide des logiciels Microsoft Office Excel 2007, SPSS 2.0 et matlab 6.1. Il ressort de ce traitement, un modèle de détermination

de la résistance dynamique, en fonction des paramètres physiques (teneur en eau et porosité) dont la mesure est plus simple et moins coûteuse. Ainsi, le modèle peut être utilisé dans la détermination de la résistance dynamique des sols de la ville de Mouraye.

5. Références bibliographiques

Amadou T. (2008). Caractéristiques physiques et mécaniques des sols ferralitiques de Bafoussam et leurs corrélations. *Thèse Doctorat*, *Ecole Nationale Supérieure Polytechnique de l'Université de Yaoundé I, Cameroun*, 162p.

Breysed. (2001). Les enjeux en modélisation des terrains et des structures pour décrire au mieux l'interaction sol - ouvrage. *1ère Conférence Internationale Albert Caquot : Modélisation et simulation en génie civil de la pratique à la théorie, Paris, France*, 8p.

Escobar Valenci E.J. (2015). Mise au point et exploitation d'une nouvelle technique pour la reconnaissance des sols: le PANDA 3. *Thèse de Doctorat, Université Blaise Pascal – Clermont Ferrand II, France*, 169p.

Guettafi N. (2012). Comportement des sols mous lors d'un essai pressiométrique.*Thèse de Magistère,Université El Hadj Lakhdar Batna, Algérie*, *80p*.

Izmaïl M. X. (1983). Stroite l'nye svoistva grountov i opredelenie rational'nykh tipov foundamentov zdaniï i soorouzhenii na srednizemnomorskom poberejie Sirii. Diss. Na soiskanie outchenoï stepeni kandidata teknitcheskikh naouk. Kiev, 203s.

Kastner R. et Comeaga R. (1997). Simulation d'une excavation en terrainmeuble avec la méthode des différences finies : Comparaison avec les résultatsexpérimentauxet résultats de calcul. 15ème Rencontres Universitaires de Génie Civil, Strasbourg, France, pp 143 -150.

NF P 94 – 054 (1991). Sols : reconnaissance et essais. Détermination de la masse volumique des sols fins en laboratoire. Méthode du pycnomètre à eau. AFNOR, Paris.

NF P 94 – 051 (1993). Sols : reconnaissance et essais. Détermination des limites d'Atterberg. Limite de liquidité à la coupelle – limite de plasticité au rouleau. AFNOR, Paris.

NF P 94 – 050 (1995). Sols : reconnaissance et essais. Détermination de la teneur en eau pondérale des matériaux. Méthode par étuvage. AFNOR, Paris.

NF P 94 – 056, (1996). Sols : reconnaissance et essais. Analyse granulométrique des sols. Méthode par tamisage à sec après lavage. AFNOR, Paris.

NF P 94 – 115-1 (2000). Sols : reconnaissance et essais. Essai au pénétromètre dynamique lourd *AFNOR, Paris*.

INTERPRETATION DE L'ESSAI IN-SITU DE CHARGEMENT UNIAXIAL AU DILATOSOL : APPLICATION EN CHAMBRE D'ETALONNAGE

INTERPRETATION OF THE IN-SITU UNIAXIAL TEST WITH THE DILATOSOL : APPLICATION IN A CALIBRATION CHAMBER

Théo BESSON[1,2], Michel RISPAL[1], Catherine JACQUARD[1], Philippe REIFFSTECK[2], Fabien SZYMKIEWICZ[2]
[1] *Fondasol, Avignon, France*
[2] *Université Gustave Eiffel, Marne-la-Vallée, France*

RÉSUMÉ – Dans cet article, nous comparons plusieurs prototypes Dilatosol à partir d'essais réalisés sur un sable d'Hostun sec de densité comprise entre 0,5 et 0,75 en chambre d'étalonnage. Les différents prototypes donnent des résultats proches en matière de module élastique. Le rapport entre le module pressiométrique et le module Dilatosol est compris entre 1,2 et 0,7 en fonction de la densité et de la théorie utilisée.

ABSTRACT – In this study, we compare several Dilatosol prototypes from tests performed on a Hostun sand at an index density varying from 0,5 to 0,75 in a calibration chamber. Despite the significant differences in the shells' geometry, they have little impact on the measurement of a modulus. Pressuremeter tests exhibit higher modulus by an order 1,2 to 0,7 depending on the sand's density and the theory considered.

1. Introduction

L'essai pressiométrique est le seul essai in-situ permettant d'accéder directement et de manière simultanée à un paramètre de déformation, le module de Ménard E_M, et à un paramètre de rupture, la pression limite de Ménard p_{IM}. Grâce à cela, cet essai a permis de développer des méthodes précises et fiables pour le dimensionnement de fondations tant pour des problématiques de déplacements que pour des problématiques de résistance.

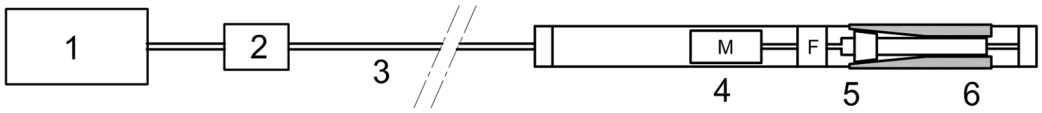
Cependant, cet essai souffre de plusieurs défauts comme la complexité de l'équipement et plus particulièrement du contrôleur pression-volume, ainsi que l'éclatement fréquent de la sonde. Un nouveau concept d'appareil a donc été développé, appelé Dilatosol. Le principe de fonctionnement de l'appareil est analogue à celui du dilatomètre rigide utilisé en mécanique des roches : deux coquilles rigides diamétralement opposées sont initialement plaquées contre les parois du forage, puis foncées dans le sol. La mesure de l'enfoncement des coquilles dans le sol en fonction de la contrainte appliquée permet de tracer une courbe contrainte-déformation de manière analogue à l'essai pressiométrique.

Le changement de la géométrie du chargement par rapport au pressiomètre nécessite de redéfinir l'expression du module élastique et de la pression limite. Dans cet article, nous présentons l'évolution du concept Dilatosol à travers les différents prototypes qui ont été développés. Une étude comparative entre ces différents prototypes est réalisée sur un sable d'Hostun sec reconstitué en chambre d'étalonnage pour plusieurs états de densité compris entre 0,5 et 0,75. Parallèlement, plusieurs estimations basées sur des relations issues de la théorie de l'élasticité permettant de calculer un module élastique sont comparées. Enfin, les essais réalisés avec les sondes Dilatosol sont comparés avec des essais pressiométriques réalisés dans des conditions similaires.

2. Les prototypes Dilatosol

Pour le 1er prototype, le système d'écartement des coquilles est de type mécanique tandis que pour le 2ème et le 3ème prototype il est de type hydraulique.

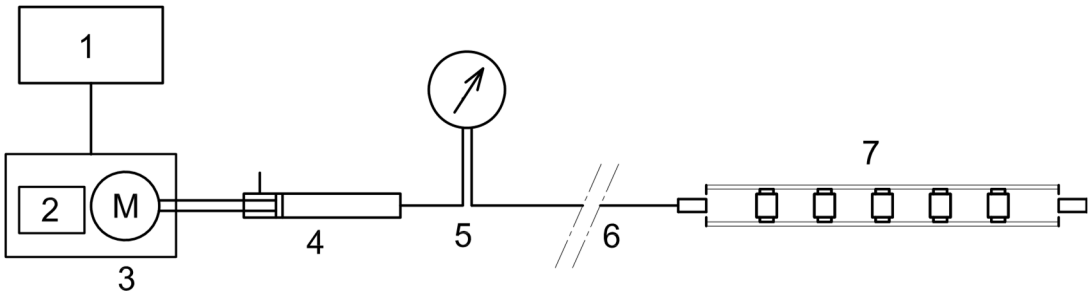
Le prototype 1 est présenté Figure 1. L'écartement des coquilles est réalisé via un système vis/écrou avec un moteur électrique actionnant la vis. Un capteur mesure la force de réaction du sol à l'écartement des coquilles. La longueur des coquilles (230 mm) a été choisie proche de la longueur de la cellule de mesure d'une sonde pressiométrique de Ménard (210 mm). Les coquilles ont un demi-angle d'ouverture de 30°.



1 ordinateur 2 unité d'acquisition 3 flexible électrique 4 moteur électrique 5 système vis/écrou 6 demi-coquille

Figure 1. Prototype 1.

Pour les prototypes 2 et 3 (Figure 2), chaque coquille est déplacée par des vérins hydrauliques (au nombre de 2 par coquille pour le prototype 2 et de 5 par coquille pour le prototype 3). Un flexible hydraulique relie les vérins à un contrôleur pression volume (CPV) qui consiste en un réservoir cylindrique au sein duquel un piston déplace l'huile. La longueur des coquilles a été augmentée à 400 mm tout en gardant un demi-angle d'ouverture de 30°.



1 ordinateur 3 moteur électrique 5 capteur de pression 7 demi-coquille
2 unité d'acquisition 4 vérin hydraulique 6 flexible hydraulique

Figure 2. Prototype 3.

Le prototype 3 est une version améliorée du prototype 2 : avec ses 5 vérins par coquille, il est capable d'appliquer une contrainte plus importante sur le sol et a un diamètre initial plus faible. Les prototypes 3a et 3b diffèrent simplement sur la géométrie de leurs coquilles : pour le prototype 3a, elles sont creuses en certaines parties avec un diamètre initial de 48 mm. Pour l'interprétation des données, cette surface d'appui a été assimilée à une coquille équivalente continue avec un demi-angle d'ouverture de 62°. Pour le prototype 3b, une coquille continue supplémentaire a été superposée sur la précédente. Il en résulte un demi-angle d'ouverture de 90° pour un diamètre initial de 55 mm. Les différentes géométries de coquilles utilisées sont résumées sur la Figure 3. L'impact de la variation de la géométrie des coquilles sur le calcul d'un module a fait l'objet d'une étude numérique (Besson et al., 2020).

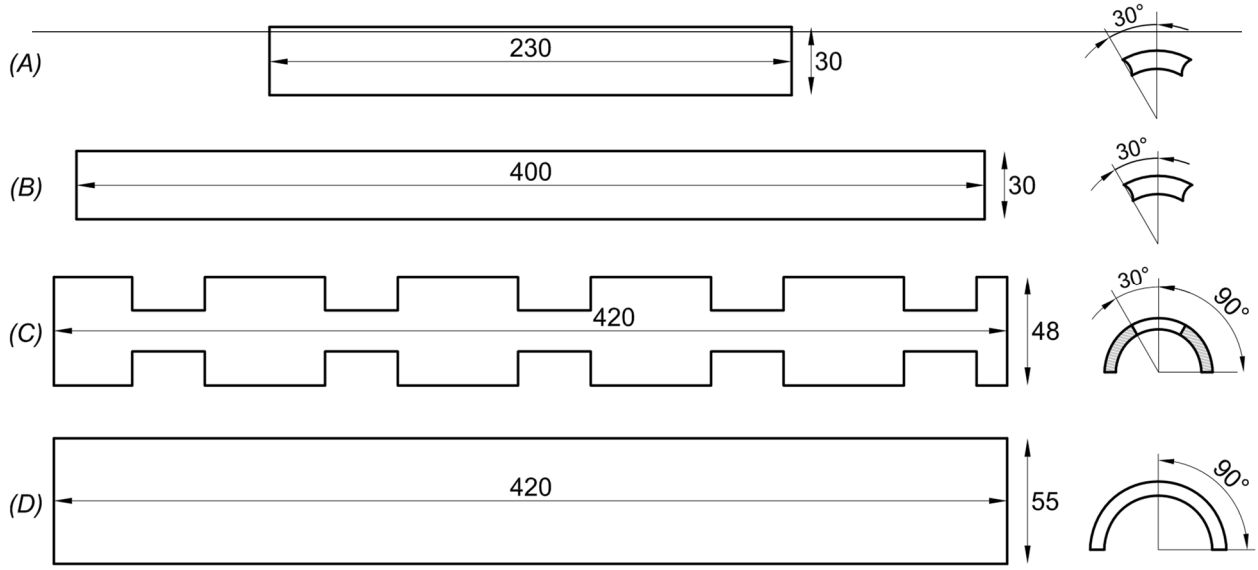


Figure 3. Géométrie des coquilles utilisées. (A) Prototype 1. (B) Prototype 2. (C) Prototype 3a. (D) Prototype 3b. Les longueurs sont exprimées en millimètre.

3. Essais en chambre d'étalonnage

3.1. La chambre d'étalonnage

Le matériau étudié est le sable d'Hostun HN31. Ses propriétés physiques mesurées en laboratoire sont rassemblées dans le Tableau 1.

Tableau 1. Caractéristiques granulométriques du sable HN31 (tailles de grains D_{10}, D_{50}, D_{90}, indices des vides minimal e_{min} et maximal e_{max}, poids volumique minimal γ_{min} et maximal γ_{max} et poids volumique des grains γ_s).

D_{90} *(µm)*	D_{50} *(µm)*	D_{10} *(µm)*	γ_s *(kN/m³)*	e_{min}	e_{max}	γ_{min} *(kN/m³)*	γ_{max} *(kN/m³)*
490	360	230	26,02	0,542	1,045	12,72	16,87

La chambre d'étalonnage consiste en un cylindre de 1,5 m de haut et de 1 m de diamètre au centre duquel est placée la sonde (Figure 4). La chambre est alors remplie de sable qui est ensuite compacté par vibration, par passe. La sonde Dilatosol est recouverte d'une membrane en caoutchouc empêchant le sable de pénétrer dans l'espace entre les coquilles et le corps de sonde.

La mesure de la masse de sable ajoutée permet de suivre l'évolution de la densité du sable à chaque étape de compactage. Des essais au pénétromètre dynamique permettent d'accéder à la densité du matériau via la relation entre la densité du massif γ et la résistance de pointe dynamique q_d (Figure 5). La relation empirique retenue est :

$$\gamma = A * ln(q_d) + B \quad (1)$$

Avec A=0,54 et B=14,47. Cette relation est proche de celle obtenue par Dhaybi (2015) qui a considéré A=0,88 et B=14,62.

Avant chaque essai d'expansion, au moins 4 essais pénétrométriques sont réalisés de part et d'autre de la sonde. La densité du sable est ensuite obtenue en utilisant la relation (1) en prenant la valeur moyenne de la résistance de pointe dans le voisinage de la sonde.

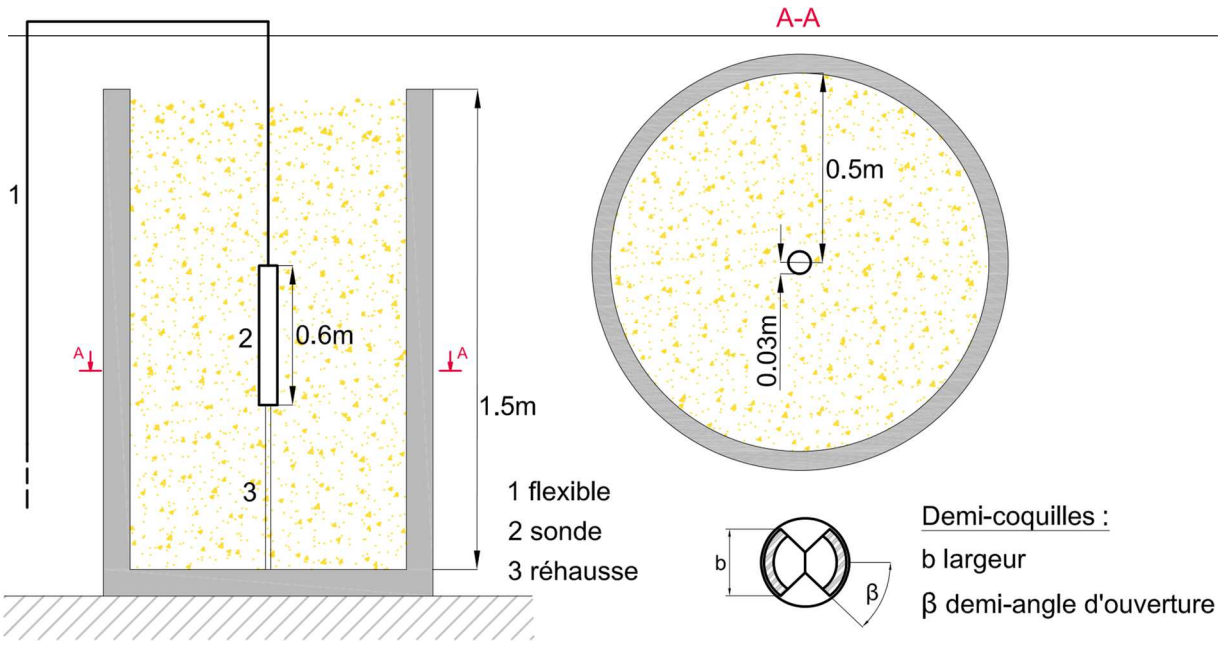


Figure 4. Le Dilatosol dans la chambre d'étalonnage.

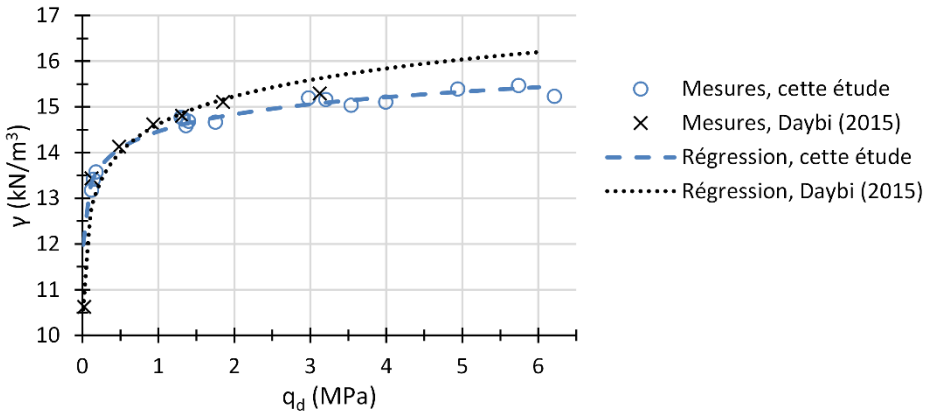


Figure 5. Corrélation entre le poids volumique γ et la résistance de pointe moyenne q_d.

3.2. Procédure d'essai

L'essai au Dilatosol est un essai à déplacement imposé : l'enfoncement des coquilles dans le sol est réalisé à vitesse constante choisie par l'utilisateur. Cette vitesse a été calibrée par rapport à la durée théorique d'un essai pressiométrique (doublement du volume de la cavité cylindrique initial en 10 minutes environ). Les mesures de contrainte et d'écartement ont été moyennées par pas de 1 mm d'enfoncement.

En parallèle, des essais pressiométriques ont été réalisés et interprétés conformément à la norme ISO 22476-4 (2015). Le chargement monotone croissant a été mené avec un pas de pression constant tout au long de l'essai.

Pour les deux types d'essai, la plage sur laquelle le module a été calculé intègre tous les segments consécutifs ayant une pente inférieure ou égale à λ fois la pente la plus faible. Ce coefficient a été calculé selon la formule donnée par la norme.

3.3. Résultats typiques d'essais

La Figure 6 montre des résultats typiques d'essais obtenus avec les différents prototypes ainsi qu'avec le pressiomètre. On peut voir que les courbes obtenues avec le Dilatosol ont globalement une allure linéaire, sauf pour le prototype 1 dont la courbe a plutôt une allure hyperbolique ce qui est dû à un comportement mécanique différent. L'allure des courbes

différent de la courbe pressiométrique au niveau des grandes déformations, la rupture globale du sol n'étant pas atteinte avec les prototypes actuels. Un nouveau prototype en développement aura une course de vérins plus importante et permettra de prolonger la courbe.

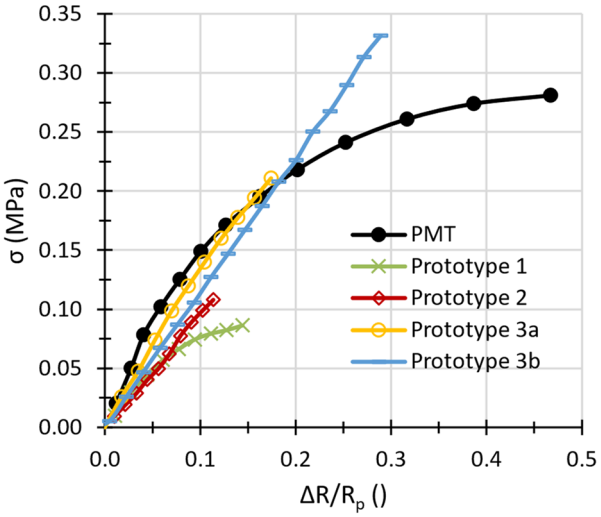


Figure 6. Courbes typiques d'essais au Dilatosol et comparaison avec un essai pressiométrique vers I_D=0,55.

4. Interprétation : calcul de modules

4.1. Formules analytiques pour le calcul d'un module élastique

On appelle module apparent la pente de la courbe en représentation $\Delta\sigma = f(\Delta R/R_p)$:

$$E_{app} = R_p \frac{\Delta\sigma}{\Delta R} \quad (2)$$

Avec les grandeurs suivantes calculées à partir de deux points P1 et P2 délimitant l'intervalle de calcul de la pente :

$\Delta R=R_2-R_1$ l'enfoncement moyen d'une coquille entre P1 et P2.

R_p la distance moyenne des coquilles par rapport à l'axe de révolution de la sonde au moment du plaquage contre le sol. Dans notre cas où le sol est moulé autour de la sonde, R_p correspond au rayon initial de la sonde.

$\Delta\sigma=\sigma_2-\sigma_1$ la variation de la contrainte appliquée sur le sol dans la direction d'écartement des coquilles.

Cette grandeur permet de comparer les différents prototypes entre eux mais elle ne correspond pas un module élastique.

Considérons maintenant les différentes théories permettant de calculer un module élastique à partir de cette pente. Le module de Ménard est basé sur la théorie de l'expansion d'une cavité cylindrique dans des conditions de déformations planes. Il peut s'écrire sous la forme :

$$E_M = (1+\upsilon)R_m \frac{\Delta\sigma}{\Delta R} \quad (3)$$

Avec :

υ le coefficient de Poisson du sol conventionnellement fixé à 0,33.

$R_m=(R_1+R_2)/2$ le rayon moyen de la sonde entre P1 et P2.

Le problème d'un chargement unidirectionnel est plus complexe puisque l'on perd la symétrie du chargement autour de l'axe du forage. La théorie permettant d'interpréter un module à partir d'un essai au dilatomètre rigide a été présentée par Goodman et al. (1968). Plusieurs corrections et approfondissements ont ensuite été apportés (Heuzé et Salem, 1985) jusqu'à atteindre la forme finale :

$$E_{Goodman} = K(\upsilon, \beta) R_p \frac{\Delta\sigma}{\Delta R} \quad (4)$$

Avec :

β le demi-angle d'ouverture des coquilles.

et la grandeur K(υ,β) :

$$K(\upsilon, \beta) = \frac{720}{\pi^2} \frac{1}{\beta} (1 - \upsilon^2) \sum_{m=1}^{\infty} \frac{1}{m^3} (1 - (-1)^m) \, sin^2(m\beta) \quad (5)$$

Le Tableau 2 donne les valeurs de K appliquées aux mesures issues des différents prototypes.

Pour une fondation de longueur a et de largeur b, le module du sol assimilé à un espace semi-infini peut être exprimé sous la forme (Giroud, 1968) :

$$E_{Giroud} = (1 - \upsilon^2) bI \frac{\Delta\sigma}{\Delta R} \quad (6)$$

Avec le facteur d'influence I dépendant du rapport b/a. Pour un tassement moyen sous une fondation souple, les différents facteurs bI utilisés sont renseignés dans le Tableau 2.

Tableau 2. Paramètres des modèles de Giroud et de Goodman utilisés.

	K *()*	bI *(mm)*
Prototype 1	1,27	62,4
Prototype 2	1,27	64,5
Prototype 3a	1,65	95,0
Prototype 3b	1,52	114,5

4.2. Application aux essais en chambre d'étalonnage

La Figure 7 montre les modules calculés à partir des essais en chambre d'étalonnage. Concernant le module apparent E_{app}, on peut voir que tous les prototypes donnent des résultats comparables avec des valeurs comprises entre 0,2 et 7 MPa à l'exception du prototype 1 qui donne des modules légèrement plus faibles : cela est lié au comportement mécanique que nous avons évoqué plus tôt.

Les trois modules élastiques donnent aussi des résultats comparables avec des valeurs comprises entre 0,4 et 13 MPa. Pour le module de Ménard, tous les modules apparents sont multipliés par un coefficient (1+υ) quelle que soit la géométrie des coquilles. Pour le module de Giroud, on peut constater une plus grande dispersion des modules entre les différents prototypes et notamment pour des densités élevées (vers I_D=0,7) où le prototype 3b donne un module significativement supérieur comparé au prototype 3a. Cette dispersion n'est pas autant prononcée avec le module de Goodman.

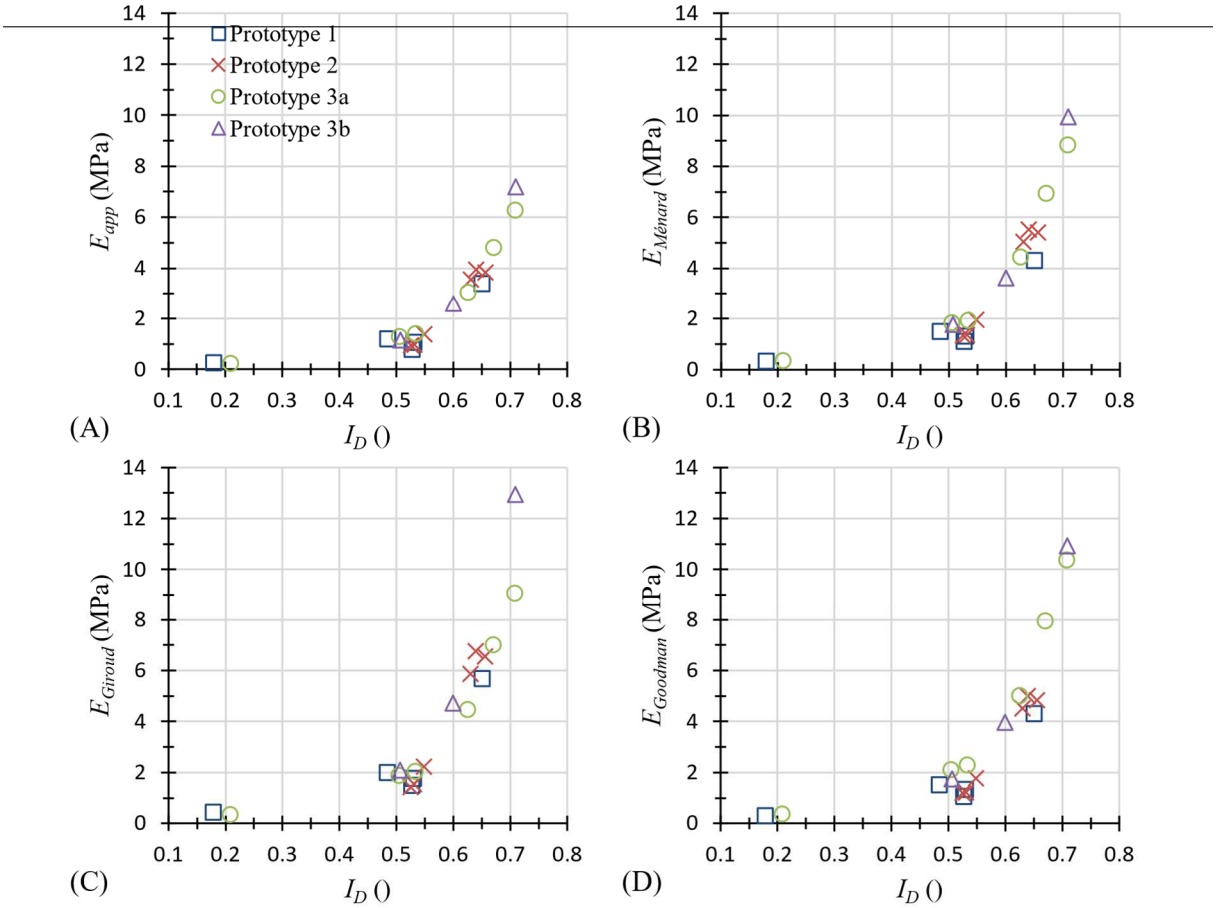


Figure 7. Modules du sable HN31 obtenus avec les différents prototypes Dilatosol.

4.3. Comparaison avec les essais pressiométriques

Pour comparaison, 5 essais pressiométriques ont été réalisés pour un indice de densité variant entre 0,5 et 0,75 (Figure 8). En première approche, on peut comparer les régressions linéaires sur les graphiques (E, q_d). On observe qu'entre I_D=0.55 et I_D=0.65 les modules Dilatosol sont proches des modules pressiométriques. Au-delà, les modules Dilatosol sont supérieurs.

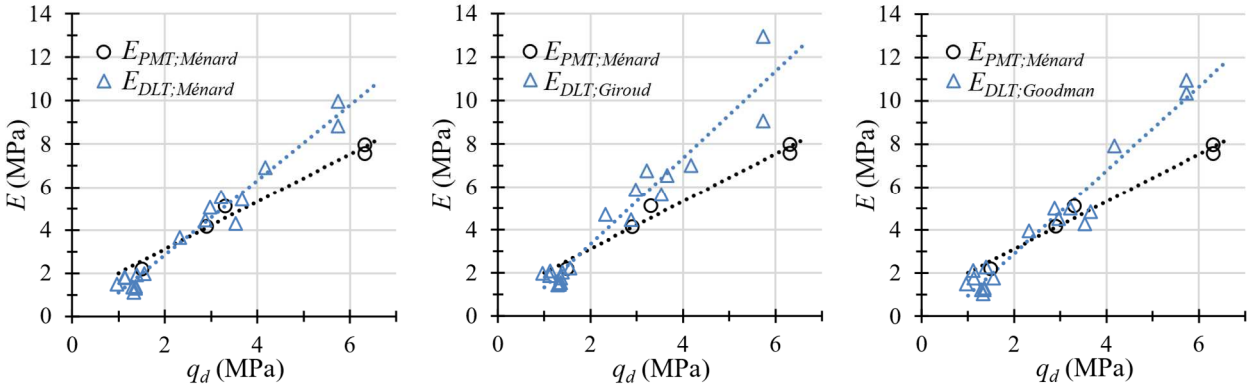


Figure 8. Comparaison des modules Dilatosol (DLT) avec les modules pressiométriques (PMT).

La Figure 9 montre le rapport E_{PMT}/E_{DLT} ainsi obtenu en fonction de la densité. Pour un indice de densité variant de 0,55 à 0,70, ce ratio E_{PMT}/E_{DLT} diminue de 1,2 à 0,8 pour le

module de Ménard, de 1,0 à 0,7 pour le module de Giroud, et de 1,2 à 0,8 pour le module de Goodman.

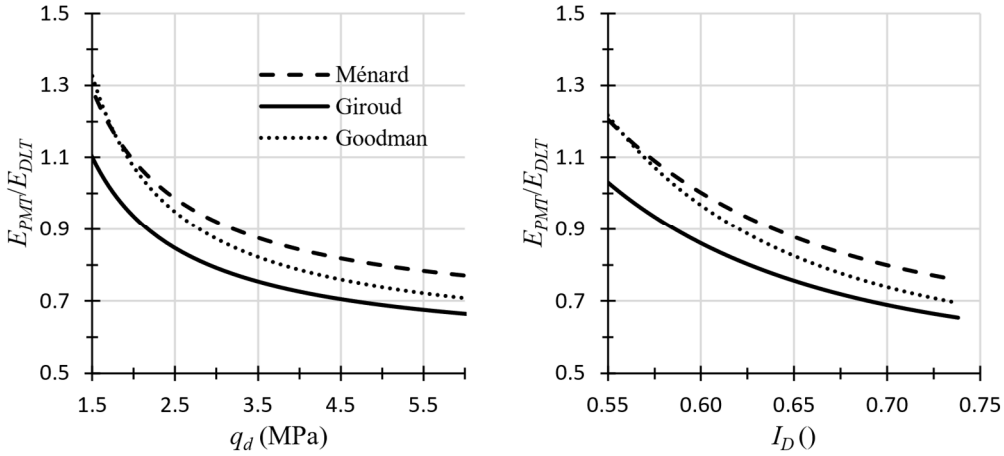


Figure 9. Ratios E_{PMT}/E_{DLT} obtenus à partir des régressions linéaires (Figure 8).

5. Conclusion

Les différents prototypes de dilatomètres rigides ont été testés avec succès sur un sable d'Hostun reconstitué en chambre d'étalonnage. Des résultats similaires sont obtenus, et ce malgré des différences importantes en termes de géométrie des coquilles en contact contre le sol. En comparant ces prototypes au pressiomètre, on obtient des modules pseudo-élastiques relativement proches et ce quelle que soit la théorie considérée avec un rapport E_{PMT}/E_{DLT} variant entre 1,2 et 0,7 pour un indice de densité compris entre 0,55 et 0,70. En revanche, on observe des différences significatives au niveau de la phase plastique, les essais au Dilatosol n'arrivant pas jusqu'à la rupture globale du sol. Un prototype permettant d'atteindre un niveau de déformation comparable à celui du pressiomètre est actuellement en développement afin de mieux caractériser cette phase des grandes déformations. Un paramètre de rupture de type contrainte limite pourra ainsi être proposé. Des études numériques et des essais complémentaires sur site, complèteront ces analyses.

6. Références bibliographiques, ;

Besson T., Rispal M., Jacquard C., Reiffsteck P., Szymkiewicz F. (2020). A new tool for soil characterization. ISC6, Budapest, Hungary.

Dhaybi M. (2015). Renforcement de fondations superficielles par soil mixing : Analyse par modélisation physique et numérique. Master's thesis, INSA Lyon.

Giroud J. P. (1968). Settlement of a linearly loaded rectangular area. Journal of the soil mechanics and foundation division, ASCE, 94, SM 4, Proc. Paper 6021, pp. 813-831.

Goodman R. E., Van T. K., Heuzé F. E. (1968). Measurement of rock deformability in boreholes. Proceedings 10th US symposium on rock mechanics, University of Texas, Austin.

Heuzé F. E., Amadei, B. (1985). The NX-borehole jack : a lesson in trial and errors. Int. J. Rock Mech. Min. Sci., Vol. 22, No. 2, pp. 105–112.

ISO 22476-4. (2015). Reconnaissance et essais géotechniques - Essais en place - Partie 4 : essai au pressiomètre Ménard.

ISO 22476-7 (2013). Reconnaissance et essais géotechniques - Essais en place - Partie 7 : essai au dilatomètre rigide diamétral.

ANALYSE MULTI-PROXY DE FORAGES DANS DES ARGILES GLACIO-LACUSTRES QUATERNAIRES (GLISSEMENT D'AVIGNONET, FRANCE)

MULTI-PROXY ANALYSIS OF BOREHOLES IN REMOLDED QUATERNARY PARAGLACIAL DEPOSITS (AVIGNONET LANDSLIDE, FRANCE)

Grégory BIÈVRE[1], Christian CROUZET[1]
[1] *Univ. Grenoble Alpes, Univ. Savoie Mont Blanc, CNRS, IRD, Univ. Gustave Eiffel, ISTerre, 38000 Grenoble, France*

RÉSUMÉ – Le glissement d'Avignonet (Isère) est constitué de sédiments paraglaciaires quaternaires parmi lesquels des couches de till, glacio-lacustres et fluviatiles imbriquées. De nombreux forages ont été réalisés au milieu des années 1980 et 2010 pour préciser le cadre géologique et géotechnique de la partie habitée, au sud, de ce glissement de terrain lent. Les paramètres mesurés sont très hétérogènes et rendent l'interprétation difficile. Dans ce travail, il a notamment été cherché à combiner ces différents paramètres pour produire un modèle géologique. Les résultats révèlent une grande complexité géologique avec l'intrication de diverses unités sédimentaires. Deux anciens glissements de terrain de plusieurs dizaines de mètres de large ont été identifiés. Ce travail montre l'intérêt d'une approche multi-proxy dans les études impliquant des unités sédimentaires du Quaternaire.

ABSTRACT – The Avignonet landslide (Isère, France) is made of Quaternary paraglacial sediments including imbricated units of till, glaciolacustrine and fluvial layers. Numerous boreholes were drilled in the mid-1980s and 2010s to detail the geological and geotechnical framework of the inhabited part, to the south, of this slow-moving landslide. The measured parameters are very heterogeneous and make interpretation difficult. In this work, the aim was to combine these different parameters to produce a geological model. The results reveal a high geological complexity with the imbrication of various sedimentary units. Two ancient landslides, several tens of metres wide, were also identified. This work shows the interest of a multi-proxy approach in studies involving Quaternary sedimentary units.

1. Introduction

Le glissement d'Harmalière (Isère, France) s'est réactivé brutalement en mars 1981. Un lotissement d'habitations en construction au sein du glissement d'Avignonet, immédiatement au nord du glissement d'Harmalière, a également été affecté à cette date et de nombreuses maisons ont montré des désordres. De nombreuses études géotechniques, qui ont notamment compris plusieurs sondages, ont été initiées dans les années 1980 pour mieux comprendre l'origine de ces désordres et comprendre le fonctionnement du glissement. Durant les années 2010, des sondages supplémentaires ont été réalisés, notamment pour calibrer des campagnes géophysiques et d'instrumentation.

La diversité des sondages (carottés, destructifs) et des paramètres mesurés (paramètres de forage, diagraphies, essais sur échantillons, prélèvements pour datation, etc.) rend leur interprétation conjointe difficile. L'objectif de ce travail est de produire un modèle géologique du site à partir de la combinaison de ces données variées. Pour cela, il a notamment été cherché à valoriser les sondages destructifs, en déduisant des paramètres mécaniques à partir des paramètres de forage, et à les interpréter conjointement avec les logs des sondages carottés. Dix sondages ont été utilisés dans ce travail, en complément d'observations de terrain et de datations.

2. Site d'étude

Le site d'étude est le glissement d'Avignonet situé dans la région du Trièves en Isère (France; figure 1a). La géologie est principalement contrôlée par l'histoire quaternaire du site, avec des alternances de périodes glaciaire et interglaciaire. Notamment, durant le dernier maximum glaciaire, il y a 30 à 50 ka dans le secteur (Bièvre and Crouzet, 2021), une diffluence du glacier de la Romanche a progressé vers le sud et a barré le cours du Drac et de ses affluents au niveau du plateau de Sinard. Il en a résulté un lac de barrage glaciaire qui a permis l'accumulation de plusieurs dizaines à centaines de mètres de sédiments glacio-lacustres (figure 1b), les Argiles litées du Trièves (Monjuvent, 1973). Lors du retrait du glacier, dont la date reste difficile à préciser, le Drac a entaillé ces formations et a permis l'initiation de nombreux glissements de terrain dans la région. Le versant est du plateau de Sinard est affecté par plusieurs glissements dont ceux d'Avignonet et Harmalière (figure 1a), de dimensions pouvant atteindre 2 km de diamètre et profonds d'environ 30 à 50 m.

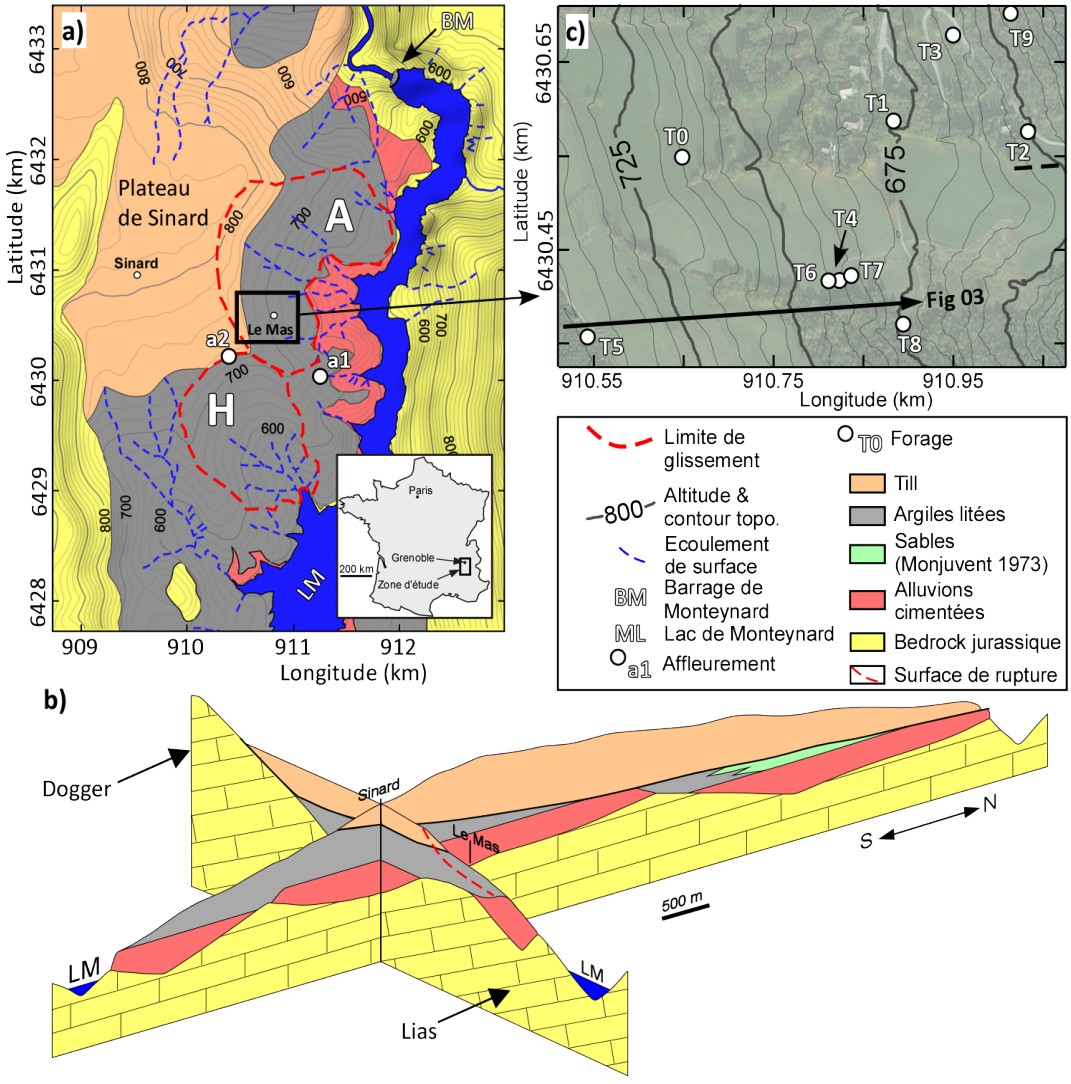


Figure 1. Présentation du site d'étude. a) Carte géologique et localisation des glissements d'Avignonet (A) et Harmalière (H). b) Arrangement géométrique des unités quaternaires sur le substratum jurassique (Monjuvent, 1973). c) Implantation des forages.

3. Matériels et méthodes

Dix sondages ont été analysés (T0 à T9). Leur implantation est matérialisée sur la figure 1c et les détails des mesures sont précisés dans le tableau 1.

3.1. Mesures sur échantillons

Des mesures classiques d'identification ont été conduites sur les échantillons en provenance des sondages carottés, comme la teneur en eau (*W*), la distribution granulométrique et le poids volumique (ρ). La susceptibilité magnétique (*SM*) a également été mesurée avec un pas de 1 ou 2 cm. Succinctement, cette technique permet de déterminer la teneur en minéraux magnétiques de sédiments et, dans le cas des Argiles du Trièves, ce paramètre est relié à la granulométrie du matériau (Bièvre et al., 2012). L'anisotropie de SM a également été mesurée sur quelques carottes du sondage T8, avec pour objectif principal d'évaluer sa variation de part et d'autre de surfaces de cisaillement.

Forage	Coordonnées (m, Lambert93)		Date	Altitude (m) / Profondeur (m)	Type	Tests
	Latitude	Longitude				
T0	910648	6430549	Nov 1986	714.9 / 89	Destructif	DPR (V_A, P_F, P_O), Inclinomètre (Sep. 1988 à Avr. 1994)
T1	910883	6430587	Nov 1986	675.6 / 59	Carottage	Granulométrie, SM, Inclinomètre (Sep. 1988 à Juil. 1994)
T2	911033	6430576	Nov 1986	650.8 / 17.25	Carottage	Inclinomètre (Sept. 1988 à Fév. 1994)
T3	910950	6430679	Nov 1986	662.4 / 20.5	Destructif	DPR (V_A, P_F, P_O), Inclinomètre (Avr. 1987 à Juil. 1994)
T4	910823	6430417	Oct 2007	692.6 / 63	Carottage (0-49.3), Destructif (49.3-63)	γ-ray, W, ρ, RCi, RCo, SM
T5	910543	6430357	Oct 2007	742 / 10.6	Carottage	γ-ray
T6	910816	6430416	Oct 2007	694.7 / 18.5	Carottage	γ-ray
T7	910832	6430420	Oct 2007	689.2 / 18	Destructif	γ-ray
T8	910894	6430371	Sep 2011	674.4 / 25.8	Carottage	W, ρ, granulométrie, RCi, SM, ASM, γ-ray, Inclinomètre (Juil. 2014 à Oct. 2015)
T9	911012	6430711	Nov 1986	640 / 15.5	Destructif	DPR (V_A, P_F, P_O)

Tableau 1. Forages utilisés et paramètres mesurés.

Sur les échantillons en provenance de sondages carottés, les résistances au cisaillement (RCi, en kPa) et à la compression (RCo, en kPa) non drainés ont été obtenues avec des outils de poche et avec des pas d'échantlillonage d'environ 10 à 20 cm. Finalement, des datations par radiocarbone (^{14}C) ont été réalisées. Elles ont porté sur des restes végétaux trouvés dans les carottes (à l'intérieur des échantillons, et non sur les bords) ou bien sur des restes végétaux trouvés à l'intérieur de couches à l'affleurement. Finalement, des datations ont été effectuées sur la matrice argileuses d'échantillons issus de carottages ou de prélèvements sur le terrain.

3.1. Mesures en forages

L'indice de Somerton (S_D, en kPa) permet d'évaluer une résistance mécanique à partir de l'enregistrement de certains paramètres de forage (DPR, pour *drilling parameter recording*), notamment la pression effective P_E (kPa), la vitesse de rotation V_R (en nombre de tours par minute), et la vitesse d'avancement V_A (m/h). Cette relation (Somerton, 1959) a été simplifiée (Laudanski et al., 2013) et peut s'exprimer en faisant le rapport de la pression sur l'outil P_O (bar) et V_A (équation 1) :

$$S_D \approx P_E \cdot \sqrt{\frac{V_R}{V_A}} \approx \frac{P_O}{\sqrt{V_A}} \quad (1)$$

Les sondages destructifs avec acquisition des DPR ont été conduits dans les années 1980s (Tableau 1) et les coupes sont disponibles uniquement en format papier. Les graphiques ont tout d'abord été scannés et les courbes ont ensuite été numérisées. Les paramètres individuels ont ensuite été combinés pour déduire l'indice de Somerton.

Les mesures en forage ont également compris des diagraphies comme, par exemple la mesure du rayonnement gamma naturel total (γ-ray, en coups par seconde). Cette mesure classique permet, dans le cas de dépots sédimentaires comme des argiles lacustres, d'évaluer la variation de la quantité relative d'argiles le long d'une colonne de forages. Finalement, plusieurs sondages ont été équipés avec des tubes inclinométriques.

4. **Résultats**

Sur les dix sondages analysés pour ce travail, deux seront présentés en détail par la suite, en insistant sur la comparaison entre l'évolution des paramètres mécaniques obtenus à partir de plusieurs méthodes (DPR dans les sondages destructifs et RCi sur les carottes). La figure 2 présente un exemple de combinaison des DPR en indice de Somerton S_D le long du forage T0, long de presque 90 m et sa comparaison avec la résistance au cisaillement non-drainé (RCi) mesurée sur des échantillons du sondage carotté T4 (localisation des deux sondages sur la figure 1c). Les courbes originales (figure 2a) ont été filtrées à l'aide d'un filtre passe-bas dans le but d'éliminer les variations observées tous les 3 m et qui correspondent à l'adjonction de tiges sur l'atelier de forage. L'interprétation géotechnique est présentée sur la figure 2b. Les fortes variations observées sur les dix premiers mètres (entre 0 et 200 kPa) correspondent à une couche de till qui comprend un mélange de matrice argileuse et de blocs d'origine morainique. En dessous et jusqu'à environ 80 m de profondeur, les niveaux sont des argiles litées. La résistance mécanique augmente depuis environ 35 jusqu'à 115 kPa, avec une augmentation linéaire de 1.1 kPa/m. La pression fluide augmente progressivement elle aussi. Ce gradient linéaire de S_D est difficilement visible sur les courbes originales (figure 2a). Cette augmentation est en accord avec des observations similaires conduites sur des sédiments marins (Bartetzko and Kopf, 2007) et reflète l'augmentation de compaction causée par la sédimentation. La présence d'une surface de rupture vers 48 m de profondeur semble peu affecter ce gradient de compaction. Ceci suggère une faible déformation, en accord avec les déplacements mesurés d'environ 1 à 2 cm/an pour cette surface de rupture d'après les mesures inclinométriques (Antoine et al., 1981; Lorier and Desvarreux, 2004). En dessous de 80 m, S_D est constant (environ 80 kPa) de même que la pression fluide (environ 20 bars). Ces niveaux correspondent à des alluvions observées par ailleurs à l'affleurement (a1 dans la figure 1a) à la même altitude.

La résistance au cisaillement non-drainée a été mesurée sur les échantillons prelevés dans le sondage carotté T4 (localisation sur la figure 1c) et les résultats sont présentés sur la figure 2b. La coupe géologique provient de l'analyse directe des échantillons. Depuis la surface et jusqu'à environ 10 m de profondeur, l'allure hétérogène de la RCi correspond à un niveau de till. En dessous et jusqu'à 28.5 m de profondeur, la lithologie est constituée d'alternances de moraines et d'argiles litées et la RCi diminue progressivement de 160 à 40 kPa. En dessous et jusqu'à 49 m, la RCi montre une augmentation irrégulière depuis 80 jusqu'à 110 kPa. Il est notable que les valeurs de résistance obtenues dans T4 en dessous de 28.5 m sont comparables à celles de T0 pour des altitudes équivalentes. Dans T4, des restes végétaux trouvés à 28.5 m de profondeur ont fourni un âge ^{14}C calibré compris entre 1640 et 1805. Cette observation, en parallèle des résistances qui ne montrent pas de gradient de compaction régulier avec la profondeur, suggère que les premiers 28.5 m au droit de T4 ont été mis en place par un glissement qui s'est produit il y a quelques centaines d'années, à la fin du Petit Âge Glaciaire.

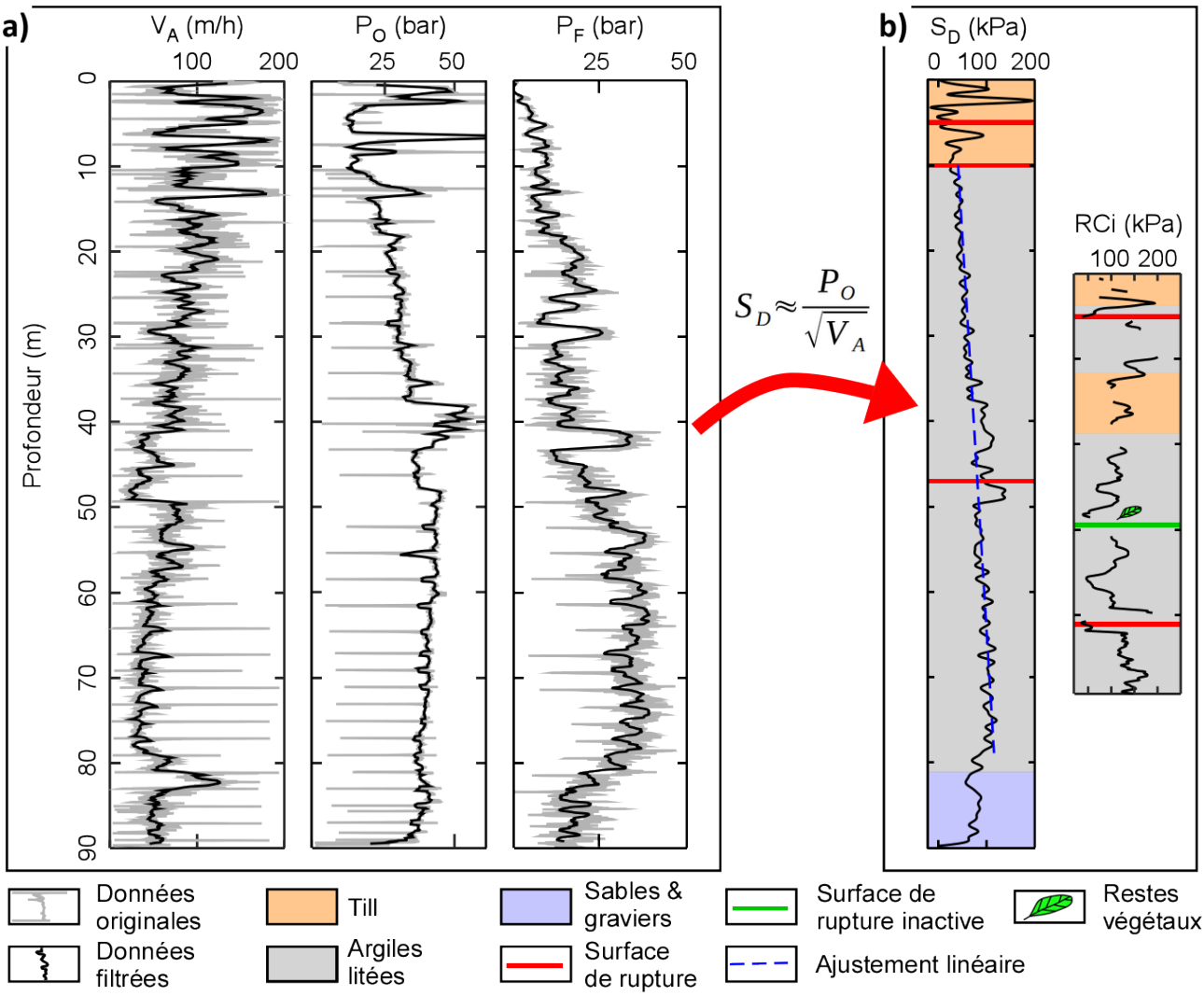


Figure 2. a) Paramètres de forage du sondage T0. b) Détermination de l'indice de Somerton S_D pour le sondage T0 (à gauche) et interprétation géotechnique. Comparaison avec le sondage T4 et la mesure de la résistance au cisaillement non-drainé (RCi). Les coupes sont positionnées dans le même référentiel d'altitude.

Après avoir analysé l'ensemble des sondages, des coupes géologiques ont été établies. Une de ces coupes est présentée dans la figure 3a et sa localisation est matérialisée dans la figure 1c. La coupe est notamment positionnée au droit du sondage T4 et à proximité de T0. Notamment, il a été tenté de dresser des corrélations latérales à partir des diagraphies de γ-ray, sans succès, par absence de continuité latérale. La réactivation du glissement d'Harmalière, en juin 2016, et qui est situé immédiatement au sud du glissement d'Avignonet (figure 1a), a permis d'observer son escarpement principal (figure 3b). Il est possible d'observer des blocs avec différentes géométries, en contre-pente et également dans le sens de la pente. Par ailleurs, il est possible d'observer des niveaux riches en végétation situés à quelques dizaines de mètres sous l'escarpement principal. Par analogie, il a été possible d'interpréter l'absence de continuité latérale observée entre les différents sondages dans le glissement d'Avignonet et la présence de végétaux récents en profondeur par l'occurrence d'une réactivation locale au sein du glissement d'Avignonet. Cette approche a été adoptée pour plusieurs coupes orientées dans le sens du glissement d'Avignonet (ouest-est) et perpendiculairement au glissement (nord-sud).

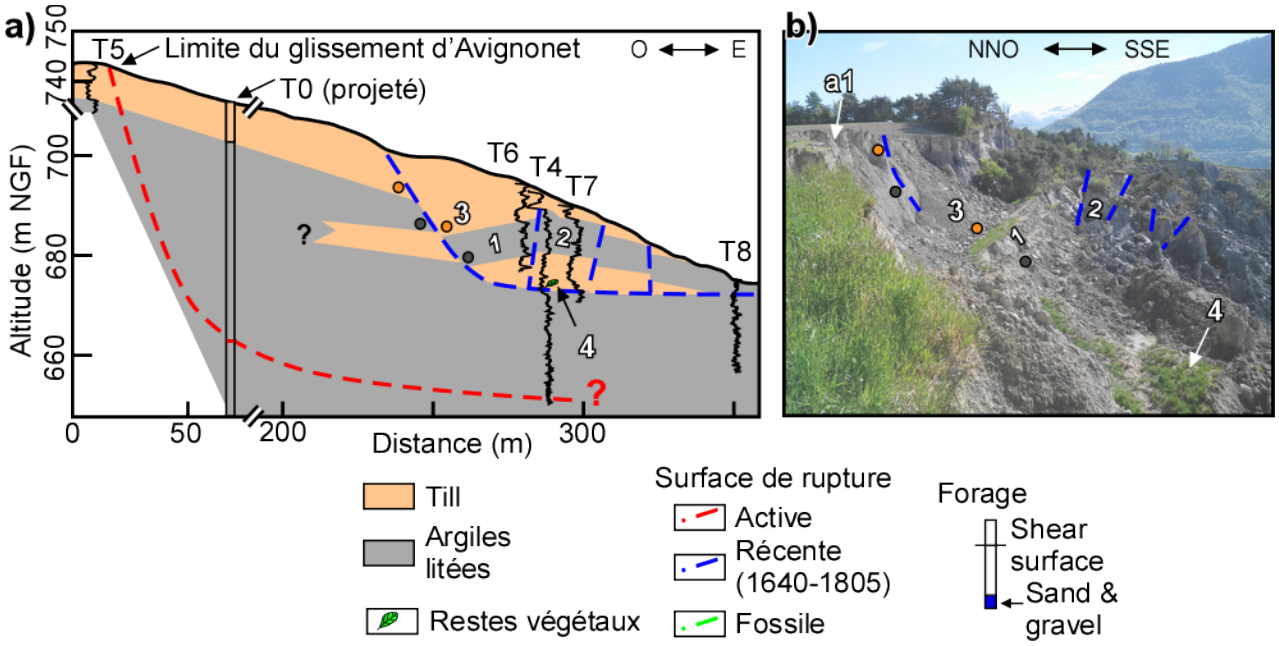


Figure 3. a) Coupe géologique ouest-est (localisation dans la figure 1c). b) Analogue actuel au niveau de l'escarpement principal du glissement d'Harmalière (photo prise le 10 mai 2017). 1 : Bloc en contre-pente ; 2: bloc dans le sens de la pente ; 3: remplissage par du till ; 4: végétation.

5. Discussion

L'analyse de l'ensemble des coupes a permis de construire un bloc-diagramme et de proposer une chronologie, encore mal contrainte toutefois, de l'histoire du plateau de Sinard et du glissement d'Avignonet, depuis le dernier maximum glaciaire. Les résultats sont présentés sur la figure 4. La figure 4a présente le site au dernier maximum d'extension du glacier, il y a environ 30-40 ka. Les oscillations climatiques ont induit des mouvements nord-sud et, conséquemment la succession verticale d'argiles litées lacustres et de niveaux de till mélangé aux argiles lacustres remaniées. Ces niveaux présentent des indentations latérales et sont visibles à l'affleurement. Après le retrait du glacier (date inconnue, mais plus jeune que 30-40 ka), le Drac a incisé ces formations meubles (figure 4b), ce qui a probablement permis l'initiation des glissements. La figure 4c illustre ce phénomène, où un mouvement vertical d'environ 70 m est supposé d'après l'analyse de datations sur plusieurs carottes ainsi que de l'absence de continuité latérale de certains niveaux alluvionnaires grossiers composés de sables et galets (horizon mauve dans la figure). Cette observation suggère une diminution des capacités drainantes à l'intérieur du massif, avec un aquifère potentiellement captif au sein des horizons argileux. Après une période d'érosion et de probable activité du glissement, d'autres phénomènes sont observés, notamment un glissement local entre 1640 et 1805, sur une profondeur d'environ 30 m. D'autres dates confirment cette période d'activité, notamment par des restes végétaux datés du début du XIXe siècle et trouvés enfouis dans le glissement d'Harmalière.

L'ensemble des résultats suggère une activité ancienne du glissement d'Avignonet. Par ailleurs, ils montrent la grande complexité lithologique du site, qui résulte de l'histoire climatique quaternaire mais également de l'activité du glissement.

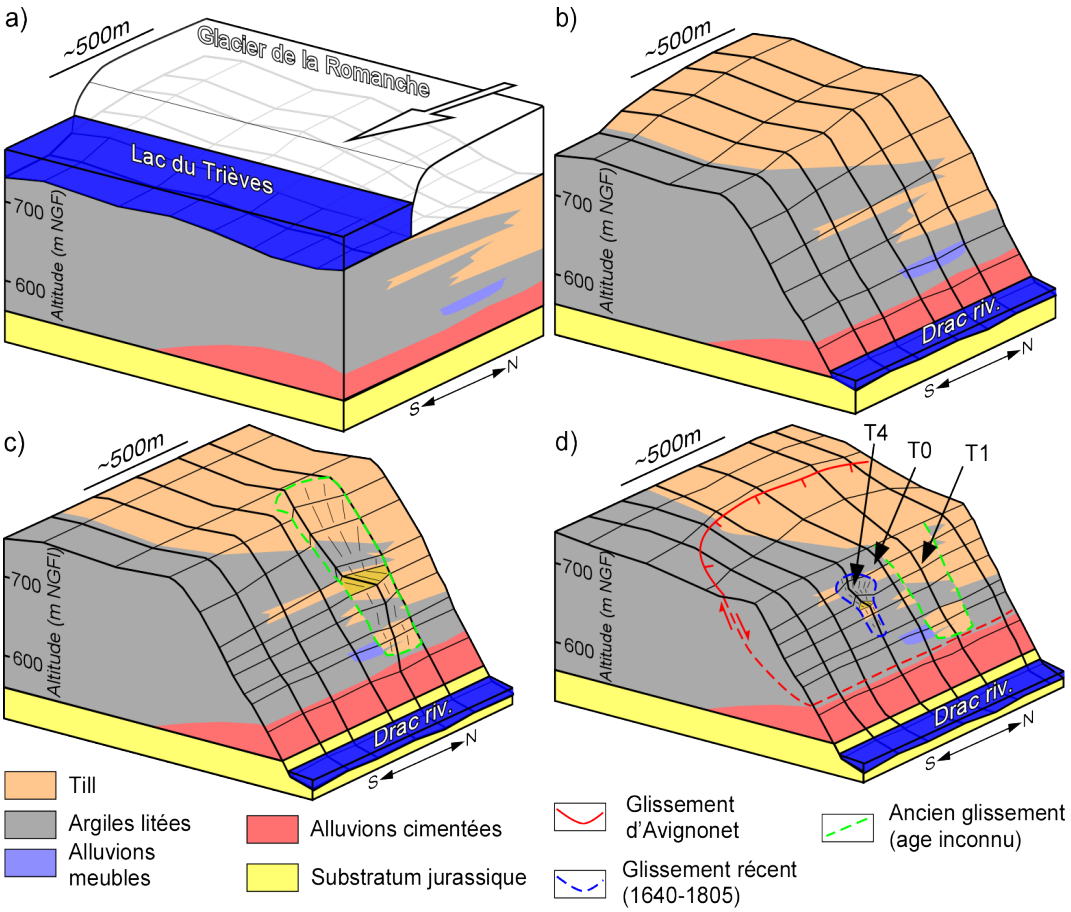


Figure 4. Scenario d'évolution probable du glissement d'Avignonet depuis le dernier maximum glaciaire. a) Situation durant le dernier maximum glaciaire; b) Situation après le retrait définitif du glacier. c) Glissement de rejet vertical 70 m (date inconnue). d) Mouvement vertical de 28 m à la fin du Petit-Âge Glaciaire (1640-1805) et situation actuelle. Quelques forages ainsi que les limites du glissement sont indiqués.

6. Conclusions

Dix forages ont été traités en parallèle d'observations de terrain pour établir un modèle géologique et géotechnique du glissement d'Avignonet en Isère. Les sondages destructifs ont pu être valorisés en calculant l'indice de Somerton qui fournit une résistance mécanique. Des essais simples (résistance au cisaillement et à la compression) ont été conduits sur les carottes à l'aide d'outils de poche. Il a été possible de retrouver les différentes unités lithologiques (till, argiles glacio-lacustres, alluvions grossières) mais également d'identifier des zones fortement remaniées qui ne présentent plus de gradient de compaction sédimentaire. Ces résultats montrent la pertinence des paramètres de forage dans ce contexte géologique précis.

Toutefois, il s'est avéré que les datations sont un paramètre crucial pour comprendre l'histoire du site, notamment pour pouvoir expliquer, par exemple, l'absence de continuité latérale des couches localement. Les résultats obtenus suggèrent une grande complexité lithologique du site, de par l'histoire climatique mais également de par l'activité multi-phasée du glissement. De manière plus générale, cette étude montre l'intérêt d'une approche multi-paramètres pour mieux contraindre les contextes géologique et géotechnique des glissements de terrain situés dans des formations paraglaciaires quaternaires.

7. Références

Antoine, P., Giraud, A., and Montjuvent, G. (1981) Les argiles litées du Trièves (Isère) ; conditions de gisement et exemples de propriétés géotechniques. *Bulletin de la Société Géologique de France*, 7, XXIII, 117-127.

Bartetzko, A., and Kopf, A.J. (2007) The relationship of undrained shear strength and porosity with depth in shallow (< 50 m) marine sediments. *Sedimentary Geology*, 196, 235-249. doi:10.1016/j.sedgeo.2006.04.005

Bièvre, G., and Crouzet, C. (2021) Multi-proxy analysis of boreholes in remolded Quaternary paraglacial deposits (Avignonet landslide, French Western Alps). *Engineering Geology*, 286, 106073. doi:10.1016/j.enggeo.2021.106073

Bièvre, G., Jongmans, D., Winiarski, T., and Zumbo, V. (2012) Application of geophysical measurements for assessing the role of fissures in water infiltration within a clay landslide (Trièves area, French Alps). *Hydrological Processes*, 26, 2128-2142. doi:10.1002/hyp.7986

Laudanski, G., Reiffsteck, P., Tacita, J.L., Desanneaux, G., and Benoît, J. (2013) *Experimental study of drilling parameters using a test embankment*. In: Coutinho, R.Q., and Mayne, P.W. (Ed.), *Geotechnical and Geophysical Site Characterization 4*, Taylor & Francis, London, England.

Lorier, L., and Desvarreux, P. (2004). Glissement du Mas d'Avignonet, commune d'Avignonet. *Proceedings of the workshop Ryskhydrogeo, Program Interreg III, La Mure (France)*.

Monjuvent, G. (1973) La transfluence Durance-Isère. Essai de synthèse du Quaternaire du bassin du Drac (Alpes françaises). *Géologie Alpine*, 49, 57-118.

Somerton, W.H. (1959) A laboratory study of rock breakage by rotary drilling. *Petroleum Transaction, AIME*, 216, 92-97.

COMPARAISON ENTRE ESSAIS DE PLAQUE ET DYNAPLAQUE : EXPERIMENTATIONS EN CONDITIONS MAITRISEES

DIFFERENCE BETWEEN PLATE BEARING TEST AND DYNAPLAQUE: ASSESSMENT OF EXPERIMENTS UNDER CONTROLLED CONDITIONS

Yasmina BOUSSAFIR[1], Delphine JACQUELINE[2], Guillaume VOISIN[2]
[1] *Université Gustave Eiffel, Département GERS, laboratoire Sols Roches Ouvrages géotechnique, campus de Marne-la-Vallée, France*
[2] *Cerema Normandie-Centre, Département Géosciences Infrastructures / Groupe Centre d'Expérimentations et de Recherche, Rouen, France*

RÉSUMÉ – Le Cerema de Rouen a mené plusieurs campagnes « d'essais croisés » permettant de statuer sur les différences pouvant exister entre un essai de portance réalisé à la plaque et l'essai à la Dynaplaque. Les résultats montrent que les valeurs sont statistiquement similaires. Les écarts de mesures pouvant être constatés en un point de mesure, sont le résultat des variations d'état hydrique ou de caractéristiques du matériau.

ABSTRACT – The Cerema at Rouen has conducted several "cross-testing" campaigns to determine the differences that may exist between a traditional plate loading test carried out with a plate and the Dynaplaque test. The results show that the values are statistically similar. The differences in measurements that can be observed at a single measurement point are the result of variations in the water content and/or characteristics of the material.

1. Introduction

Dans les projets de construction d'infrastructure, les terrassements modifient la forme du terrain naturel et s'achèvent sur la réalisation d'une surface spécifique dénommée plateforme. Cette plateforme permet ensuite la construction d'une superstructure, que ce soit une structure de chaussée, une voie ferrée, un bâtiment, etc. La réalisation de cette plateforme fait appel aux règles de l'art pour sa réalisation, règles qui sont consignées entre autre dans le Guide de réalisation des remblais et des couches de forme (LCPC-Sétra, 1992), notamment pour la partie dimensionnement et compactage des ouvrages routiers, et dont les éléments ont été repris dans la normalisation (NF P 98-086, AFNOR, 2019). Des règles similaires sont publiées dans le document technique unifié DTU 13-3 (AFNOR, 2005), spécifique aux plateformes et dallages industrielles, ou dans des référentiels techniques spécifiques comme par exemple ceux de RFF et/ou SNCF.

La caractérisation finale de la plateforme cumule plusieurs objectifs :

- des objectifs à court terme (CT) nécessaires à la bonne exécution des travaux;
- des objectifs à la fois à court et à long terme pour résister par exemple au gel ou à l'eau ;
- et des objectifs à long terme (LT), utilisés pour le dimensionnement.

La notion de portance est transverse à ces objectifs car elle intervient pour caractériser les besoins de chaque étape de la vie de l'ouvrage.

Cette notion de portance prend souvent le pas sur l'ensemble des objectifs recherchés au moment de l'exécution de la plateforme. En effet, très souvent fixée contractuellement dans les marchés travaux, elle traduit à la fois les objectifs de dimensionnement (long terme) mais également les objectifs de réception des travaux (court terme). Et dans les éléments qui reviennent souvent en débat figurent en bonne place, le choix des outils pour mesurer le module de déformabilité qui reflète la « portance » ainsi recherchée.

Bien que normalisés, les essais de type Dynaplaque ou essais à la plaque font souvent l'objet d'essais croisés sur chantier pour procéder à des phases de validation des mesures. Réalisés en conditions de chantier, et souvent sur la base de protocoles d'essais très sommaires, il peut en ressortir certaines idées mettant en cause la fiabilité des mesures et des outils utilisés.

Pour trancher définitivement sur ces questions, l'Université Gustave Eiffel et le Cerema, à l'époque respectivement du LCPC, du CER de Rouen et du Sétra, se sont donnés les moyens de deux campagnes d'essais croisés entre différents matériels, en 2005 puis en 2010, dont les résultats n'ont jamais été rendus publics et sont présentés ici.

2. Les essais de portance

2.1. La problématique de chantier

Il existe plusieurs matériels normalisés et non normalisés permettant de mesurer le module de déformabilité, aussi appelé portance des sols en place. Le plus ancien est l'essai statique à la plaque (NF P94-117-1, AFNOR, 2000), dont de nombreuses déclinaisons existent, notamment en Europe, faisant varier le protocole de chargement, le diamètre de la plaque et les formules (Tableau *1*).

Tableau 1. Comparaison des diamètres et des formules de calcul du module de déformabilité E en Europe (communication T. Lambert, Afnor, 2021)

France	Allemagne	Autriche	Espagne	Norvège
D = 600 mm	D= 300, 600 et 762 mm	D = 300, 600 et 762 mm	D= 300, 600 et 762 mm	D = 300 mm
$EV_2 = \frac{\pi}{4}(1-\nu^2)\frac{p.D}{z_2})$	$E_V = 1{,}5.r.\frac{1}{a_1 + a_2.\sigma_{0_{max}}}$	$E_V = \frac{0{,}75.D.\Delta_\sigma}{\Delta_S}$	$E_V = 1{,}5.r.\frac{\Delta_\sigma}{\Delta_S}$	$E = 0{,}75.\frac{\Delta_p}{\Delta_S}.D$
Pologne	Roumanie	Royaume-Uni	Suède	Suisse
D = 300 mm	D = 300 mm	D = 300 mm (argile) et 5D (matériau granulaire)	D = 300, 600 et 762 mm, mini 4D	D = 298,5 mm avec D < 100 mm
$E = \frac{3\Delta_p}{4\Delta_S}.D$	$E_V = \frac{\pi.D}{4}.\frac{\Delta_\sigma}{\Delta_S}.(1-\upsilon^2)$	$q = \frac{\frac{W_e.9{,}81}{1000} + P}{A}$	$E_V = 1{,}5.r.\frac{1}{a_1 + a_2.\sigma_{1_{max}}}$	$E_V = 0{,}75.\frac{\Delta_{\sigma_i}}{\Delta_{S_i}}.D$

Dans tous les cas, le module ainsi déterminé est celui qui a servi de référence pour le dimensionnement des structures de chaussées (Gressin, 1965).

Plutôt long et fastidieux à réaliser, des recherches conduisent à concevoir des matériels plus ergonomiques et rapides. Cela a conduit au développement d'essais dynamique tels que la Dynaplaque I (Benoit et Schaeffner, 1982) puis II (Chassaing et al., 1995) (NF P94-117-2, AFNOR, 2004), le Portancemètre (LCPC, 2007) mais aussi la mini-plaque légère d'origine allemande (Cerema, 2018). L'élargissement de la gamme de matériels disponible a finalement conduit à une certaine confusion, d'autant que certains matériels font appel à une sollicitation statique pour mesurer le module de déformabilité alors que d'autres sont basés sur une sollicitation dynamique ; certains matériels sont exclus pour la réception de certains matériaux avec des gammes de module élevés (ex. de la Dynaplaque I au-delà de 100 MPa et en autre avec des matériaux traités au liant hydraulique). Cette confusion a conduit l'administration à rédiger une note spécifique pour présenter l'ensemble des outils disponibles et aider au choix au moment de la réception des plateformes (Cerema, 2018).

Néanmoins la pratique d'essais croisés entre différents matériels sur chantier est encore pratiquée, par manque de confiance dans les résultats et parce qu'elle est encouragée par certains référentiels tels que le DTU13-3 (AFNOR, 2005). La conduite de plusieurs expérimentations en conditions maîtrisées à l'échelle 1, entre plaque et Dynaplaque, a permis de statuer sur les différences mesurées sur chantier.

2.2. La portance des matériaux en laboratoire extrapolée à la portance de chantier

Il convient, avant d'aborder les résultats de modules obtenus sur planche en vraie grandeur, d'évoquer en parallèle la question de la mesure du module en laboratoire. C'est une question scientifique qui a beaucoup fait réfléchir les chercheurs mais qui a peu fait écrire dans les domaines du terrassement, ce qui ajoute aussi à la difficulté d'apporter des réponses claires aux situations de chantier.

2.2.1. Qu'est-ce qu'un module ?

Le module correspond au rapport d'une contrainte par une déformation d'un matériau sous l'effet d'une contrainte que ce soit par un essai en compression simple, un essai œdométrique, un essai pressiométrique, etc. Il s'interprète dans un graphe reliant la déformation à la contrainte exercée où la pente de cette droite ainsi obtenue correspond au module. Par convention, on peut définir soit un module sécant (c'est-à-dire sur une droite interceptant la courbe mesurée à une valeur de déformation fixée arbitrairement, par exemple à 50% de la déformation maximale) soit un module tangent (c'est-à-dire, sur une partie de droite tangente à la majeure partie de la courbe mesurée, par exemple, le module élastique de la courbe).

La valeur du module (au sens large) dépend de l'ordre de grandeur de la sollicitation. Pour des gammes de sollicitations très petites comme en géophysique (inférieure au micromètre) les déformations sont également petites et les modules sont très élevés, d'un à plusieurs milliers de MPa. À l'inverse, sur un chantier, les valeurs mesurées sur un sol compacté seront inférieures au centimètre en réponse à des sollicitations très grandes supérieures à la tonne. Les modules ainsi évalués sont beaucoup plus petits et compris entre une dizaine et une centaine de MPa (Borel et Reiffsteck, 2006).

2.2.2. Le module évalué en laboratoire

Il existe de nombreux moyens d'évaluer les modules en laboratoire (Combarieu, 2006 ; Borel et Reiffsteck, 2006). Néanmoins aucun ne permet d'appréhender parfaitement le module nécessaire au dimensionnement de chaussée. Le seul essai reconnu par la profession est l'indice portant immédiat (IPI) et l'indice CBR (NF P94-078, AFNOR, 1997). Cependant les effets d'échelle et les critères de sélection des matériaux limités à des D_{max} < 20 mm, rendent délicate l'extrapolation du résultat à une valeur de chantier. Il existe quelques formules récapitulées dans le Tableau 2, qui permettent de situer les ordres de grandeur. Signalons cependant, que le CBR dans le référentiel routier est souvent obtenu sur des matériaux compactés à l'OPM, que l'IPI est un résultat obtenu sur une éprouvette compactée à l'OPN, et qu'il est rarement précisé l'état hydrique ou le taux de compactage utilisé, même s'il s'agit souvent d'essais réalisés à l'optimum.

2.2.3. Le module évalué sur chantier

On parle ici des modules EV_2 (mesuré à la plaque) et E_{DYN} (mesuré à la Dynaplaque).
Dans le cas d'un empilement de couches de nature différente (et donc non homogènes), il n'est pas possible de mesurer le module d'Young de chaque couche à l'aide des essais de chantier (plaque, Dynaplaque). En effet, ces essais sont basés sur l'application d'une charge en surface ; ils mesurent donc un module moyen des couches sous-jacentes sur une profondeur dépendant de la charge et de la surface d'application. On parle alors de module de déformation.

Les matériels testés dans le cadre de cette étude sont tous normalisés et peuvent être contrôlés voire étalonnés. Ils permettent ainsi d'évaluer la portance de différentes manières.

L'essai à la plaque est un essai statique qui évalue après deux chargements lents sur une plaque indéformable de 600 mm de diamètre, le module du sol EV_2.

La Dynaplaque II procède à un chargement dynamique du sol et mesure après trois rebonds successifs d'une masse reproduisant la contrainte d'un demi-essieu de 13 tonnes, le module de déformation E_{DYN2}.

Tableau 2. Relations existantes dans la littérature donnant les ordres de grandeur entre valeur de CBR (ou IPI) et module de déformabilité

CBR (%)	Relation E/CBR	Référence	Module approximatif E (MPa)
Indifférent	E = 3 × IPI	*Cuinet et Gress, 2016*	
0 à 5	E = 10 × CBR	*2012, Austroads part.2*	CBR = 5 → E = 50MPa
5 à 20	$E = 17,6 (CBR)^{0,64}$	*2006, DMRB Design Manual for roads and Bridges – Highways Agency, Vol 7*	CBR = 10 → E = 77 MPa
20 à 24	E = 120	*DMRB Design Manual for Roads and Bridges - Highways Agency, Vol.7*	E = 120
24 à 30	E = 5 × CBR	*2000, Catalogue de dimensionnement des chaussées neuves de l'organisme national de contrôle technique des travaux publics, Algérie*	CBR = 30 → E = 150 MPa CBR = 50 → E = 250 MPa CBR = 80 → E = 400 MPa

La pratique de chantier a souvent montré des différences lorsqu'on met côte à côte les deux appareils sur une même plateforme. Dans sa revue littéraire, Gressin (1965) montre ainsi que le résultat des essais de portance est très dépendant de la surface sollicitée, de la contrainte appliquée, de la vitesse de chargement et du nombre de cycles réalisés. La procédure de qualification de la Dynaplaque a permis de valider l'équivalence entre le module EV_2 et le module E_{DYN2} en respectant leurs protocoles de mesure respectifs.

Certaines valeurs de module sont très fréquemment demandées sur chantier comme par exemple 50, 80 ou 120 MPa qui correspondent respectivement aux limites basses des classes de plateformes PF2, PF2qs et PF3.

Figure 1. Essai de plaque (à gauche) et essai à la Dynaplaque II (à droite)

2.2.4. Construire une planche à module de déformabilité maîtrisé

Mener une campagne d'essais croisés entre plaque et Dynaplaque suppose de disposer d'une planche de référence, sur laquelle le module pouvait être défini avant le passage des engins. Les éléments précédents portés à la connaissance du lecteur ont montré l'extrême difficulté de maîtriser ces modules, tant en laboratoire que sur chantier. Seul un matériau de type élastomère permettrait de maîtriser exactement le module quel que soit l'échelle d'observation. Cela n'étant pas possible pour des raisons budgétaires, il a été fait le choix de constituer une planche avec des matériaux naturels (Jacqueline, 2006 ;

Froumentin, 2010). Trois planches ont donc été compactées avec un sable 0/10mm classé B2, et une grave 0/31,5mm classée B4, tous deux issus de carrière (Tableau *3*).

Tableau 3 : caractéristiques des matériaux utilisés pour les planches d'essais du CER

		% 80µm	VBS (g/100g)	ρ_{dOPN} (t/m^3)	w_{OPN} (%)	IPI OPN
B2	0/10mm	10%	0,96	1,88	10,1%	24
B4	0/31,5mm	8%	0,75	1,96	8,3%	81

Ces deux matériaux ont été mis en œuvre à l'aide d'un compacteur vibrant monocylindre classé VM4, en deux couches de 40 (planche dyn) ou 50 cm d'épaisseur (planche dyn/plaque) et à des états hydriques différents pour aboutir aux gammes de module recherchées (Tableau 4). Le contrôle de la mise en œuvre a été fait selon le guide GTR92, en respectant le rapport Q/S[1] correspondant au matériau, mais également par mesure des teneurs en eau et des masses volumiques in situ au gamma-densimètre GPV25/40.

Tableau 4 : caractéristiques des trois planches d'essais croisés à la Dynaplaque

Planche	Matériau	Etat hydrique	Teneur en eau cible	IPI cible
50 MPa	B2	Moyen (w_{OPN} + 0,3%)	w = 10,4%	20
80 MPa	B2	Sec (w_{OPN} - 4,3%)	w = 5,7%	50
120 MPa	B4	Moyen (w_{OPN} - 0,4%)	w = 7,9%	80

Les différents matériels d'essais ont été ensuite testés selon un plan de mesure évitant de faire 2 mesures au même endroit, dans l'axe longitudinal de chaque bande de compactage et en respectant un espacement minimum d'1,60 m entre chaque point.

3. Mesures obtenues

Afin de disposer d'un échantillon suffisamment représentatif d'un point de vue statistique, 10 à 12 points par planche et par essai, ont été pratiqués. Chaque Dynaplaque a réalisé au moins 8 mesures sur chaque planche. La détection des valeurs aberrantes a été menée à l'aide du test de Dixon. Ces valeurs ont été écartées ou reprises en décalant l'essai associé. Les corrélations obtenues ont ensuite été discutées : la qualité de la corrélation a été jugée par comparaison du coefficient de corrélation R^2 avec les valeurs de la table de distribution de ce coefficient. Pour chaque planche, la moyenne et l'écart type pour chaque outil a été calculé. L'incertitude U a été ensuite obtenue en multipliant l'écart-type par k=2. Les calculs des écarts types de répétabilité et de reproductibilité selon les normes ISO 5725, ISO 2854 et ISO 3301 ont été approuvés par un métrologue qualifié.

3.1. Résultat des essais croisés à la Dynaplaque

Neuf Dynaplaques II du Cerema ont été testées sur les trois planches (Froumentin, 2010). Toutes avaient été au préalable étalonnées au CECP d'Angers. Les résultats présentés dans le Tableau *5* montrent qu'en moyenne, les Dynaplaques permettent de restituer assez bien la valeur de module espérée, mais qu'à l'évidence, la dispersion des mesures est très élevée, notamment pour la planche de 50 MPa. Nous l'avons interprété comme le signe que la qualité du corps d'épreuve a une réelle importance sur la conduite d'essais croisés.

L'exploitation de l'ensemble des données a permis de montrer qu'un nombre significatif de mesures restitue une valeur moyenne de module proche de la valeur attendue. Elle met

[1] *Q/S = volume Q de matériau mis en œuvre rapporté à la surface S compactée (GTR92). Ce rapport est fonction du matériau, de l'état hydrique, du matériel utilisé et de l'objectif recherché.*

par contre l'accent sur le fait qu'une mesure individuelle ou qu'une série de mesures limitées, ne permet pas d'estimer correctement la portance : l'étendue des résultats d'essais pour chaque matériel et pour tous les matériels confondus est en effet très importante (Tableau 5).

Tableau 5 : synthèse des résultats de mesure à la Dynaplaque (moyenne et incertitude)

valeur cible	valeur moyenne de portance	incertitude U calculée (MPa)	Etendue des mesures
50 MPa	58,5 MPa	44,9	De 20 à 110 MPa
80 MPa	94,5 MPa	27,9	De 50 à 130 MPa
120 MPa	113,2 MPa	37,9	De 50 à 160 MPa

L'incertitude évaluée au cours de ces essais semble représentative des dispersions constatées sur chantier. Ainsi, l'incertitude U calculée sur la planche à 50 MPa est de 44,9 MPa, ce qui est l'ordre de grandeur du module recherché. Elle est ensuite de 27,9 MPa pour la planche à 80 MPa et de 37,9 MPa pour la planche à 120 MPa.

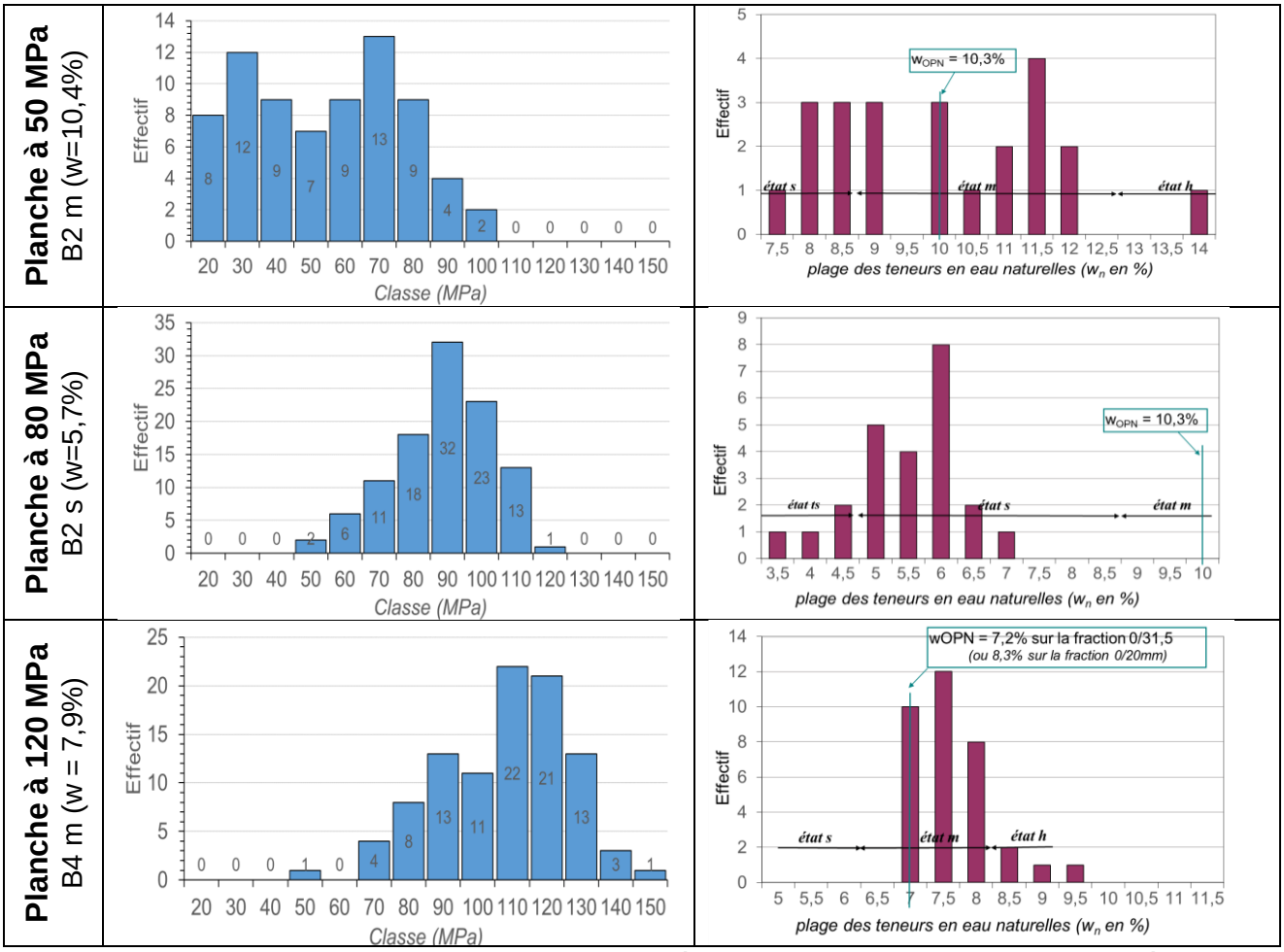


Figure 2. Dispersion des mesures de portance (à gauche) et des teneurs en eau (à droite) pour les trois planches d'essai à 50, 80 et 120 MPa.

L'analyse conjointe des teneurs en eau et des valeurs mesurées (*Figure 2*) montre qu'il existe une relation entre la plage de variation des teneurs en eau de surface et les mesures de portance obtenue. À l'évidence, même en conditions maîtrisées, un matériel de mesure identique enregistre la dispersion naturelle du module des matériaux en lien avec son état hydrique.

3.2. Résultats des essais comparatifs plaque-Dynaplaques

Les matériaux B2 et B4 ont permis de constituer 7 autres planches d'essai pour tester conjointement l'essai de plaque avec une Dynaplaque I et une Dynaplaque II (Jacqueline, 2006). Les planches d'essais devaient permettre de tester les portances suivantes : (A) et (B) 30 MPa, (D) et (Dbis) 70 MPa, (F) (Fbis) et (Fter) 100 MPa. Les résultats obtenus avec les trois matériels sur les 7 planches sont reportés sur la Figure 3.

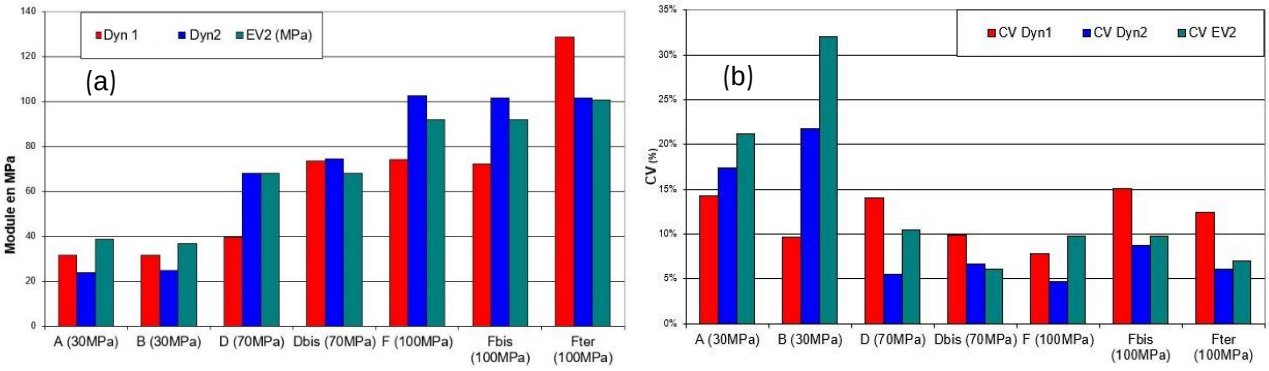


Figure 3. (a) Mesures obtenues à la Dynaplaque I (rouge), Dynaplaque II (bleu) et à la plaque (vert) et (b) les coefficients de variation des 3 matériels sur les 7 planches d'essais

Les résultats montrent nettement que les 3 matériels restituent les mêmes ordres de grandeur de portance sur chacune des planches testées, avec des coefficients de variations plutôt élevés, surtout dans les portances faibles. Le coefficient de variation a été calculé en rapportant l'écart-type à la valeur moyenne (en %).

Dans la gamme de portance de 30 MPa, la plaque restitue des valeurs plus élevées qu'à la Dynaplaque mais elles sont associées à des coefficients de variation également plus grands. L'état hydrique humide des matériaux a une forte incidence sur leur portance et explique très probablement ces variations.

Sur les planches de modules supérieurs à 70 MPa, les coefficients de variations sont beaucoup plus faibles. Les états hydriques moyens et secs ont moins de répercussion sur la dispersion des mesures. Les portances mesurées à la Dynaplaque II et à la plaque sont très similaires. La Dynaplaque I est clairement en limite de mesure vers 100 MPa et a, de manière générale, un coefficient de variation supérieur aux autres engins.

4. Conclusions et recommandations

La campagne d'essais croisés entre neuf Dynaplaques II, et entre Dynaplaques I et II et essais à la plaque sous un hall d'essai et dans des conditions rigoureusement maîtrisées au Cerema de Rouen a permis de mettre en évidence plusieurs enseignements sur ces matériels.

La première conclusion est que même en conditions d'essais rigoureusement contrôlées, la dispersion des mesures obtenues sur tous les engins confondus, est en règle générale très élevée. Cette dispersion est à mettre en relation avec la variabilité du corps d'épreuve réalisé en matériau naturel, dont le module intrinsèque dépend intimement de sa teneur en eau. Les écarts de mesure obtenues sont à mettre en relation avec la variation d'état hydrique et non pas avec le type d'outil utilisé pour l'essai. Quel que soit l'outil, que ce soit à la plaque ou à la Dynaplaque les écarts sont représentatifs de la variation du corps d'épreuve, et ceci d'autant plus que le matériau est sensible à l'eau et que les teneurs en eau *in situ* varient grandement.

Le Cerema et l'Université Gustave Eiffel recommandent ainsi d'éviter les campagnes d'essais croisés sur chantier, surtout sans maîtrise parfaite du corps d'épreuve et sans analyse statistique robuste. Ils invitent à faire confiance aux résultats des appareils de

mesure quels qu'ils soient, dès lors qu'ils sont suivis strictement d'un point de vue métrologique et que la procédure d'essai suit la norme *ad hoc*.

Le Cerema dans sa note administrative de 2018, a fort justement recommandé l'usage d'un seul type d'appareil (au choix) pour réceptionner les plateformes, et en contrepartie, de multiplier les mesures pour obtenir un nombre significatif de valeurs représentant la portance moyenne *in situ*. La recherche des points faibles sur la plateforme doit être associée à l'identification du matériau au droit de la mesure, comprenant sa caractérisation géotechnique et son état hydrique.

5. Références bibliographiques

AFNOR (1997). NF P94-078. Sols : Reconnaissance et essais Indice CBR après immersion - Indice CBR immédiat - Indice Portant Immédiat Mesure sur échantillon compacté dans le moule CBR

AFNOR (2000). NF P 94-117-1 : *Portance des plates-formes - Partie 1 : Module sous chargement statique à la plaque (EV2).*

AFNOR (2004). NF P 94-117-2 : *Portance des plates-formes - Partie 2 : Module sous chargement dynamique.*

AFNOR (2005). DTU 13-3 Dallages. Conception, calcul et exécution. Partie 1 : Cahier des claises techniques des dallages à usage industriel ou assimilé.

AFNOR (2019). NF P 98-086. Dimensionnement structurel des chaussées routières - Application aux chaussées neuves.

Benoit J et Schaeffner M. (1982). La Dynaplaque. Bull. liaison Labo P. et Ch. 122 nov.-déc. 1982. réf.2764. pp.61-72.

Borel S. et Reiffsteck P. (2006). Caractérisation de la déformabilité des sols au moyen d'essais en place. Etudes et Recherches des LPC. GT81. LCPC. 132 pages.

Catalogue de dimensionnement des chaussées neuves de l'organisme national de contrôle technique des travaux publics (2000). Algérie

Chassaing P., Corte J., Froumentin M., Schaeffner M. (1995). La Dynaplaque 2 - Etude d'un nouveau matériel. Bull. Liaison des Lab. P. et Ch. 135. pp.3-13.

Cerema (2018). Méthodologie de réception en portance des plateformes. Note d'Information n°1. https://www.cerema.fr/fr/centre-ressources/boutique/methodologie-mesure-portance-plates-formes

Combarieu O. (2006). L'usage des modules de déformation en géotechnique. Revue Française de Géotechnique n°114, 1er trimestre 2006, pp.3-32

Cuinet J.-M. et Gress J.-C. (2016). Progrès dans l'estimation du taux de réemploi des sols de déblai et dans celle de la portance des sols de fondation en remblai. Journées Nationales de Géotechnique et Géologie de l'ingénieur. Nancy

Highways Agency (2006). DMRB Design Manual for roads and Bridges. Vol 7, section2, Part 3 HD 26/06+Part1 – trafic assessment – HD 24/06

Gressin J.-C. (1965). Etude bibliographique commentée des essais de plaques sur massifs semi-indéfinis, effectués dans divers pays. Bull. liaison Labo. Routiers, Spécial B, Essais de plaques et mécanique des chaussées, pp.63-104

Froumentin M. (2010). Rapport d'étude sur les essais croisés des Dynaplaques 2 mlpc, Rapport technique CER. 48 pages.

Jacqueline D. (2006). Comparaison Dynaplaque 1 et Dynaplaque 2. Rapport technique CER. 125 pages.

LCPC-SETRA (1992). Réalisation des remblais et des couches de forme. Guide Technique. Fascicule 1 et 2. Ré-édition en 2000.

LCPC (2007). Portance des plates-formes : mesure du module en continu par le Portancemètre. Guide Technique.

LES ENJEUX ET ATOUTS DES SOLUTIONS NUMERIQUES POUR LA GESTION DES DONNEES D'INSPECTION GEOTECHNIQUE

THE CHALLENGES AND ADVANTAGES OF NUMERICAL SOLUTIONS FOR THE MANAGEMENT OF GEOTECHNICAL INSPECTION DATA

Nathalie CONIL[1], Catherine PINON[1], Regis TOUSSAINT[1], Emmanuelle KLEIN[1]
[1] *Institut national de l'environnement industriel et des risques – Ineris, France*

RÉSUMÉ – Cet article présente une solution numérique de collecte et de gestion des données d'inspection géotechnique en souterrain. Cette étude fait suite à un travail de standardisation des observations et à la création d'un modèle numérique de fiche de dégradation. Les données sont maintenant centralisées et exploitables par le portail de web e.cenaris.

ABSTRACT – This paper presents a digital solution for collecting and managing underground geotechnical inspection data. This work required to standardize the data and led to create of a digital record template. The geotechnical inspection data is now centralized and exploitable by the e.cenaris web portal.

1 Introduction

Bien qu'on ne puisse l'assimiler à une mesure au sens strict du terme, l'inspection visuelle périodique d'un site souterrain est la méthode de surveillance la plus déployée, lorsque les cavités sont accessibles avec des conditions de sécurité acceptables. Elle a pour objectif d'identifier et de suivre les dégradations géotechniques, les mouvements (chutes de blocs, éboulements localisés) et déplacements (fissures) majeurs et visibles au sein de l'ouvrage souterrain et de prescrire des travaux de mise en sécurité quand cela est nécessaire (Figure 1). Jusqu'à récemment, la restitution de ces inspections était principalement réalisée au travers de comptes-rendus de visite listant et détaillant les observations et les prescriptions associées.

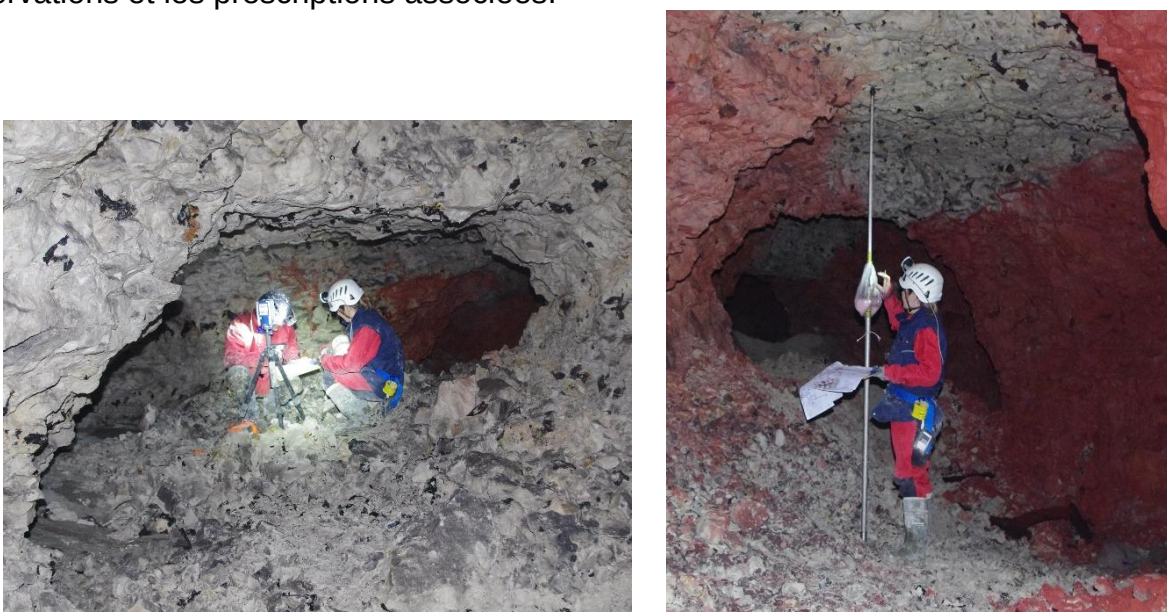


Figure 1. Inspection visuelle d'une carrière souterraine, Crédit Ineris

Pour faciliter la gestion et le suivi de ces relevés visuels directs et les combiner facilement à d'autres données collectées (par exemple des photographies, des levés par drone pour caractériser des zones inaccessibles, voire d'autres données instrumentales

disponibles), l'Ineris a engagé en 2020 une évolution de son infrastructure dédiée à la mise en œuvre de solutions de surveillance globale de mouvements de terrain, et de son portail sécurisé de web-monitoring e.cenaris (https://cenaris.ineris.fr).

Cet article présente cette évolution qui a nécessité au préalable une mise à plat des indicateurs de suivi des indices de dégradations géotechniques, en matière de référencement, datation et description pour factualiser l'observation et la rendre répétable quel que soit l'intervenant. Sur la base de ce référentiel d'inspection unique, un modèle de fiche numérique a ensuite été défini. Les fiches de dégradation sont maintenant renseignées in situ au moyen d'un site web mobile et sont consultables et éditables via le portail web e.cenaris. Celui-ci intègre également une fonctionnalité pour la représentation cartographique interactive des désordres identifiés. L'article se termine par une discussion autour du premier retour d'expérience de ces nouveaux outils qui simplifient le travail des géotechniciens et permettent d'uniformiser de manière simple les données d'inspection visuelle.

2 Inspections géotechniques - Rappels

L'inspection géotechnique permet de surveiller des cavités souterraines accessibles (Bennani et al., 2016) et visitables dans de bonnes conditions de sécurité et de salubrité. Elle repose sur la reconnaissance de visu des ouvrages et de leur environnement pour déterminer ou vérifier les emprises concernées (extensions des cavités, justesse des plans disponibles, contraintes d'accès ou d'utilisation, etc.) et identifier les configurations et facteurs (géologiques, hydrogéologiques, géométriques, environnementaux…) permettant de bien appréhender les phénomènes d'instabilité et leurs mécanismes initiateurs.

Au cours de l'inspection, différentes typologies de dégradations (fracturation du massif, venues d'eau, ruine des ouvrages, écaillages, chutes de blocs, etc.) peuvent être relevées puis leur évolution est suivie dans le temps dans le cadre d'inspections périodiques. Pour cela, le géotechnicien en charge de l'inspection documente et décrit méthodiquement, à chaque inspection, les dégradations ou indices d'instabilité repérés visuellement pour établir un diagnostic de stabilité de l'ensemble ou d'une partie du site et si besoin proposer des travaux de mise en sécurité localisés (confortement, boulonnage, purge etc.) ou des solutions de gestion du risque cavité à plus grande échelle (surveillance, traitement, délocalisation des enjeux…) en fonction de scénarios potentiels.

Souvent, ces inspections visuelles sont réalisées sur le terrain, au moyen de supports « papiers » (notes et plans annotés), accompagnés de photographies pour garder en mémoire la dégradation ou l'indice observé ; le tout étant réalisé dans des conditions assez difficiles et souvent peu adaptées (fort taux d'humidité et faible luminosité). Ces modalités de collecte supposent un important travail de consolidation et de mise au propre des observations en fin d'inspection pour aboutir à l'état des lieux géotechnique de l'ouvrage ainsi inspecté. Comme celui-ci est généralement présenté au travers d'une carte géotechnique qui illustre un avis circonstancié fourni à l'issue de l'étude, son élaboration nécessite aussi un travail de centralisation des données dans un Système d'Information Géographique (SIG).

3 La standardisation des données d'inspection : l'étape clé pour la gestion en base de données

3.1 Une nomenclature pour indexer les dégradations

Le suivi par relevés visuels nécessite que les signes évolutifs et les indicateurs mis en place soient répertoriés, datés et identifiés de manière systématique et de façon répétable. Cela permet de factualiser l'observation, de la partager auprès de différents

intervenants et de limiter le caractère subjectif de l'analyse de l'opérateur sur la dégradation d'une zone souterraine.

Il est courant que le suivi s'étale sur plusieurs années et mobilise, de ce fait, différents opérateurs. Ainsi, pour un même type de désordre, il n'est pas rare de trouver, dans les rendus, des dénominations différentes, rendant le travail d'analyse plus difficile à mener. Il est donc impératif, pour un suivi efficace, que les intervenants successifs parlent le même langage. Par ailleurs, c'est également vrai si on veut pouvoir comparer l'évolution de deux mêmes types d'ouvrage et bénéficier du retour d'expérience (REX) des inspections passées pour la compréhension des phénomènes.

Un travail d'homogénéisation de la désignation des désordres a donc été réalisé avec pour objectif que la dénomination de la dégradation puisse permettre d'identifier facilement le site surveillé et le type de désordre.

Il a ainsi été choisi d'utiliser un trigramme permettant facilement d'identifier le site, suivi du numéro de département et d'un numéro de secteur s'il y a lieu. Par exemple : le secteur n°1 de la carrière souterraine de Saint-Maximin (60) a pour appellation SMT6001.

Ensuite, une liste de types de désordres (Tableau 1) habituellement relevés dans les ouvrages souterrains a été définie. Pour chaque type de désordre, une définition précise a été associée ainsi qu'un trigramme adapté. Par exemple : une fissure mécanique a pour trigramme FIM. Ainsi, la première fissure mécanique relevée dans le secteur n°1 de la carrière de Saint-Maximin est notée : SMT6001_FIM_01.

Tableau 1. Liste non exhaustive des identifiants pour les levés issus des inspections visuelles

Type de dégradation	Identifiant	Type de dégradation	Identifiant
Bloc ou masse en surplomb	BSP	Fléchissement du toit	FLT
Chute de pierres ou blocs	CHB	Gonflement	GON
Chute de plaquettes	CHA	Instabilités dans la colonne d'un ouvrage vertical	ICO
Ciel tombé = chute de toit	CHT	Instabilités en tête d'un ouvrage vertical	ITE
Cloche de fontis = montée de voûte	FNT	Karst	KAR
Débourrage	DEB	Rouille/corrosion	ROU
Décollement de toit	DET	Rupture en diabolo	DBO
Diaclase = fracture naturelle	DIA	Rupture par cisaillement	CIS
Dièdre prédécoupé	DIE	Soufflage (poinçonnement du pilier)	POI
Ecaille décollée	ECD	Tassement/écrasement	TAS
Epaufrure/écaillage	ECA	Zone effondrée	ZEF
Faïençage du toit	EPA	Autre	AUT
Faille	FAI		
Fissure mécanique	FIM		

3.2 Une liste exhaustive des observations à collecter pour la restitution des inspections

Pour homogénéiser le travail de collecte et de restitution d'informations, on s'est ensuite attaché à lister et définir de manière exhaustive toutes les informations nécessaires au travail de l'expert.

Elles concernent d'abord toutes les caractéristiques de la cavité : sa localisation (adresse, coordonnées de l'accès, etc.), sa configuration (type de cavité, méthode d'exploitation, etc.), ses caractéristiques géométriques (hauteur des vides, dimension des piliers, etc.), ses particularités (profondeur, formations géologiques, ennoyages fréquents, présence de gaz, etc.). Elles concernent ensuite les observations relatives aux dégradations :

- la description de la dégradation : elle doit permettre de localiser la dégradation dans la cavité (coordonnées, au toit ou au parement ou au sol, etc.). Le type de désordre doit être clairement énoncé (faille, chute de bloc, etc.). On peut également dans le cas d'une fracture par exemple, préciser son orientation, son ouverture. Les facteurs aggravants, quand il y en a, doivent être listés ;
- les évolutions observées : elles doivent être claires pour l'ensemble des opérateurs, il faut avoir une idée précise des dates auxquelles elles ont été observées ;
- les actions préconisées : il s'agit des actions à mener pour traiter localement les dégradations, éventuellement en les priorisant.

Ce travail a été formalisé dans un tableur et a servi de données d'entrée aux développements qui ont été réalisés sur la structure de la base de données et le portail web e.cenaris.

4 Les évolutions du portail web e.cenaris

4.1 Présentation du portail

L'Ineris développe depuis de nombreuses années une infrastructure dédiée à la mise en œuvre de solution de surveillance globale des mouvements de terrain. Cette infrastructure intègre un système de gestion de base de données et un portail internet e.cenaris (https://cenaris.ineris.fr/) pour le partage sécurisé, global, systématique, rapide et fiable des données et métadonnées entre l'ensemble des acteurs d'un même projet de surveillance, et ce via différents outils (Figure 2) de visualisation interactifs (cartes 2D/3D, tableaux, graphes, etc.), d'édition et d'export des données (format pdf, .csv, etc.).

Chaque projet bénéficie d'une page de web-monitoring dédiée, paramétrée selon les besoins spécifiques du projet. L'accès se fait via un compte nominatif sécurisé et strictement personnel à l'aide d'un login et d'un mot de passe personnalisé.

4.2 Les fiches numériques de dégradation

Afin de simplifier la saisie des données d'inspection visuelle, il a été choisi de les présenter sous la forme de fiches (Figure 5) ; chaque fiche correspondant à une dégradation ou indice d'instabilité. Un formulaire, modifiable en ligne, permet non seulement la création de nouvelles fiches mais également le stockage et la modification des fiches déjà existantes. Conformément à la nomenclature définie précédemment, la numérotation des fiches se fait de manière automatique au moment de sa création. Il est possible à l'aide d'un filtre d'accéder facilement à la fiche recherchée.

Cette fiche comprend l'ensemble des informations listées précédemment. Un code couleur est automatiquement attribué à chaque fiche en fonction de la priorité des actions de traitement préconisées (rouge pour la priorité 1 la plus élevée et orange pour les fiches de priorité 2).

Ces modalités de gestion en base de données permettent, en plus, de conserver la chronologie des observations et les éventuelles actions de traitement, de consolider les données et de générer automatiquement des bilans et informations de synthèse. Par exemple, il est possible d'extraire l'ensemble ou une partie des données sous la forme de tableau(x) préformatés (par exemple des informations sur les dégradations de priorité 1)

dans un secteur donné et d'appliquer des filtres sur les données pour consulter et/ou éditer les données selon les besoins de l'utilisateur.

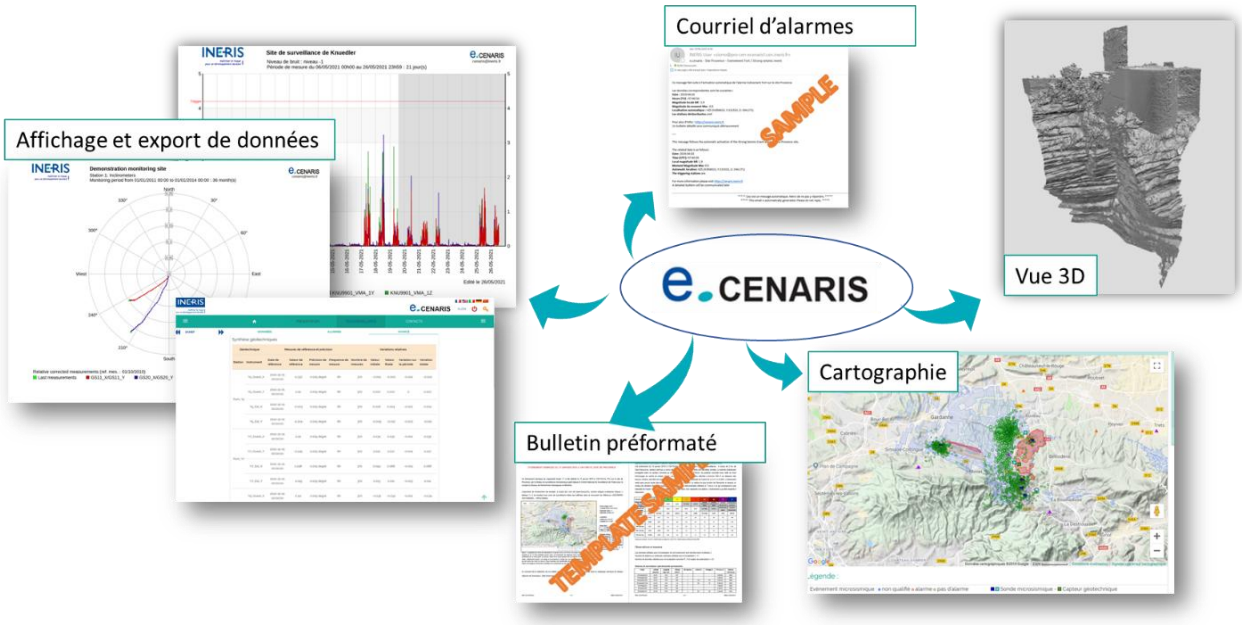


Figure 2. Les différentes fonctionnalités du portail web e.cenaris

4.3 La cartographie

Une fonctionnalité de cartographie permet de visualiser interactivement la position des dégradations. Elles sont représentées au moyen d'une pastille avec un code couleur qui rappelle la priorité de traitement ; les dégradations déjà traitées sont représentées avec une code couleur autre (en bleu ciel sur la Figure 3). En cliquant sur une dégradation du plan interactif, on accède à sa fiche.

Un exemple de carte interactive est donné sur la Figure 3.

5 L'inspection in situ à l'aide d'une tablette

Avec cette nouvelle solution numérique, la saisie des données en souterrain, la phase de « prise de notes », se fait dorénavant via un formulaire installé sur une tablette (Figure 4) qui a la particularité de fonctionner hors connexion internet. Ce formulaire permet de compléter les informations relatives à une dégradation in situ.

Ces données regroupent les caractéristiques des dégradations géotechniques identifiées lors d'inspections visuelles en cavité souterraine. Chaque dégradation est décrite selon un ensemble de champs qui permettent, de localiser la dégradation dans la cavité, et de la décrire aux moyens de différents indicateurs tels que son type (fontis, faille, fléchissement du toit), son extension en termes de volume et surface, la présence d'éventuels facteurs aggravants. Certains champs sont créés et/ou saisis automatiquement, comme l'identifiant des dégradations et la date et l'heure d'observation ; d'autres sont saisis au moyen d'un formulaire à choix multiples ; d'autres encore sont renseignés par des champs texte par l'opérateur. Le module de saisie des données intègre un correcteur orthographique et un contrôle de pertinence et/ou cohérence des données saisies (type, valeurs hors limites, etc.).

A noter qu'à chaque dégradation peuvent être associés des éléments connexes (métadonnées) de type photographie et vidéo.

A l'issue de l'inspection, dès la connexion internet rétablie, les données sont synchronisées avec la base centrale.

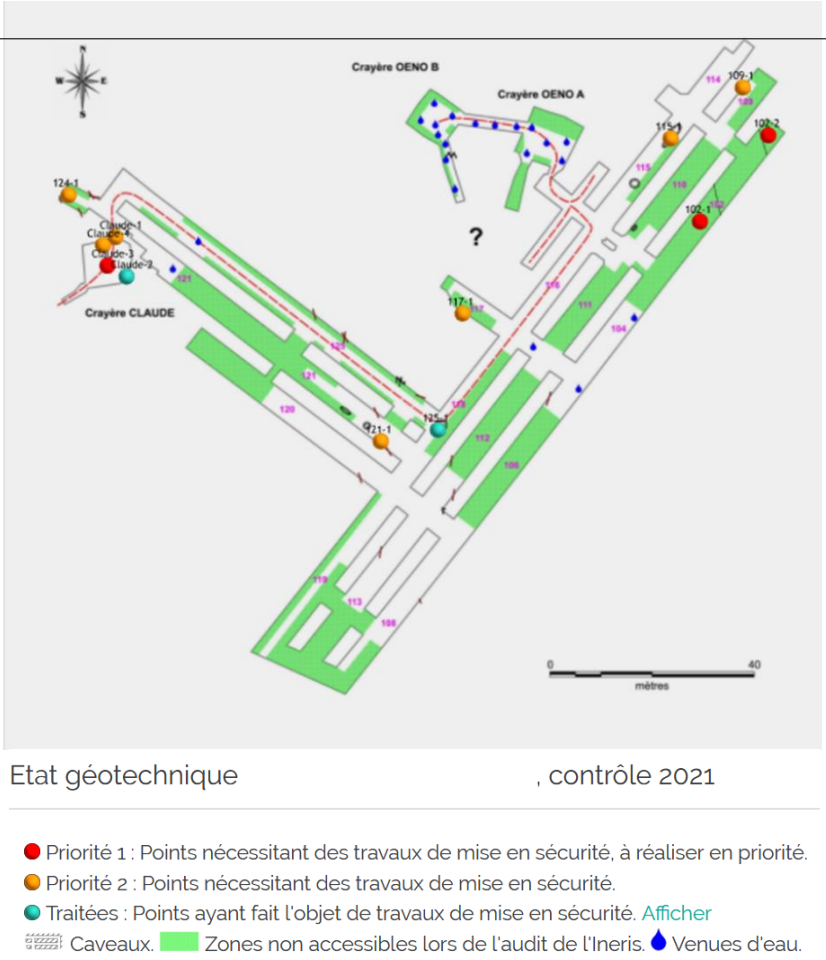


Figure 3. Carte interactive d'un site surveillé par inspection visuelle

Figure 4. Inspections géotechniques avec la tablette en mars 2020, Crédit Ineris

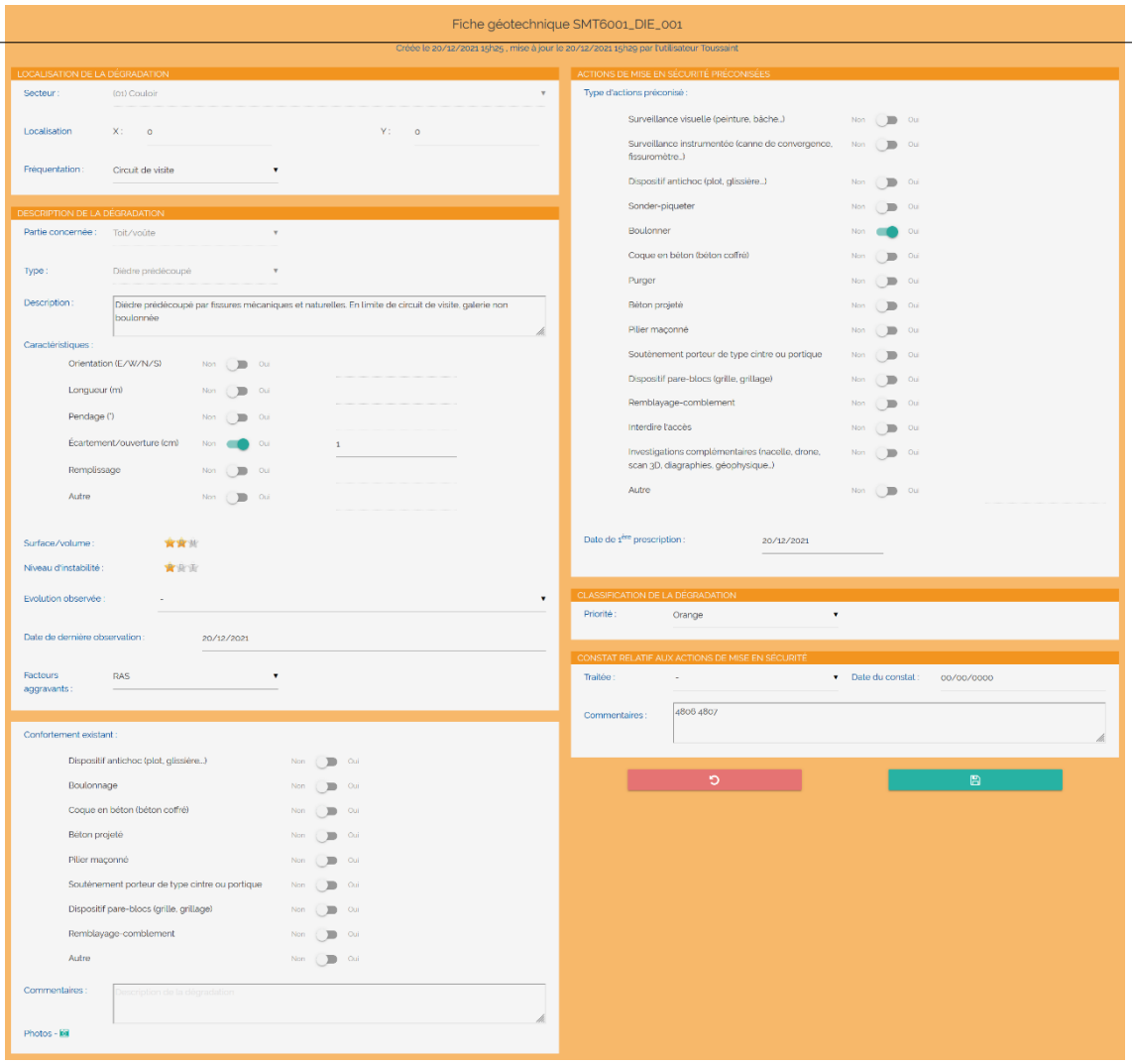


Figure 5. Exemple d'une fiche géotechnique

6 Discussion

Ce nouvel outil numérique pour la réalisation des inspections géotechniques en souterrain simplifie le travail des experts, notamment le partage et le reporting des données grâce au portail web e.cenaris. Il présente de nombreux avantages en termes de centralisation, de partage et de suivi des informations :

- la représentation cartographique des données de manière interactive permet de localiser l'ensemble des dégradations mais également de visualiser les travaux de sécurisation déjà réalisés ;
- plusieurs personnes peuvent avoir accès aux informations récoltées simplifiant ainsi le partage des données sur un même site ou projet ;
- le portail web e.cenaris permet de centraliser et sécuriser les données d'inspection (archivage, photos, etc.), tout en créant un référentiel commun aux données d'inspection. Il facilite le passage d'un opérateur à l'autre et assure une bonne continuité sur la durée, des informations et de la méthodologie employée.

L'élaboration de ces fiches numériques a nécessité un travail important de la part des experts de l'Ineris notamment en termes de structuration des données et a abouti à la création d'une liste la plus exhaustive possible des dégradations potentiellement identifiables ainsi qu'au modèle de fiche numérique.

Les premiers tests d'application in situ ont montré qu'utiliser cette solution numérique présente un gain de temps pour les opérateurs en réduisant notamment le travail de mise

au propre (au bureau) des notes de terrain. L'outil est intuitif et ergonomique et la fiche, telle qu'elle a été réfléchie, facilite grandement la saisie des données.

Néanmoins, il manque encore, à ce jour, sur l'outil de collecte des données, un outil cartographique intégré et adapté pour reporter et géolocaliser en direct les dégradations ou indices d'instabilité repérés. Le développement de cet outil est en cours.

7 Conclusions et perspectives

Le retour d'expérience est aujourd'hui très positif : la solution numérique pour la réalisation des inspections visuelles en milieu souterrain présente de nombreux avantages in situ mais également pour le reporting en fin d'inspection. Elle permet un gain de temps et l'uniformisation des données d'inspection. L'ensemble de ces données est stocké sur le portail web e.cenaris, de manière sécurisée. Par ailleurs, quand elle est mise en œuvre sur un site instrumenté, il est possible de visualiser et d'exporter des informations de synthèse combinant tableau(x), carte(s) et graphe(s).

A terme, il sera également possible de visualiser et d'exporter, via e.cenaris, différents types d'indicateurs concernant les désordres ou dégradations observés, fonctionnalité qui peut être utile lors de suivis pluriannuels d'un même ouvrage souterrain. Ainsi, par exemple, la représentation graphique de l'évolution de l'écartement d'une fracture et/ou le suivi de son orientation au cours du temps pourront être automatisés et le cas échéant, mis en regard d'autres mesures réalisées dans la même cavité.

Des évolutions sont également prévues, lors de la collecte des données in situ, pour favoriser l'exploitation de données connexes, utiles à la prise de décision et à la gestion du risque cavité. En particulier, un outil de cartographie web est en cours de développement, il permettra un lien direct entre l'application de saisie des données et le portail web e.cenaris. Les dégradations seront géolocalisées en même temps que la création des fiches in situ. Pour les sites concernés, une seule carte permettra ainsi de localiser les dégradations et les capteurs d'un même ouvrage.

Cette solution ouvre de nouvelles perspectives pour la gestion du risque cavité (avec de nouveaux indicateurs, le couplage avec les données instrumentales etc.). Elle répond aux attentes des experts (gain de temps / moins de manipulation des données et donc possiblement aussi moins d'erreurs) et aux attentes des donneurs d'ordre / gestionnaires de site qui ont maintenant accès à un outil et des fonctionnalités favorables au travail collaboratif.

8 Références bibliographiques

Bennani M., Bouffier C., Franck C. (2016). Guide de surveillance des cavités souterraines d'origine anthropique. Rapport Ineris DRS-16-156834-00810B.

https://cenaris.ineris.fr/

OBLIGATION DU REPERAGE AVANT TRAVAUX DE L'AMIANTE ENVIRONNEMENTAL. CE QU'APPORTE LA NORME NF P 94-001

OBLIGATION OF ENVIRONMENTAL ASBESTOS DETECTION BEFORE WORK. WHAT THE NF P 94-001 STANDARD BRINGS

Samuel DAUPHIN[1], Marianne CHAHINE[2], Nies BOUSSIOUF[2],...
[1] *Cerema Centre-Est, Bron, France*
[2] *Cerema Infrastructures de Transports et Matériaux, Sourdun, France*

RÉSUMÉ – La publication de la norme NF P 94-001 met en lumière l'obligation depuis 2016 (Loi El Khomri) de repérer l'amiante avant tous travaux, y compris dans les sols et les roches en place. Cette présentation rappellera le domaine d'application de cette norme, expliquera le déroulement d'une opération de repérage et insistera sur les conséquences qu'aura cette obligation sur les métiers de la géotechnique.

ABSTRACT – The NF P 94-001 standard publication highlights the obligation since 2016 (El Khomri Law) to locate asbestos before any work, including in the soil and rocks in place. This presentation will recall the field of application of this standard, will explain the process of a detection operation and will insist on the consequences that this obligation will have on the geotechnical professions.

1. Introduction

En France, le terme amiante désigne les variétés fibreuses de certains minéraux (5 amphiboles et 1 serpentine) qui peuvent être tissées (définition INRS). Connu depuis l'antiquité pour ses propriétés physiques exceptionnelles, il a été massivement utilisé depuis le milieu du XIX^{ème} siècle dans l'industrie et le bâtiment. Ses effets néfastes sur la santé humaine sont connus depuis le début du XX^{ème} siècle mais son utilisation et sa commercialisation n'ont été interdites qu'en 1997. La détection et l'élimination de l'amiante présent dans les bâtiments et les produits manufacturés de toutes sortes ont été les principales préoccupations des pouvoirs publics à partir des années 2000. Ce n'est que récemment que le législateur s'est intéressé à l'amiante environnemental, c'est-à-dire présent naturellement dans les roches.

L'article 113 de la loi du 21 juillet 2016 (dite Loi El Khomri) instaure une obligation de repérage de l'amiante avant travaux dans les immeubles bâtis et non bâtis (dont font partie les sols et roches en place). Pour chaque domaine (immeubles bâtis, immeubles non-bâtis, matériel roulant ferroviaire, aéronefs et navires), des arrêtés doivent préciser les conditions de réalisation et d'exemption des opérations de repérage. Ces arrêtés s'appuient sur des normes. Le domaine des immeubles non-bâtis est concerné par 2 normes : la NF X 46-102 pour les infrastructures de transport, les ouvrages d'art et les réseaux, et la NF P 94-001 pour les sols et roches en place.

2. Domaine d'application de la norme NF P 94-001

La norme NF P 94-001 s'applique au repérage de l'amiante environnemental (c'est-à-dire naturellement présent dans le matériau) dans l'ensemble du volume de sols et roches non anthropisés (non remaniés par l'homme), concernés par tous types de travaux (à l'exception des travaux d'exploitation courant des carrières).

Il existe néanmoins des cas d'exemption et de dispense de repérage.

L'exemption de repérage concerne 2 situations :

- l'obligation de réaliser des travaux de manière urgente, en cas de sinistre par exemple ;
- le fait que les opérations de repérage induisent une prise de risque excessive pour l'opérateur de repérage.

Dans tous les cas, l'exemption implique la mise en place par défaut des règles relatives au travail en condition amiante lors de la réalisation des travaux (travaux dits « en sous-section 4 »).

La dispense de repérage s'applique lorsque le donneur d'ordre estime avoir suffisamment d'informations en sa possession pour statuer avec certitude sur l'absence ou la présence d'amiante sur tout ou partie du périmètre de l'opération projetée (précédent rapport de repérage sur tout ou partie du volume concerné par le projet par exemple). La dispense peut donc n'être que partielle.

Dans certains départements jugés exempts de formation géologique susceptible de contenir de l'amiante (p78, rapport BRGM/RP-70343-FR de septembre 2021), les donneurs d'ordre pourront être dispensés de repérage dans les sols et roches en place.

Le repérage de l'amiante environnemental dans les sols et roches en place est de la responsabilité du donneur d'ordre (maître d'ouvrage ou maître d'œuvre qui aura été mandaté pour cette mission). Il devra confier cette mission à un géologue opérateur de repérage.

1. Déroulement des missions de repérage

Afin d'éviter des opérations inutiles, le repérage de l'amiante environnemental a été scindé en 3 missions successives : A0, A1, A2.

À la fin des missions A0 ou A1, il est, pour le géologue opérateur de repérage, soit possible de conclure à l'absence d'amiante soit de proposer la réalisation d'une mission de niveau supérieur (cf. **Figure 1**).

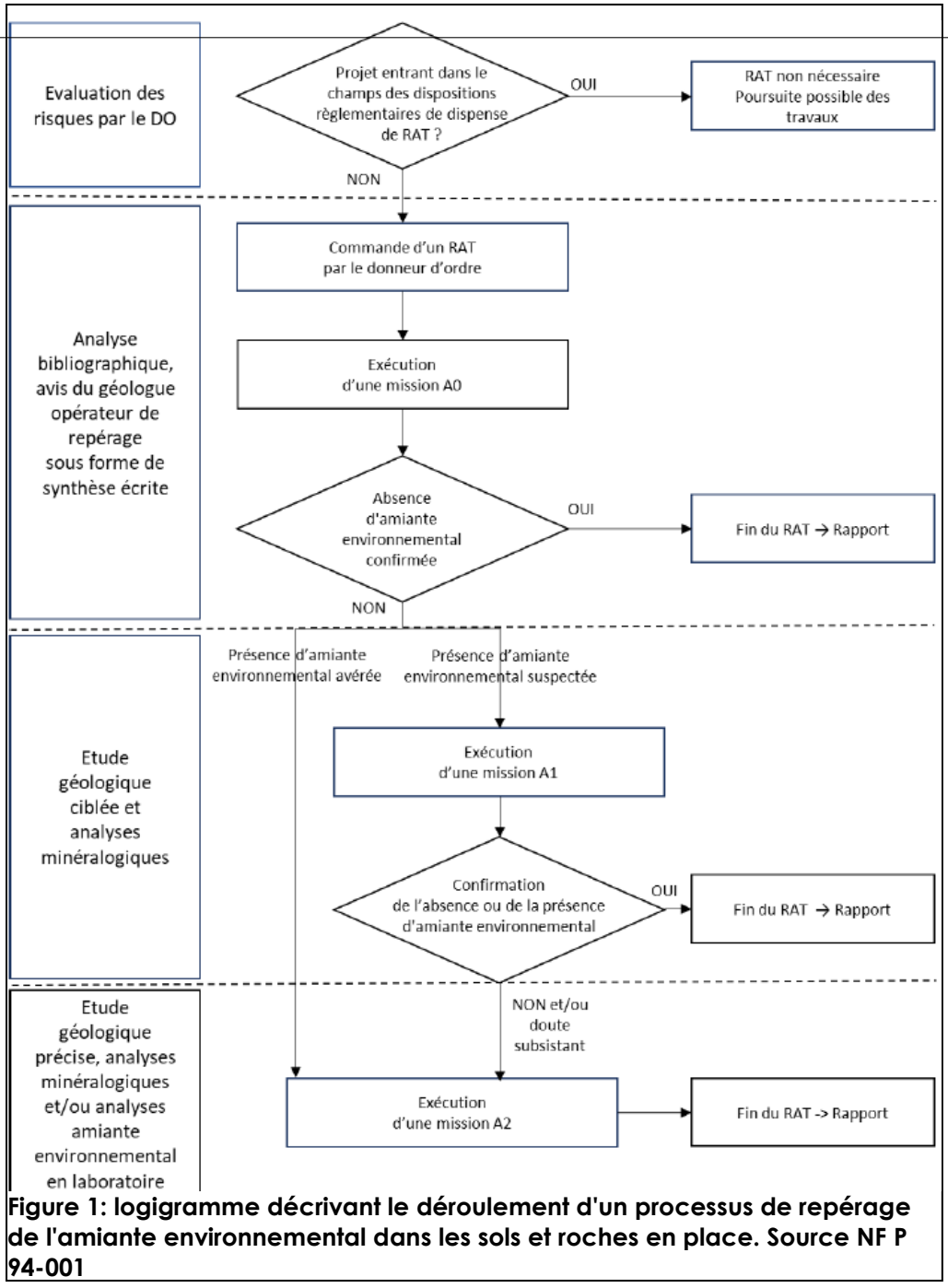


Figure 1: logigramme décrivant le déroulement d'un processus de repérage de l'amiante environnemental dans les sols et roches en place. Source NF P 94-001

Mission A0

Il s'agit d'une mission essentiellement bibliographique, même s'il pourra être prévu de réaliser une mission de terrain. Il s'agit de déterminer à partir des documents existants si le volume de roches et de sols concerné par le projet pourrait contenir des objets géologiques susceptibles de contenir de l'amiante.

En France métropolitaine et en Corse, il existe de nombreuses ressources documentaires qui permettent d'évaluer le risque de présence d'objets géologiques susceptibles de contenir de l'amiante : cartes géologiques à l'échelle 1/50 000 et leurs notices, carte des susceptibilités de présence d'amiante à l'échelle 1/1 000 000 (cf. **Figure 2**), cartes départementales ou régionales de susceptibilité de présence d'amiante à l'échelle 1/50 000 (cf. **Figure 3**), cartes locales ou régionales de susceptibilité de présence d'amiante environnemental à l'échelle 1/5 000.

Au fur et à mesure de la réalisation de RAT, il sera profitable également de consulter d'autres rapports de repérages réalisés sur des terrains similaires.

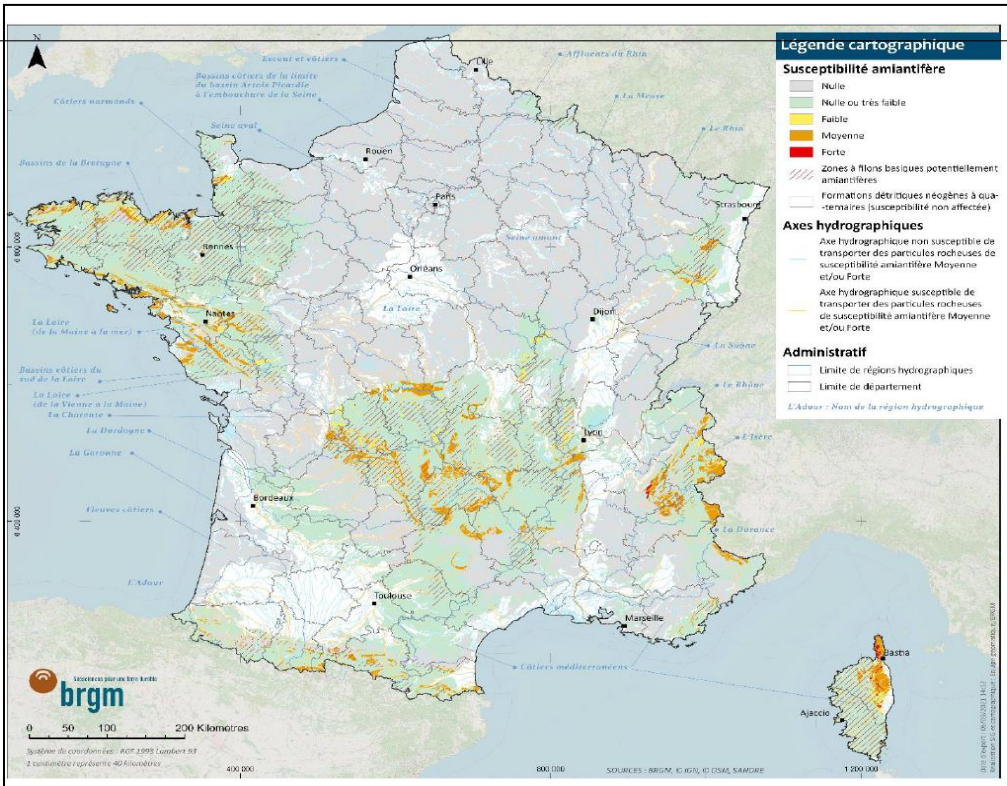


Figure 2: carte de susceptibilité de présence d'amiante environnemental à l'échelle 1/1 000 000 du BRGM

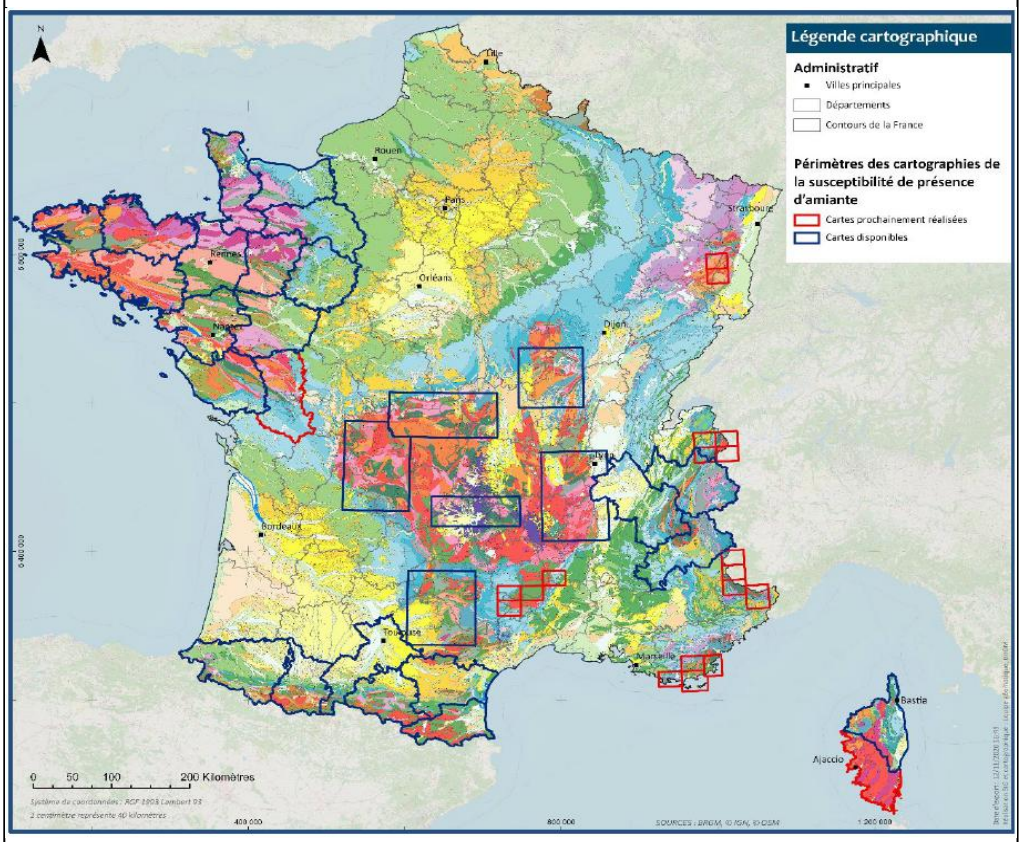


Figure 3: localisation des zones ayant fait l'objet d'une cartographie de la susceptibilité de présence d'amiante environnemental à l'échelle 1/50 000. Source BRGM

Mission A1

Si à la fin de la mission A0, il ne peut pas être démontré l'absence d'objets géologiques susceptibles de contenir de l'amiante environnemental, une mission de niveau A1 devra être réalisée. Cette mission vise à comprendre finement la géologie du volume de terrain concerné par les travaux. Il s'agit de repérer, cartographier et décrire précisément (pétrographie, analyse structurale, etc.) les différents objets géologiques présents (formations rocheuses, failles, filons, sills, fentes, zones hydrothermalisées, zones d'altération, etc.). Ce niveau d'étude s'attachera à comprendre les interactions entre les différents objets géologiques.

Il s'agit d'une étude géologique de terrain qui pourra nécessiter la réalisation de reconnaissances, de prélèvements, de lames minces. Elle devra être itérative pour les projets de grande taille.

À ce stade, les reconnaissances (prélèvements manuels ou à la pelle mécanique, sondages carottés, etc.) devront être réalisées par des équipes formées au travail en conditions amiante (sous-section 4).

À la fin de la mission A1, le géologue opérateur de repérage pourra soit statuer sur l'absence d'objet géologique susceptible de contenir de l'amiante et donc clôturer la mission de repérage, soit déterminer précisément la liste des objets géologiques susceptibles de contenir de l'amiante, déterminer leurs localisations, leur fréquence, leur volume.

Dans ce second cas, une mission de niveau A2 devra être réalisée.

L'identification des objets géologiques susceptibles de contenir de l'amiante par le géologue opérateur de repérage sera basée sur la recherche de précurseurs minéralogiques, structuraux et liés aux processus métamorphiques et hydrothermaux ayant affectés le volume de terrain objet du repérage.

Mission A2

La mission A2 consiste à caractériser la présence ou l'absence d'amiante dans les objets géologiques susceptibles de contenir de l'amiante. Elle est basée sur le prélèvement par le géologue opérateur de repérage d'échantillons représentatifs de chacun des objets géologiques définis et cartographiés lors de la mission A1. Ces échantillons sont ensuite analysés par un laboratoire accrédité par le COFRAC (ou équivalent européen reconnu) pour le repérage de l'amiante dans les sols et les roches selon les termes de l'arrêté du 1er octobre 2019.

À la fin de la mission A2, le rapport de repérage de l'amiante environnemental dans les sols et les roches en place précise la présence ou l'absence d'amiante dans les objets géologiques définis lors de la mission A1, la localisation des occurrences d'amiante dans le volume de terrain concerné par le repérage, le volume de matériaux amiantés attendu dans la zone faisant l'objet du repérage et la forme sous laquelle l'amiante peut être rencontrée (sous forme libre dans des fentes, des fissures, des filons ou en inclusion dans la matrice rocheuse ou dans d'autres minéraux).

Puisqu'il n'est pas possible d'investiguer un volume de terrain de manière totalement exhaustive, mis à part en réalisant les travaux, la norme a introduit la notion de doute résiduel. Cela signifie que, de manière très exceptionnelle, le rapport de repérage peut indiquer qu'il n'a pas été trouvé d'amiante environnemental dans le volume investigué (la méthode de reconnaissance peut ne pas permettre de reconnaître certains objets géologiques rares et de petite taille comme de petites fentes de tension par exemple) mais que la présence d'un grand nombre de précurseurs permet de penser qu'il peut être présent de manière sporadique malgré-tout. Dans ce cas, le géologue opérateur de repérage préconise dans son rapport la réalisation d'investigation complémentaires lors de la réalisation des travaux ou d'un suivi à l'avancement.

4. Géologue Opérateur de Repérage, un nouveau métier

La norme définit que les géologues opérateurs de repérage sont des géologues ayant les compétences requises en géologie de l'amiante.

L'arrêté qui définira les conditions de réalisation du repérage de l'amiante dans les sols et les roches en place précisera également les conditions que devront satisfaire les géologues opérateurs de repérage. Ceux-ci devront présenter des prérequis en géologie générale et particulièrement en minéralogie, géologie structurale, connaissance des processus métamorphiques et hydrothermaux. En outre, ils devront, à terme, avoir validé une formation certifiante dispensée par des formateurs qui auront été eux-mêmes formés par le BRGM.

Le programme de cette formation n'est pour l'instant pas arrêté mais les repérages réalisés entre la parution de l'arrêté et le déploiement effectif de la formation ne seront valides que s'ils sont réalisés conformément à la norme NF P 94-001.

5. Des conséquences pour l'ensemble des métiers de la géologie et de la géotechnique

La parution de cette norme répond à une obligation réglementaire (en appui de l'arrêté d'application de la loi du 21 juillet 2016 en cours de rédaction).

Elle consacre le fait que le repérage de l'amiante environnemental dans les sols et roches en place est impérativement une étude géologique. Elle a donc été inscrite dans le domaine des normes géotechniques (numéros 94 et suivants).

Il ne sera plus possible de réaliser de travaux, y compris des reconnaissances géotechniques sans avoir d'abord réalisé un repérage ou avoir justifié d'une dispense de repérage. Lorsque des reconnaissances seront nécessaires pour réaliser ce repérage (mission A1 ou A2), elles devront être réalisées conformément à la réglementation sur le travail en condition amiante (Sous-Section 4 du code du travail). C'est pour cette raison que la commission de normalisation a souhaité donner le numéro 001 à cette norme sur le repérage qui doit précéder toute autre investigation géotechnique.

Après la parution de l'arrêté, le besoin en repérage de l'amiante environnemental dans les sols et roches en place va être très important dans certaines régions. Il existe aujourd'hui peu d'acteurs à même de réaliser les repérages les plus complexes (mission de niveau A1 et A2). Les organismes de formation des géologues (écoles, universités) devraient se saisir de cette problématique pour faire émerger rapidement des personnes capables de répondre au besoin lorsqu'il se fera sentir.

Les entreprises de reconnaissances géologiques et géotechniques doivent se former rapidement au travail en conditions amiante (cf. **Figure 4** et **Figure 5**). D'une part pour pouvoir réaliser des reconnaissances dans le cadre des missions de repérage A1 et A2 mais aussi pour pouvoir intervenir lors d'études réalisées en urgence relevant des cas d'exemption.

Figure 4: opération de carottage en sous section IV lors d'un repérage d'amiante environnemental. Source Cerema

Figure 5: opération de prélèvement d'échantillons sur carottes lors d'une mission de repérage d'amiante environnemental. Source Cerema

ELASTICITE NON LINEAR ELASTICITY APPLIQUEE A l'ESSAI PRESSIOMETRIQUE

Julien HABERT[1], Alexandre LOPES[1]

NON-LINEAR ELASTICITY APPLIED TO PRESSUREMETER TEST

[1] *Terrasol, Paris, France*

RÉSUMÉ – Cet article propose une modélisation de l'essai pressiométrique en tenant compte du comportement élastique non linéaire des terrains. Pour les sols fins, associées à des conditions non drainées lors de l'essai, l'interprétation proposée permet d'intégrer la décroissance du module de cisaillement avec le niveau de déformations et d'obtenir des expressions analytiques de la courbe d'expansion pressiométrique et aussi de la pression interstitielle. Une modélisation par différences finies permet de valider les expressions obtenues. Des comparaisons à des essais pressiométriques montrent l'intérêt de la méthode développée.

ABSTRACT – This paper proposes a modelling approach of the pressuremeter tests taking into account the non-linear elastic behaviour of grounds. For fine soils, associated to undrained conditions, the proposed interpretation enables to include the decrease of the shear modulus with strain level to obtain closed form solutions of the expansion curve and also of the pore pressure. A finite difference modelling approach confirms the closed form solutions that have been obtained. Comparisons with pressuremeter tests show the relevance of the proposed approach.

1. Introduction

L'essai pressiométrique constitue une méthode d'essai efficace pour caractériser la déformabilité des terrains, *in situ*, en limitant le remaniement, et à grande échelle. Sollicitant les terrains dans des plages de déformation et de contraintes étendues, et éventuellement associé à des boucles de chargement/déchargement, cet essai permet en effet de mesurer le module de cisaillement, mais encore de caractériser, i) d'une part sa décroissance avec le niveau de déformation, et ii) d'autre part sa variation avec le niveau de contrainte.

De façon associée, cette double dépendance, qui se traduit par un comportement élastique non linéaire, conduit, lors de l'essai pressiométrique, à des niveaux de déformation et de contraintes variables avec la distance aux parois de la cavité, et donc en conséquence du module de cisaillement, qui n'est plus constant avec la distance aux parois de la cavité. Cette complexité doit donc être considérée lors de l'interprétation et la détermination du module de cisaillement, fonction de la déformation et de la contrainte.

Divers développements ont été réalisés et présentés avec des lois de comportement complexes (Dano et Hicher, 1990), ou dédiées aux sols fins (Ferreira et Robertson, 1992, Bolton et Whittle, 1999), pour différentes lois d'élasticité non linéaire. Le présent article s'appuie sur les lois d'élasticité non linéaire classiquement utilisées aujourd'hui.

Dans un premier temps, le problème d'expansion de cavité cylindrique est résolu analytiquement pour les sols fins, permettant de supposer le déroulement de l'essai en conditions non drainées, en retenant l'hypothèse des petites déformations.

Les résultats obtenus sont ensuite confrontés à une modélisation numérique, qui permet de dépasser le cadre des petites déformations.

Enfin, les résultats obtenus, ne nécessitant que la fourniture d'une courbe d'expansion monotone, sont confrontés à des essais pressiométriques comprenant également des boucles de chargement/déchargement ou associés à des mesures de pression interstitielle aux parois de la cavité pressiométrique.

2. Développements analytiques

2.1 Hypothèses

2.1.1 Loi de comportement

Le type de loi de comportement proposé par Hardin et Drnevich (1972), est retenu. Dans le cas d'un sol fin, la loi de comportement est entièrement décrite par le module de cisaillement initial G_0, et la cohésion non drainée c_U.

L'expression (1) exprime l'évolution du module de cisaillement sécant G_{sec} avec la distorsion γ, qui peut également être écrite selon l'équation (2) pour caractériser l'évolution de la contrainte de cisaillement τ.

$$\frac{G_{sec}}{G_0} = \frac{1}{1+\frac{G_0\gamma}{c_U}} \quad (1)$$

$$\tau = \frac{G_0\gamma}{\frac{1}{G_0}+\frac{\gamma}{c_U}} \quad (2)$$

La Figure (1) montre l'évolution du module de cisaillement sécant (qui décroît avec le niveau de déformation) et de la contrainte de cisaillement correspondante.

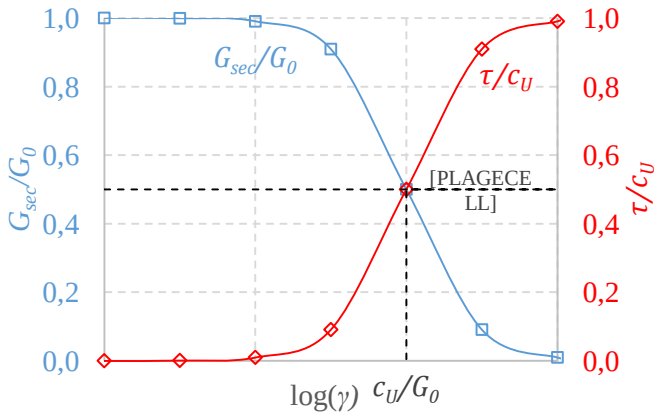


Figure 1 : Loi de comportement retenue

2.1.2 Hypothèses complémentaires

Le comportement non drainé est d'abord retenu. Cela conduit à deux simplifications :

- D'une part à supposer l'absence de de déformations volumique, permettant de simplifier l'expression du déviateur des contraintes avec la distance aux parois de la cavité,
- D'autre part, à supposer que la contrainte effective reste constante durant l'essai

Par ailleurs, le calcul suppose une cavité cylindrique d'expansion infinie. Les déformations verticales et les variations de contrainte verticale restent nulles. L'effet de la contrainte verticale est également négligé dans cette approche, en gardant à l'esprit que celle-ci peut avoir une certaine influence (Monnet et Chemaa, 1995). Enfin, pour cette première étape, l'hypothèses des petites déformations est retenue.

2.2 Développements

En conditions axisymétriques et déformations planes, l'équilibre respecte l'équation (3) ci-dessous.

$$r\frac{d\sigma_r}{dr} + (\sigma_r - \sigma_\theta) = 0 \quad (3)$$

où $\Delta\sigma_r$ et $\Delta\sigma_\theta$ sont respectivement les contraintes radiales et orthoradiales, et r la distance radiale à l'axe de la cavité, qui évolue au cours de l'essai, comme indiqué sur la Figure 2.

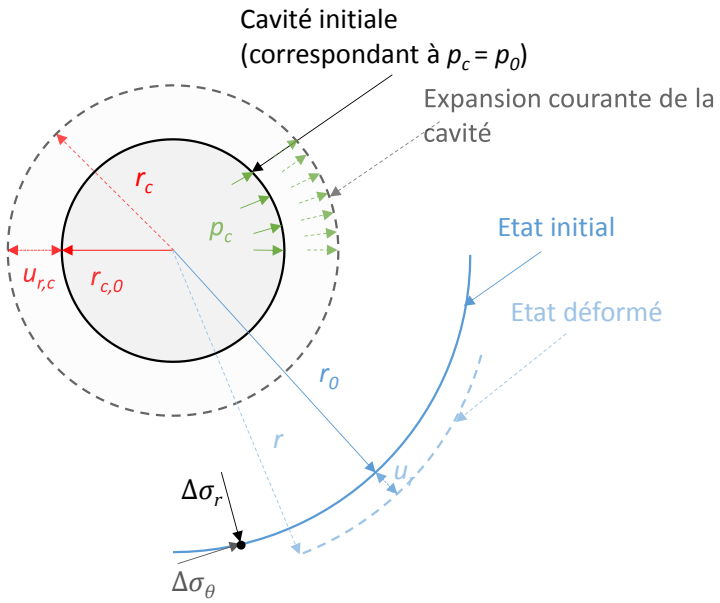


Figure 2 : Notations

L'Equation (3) peut être réécrite en utilisant la contrainte tangentielle τ, comme indiqué sur l'Equation (4) :

$$r\frac{d\sigma_r}{dr} + 2\tau = 0 \quad (4)$$

Le détail du raisonnement est présenté par Habert et Burlon (2021), et permet d'aboutir à l'équation (5), qui permet d'obtenir la courbe d'expansion complète, p_c fonction de la distorsion aux parois de la cavité $\gamma_c = u_{r,c}/r_{c,0}$, où $r_{c,0}$ est le volume de la cavité avant déchargement lié au forage et à la mise en place de la sonde pressiométrique, correspondant à $p_c = p_0$.

$$(\Delta\sigma_{r,c}) = p_c - p_0 = c_U ln\left(1 + \gamma_c \frac{G_0}{c_U}\right) \quad (5)$$

Basé sur un développement différent, ce résultat est en accord avec les résultats obtenus par Ferreira et Robertson, 1992.

Les contraintes radiales $\Delta\sigma_r$ et orthoradiales $\Delta\sigma_\theta$ à une distance quelconque des parois de la cavité peuvent également être obtenues avec les Equations (6) et (7).

$$\Delta\sigma_r = p_0 + c_U\left(1 + \frac{(r_c^2 - r_{c,0}^2)G_0}{r^2 c_U}\right) \quad (6)$$

$$\Delta\sigma_\theta = \Delta\sigma_r - \frac{2}{\frac{r^2}{\left(r_c^2 - r_{c,0}^2\right)G_0} + \frac{1}{c_U}} \quad (7)$$

Etant donné le caractère non drainé de l'essai, la pression interstitielle Δu peut être également déterminée en tout point du terrain. En particulier aux parois de la cavité, Δu_c peut être déterminée, selon l'équation (8).

$$\Delta u_c = \left(\frac{\Delta\sigma_{r,c} + \Delta\sigma_{\theta,c}}{2}\right) \quad (8)$$

2.3 Premières illustrations

Au-delà de l'expression complète de la courbe pressiométrique, l'expression précédente permet de représenter l'état de contrainte, ainsi que l'évolution du module sécant avec la distance initiale r_0 aux parois de la cavité, sur la Figure 3.

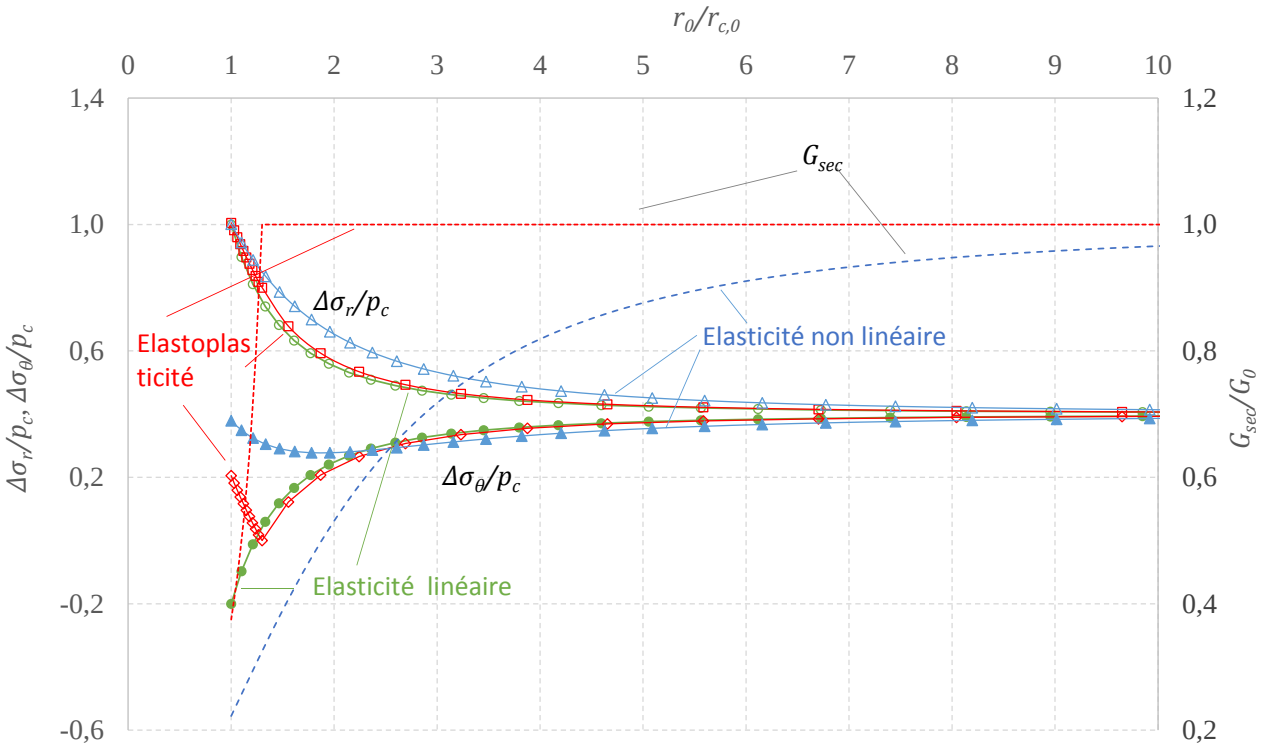


Figure 3 : Contraintes horizontales et module sécant autour de la cavité (p_0 = c_u = 0,2 MPa, G_0 = 50 MPa, p_c = 0,5 MPa) selon la loi de comportement du terrain

La variation du module de cisaillement avec la distance aux parois de la cavité est ainsi mise en évidence. En contre-partie, cela montre que tout module de cisaillement directement dérivé de la courbe pressiométrique n'est qu'un module apparent. Il peut par exemple être montré qu'avec la loi de comportement supposée ici, le module de cisaillement sécant apparent obtenu en utilisant $\Delta p_c/\Delta\gamma_c$ est en fait un module de cisaillement tangent (Muir Wood, 1990).

Cela conduit également à une répartition différente des contraintes, qui s'exprime dès les faibles valeurs de pressions aux parois de la cavité, et qui se traduit par le développement d'une certaine pression interstitielle Δu.

3. Modélisation numérique

3.1 Principe de la modélisation

Une modélisation en différences finies est réalisée, tout en gardant les mêmes hypothèses que précédemment. Le principe du maillage et les notations sont indiqués sur la Figure 4.

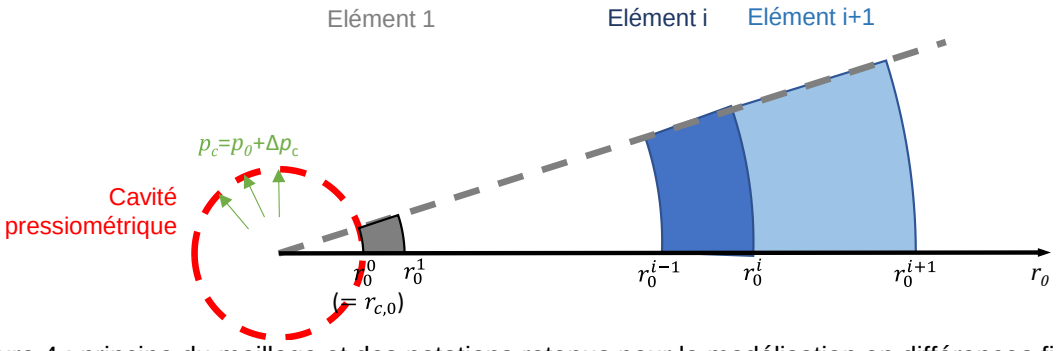


Figure 4 : principe du maillage et des notations retenus pour la modélisation en différences finies

3.2 Au-delà des petites déformations

La modélisation précédente est reprise en s'affranchissent des petites déformations, et en actualisant le maillage en fonction des déplacements observés. Les différents résultats obtenus sont comparés entre eux, en ajoutant également la solution analytique obtenue par Ferreira et Robertson (1994) pour les grandes déformations sur la Figure 6.

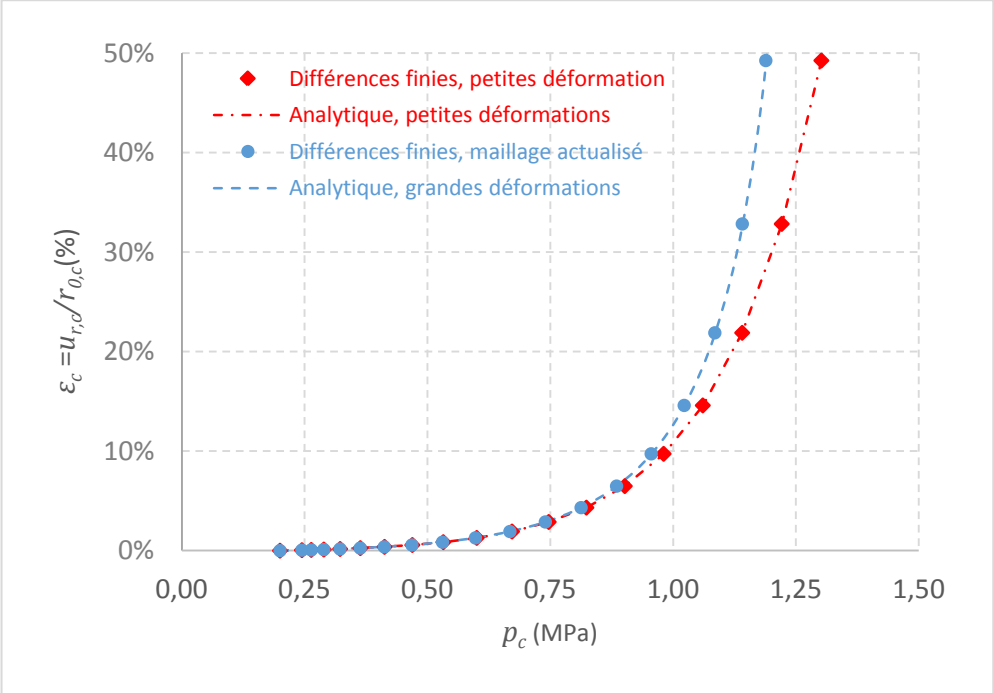


Figure 5 : Coubes d'expansion (p_0 = c_U = 0,2 MPa, G_0 = 50 MPa) associées aux méthodes

La Figure précédente met en évidence i) la bonne concordance entre les approches analytiques et les apporches en différences finies, ainsi que ii) l'importance d'aller au-delà de l'hypothèse des petites déformations dans le cas d'utilisation de toute la courbe d'expansion monotone.

4. Application à un essai dans les argiles des Flandres

4.1 Modules mesurés dans l'argile des Flandres

Une première comparaison est menée sur un essai monotone réalisé dans l'argile des Flandres, sur le site de Merville, à 11 m de profondeur et présenté par Lopes, 2020. L'essai utilisé est présenté sur la Figure 6.

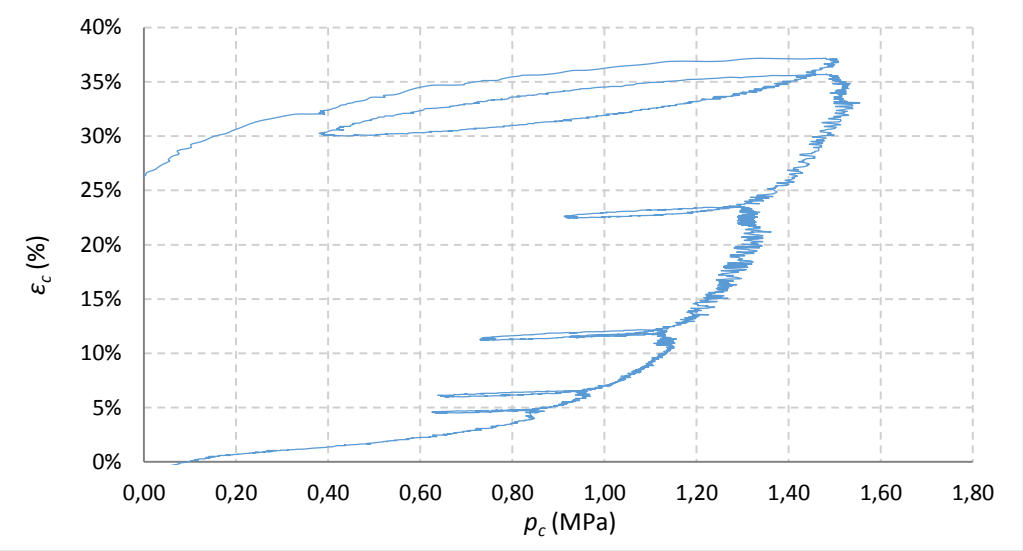


Figure 6 : Essai d'expansion utilisé (préforage, Merville, 11,1 m de profondeur)

Les développements détaillés dans le présent article sont utilisés en ne retenant que la seule partie monotone de la courbe d'expansion. La méthode de rétro-calage utilisée est la suivante :

- Supposition d'un intervalle pertinent pour la contrainte horizontale au repos : avec un coefficient de pression des terres au repos K_0 compris entre 0,6 et 0,9, p_0 varie entre 0,177 et 0,213 MPa,
- Utilisation de la fin de la courbe pour déterminer la cohésion non drainée c_U en se basant sur le rapport $p_c/\ln(\Delta V_c/V_c)$ (Palmer, 1972), conduisant à c_U = 0,337 MPa
- Rétro-calage pour obtenir la valeur du module de cisaillement initial G_0, en considérant l'hypothèse des grandes déformations : un module de cisaillement initial G_0 variant entre 33 et 43 MPa.

Les courbes de décroissance données par l'équation (1) correspondantes sont tracées dans la Figure 7 et comparées aux valeurs déterminées par Lopes (2020), dans lesquelles les modules de cisaillement initiaux G_0 variant entre 36 et 39 MPa.

Les valeurs obtenues par les deux approches apparaissent semblables. Il peut être noté que les cohésions non-drainées élevées obtenues (des explications pouvant être la non prise en compte par hypothèse d'un éventuel radoucissement) conduisent à avoir une distorsion seuil de référence $\gamma_{0.5}$ également élevée.

4.2 Pression interstitielle dans l'argile de Londres

Un des essais pressiométriques autoforés avec mesure de pression interstitielle et présentés par Bolton et Whittle (1999) est utilisé. L'essai retenu est situé à 17,5 m de profondeur dans l'argile de Londres.

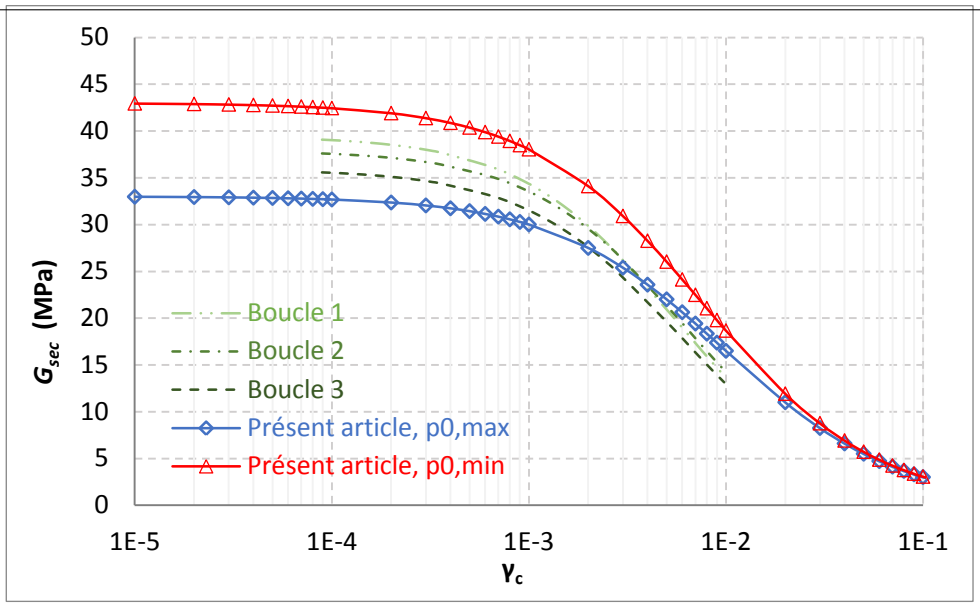


Figure 7 : Décroissance du module de cisaillement, comparaison avec les résultats obtenus par Lopes (2020)

Le calage de l'essai, réalisé avec la même méthodologie que précédemment, est présenté sur la Figure 8. La pression interstitielle se développant dans l'essai, avant la réalisation des boucles de déchargement-rechargement, est également comparée aux mesures réalisées.

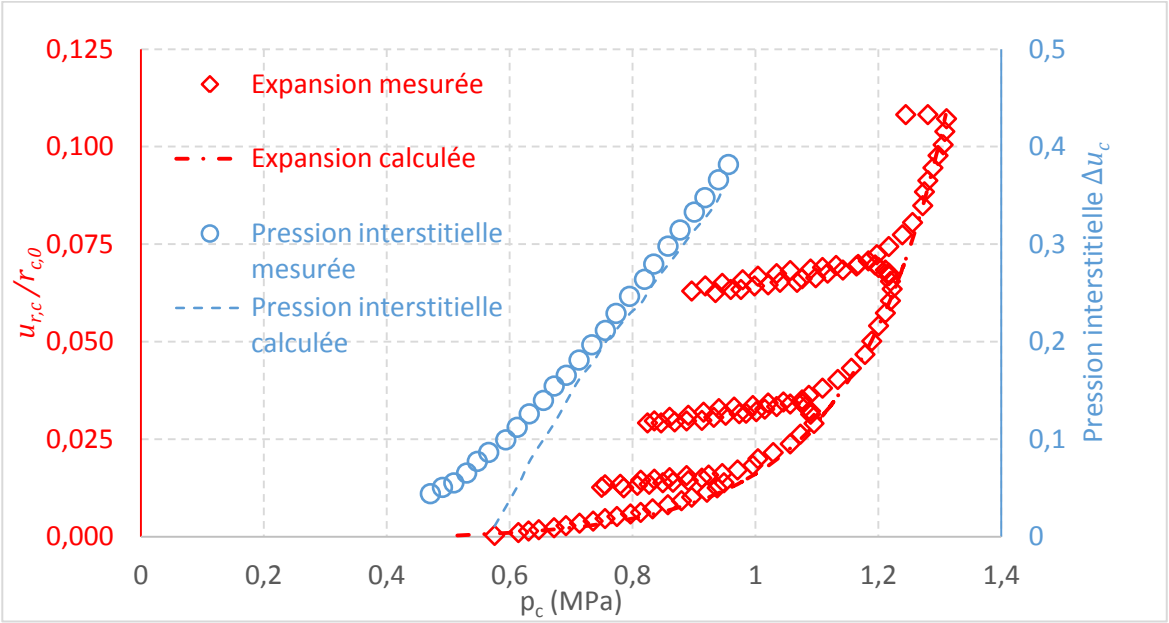


Figure 8 : Comparaison entre les la méthode d'interprétation utilisée par Lopes (2020) et celle proposée dans ce travail

Les valeurs de pression interstitielle retrouéves par le calcul sont ainsi assez proches des valeurs expéerimentales, une fois mis de côté la première phase de l'essai. Il pourrait être imaginé d'utiliser les valeurs de pression interstitielle pour consolider les valeurs de module de cisaillement initial et de cohésion non drainée dérivées de l'essai.

5. Conclusions

Le présent article propose une modélisation de l'essai pressiométrique en tenant compte du comportement élastique non linéaire des terrains. Pour les sols fins, associés à des

conditions non drainées lors de l'essai, l'interprétation proposée permet d'accéder à la décroissance du module de cisaillement avec la distorsion ainsi que le développement de la pression interstitielle. Une modélisation par différences finies a permis de valider la méthode analytique proposée et d'étendre la solution au-delà de l'hypothèse des petites déformations.

Les développements proposés ont été comparés aux résultats d'essais présentant des boucles de déchargement/rechargement additionnelles ou des mesures de pression interstitielle, afin de mettre en évidence la pertinence de la méthode.

Les éléments présentés ici peuvent être facilement étendus à des hypothèses plus larges : sols grenus associés à des déformations volumiques lors du cisaillement et dépendance des modules à la contrainte moyenne intervenant en cours d'essai, prise en compte des déformations volumiques lors du cisaillement, drainage en cours d'essai, influence de la contrainte verticale ne restant pas la contrainte principale intermédiaire, etc.

6. Références bibliographiques

Ce travail a été en grande partie développé dans le cadre du Projet National ARSCOP, Nouvelles Approches de Reconnaissance des Sols et de Conception des Ouvrages Géotechniques à partir du Pressiomètre.

7. Références bibliographiques

Baguelin, F., Jezequel, J., Shields, D.H., 1978. The Pressuremeter and Foundation Engineering.

Bolton M.D., Whittle R.W. A non-linear elastic/perfectly plastic analysis for plane strain undrained expansion tests. Géotechnique. 1 févr 1999;49(1):133-41.

Dano C., Hicher P.Y. Identification of the parameters of an elasto-plastic model with strain-softening by inverse analysis of pressuremeter tests. In: 3rd International Conference on Identification in Engineering Systems. 2002.

Ferreira R., Robertson P. Interpretation of undrained self-boring pressuremeter test results incorporating unloading. Canadian Geotechnical Journal. 1992; 29:918-928.

Habert J., Burlon S. Taking into account inhomogeneous distortion around the pressuremeter probe to determine shear modulus. In: ISC'6. Budapest; 2021.

Ferreira R., Robertson P.K. Large-strain undrained pressuremeter interpretation based on loading and unloading data. Canadian Geotechnical Journal. 1994;31:71-8.

Hardin B.O. , Drnevich V.P. Shear Modulus and Damping in Soil: Design Equations and Curves. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. 1972;98(7):667-92.

Jardine, R. J. (1992). Nonlinear stiffness parameters from undrained pressuremeter tests. Canadian Geotechnical Journal, 29(3), 436-447.

Lopes dos Santos A. Determination of soil shear modulus at low strain level using an innovative pressuremeter probe. Application to cyclic pile design. 2020.

Monnet J., Chemaa T. Étude théorique et expérimentale de l'équilibre élasto-plastique d'un sol cohérent autour du pressiomètre. Revue Française de Géotechnique. 1995;15- 26.

Muir Wood D. Strain-dependent moduli and pressuremeter tests. Géotechnique. 1 sept 1990;40(3):509- 12.

Palmer, A.C., 1972. Undrained plane-strain expansion of a cylindrical cavity in clay: a simple interpretation of the pressuremeter test. Géotechnique 22, 451–457. https://doi.org/10.1680/geot.1972.22.3.451

Prevost J.H., Hoeg K. Analysis of pressuremeter in strain-softening soil. Journal of the Geotechnical Engineering Division. 1975;101(8):717-32.

LEVÉS DE TERRAIN POUR LA MODÉLISATION GÉOLOGIQUE : ILLUSTRATION DE LEUR EFFICACITÉ

GEOLOGICAL FIELDWORK ARE QUICK AND EFFECTIVE FOR MODELLING: FEEDBACK OF AN EXAMPLE IN PYRENEES.

Johan KASPERSKI[1], Cédric GAILLARD[1]

[1] Centre d'étude des tunnels (CETU), Bron, France

RÉSUMÉ – Dans le cadre d'un projet de tunnel, plusieurs types de reconnaissances ont été successivement mises en œuvre en commençant par une campagne de levés de terrains. Préparatifs à cette campagne, bibliographie et étude photo-interprétative ont guidé le degré d'approfondissement des parcours de terrain. Basés sur l'exploitation des levés de terrains recueillis, les premiers modèles interprétatifs élaborés ont souligné trois singularités géologiques majeures qui ont guidé la définition et la gradation des autres reconnaissances géophysiques et par sondages. Confrontés à ces derniers résultats, la robustesse des premiers modèles géologiques basés sur les levés de terrain est confirmée.

ABSTRACT – In order to design a tunnel, several types of reconnaissance were successively realized, starting from outcrops surveys. Bibliography and photo-interpretative study have been carried as preparations for this fieldwork campaign. These preparation phases guided how deep the fieldwork should be. Based on the use of these outcrop surveys, the first interpretative models developed highlighted three major geological peculiarities which guided the definition and gradation of other geophysical and core boring. Considering these latest results, the robustness of the first geological models based on field surveys is confirmed.

1. Introduction

L'apparition de la géologie de l'ingénieur (Goguel, 1967) a consacré l'importance des levés de terrain avec une devise qui traverse les générations de géologues : «observer, analyser, comprendre, modéliser». Le terrain révèle nombre de ses secrets à qui sait le lire. Il faut pour cela le parcourir pour en découvrir les structures (McClay, 1987, Lisle, 2004) et ce parcours nécessite d'être préparé avec toutes les données bibliographiques disponibles et notamment avec une étude photo-interprétative poussée (LCPC 1999). L'importance des levés de terrain est partagée au sein de toute la communauté géotechnicienne, leur valorisation dans les projets de génie civil est renouvelée avec notamment un cadre pour leur enregistrement afin que les informations recueillies soient transmises au fur et à mesure des étapes des projets (CETU, 2021). D'abord ébauches conceptuelles basées sur les éléments bibliographiques existants, les premiers modèles géologiques deviennent interprétatifs avec les informations disponibles sur le terrain tels la géomorphologie, les affleurements, les indices d'anomalie ou de présence d'eau (Boulvain, 2011). L'élaboration de ces modèles initiaux s'accompagne d'une identification des incertitudes, elles-mêmes précisées dans leurs extensions et positionnements (AFTES, 2012). En mettant ainsi en évidence les incertitudes, ces modèles initiaux permettent de flécher et de hiérarchiser précisément les reconnaissances ultérieures.

C'est l'ensemble de cette démarche qui a été mise en œuvre dans le cadre du projet de tunnel sur la déviation de Tarascon-sur-Ariège. La présente communication se focalise

successivement sur la préparation des levés de terrain, leurs réalisations et les premiers modèles géologiques élaborés. Ces modèles initiaux sont comparés aux modèles suivants issus des reconnaissances plus lourdes réalisées à leur suite. Les résultats de ces dernières reconnaissances sont synthétisés pour flécher leurs apports par rapport aux levés de terrain. Dans une dernière partie, les coûts des reconnaissances sont discutés au regard de leurs apports dans les différentes phases du projet.

2. Projet de tunnel de Quié

Porté par la DREAL Occitanie, le projet de déviation de Tarascon-sur-Ariège a débuté il y a plus de 30 ans sous forme principalement de tranchées. Au fil du temps et des décisions, les tranchées ont cédé la place à des tranchées couvertes puis des tunnels. Aujourd'hui, le projet de déviation (Fig. 1) est constitué pour sa plus grande partie d'un tunnel de plus d'un kilomètre de longueur. Trois variantes ont été étudiées dont les tracés ont été guidés justement par les modèles géologiques initiaux.

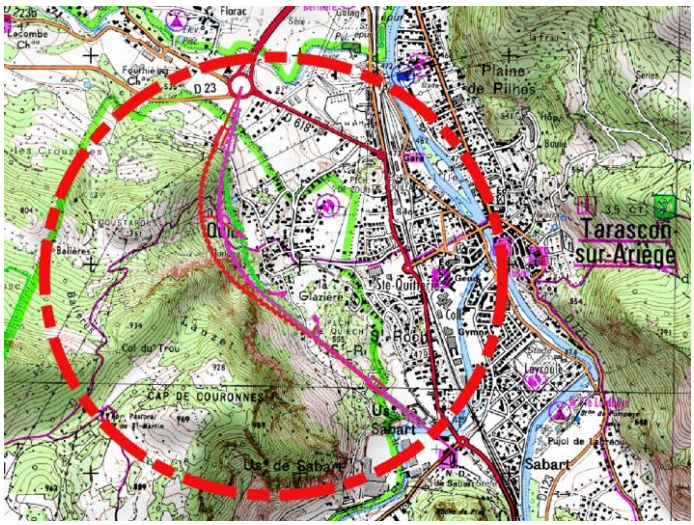


Figure 1 : Carte de localisation du tunnel de Quié

3. Levés de terrain : préparation, réalisation, modélisation

3.1. Bibliographie

Deux cartes géologiques du BRGM couvrent le secteur d'étude (Foix, 1988 et Vicdessos, 1969). D'après ces cartes et les notices associées, le bassin de Tarascon-sur-Ariège possède une structure géologique très complexe. Plusieurs phases tectoniques (jusqu'à quatre) ont affecté les terrains de couvertures tertiaires et secondaires avec des structures régionales plissées pluri-hectométriques adoptant des directions de plis non parallèles et pouvant être jusqu'à orthogonales. Pour le secteur intéressant le projet de tunnel (Fig. 2), la structure géologique déduite de ces cartes BRGM est synthétisée du nord au sud avec :

- une discontinuité régionale de direction N85° (**F*1a**) met en contact les terrains albiens n_{7a} et aptiens n_{6b} ;
- les terrains aptiens n_{6b} adossés au versant sud de la faille **F*1a** semblent pincés sur le tracé du tunnel, sans prolongement vers l'Ouest ;
- un accident régional prend place dans le secteur « Balières », à la faveur des terrains triasiques $t_{7\text{-}9}$. Les deux failles **F*2a** et **F*3a** recensées par le BRGM bordent ces terrains triasiques. Il est ainsi considéré que c'est l'ensemble de ces terrains triasiques qui a joué le rôle de faille lors des mouvements tectoniques ;

- des pointements d'ophite sont accolés à des accidents (**F*2c**, **F*7c**), rendant possible la rencontre de ces terrains à la faveur des failles **F*2a** et **F*3a** ;
- une faille **F*4** propose une explication de la mise en contact des terrains barrémiens n_4 et aptiens n_5 au sud du piton de Quié, sur base de la vaste dépression synclinale laquelle elle est centrée dans les terrains karstiques du Barrémien ;
- un secteur sud du tracé avec des formations superficielles (éboulis de pente El et alluvions fluvioglaciaires FGy) qui masquent les formations sous-jacentes dont l'interprétation est délicate.

Des articles scientifiques ont apporté également des informations précieuses et aidé la lecture géomorphologique du secteur d'étude. C'est le cas de l'histoire des glaciations quaternaires développée dans un article un peu ancien de F. Taillefer, 1977 "Le glacier de l'Ariège dans le bassin de Tarascon" ou une référence plus récente M. Delmas & al., 2012, "Les glaciations quaternaires dans les Pyrénées ariégeoises : approche historiographique, données paléogéographiques et chronologiques nouvelles".

L'examen et l'analyse de toutes références bibliographiques se sont révélés capitaux pour l'appropriation du contexte et la préparation des parcours de terrain lors des levés. Identifiés et avec des connaissances déjà bien dégrossies, les secteurs les plus sensibles ont pu ainsi être identifiés comme devant faire l'objet d'un temps d'analyse approfondi.

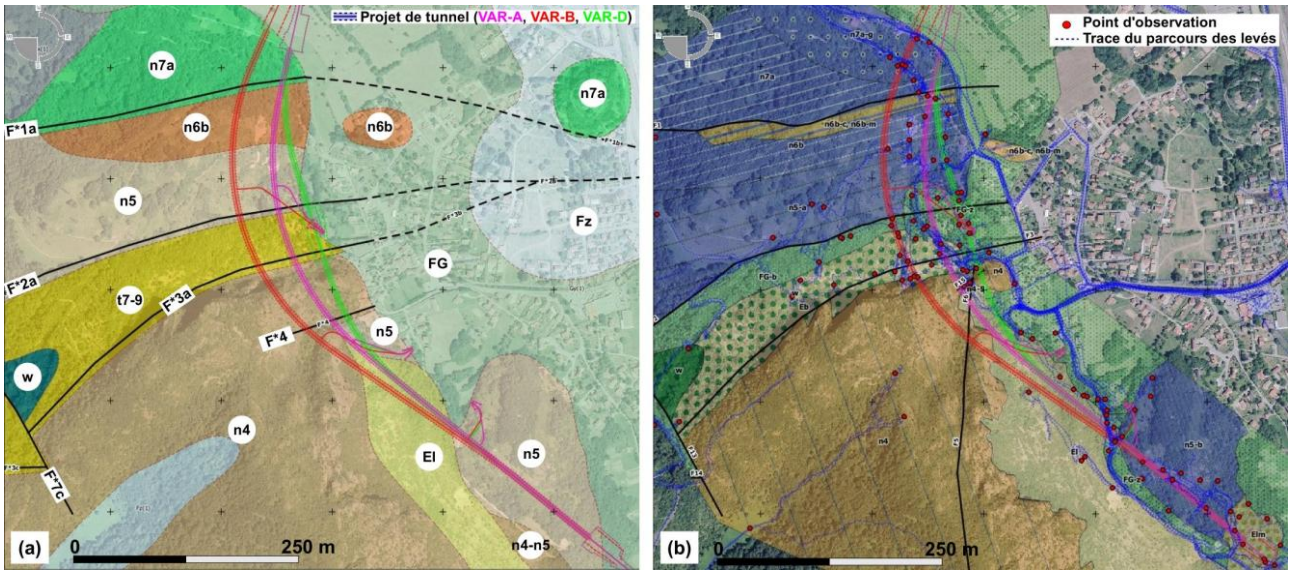


Figure 2 : Carte géologique harmonisée du BRGM sur le secteur d'étude (a) et carte géologique du projet avec représentation des parcours de terrain et points d'observation (b)

3.2. Photo-interprétation et MNT LiDAR

Ces deux sources de données ont chacune leurs intérêts propres :

- les photographies aériennes d'archives de l'IGN sont particulièrement riches en informations et leur vision stéréographique plonge le géologue en immersion dans le terrain qu'il va parcourir. Ces images d'archives offrent parfois des points de vue aux éclairages rasants que l'on ne retrouve plus dans les photographies aériennes contemporaines, mettant en valeur des détails minimes de la topographie.
- le MNT LiDAR permet d'obtenir une représentation numérique du terrain avec plus de 10 points/m2. Le nuage de points, filtré de la végétation, permet de réaliser une maquette topographique interpolée de laquelle des courbes de niveaux métriques à

inframétiques peuvent être extraites. L'interprétation de ces courbes de niveau est un premier moyen géomorphologique d'exploitation de ces données.

Les photographies aériennes ont permis l'identification des linéaments et autres échancrures topographiques qui signent des découpages structuraux (failles ?) et renseignent sur les discontinuités en grand dans le massif. 258 indices photo-interprétatifs ont été relevés dans la zone proche du tunnel. Une quarantaine de gros blocs plurimétriques éboulés sont facilement observables sur les images d'archives avec une végétation bien moins développée qu'aujourd'hui. Ces observations ont été facilement reportés dans le SIG du projet via les données LiDAR naturellement géolocalisées. Ces données LiDAR sont également suffisamment denses et précises pour confirmer également la localisation de glissements de terrain dans plusieurs secteurs (tête Nord et Balières, Cf. Fig. 2a).

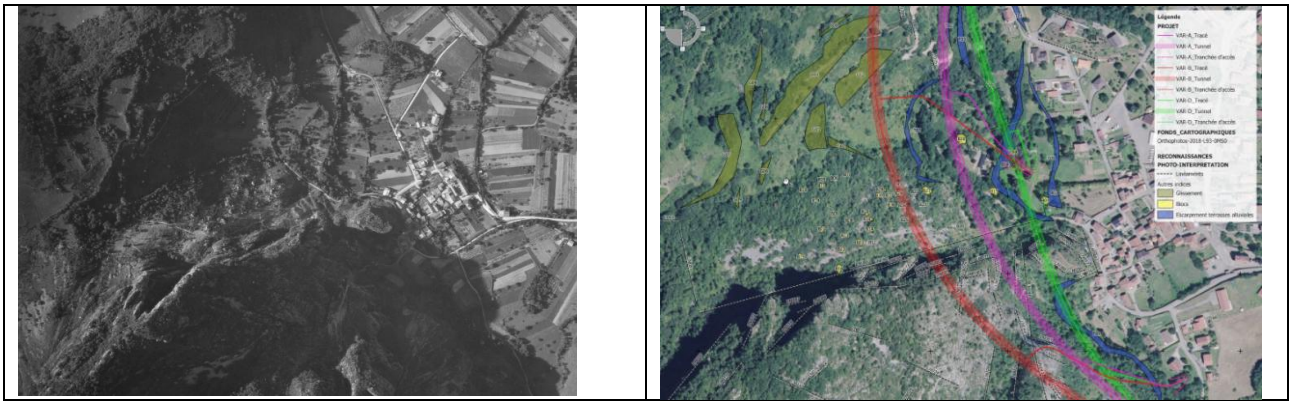


Figure 3 : image aérienne IGN de 1951 (a), indices photo-interprétatifs (b)

Il ressort de cette étape de préparation l'identification de trois singularités géologiques au sein d'autres contextes plus classiques et aux lithologies attendues relativement paisibles :

- une zone en tête Nord avec des signes d'instabilité : présence d'un glissement ?
- une zone centrale correspondant à une zone de faille régionale dans des terrains triasiques, recouverts d'éboulis et de terrains fluvio-glaciaires ;
- une zone sud, en bordure de falaise barrémienne, recouverte d'éboulis à la morphologie suspecte dans un contexte de vallée glaciaire.

3.3. Réalisation des levés de terrain

Onze jours ont été consacrés à la réalisation des levés de terrain. Ces levés représentent 150 points d'observation qui ont été enregistrés sous forme de fiches géolocalisées. Lors des parcours de terrain (Fig. 2b), l'emploi d'un GPS a permis de représenter les chemins parcourus de manière dissociée des points d'observation. Par cette représentation supplémentaire, on flèche non seulement les zones qui ont fait l'objet de levés mais également les zones qui n'ont pas été reconnues, souvent car inaccessibles.

Les points d'observations sont de quatre types : des panoramas qui permettent de comprendre et d'illustrer la mise en place des terrains (Fig. 4), des affleurements qui alimentent les données structurales par des levés de discontinuités multiples, des sources qui informent sur l'activité hydrogéologique de surface et des avoisinants dont la prise en compte est capitale lors de la réalisation des travaux. Les points d'observation ont tous fait l'objet d'une fiche particulière. Ce format a permis d'établir un livret récapitulatif mais également d'attacher ces informations à une couche dédiée par hyperlien dans le SIG du projet, rendant son accessibilité directe pour tous les concepteurs.

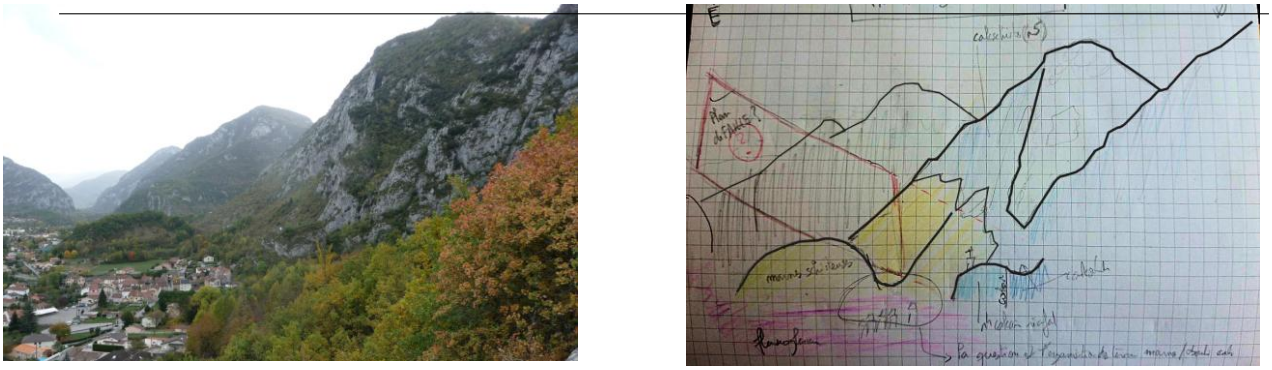


Figure 4 : panorama du secteur Sud avec une butte déconnectée de la falaise. Géomorphologie d'un sillon glaciaire ?

Les panoramas éclairent sur la configuration des terrains telle que projetée sur les premiers modèles géologiques établis sur base des données bibliographiques. Les affleurements permettent d'illustrer les lithologies rencontrées et de les préciser par rapport aux éléments préparatoires. Ces premières données directes permettent de qualifier la matrice rocheuse, les discontinuités et le massif rocheux au sens du GT1R1F1 de l'AFTES. Les levés de discontinuités ont été réalisés à la volée (Fig. 5) et fournissent dès leur mesure des premières ébauches de stéréogrammes pour identifier les différentes familles.

Figure 5 : Levé de discontinuités sur affleurement rocheux dans les terrains marneux albien n5a.

4. Robustesse du modèle géologique initial confirmée par les sondages

Les levés de terrain ont mené à des interprétations géologiques confirmant les indices et les éléments obtenus pour leur préparation. Des coupes de principe ont ainsi été établies directement qui reflètent la connaissance juste au moment de la réalisation de ces levés. C'est cette connaissance qui nous intéresse ici, en ce qu'elle est déterminante pour la direction donnée pour les reconnaissances plus lourdes qui suivent. Loin d'une démarche systématique, la définition des campagnes géophysiques et des sondages est basée sur la recherche d'une diminution des incertitudes et donc sur un premier modèle géologique. C'est ce que nous illustrons dans la suite de l'article en faisant le grand écart entre les ébauches de modèles géologiques établies sur le terrain (les figures sont issues de schémas de carnet de terrain) avec le modèle géologique final représentant également les reconnaissances par géophysique et sondages entreprises entretemps.

4.1. Paléo-glissement en tête Nord

Au Nord du secteur d'étude, les indices de glissement détectés en photo-interprétation, LiDAR et lors des levés terrain ont orienté le modèle initial (Fig. 6a) vers un glissement de versant ancien dans les formations marneuses. Son existence et son extension devaient être connues pour la conception du tunnel. L'implantation adéquate d'un profil de sismique

réfraction puis de sondages carottés, deux verticaux et un incliné, ont permis de localiser précisément la position de ces masses glissées aux abords du tunnel projeté (Fig. 6b). Ces investigations ont donc bien confirmé l'hypothèse émise lors de la première interprétation géologique effectuée à l'issue des levés de terrain.

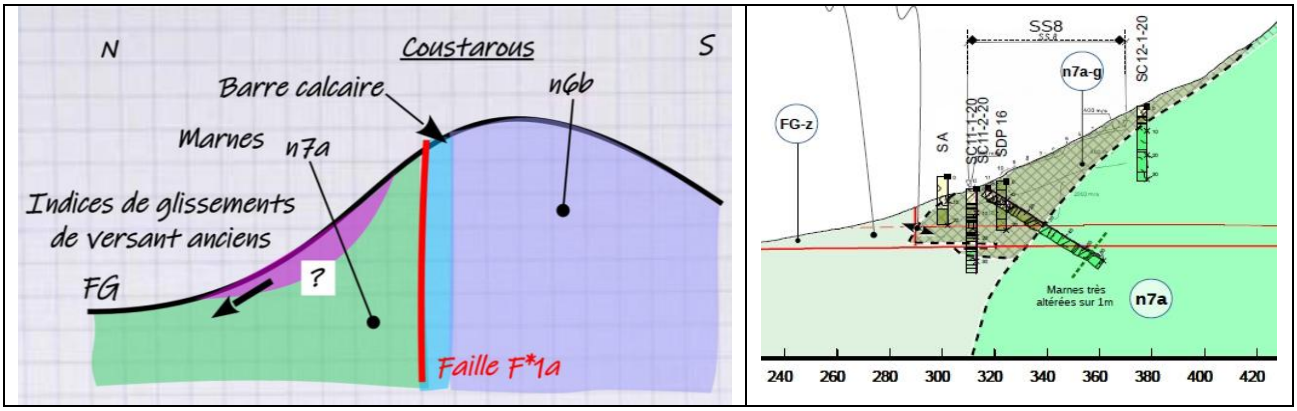


Figure 6 : Modèles géologiques initial (a) et final (b) (tête Nord) d'un ancien glissement (n7a).

4.2. Une zone centrale siège d'une histoire géologique complexe

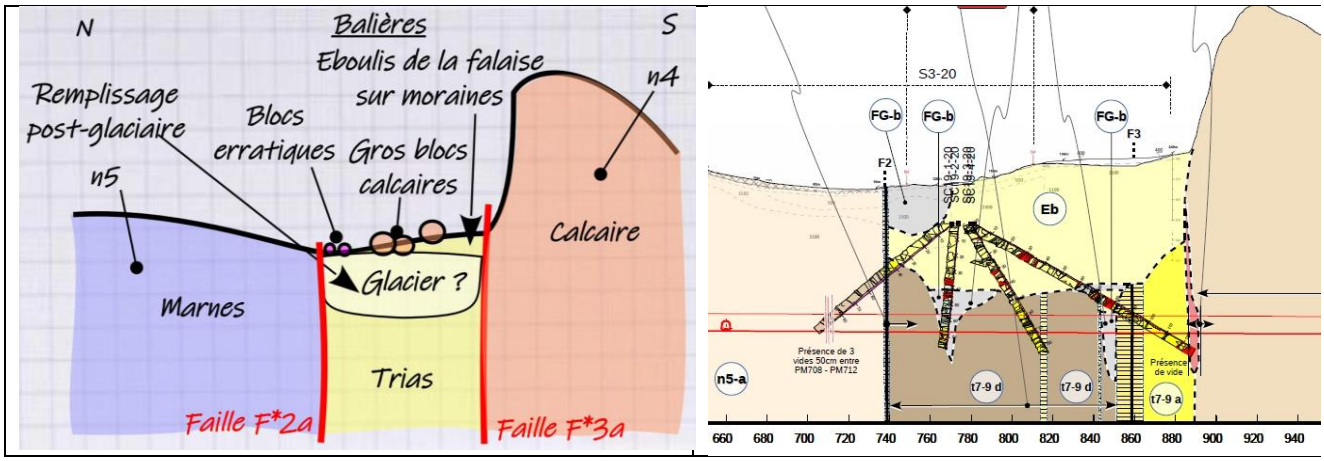


Figure 7 : Phase d'explication du modèle initial (a) et modèle final (b) dans le secteur Balières.

Le secteur de Balières au centre du secteur d'étude est caractérisé aux premiers regards de la carte géologique du BRGM par des terrains triasiques et des failles régionales associées. La préparation et le parcours du terrain ont aussi amené à considérer l'histoire glaciaire de la vallée de l'Ariège et ses affluents pour élaborer un modèle initial sur ce secteur. Les indices de blocs erratiques, de corps d'éboulis de blocométrie différente, croisés à la géomorphologie du secteur orientent l'interprétation vers la présence d'un glacier transversal à la vallée de l'Ariège. Celui-ci a pu surcreuser la pincée de terrains triasiques peu compétents et délimitées par des failles **F*2a** et **F*3a** (Fig 7a). Pour éprouver cette hypothèse, des profils de sismique réfraction ont été définis. Ceux-ci ont confirmé la présence de grands ensembles distincts caractérisés par des vitesses sismiques bien contrastées. L'hypothèse étant ainsi confortée, quatre sondages implantés en éventail ont validé ce scénario en apportant son lot de précisions autour et au droit du tunnel (Fig 7b) : une auge glaciaire remplie d'éboulis, des sillons glaciaires incisant les terrains triasiques dolomitiques, la position des failles puis la présence de vides dans les terrains triasiques gypseux. Sans l'établissement du premier modèle, le programme des reconnaissances n'aurait pu être aussi pertinent dans ses implantations.

4.3. Morphologie suspecte masquant un sillon glaciaire

Le secteur sud du projet possède une géomorphologie particulière avec une butte indurée (marnes noires) qui se détache de la falaise barrémienne lorsque l'on regarde la vallée de l'Ariège de manière transversale (Fig. 4, Fig. 8a). Sur site, le pied de l'imposant massif calcaire est recouvert d'éboulis masquant les terrains sous-jacents. L'histoire glaciaire de la puissante vallée de l'Ariège guide l'interprétation vers la présence d'un sillon glaciaire en rive gauche de la vallée pour pouvoir expliquer cette géomorphologie singulière. De plus, par sa morphologie et sa topographie, la partie nord de la butte a été initialement interprétée comme un placage fluvio-glaciaire. Ce placage a été facilement invalidé par de premiers profils de sismiques réfractions montrant au contraire une homogénéité du massif marneux constituant la butte. Dans la zone suspectée comme sillon glaciaire, d'autres profils sismiques ont fléché des anomalies de vitesse sous l'imposant cône d'éboulis, sans pour autant confirmer la présence d'un sillon glaciaire. Les profondeurs investiguées en sismique réfraction étant limitées, il demeurait possible qu'un tel sillon prenne place sous les éboulis. C'est ce qu'ont finalement confirmé les sondages carottés subhorizontaux et inclinés, tous implantés en direction du tunnel projeté. La présence et les bords latéraux de ce sillon ont ainsi été reconnus, sans plus de connaissance sur sa profondeur, sans impact pour le tunnel (Fig. 8b). L'implantation fine des reconnaissances (direction des profils géophysiques et orientation en azimut et en inclinaison des sondages) n'aurait pu être aussi perspicace sans les hypothèses avancées dans le modèle initial.

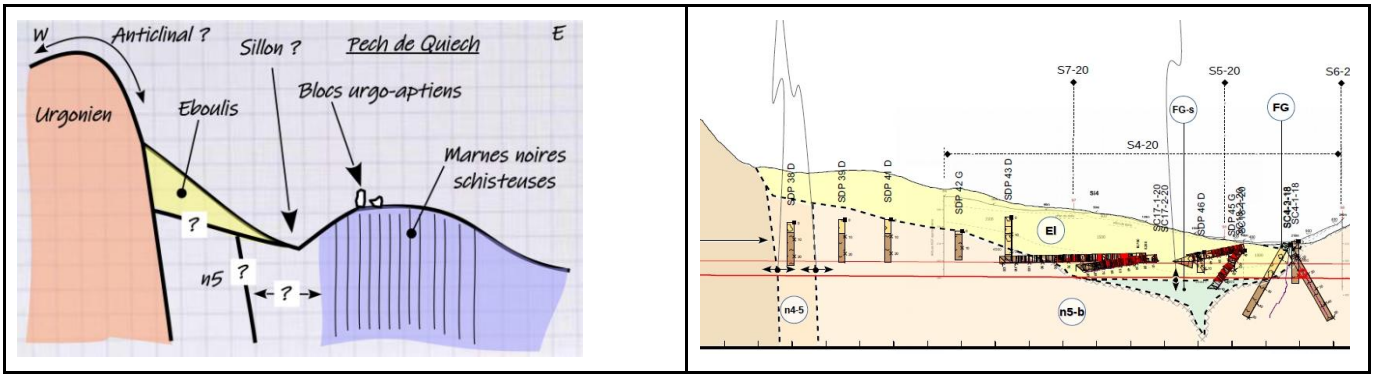


Figure 8 : modèle initial (a) et final (b) en partie Sud avec présence d'un sillon glaciaire.

5. Discussion sur les méthodes et leurs apports

5.1. Efficacité des levés de terrain pour définition des modèles

Les levés de terrain nécessitent peu de moyens et sont rapidement mis en œuvre. Pour le tunnel de Quié, à leur issue nous avons été capables d'établir un modèle géologique initial consolidé avec suspicion de trois singularités géologiques. Ces singularités demandaient à être confirmées dans leurs existences et leurs dimensions le cas échéant. En tête Nord, les indices géomorphologiques ont été confirmés par la rencontre du plan de glissement dans le sondage carotté incliné. L'implantation et la profondeur de ce sondage ont été guidées par la présence de contrastes de vitesses sismiques. Dans le secteur Balières, la faille **F*2a** génère un contraste de vitesse sismique, elle est confirmée et localisée finement avec les sondages. La complexité du corps du secteur Balières a été encore plus démontrée avec présence de terrains fluvio-glaciaires en contraste latéral avec des éboulis puis des terrains triasiques très hétérogènes eux-mêmes vraisemblablement affectés de sillons glaciaires transverses à l'Ariège. Enfin le sillon glaciaire n'a pas été confirmé par les acquisitions sismiques mais il l'a été par les sondages qui ont traversé

des terrains fluvio-glaciaires sous-jacents à des éboulis de couverture. La géomorphologie de ce secteur s'explique bien par la présence de ce sillon majeur, même si celui-ci est suffisamment recouvert d'éboulis pour qu'il ne soit pas recoupé par le projet de tunnel.

5.2. Coût, délais et ordonnancement des reconnaissances

Dans le cadre de cette étude, les ordres de grandeur des coûts des différentes reconnaissances sont ici rassemblés :

- 50 k€ pour la réalisation des levés de terrain (150 points d'observation) incluant l'appropriation, la réalisation et l'enregistrement pour un délai total de 3 mois ;
- 100 k€ pour la réalisation des profils sismiques. La campagne a consisté en 18 profils totalisant 1500 m investigués. Les délais associés ont été très brefs, de deux mois entre le début de la campagne et la livraison des résultats ;
- 1500 k€ pour 1315 m de sondages sur 15 sondages carottés (dont une partie en SS4 pour risque de rencontre d'amiante) et deux sondages pressiométriques. Les délais associés sont de 9 mois de réalisation de sondage avec des résultats au fil de l'eau et un rapport de sondage final 18 mois après le démarrage de la campagne.

Ce retour d'expérience illustre l'efficacité de la gradation dans les reconnaissances. Celles-ci débutent par les méthodes les plus légères que sont les levés de terrains qui permettent de flécher les besoins en reconnaissances plus importants. Les outils géophysiques sont précieux bien que leurs informations indirectes demandent toujours à être confirmées. Ces données géophysiques affinent les connaissances et consolident non seulement la nécessité d'avoir des reconnaissances intrusives (sondages) tout en en optimisant les emplacements et les dimensions.

6. Conclusions

Ce retour d'expérience des différents types de reconnaissance illustre la pertinence de la gradation des reconnaissances et la robustesse des premiers modèles géologiques établis sur base des levés de terrain. Ceux-ci requièrent peu de moyens et des délais de mise en œuvre courts. Surtout, ils permettent de guider et définir les reconnaissances géophysiques et les sondages par l'établissement des modèles géologiques initiaux qui orientent les recherches. Les coûts associés pour chaque type de reconnaissance confirment l'efficacité de la démarche : les levés de terrain fournissent les grandes lignes des modèles, la géophysique confirme/infirme et les sondages précisent ce que l'on recherche.

7. Références bibliographiques

AFTES, GT32R2F1 (2012). Caractérisation des incertitudes et des risques géologiques, hydrogéologiques et géotechniques.

AFTES, GT24R3F1 (2020). Reconnaissances géologiques, hydrogéologiques et géotechniques nécessaires à la conception des ouvrages souterrains.

Boulvain F. (2011). Géologie de terrain : de l'affleurement au concept. Technosup.

CETU (2021). Levés géologiques et hydrogéologiques de terrain pour les ouvrages souterrains. Guide, 24 p.

Goguel J. (1967). Application de la géologie aux travaux de l'ingénieur, Masson, 373 p.

LCPC (1982). Reconnaissance géologique et géotechnique des tracés de routes et autoroutes. Notice d'information technique du Ministère des transports. Guide technique du LCPC.

LCPC (1999). L'utilisation de la photo-interprétation dans l'établissement des plans de prévention des risques liés aux mouvements de terrain. Guide technique du LCPC.
Lisle (2004). Geological structures & Maps: A practical guide. Elsevier.
McClay (1987). Mapping of geological structures. Geological Soc.of London Handbook.

Utilisation de la nouvelle méthode d'imagerie 3D du sous-sol par sismique dite « passive » pour la détermination des Vs sur un site industriel – Analyse comparative des résultats avec les méthodes Cross Hole, H/V et AVA

Use of the new « passive » seismic 3D underground imaging method for the Vs determination on an industrial site – Comparative analysis of the results with the Cross-hole, H/V and AVA methods.

O. MAGNIN[1], A. TOURETTE[1], A. LAVOUE[2], S. UNTERSEH[3], JF. TISSANDIER[3]
[1] *EGIS,*
[2] *Sisprobe,*
[3] *Total Energies*

RÉSUMÉ – La nouvelle méthode de reconnaissance géophysique par sismique dite « passive » est particulièrement bien indiquée pour l'obtention d'un modèle 3D de vitesses des ondes de cisaillement, ceci afin de mieux maitriser le risque sismique sur les sites industriels sensibles. Contrairement à l'imagerie par sismique active, qui utilise une source artificielle de type chute de poids ou explosif, l'imagerie par sismique passive exploite la propagation des ondes sismiques générées par des sources naturelles (vent, houle …) ou anthropiques (bruits d'origine urbaine ou industrielle). Nous présentons dans cet article les résultats particulièrement prometteurs obtenus sur un site industriel du groupe Total Energies, sur lequel nous avons pu tester différents protocoles d'acquisition. Le modèle 3D de Vs obtenu à l'échelle de l'ensemble du site, sur une profondeur de plus de 250 m, est corrélé avec les résultats des sondages géologiques disponibles, ainsi qu'avec les résultats des mesures H/V effectuées sur le site. Une analyse comparative des résultats est aussi présentée, au regard des valeurs de Vs obtenues avec des méthodes plus classiques de mesures sismiques Cross Hole (mesures effectuées sur un triplet de forages jusqu'à 30 m de profondeur), et de mesures sismiques de type AVA (Ambient Vibration Array), également effectuées sur le site.

ABSTRACT – The recent development in passive seismic method is particularly well suited for the 3D Vs characterization, especially for seismic hazards study of sensible industrial site. In opposition to active seismic studies, which are performed using weight drop source or explosives, passive seismic method uses the propagation of surface waves generated by natural or anthropic ambient noises. We present in this paper, the promising results obtained at an industrial site near Lyon (France), where we had the opportunity to test different acquisition procedures. The 3D Vs model obtained at a large and continuous scale over the entire area, with 250 m investigation depth, is correlated with a simple geological model obtained from existing drillhole data, respectively with H/V seismic measurements results performed on the same site. A comparative analysis is also performed with Vs values obtained using more classical seismic Cross Hole measurements (between 3 boreholes until 30 m depth), and Vs values obtained using an Ambient Vibration Array (AVA) analysis to characterize a Vs profile on the first 40 m.

1. Introduction

Le développement récent de capteurs sismiques autonomes, permettant l'enregistrement en continu de données sismiques sur des durées de plusieurs semaines, a permis en particulier de développer une nouvelle méthode de prospection géophysique dite de « sismique passive ».

Cette nouvelle approche repose sur l'enregistrement du bruit sismique ambiant sur un grand nombre de capteurs autonomes. Elle permet ainsi une investigation non destructive permettant de réaliser une imagerie 3D des caractéristiques physiques du sous-sol, sur des profondeurs

importantes de plusieurs centaines de mètres, profondeurs accessibles jusqu'à présent uniquement par la méthode de sismique réflexion nécessitant des sources actives de type explosif ou camions vibrateurs de plusieurs tonnes.

Cette nouvelle technique utilise le bruit sismique ambiant provenant de sources naturelles (vent, houle …) ou anthropiques (bruits d'origine urbaine ou industrielle). Le traitement effectué repose sur l'analyse de la dispersion des ondes de surface, qui permet de reconstruire un modèle 3D de la distribution des vitesses des ondes de cisaillement (Vs).

Les résultats peuvent être utilisés seuls ou conjointement avec d'autres données géophysiques ou géologiques, ou utilisés pour améliorer l'imagerie des données de sismique active.

Sur le site test étudié, 3 modèles de Vs ont été obtenus à partir d'un réseau élargi recouvrant l'ensemble du site avec 200 capteurs espacés en moyenne de 60m, et de 2 réseaux plus haute résolution localisés au Sud et au Nord du site, comprenant chacun une centaine de capteurs espacés en moyenne de 20 m.

L'objectif de cet article est de comparer les 3 modèles de Vs obtenus par ANSWT (Ambient Noise Surface Wave Tomography) avec les résultats obtenus avec les méthodes de caractérisation des Vs classiquement utilisés en géotechnique, à savoir les mesures de type Cross-hole et AVA (Ambient Vibrating Array). Nous comparons aussi les résultats d'ANSWT avec les résultats obtenus en interprétation H/V, méthode utilisée pour la caractérisation de la fréquence naturelle de résonance d'un site pour les problématiques d'aléa sismique.
L'objectif est d'évaluer si les résultats ANSWT associés aux informations géologiques sont suffisants pour avoir une bonne compréhension du sous-sol, et une bonne caractérisation de ses Vs jusqu'à grande profondeur.

2. Présentation des méthodes géophysiques

L'ANSWT utilise le bruit sismique ambiant provenant de sources naturelles et anthropiques pour l'imagerie et la surveillance du sous-sol. La corrélation croisée entre les paires de récepteurs est utilisée pour extraire la fonction de Green (Bensen et al., 2007, Lecocq et al., 2014), et pour analyser la dispersion des ondes de surface, et générer ainsi un modèle de vitesse (Mordret et al., 2013, Boué et al., 2016, Shapiro et al. 2004). Le modèle de vitesse des ondes de cisaillement (Vs) est obtenu avec une inversion conjointe des ondes de Rayleigh et de Love à l'aide de l'algorithme de voisinage (Sambridge, 1999), décrit en détail par Mordret et al. (2014).
Trois modèles de vitesses ont été obtenus en utilisant trois réseaux de stations autonomes 3 composantes. Un réseau de 200 nodes élargi à l'ensemble de la raffinerie (zone de 3 km x 0,6 km), de distance interstation de 60 m, a été déployé pour étudier la profondeur du substratum rocheux (profondeur minimale d'investigation d'environ 30 m). Deux réseaux denses de 100 nodes chacun avec des distances interstations de 20 m ont été déployés dans la partie nord et sud du site pour une meilleure résolution à faible profondeur (profondeur d'investigation minimale d'environ 10 m).

La méthode H/V (Nakamura, 1989) calcule un rapport spectral du bruit ambiant enregistré sur les composantes horizontale et verticale. Le rapport spectral H/V est basé sur le contraste d'impédance, comme par exemple la présence de sédiments meubles sur un substratum rocheux. Pour un contraste d'impédance élevé, le rapport H/V présente un pic prononcé proche de la fréquence fondamentale (F_0) de résonance de l'onde S, correspondant à la fréquence de résonance propre du site (F_0 = Vs/4H).
80 mesures H/V réparties sur l'ensemble du site ont été réalisées à l'aide de sismomètres tridirectionnels Lennartz 1 seconde. Les résultats de ces mesures H/V ont été fournies par Total Energies.

La méthode Ambient Vibrating Array (AVA, Wathelet et al., 2008) utilise les caractéristiques de dispersion des ondes de surface pour récupérer la vitesse des ondes de cisaillement en fonction de la profondeur. Cette méthode calcule les courbes de dispersion à l'aide d'une analyse FK d'un

réseau de capteurs, placés généralement sur des cercles concentriques de diamètre croissant, pour ensuite inverser cette courbe pour obtenir un modèle 1D des Vs du sol. Pour cette étude, plusieurs réseaux en forme de cercle, constitués de 7 stations sismologiques Lennartz 1 seconde, de différentes tailles (cercle de 10, 20, 20 et 50 mètres de rayon), ont été successivement déployés pour permettre une analyse à différentes profondeurs. L'objectif principal de cette méthode était de calculer un profil Vs jusqu'à une cinquantaine de mètres de profondeurs. Ces résultats AVA ont été fournis par Total Energies.

La méthode Cross-hole (ASTM D4428 - 2007) mesure le temps de parcours des ondes de compression et de cisaillement entre plusieurs forages. Elle permet de déterminer Vp et Vs en fonction de la profondeur en considérant la déviation des forages. Dans cette étude, l'essai Cross-hole a été réalisé dans trois forages distant de 5 m, avec une mesure tous les mètres, de 1 à 29 mètres de profondeur. Les ondes S ont été identifiées sur toute la hauteur du forage. Le modèle 1D de Vs final jusqu'à 30 m de profondeur a été fourni par Total Énergies.

3. Présentation du site

Le site se situe dans la vallée du Rhône au sud de Lyon. La géologie est impactée en profondeur par l'épisode d'incision Messinienne et en surface par la sédimentation fluviale du Rhône. La géologie est ainsi dominée par 3 grandes unités : Le socle granitique en profondeur, la molasse intermédiaire et les alluvions récentes en surface. Les sondages de la banque du sous-sol disponibles (BSS), consultable sur le portail Infoterre du BRGM, confirme cette géologie sans préciser la profondeur du socle granitique par l'absence de forage profond proche.

La figure 1 localise les différentes méthodes. La profondeur d'investigation est différente selon les méthodes et dépend principalement de la géométrie d'acquisition (ouverture du réseau) et du contenu fréquentiel du bruit ambiant. Ainsi, les deux réseaux denses ont une profondeur d'investigation de 100 m, le réseau élargi atteint 250 mètres de profondeur. Les mesures AVA ont une profondeur d'investigation d'environ 50 mètres, et le Cross-Hole de 30 mètres.
Les mesures H/V donnent des valeurs de fréquence correspondant au contraste couverture/socle rocheux.

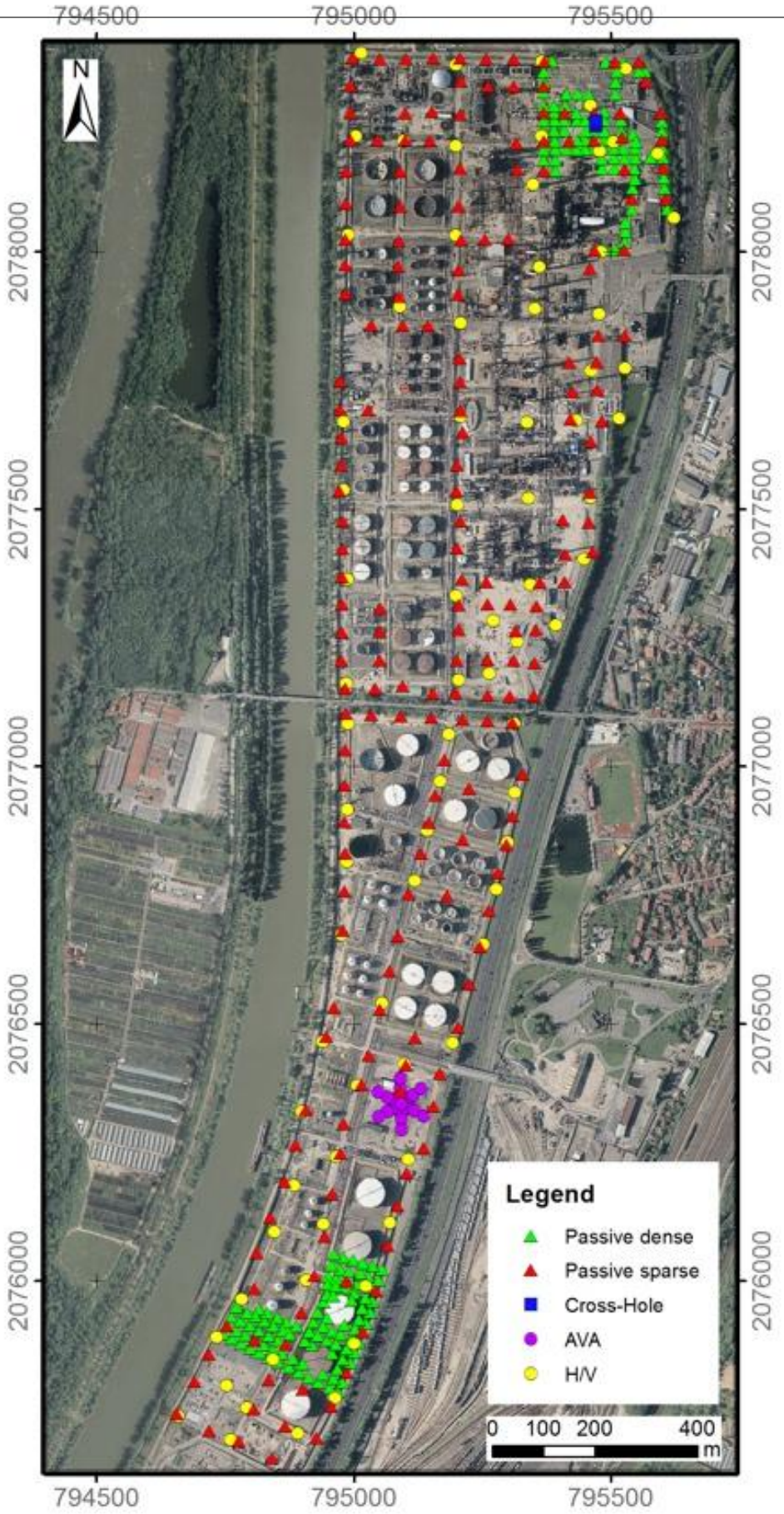


Figure 1: Localisation des différentes méthodes utilisées.

4. Résultats et comparaison des différentes méthodes

Nous présentons, ci-dessous, les comparaisons des modèles 1D de Vs obtenus avec les méthodes Cross-hole et AVA, avec les modèles obtenus par sismique passive. Cette comparaison permet d'évaluer les vitesses moyennes du site que nous utiliserons pour calculer les profondeurs du socle granitique à partir des données H/V. Enfin, nous comparons ces résultats de profondeur du socle avec le modèle 3D Vs obtenu à partir de la sismique passive réalisée sur l'ensemble du site.

Comparaison du cross-hole, AVA et sismique passive

La figure 2 présente, à gauche, les modèles 1D Vs obtenus à partir de la sismique passive au droit du Cross-hole. Les 2 modèles, obtenus à partir du réseau dense et du réseau élargi, sont représentés respectivement en vert et en bleu. Le modèle obtenu à partir de la méthode Cross-Hole donne des valeurs Vs similaires à celles du réseau dense jusqu'à 10-14m (Vs = 400m/s). La transition nette de vitesse de 400 m/s à 600 m/s se produit à 20 m de profondeur pour le Cross-Hole et à 14 m de profondeur pour la sismique passive dense. Le modèle Vs obtenu avec le réseau élargi correspond bien à une moyenne de ces vitesses (500 m/s), ce qui s'explique par la résolution plus faible liée à la géométrie du réseau et au contenu fréquentiel exploitable. Les vitesses à partir de 40m de profondeur, deviennent équivalentes (750 m/s) pour les 2 réseaux.

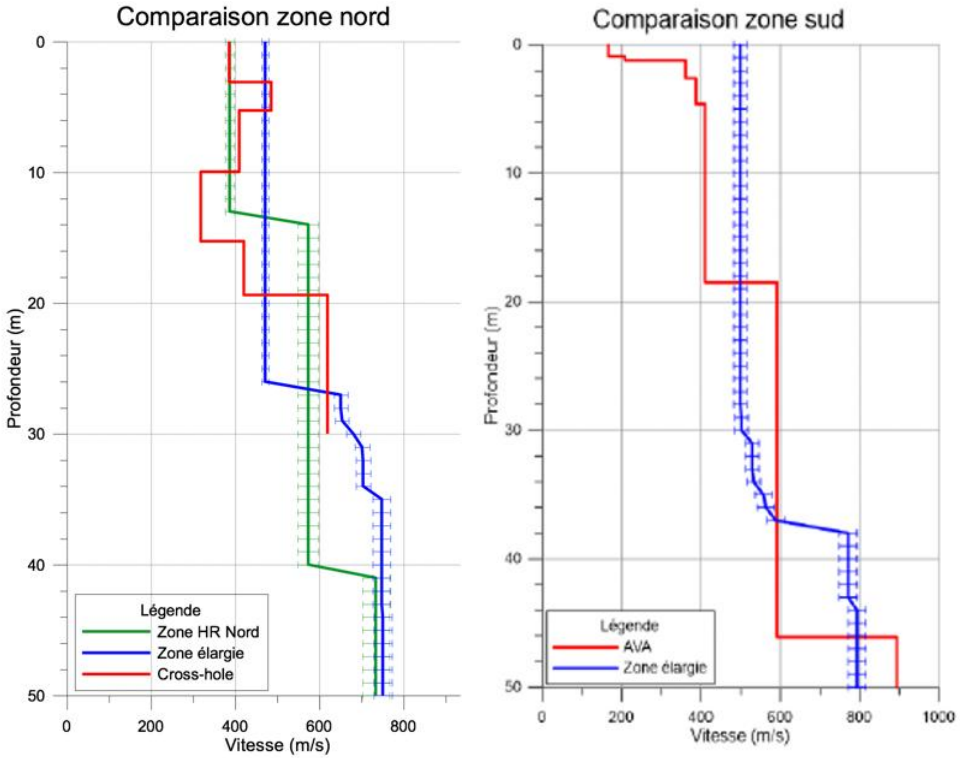


Figure 2 : À gauche, Résultats du Cross-hole comparés aux résultats de la passive des réseaux dense et élargi ; à droite, résultats des mesures AVA comparés aux résultats de la passive du réseau élargi .

La figure 2 compare, à droite, les modèles 1D de Vs obtenus à partir des mesures AVA et à partir du réseau élargi de sismique passive au même point. De nouveau, les vitesses trouvées avec le réseau élargi jusqu'à 40 m correspondent bien à la moyenne des vitesses récupérées avec la méthode AVA, cette correspondance qui s'observe sur la moyenne s'explique par la plus faible résolution en surface de la sismique passive. Les vitesses obtenues avec la méthode AVA sont bien en accord avec l'essai Cross-Hole situé plus au nord, jusqu'à 30 m de profondeur. Au-delà de 40 mètres de profondeur, les résultats obtenus par la méthode AVA sont en limite de profondeur d'investigation compte tenu de la taille du plus grand cercle mesurée.

Ainsi, sur les 30-40 premiers mètres, les mesures Cross-hole et AVA restent plus précises mais la méthode ANSWT fournit une approximation cohérente et fiable bien que sa résolution diminue en très proche surface. Cette résolution dépend directement de la géométrie du réseau et du contenu fréquentiel exploitable.

Comparaison H/V et sismique passive

Il est possible de calculer la profondeur théorique du socle granitique à partir des résultats H/V (Figure 3) en utilisant la vitesse moyenne déduite des modèles obtenus par ANSWT. La profondeur théorique du socle rocheux peut être calculée par $H = Vs/(4F_0)$. Pour les fréquences F_0 = 1Hz (couleur bleue) et F_0 = 2Hz (couleur rouge), on trouve respectivement des profondeurs d'environ 190 m et 90 m, pour une Vs moyenne de 750 m/s. Cette Vs moyenne correspond à la vitesse moyenne des molasses obtenues avec le réseau élargi jusqu'à l'iso-vitesse 900 m/s, interprétée comme l'interface entre la molasse et le toit du socle granitique.

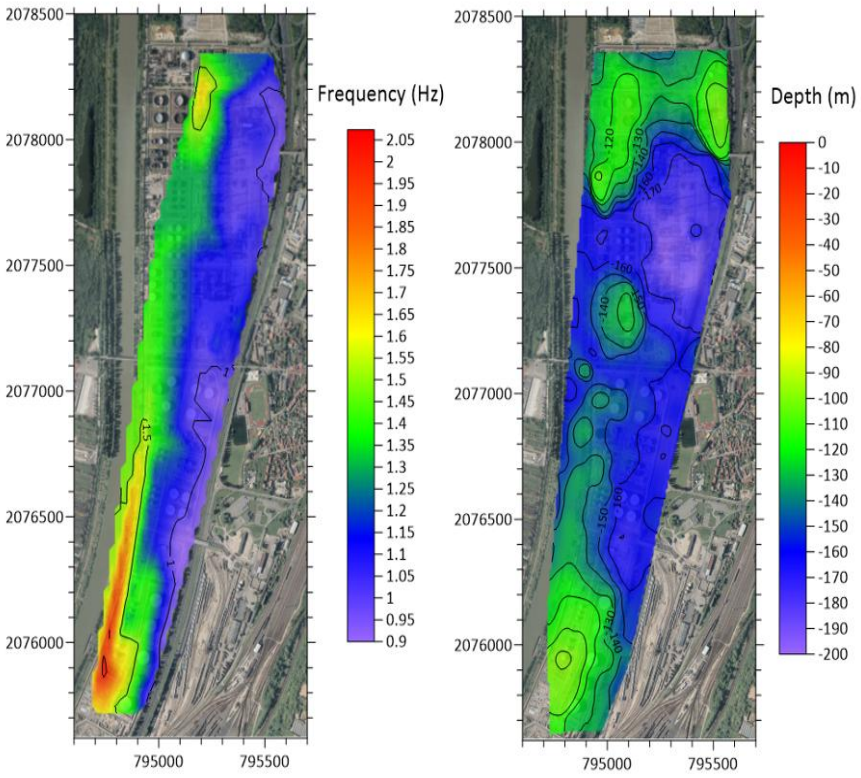


Figure 3: A gauche, résultats des mesures H/V, et à droite, iso-vitesse du 900 m/s obtenue à partir du modèle de vitesses du réseau élargi.

L'iso-vitesse du 900 m/s présenté sur la Figure 3 est extraite du modèle 3D de Vs obtenu par le réseau élargi de sismique passive (Figure 4). Comme on peut le constater sur le modèle 3D, le fort gradient de vitesse passant de 800 m/s à plus de 1500 m/s sur toute la zone de l'étude, permet d'interpréter l'iso-vitesse 900 m/s comme l'interface entre la molasse et le toit du socle granitique.
Cette iso-surface de 900 m/s évolue entre 110 et 190 m de profondeur, ce qui correspond aux profondeurs obtenues en H/V. Cette bonne correspondance confirme l'hypothèse de fréquences H/V liées à la résonance naturelle sur l'interface molasse/granite. On retrouve l'approfondissement du socle granitique vers l'est, et les zones moins profondes au nord et au sud. Seule l'extrémité de la zone nord-est présente des résultats différents, qui pourraient être expliqués par des effets de bord de l'imagerie ANSWT ou par des spectres un peu plus bruités en H/V.

On ne dispose pas de forages sur le site ayant été réalisés jusqu'à une profondeur permettant d'atteindre les granits, mais on dispose de plusieurs données de forage effectués à proximité. On citera en particulier :

- un forage effectué à 500 m à l'ouest du Rhône qui l'a trouvé à 40 m de profondeur
- un forage réalisé à Solaize à 2 km au Sud qui l'a touché à 110 m
- un forage situé à Corbas, à 4 km à l'est de la zone d'étude, qui n'a pas atteint le substratum rocheux à 130 m de profondeur.

Les profondeurs obtenues au droits du site sont donc tout à fait réalistes. En effet, le socle granitique est quasi-affleurant à l'ouest du Rhône et plonge rapidement vers l'est sous le Rhône.

Ainsi, les résultats de sismique passive est en concordance avec les mesures H/V qui décrivent l'évolution du toit du socle granitique. L'ANSWT permet donc d'obtenir un modèle 3D des Vs fiable jusqu'à plusieurs centaines de mètres de profondeur.

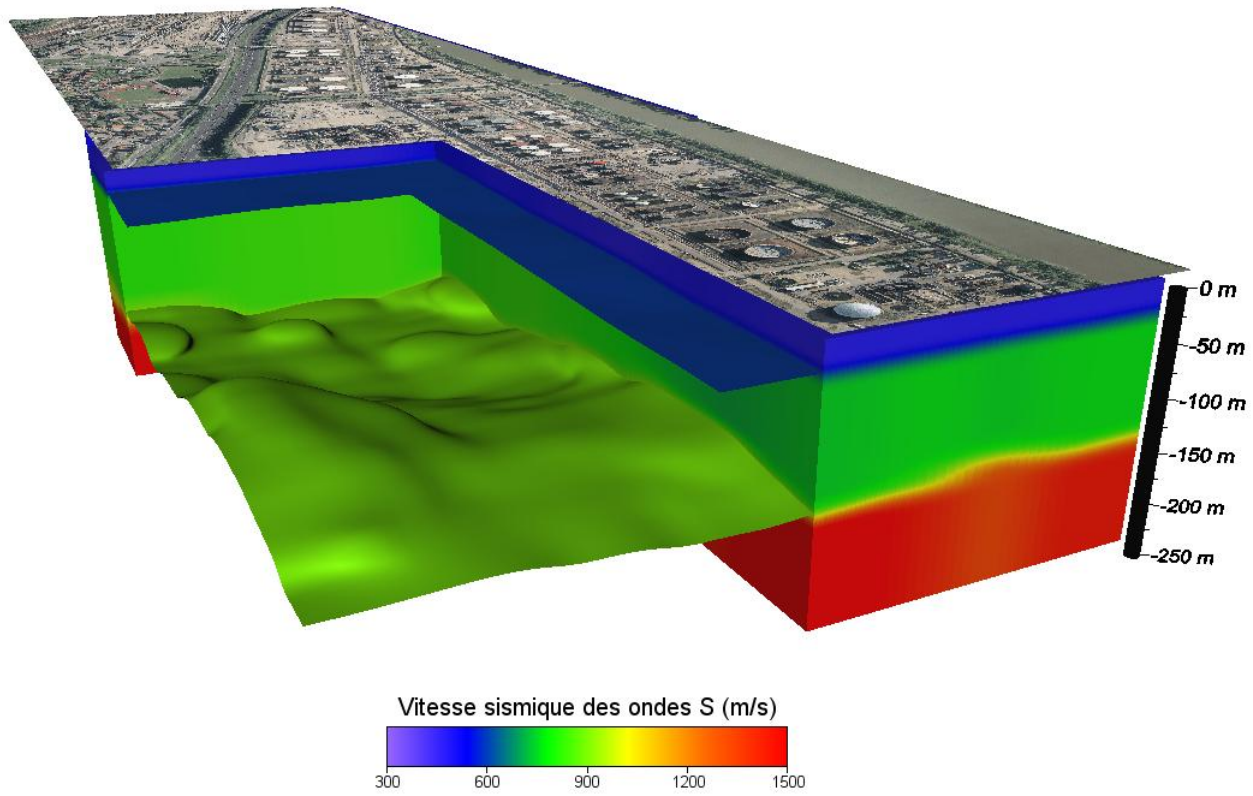


Figure 4 : Modèle 3D de Vs obtenu par le réseau élargi avec la représentation de l'iso-surface 900 m/s.

5. Conclusions et applications

La comparaison des résultats de l'ANSWT est en bonne concordance avec les méthodes de caractérisation des Vs habituellement mises en oeuvre (Cross-hole, AVA). Les différences observées s'expliquent par les différences de résolution propres à chacune des méthodes utilisées.

L'ANSWT est donc une méthode fiable pour caractériser les Vs du sous-sol, bien que sa résolution diminue en très proche surface. L'ANSWT permet de caractériser les vitesses jusqu'à plusieurs centaines de mètres. Obtenir de tels résultats avec des essais Cross-hole seraient compliqués et onéreux à mettre en œuvre. D'autre part, l'ANSWT caractérise le sous-sol dans les

3 dimensions et peut donc être utilisée non seulement comme une méthode d'imagerie structurale apportant une meilleure connaissance géologique d'un site, mais aussi pour caractériser mécaniquement les matériaux du sous-sol.

Dans la présente étude, l'ANSWT du réseau élargi à l'ensemble de la raffinerie a permis d'imager la profondeur du socle granitique entre 110 et 190 mètres de profondeur. Elle permet également d'obtenir un cube 3D des Vs, qui peut être utilisé pour les études d'aléa sismique. En effet, il est possible de calculer la Vs30, vitesse moyenne des 30 premiers mètres définie par la formule suivante :

$$Vs_{30} = \frac{30}{\sum_i^N \frac{h_i}{V_i}}$$

La figure 5, ci-dessous, présente le résultat du calcul de la Vs30 à partir des résultats des blocs 3D obtenues sur la zone élargie et les 2 zones denses. Le Cross-Hole réalisé sur la zone Nord (voir localisation sur la Figure1) donne une Vs30 de 440 m/s qui concorde parfaitement avec la carte de Vs30 obtenue sur la zone nord avec des valeurs comprises entre 460-480 m/s. Les valeurs obtenues sur le réseau élargi sont légèrement plus élevées (500 – 520 m/s) du fait de la plus faible résolution en surface.

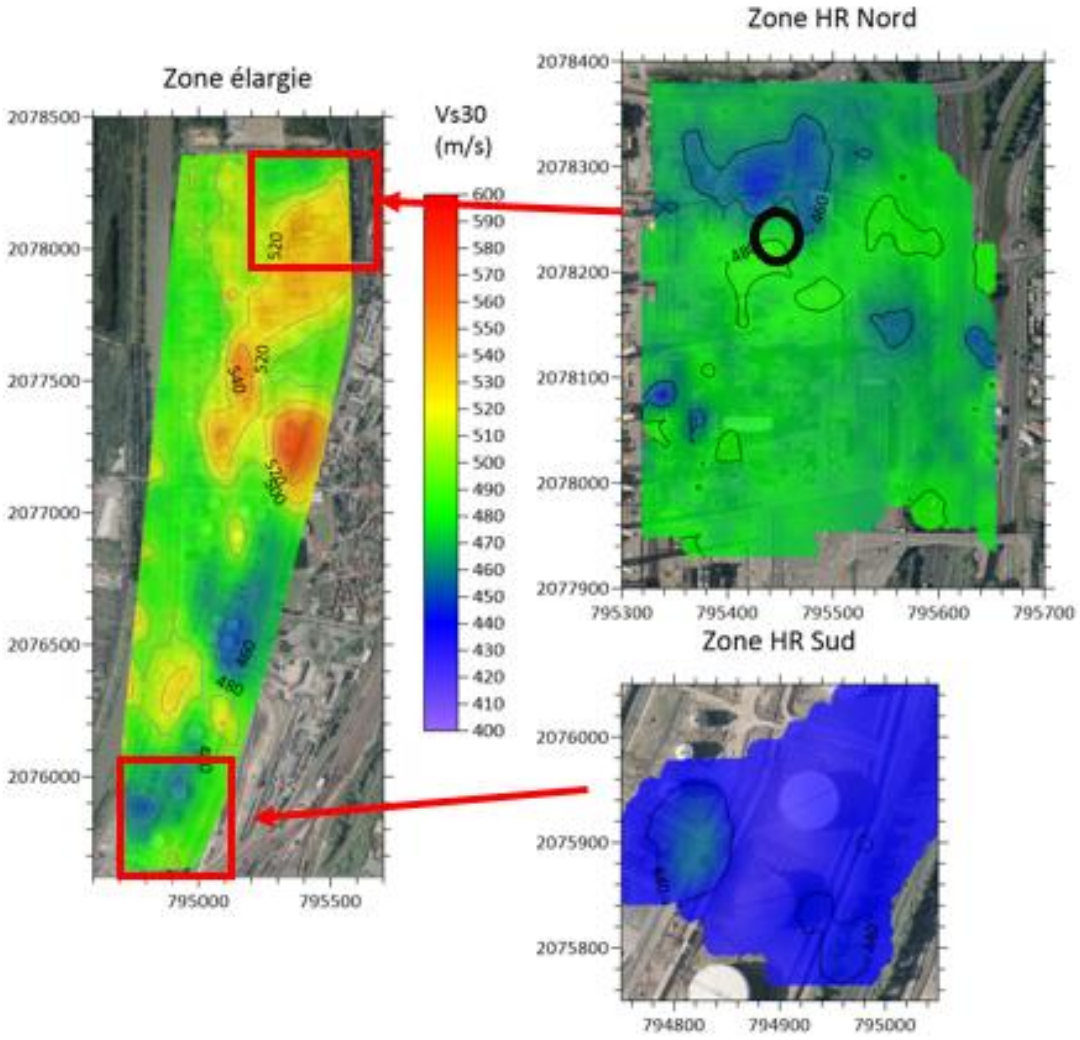


Figure 5: Comparaison Vs30 obtenue à partir des différents réseaux.

La caractérisation des Vs par sismique passive, dans les 3 dimensions, peut ainsi être utilisée pour calculer une Vs30 et donc pour estimer les classes de sol tel que définies par l'Eurocode 8. Ce modèle 3D de Vs peut également être utilisé pour des études d'aléa sismique prenant en compte les effets de site, ou pour obtenir des paramètres tel que la H800, profondeur à partir de laquelle une Vs de 800 m/s est rencontrée.

6. Références bibliographiques

Bensen, G. D., Ritzwoller, M. H., Barmin, M. P., Levshin, A. L., Lin, F., Moschetti, M. P., ... & Yang, Y. (2007). Processing seismic ambient noise data to obtain reliable broad-band surface wave dispersion measurements. *Geophysical Journal International*, *169*(3), 1239-1260.

Boué, P., Denolle, M., Hirata, N., Nakagawa, S., & Beroza, G. C. (2016). Beyond basin resonance: characterizing wave propagation using a dense array and the ambient seismic field. *Geophysical Journal International*, *206*(2), 1261-1272.

Lecocq, T., Caudron, C., Brenguier, F. (2014). MSNoise, a Python Package for Monitoring Seismic Velocity Changes Using Ambient Seismic Noise, *Seismological Research Letters*, 85 (3): 715-726.

Mordret, A., Landes, M., Shapiro, N., Singh, S., and Roux, P. (2014). Ambient noise surface wave tomography to determine the shallow shear velocity structure at Valhall: depth inversion with a Neighbourhood Algorithm. Geophysical Journal International, 198(3), 1514-1525.

Mordret, A., Landès, M., Shapiro, N. M., Singh, S. C., Roux, P., & Barkved, O. I. (2013). Near-surface study at the Valhall oil field from ambient noise surface wave tomography. *Geophysical Journal International*, *193*(3), 1627-1643.

Nakamura Y (1989) A method for dynamic characteristics estimation of subsurface using microtremor on the ground surface. Quart Rep RTR 30(1):25–33

Sambridge, M. (1999). Geophysical inversion with a neighborhood algorithm—i. searching a parameter space, *Geophysical Journal International*, 138(2), 479–494.

Shapiro, N. M., & Campillo, M. (2004). Emergence of broadband Rayleigh waves from correlations of the ambient seismic noise. *Geophysical Research Letters*, *31*(7).

Wathelet, M., Jongmans, D., Ohrnberger, M. *et al.* Array performances for ambient vibrations on a shallow structure and consequences over V_s inversion. *J Seismol* **12,** 1–19 (2008). https://doi.org/10.1007/s10950-007-9067-x

PROPOSITION D'UNE CORRECTION DE MEMBRANE POUR LE PRESSIOMETRE

PROPOSAL FOR MEMBRANE CORRECTION FOR THE PRESSUREMETER

Jacques MONNET[1], Luc BOUTONNIER[2], Dino MAHMUTOVIC[2]
[1] *Gaiatech , 22 rue Antoine Chollier, Seyssinet F-38170, France*
[2] *EGIS , 3 rue docteur Schweitzer, F-38180, Seyssins, France*

RÉSUMÉ Nous présentons de nouvelles corrections des mesures du pressiomètre qui tiennent compte de l'épaisseur, de l'écrasement, de la déformation de la membrane similaire à celle d'une poutre. Une correction théorique est proposée et vérifiée numériquement par calcul éléments finis pour l'expansion de la sonde. Une application est réalisée sur les essais croisés Fondasol réalisés sur le site de Messanges (40)

ABSTRACT – We present new corrections of the pressuremeter measurements that take into account the thickness and crushing of the membrane, the deformation of the membrane similar to that of a beam. A theoretical correction is proposed and numerically verified with a finite element calculation for the expansion of the probe. An application is carried out on the Fondasol cross-tests carried out on the Messanges (40) site

1. Introduction

Figure 1 Déformation de la sonde nue à l'étalonnage pour la résistance propre

Figure 2 Déformation du tube fendu à l'étalonnage pour la résistance propre

L'évolution du secteur du génie civil en site urbain oblige à construire en respectant le bâtit ancien. Seuls les modèles numériques permettent de répondre à cette demande. Il devient alors extrêmement important d'analyser les tests in situ habituels pour en déduire les paramètres effectifs du comportement du sol (module de Young, cohésion, frottement). Pour le pressiomètre, il est nécessaire de faire un saut qualitatif, passant des pressions mesurées à l'intérieur du pressiomètre, aux pressions appliquées à l'extérieur sur le sol, de sorte qu'il soit possible de le considérer non seulement comme un essai in situ, mais surtout comme un appareil capable d'appliquer une force de cisaillement sur le sol.

Les normes relatives aux pressiomètres (AFNOR, 2013; ASTM, 1994) considèrent que la sonde a une membrane sans épaisseur de sorte que la pression de l'eau à l'intérieur de la sonde est égale à la pression de réaction du sol à l'extérieur, mais avec une correction

due à la résistance propre de la membrane. Ils considèrent également que la sonde se déforme comme un cylindre.

La nouvelle courbe corrigée de l'effet de membrane que nous proposons est plus proche de la réponse « réelle » du sol à la force appliquée par le pressiomètre, et l'interprétation inverse de l'essai du pressiométrique donne des caractéristiques plus réalistes du sol comme l'angle de frottement (Monnet, 2012 ; Monnet, 2016) ou la cohésion (Monnet and Chemaa, 1994), mais aussi le module de Young (Figure 11).

2. Analyse des corrections de membrane

2.1 Corrections liées à l'épaisseur de la membrane et du tube fendu

Si l'on considère la sonde comme un tube (Figure 3) avec une pression d'eau p_{yi} interne (l'indice i relatif à la partie interne de la membrane; l'indice y relatif à la position longitudinale dans la sonde où la pression est appliquée) appliquée au rayon interne r_i et une pression p_{ye} de réaction externe appliquée au rayon externe r_e il y a une différence entre p_{yi} et p_{ye} . En tenant compte de l'épaisseur de la membrane de la sonde (Figure 3) et de la différence entre le rayon extérieur r_e et le rayon interne r_i, l'équation (1) donne la relation entre la pression interne p_i de l'eau à l'intérieur de la sonde et la pression de réaction du p_e du sol l'extérieur de la sonde. La pression à l'extérieur de la sonde est inférieure à la pression à l'intérieur. Ce phénomène n'est pas pris en compte par les normes (ASTM, 1994; AFNOR, 2013), seules les pertes de pression de p_{ie} de la sonde sont introduites en tant que correction de pression (2) pour prendre en compte la rigidité de la sonde.

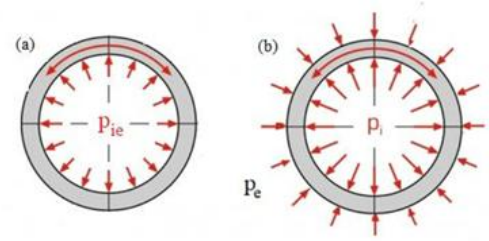


Figure 3 : Différence entre la pression intérieure p_i et la pression extérieure p_e, pendant l'essai d'étalonnage (a), pendant l'essai pressiométrique dans le sol (b)

$$p_i.r_i.d\theta = p_e.(r_i + e).d\theta = p_e.r_e.d\theta \qquad (1)$$

$$(p_i - p_{ie}).r_e.d\theta = p_e.(r_i + e).d\theta = p_e.r_e.d\theta \qquad (2)$$

2.2 Cas de la sonde avec les extrémités libres - sonde nue G

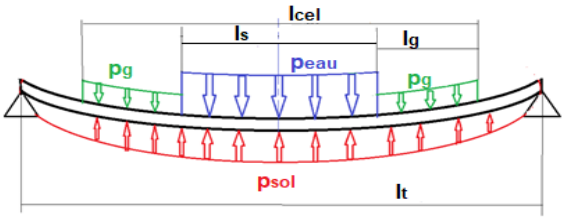


Figure 4 : Principe de correction de membrane pour la sonde nue G

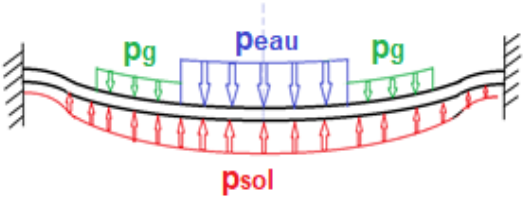


Figure 5 : Principe de correction de membrane pour le tube fendu

Le principe de la correction de membrane est présenté (Figure 4). Il consiste à considérer la membrane et le tube fendu du pressiomètre par fraction angulaire unitaire avec l'analogie d'une poutre, avec des extrémités libres ou des extrémités encastrées, chargées par la pression de l'eau sur la cellule de mesure et par la pression de l'air sur les cellules de garde. Cette poutre se déforme sous ces efforts et le sol à l'extérieur de la sonde exerce une pression élastique en réaction, ce qui implique une pression plus

élevée dans les zones les plus déformées et une pression p_0 considérée comme nulle aux extrémités sans déformation, dans la mesure où l'essai est réalisé dans un préforage.

Le rayon de la sonde (Figure 1) déformée (3) est supposé être analogue à celle d'une poutre sur deux appuis simples (figure 4) de forme quadratique, où la longueur de la sonde déformée est l_t constante le long de l'essai; la valeur de y est 0 sur le plan médian de la sonde et $l_t/2$ au bord de la sonde; r_0 est le rayon de la sonde à son bord et r_{max} est le rayon sur le plan médian de la sonde. Nous utilisons l'hypothèse du module de réaction de Winkler (Gilbert, 1995). La réaction du sol p_y (4) est supposée être proportionnelle à une réaction élastique à la déformation le long de la sonde où p_0 est la pression à l'extrémité de la sonde et p_{max} la pression au centre de la sonde. Les relations de déformation (3) et de pression (4) sont homogènes et proportionnelles. Les calculs sont effectués en pression effective. À ce stade, le coefficient de proportionnalité (ou module de réaction) est inconnu :

$$r_y = r_{max}.\left[4.\left(\frac{r_0}{r_{max}} - 1\right).\left(\frac{y}{l_t}\right)^2 + 1\right] = \left[4.(r_0 - r_{max}).\left(\frac{y}{l_t}\right)^2 + r_{max}\right] \quad (3)$$

$$p_y = p_{max}.\left[4.\left(\frac{p_0}{p_{max}} - 1\right).\left(\frac{y}{l_t}\right)^2 + 1\right] = \left[4.(p_0 - p_{max}).\left(\frac{y}{l_t}\right)^2 + p_{max}\right] \quad (4)$$

Sur la paroi du forage, la force de réaction du sol $F_{réact}$ est trouvée par intégration de (4). La nappe phréatique applique une force F_{nappe} associée à la pression de p_{water} (supposée constante le long de la hauteur de la sonde) exercée par la nappe phréatique. À l'intérieur de la sonde (Figure 4), le fluide applique la pression d'eau et la pression de gaz pour le pressiomètre Ménard (Baguelin et al., 1978) ou seulement la pression du gaz sur l_s. L'air applique une pression d'air p_g le long des deux cellules de garde de longueur l_g et la longueur totale de la zone chargée est donnée par l_{cel}.

Le volume intérieur de la sonde est calculé par intégration de (3) déduit de l'épaisseur de la membrane, avec V_{si} le volume initial à l'intérieur et ΔV le volume injecté pour une mesure et un palier de pression donné. Ce volume devient (7) une équation de second degré en variable r_{max} qui permet de trouver r_{max}. L'équilibre de la sonde est atteint lorsque la force interne F_{cel} est égale à la force externe de la sonde, c'est-à-dire la somme de la force de réaction du sol $F_{réact}$ et de celle de l'eau F_{nappe}. La valeur p_{max} est alors trouvée par l'équation (5), la valeur moyenne par p_{moy} par (6) et la variation de rayon par $\dot{r_{max}}$ par (7).

$$p_{max} = \frac{F_{cel} - F_{nappe}}{\pi.\left[\frac{4}{15}.(r_0 - r_{max}).l_t + \frac{4}{3}.r_{max}.l_t\right]} \quad (5)$$

$$p_{moy} = \frac{1}{l_s}.\int_{-\frac{l_s}{2}}^{\frac{l_s}{2}} p_y.dy = p_{max}\left(1 - \frac{l_s^2}{3.l_t^2}\right) \quad (6)$$

$$256.\pi.\dot{r_{max}}^2.(I_2 + I_3 + I_4 - 2.I_5 - 2.I_6) + 32.\pi.\dot{r_{max}}.(r_0 - E_{peau}).(I_{10} - I_{11} + I_2) + \pi.(r_0 - E_{peau})^2.l_s - V_{si} - dV = 0 \quad (7)$$

La connaissance de r_{max}, peut être utilisée pour déterminer le r_{moy} de rayon moyen par relation (8)

$$r_{moy} = \frac{1}{l_s}.\int_{-\frac{l_s}{2}}^{\frac{l_s}{2}} r_y\,.dy = r_{max} - (r_{max} - r_0).\frac{l_s^2}{3.l_t^2} \quad (8)$$

2.3 Cas de la sonde avec les extrémités encastrées – le tube fendu

Dans le cas du tube fendu (figures 2), la sonde se déforme selon la relation (9) par analogie avec la déformée d'une poutre déformée encastrée aux deux extrémités, avec la longueur l_t de la partie déformable (longueur des fentes). La pression de réaction est alors (10). Au dehors de la sonde, la force de réaction est donnée par intégration de (10) et peut être calculée par (11). Dans cette équation, on suppose que le sol a une réaction élastique à la déformation de la sonde, les équations de la déformation (9) et de la réaction du sol (10) étant homogènes et proportionnelles. Les calculs sont effectués en contrainte effective.

$$r_y = 16.(r_{max} - r_0).\left[\left(\frac{2.y + l_t}{2.l_t}\right)^2 - 2.\left(\frac{2.y + l_t}{2.l_t}\right)^3 + \left(\frac{2.y + l_t}{2.l_t}\right)^4\right] + r_0 \quad (9)$$

$$p_y = 16.(p_{max} - p_0).\left[\left(\frac{2.y + l_t}{2.l_t}\right)^2 - 2.\left(\frac{2.y + l_t}{2.l_t}\right)^3 + \left(\frac{2.y + l_t}{2.l_t}\right)^4\right] + p_0 \quad (10)$$

L'équilibre de la sonde est atteint lorsque la force interne de F_{cel} est égale à la somme de la force de réaction au sol F_{sol} et de la force d'eau F_{nappe} donnant (11). Ceci détermine la pression de réaction maximale p_{max} (12) du sol et sa variation $\dot{p_{max}}$

$$F_{cel} - F_{nappe} = \mathrm{F_{react}} = p_{max}.\left[\frac{512}{630}.\pi.\dot{r_{max}}.l_t + \frac{32}{30}.\pi.r_0.l_t\right] \quad (11)$$

$$p_{max} = \left(F_{cel} - F_{nappe}\right)/\left(\frac{512}{630}.\pi.\dot{r_{max}}.l_t + \frac{32}{30}.\pi.r_0.l_t\right) \quad (12)$$

Le calcul du volume intérieur de la sonde permet de déterminer la variation (13) du plus grand rayon $\dot{r_{max}} = (r_{max} - r_0)$, le rayon moyen (14) et la pression moyenne par (15)

$$256.\pi.\dot{r_{max}}^2.(I_2 + I_3 + I_4 - 2.I_5 - 2.I_6) + 32.\pi.\dot{r_{max}}.(r_0 - E_{peau}).(I_{10} - I_{11} + I_2) \quad (13)$$
$$+\pi.(r_0 - E_{peau})^2.l_s - V_{si} - dV = 0$$

$$r_{moy} = \frac{1}{l_s}.\int_{-l_s/2}^{l_s/2} r_y\ .dy = \frac{16.\dot{r_{max}}}{l_s}.(I_{10} - I_{11} + I_2) + r_0 \quad (14)$$

$$p_{moy} = \frac{256.\dot{p_{max}}.\dot{r_{max}}.[I_2 + I_3 + I_4 - 2.I_5 - 2.I_6 + 2.I_7] + 16.\dot{p_{max}}.r_0[I_8 - I_9 + I_{10}]}{16.\dot{r_{max}}.[I_8 - I_8 + I_{10}] + r_0.l_s} \quad (15)$$

3. Analyse Numérique

3.1 Correction simplifiée de pression

Pour simplifier le processus, considérons simplement la sonde comme entourée d'un tube épais (Figure 3) ; on prend en compte la différence entre le rayon intérieur r_0-E_{peau} sur lequel agit la pression d'eau interne à la sonde, et la pression de réaction du sol sur la face extérieure de la sonde de rayon r_0 par un coefficient de réduction de pression C_{ep} (16).

$$C_{Ep} = (r_0 - E_{peau})/r_0 \quad (16)$$

3.2 Cas de la sonde avec Tube Fendu

Le cas de la sonde nue été calculé, mais n'est pas présenté ici. Les normes actuelles (ASTM, 1994; AFNOR, 2013) effectuent l'étalonnage de la sonde, qui est censé prendre en compte la rigidité de la membrane. Sa principale limite est de ne pas tenir compte de la membrane déformée réelle, ni de son épaisseur, mais plutôt de raisonner sur le volume de la sonde qui est censé être cylindrique. Les méthodes numériques actuelles permettent

de prédire la déformation de la membrane du pressiomètre et de comparer les résultats aux pressions et déplacements analytiques proposés :

Le programme d'éléments finis (Plaxis, 2020) a été utilisé pour simuler un essai pressiomètrique avec un sonde dans un tube Fendu à 10m de profondeur dans un sable avec une nappe phréatique à 4,5m. La taille de la sonde est indiquée (tableau 1) et elle est placée dans une couche de sol d'un mètre d'épaisseur et de deux mètres de rayon. Le sol est considéré comme élasto-plastique, les membranes sont modélisées et élastiques avec anisotropie. Le modèle est axisymétrique avec des conditions aux limites glissantes horizontales le long du bord inférieur (Figure 6) et glissantes verticales le long du bord vertical droit. La limite supérieure est libre et chargée du poids du sol supérieur. Il n'y a pas de friction entre le sol et la membrane. La membrane est représentée par deux couches d'éléments T16 ainsi que le tube fendu, mais avec des raidisseurs chaque cm de sorte que l'épaisseur du tube fendu reste constante Le maillage est affiné autour de la sonde pour tenir compte de la forte variation de contrainte dans cette zone. Le modèle utilisé est un modèle élasto-plastique Mohr-Coulomb avec dilatance. Dans ce tableau, colonne 7, la valeur d'E_{peau} est l'épaisseur totale de la membrane (6 mm pour la sonde) et du Tube Fendu (6 mm). Les caractéristiques du sol et des membranes sont indiquées (tableau 2). Pour les calculs, la pression intérieure de l'eau P_{eau} est appliquée sur l_s; la pression du gaz p_g est appliquée sur l_g. L'erreur est calculée (Figure 10) avec la relation (17), où p_{Hyp} est pris respectivement égal à la pression standard (AFNOR, 2015), ou à la pression Gaiapress (GaiaPress, 2016) ou à la pression standard corrigée avec le coefficient d'épaisseur (16).

$$\text{Error} = \left|p_{\text{Plaxis}} - p_{Hyp}\right| / p_{\text{Plaxis}} \tag{17}$$

Table 1. Géométrie de la sonde

Sonde	l_t mm	l_{cel} mm	l_s mm	l_g mm	l_m mm	E_{peau} mm	d_{ext} mm	C_{ep}
Tube Fendu	-	590	370	110	870	12=6+6	63	0,62

Table 2 . Caractéristique du sol, des membranes et du Tube Fendu

Sol	E_x kPa	E_y kPa	ν_x	ν_y	c kPa	Φ degré	Ψ degré
Sable 1	60000	60000	0.3	0.3	0	32	4
Tube Fendu 6 mm	700	200.10^6	0,498	0,498			

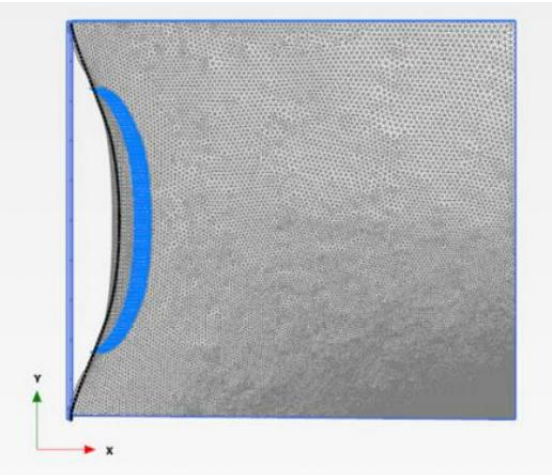


Figure 6 : Déformation du tube fendu et du sable - pression appliquée 2117 kPa - Échelle multiplicative des déplacements 5

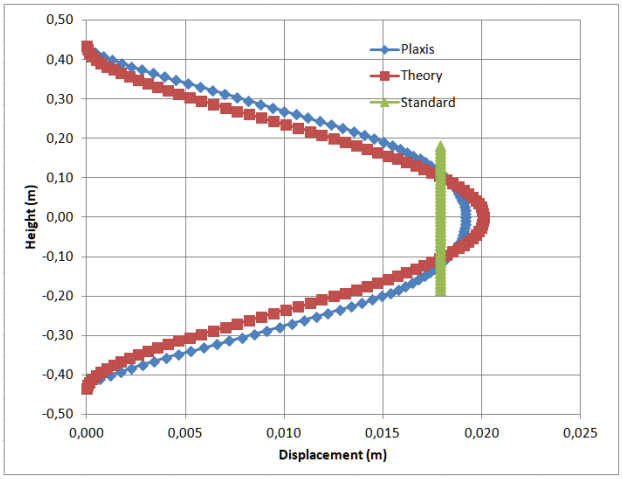


Figure 7 : Test dans un sable avec le tube fendu, p=2117 kPa - ΔV=1181cm3 - Comparaison des déplacements théoriques de membrane, du standard et Plaxis (2020),

Pour la pression maximale, le maillage déformé est représenté (Figure 6). La comparaison (Figure 7, Figure 8) entre les déplacements analytiques (GaiaPress, 2016) et numériques (Plaxis, 2020) montre une bonne corrélation de 0,91, alors que la norme ne peut pas être corrélée avec les résultats numériques. La comparaison des pressions analytiques (GaiaPress, 2016) et numériques (Plaxis, 2020) s'avère satisfaisante (Figure 8), tandis que la norme (AFNOR, 2015) surestime de 63% la pression. L'évolution de la contrainte radiale calculée (Plaxis, 2020) le long du rayon a également été effectué (Figure 9). On retrouve ici une forte baisse de pression de 37% au passage entre la membrane et le tube fendu.

La comparaison entre la pression analytique (GaiaPress, 2016) et la pression numérique (Plaxis, 2020) est présentée (Figure 10). Ce graphique est dessiné en pression effective. Les résultats analytiques (GaiaPress, 2016) se superposent aux résultats numériques (Plaxis, 2020), alors que la norme donne une pression 66% plus élevée. L'application du coefficient d'épaisseur C_{ep} permet d'atteindre des résultats numériques (Plaxis, 2020). La Figure 10 montre également les erreurs liées à la théorie et à la norme. La détermination de l'angle de frottement du sol est indiquée (Figure 11) par analyse inverse de l'essai.

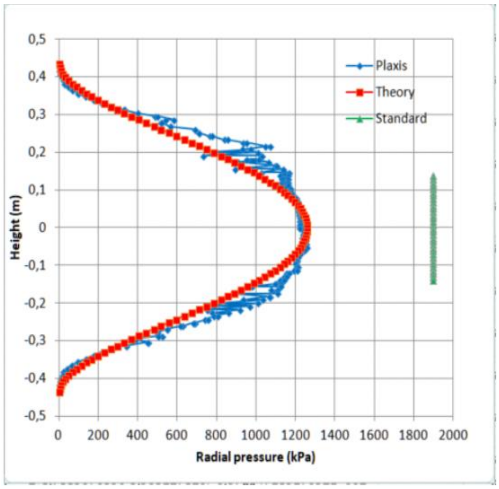


Figure 8 : Test sable tube fendu, p=2117 kPa - Comparaison des pressions radiales sur la membrane entre la théorie et la norme avec les résultats de Plaxis (2020)

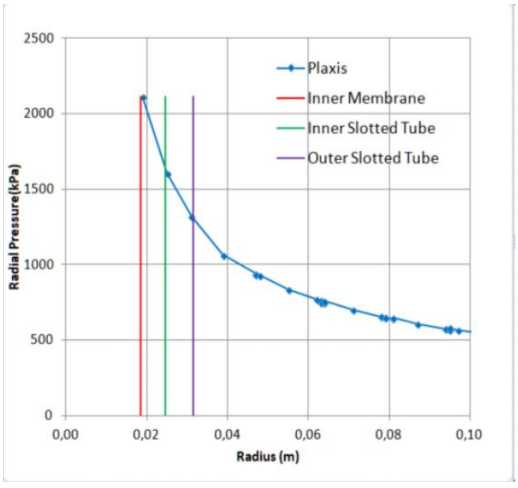


Figure 9 : Essai dans un sable, pression intérieure appliquée 2117 kPa - Comparaison de la pression théorique et numérique dans le plan du milieu

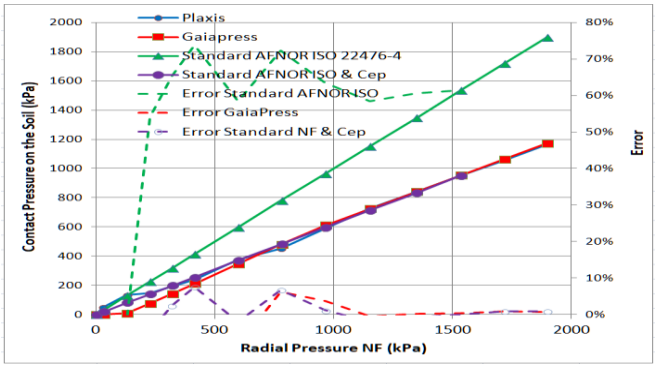


Figure 10 : Test dans un sable pour le tube fendu - Comparaison entre la pression calculée normalisée, Gaiapress et Plaxis (2020)

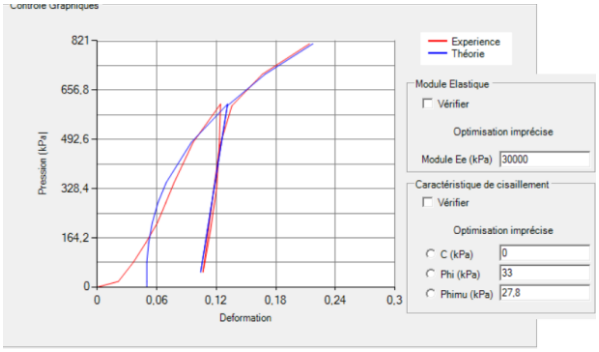


Figure 11 : Calcul inverse pour le Tube Fendu - Comparaison des courbes théorique Gaiapress et exp. corrigée effet membrane.

4. Analyse Expérimentale - Application aux essais Fondasol de Messanges

Le projet national ARSCOP (nouvelles Approches de Reconnaissance des Sols et de Conception des Ouvrages géotechniques) a permis la réalisation d'essais pour étudier

l'influence des outils, des méthodes de forage, des sondes, des membranes et des sols sur les résultats des pressiomètre. Pour les sables, le site de la carrière Durruty à Messanges a été choisi et étudié par Fondasol (Jacquard and Rispal, 2021).

Les analyses initiales ont montré (Figure 12) que la longueur des tubulures n'a aucun effet sur la dilatation d'appareillage (coefficient a constant) ; ceci implique que seule la compression de la membrane (Figure 13) est responsable du phénomène, ce qui introduit une épaisseur décroissante de la membrane dans l'analyse. Deux classes de sol ont été identifiées : les sables modérément denses de 0 à 8 m et les sables denses de 9 à 10 m. La nappe phréatique est entre 3 et 4m de profondeur.

Les résultats ont été regroupés par type de sonde pour le module pressiométrique (Figure 14). L'analyse standard donne un module de pressiomètre E_M, avec 3 types de sondes (sonde nue de 60 mm; tube fendu long de 63 mm; tube fendu court de 63 mm). Il montre que le module mesuré au Tube Fendu à cellule Courte est en moyenne 3,3 fois plus élevé que celui de la sonde nue pour le même sol, tandis que le module mesuré au Tube Fendu Long est environ 2,2 fois plus élevé que celui de la sonde nue.

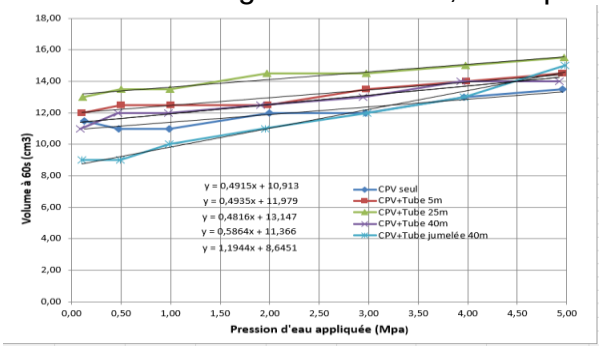


Figure 12 : Dilatation des tubulures pour différentes longueurs

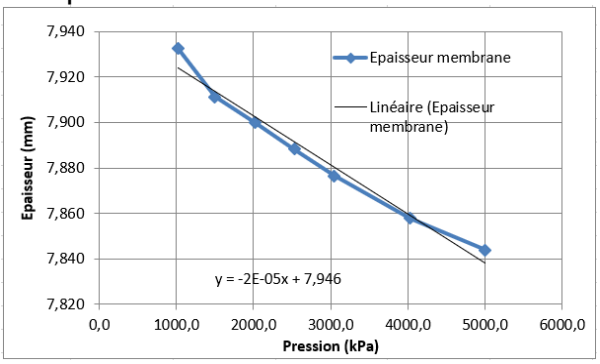


Figure 13 : Diminution d'épaisseur de la membrane - dilatation d'appareillage

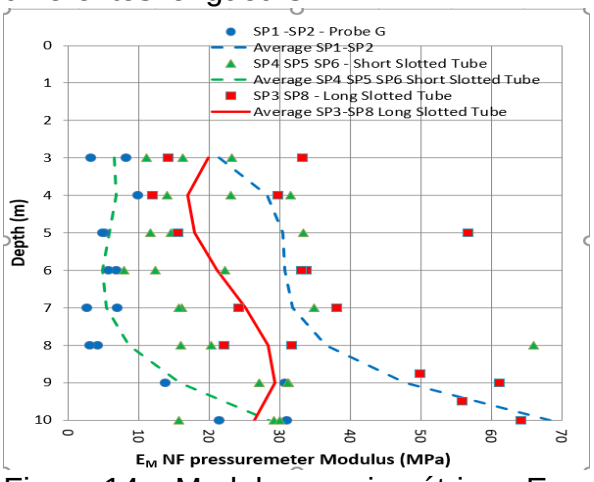


Figure 14 : Module pressiométrique E_M normalisé pour chaque sonde, σ_{Em}=15,8 MPa (Jacquard et Rispal, 2021)

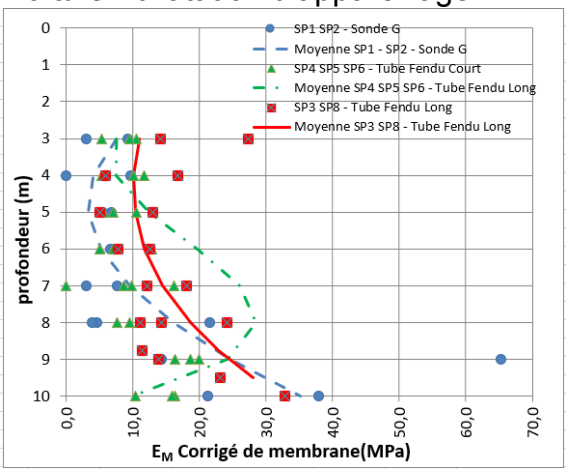


Figure 15 : Module pressiométrique E_M avec correction membranaire pour chaque type de sonde, σ_{Em}=7,4 MPa

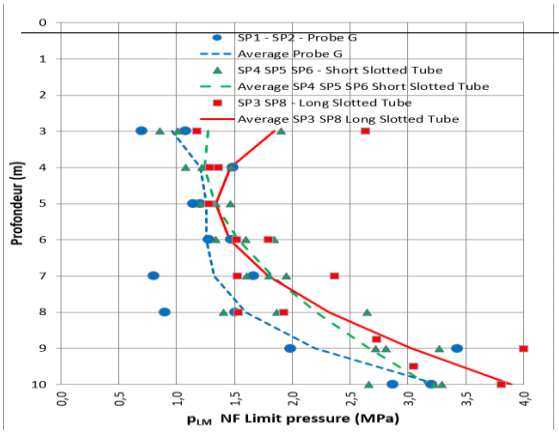


Figure 16 : Pression limite selon la norme pour chaque type de sonde, σ_{Plm}= 0,86 MPa (Jacquard et Rispal, 2021)

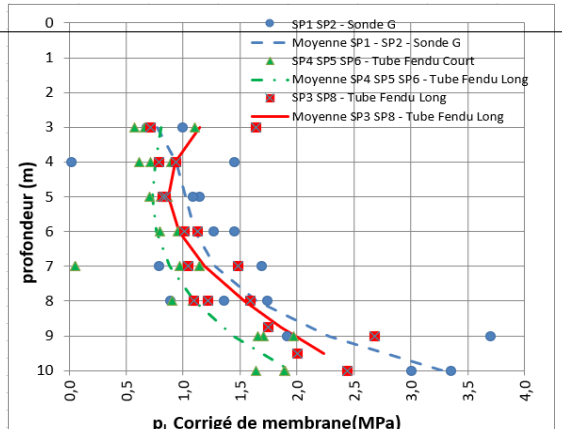


Figure 17 : Pression limite avec correction membranaire pour chaque type de sonde, σ_{Plm}= 0,71 MPa

L'analyse du module pressiomètrique E_M, par type de sonde avec la correction de membrane est montrée (Figure 15). Il montre que le module mesuré au Tube Fendu Court est proche de 2 fois le module mesuré par la sonde nue. Pour le module mesuré au niveau du Tube Fendu Long, il est proche ou 1,6 fois supérieur au module mesuré à la sonde nue.

Le regroupement des résultats par type de sonde avec l'analyse standard en pression limite, pour 3 types de sondes, est illustré (Figure 16). Il montre que la pression limite mesurée au Tube Fendu Court est en moyenne 1,5 fois plus élevée que celle de la sonde nue, tandis que celle mesurée au Tube à Fendu Long est environ 1,6 fois plus élevée que celle de la sonde nue.

L'analyse de la pression limite p_{LM} par type de sonde avec la correction de la membrane est indiquée (Figure 17). Avec la correction de membrane, on trouve pour le Tube Fendu Court une valeur de pression limite moyenne inférieure de 0,8 fois à SP1-SP2 (sonde nue). Pour le Tube Fendu Long les pression limites sont en moyenne identiques.

Négliger l'épaisseur des membranes conduit à une surestimation des valeurs pressiomètriques, qui augmente à partir de la sonde nue, du tube fendu long et court.

5. Conclusions

La présence de la membrane et du tube fendu autour de la sonde du pressiomètre et son comportement anisotrope élastique ont été pris en compte par une nouvelle théorie supposant que la membrane se comporte comme une poutre avec une réaction élastique du sol à la déformation. Cette théorie a été validée par le calcul de Plaxis par éléments finis.

L'application de cette théorie aux tests de Messange montre que les valeurs pressiomètriques (module pressiomètrique, pression limite) deviennent presque indépendantes des différentes sondes utilisées (Sonde Nue, Tube Fendu Court, Tube Fendu Long).

L'application d'un coefficient C_{ep} d'épaisseur de membrane, qui est un multiplicateur de pressions standard, corrige les résultats de pression standard. Toutefois, afin de maintenir l'interprétation Française de l'essai pressiométrique par les corrélations initialement écrites par Ménard et répétées dans les Eurocodes de portance des fondations, il est recommandé d'introduire un correctif sur les pressions par Cep seulement pour le Tube Fendu. Ceci permet de réduire les résultats du Tube Fendu à ceux de la sonde nue dans les abaques.

Les auteurs remercient le Projet National ARSCOP pour son soutien financier.

6. Références bibliographiques

AFNOR, 2015. NF EN ISO 22476-4 Essai pressiométrique Ménard. AFNOR, Reconnaissance et essais géotechniques.

AFNOR, 2013. NF P94-261 Justification des ouvrages géotechniques - Normes d'application nationale de l'Eurocode 7 - Fondations superficielles - Calcul géotechnique.

ASTM, 1994. Standard test method for prebored pressuremeter testing in sols, ASTM D 4719-87. ASTM.

Baguelin, F., Jezequel, J.F., Shields, D.H., 1978. The pressuremeter and foundation engineering,. Trans Tech Publications, Aedermannsdorf, Switzerland.

GaiaPress, 2016. Logiciel d'interprétation pressiométrique.

Gilbert, C., 1995. Une nouvelle approche des calculs d'interaction sol-stucture, Rev ; Franc ; de Geot. N°72, nov. 1995, p.3-9. Revue Française de Géotechnique 72, 3–9.

Jacquard, C., Rispal, M., 2021. Ménard Pressuremeter Tests cross-checked under the ARSCOP program in sandy soils, in: ISC6. Presented at the International Conference on Site Characterisation, Fondasol, Budapest, pp. 1–7.

Monnet, J., 2016. Les essais in situ en géotechnique, ISTE Edition. ed, Génie Civil et Géomécanique. 978-2-85978-522-2.

Monnet, J., 2012. Elasto-plastic analysis of the pressuremeter test in granular soil – part I: theory: European Journal of Environmental and Civil Engineering 16, 699–714.

Monnet, J., Chemaa, T., 1994. Etude théorique et expérimentale de l'équilibre élasto-plastique d'un sol cohérent autour du pressiomètre. Revue Française de Géotechnique 15–26.

Plaxis, 2012. Plaxis 2D - Reference manual.

DETECTION ET CARACTERISATION D'INSTABILITES KARSTIQUES : CAS D'ETUDE DE LA DEVIATION DE JARGEAU (45)

DETECTION AND CHARACTERISATION OF KARST COLLAPSE HAZARDS : CASE STUDY OF A ROAD PROJECT NEAR JARGEAU (45 – FRANCE)

Gildas NOURY[1], Thomas JACOB[1], Jean-Michel BALTASSAT[1], Adnand BITRI[1]
[1] Bureau de Recherches Géologiques et Minières (BRGM), Orléans, France

RÉSUMÉ – Dans le cadre de la construction de la déviation routière dite de Jargeau, le BRGM a étudié le secteur a priori le plus sensible aux aléas géologiques liés au karst du calcaire de Beauce. Une communication précédente a recensé et évalué les aléas en question (mouvements de terrain et atteinte de la ressource en eau). Le présent article précise la configuration du sous-sol et les méthodes mises en œuvre pour y parvenir.

ABSTRACT – For the construction of the so-called Jargeau road deviation, the French Geological Survey studied the area a priori the most sensitive to geological hazards related to the karst of Beauce limestone. A previous communication identified and assessed the hazards involved (ground collapses and water resource reach). This article specifies the subsurface configuration and the methods used to achieve it.

1. Introduction

Après une première communication aux JNGG 2020 (Noury et al., 2020), le présent article développe les investigations mises en œuvre et les résultats obtenus pour l'étude amont du franchissement de la Loire à Jargeau (45). Cette étude a été menée par le BRGM dans le cadre d'une convention de recherche et développement partagé cofinancée par le Conseil Départemental du Loiret (CD 45). Le CD 45 est le maitre d'ouvrage de ce projet routier de 14 kms qui vise à relier les coteaux de Beauce et de Sologne en contournant les centres-villes des communes de Jargeau et Saint-Denis de l'Hôtel notamment.

2. Contextes

2.1. Contexte géologique

Le projet routier se situe principalement dans le Val d'Orléans, zone géographique qui correspond à l'incision par la Loire du calcaire dit de Beauce, avec une différence d'altitude à cet endroit d'une vingtaine de mètres (Noury et al., 2020**b**). A cet endroit, le calcaire de Beauce est recouvert par des alluvions surtout sableuses sur une épaisseur de 5 à 10 m. Ce calcaire présente des faciès lithologiques variés. L'ensemble a été karstifié comme en témoignent non seulement les figures présentes à l'interface alluvions / calcaires, mais aussi les altérations et les vides dans le calcaire : ces manifestations sont visibles à la faveur de terrassements faits dans les coteaux proches (Figure 1). Les vides s'organisent naturellement sous formes de réseaux de cavités souterraines : la résurgence du Loiret au parc floral de la Source en est le plus connu ; les explorations y indiquent des cavités de 11 m de large et 6 m de haut à une quinzaine de mètres de profondeur. Cette configuration fait du calcaire de Beauce une importante ressource hydrogéologique pour la région.

La configuration au droit du projet est donc celle d'un karst noyé sous couverture alluviale (encore appelé crypto-karst noyé).

Figure 1 : Calcaire de Beauce sous couverture alluviale (hors zone d'étude - P. Isambert)

2.2. Les mouvements de terrain associés au calcaire de Beauce

Un karst sous couverture est naturellement affecté par des processus de déstabilisation aboutissant à termes à des mouvements de terrain en surface. Trois processus sont habituellement retenus : la rupture des cavités calcaires, le débourrage de poches (d'altération ou de remplissage) et le soutirage de la couverture dans ces cavités calcaires (Noury et al., 2020[a]). Ces mouvements perturbent les caractéristiques géotechniques des terrains concernés : le substratum et la couverture voient leur résistance diminuée voire totalement annulée lorsque le vide atteint la surface. Il se forme alors un effondrement.

Dans le Val d'Orléans (170 km²), quelques évènements sont recensés par an. Des recrudescences marquent les inondations, comme cela s'est ponctuellement produit en 2016 suite à un évènement météorologique exceptionnel. Les dimensions moyennes des effondrements en surface sont de l'ordre de 2 m mais ils atteignent parfois plus de 10 m de diamètre : le plus grand actuellement connu est celui ayant abouti en 2010 à la ruine immédiate d'un pavillon à Saint-Pryvé-Saint-Mesmin (45) : il faisait 16 m de diamètre et 7.5 m de profondeur.

2.3. Secteur étudié par le BRGM

Dans le cadre de ce projet, le BRGM a particulièrement étudié un secteur de 26.5 ha concentrant les ouvrages les plus importants du projet de route. Ils se situent en rive droite de la Loire et concernent un linéaire de 650 m environ. Il s'agit : au nord, de la partie sud de l'ouvrage d'art franchissant la Loire ; au sud, du franchissement de la levée de Loire ; et entre les deux, des remblais (hauteur de 7.5 m) et d'un ouvrage d'art intermédiaires. Ce secteur est inondable par une crue centennale de la Loire.

2.4. Eléments déjà présentés

Lors d'une communication précédente (Noury et al., 2020[b]), les éléments suivants ont déjà été présentés :

- La synthèse des études précédentes définit un modèle géologique préliminaire.
- A l'issue d'une série de mesures, l'aléa hydrogéologique que pourrait constituer le projet vis-à-vis des ressources en eau est considéré comme très faible.
- Des faiblesses géotechniques a priori non liées au karst mais à des actions anthropiques (anciens prélèvements importants des sables de surface) sont repérées.
- Une enquête historique, un recueil de témoignages et une inspection du terrain indiquent une densité de 12 effondrements karstiques connus par km².

3. Repérage et caractérisation des anomalies

Les reconnaissances menées par le BRGM se sont faites par étapes avec une optique d'amélioration progressive des connaissances et de diminution des incertitudes. Seuls les

principaux résultats intéressant la configuration karstique sont exposés ici. Les autres investigations et leurs résultats sont évoqués dans la communication précédente.

3.1. Reconnaissances géophysiques

Le secteur de 26.5 ha a tout d'abord été intégralement couvert par près de 2050 points de mesure microgravimétrique avec une maille carrée de 15 m, resserrée à 7.5 m au droit du tracé et au niveau des anomalies repérées à la première maille. En identifiant les défauts souterrains de masse (anomalie résiduelle microgravimétrique négative), cette technique avait ici pour objectif principal d'identifier d'éventuels grands conduits karstiques. Parmi les résultats (Figure 2), on notera : 1) que les anomalies résiduelles négatives atteignent les valeurs remarquables de 40 à 50 µgals ; 2) que certaines valeurs négatives dessinent une bande allant d'une ancienne gravière (proche du projet et connue pour ces nombreux effondrements) jusqu'au tracé du projet au sud de la zone étudiée ; cette configuration fait en première approche penser à un possible réseau karstique souterrain. Il convient toutefois d'être prudent sur cette interprétation car la méthode gravimétrique n'offre pas une mesure univoque : celle-ci est le résultat d'une intégrale partant de la surface du sol et allant très en profondeur, avec une sensibilité décroissant avec la profondeur. Autrement dit et en simplifiant, une anomalie négative donnée peut correspondre à une petite cavité superficielle, à une grande cavité profonde, ou encore à d'autres configurations.

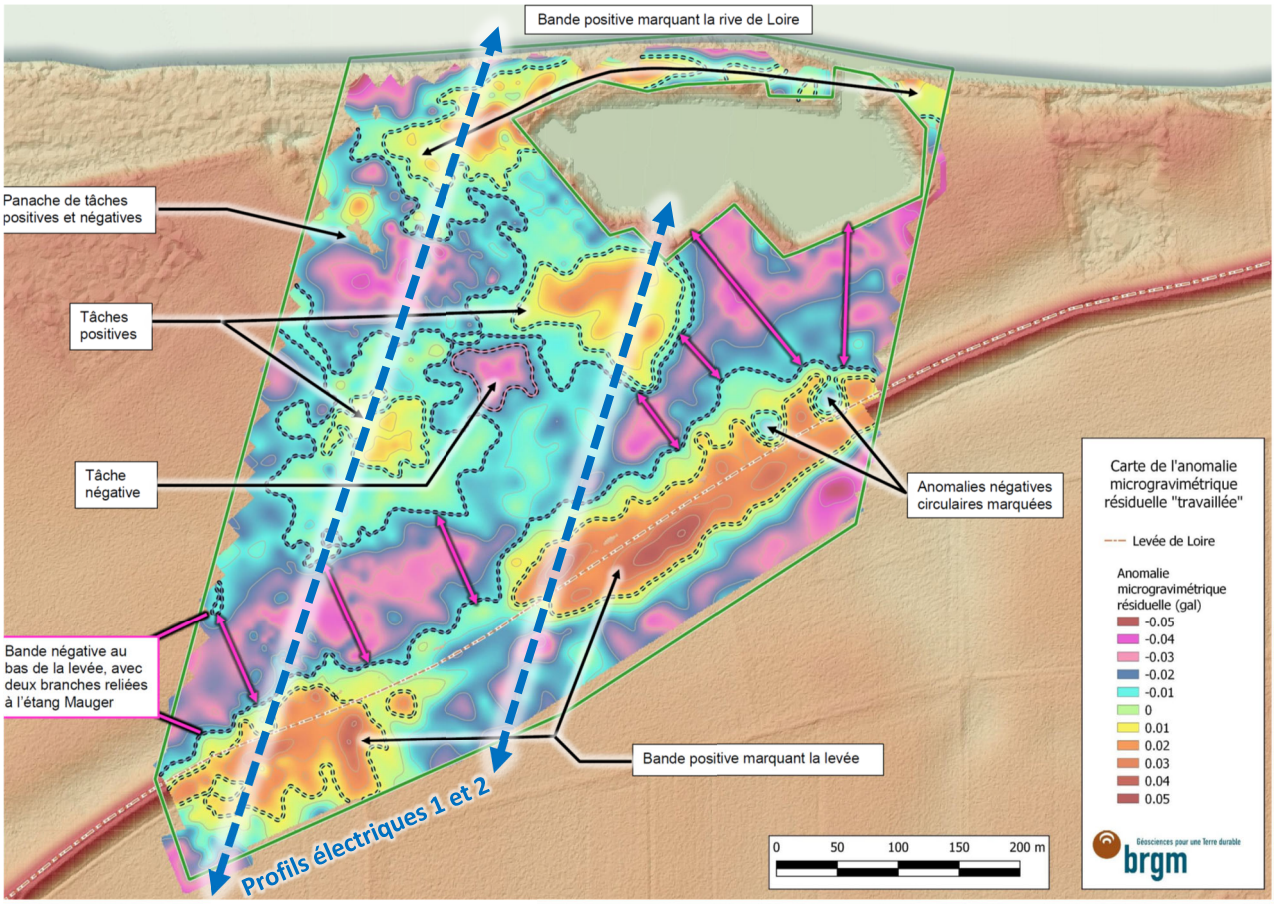


Figure 2 : Carte d'anomalie microgravimétrique résiduelle avec éléments d'interprétation

Deux panneaux de tomographies de résistivité électrique ont également été effectués (localisation en Figure 2). Les électrodes étaient espacées tous les 5 m de manière à assurer à la fois une résolution acceptable des terrains de surface et une profondeur d'investigation dépassant 40 m. L'acquisition s'est faite suivant un dispositif Wenner-Schlumberger réciproque qui permet notamment de réduire les temps d'acquisition. Le premier profil suit le tracé du projet et, pour mieux comprendre les résultats

microgravimétriques, le second a été implanté parallèlement au premier sur un secteur comprenant notamment des anomalies gravimétriques positives et négatives. Le profil 1 est présenté en Figure 3. Parmi les résultats on notera 1) qu'entre la surface et 10 m de profondeur, plusieurs tranches moins résistantes coïncident avec des secteurs d'anomalies gravimétriques négatives, ce qui fait penser à de possibles perturbations dans les alluvions ; 2) dans la partie sud, entre 10 et 20 m de profondeur : a) une zone résistante « pointant » à l'aplomb de la levée coïncide avec un secteur microgravimétrique « positif », ce qui laisse penser en première approche à une particularité au niveau du toit du calcaire de Beauce ; et b) une zone assez conductrice située immédiatement au nord de la levée coïncide avec la bande gravimétrique négative évoquée plus haut, ce qui renforce a priori la suspicion de conduit karstique à cet endroit.

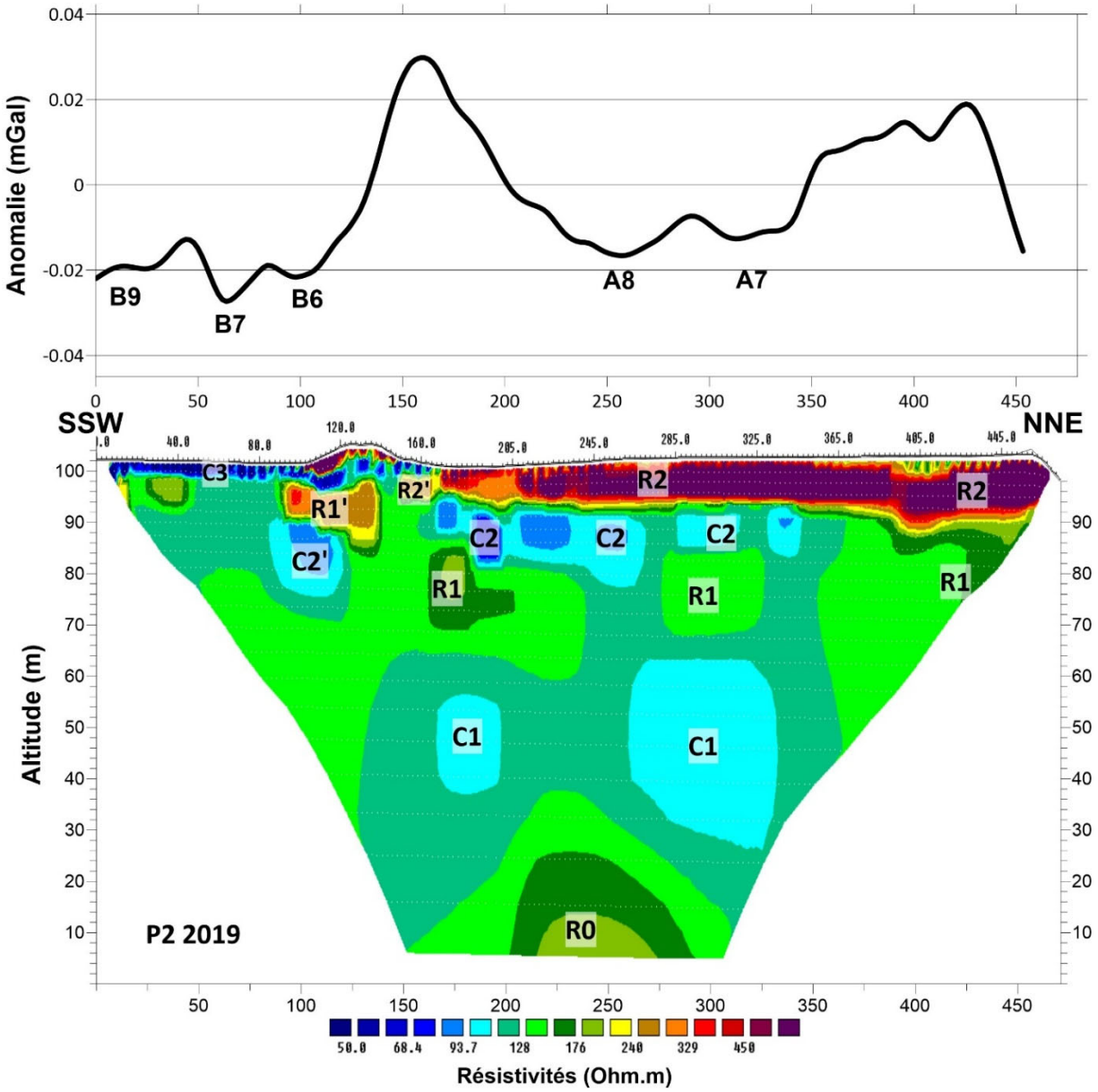


Figure 3 : Profil électrique 1 (bas) avec, en regard, profil microgravimétrique interpolé (haut)

Suivant les règles de l'art, les observations issues des mesures géophysiques ont été précisés par des sondages géotechniques, comme détaillé ensuite.

3.2. Reconnaissances géotechniques

Le programme de sondages géotechniques a été en grande partie élaboré à la lumière des résultats géophysiques. Les anomalies repérées sur la carte microgravimétrique et sur les

profils électriques ont fait l'objet d'une attention particulière, avec une densité plus forte de sondages. La bande microgravimétrique négative faisant en première approche penser à un possible réseau karstique a ainsi été analysée via plusieurs « transects ».

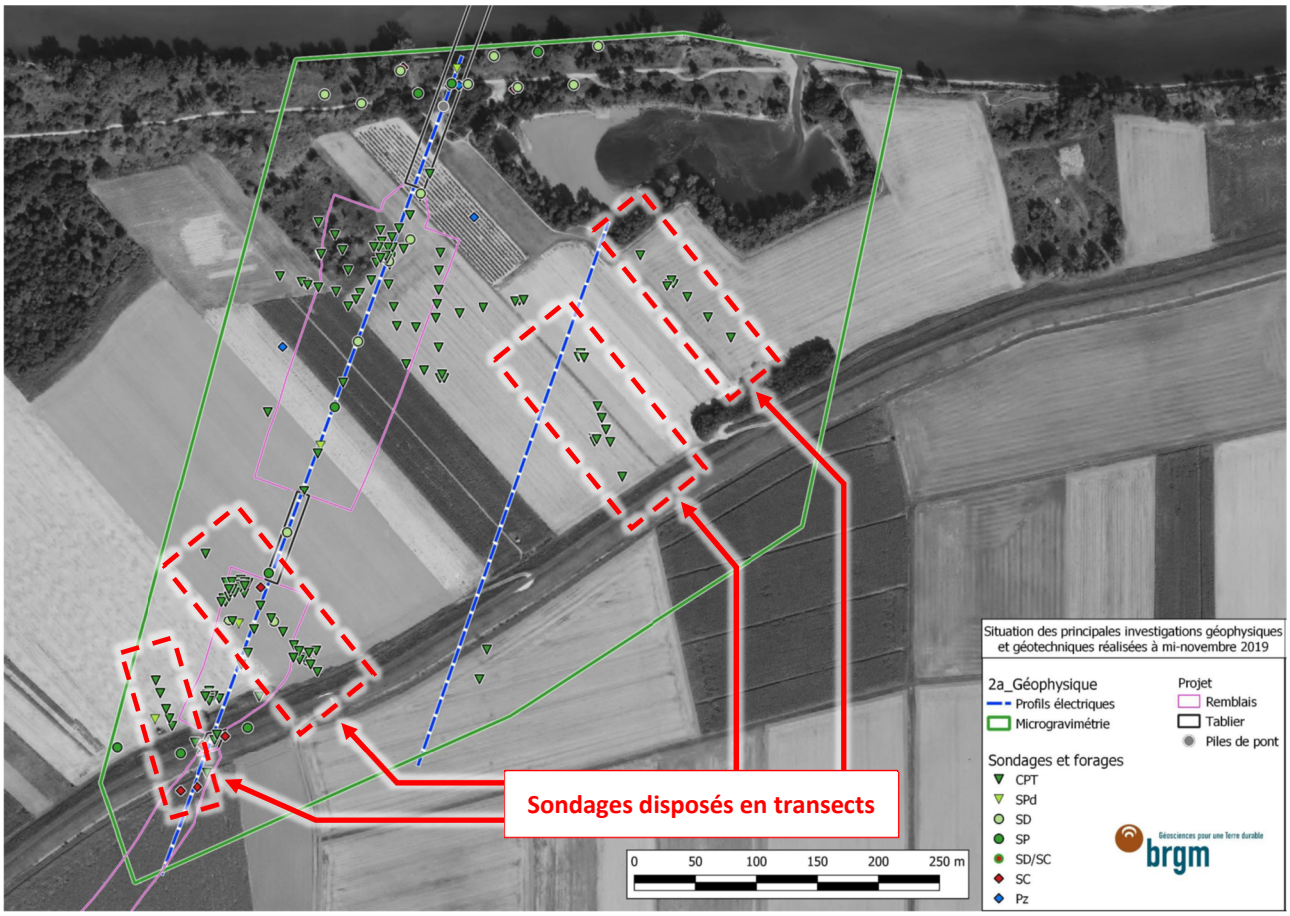
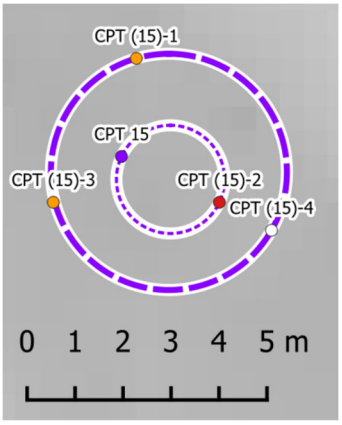


Figure 4 : Plan d'implantation des mesures géophysiques et géotechniques utilisées pour l'étude

Ces reconnaissances ont consisté dans un premier temps en une série de Cone Penetration Test (CPT), essai de pénétration statique en français. Cette technique de sondage est peu utilisée dans l'orléanais. Le fonçage d'un cône instrumenté permet de mesurer la résistance de pointe q_c (en lien avec la portance du terrain) et le rapport de frottement RF (en lien avec sa granulométrie). L'objectif était de mesurer les perturbations dans les alluvions, de manière à mieux comprendre leur influence sur les mesures géophysiques précédemment exposées. Finalement, les CPT ont très souvent dépassé leur objectif de profondeur en descendant jusqu'à 15 à 20 m dans le toit calcaire. Devant l'intérêt des premiers résultats, d'autres CPT ont été programmés : 150 ont été au total réalisés.

De fortes anomalies ponctuelles ont été détectées sur quelques CPT lors de la première série d'essais (Figure 5) : sans qu'aucun changement lithologique ne soit détecté sur la lecture du rapport de frottement, les alluvions y présentaient sur parfois toute leur hauteur une diminution de la résistance de pointe (parfois inférieure à 0.5 MPa) allant jusqu'à un facteur 10 par rapport à la normale observée dans le secteur (20 à 30 MPa), ce qui laissait penser soit à de possibles effondrements, soit à une anomalie lors du dépôt alluvial. Ces particularités ont été précisées dans un second temps, en cherchant à optimiser le nombre de sondages. Pour cela, le diamètre moyen de 2 m observé pour les fontis du Val d'Orléans a été considéré et trois CPT complémentaires ont d'abord encadré chaque CPT anomalique. En fonction des résultats de ces 3 CPT, d'autres CPT ont pu être ajoutés pour circonscrire l'anomalie. En fin de campagne, la découverte fortuite d'un trou sous la surface du sol a conforté le raisonnement retenu et la méthode mise en œuvre : la zone en question, considérée comme une instabilité en cours de remontée vers la surface, a été testée avec

4 CPT (un CPT au droit du trou et 3 CPT autour) : seul le CPT central présentait une anomalie jusqu'à la base des alluvions. Ces observations ont ainsi permis de repérer 9 secteurs déstabilisés dans les alluvions, dont 5 au droit du tracé du projet, avec des emprises en surface estimées entre 2 et 6 m de diamètre mais pouvant atteindre 10 m ou plus pour deux d'entre elles.



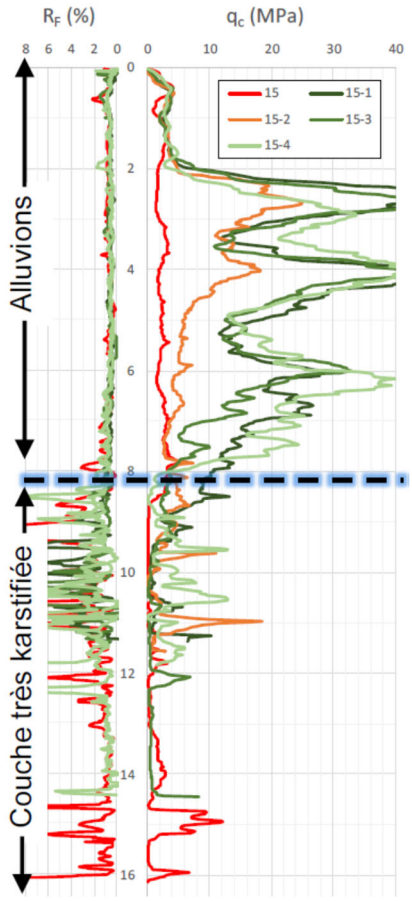
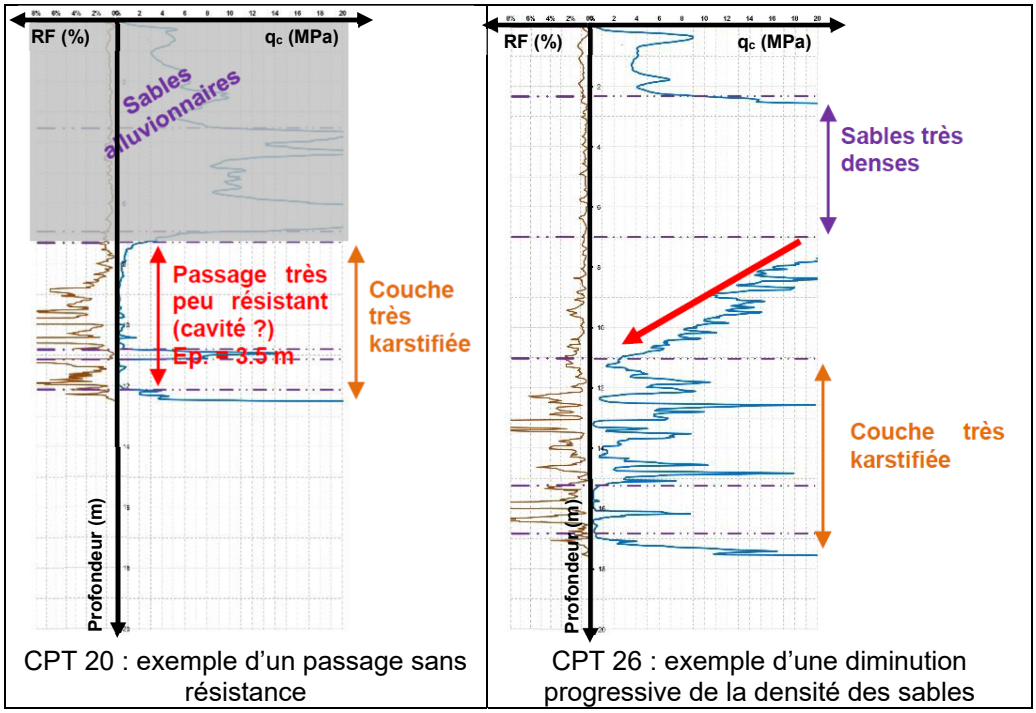


Figure 5 : Repérage par CPT d'anomalies karstiques dans les alluvions

Ces nombreux CPT ont également permis de caractériser d'une manière inédite à notre connaissance les particularités géologiques et géotechniques du toit d'un crypto-karst sous nappe. La quantité de mesures effectuées, leurs résolutions (une mesure tous les 2 cm en profondeur) et l'analyse qui en a été faite semblent en effet être une première, au moins pour la région orléanaise. Le toit de ce crypto-karst est particulièrement hétérogène, à tous les sens du terme (Figure 6) :

- Les valeurs de résistance varient fortement. Elles sont parfois presque nulles, ce qui est interprété comme une cavité. Cette configuration rend d'ailleurs complexe la réalisation des sondages. Plusieurs pointes CPT ont été cassées suite à la déviation soudaine et brutale du train de tige à la fin de ces passages très peu résistants. Les éboulements affectant quasi systématiquement les sondages destructifs (voir plus bas) semblent aussi liés à la fragilité de ces passages.
- Le toit de cette couche est presque toujours marqué par des niveaux de sables plus ou moins épais dont la résistance de pointe diminue rapidement avec la profondeur, parfois à mesure d'une augmentation de la teneur en fines. Cela est interprété comme la signature du soutirage des alluvions dans des cavités ou comme le poinçonnement de zones tellement karstifiées qu'elles sont devenues sans résistance.
- Les valeurs mesurées sur des CPT très proches (un à deux mètres) sont souvent complètement différentes pour une même profondeur.

Au final, ces observations ont motivé le choix de distinguer une couche très karstifiée sur l'ensemble du secteur étudié. Elle constitue une interface entre les alluvions denses en place et le calcaire de Beauce moins altéré. Son épaisseur a été évaluée grâce aux sondages autres que les CPT (ceux-ci refusant a priori de la traverser, en butant sur des blocs ou sur des bancs résiduels) : cette couche est épaisse de 3 à 12 m.



CPT 20 : exemple d'un passage sans résistance

CPT 26 : exemple d'une diminution progressive de la densité des sables

Figure 6 : Repérage par CPT d'anomalies karstiques dans le crypto-karst

Onze sondages destructifs (SD) avec calage au vide et enregistrant les paramètres de foration et deux piézomètres, descendus respectivement à 40 et 30 m de profondeur, ont permis de chercher des cavités karstiques dans le calcaire moins altéré. Ils ont été implantés à la lumière des mesures géophysiques préexistantes et des premiers CPT. Lorsque des cavités étaient détectées, les trous des sondages destructifs étaient équipés pour approfondir l'inspection (vidéo, diagraphie gamma-ray et mesure sonar). Les éboulements de la couche très karstifiée ont empêché ces inspections en deçà de 20 m de profondeur pour 10 sondages. Parmi les résultats, on notera :

- L'hétérogénéité de la couche très karstifiée constituant le toit du crypto-karst est similaire à celle mesurée par les CPT.
- Aucun grand vide dans le calcaire moins altéré n'a été détecté mais de nombreux conduits plus petits existent : ils atteignent 1 m de hauteur et sont traversés par d'important flux d'eau. De nombreux coquillages vivants ont été vu à 20 m sous la surface du sol, ce qui indique une alimentation active de ces conduits par la Loire (qui se trouve à quelques centaines de mètres).

3.2. Synthèse géotechnique

L'ensemble des résultats disponibles aboutit à déterminer le profil géotechnique suivant pour le secteur étudié (Figure 7) :

- Sous le terrain naturel (100 NGF), les alluvions sableuses, lorsqu'elles sont en place, sont généralement denses avec des valeurs de q_c de 10 à 20 MPa en moyenne et des RF de 0.5 à 1.5 %. La base de cette couche se trouve vers 95 NGF et coïncide globalement avec la position de la nappe alluviale. Ces alluvions sont émaillées de zones instables liées au karst sous-jacent.

- La couche très karstifiée située en dessous est très hétérogène : des passages résistants alternent sans logique apparente avec des passages mous et des cavités. Cette frange altérée laisse place, à partir de 86 NGF, à des terrains moins altérés.
- Ces derniers sont constitués, tout d'abord du calcaire de Beauce qui contient toujours des cavités karstiques dans lesquelles des flux d'eau importants circulent, puis des couches géologiques attendues : mollasse du Gâtinais, etc.

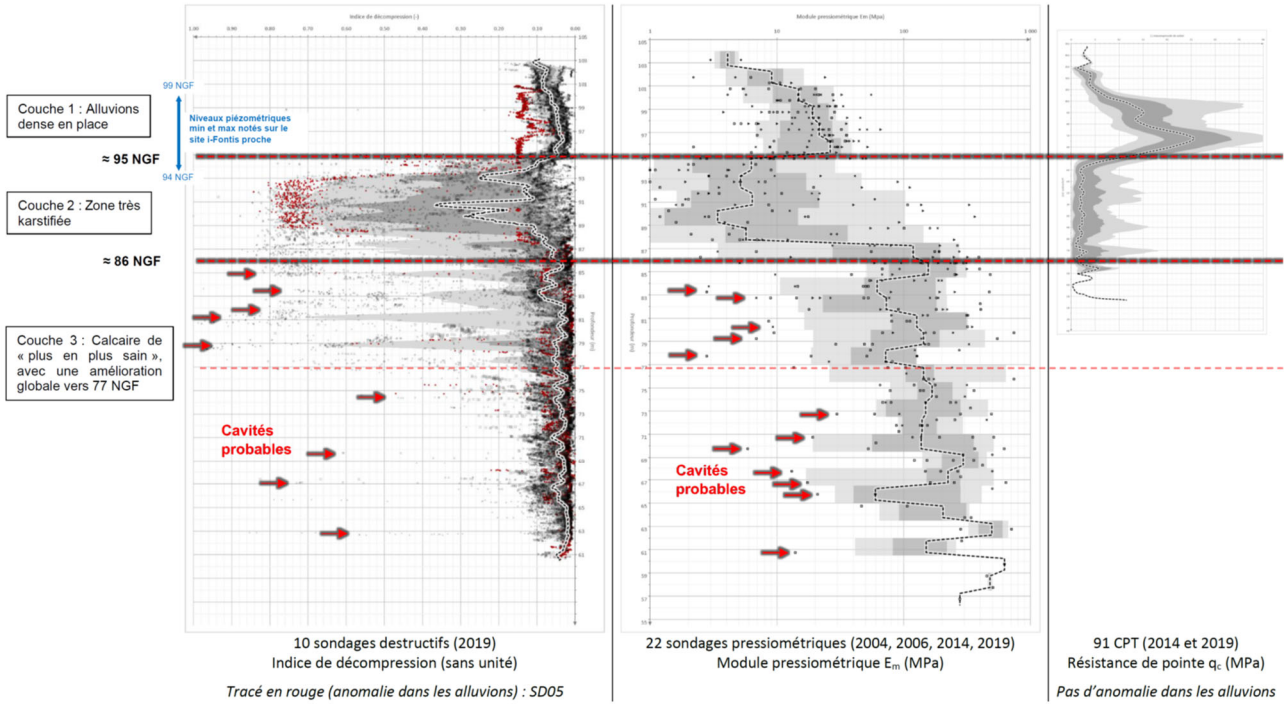


Figure 7 : Coupe géotechnique synthétique du secteur étudié

4. Conclusions

Après avoir évalué les aléas géologiques liés au karst (Noury et al., 2020[b]), le BRGM a précisé la configuration des terrains concernant le projet de franchissement de la Loire à Jargeau. Les investigations multi-mesures effectuées serviront à concevoir les ouvrages géotechniques en garantissant la prise en compte des particularités profondes. Les résultats acquis lors de cette étude viennent par ailleurs enrichir la connaissance géologique régionale et la compréhension des phénomènes karstiques.

5. Références bibliographiques

Noury G., Vedie E., Clement F., Husson E., Respaud C., Azemard P., Dore L., Haussard S., Perrin Je. (2020). Aléa mouvements de terrain lies au karst : contextes, méthode et cas type traites en vue d'un guide. Proceedings, Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'ingénieur 2020[a], Lyon, France. ⟨hal-02944842⟩

Noury G., Buscarlet E., Jacob T., Baltassat J.-M., Kessouri P., Coppo N., Salquebre D., Boularas S., Asfirane-Haddadj F., Deparis J. Complexités géologiques d'un karst sous-couverture : étude d'un projet de pont sur la Loire. Proceedings, Journées nationales de géotechnique et de géologie de l'ingénieur 2020[b], Lyon, France. ⟨hal-02946764⟩.

ESTIMATION DE LA VITESSE DES ONDES DE CISAILLEMENT VS A PARTIR DU MODULE PRESSIOMETRIQUE MENARD

PREDICTION OF SHEAR WAVE VELOCITY VS FROM PMT

Eric PETITJEAN[1], Catherine JACQUARD[1], Philippe REIFFSTECK[2], Jean BENOIT[3], Théo BESSON[1]
[1] *Fondasol, Avignon, France*
[2] *Université Gustave Eiffel, Marne-la-Vallée, France*
[2] *University New Hampshire, Durham, USA*

RÉSUMÉ – La vitesse des ondes de cisaillement est une propriété dynamique du sol couramment utilisée pour la réponse dynamique du site et la classification des sites pour la conception parasismique. Les résultats expérimentaux obtenus sur de nombreux sites ont permis de proposer des corrélations entre la vitesse des ondes de cisaillement V_S et le module pressiométrique Ménard (PMT). L'emploi de ces corrélations sur de nouveaux sites permet de vérifier et commenter ces corrélations et de proposer une démarche de classification des sites à partir des valeurs pressiométriques pour la conception parasismique.

ABSTRACT – Shear wave velocity is a dynamic soil property commonly used for dynamic site response and site classification for seismic design. The paper examines the correlations to obtain reliable estimates of the shear wave velocity V_S from pressuremeter testing (PMT) compared to other correlations. While the direct measurement of V_S is obviously preferable, these correlations can be useful in various circumstances. Experimental results from many international research sites and real construction projects suggest that pressuremeter predictions of V_S from the Menard modulus is reliable, and some formulas are proposed, as well as a proposal of site classification for seismic design is given.

1. Introduction

Cette communication traite des corrélations développées pour estimer la vitesse de l'onde de cisaillement V_S à partir d'essais pressiométriques (PMT). Bien qu'il soit préférable de mesurer directement V_S, ces corrélations peuvent être utiles pour la conception parasismique.

Cet article reprend les corrélations entre la vitesse de l'onde de cisaillement Vs et les mesures de module pressiométrique Ménard E_M. qui ont été présentées à la conférence de Sydney (Reiffsteck et al, 2022). Nous avons testé ces corrélations sur plusieurs projets dans lesquels étaient réalisés des essais cross hole et des essais pressiométriques.

2. Méthodes permettant de mesurer V_S

Il existe plusieurs méthodes pour mesurer in situ la vitesse des ondes de cisaillement des sols et roches. L'essai de référence est le Cross-hole : les mesures sont réalisées entre deux ou trois forages distants de quatre à huit mètres. Les vitesses des ondes de compression (V_P) et de cisaillement (V_S) sont déterminées directement entre une sonde émettrice et une sonde réceptrice situées à même profondeur dans les différents forages. Cet essai sismique sollicite le sol à un taux de déformation inférieur à 3.10^{-4} % ce qui

permet de calculer directement, à partir des mesures de V_S, le module de cisaillement G_{max} pour l'analyse du comportement dynamique des structures (Figure 1).

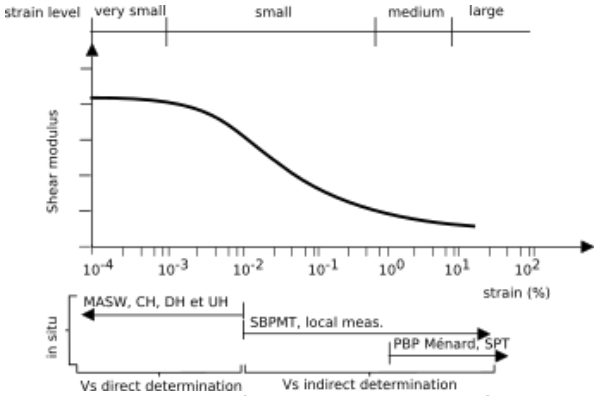


Figure 1. Gamme de déformation des différents essais.

La relation suivante issue de la théorie de l'élasticité relie G_{max} (Pa ou kg.m/s^2) à V_s (m/s) et la densité ρ (kg/m^3) :

$$G_{max} = \rho \cdot V_s^2 \quad (1)$$

De plus, le coefficient de Poisson υ peut être calculé à partir de V_s et de V_p:

$$\upsilon = \frac{V_p^2 - 2 \cdot V_s^2}{2(V_p^2 - V_s^2)} \quad (2)$$

Le module d'Young maximal peut alors être obtenu via la relation:

$$E_{max} = 2(1 + \upsilon) \cdot G_{max} \quad (3)$$

La masse volumique ρ est mesurée sur des échantillons. Sinon, elle peut être estimée entre 1700 et 2100 kg/m^3 selon la compacité du sol, et davantage pour des roches.

3. Démarche de corrélation pour obtenir Vs à partir de l'essai pressiométrique Ménard (PMT)

L'étude réalisée sur de nombreux sites de recherche internationaux et sur des projets réels en France, a permis de montrer que l'on pouvait obtenir une corrélation satisfaisante pour certains types de sols ou roches entre le module pressiométrique de Ménard E_M et la vitesse des ondes de cisaillement Vs (Reiffsteck et al, 2022). Cet article a présenté les méthodes proposées par différents auteurs pour obtenir une vitesse de cisaillement à partir de différents essais in situ (Figure 2):

- Deux relations sont décrites par Gonin et al. (1992) et Akkaya et al. (2019) ; la première corrélation relie le nombre de coups mesurés au *standard penetration test* (SPT) N_{SPT} au module pressiométrique E_M selon l'équation (4) avec des coefficients α et β correspondant à différents types de sols ; la seconde est basée sur l'équation (5) avec des coefficients c et d variant selon les auteurs.

$$N_{SPT} = \alpha \cdot p_{\ell *} \text{ et } N_{SPT} = \beta \cdot E_M \quad (4)$$

$$V_s = c \cdot {N_{SPT}}^d \quad (5)$$

- Ménard et Rousseau (1962) puis Semblat et Pecker (2009) ont proposé de relier E_M au module de cisaillement à faible distorsion Gmax, selon l'équation (6), où λ est un paramètre sans dimension, et ont proposé l'équation (7) en combinant (5) et (1)

$$G_{max} = \lambda \cdot E_M \quad (6)$$

$$V_s = (\rho)^{-0.5} \cdot (\lambda \cdot E_M)^{0.5} \quad (7)$$

L'article de Reiffsteck et al (2022) a permis de montrer une relation satisfaisante entre Vs et E_M en utilisant l'équation (8):

$$V_s = a \cdot E_M^b \quad (8)$$

Cette formule est applicable sur la plupart des sols. Une incertitude moyenne d'environ 20 % est aussi représentée Figure 2 sur une plage de module étendue. Pour les roches et les sols raides, les vitesses Vs estimées avec cette formule sont cependant jugées non représentatives.

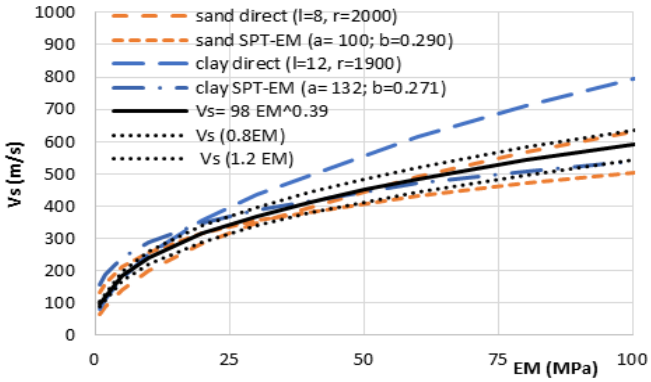


Figure 2. Extrait Reiffsteck et al, 2022. Comparaison de différentes méthodes de corrélation.

Parmi la centaine de sites combinant des mesures cross-hole et des mesures pressiométriques, l'étude présentée à Sydney s'est concentrée sur 26 sites ayant des caractéristiques géologiques pouvant être considérées comme homogènes et pour lesquelles un sondage pressiométrique distant de moins de 30 m du panneau cross-hole était disponible. Compte tenu de la relative dispersion de E_M observée au sein de la même formation lithologique, l'étude a porté sur les valeurs moyennes de E_M et de Vs pour chaque formation au lieu de considérer distinctement chaque couple E_M-Vs à même profondeur.

70 paires de valeurs (E_M moyen ; Vs moyen) ont été ainsi sélectionnées, représentant 750 paires de mesure (E_M; Vs). A partir de ces 70 couples, 5 classes de sol ont été distinguées et représentées Figure 4. Les paramètres a et b de l'équation (8) qui en découlent sont présentés Tableau 1, et les courbes correspondantes en Figure 3

Tableau 1. Coefficients de corrélation pour l'équation (4) pour 5 types de sol.

Type de terrain	E_M (MPa)	a	b	Courbe
Calcaire et craie	50 - 500	168	0,32	1
Marne	35 - 350	189	0,25	2
Gravier et sable dense	10 - 350	125	0,33	3
Sable	5 - 150	116	0,27	4
Argile	10 - 180	98	0,29	5

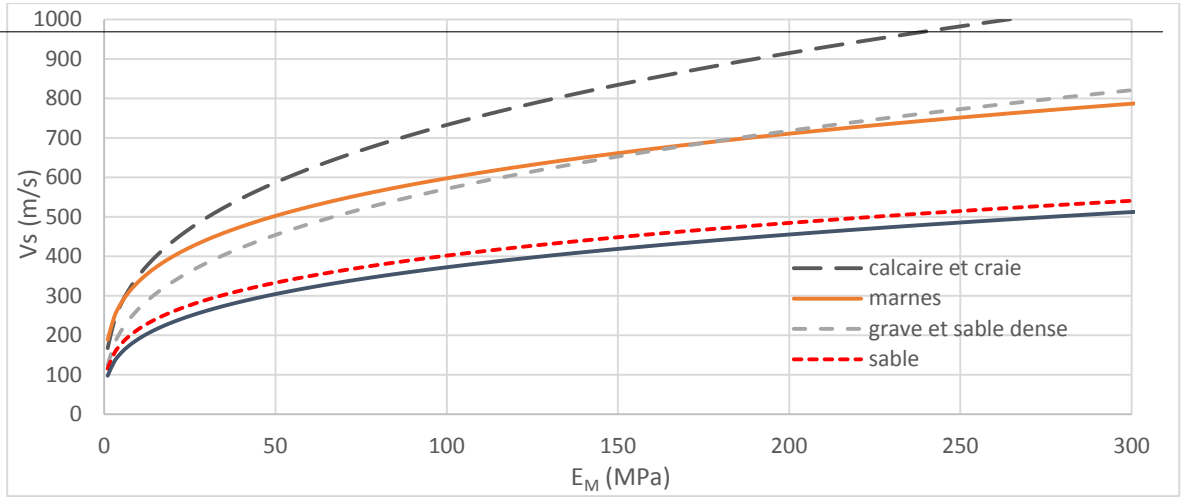


Figure 3. Courbes de corrélation issues du tableau 1.

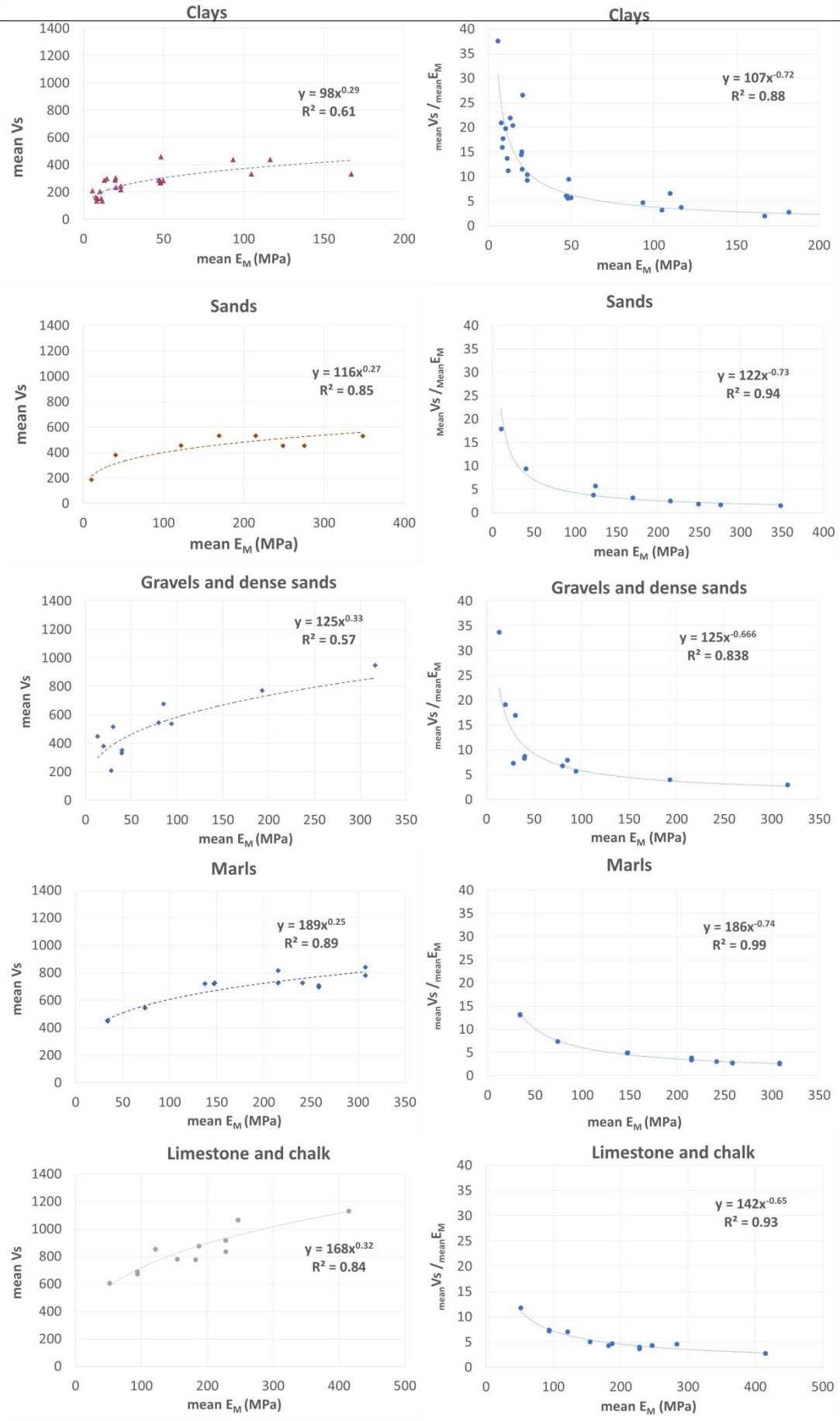


Figure 4. Mesures in-situ et courbes de corrélation pour quelques sites localisés en France (extrait Reiffsteck et al, 2022).

4. Application de la méthode sur 5 projets

4.1. Méthodologie

Nous avons cherché à vérifier l'applicabilité de ces corrélations sur de nouveaux sites pour lesquels nous disposions de mesures de vitesses d'onde de cisaillement. Nous avons ainsi considéré 4 sites (Saint-Cyr, Golbey, Marcoule, Nice) sur lesquels un essai cross-hole avait été réalisé à proximité d'un sondage pressiométrique (moins de 5m), et un site à Clermont-Ferrand avec 4 sondages pressiométrique réalisés à moins de 30m d'un essai downhole.

Le Tableau 2 présente les moyennes harmoniques de module pressiométrique E_M par couche élémentaire, ainsi que la vitesse de cisaillement Vs calculée par corrélation en considérant la nature du sol, qui est comparée à la Vs mesurée par cross-hole ou downhole, et le ratio entre les deux valeurs.

Tableau 2. Valeurs de Vs issues de 5 chantiers déduites de E_M

	Faciès lithologique	nb d'essais	E_M (MPa)	Vs calculé (m/s)	Vs mesuré (m/s)	ratio mes/calc	0.8 Vs calculé (m/s)	faciès retenu pour la Loi de corrélation
Marcoule	Grave sableuse totalité	5	66	498	422	0.85	398	Sables et graviers
	Grave sableuse triée	3	50	455	422	0.93	364	Sables et graviers
	Marnes argileuses	8	29	439	429	0.98	351	Marnes
Nice	Sables lâches	3	7.8	202	305	1.51	162	Sables
	Graves sableuses	2	12.3	286	321	1.12	229	Graves et sables denses
	Sables limono-argileux	7	14.0	237	232	0.98	190	Sables
	Graves sableuses	3	27.3	372	457	1.23	298	Graves et sables denses
Saint-Cyr	Sables graveleux et argiles sableuses i	48	19	330	380	1.15	264	Sables et graviers
	Calcaires marneux		11	344	342	0.99	275	Marnes
	Marnes argileuses		38	469	223	0.48	375	Marnes
Golbey	Grave sableuse	6	70	365	421	1.15	292	Sables
	Sables graveleux	4	250	515	574	1.11	412	Sables
	Grès altéré	3	89	550	519	0.94	440	Graves et sables denses
Clermont-Ferrand	argile sablo-graveleuse	13	14	213	173 à 301	1.11	170	Argile
	argile marneuse	5	29	260	208	0.80	208	Argile
	marne	11	162	674	544	0.81	539	Marne

4.2. Discussion des résultats

On constate une certaine dispersion sur la Figure 5 (minimum 0.48, maximum 1.51) entre les valeurs mesurées souvent plus faibles que la valeur déduite de la corrélation, même si la moyenne des ratios sur l'ensemble des 16 couches élémentaire s'établit à 1.01.

Le choix de la catégorie de sol associée à la couche élémentaire est parfois difficile à faire, compte tenu des descriptions pas nécessairement précises des sondages destructifs réalisés pour faire les essais pressiométriques. Il est donc recommandé de

disposer d'identifications précises des formations traversées, afin de proposer la corrélation la plus pertinente.

Ainsi sur Saint-Cyr, en considérant les marnes argileuses qui présentent un module pressiométrique assez faible comme des argiles, on obtient Vs= 281 m/s soit un ratio de 0.79 avec Vs mesuré, ce qui est plus satisfaisant.

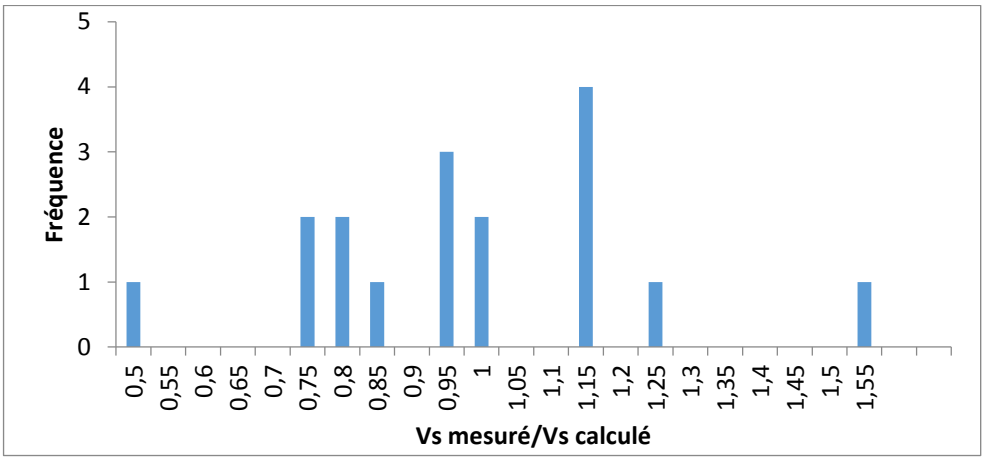


Figure 5. Histogramme du ratio Vs mesuré/ Vs calculé

Tableau 3. Classification sismique des sols selon la valeur de Vs issue de 5 chantiers

		Vs calculé (m/s)	Classe sismique	Vs mesuré (m/s)	Classe sismique	0.8 Vs calculé (m/s)	Classe sismique	tendance
Marcoule	Grave sableuse	455	B	422	B	364	C	-
	Marnes argileuses	439	B	429	B	351	C	-
Nice	Sables lâches	202	C	305	C	162	D	-
	Graves sableuses	286	C	321	C	229	C	ok
	Sables	237	C	232	C	190	C	ok
	Graves sableuses	372	C	457	B	298	C	- -
Saint-Cyr	Sables graveleux et argiles sableuses	330	C	380	B	264	C	- -
	Calcaires marneux	344	C	342	C	275	C	ok
	Marnes argileuses	469	B	223	C	375	B	+ +
Golbey	Grave sableuse	365	C	421	B	292	C	- -
	Sables graveleux	515	B	574	B	412	B	ok
	Grès altéré	550	B	519	B	440	B	ok
Clermont-Ferrand	argile sablo-graveleuse	213	C	237	C	170	D	-
	argile marneuse	260	C	208	C	208	C	ok
	marne	674	B	544	B	539	B	ok

Nous avons donné dans le Tableau 3 la classe sismique de chacune des couches élémentaires résultant de la valeur de Vs, pour la valeur déduite de E_M, pour la valeur mesurée et enfin pour 0.8 Vs déduit de E_M. On constate que dans près de la moitié des cas (7 cas sur 15), la classification reste la même quel que soit Vs ; dans 4 cas sur 15, le fait de considérer 0.8Vs calculé conduit à baisser d'une classe ; dans 3 cas sur 15 les deux valeurs Vs et 0.8Vs calculées conduisent à baisser d'une classe ; enfin dans un seul cas, les valeurs de Vs et 0.8 Vs calculé conduisent à augmenter d'une classe. L'utilisation de la formule et les coefficients proposés donnent donc des résultats satisfaisants pour obtenir une classe de sol sismique représentative.

5. Proposition d'une méthodologie

Compte tenu du résultat obtenu avec cette corrélation sur ces 5 sites, nous pouvons donc valider le principe d'obtenir une valeur de vitesse de cisaillement Vs par corrélation, avec l'équation (8) et les paramètres du Tableau 1, en utilisant une moyenne harmonique du module pressiométrique E_M pour une unité lithologique homogène donnée.

Nous proposons de retenir une valeur en fourchette entre 0.8 Vs et Vs ainsi calculée, pour l'estimation de la classe de sol sismique.

Dans le cas où cette démarche conduit à obtenir une valeur de Vs_{30} proche d'une limite de classe de sol sismique, il conviendra alors de retenir la classe de sol qui conduit au dimensionnement le plus sécuritaire de l'ouvrage ou de déterminer précisément la valeur de Vs_{30} à retenir par méthode cross-hole, down-hole ou MASW.

6. Proposition d'une classification modifiée

La Figure 6 montre une comparaison des corrélations directes E_M-V_S avec les limites de classes de sol données par l'Eurocode 8-1 (2015), en ajoutant des limites pour les valeurs de E_M, pour tout type de sol (à gauche) et uniquement pour les argiles (à droite).

On propose ainsi de faire évoluer la classification proposée dans l'Eurocode 8 avec une évolution des bornes inférieures et supérieures des valeurs de Vs associées aux classes de sol sismique en fonction du type de sol (Tableau 4).

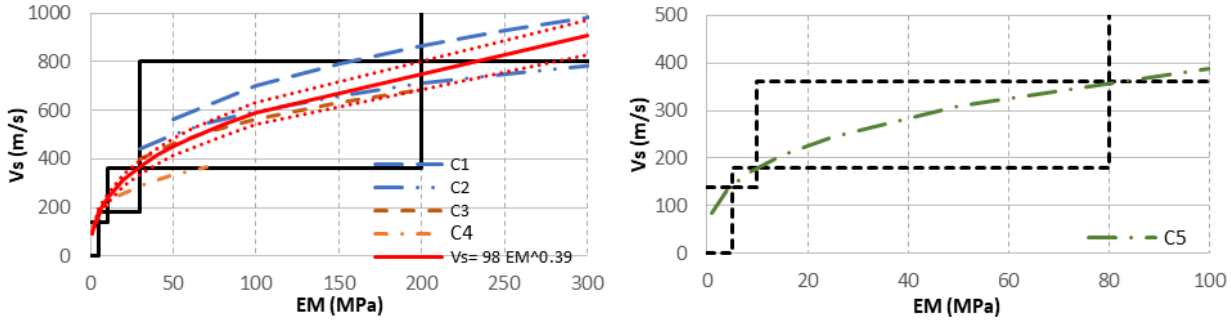


Figure 6. Comparaison entre les courbes de corrélation proposées et les intervalles définissant les différentes classes de sol selon l'EC8.

Tableau 4. Proposition de correspondance entre les caractéristiques géotechniques des sols, la gamme de Vs, et la classe de sol.

Terrain	N_{60} (ER=60%)	E_M *(MPa)*	p_{IM}* *(MPa)*	Vs *(m/s)*	Classe de sol
Roche, sol raide	-	> 150	> 5,0	> 800	A
Sable très dense, gravier	40 - 60	30 - 120	2,0 - 5,0	360 - 800	B
Sable dense, gravier	15 - 40	10 - 30	1,0 - 2,0	180 - 360	C
Sol sans cohésion de compacité moyenne	8 - 15	5 - 10	0,5 – 1,0	140 - 180	D
Sol sans cohésion très lâche	< 8	< 5	< 0,5	< 140	S1
Argile compacte	-	> 80	> 2,0	360 - 800	B
Argile rigide	-	10 - 80	1,2 - 2,0	180 - 360	C
Sol cohésif lâche à ferme	-	5 - 10	0,4 - 1,2	140 - 180	D

7. Conclusion

Cet article a démontré la possibilité d'estimer la vitesse des ondes de cisaillement par corrélation avec des modules pressiométriques, dans le but d'obtenir une classification des sols en zone sismique, lorsque des mesures directes ne sont pas disponibles.

Des paramètres de corrélation permettant d'évaluer la vitesse de cisaillement des sols Vs à partir du module pressiométrique de Ménard E_M ont été proposés et discutés pour certains types de sols. Comme toute corrélation, il y a une dispersion et il convient d'utiliser celle-ci avec prudence. Ces corrélations doivent être considérées comme des ordres de grandeur en l'absence de mesure de Vs, et leur utilisation doit prendre en compte le contexte géologique et géotechnique du site.

La démarche proposée permet une évaluation de Vs pour une estimation de la classification sismique des sols, quand des mesures *in situ* de Vs ne sont pas disponibles. Lorsque l'on se situe en limite de classe de sol, la classe retenue doit correspondre à une estimation prudente vis-à-vis du dimensionnement de l'ouvrage projeté.

Par ailleurs, de nouvelles limites sont proposées pour évaluer les classes de sols et pour compléter les bornes fixées par les autres techniques d'investigation actuellement proposées dans le cadre des règles de conception pour les structures sous sollicitation sismique issues de l'Eurocode 8.

8. Références bibliographiques

Akkaya, I., Özvan, A., & Özvan, E.E. (2019). A new empirical correlation between pressuremeter modules (EM) and shear wave velocity (Vs) for clay soils. Journal of Applied Geo-physics, 171, 103865.

Amar S., Baguelin F., Frank R. and Jezequel J.F. 1995. The adimensional pressuremeter curve in clays. The Interplay be-tween Geotech¬nical Engineering and Engineering Geology. Proc. 11th ECSMGE, Copenhagen, Danemark, DGF, Bull. 11, pp. 1.7-1.11

Gonin H., Vandangeon P. and Lafeuillade 1992, Etude sur les corrélations entre le standard penetration test et le pressiomètre (Correla¬tion study between standard penetration and pressuremeter tests) in French, Revue Française de Géotechnique N°58, pp. 67-78.

Ménard L., Rousseau J. 1962. L'évaluation des tassements, tendances nouvelles. Sols-Soils, N°1, Paris.

Semblat J.F., Pecker A. 2009 Waves and vibrations in soils : Earthquakes, Traffic, Shocks, Construction works, IUSS Press, Institute of Advanced Study of Pavia, 490 pages,

Reiffsteck P., Jacquard C., Jandel E., Petitjean E., Benoit J.(2022) ISSMGE, Sydney. Prediction of Shear Wave Velocity Vs from PMT

Eurocode 8 — Design of structures for earthquake resistance — Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings NF EN 1998-1- september 2005.

IDENTIFICATION AUTOMATIQUE DES SOURCES DE VIBRATIONS PAR INTELLIGENCE ARTIFICIELLE POUR LE SUIVI DE CHANTIER

AUTOMATIC IDENTIFICATION OF VIBRATION SOURCES BY ARTIFICIAL INTELLIGENCE FOR SITE MONITORING

Etienne REY[1], Nickolas STELZENMULLER [2]
[1] *GEOLITHE, Crolles, France*
[2] *GEOLITHE INNOV, Crolles, France*

RÉSUMÉ – Dans le cadre de l'instrumentation pour suivi et contrôle des vibrations sur les enjeux/ouvrages avoisinant les chantiers de génie civil, nous proposons ici l'utilisation d'un algorithme d'intelligence artificielle permettant une identification automatisée des vibrations enregistrées, afin de faciliter le suivi régulier à distance par les différents acteurs du chantier, et de discriminer les sources vibratoires liées au chantiers du bruit environnant.

ABSTRACT – As part of the instrumentation for monitoring and controlling vibrations on the stakes/structures neighboring civil engineering sites, we propose here the use of an artificial intelligence algorithm allowing automated identification of the recorded vibrations, in order to facilitate regular remote monitoring by the various actors on the site, and to discriminate between the vibration sources linked to the sites and the surrounding noise.

1. Introduction

Des dispositifs de suivi et de contrôle des vibrations sont de plus en plus souvent installés sur les enjeux avoisinant les chantiers de génie civil générateurs de vibrations (vibrofonçage ou battage de profilés métalliques dans le sol, terrassement par vibrocompactage, brise-roche hydraulique ou minage, chantiers d'amélioration de sols par compactage dynamique ou vibro-flottation, creusement ou déroctage à l'explosif…), afin de se prémunir d'éventuels dommages sur les ouvrages avoisinants par effet direct des vibrations.

En plus des systèmes d'alerte généralement installés sur site (alarmes , alertes par SMS ou e-mail), un suivi régulier à distance est de plus en plus fréquemment demandé par les différents acteurs du chantier (MOE, AMO, entreprise…). Généralement le bureau de contrôle en charge du suivi procède à une validation des détections comme étant liées aux travaux, avec pour objectif d'écarter d'éventuelles fausses alertes. Cependant, lorsque les travaux ont lieu en période nocturne ou le week-end, une automatisation de l'identification des signaux prend tout son sens, pour gagner en réactivité, éviter des astreintes coûteuses et, d'une manière plus générale, de permettre une plus grande autonomie à l'entreprise de travaux dans la gestion de ses émissions vibratoires.

Dans ce cadre, et afin de discriminer les sources de vibration générées par les travaux du chantier faisant l'objet du suivi d'autres sources éventuelles de vibrations environnantes (train, circulation non attribuable aux travaux, artefact de mesure…), nous avons testé l'utilisation d'un algorithme spécifique d'intelligence artificielle pour identifier la signature de différentes sources vibratoires émises par un chantier de la région dont GEOLITHE avait en charge le suivi vibratoire : le remplacement du tablier métallique du viaduc ferroviaire franchissant la rivière Ay au nord du département de l'Ardèche, et sur la ligne de fret régionale entre Lyon et Marseille.

2. Chantier test

2.1. Contexte

Le chantier de remplacement du tablier métallique du viaduc ferroviaire de l'Ay comportait une première phase qui consistait à battre des tubes métalliques de fondation provisoires sur les berges et dans le lit du cours, destinés à préparer la dépose par translation latérale (sur des traverses métalliques, dans le sens de la rivière et perpendiculairement aux voies) de l'ancien tablier, puis le lançage et la mise en place par le même procédé du nouveau tablier. Ces tubes provisoires en acier avaient des diamètres atteignant 1220 mm pour 12 de longueur.

La seconde phase consistait à mettre en fiche par battage des tubes d'acier de diamètre 1400 mm et de longueur moyenne 14 mètres, en position définitive, à proximité immédiate (moins de 1 mètre) des culées maçonnées de l'ouvrage existant. C'est durant cette phase délicate, effectuée sous coupure ferroviaire, qu'ont été réalisés les tests d'identification. Les tubes, remplis de béton après mise en fiche à leur profondeur définitive ont pour vocation de servir de fondation aux culées du nouveau tablier, plus lourd que l'ancien modèle.

Compte tenu de la manutention de longs tubes à très faible distance des ouvrages ferroviaires (notamment des voies) ces travaux ont été réalisés sous coupure de circulation ferroviaires durant 4 week-ends consécutifs du printemps 2021.

2.2. Type de travaux

La mise en fiche des tubes a été réalisée essentiellement par battage, après un positionnement (mise à la verticale) au vibreur. L'outil utilisé pour le battage était un marteau IHC S-70 de masse frappante 5,5 Tonne et d'énergie de frappe 70 kJ par coup (Figure 1).

Figure 1. Mise en fiche des tubes définitifs par battage

2.3. Instrumentation sur site et suivi à distance

Le dispositif de suivi vibratoire était constitué de 4 capteurs nommés V1 à V4, qui étaient déplacés selon l'avancement du chantier, au plus proche du quadrant encours de réalisation (Figure 2).

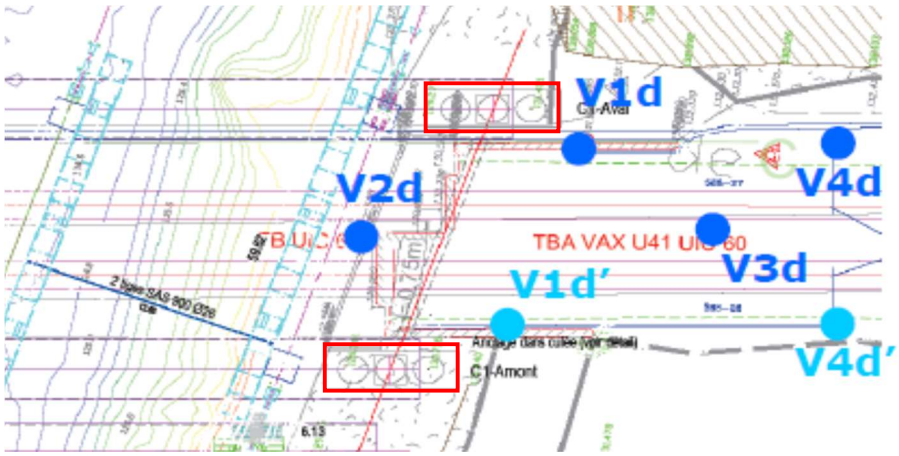


Figure 2. A gauche : implantation des capteurs de vibration sur la culée C1 (rive droite) côté aval (V1d à V4d). Les 2 capteurs excentrés par rapport aux voies (V1d et V4d) sont déplacés en positions V1d' et V4d' lorsque le chantier passe dans le quadrant C1-amont. Les pieux définitifs faisant l'objet des travaux sont encadrés en rouge). A droite : implantation du capteur V4 sur le plot de fondation d'un poteau caténaire.

La chaine de mesurage était composée de 4 capteurs triaxiaux (géophones tri-directionnels) de fréquence propre 2 Hz ou 4.5 Hz, reliés par 2 à 2 centrales de mesure de type SAVIB 6v2 (marque Myotis). En plus de stockage permanent des valeurs crêtes pour chacune des voies sous forme d'histogramme des maxima, chaque station fonctionne en mode zéro-crête, c'est-à-dire qu'en cas de dépassement du seuil en vitesse particulaire prédéfini par l'utilisateur (généralement 75% du seuil admissible pour chacun des ouvrages instrumentés), elle enregistre les signaux temporels immédiatement consécutifs au dépassement du seuil, échantillonnés à 1000 Hz sur les 6 voies (2 x 3 voies / capteur) simultanément, pour une durée de 10 secondes.

2.4. Suivi à distance

Ces signaux sont immédiatement transmis à distance sur un serveur FTP, distant pour traitement du signal, affichage, identification (« manuelle » ou automatique) de la nature des signaux comme issus (ou non) des travaux du chantier (battage en l'occurrence) et enfin validation.

3. Méthodologie suivie

3.1 Problématique

Les données qui proviennent d'évènements vibratoires sont des séries temporelles, mesurées en vitesse particulaire (en mm/s). Chaque fois que le seuil de vitesse est dépassé un fichier est créé et transmis, dans lequel il y a six séries temporelles de 10 secondes (1 par voie de chacun des capteurs). Une série temporelle typique d'une opération de battage est affichée sur la figure 3.

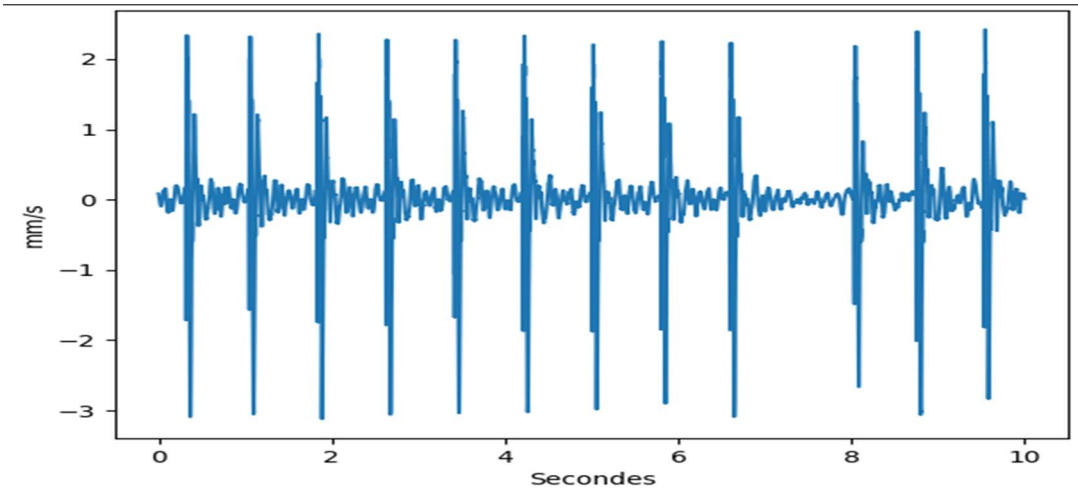


Figure 3. Série temporelle typique ayant pour origine le battage des tubes métalliques.

Dans notre cas d'étude, le problème se résume à une classification binaire de séries temporelles, l'objectif étant de discriminer les événements vibratoires causés par une opération de battage des autres sources de vibrations (principalement des trains en l'occurrence).

Les séries temporelles de vibration ayant d'autres origines que le battage sont beaucoup plus diverses, allant de signaux au spectre large (voir figure. 4, début du signal) à des pics isolés (figure 2, seconde partie du signal).

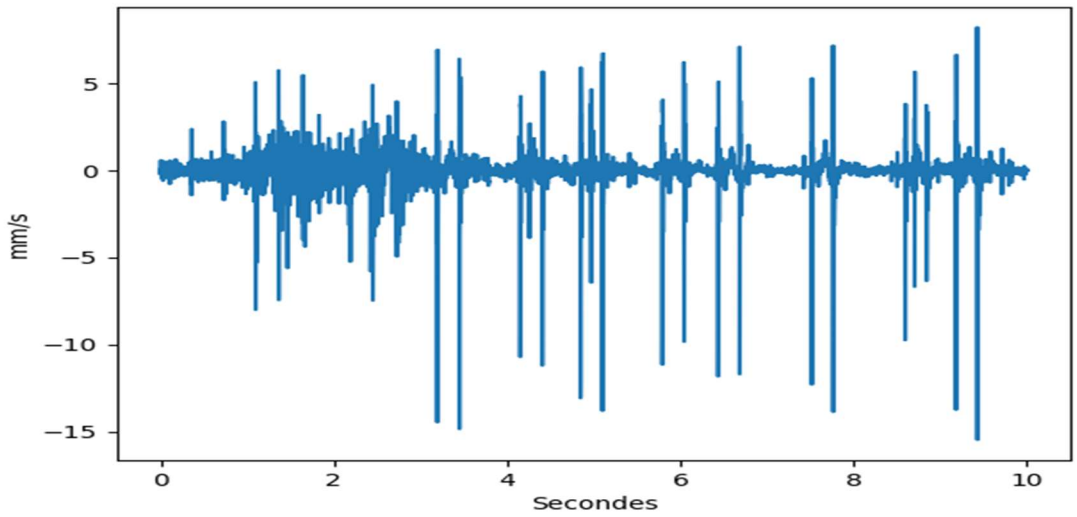


Figure 4. Série temporelle d'origine autre qu'une opération de battage.

À première vue, les signaux représentés sur les figures 1 et 2 peuvent paraître faciles à classifier à partir de leur contenu fréquentiel. Cependant, une classification par analyse spectrale, basée sur le pic principal dans le spectrogramme par exemple, n'a pas une précision très élevée. Ce manque de précision est expliqué par la diversité de caractéristiques dans chaque catégorie («battage» et «non-battage»). Afin d'augmenter la précision et robustesse de la classification nous avons adopté une approche d'apprentissage automatique.

3.2. Algorithme utilisé

Un algorithme d'apprentissage automatique a été appliqué à cette problématique de classification, à savoir une variant de l'approche «Random forest», conçue pour l'exploitation de caractéristiques spectrales pour la classification de séries temporelles (Fawaz et al., 2019 ; Ruiz et al., 2021). Cet algorithme RISE («Random Interval Spectral Ensemble») classifie des séries temporelles utilisant des caractéristiques comme de coefficients d'auto-régression et des coefficients d'autocorrélations sur plusieurs échelles de temps. En principe, il n'est pas nécessaire de spécifier en amont des caractéristiques typiques de chaque catégorie, par exemple la plage de fréquence typique de battage. L'algorithme utilise plutôt les données labelisées pour entrainer un modèle. Ce modèle comprend les caractéristiques spectrales le plus pertinentes pour la classification de ces données.

3.3 Apprentissage

L'apprentissage du modèle d'une manière supervisée nécessite une base de données labélisées, c'est-à-dire validées par un autre moyen (analyse experte et/ou observations réalisées sur site). La construction de cette base de données est l'étape la plus chronophage, car souvent les données doivent être labelisées «à la main» (analyse experte par un spécialiste).

Dans notre cas d'étude, nous avons utilisé comme support le portail de surveillance Evorisk, développé spécifiquement par Géolithe, qui permet notamment d'organiser (classer) et afficher tout événement, pour faciliter sa labélisation. Par ailleurs, chaque événement / détection enregistrée sur site donne lieu à la création d'un fichier dans lequel il y a six séries temporelles, donc la labélisation d'un événement nous fournit six séries temporelles labélisées. Ces éléments nous ont permis de construire rapidement une base de données labélisée suffisante pour réaliser la phase d'apprentissage automatique par le modèle RISE.

Pour éviter un biais dans le modèle, nous avons sélectionné des séries temporelles pour en avoir un nombre comparable dans chaque catégorie (« battage » et « non-battage »). Ce jeu de données a été ensuite divisé comme suit : 75% pour l'entrainement du modèle et 25% pour l'évaluation de modèle. Ces chiffres sont résumés dans le tableau 1.

Tableau 1 : Nombre d'événements et de séries temporelles par catégorie

Type	Événements labélisés	Séries temporelles	Séries temporelles pour l'entrainement	Séries temporelles pour l'évaluation
Battage	249	1494	1120	374
Non-battage	255	1530	1148	382

Afin que le modèle soit capable de classifier correctement les événements, le jeu de données d'entrainement doit inclure des exemples d'événements atypiques. A titre d' exemple, le battage d'un tube métallique avec un marteau donné crée des vibrations généralement régulières en fréquence et en amplitude sur l'ensemble de la série temporelle de dix secondes. Cependant, cette opération peut être parfois atypique, par exemple lorsque par exemple elle s'arrête avant la fin de l'enregistrement de 10 secondes (Figure 5). Même s'il apparait assez évident que cet événement est une opération de battage, si le jeu de données d'entrainement ne comprend pas suffisamment d'exemples d'événements atypiques, le modèle risque d'être surentrainé sur des données plus (trop) typiques, et de

ne ~~pas être capable de reconnaitre des cas comme celui de la figure 5. La taille minimum~~ de jeux de données nécessaire pour l'entrainement d'un modèle est une fonction de la fréquence relative de ces événements atypiques.

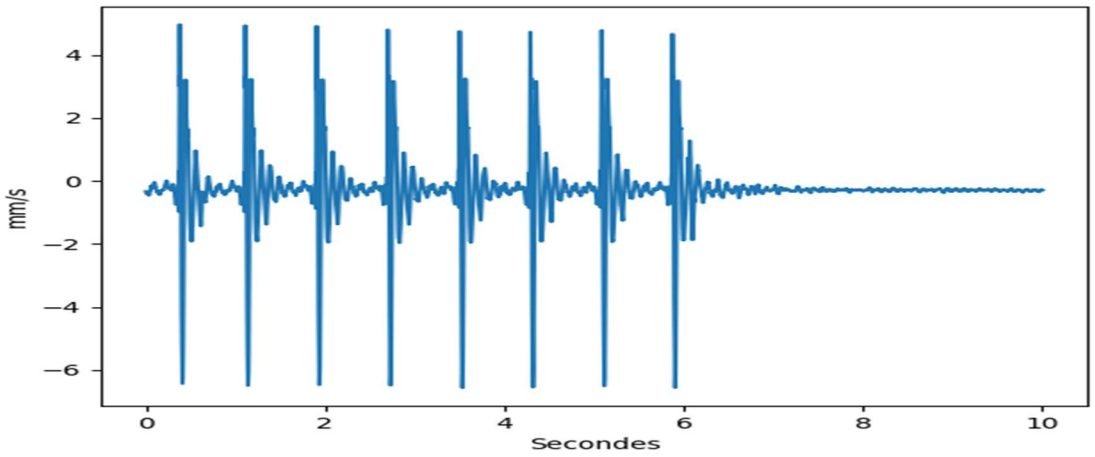


Figure 5 : Une opération de battage atypique

4. Résultats

Une fois entrainé, le modèle peut classifier de nouveaux événements vibratoires (inconnus). Le résultat d'une telle évaluation est une probabilité que l'événement appartienne à la catégorie «battage». Un histogramme représentant ces probabilités, suite à l'évaluation du jeu de données réservé à cet effet, est affiché en figure 6. Rappelons qu'un modèle idéal donnerait une distribution bimodale concentrée sur 0 et sur 1. Tout chevauchement représente une ambiguïté dans la classification des évènements.

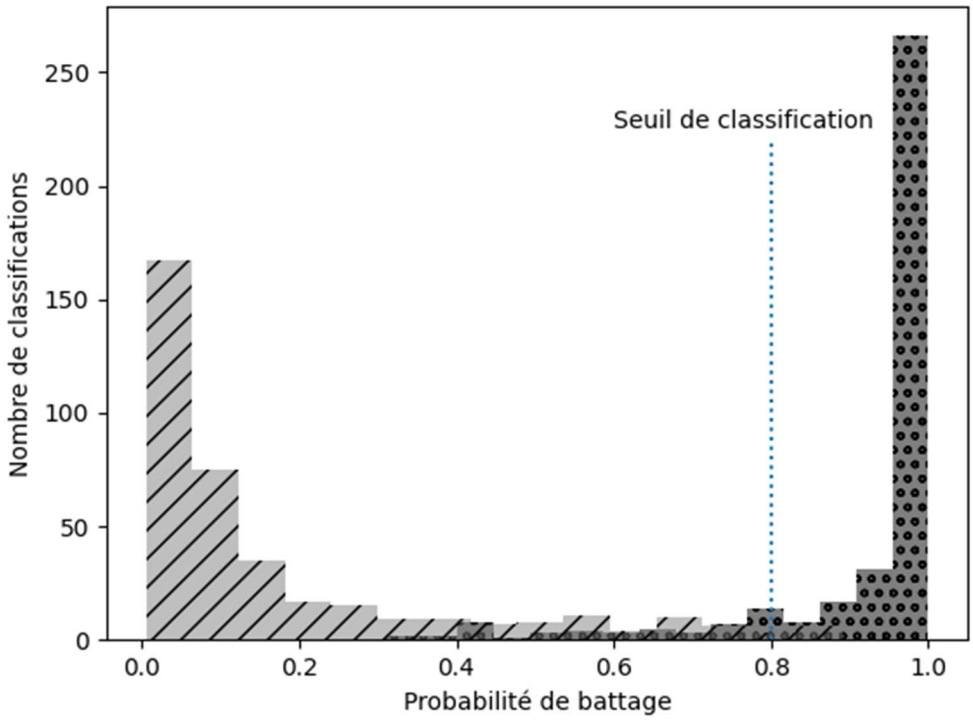


Figure 6. Histogramme de la probabilité de battage,
avec un seuil de classification arbitrairement choisi à 0.8.

Malgré le léger chevauchement de ces 2 catégories, on peut définir un seuil de probabilité tel que tout résultat au-dessus de ce seuil appartient à la catégorie «battage» et tout résultat au-dessous appartient à la catégorie «non-battage». Par exemple, le choix d'un seuil défini à 0.8 favorisera la classification d'événements en «non-battage» (Figure 6), autrement dit, avec ce choix de paramètres, il sera plus probable d'avoir un événement battage classifié en non-battage qu'un événement non-battage classifié en battage. Les résultats du modèle avec ce seuil sont présentés dans le tableau 2.

Tableau 2 : Résultats de la classification binaire de jeu de données d'évaluation, avec un seuil de probabilité de 0.8

	Prédiction	
Observation	Battage	Non-battage
Battage	326	48
Non-battage	7	375
Taux de vrais battages	97,9 %	
Taux de vrais non-battages		88,7 %

Le taux de « vrais battages » (vrais positifs) est défini par les prédictions correctes de battage divisés par le nombre total d'événements de battage (labellisés par identification experte). Parallèlement, le taux de « vrais non-battages » (vrais négatifs) est défini par les prédictions correctes de non-battage divisés par le nombre total d'évènements labellisés comme non-battage. Le taux de « vrais battages », plus élévé que le taux de vrais non-battage (97,9% vs 88,7%), dépend du choix de ce seuil. Dans l'exemple présenté plus haut cas nous souhaitions minimiser la probabilité d'une classification d'un événement non-battage en battage (minimisation des fausses alertes). Quoi qu'il en soit, les pourcentages de réussite obtenus sont très encourageants, et nous envisageons d'appliquer la méthode à d'autres signatures vibratoires.

5. Conclusions et perspectives

La démarche proposée précédemment apparait prometteuse, avec des résultats très positifs, qui permettent d'identifier de manière automatisée les vibrations émises par la technique de battage avec un taux de réussite important (97.8 %). On retiendra la possibilité d'influer légèrement sur le taux de réussite (vrai positifs ou négatifs) à travers le choix du seuil de probabilité. Cette technique constitue une aide précieuse aux entreprise ou maîtres d'œuvre pour aller vers plus d'autonomie en termes de suivi des vibrations.

En termes de perspectives, cette méthode est adaptable à une classification de plusieurs catégories, par exemple : battage, vibrofonçage, autres... Ce travail est en cours, ainsi que l'extension de la base de données pour inclure des données d'autres sites et l'optimisation des hyperparamètres du modèle. La constitution d'une base de données représentative d'une technique de travaux particulière, transposable à d'autres sites/chantiers car peu, voire pas dépendant d'un site particulier, constitue une perspective intéressante car elle vise à écourter, voire idéalement à supprimer, la phase d'apprentissage qui peut nécessiter en phase initiale un nombre d'évènements importants.

Références bibliographiques

Fawaz H.I., et al. (2019). Deep learning for time series classification: a review. Data mining and knowledge discovery, Vol. 33.4 (2019): 917-963.

Ruiz A.P. et al. (2021). The great multivariate time series classification bake off: a review and experimental evaluation of recent algorithmic advances. Data mining and knowledge discovery, Vol. 35.2 : 401-449. doi:10.1007/s10618-020-00727-3.

ESSAIS D'EXPANSION PRESSIOMÉTRIQUES AVEC MESURE DE PRESSION INTERSTITIELLE – APPLICATION SUR LE SITE DU LARIVOT

PRESSUREMETER EXPANSION TESTS WITH PORE PRESSURE MEASUREMENT - APPLICATION ON THE LARIVOT SITE

Philippe Reiffsteck[1], Vincent Savatier[2], Panagiotis Georgios Karagianopoulos[3], Michael Peronne[3], Fabien Szymkiewicz[1]
[1] *Université Gustave Eiffel-IFSTTAR, GERS-SRO, Champs sur Marne, France*
[2] *EGIS géotechnique, Toulouse, France*
[3] *Jean Lutz SA, Jurançon, France*

RÉSUMÉ – Cette communication présente la démarche et les résultats d'une campagne d'essais pressiométriques cycliques avec mesure de pression interstitielle incluant une phase de dissipation de la pression interstitielle à volume constant. Cette campagne d'essais a été réalisée à proximité de la culée Sud (ou rive droite) du futur nouveau pont du Larivot à Cayenne, en Guyane.

ABSTRACT – This paper presents the approach and results of a cyclic pressuremeter tests campaign with pore pressure measurement including a constant volume pore pressure dissipation phase. This test campaign was carried out near the South abutment (or right bank) of the future new Larivot bridge in Cayenne, Guyana.

1. Introduction

Cette communication présente le déroulement des essais de dissipation réalisés avec les prototypes de sondes pressiométriques développés par Jean Lutz SA au niveau de la culée du nouveau pont du Larivot en rive droite et présente une interprétation préliminaire des résultats. Ces travaux se sont inspirés des prescriptions de la norme XP P94-110-2 de façon que les essais soient comparables aux essais réalisés jusqu'à présent par la profession que l'on interprétait sans l'apport nouveau d'une mesure de la pression interstitielle pendant l'essai. On aura ainsi la possibilité :

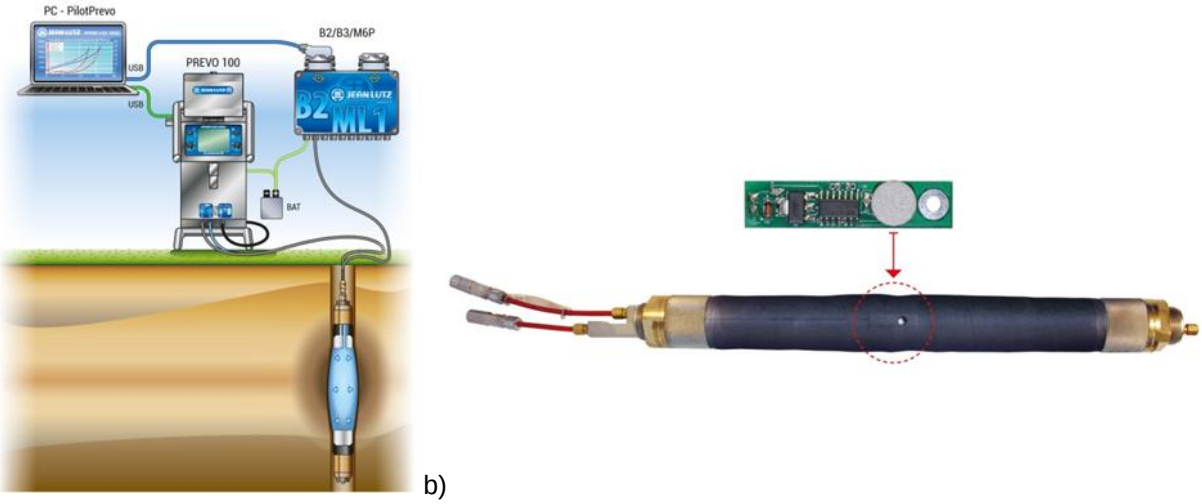
- d'en tirer des enseignements sur les essais de ce type ayant été utilisés par le passé pour la construction d'ouvrages existants.
- de pouvoir à l'avenir promouvoir la mesure de la pression interstitielle lors des essais pressiométriques par les acteurs économiques en les appliquant à un essai qu'ils connaissent et dont ils savent évaluer le coût.

2. Matériel

Le forage en rotation réalisé avec un tricône à bouton de 63 mm a permis de mettre en place les sondes développées par Jean Lutz SA (Karagiannopoulos et al., 2019; Karagiannopoulos, 2020). La Figure 1a présente l'architecture du matériel utilisé et sa mise en œuvre sur le terrain. Un boitier B2-ML1 contenant le module de conversion analogique numérique acquière les signaux du capteur de pression interstitielle positionné sur la sonde et les signaux des capteurs de pression placés en amont des électrovannes du pressiomètre automatique Prevo pour mesurer lorsque celles-ci sont fermées. Il contient également le module d'alimentation. Les signaux sont transmis au PC via un port USB. Le logiciel PilotPrevo enregistre ces mesures et envoie les consignes au Prevo. La mesure de la pression interstitielle se fait à mi-hauteur de la sonde par un capteur et son

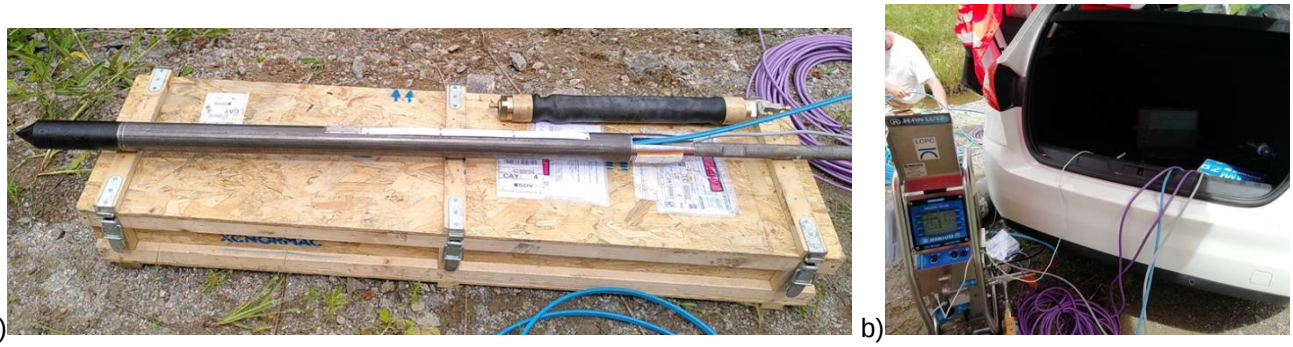
circuit électronique embarqué qui sont fixés sur la gaine de la sonde souple ou les lamelles du tube fendu (Figure 1b).

La Figure 2 présente le matériel mis en œuvre sur le chantier. Une sonde à gaine souple pour l'horizon argileux et un tube fendu pour les matériaux sous-jacents.



a) b)

Figure 1 Principe du système de mesure Jean Lutz SA (a) Schéma de l'appareillage complet (b) vue de la carte électronique et localisation sur la gaine d'une sonde nue (source Jean Lutz SA)



a) b)

Figure 2 (a) Matériel pressiométrique (sonde nue et tube fendu) et (b) Poste de travail de l'essai pressiométrique mis en œuvre sur le chantier

3. Protocole d'essais

La Figure 3 résume le principe général d'un essai composé d'une première phase de chargement par paliers respectant la norme XP P 94-110-2 (phase de contact notée 1, phase pseudo-élastique notée 2, phase de décharge recharge notée 3 et phase de rechargement notée 4) puis d'une phase de dissipation à volume constant, initiée à une pression initiale proche de $1{,}2 \cdot p_f$. L'essai se termine par une phase de déchargement en cinq paliers. Les notations utilisées sur cette figure sont :

p_{r1} : la pression de début de phase pseudo élastique (la XP P 94-110-2 renvoie à la NF P 94-110-1 mais définition absente dans celle-ci, sans doute p_1 du §D.2.1) ;

p_f : la pression de fluage selon la NF EN ISO 22476-4 (définition proche de celle de la pression p_{rD}qui est le palier qui suit la pression p_{r2})

p_{r2} : la pression correspondant à l'extrémité de la plage pressiométrique de la XP P 94-110-2 §5.1.a

p_{r3} : la pression de début de phase de rechargement

p_E : la pression de l'origine du segment de pente m_E selon NF EN ISO 22476-4 §D.5.1

E_M : module Ménard selon NF EN ISO 22476-4 §D.5.2

E_R : module de rechargement selon la XP P 94-110-2 §6.b

u_{ini} : pression interstitielle mesurée à la fermeture du robinet

u_0 : pression interstitielle hydrostatique mesurée ou estimée

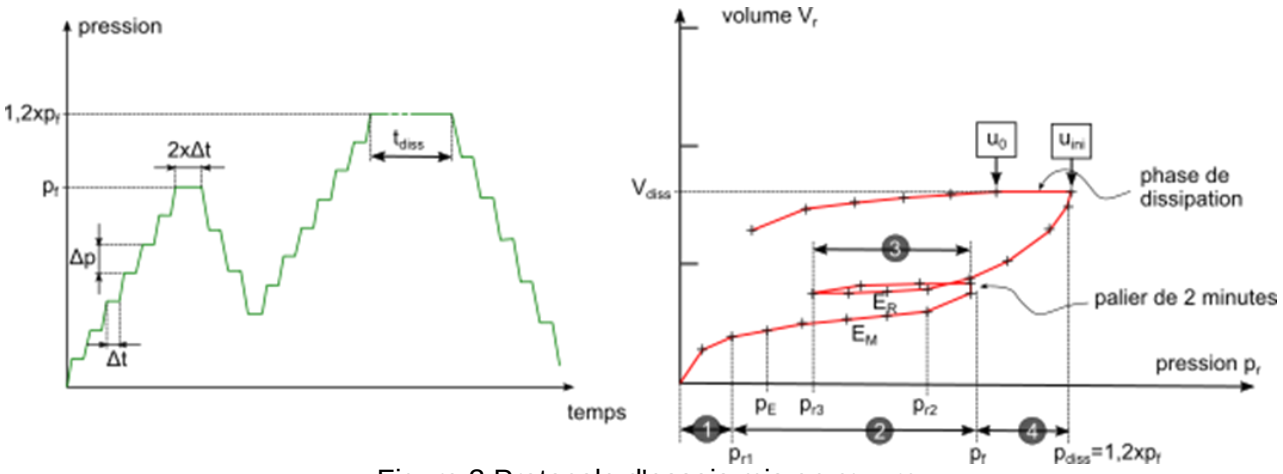


Figure 3 Protocole d'essais mis en œuvre

La boucle de décharge-recharge (notée 3) est légèrement différente de celle proposée par la norme. Celle-ci a en effet été jugée très défavorable à l'essai car comportant un risque avéré de rupture en traction du sol en déchargeant trop les parois du forage. Nous avons donc pris :

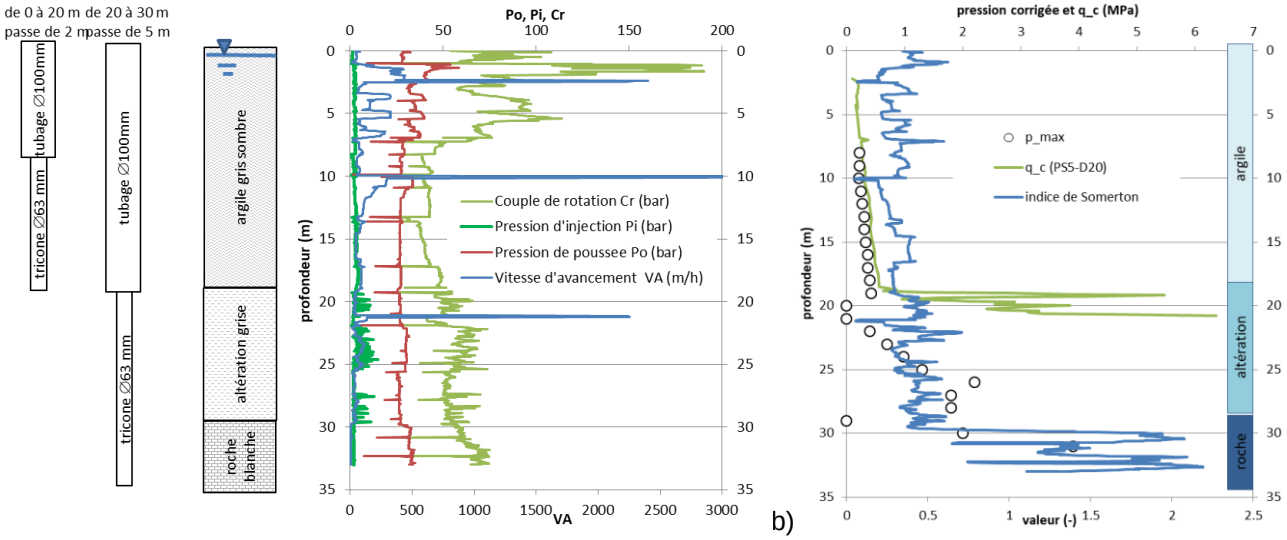
$$p_{r3} = p_f - \frac{3}{4} \cdot (p_{r2} - p_{r1}) \quad (1)$$

à la place d'une définition d'une pression entraînant un déchargement total :

$$p_{r3} = p_E \quad (2)$$

4. Résultats de la campagne au Larivot

Les 8 premiers mètres ont été directement tubés en 104/113 mm avec de l'eau pour fluide de forage. Des passes de 2 m ont été privilégiées dans l'horizon argileux puis de 5 m dans l'horizon suivant. En fin de chaque passe de forage, un fluide bentonitique a été circulé pour une centaine de litres pour stabiliser la cavité.



a) b)

Figure 4 Profils (a) du mode de réalisation de la cavité, des paramètres de forage et (b) des paramètres dérivés des essais pressiométriques et pénétrométriques et des paramètres de forage

La campagne de reconnaissance du projet comportait des sondages au pénétromètre statique avec des essais de dissipation. La Figure 4 représente les paramètres de forage obtenus lors de la réalisation des essais. L'indice de Somerton $I_s = P_o/\sqrt{V_a}$ est un bon

indicateur des transitions lithologiques et discrimine précisément les trois couches observées à la remontée des débris de forage (Reiffsteck et al., 2018).

La Figure 5 présente les résultats bruts du pilotage de l'essai avec les différentes phases définies sur la Figure 3 pour l'essai à 15 m de profondeur.

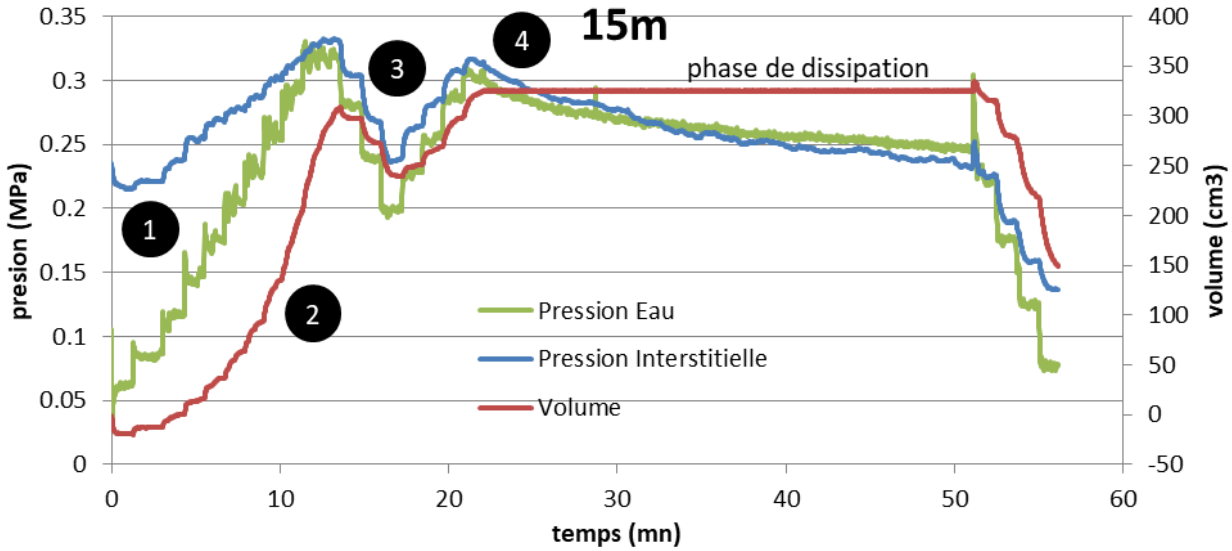


Figure 5 Courbes des résultat bruts en fonction du temps

La détermination des modules sur les courbes vierges et les boucles a été réalisée selon les normes en vigueur pour le module pressiométrique Ménard E_M (NF EN ISO 22476-4) et de rechargement E_R (XP P 94-110-2) et sur différents segments pour les modules sécants de rechargement et déchargement (Figure 6). On a avec les notations de la Figure 3 :

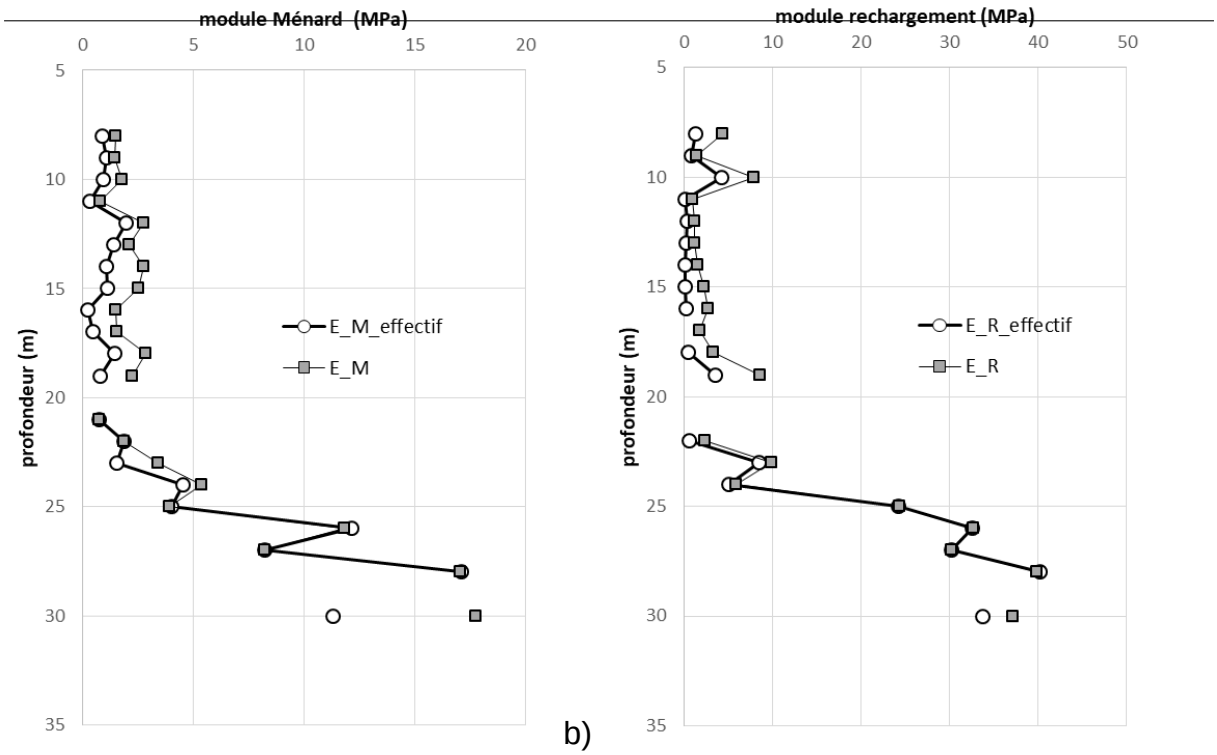
$$E_M = 2 \cdot (1+\nu) \cdot \left(V_s + \frac{V_E+V_{r2}}{2}\right) \cdot \frac{p_{r2}-p_E}{V_{r2}-V_E} \quad (3)$$

$$E_R = 2 \cdot (1+\nu) \cdot \left(V_s + \frac{V_{r3}+V_f}{2}\right) \cdot \frac{p_f-p_{r3}}{V_f-V_{r3}} \quad (4)$$

Les modules effectifs ont été calculés en soustrayant les pressions interstitielles mesurées au moment de la mesure du couple pression-volume. La formule (5) ci-dessous est pour le module Ménard effectif E'_M, une définition similaire a été utilisée pour le module de rechargement E'_R.

$$E'_M = 2 \cdot (1+\nu) \cdot \left(V_s + \frac{V_E+V_{r2}}{2}\right) \cdot \frac{(p_{r2}-u_{r2})-(p_E-u_E)}{V_{r2}-V_E} \quad (5)$$

Les rapports des modules Ménard et de rechargement ont des évolutions perturbées dans la zone de transition à 19 m, puis ils croissent rapidement dans la zone d'altération, le matériau devenant vite compact (Figure 6).



a) b)

Figure 6 Comparaison des profils des (a) modules pressiométriques Ménard (NF EN ISO 22476-4) et (b) modules de rechargement (NF P 94-110-2) avec les valeurs effectives

La plage utilisée pour le calcul du module de rechargement étant plus grande que pour le module Ménard, dans les matériaux mous de la première couche, du fait de l'hystérésis, des valeurs inférieures au module Ménard sont observées (Figure 6).

La Figure 6 permet de comparer les modules effectifs ou "long terme" aux modules Ménard et de rechargement normalisés. Les modules effectifs ou "long terme" sont inférieurs aux modules normalisés en moyenne de 50% dans la couche supérieure et quasiment identique dans la couche d'altération (89%). Pour les modules de rechargement, ce rapport tombe à 30-40% pour la couche molle et reste élevé dans la couche d'altération (85%). Les valeurs négatives observées pour le module de rechargement effectif découlent également de la définition de ce module.

5. Essais de dissipation

La Figure 7 présente les résultats des essais de dissipation qui ont été maintenus pendant 30 minutes. Nous n'avons représenté ici que les résultats obtenus dans la couche argileuse.

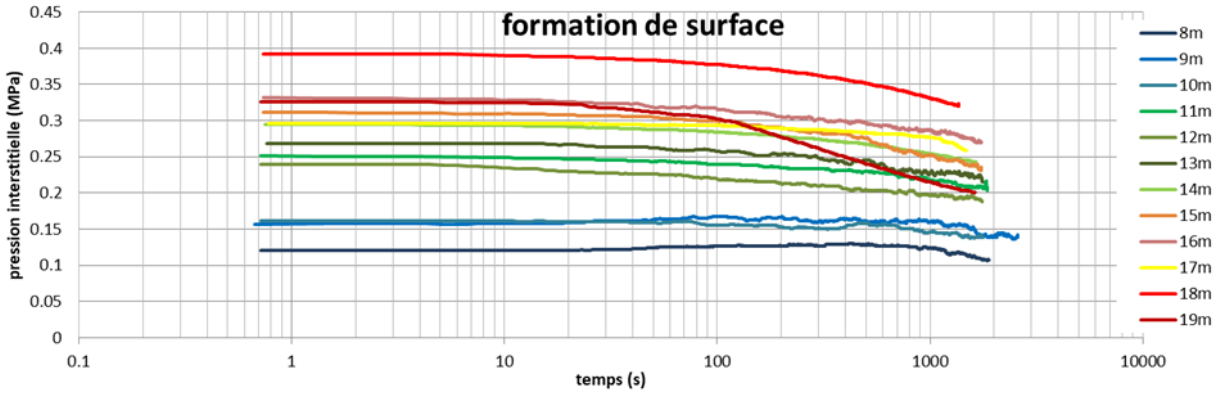


Figure 7 Courbes de dissipation dans la formation argileuse imperméable

Les valeurs de la pression interstitielle au début de la phase de dissipation u_{ini} ont été estimées avec la méthode de Casagrande, c'est-à-dire une hypothèse de décroissance en racine carrée. La valeur finale u_0 correspond à la hauteur piézométrique sauf pour la couche d'altération où un décalage a été observé et nous nous sommes servis de l'essai à 21 m pour caler la pression hydrostatique.

Pour analyser les données de dissipation, nous avons privilégié la méthode proposée par van Baars et van de Graaf (2007), s'intéressant au cas à volume constant et qui correspond à notre configuration au détriment de celles classiquement utilisées (Lunne et al., 1997) se basant sur la consolidation, soit à volume de sol variable.

Pour un écoulement bidimensionnel axisymétrique :

$$\frac{\delta p}{\delta t} = c_\beta \cdot \left(\frac{\delta^2 p}{\delta r^2} + \frac{1}{r} \cdot \frac{\delta p}{\delta r}\right) \quad (6)$$

avec $c_\beta = \frac{k}{n \cdot \beta \cdot \gamma_w}$, coefficient de consolidation

Où

n est la porosité du milieu prise à 0,4 pour un sable à 0,7 pour le sol organique ;

k est la perméabilité prise égale à 1.10^{-9} dans l'argile et 1.10^{-8} m/s dans l'altération ;

β est la compressibilité de l'eau qui vaut $0{,}5.10^{-9}$ m²/N lorsque la saturation est parfaite ;

γ_w est le poids volumique de l'eau pris égal à 10 kN/m^3.

La résolution de cette équation consiste en des fonctions de Bessel et une forme exponentielle. Le tableur Microsoft Excel disposant de ces fonctions, la résolution est rapide.

La Figure 8 montre la détermination de la valeur de t_{50}, et le calage de la courbe de la méthode de van Baars et van de Graaf (2007). Un bon calage est observé pour tous les essais réalisés.

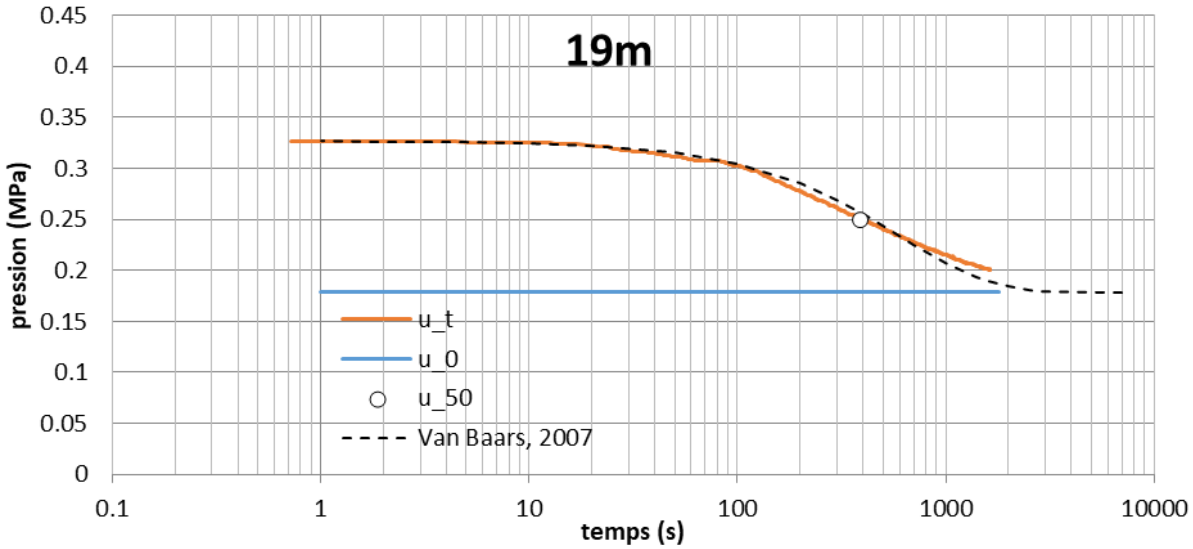


Figure 8 Courbes de dissipation et évaluation de t_{50} pour l'essai à 19 m

La valeur de t_{50}, représentée sur la Figure 9, est donc, soit la valeur mesurée, soit la valeur estimée par la solution de l'équation de van Baars et van de Graaf (2007), pour u_{50}. La Figure 9 permet de comparer les évolutions de t_{50} à la lithologie. Une bonne cohérence est observée avec la caractérisation physique des terrains disponible dans le dossier géotechnique de projet ainsi que les autres essais de dissipation réalisé au CPTu. La transition de la couche argileuse à la couche d'altération est plus progressive et en accord avec l'évolution des paramètres de forage de la Figure 4.

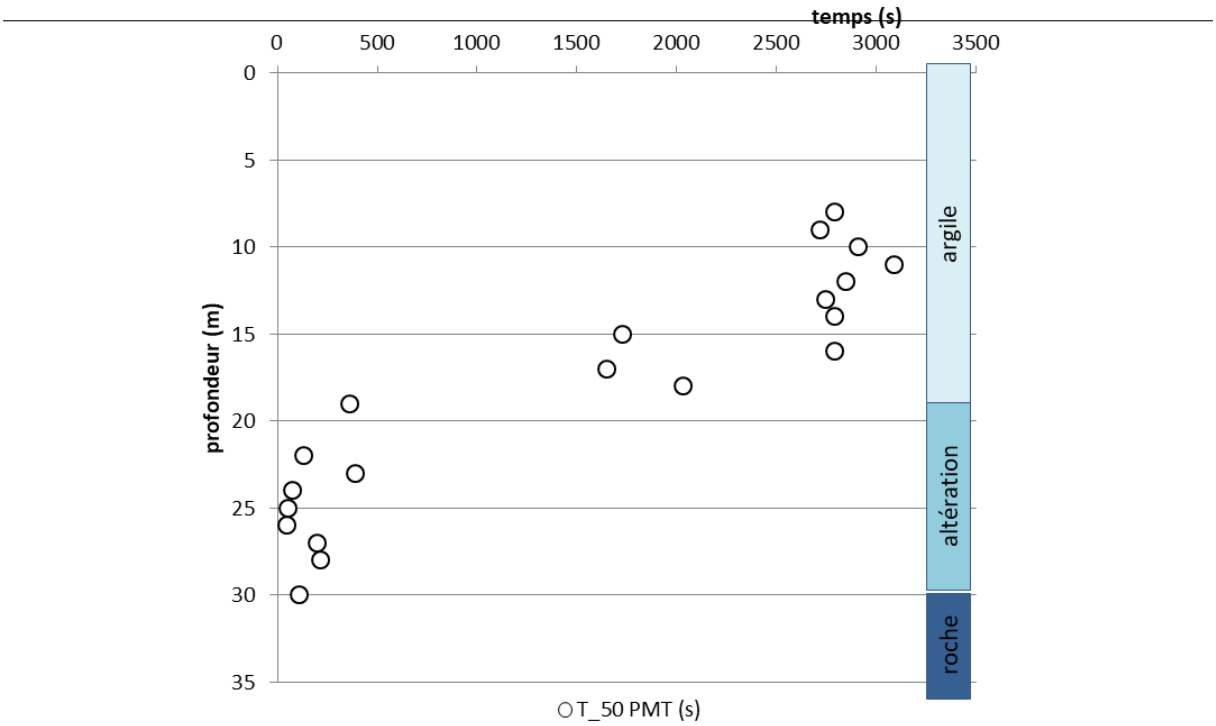


Figure 9 profil de t_{50}

Avec cette Figure 9, il est important de signaler que l'emploi de l'appareil permet la pénétration avec mesure de perméabilité dans les formations rencontrées sous 21 m alors que le refus est obtenu au piézocône à cette profondeur.

Les résultats obtenus permettront un dimensionnement des pieux sous charge latérales plus précis et argumenté.

6. Rendement constatés

Les essais peuvent être classés en deux parties :

- Pour les essais réalisés dans les argiles sombres qui ont nécessité des précautions particulières de forage la durée, y compris forage de la zone, a été en industriel de 3,5 jours, soit environ 3 essais par jour,
- Pour les altérites rouges au-delà de 19 m, cette même durée a été de 2,5 jours, soit 4 essais par jour.

Au global, le forage, qui fait 35 m et qui comprend 21 essais, a été réalisé en 6 jours (10j ouvrables) avec, hors personnel, une équipe de 3 personnes.

En version de production et en métropole, on peut imaginer monter à 4 essais par jour entre 0 et 20 m avec seulement un opérateur supplémentaire.

7. Remerciements,

Les auteurs remercient la Direction Générale des Territoires et de la Mer de la préfecture de la Guyane ainsi que leurs collègues G. Desanneaux de Somac et C. Vala, E. Marie-Josèphe, de Ginger LBTP Guyane pour l'aide à la réalisation des essais et V. Moingeon et L. Vigneron pour l'assistance à ce projet.

8. Conclusions

La communication a présenté une application à la mesure de la pression interstitielle, du matériel développé dans le cadre des travaux de Karagiannopoulos (2020). Cette mesure de la pression interstitielle lors de la phase plastique (autour de 1,2.p_f) et sa dissipation dans une phase de maintien de la pression jusqu'à une dissipation de 50% permet

d'approcher avec une méthode type piézocône la valeur du C_V dans des sols où le matériel CPT ne pénètre pas en raison de la portance très faible des sols de surface ou où un refus de pénétration est observé.

Le protocole d'essais a permis d'observer une dissipation autour de la sonde nue ou dans le tube fendu. Toutefois, une amélioration de la définition de la pression de fluage en temps réel, pour démarrer le cycle de décharge–recharge, pourrait rendre le protocole plus aisé à réaliser pour l'opérateur. La correction des résultats en temps réel étant déjà effective, un algorithme de détermination du point d'inflexion reste à développer (Karagiannopoulos et al., 2020).

Un temps de dissipation supérieur à 30 minutes est à privilégier pour avoir l'assurance, dans les sols fins, d'atteindre t_{50} et pour éviter l'extrapolation de cette valeur par les différentes lois de dissipation proposées. L'analyse des essais a montré que la méthode d'interprétation de Van Baars et van de Graaf (2007) permet une interprétation pertinente des courbes expérimentales et une définition correcte de t_{50}.

Cette technique permet d'obtenir des valeurs de t_{50} dans tous les terrains ou le pressiomètre peut être mis en place.

9. Références bibliographiques

Karagiannopoulos P.-G. (2020) Apport de la mesure de la pression interstitielle à l'essai pressiométrique. Chargements cycliques et monotones, Université Paris-Est, 275 pages

Karagiannopoulos P.G, Peronne M., Dang Q.H., Reiffsteck P., Benoît J., (2020) Cyclic pressuremeter tests with pore pressure measurements, application to CSR evaluation, 6th Int. Conf Geotechnical and Geophysical Site Charac., Budapest Hongrie, 8 pages

Karagiannopoulos P.G., Peronne M., Reiffsteck P., Szymkiewicz F., (2019), Measure of the pore water pressure during expansion tests - physical and numerical approach, Proc. XVII ECSMGE, Reykjavic, ISBN 978-9935-9436-1-3

Lunne, T., Robertson, P.K. and Powell, J.J.M. (1997) Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice. Blackie Academic & Professional, London, 312 p.

Reiffsteck P., Benoît, J., Bourdeau, C., Desanneaux G. (2018) Enhancing the geotechnical model using drilling parameters, J. Geotech. Geoenviron. Eng., Vol. 144, Issue 3, https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001836

Van Baars S. Van De Graaf H. (2007) Determination of Organic Soil Permeability Using The Piezocone Dissipation Test, Environmental and Engineering Geoscience 13(3):197-203, DOI:10.2113/gseegeosci.13.3.197.

ESSAIS CROISÉS AVEC LE PRESSIOMÈTRE DANS LE CADRE D'ARSCOP

TEST CAMPAIGNS WITH THE PRESSUREMETER IN ARSCOP PROJECT

Michel RISPAL[1], Patrice DESOURTHEAU[2], Catherine JACQUARD[1], Jean-Paul MOURIER[2], Philippe REIFFSTECK [3]
[1] *Fondasol, Avignon, France*
[2] *Ginger CEBTP, Chartres, France*
[3] *Université Gustave Eiffel-IFSTTAR, GERS-SRO, Champs sur Marne, France*

RÉSUMÉ – Cette communication présente une campagne d'essais comparatifs avec le pressiomètre Ménard réalisés sur différents sites retenus par le projet national ARSCOP. Il s'agit de sols argileux mous et de sols sableux sous la nappe phréatique. Une discussion sur la pertinence des exigences sur le mode de forage pour les sols concernés complète ces éléments.

ABSTRACT – This paper presents a campaign of comparative tests with the Ménard pressuremeter carried out on different sites selected by the national ARSCOP project. These were soft clay soils and sandy soils below the water table. A discussion on the relevance of the drilling requirements for these soils completes these elements.

1. Contexte

On sait que la réalisation d'essais pressiométriques dans de certains sols est délicate et dépend beaucoup du savoir-faire de l'opérateur. L'objectif de ces campagnes était de comparer dans le cadre de l'axe 1 du projet national ARSCOP, la pratique actuelle avec les recommandations de la norme EN 22 476-4 héritées de la norme française et du mode opératoire des LPC. Le principe a consisté à réaliser une série de forages pour réaliser plusieurs essais d'expansion dans chacun d'eux. Les essais pressiométriques réalisés dans le forage de référence (forage rotatif à trou ouvert avec circulation de boue et sonde avec gaine souple) sont comparés à ceux réalisés dans les forages réalisés avec d'autres outils de forage (tels que les tubes fendus avec enlèvement de matière TUBA® et ROTOSTAF®) et sondes (tube fendu ou d'autres types d'équipement).

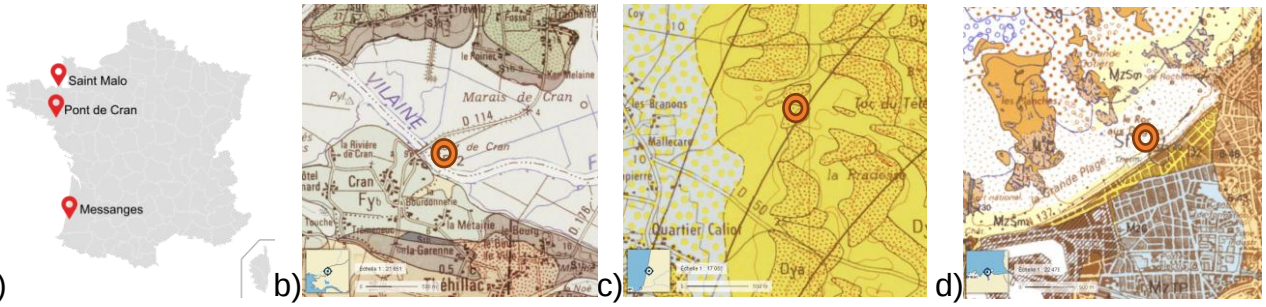
La méthodologie mise en œuvre a consisté à choisir des sites de la plus grande homogénéité possible dans ses caractéristiques géotechniques, à réaliser un forage de référence selon NF EN ISO 22476-4, puis des forages annexes en variant les techniques de forage, de sonde, de mode de pilotage, etc.

2. Présentation des sites

Les caractéristiques qui ont présidé au choix des sites ont été une relative homogénéité d'ensemble sur une profondeur minimale de 5 à 10 m (Figure 1a).

2.1. Site expérimental de Cran

Le site du pont de Cran est situé sur la commune de Rieux dans le département du Morbihan (franchissement de la Vilaine en aval de Redon, Figures 1b). Le site a fait l'objet de nombreuses études dans le cadre de recherches programmées par les Laboratoires des Ponts et Chaussées. Le site est assez homogène avec une profondeur de 15 m de sédiments meubles, cohérents de consistance moyenne.



a) b) c) d)

Figure 1: Localisation des sites d'essais (crédits Géoportail).

On distingue trois couches :

- les deux premiers mètres, surconsolidés par dessiccation, correspondent aux valeurs les plus fortes de cohésion non drainée, de l'ordre de 45 kPa ;
- entre 2 et 4 m de profondeur, une couche de consistance relativement molle, de cohésion non drainée de l'ordre de 15 kPa, présente une forte limite de liquidité. Elle peut être identifiée, selon la classification LPC, à une argile très plastique et faiblement organique (fO- At) ;
- entre 4 et 17 m de profondeur, l'argile a une consistance moyenne ; la teneur en eau est de l'ordre de 70 % et la cohésion non drainée est voisine de 38 kPa. On peut identifier ce sol à un limon très plastique faiblement organique (fO-Lt).

La nappe phréatique est généralement à 50 cm de profondeur.

2.1. Site expérimental de Messanges

Le site de la sablière Durruty est situé sur la commune de Messanges dans le département des Landes (figures 1c). La zone d'essais a été implantée dans les sables de dune présentant une puissance supérieure à 20 à 25 m au droit du site. Ces dépôts éoliens forment des dunes paraboliques postérieures aux dépôts marins. L'exploitation a mis à nu les dépôts marins. On distingue quatre couches :

- les deux premiers mètres, sables denses du fait de la dessiccation et surcharge ;
- entre 2 et 7 m de profondeur, une couche de de sable lâche ;
- vers 8 m une couche de sable avec lignite à forte odeur d'hydrocarbure ;
- au-delà de 8 m des sables denses.

La nappe phréatique est généralement à 50 cm de profondeur.

2.1. Site de Saint Malo

Le site de la grande plage est situé sur la commune de Saint Malo dans le département de l'Ille et Vilaine (figures 1d). La plage relativement homogène vient recouvrir des dépôts accumulés sur les versants. Ils se trouvent sur de grandes épaisseurs ou en simple placage contre des parois ou d'anciennes falaises. Ces dépôts sont un mélange de limons bruns, argileux et compacts, et de cailloux de 1 à 3 cm de long, anguleux. Les couches ne sont ni horizontales ni parallèles à la surface du sol, la profondeur observée varie en fonction de la proximité du rivage.

On distingue une seule couche de sable.

3. Programmes des essais

Le programme a consisté à faire varier les techniques de forages et les moyens d'essais. Cinq modes de forage principaux ont été testés :

- tarière manuelle (TM) avec injection de boue de bentonite (+B), par passes successives de 1m avec réalisation d'un essai pressiométrique après chaque passe ;

- tarière hélicoïdale continue (CFA) sans ou avec circulation de boue, par passes successives de 1 m avec réalisation d'un essai pressiométrique après chaque passe ;
- forage rotatif avec outil à molette (TRIC) ou à lame (TRIL) et circulation de boue ; par passes successives de 1 m ;
- battage de la sonde dans un tube fendu (TF) avec ou sans préforage d'un trou pilote ;
- forage du tube fendu avec enlèvement de matière (TFEM), essais en remontant.

Tableau 1 essais à pont de Cran (printemps 2019) - Ginger CEBTP - Cerema

Sondage	Localisation	Prof. essais (m)	Mode de forage	Sonde	pilotage
0	Argile – champs	1-16	TAM+B	60 GS-1.5	Manu – palier
1	Argile – champs	3-10	TRIC-66+B	60 GS-1.5	Auto - palier
2	Argile – champs	3-10	TRIL+B	60 GS-1.5	Auto - palier
3	Argile – champs	3-10	TRIL+B	60 GS-3	Auto - palier
4	Argile – champs	3-10	TRIL+B	60 GS-4	Auto - palier
5	Argile – champs	3-10	CFA+B	60 GS-4	Auto - palier
6	Argile – champs	3-10	Battage	44-C-3 TF63	Auto - palier
7	Argile – champs	3-10	Battage	44-L-3 TF63	Auto - palier
9	Argile – champs	3-10	CFA	60 GS-1.5	Auto - palier
10	Argile - champs	3-15,5	TRIL+B	60 GS-1.5	Auto - palier

Tableau 2 essais à Messanges (printemps 2019 et septembre 2021) – Fondasol & Eurogéo - UGE

Sondage	Localisation	Prof. essais (m)	Mode de forage	Sonde	pilotage
1	Sable - bas	3-10	TRIC-63,5+B	60 GS-3	Manu – palier
2	Sable – bas	3-10	TRIC-63,5+B	60 GS-4	Manu – palier
3	Sable – bas	3-10	TRIC-66+B	44-L TF63	Manu – palier
4	Sable – bas	3-10	TRIC-66+B	44-C TF63	Manu – palier
5	Sable - bas	3-10	TFEM-66	44-C TF63	Manu – palier
6	Sable - bas	3-10	TRIC-66,5+B	44-C TF60	Manu - palier
8	Sable - bas	3-10	TFEM-66	44-L TF63	Auto - palier
9	Sable - bas	1-2	TAM+B	60 GS 3	Manu –palier
1	Sable – haut	3-10	TRIC-63,5+B	60 GS	Auto - palier
2	Sable – haut	3-10	TRIC-63,5+B	44-C TF60	Auto - palier
3	Sable – haut	3-10	TRIC-63,5+B	44-C TF63	Auto - palier
4	Sable – haut	3-10	TFEM-66	44-C TF63	Auto - palier
5	Sable – haut	3-6	TRIC-63,5+poly	60 GS	Auto - palier
6	Sable – haut	1-1,5	TAM+B	60 GS	Auto - palier

Tableau 3 essais à Saint Malo (septembre 2018) – UGE et Cerema

Sondage	Localisation	Profondeurs essais (m)	Mode de forage	Sonde	pilotage
0	Sable - Plage	1	Battage	30 GS-1,5	Pilotage - palier
1	Sable - Plage	0,9-5,5	TAM+B	60 GS-3	Pilotage - continu
2	Sable - Plage	1-4	TRIC+B	60 GS-3	Auto - palier
3	Sable - Plage	1-4	CFA	44-L TF63	Auto - palier
4	Sable - Digue	6-9	TRIC+B	60 GS-3	Auto - palier

4. Résultats des essais

4.1. Site de Pont de Cran

Dix sondages ont été réalisés par Ginger lors de la campagne ARSCOP dans une zone proche de la Vilaine. Les essais n'ont intéressé que la couche de 3 à 10 m.

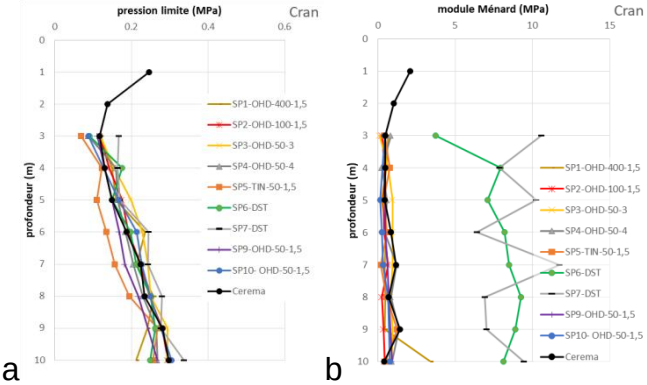


Figure 2: Influence du mode de mise en place dans l'argile sur la pression limite et le module pressiométrique

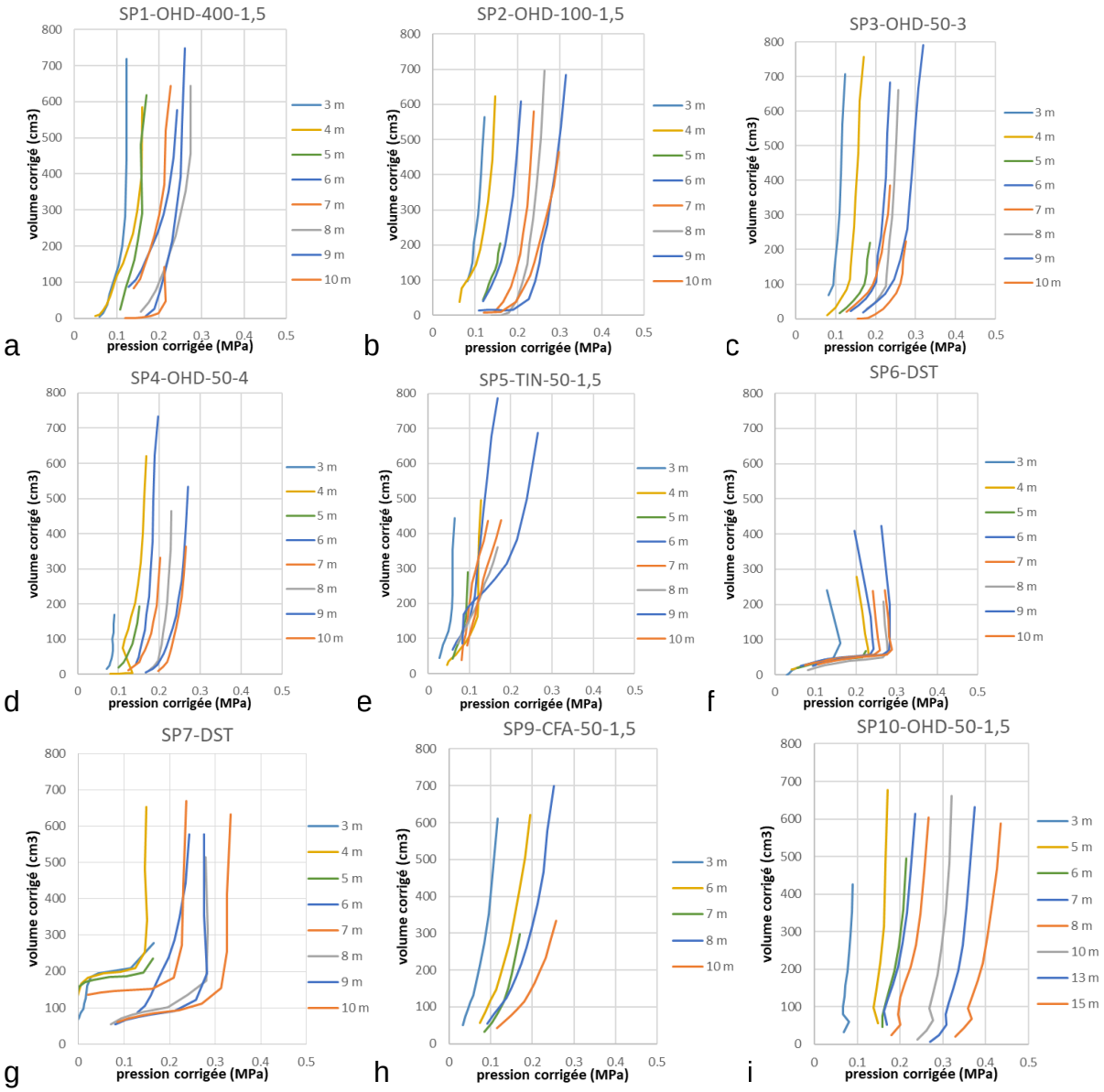


Figure 3: Influence du mode de mise en place sur les courbes d'expansion à Cran

La figure 2 confirme que le mode tube fendu battu (battage-TF dans le tableau 1) donne des valeurs nettement surestimées du module de Ménard et est à proscrire dans ce type de sol. Le mode CFA (avec boue) dans l'argile molle peut créer une succion lors du retrait et donc des valeurs de pression limite faibles. Ces constats sont étayés par la typologie des courbes (Figure 3e, f et g).

Pour les sols argileux mous, la méthode recommandée est donc bien le forage en rotation avec boue (TRIL/ TRIC +B), même si elle sous-estime légèrement les pressions limites, tout autre procédé provoquant un refoulement par fonçage ou vibration, devrait être écarté.

4.2. Site de Messanges

Le site de Messanges a permis de réaliser des essais croisés dans du sable. Deux campagnes ARSCOP ont permis de comparer dans des sondages forés en rotation des essais réalisés avec différentes sondes ou gaines et différents tubes fendus (tableau 2). En outre, deux sondages ont été réalisés par tubage avec enlèvement de matière. La figure 5 montre les différences de volume au contact observées selon les méthodes employées. Les fuseaux de pressions limites obtenus restent assez resserrés sauf en tête ou au niveau de la couche organique présente à 8 m.

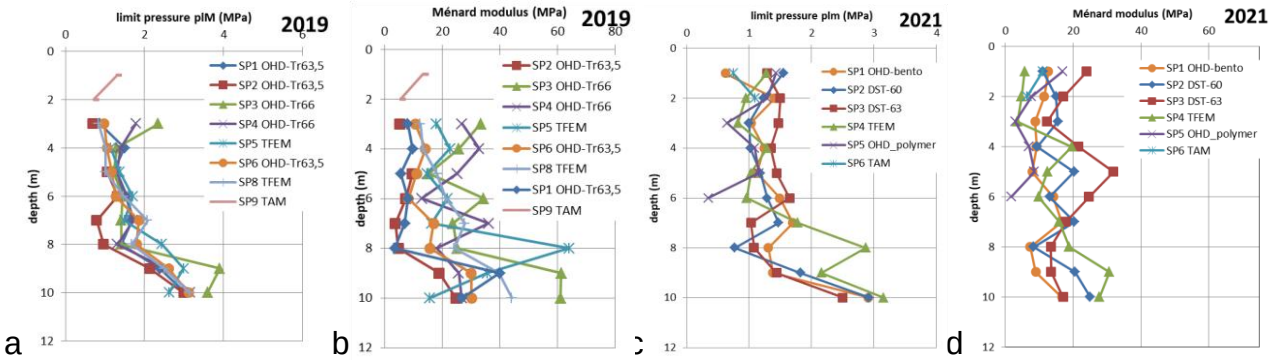


Figure 4: Influence du mode de mise en place dans les sables sur la pression limite et le module pressiométrique

Cependant les profils de modules Ménard présentent une assez grande dispersion autour du forage de référence réalisé en rotation avec boue. Les forages de 2019 avec un alésage trop important montrent une grande variabilité (TRIC 66). La surestimation observée pour les sondes battues reste contenue par rapport à ce qui a pu être observé dans les argiles. Une étude statistique complète a été réalisée par Jacquard et Rispal (2021).

4.1. Site de Saint Malo

Une étude récente a été menée en 2018 sur le bord de mer à proximité de la digue protégeant la ville de Saint Malo. Les premiers forages réalisés sur la plage sous la digue avaient pour but de comparer les techniques de forage et l'influence sur les mesures effectuées avec le pressiomètre Ménard (Tableau 3 et Figures 7 et 8). Les graphiques de la Figure 7 montrent les différents profils obtenus.

Des valeurs similaires sont observées avec les différents modes de mise en place avec une influence significative sur le volume de contact.

Pour ce site, le tube fendu étant placé après le forage d'un trou pilote, les paramètres mesurés ne montrent pas de différence majeure avec les autres techniques (Figures 7 et 8d). Les graphiques de la Figure 8 donnent les différentes courbes d'expansion pressiométrique. Bien que les essais d'expansion n'aient pas été réalisés par paliers de 1 minute selon le protocole Ménard, la vitesse de chargement étant identiques, il n'y a aucune différence sur les paramètres mesurés.

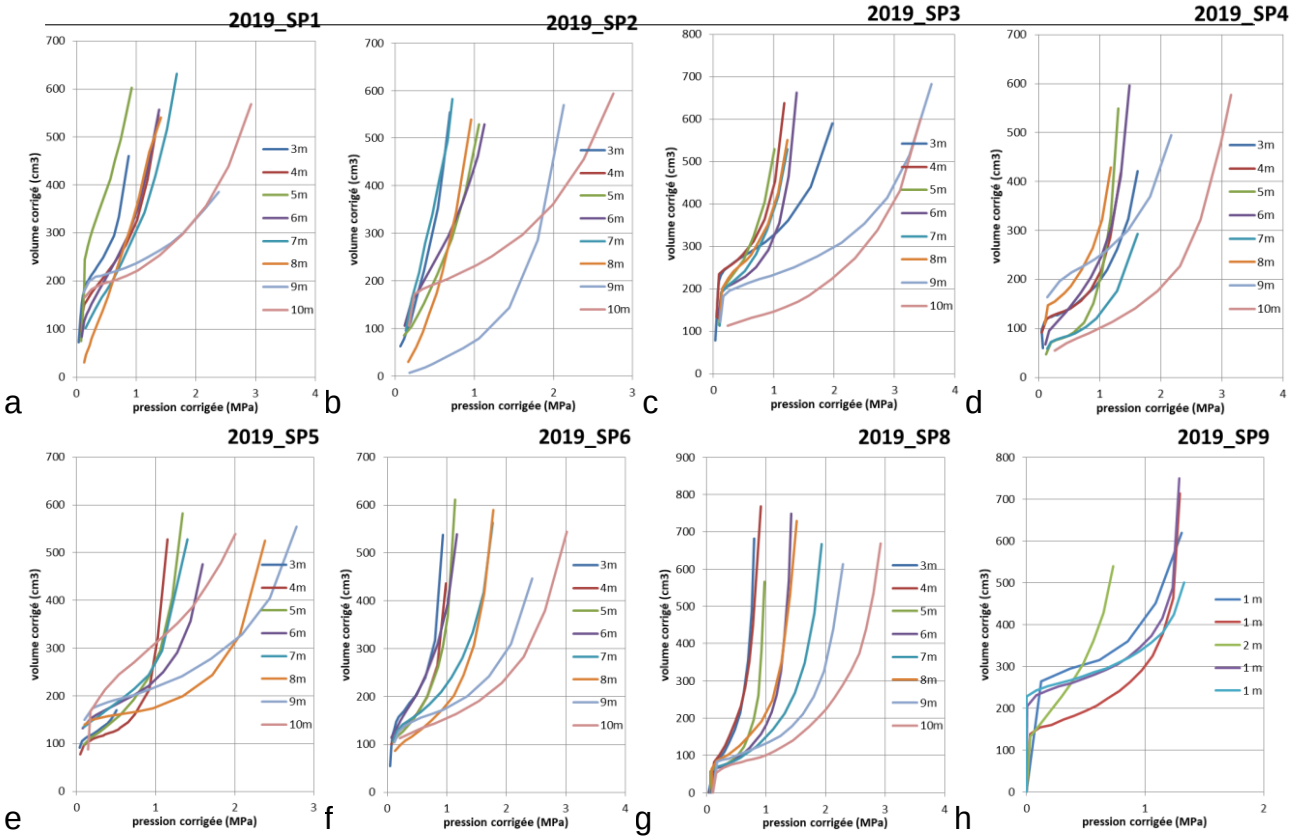


Figure 5: Influence du mode de mise en place à Messanges campagne de 2019

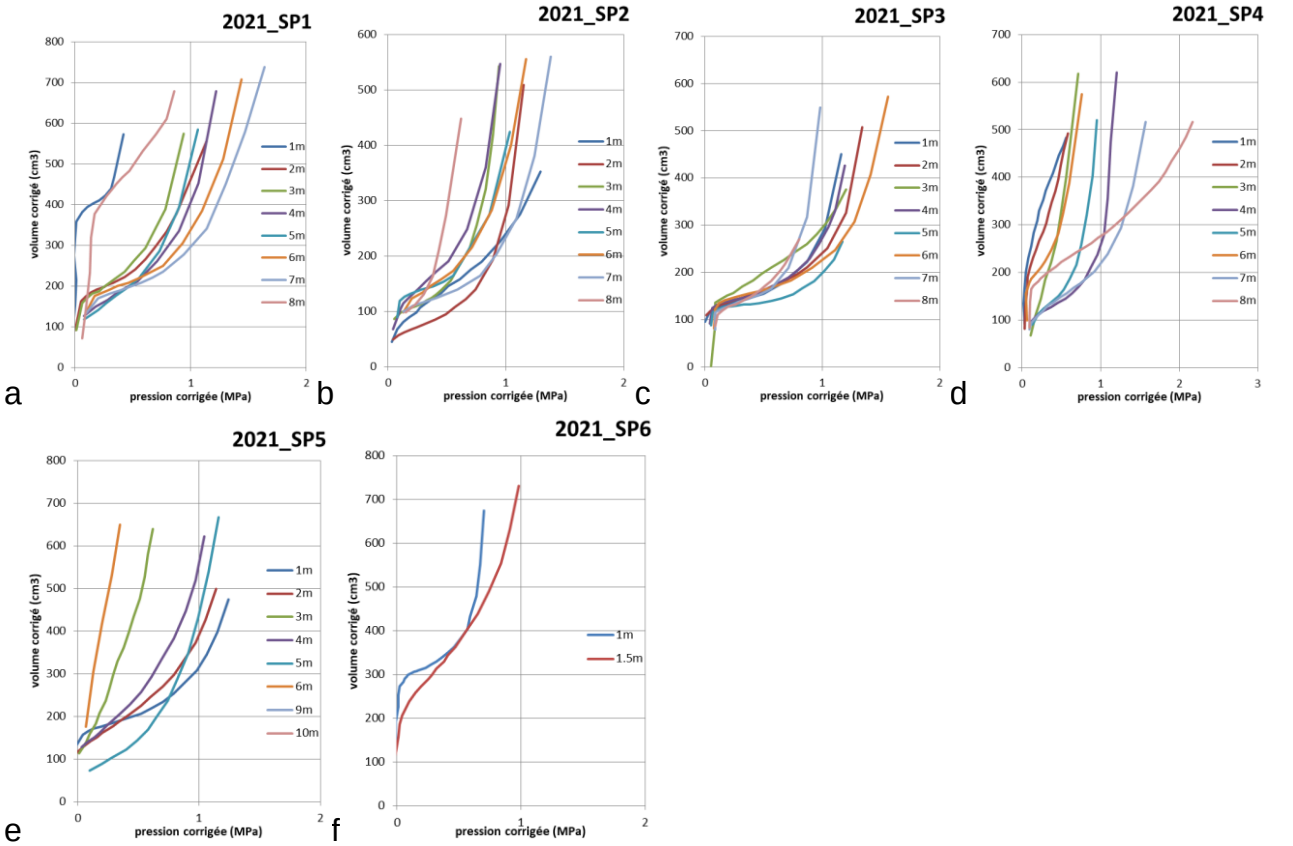


Figure 6: Influence du mode de mise en à Messanges campagne de 2021

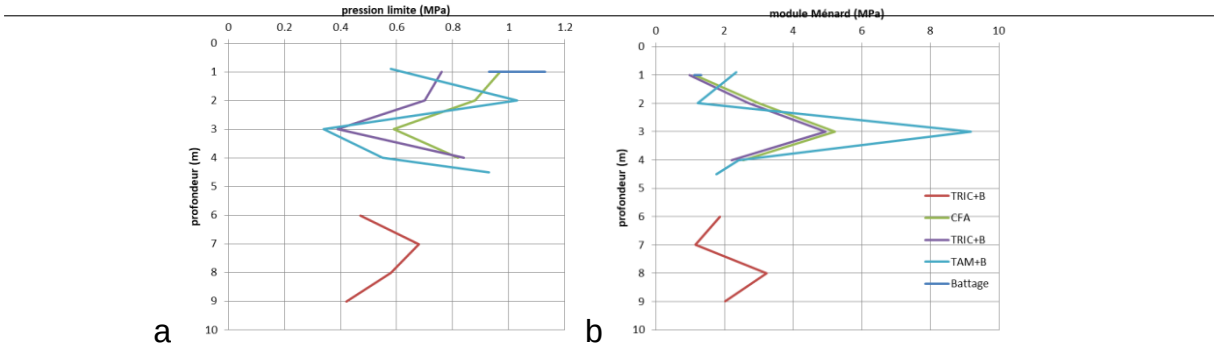


Figure 7. Profils des modules et pression limite pour les essais Ménard selon les techniques de forage dans un sable à Saint Malo.

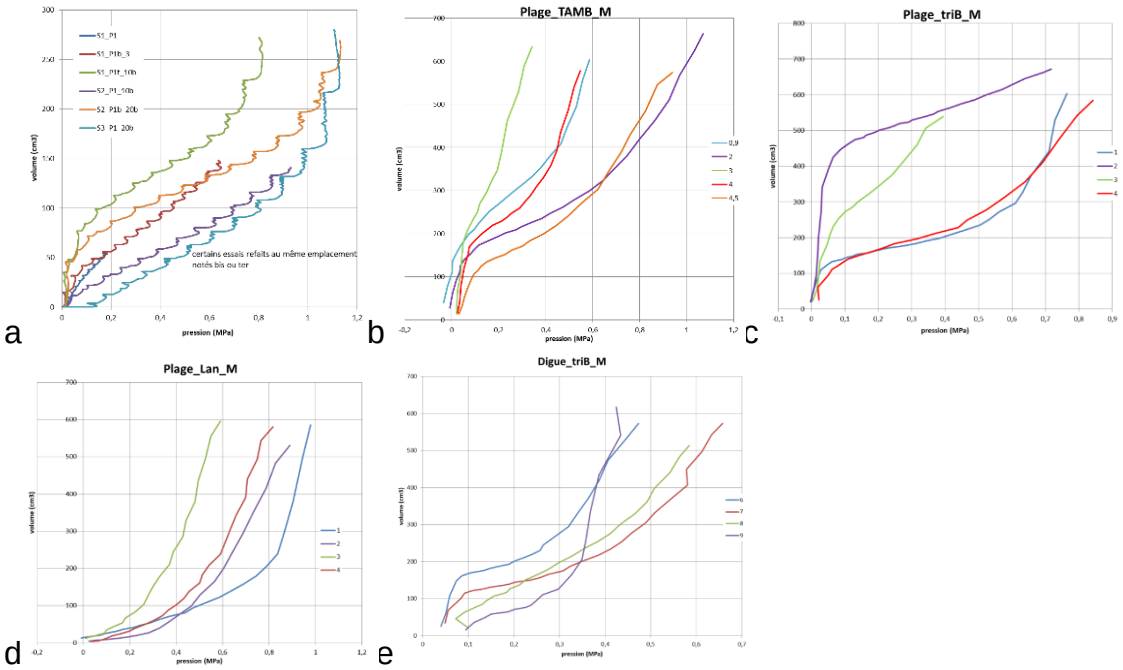


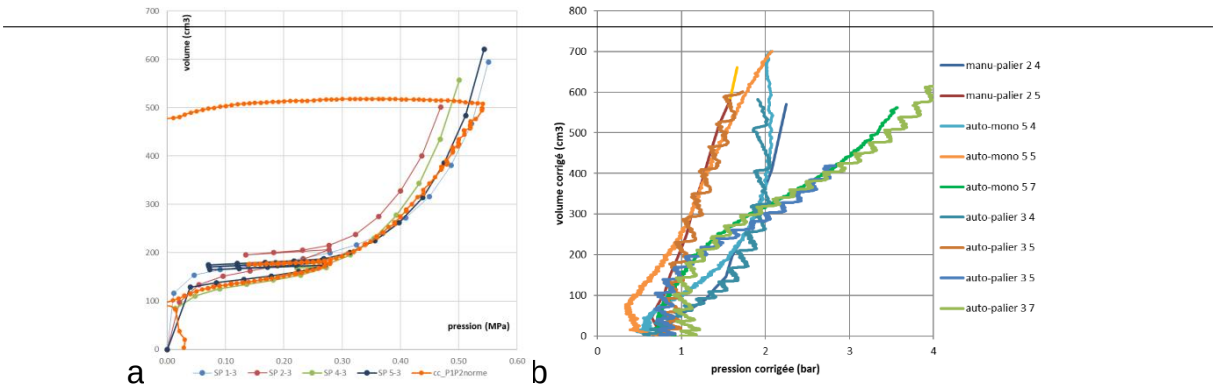
Figure 8: Courbes pression volume pour les essais Ménard par palier ou à vitesse de pression constante

Ces essais montrent la difficulté de forer dans un sable sous la nappe phréatique. Conformément aux questions soulevées lors de la révision de la norme pressiométrique au sein de l'ISO TC182/WG08, du projet national ARSCOP et de la commission de normalisation française, il semble que la technique de forage rotatif à la boue soit avec la technique du tube fendu avec pré-forage, adaptée à la condition de contrôler le centrage de l'outil (pour limiter les oscillations).

5. Discussion sur l'automatisme

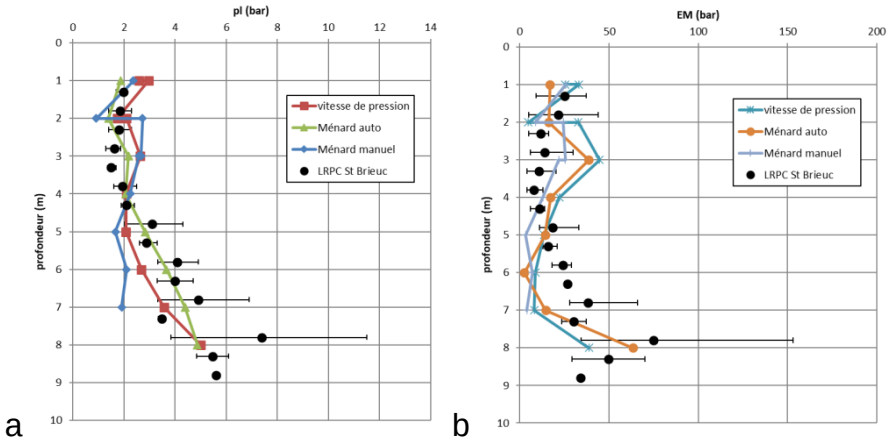
Ces campagnes et quelques autres non cités ici par manque de place ont permis également de comparer les différents modes de réalisation des essais : manuel, par palier avec les programmes proposés par les fabricants de CPV et un pilotage dédié par ordinateur ou continu comme dans la norme ASTM 4719 (Reiffsteck et al., 2018).

Les figures 9 et 10 montrent que pour des conditions de forage identiques aucunes différences notables ne sont visibles. La dispersion observée n'est pas plus grande que celle due au mode de forage. Cela peut être également observé pour les essais de Saint Malo et aussi pour l'essai 8 de Messanges.



a b

Figure 9. Courbes d'expansion selon différents mode de pilotage (a) Jossigny (b) Plancoët



a b

Figure 10. Courbes d'expansion selon différents mode de pilotage à Plancoët

6. Conclusions

Cette communication a montré que les essais pressiométriques réalisés dans un forage avec différentes techniques, qu'elles soient acceptées, tolérées ou interdites, font ressortir une influence plus importante sur les valeurs de module dérivées de l'essai que sur la pression limite. Le module Ménard y reste très sensible, une mise en œuvre défectueuse pouvant faire chuter ce module de moitié ou plus.

7. Remerciement

Les auteurs remercient leurs collègues et clients qui leur permis d'accéder aux sites, le projet national ARSCOP et le ministère de la Transition écologique et solidaire pour le financement de ce projet de recherche ainsi que leurs collègues R. Benot, G. Desanneaux, J. Rebours et J. Mauxion du CEREMA pour l'aide apportée aux essais.

8. Références bibliographiques

CEN, Geotechnical investigation and testing. Field testing. Ménard pressuremeter test, EN ISO 22476-4, 2012, pp. 43.

Désourtheau P., Mourier J.-P. Essais croisés Pont de Cran, ARSCOP project report, LC/19/ARSC/15, 2019, 15 pages

Jacquard C., Rispal M., 2021, Ménard Pressuremeter Tests cross-checked under the ARSCOP program in sandy soil, ISC6 Budapest, 8 pages

Reiffsteck Ph., Fanelli S., Karagiannopoulos P.-G., Desanneaux G. , Partie 1 : Essais pressiométriques cycliques avec mesure de la pression interstitielle à Newington, Plancoët, Saint-Benoit des Ondes et Saint Malo, (ARSCOP project report LC/17/ARSC/05 - RP2-E17052), 2018, 54 pages.

NOUVELLE TECHNOLOGIE DE MESURE PENDANT LE FORAGE ASFOREC

NEW MEASURING WHILE DRILLING TECHNOLOGY ASFOREC

Michaël PERONNE[1], Michel RISPAL[2], Panagiotis Georgios KARAGIANNOPOULOS[1], Catherine JACQUARD[2], Philippe REIFFSTECK [3]
[1] *Jean Lutz SA, Jurançon, France*
[2] *Fondasol, Avignon, France*
[3] *Université Gustave Eiffel-IFSTTAR, GERS-SRO, Champs sur Marne, France*

RÉSUMÉ – Cette communication présente un nouveau système de mesure pour l'enregistrement des paramètres de forage. Ce nouveau système avec des capteurs situés sur les tiges de forage enregistre les paramètres au plus près de l'outil permettant la connaissance de la réponse directe du sol. Une comparaison des paramètres enregistrés avec les deux techniques est présentée et discutée.

ABSTRACT – This paper will present a new measuring system for drilling parameter recording. This new system with transducers located on the drilling rods records parameters close as ever to the tool allowing the knowledge of the direct response of the soil. Comparison of the parameters recorded with both techniques is presented and discussed.

1. Contexte

Dans le cadre de l'industrie de conception et de construction de bâtiments (tours, immeubles de grande hauteur, etc.) et d'infrastructures (ports, ponts, centrales électriques, tunnels, etc.), la nécessaire connaissance du sous-sol qui portera ces ouvrages met en œuvre un processus d'investigation. Il s'agit de "sonder" ponctuellement le terrain par des machines.

La réalisation de forages géotechniques est actuellement basée sur des machines de forage équipées d'un système de mesure de paramètres physiques dont l'analyse repose en grande partie sur l'expérience de l'opérateur du site. Le dispositif de mesure aujourd'hui disponible sur le marché et équipant la machine enregistre indirectement les paramètres de forage sur les éléments hydrauliques de la machine. Ces équipements donnent lieu à de nombreux développements (Somerton 1959 ; Teale, 1965 ; Diehl, 1978 ; Pfister, 1985 ; Cailleux 1986 ; Falconer et Normore, 1987 ; CEN, 2013).

Ainsi, pour être interprétées, ces mesures nécessitent un étalonnage de la machine qui ne tient pas compte des conditions d'utilisation (échauffement, usure, etc.). C'est la principale difficulté pour pouvoir dériver des paramètres composés qui peuvent être liés aux paramètres mécaniques et aux propriétés géotechniques (De Paoli et al., 1988, ; Nishi, et al.,1998 ; Reiffsteck, 2011 ; Laudanski et al., 2012 ; Gui et al., 2002 ; Reiffsteck et al., 2018 ; Reiffsteck et al., 2016).

Un mauvais réglage des paramètres de contrôle de la machine conduit à détériorer la qualité des parois du forage dans le cas des essais in situ, à dépenser une énergie excessive et à augmenter le risque d'usure ou de casse, avec souvent des conséquences sur la productivité des sites.

Par ailleurs, les signaux mesurés par les capteurs sont toujours transmis par voie filaire, ce qui est une source importante de défauts (60% des défauts proviennent de

ruptures de câbles). Une autre source de difficultés résulte du couplage mécanique des capteurs avec certaines pièces mobiles, ce qui provoque des défaillances précoces.

Enfin, l'amélioration de la gestion des forages ne sera possible qu'en améliorant encore la qualité des mesures (précision). Cet article présente la conception et la validation d'un nouveau type de capteur pour le MWD (Measuring While Drilling) visant à pallier tous ces inconvénients.

2. Objectifs de la nouvelle technologie ASFOREC

La nouvelle technologie ASFOREC propose de révolutionner ce marché de l'investigation des sols en développant un nouveau système de mesure basé sur l'instrumentation in situ des tiges de forage juste sous la tête de rotation en utilisant un capteur haut de gamme purement sans fil et sans contact pour la mesure et la transmission.

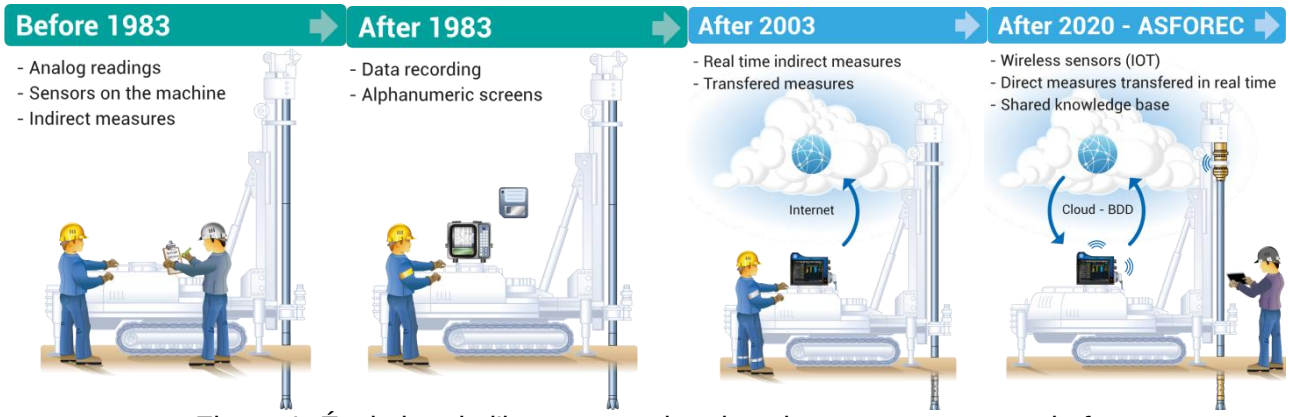


Figure 1. Évolution de l'instrumentation dans la mesure en cours de forage.

Les résultats attendus du projet sont un gain de précision, une augmentation de la quantité et de la qualité des informations recueillies, et une amélioration de l'efficacité.

L'évolution des systèmes de mesure au cours des dernières décennies et les objectifs qui en découlent pour notre projet sont résumés dans la Figure 1.

3. Introduction à l'instrumentation

3.1. Paramètres mesurés

Tous les acteurs actuels du domaine des paramètres de forage utilisent des mesures de débits ou pressions d'huile hydraulique alimentant les éléments actifs de la foreuse (moteurs, vérins, etc.), plutôt qu'au plus près du forage (c'est-à-dire directement sur le train de tiges ou au niveau de l'outil de forage), en raison des contraintes mécaniques et des difficultés technologiques des mesures rencontrées in situ. Il s'agit donc de mesures indirectes des phénomènes hors sol qui sont assez imprécises (erreur de l'ordre de 30% pour une machine donnée) et peuvent dépendre d'une machine à l'autre de l'architecture du circuit hydraulique.

Ainsi, la vitesse de pénétration dans le sol (utilisée pour qualifier la résistance du sol) dépend de la nature du sol mais aussi (entre autres) de la force de poussée et de la vitesse de rotation exercées sur l'outil de forage par la machine. Cette force de poussée est elle-même approximée par la mesure de la pression hydraulique d'entraînement, qui n'est pas strictement linéaire (hystérésis, dépendance à la température, filtrage mécanique des composants hydrauliques, etc.) tandis que la vitesse de rotation est difficilement mesurable en raison de l'exposition du capteur à une contrainte mécanique due à sa proximité avec les tiges de forage.

3.2. Système de mesures directes

La réalisation de mesures directes, c'est-à-dire plus proches du forage, permet d'augmenter sensiblement la précision des mesures. Jean Lutz propose déjà plusieurs systèmes embarqués de mesures in situ parmi lesquels on peut citer :

- Le capteur TIGOR, inséré dans le train de tiges juste au-dessus de l'outil de forage pour mesurer les déviations.
- Le capteur TAUPI, installé au bas du profil d'injection à écran fin, pour la mesure des déviations, de l'amplitude et de la fréquence des vibrations appliquées au profil.

Il est à noter que d'autres fabricants (notamment aux Etats-Unis) proposent des dispositifs de mesure de l'énergie transmise au trépan lors du battage des palplanches sans rotation : des jauges de contraintes et des accéléromètres positionnés sur le train de tiges transmettent les mesures par des câbles à une boîte de jonction électronique pour le traitement du signal. L'utilisation de tels câbles n'est pas possible lors de la réalisation de forages d'investigation du sol, l'outil étant alors en rotation.

4. L'innovation ASFOREC

4.1. Les capteurs actuels

Le tableau 1 ci-dessous reprend les mesures effectuées avec les capteurs classiques et les difficultés qui leur sont associées.

Tableau 1. Liste des capteurs classiques et leurs inconvénients

Paramètre mesuré	Inconvénient des capteurs actuels
Couple de rotation	Mesure indirecte et imprécise : capteur installé sur un circuit hydraulique dont la valeur dépend de la vitesse de rotation, de la température de l'huile et de l'usure de l'engrenage.
Pression de poussée	Mesure indirecte et imprécise : capteur installé sur un circuit hydraulique dont la valeur dépend de la vitesse de translation, de la température de l'huile et de l'usure de l'engrenage.
Vitesse de rotation	Capteur précis mais fragile en raison de sa proximité avec les tiges en rotation.
Amplitude et fréquence des vibrations	Mesure indirecte (réalisée sur l'entraînement du train de tiges)
Pression du fluide de forage	Colmatage ou cavitation de l'arrangement
Débit du fluide de forage	Débitmètre peu facile à embarquer sur une machine.
Taux d'avance	Capteur à câble fragile.

4.2. L'innovation apportée

En 2018, Jean Lutz a commencé à développer un capteur de mesure de couple et de force longitudinale positionné en haut de l'arbre. Les premiers tests sur le terrain ont eu lieu avec Fondasol et IFSTTAR au cours de l'année 2019 établissant une première étape vers le développement des solutions attendues dans ASFOREC.

Avant la solution ASFOREC, il n'existait pas de technologies in situ pour mesurer les paramètres de forage adaptés à la géotechnique. Celui-ci combine en un seul capteur sans fil (communication radio, charge par induction) les paramètres de mesure nécessaires à l'élaboration d'une étude géotechnique détaillée d'un site (comme décrit dans la Figure 2).

L'innovation réside dans l'approche in situ de la réalisation des mesures, c'est-à-dire que les capteurs sont positionnés plus près de l'outil de forage, ce qui a l'avantage d'éliminer les calibrages contraignants de la machine de forage et plusieurs approximations nécessaires lorsque les mesures sont faites indirectement (par exemple, le couple exercé sur l'outil est jusqu'à présent calculé à partir d'une pression hydraulique.

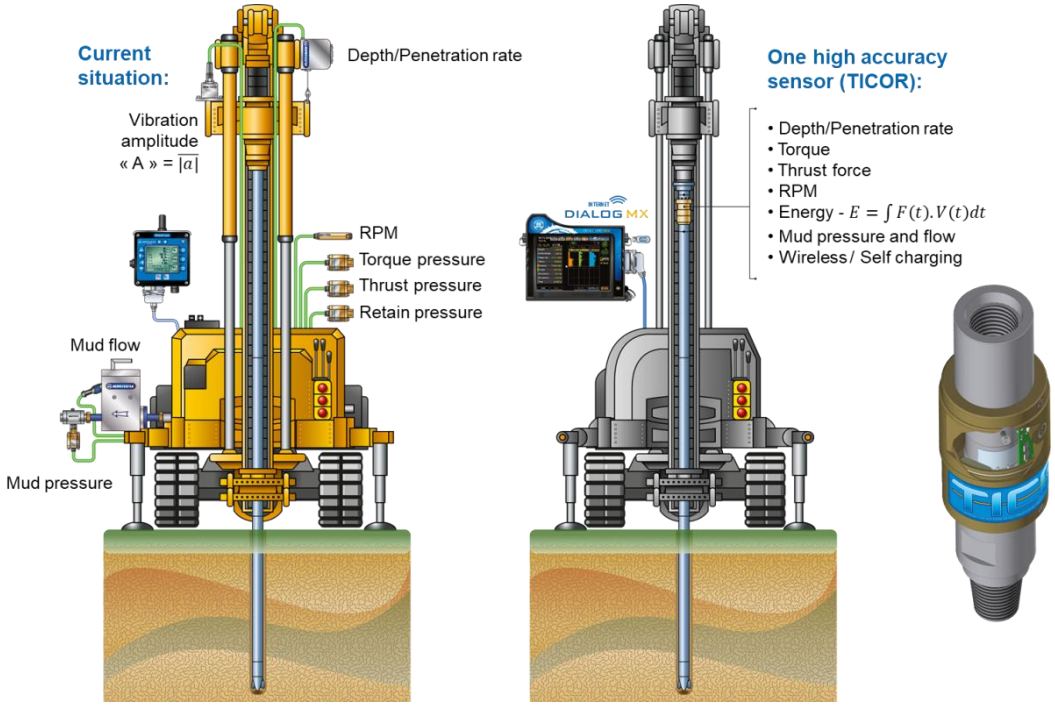


Figure 2. Description du système de capteurs ASFOREC.

Pour ce faire, des circuits intégrés miniatures sont introduits dans un ensemble mécanique et électronique robuste. Les dernières technologies de transmission d'informations sans fil ont été mises en œuvre.

Cet ensemble pourra à terme couvrir ses besoins énergétiques en profitant du mouvement de rotation des tiges pour éviter les opérations régulières de recharge des batteries embarquées (en pratique peu effectuées par les opérateurs du chantier).

Figure 3. Capteur ASFOREC (a) installé sur une machine de forage standard utilisée pour l'étude du sol. (b) Zoom sur le capteur.

4.3. Installation sur un appareil de forage

Le système de mesure ASFOREC a déjà été installé sur différentes machines de forage géotechnique représentatives de celles couramment utilisées sur le marché. Le capteur ASFOREC est installé en contact direct avec le train de tiges, juste en dessous de la tête de rotation et avant la première tige de forage (à l'aide d'un raccord de tige de forage), comme le montrent les figures 3a et b.

5. Cas d'étude

Nous présentons ci-après l'analyse de cinq sondages réalisés sur des machines de forage différentes avec des capteurs conventionnels et le système ASFOREC. Ces études ont été menées afin de réaliser des essais in situ concomitants (pressiomètre Menard PMT non décrit ici) pour permettre l'établissement de corrélations et déterminer une étude complète des sols rencontrés.

5.1. Première série d'essais 2019-2020

Ces premiers essais ont permis de valider les performances du capteur ASFOREC. Nous avons travaillé sur trois sites :

- -site n°1 dans le pays Basque où le profil du sol était composé de remblais sur les premiers mètres, de sables meubles, puis de sables compacts (figure 4a).
- site n°2 en Saxe (Allemagne). La machine de forage plus grande et plus puissante a été utilisée dans une zone alluviale avec présence de conglomérats anciens et de matériaux à grossiers (Figure 4b, forage de 10.4 à 80 m de long).
- site n°3 dans les Landes (France). Le site est situé dans le sud-ouest de la France dans une carrière de sable. Une épaisse couche de sable dense avec quelques intercalations de sable cimenté et/ou graveleux. La machine utilisée est la même que celle mise en place lors du premier essai. Les paramètres sont présentés dans la Fig. 4c, (forage de 0 à 13.7 m de long).

Les paramètres présentés dans la Fig. 4, en fonction de la profondeur sont de gauche à droite :

- (Bleu) Vitesse de pénétration à l'aide d'un capteur conventionnel (encodeur rotatif).
- (Rose) Pression du couple de rotation (capteur de pression analogique monté sur la conduite hydraulique).
- (Orange) Couple de rotation provenant du capteur ASFOREC (mesure directe).
- (Vert) Pression de la force de poussée (capteur de pression analogique monté sur la conduite hydraulique).
- (Jaune) Force de poussée du capteur ASFOREC (mesure directe).

Pour le site n°1, les courbes affichées montrent une bonne corrélation sur la mesure du couple de rotation, au moins jusqu'à 6,5 m. Dans la zone suivante, de 6,5 à 8 m, la puissance de la machine tend à minimiser le couple nécessaire à la rotation de la tige.

L'analyse de la pression de poussée montre que la réaction sur les tiges est beaucoup plus "douce" (grâce au capteur ASFOREC) que celle mesurée avec le capteur installé sur l'entraînement hydraulique. Ensuite, à partir de 8 m lorsque le taux de pénétration diminue, les paramètres mesurés sur les circuits hydrauliques montrent une variation continue alors que le capteur ASFOREC indique une augmentation par palier et un plateau. Les MWD classiques montrent des pertes de force et de pression dues au système d'amortisseurs sur les tiges de forage et aux valves d'actionnement sur le circuit hydraulique.

Les profils des paramètres de forage montrent une corrélation quasi parfaite du capteur ASFOREC avec l'instrumentation MWD classique. Comparé aux deux autres tests, le signal du site n°2 est beaucoup plus bruité en raison des différents types de disposition de la foreuse pour appliquer la poussée. Cependant, les signaux des capteurs de type hydraulique et direct (ASFOREC) montrent clairement les mêmes tendances (Figure 5).

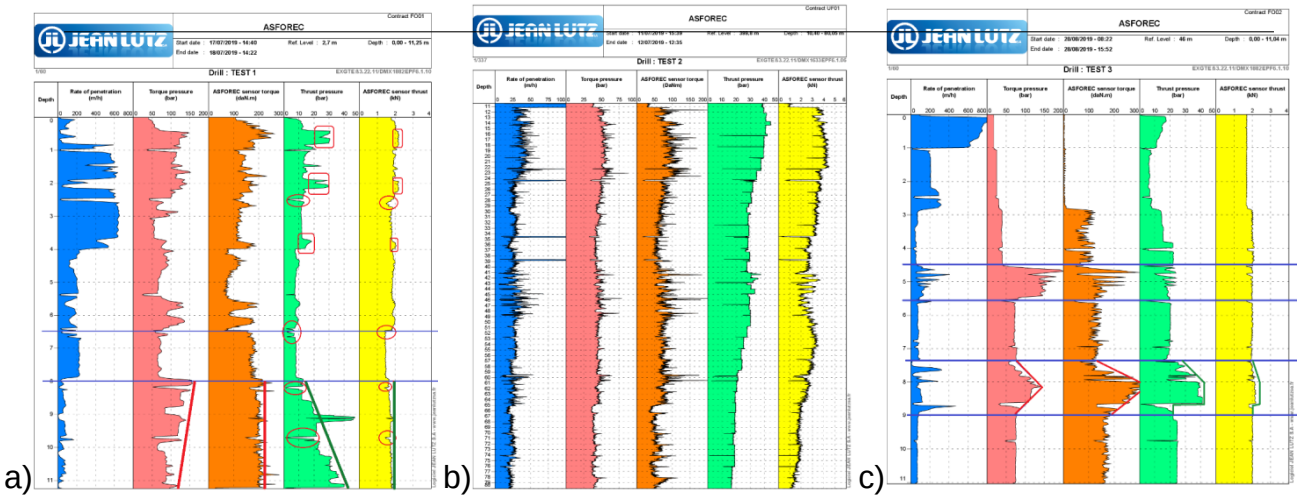


Figure 4. Sites (a) n°1. (b) n°2. Et (c) n°3

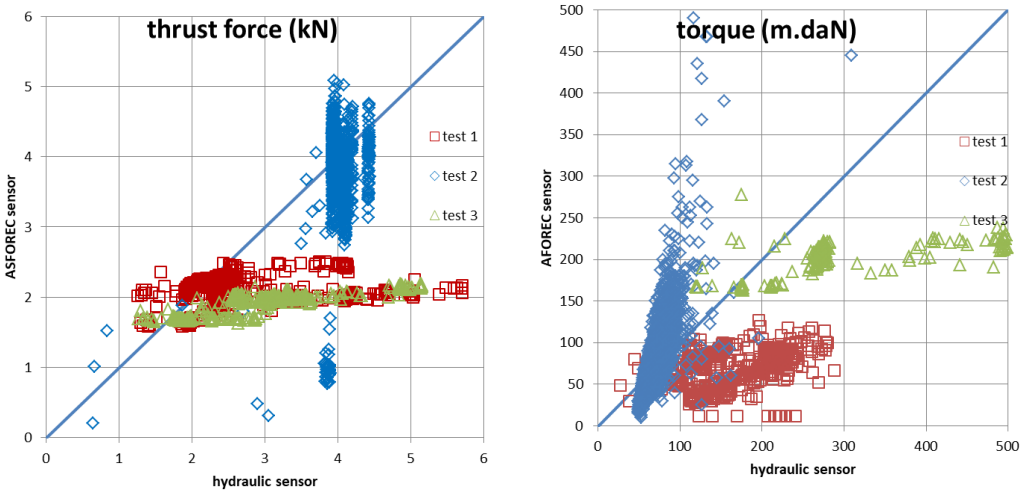


Figure 5. Comparaison des valeurs de (a) force de poussée, (b) couple pour les trois essais réalisés.

5.2. Deuxième série d'essais 2021-2022

Cette série d'essais a permis de mettre en œuvre la dernière version du capteur dont les plages de mesure ont été adaptées aux sondeuses hydrauliques destinées aux essais pressiométriques. Les trois sites sont situés dans le sud-ouest de la France, les essais ont été réalisés à relativement faible profondeur. La machine utilisée est la même que celle mise en place lors de la première série d'essais. Les paramètres sont présentés dans la Figure 6.

Les profils montrent que le capteur ASFOREC se compare bien avec l'instrumentation MWD classique. Dans ces derniers essais, la mesure de l'effort de poussée colle mieux aux résultats du système hydraulique et son nouvel étalonnage le rend plus sensible.

La représentation de la Figure 7 permet de le confirmer.

6. Analyse - Influence sur la qualité

Ces essais sur sites réels montrent que le capteur ASFOREC donne une mesure de haute qualité, très proche du MWD réel basé sur des transducteurs de pression situés sur le circuit hydraulique des foreuses. Les principales caractéristiques du profil du sol sont bien observées.

La comparaison, illustrée sur les figures 5 et 7, des valeurs mesurées obtenues avec les deux systèmes permet de tirer les conclusions suivantes :

- selon la machine de forage, la plage de variation peut être différente,

- l'amélioration de la sensibilité du capteur a permis de l'adapter aux machines hydrauliques classique de géotechnique, avec pour les mêmes conditions de forage le passage d'un nuage de résultat très horizontal à un nuage quasiment aligné sur la bissectrice,

- Sur la machine allemande, la plus puissante, le circuit hydraulique semble plus "rigide" et une augmentation de pression conduit à une variation immédiate du couple ou de la pression, induisant un nuage de points plus vertical.

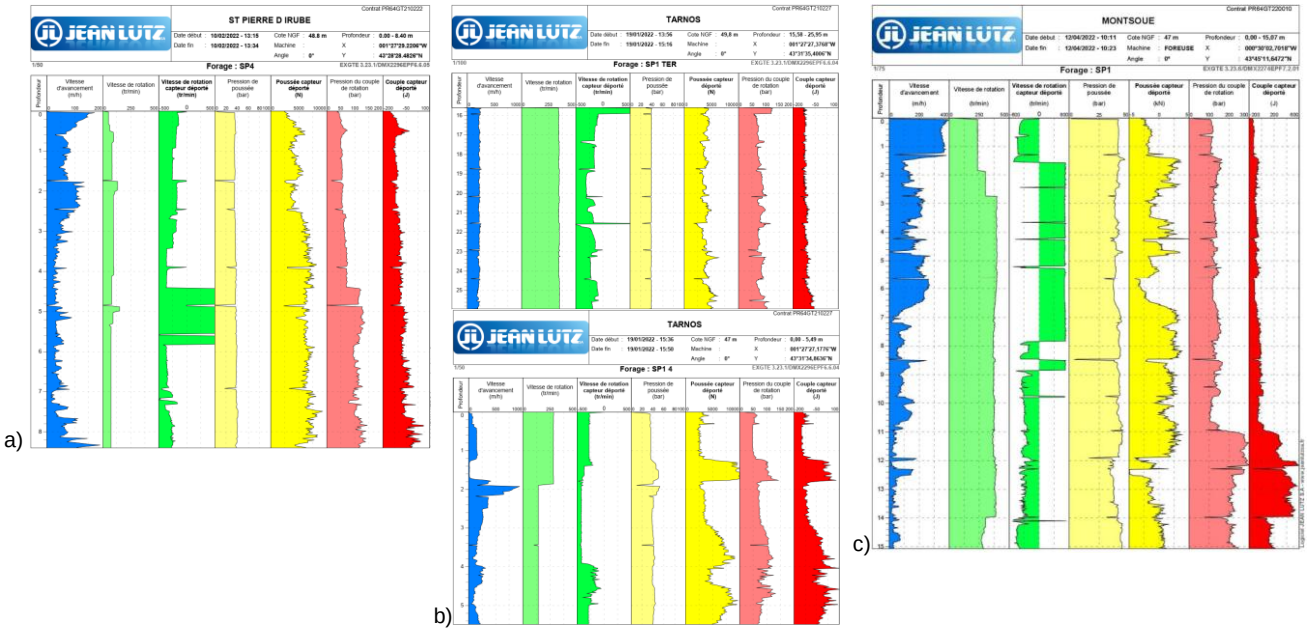


Figure 6. Sites (a) n°4 et (b) n°5 et (c) n°6.

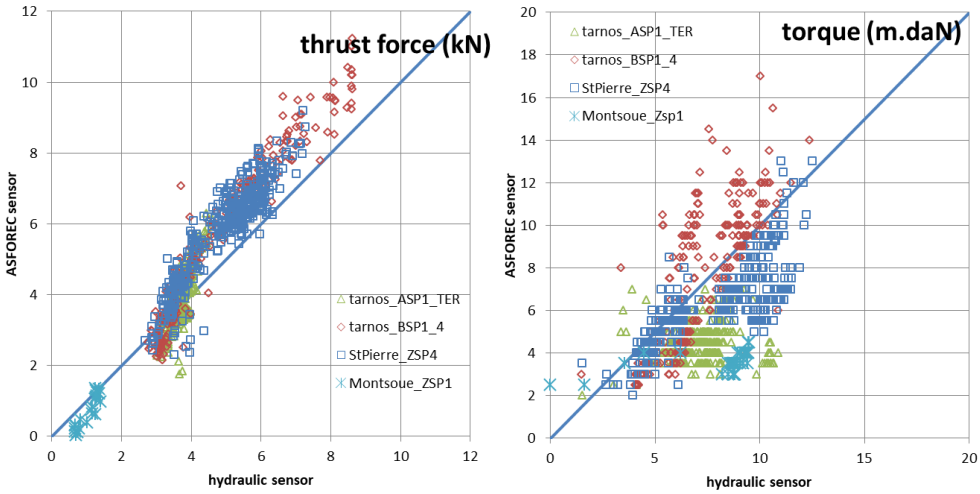


Figure 7. Comparaison des valeurs de (a) couple (b) force de poussée, pour les trois essais réalisés (ASFOREC vs capteur hydraulique).

Les conclusions de ces essais croisés préliminaires sont :

- une bonne qualité des résultats des tests avec le capteur TICOR - ASFOREC.
- des nuages de points centrés sur la bissectrice.
- une forte influence de la machine de forage (circuit hydraulique, architecture, etc.) nécessitant de dimensionner le capteur à l'application;
- dans sa nouvelle génération, le TICOR est plus précis que les MWD.

7. Conclusions

A ce stade du développement, le concept a montré sa pertinence, alors que les paramètres mesurés par le TICOR s'accordent de temps en temps bien avec ceux mesurés à l'aide du MWD, le TICOR permet de mettre en valeur des phénomènes jusque-là masqués par l'interface hydraulique de la machine de forage. L'étape suivante sera un design plus compact pour limiter la longueur de cette "tige" spéciale et une optimisation de la plage de mesure des différents transducteurs. De plus, l'ajout d'autres mesures comme la fréquence de vibration et la pression d'injection sont envisagées

8. Remerciement

Les auteurs remercient leurs collègues et clients qui leur donnent accès aux sites.

9. Références bibliographiques

Cailleux J.-B., Étude des diagraphies instantanées en forage, (study of instantaneous logging of borehole), Rapport des laboratoires, GT12, 1986, 97 p. (in French).

CEN, Geotechnical investigation and testing — Field testing — Part 15: Measuring while drilling, EN ISO 22476-15, CEN, 2013, 45 p.

De Paoli B., Viola G., Tomiolo A., The use of drilling energy for soil classification, 2nd International Symposium on Field Measurements in Geomechanics, Kobe, Sakurai Ed, 1988, pp. 313-321.

Diehl G.W., Automation and optimization of rock drill parameters in hydraulic drilling, Mining magazine, 1978, pp. 38-43.

Falconer I.G., Normore D., MWD bit efficiency model provides real-time answers, Technology Oil & Gas Journal, 1987, pp. 40-48.

Gui M.W., Soga K., Bolton M.D. Hamelin J.-P., Instrumented borehole drilling for subsurface investigation, Journal of Geotechnical and Environmental Engineering. ASCE, 2002Vol. 128 n°4, pp. 283-291.

Laudanski G., Reiffsteck Ph., Tacita J.-L., Desanneaux G., Benoît J., Experimental study of drilling parameters using a test embankment, Intern. Conference on Site Characterization ISC4, Porto de Galinhas, Brasil, 2012, 4 pages

Nishi, K., Suzuki, Y., Sasao, H. (1998), Estimation of soil resistance using rotary percussion drill, Proceedings First International Conference on Site Characterization, Atlanta, Robertson and Mayne Editors, vol.1, pp. 393-398.

Pfister P., Drilling Parameter Recording in Soil Engineering. Ground Engineering, 1985, Vol. 18 n°3, pp. 16-21.

Reiffsteck P., Benoit, J., Bourdeau, C., Tacita J.-L., Desanneaux G., Enhancing the geotechnical model using drilling parameters, J. Geotech. Geoenviron. Eng., 2018, Vol. 144, Issue 3, https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001836

Reiffsteck P., Influence factors of measuring while drilling method, European conference on soil mechanics and geotechnical engineering, 15: Geotechnics of Hard Soils - Weak Rocks, Athens, 12-15 September 2011. Proceedings, vol. 1, pp. 67-72.

Reiffsteck P., Benoît J., Hamel M., Vaillant J.-M., Application and tentative validation of soil behavior classification chart based on drilling parameter measurements, Intern. Conference on Site Characterization ISC5, Brisbane, Australia, 2016, 4 pages

Somerton W.H., A laboratory study of rock breakage by rotary drilling, Petroleum transaction, AIME, 1959, Vol. 216, pp. 92-97.

Teale R., The concept of specific energy in rock drilling, International Journal Rock Mechanics and Mining Science, 1965, Vol. 2, pp. 57-73.

POURQUOI NE PAS UTILISER LE PRESSIOMÈTRE POUR L'ANALYSE DU RISQUE DE LIQUÉFACTION ?

WHY NOT USE THE PRESSUREMETER FOR LIQUEFACTION RISK ANALYSIS?

Philippe Reiffsteck[1], Panagiotis Georgios Karagianopoulos[2], Michael Peronne[2],
[1] *Université Gustave Eiffel, GERS-SRO, Champs sur Marne, France*
[2] *Jean Lutz SA, Jurançon, France*

RÉSUMÉ – La communication présente plusieurs méthodes pour évaluer le potentiel de liquéfaction d'un site. De la méthode simplifiée à l'application d'une sollicitation cyclique le pressiomètre présente un potentiel important à comparer aux appareillages usuellement utilisés pour cette application. Les méthodes sont détaillées dans leur application et leurs validations sur les bases de données d'essais en chambre d'étalonnage ou sur sites réels dans différents pays sont présentées

ABSTRACT – The paper presents several methods to evaluate the liquefaction potential of a site. From the simplified method to the application of a cyclic solicitation, the pressure meter presents an important potential to be compared to the equipment usually used for this application. The methods are detailed in their application and their validations on test databases in calibration chamber or on real sites in different countries are presented.

1. Introduction

De la méthode simplifiée basée sur la pression limite à l'application d'une sollicitation cyclique, le pressiomètre présente un potentiel important à comparer aux appareillages usuellement utilisés pour cette évaluation du potentiel de liquéfaction. La méthode simplifiée consiste à construire une courbe limitant deux parties du plan où s'inscrivent les couples de valeurs des pressions limites normalisées et le rapport de cisaillement cyclique. Une méthode pour corriger la pression limite mesurée lors d'essais pressiométriques dans les sables est proposée. Une relation cohérente est obtenue entre l'ensemble des données et l'abaque proposé. Des suggestions sont données pour corriger la pression limite pour la teneur en fines. La détermination de la courbe de cisaillement cyclique par des essais cycliques est une autre approche aussi prometteuse. Son protocole ainsi que les résultats obtenus avec ou sans mesure de pression interstitielle sont présentés. Les méthodes sont détaillées et leurs validations sur les bases de données d'essais en chambre d'étalonnage ou sur sites réels dans différents pays sont présentés.

2. Méthode simplifiée pressiométrique

De manière analogue aux méthodes basées sur les résultats des essais de pénétration au carottier (SPT) ou au cône (CPT) du NCEER (National Center of Earthquake Engineering Research), la méthode pressiométrique (PMT) consiste à utiliser un abaque corrélant le rapport de contrainte cyclique (RCC ou selon son acronyme anglo-saxon CSR pour Cyclic stress Ratio) impliquant la liquéfaction déterminée à partir d'essais triaxiaux à une pression limite normalisée déterminée par des essais au pressiomètre Ménard (Bouguerra, 1997 ; Briaud, 2013 ; Kayabasi et Gokceoglu, 2018). L'essai est réalisé conformément à la norme NF EN ISO 22476-4.

Briaud (2013) propose une approche qu'il reprend des travaux de Dupla (1995) et Bouguerra (1997). En utilisant des corrélations, il transforme les axes SPT et CPT en un

axe de pression limite PMT normalisé. La pression limite normalisée $p_{\ell 1N}$ est déterminée par l'équation 1.

$$p_{\ell 1N} = \frac{p_\ell}{p_a} \cdot \left(\frac{p_a}{\sigma'_{v0}}\right)^n \quad (1)$$

Où p_ℓ est la pression limite du PMT en kPa, p_a la pression atmosphérique (100 kPa) et σ'_{vo} la contrainte effective verticale à la profondeur de l'essai du PMT et avec n= 0,5.

Kayabasi & Gokceoglu (2018) proposent d'évaluer la résistance cyclique pour un séisme de magnitude M_w de 7,5 en appliquant une équation inspirée du travail de (Youd et al., 2001). Nous avons recalé cette équation afin de coller aux dernières courbes proposées dans la littérature pour le sable propre (Equation 2 et Figure 1a).

$$CRR_{7.5} = \frac{1}{34-2\cdot p_{\ell 1Ncs}} + \frac{2\cdot p_{\ell 1Ncs}}{135} + \frac{10}{\left(20\cdot p_{\ell 1Ncs}+25\right)^2} - \frac{1}{200} \quad (2)$$

où $p_{\ell 1Ncs}$ est sans unité.

La fraction fine est prise en compte de manière similaire à la méthode SPT en prenant :

$$p_{\ell 1Ncs} = p_{\ell 1N} + \Delta p_{\ell,FC} \quad (3)$$

Si $FC < 5\%$ $\quad \Delta p_{\ell,FC} = 0$

Si $5 < FC < 35\%$ $\quad \Delta p_{\ell,FC} = e^{1,6-{}^{190}/_{FC^2}}$

Si $FC > 35\%$ $\quad \Delta p_{\ell,FC} = 4{,}3$

Les données collectées dans la bibliographie pour des essais en chambre d'étalonnage et triaxiaux (Bouguerra, 1997 ; Dupla J.-C. , 1995) et sur des sites américains, japonais, français et turcs (Pass, 1991 ; Masuda, et al., 2005 ; Dupla, et al., 2010 ; Kayabasi & Gokceoglu, 2018) sont synthétisées sur la Figure 1b, permettent de juger de la pertinence de ce graphique.

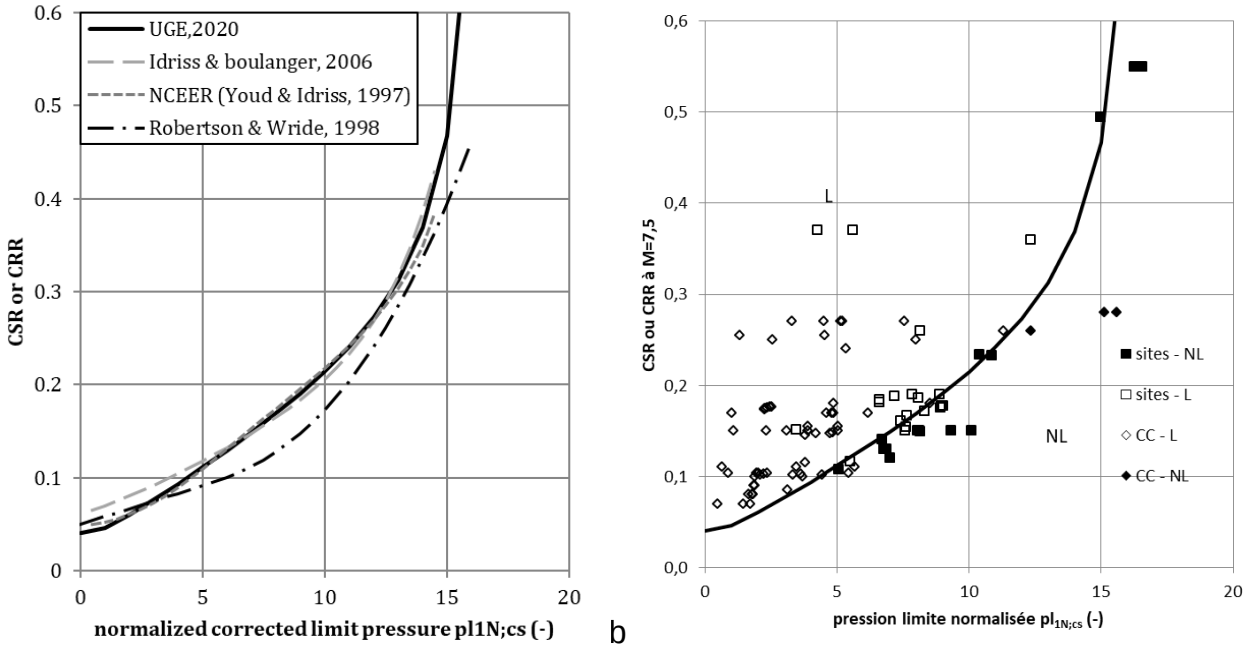


Figure 1. Courbe de résistance cyclique pour le sable propre, Comparaison de valeurs de la littérature avec la courbe proposée

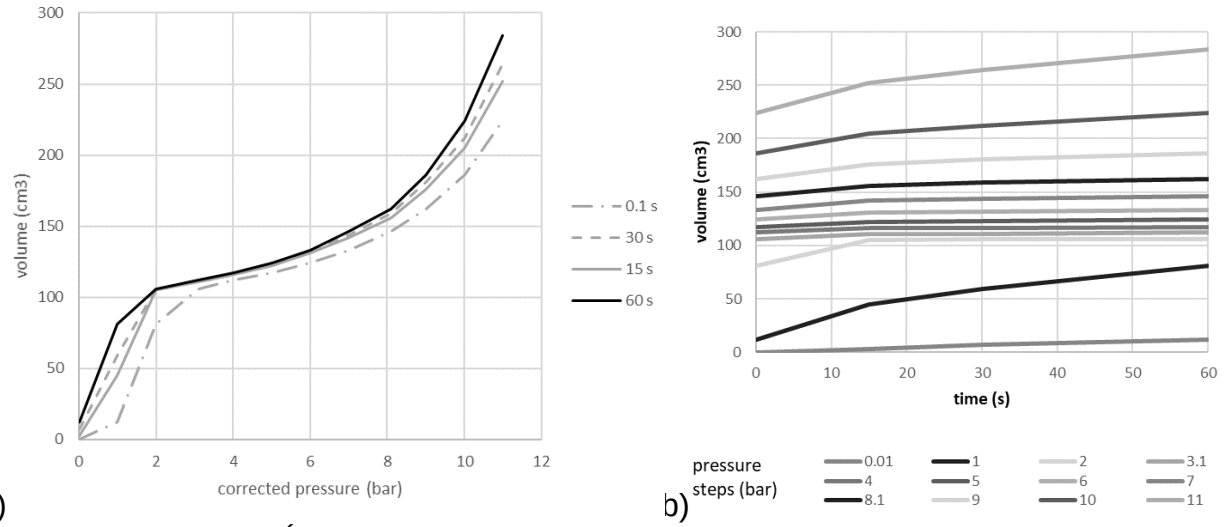
Dans le cadre d'un projet où le pressiomètre est l'outil utilisé pour la reconnaissance, cette méthode est intéressante mais les mesures pâtissent du fait qu'elles sont discontinues, homogénéisées sur 20 cm et moins rapides que le CPT, cependant le pressiomètre étant couramment employé dans les projets, elle permet de compléter les outils disponibles. Dans une configuration géologique avec lentilles ou couches minces interstratifiées, le pressiomètre ne viendrait alors qu'en complément pour l'avis global ou confirmer certaines hypothèses du fait de la discontinuité de la mesure.

Dans le cadre d'un projet, la combinaison du pressiomètre cyclique permettant d'obtenir la courbe CSR-Nombre de cycles et de 2 sondages proches décalés de 50 cm verticalement (essai tous les mètres pour l'un et mètres cinquante pour l'autre) pourrait amener à une mesure suffisamment précise, certes pas aussi fine que celle obtenue avec le pénétromètre mais du même ordre que celle menée avec le SPT.

3. Fraction fine et fraction granulométrique

Dans les techniques in situ, lorsque des échantillons intacts ne sont pas récupérés dans le forage comme pour le CPT ou que les débris de forage peuvent être pollués par des éléments de la partie sus-jacente du trou, une méthode indirecte peut être d'une grande utilité. Dans la méthode CPT développée par Robertson et Wride (1998), Robertson (2009) et Youd et al. (1997), un tableau basé sur l'indice de type de comportement permet de donner une estimation approximative de la teneur en fines. Cette teneur apparente en fines est utilisée pour normaliser la résistance corrigée du cône.

Lors d'un essai pressiométrique Ménard, le programme de chargement est réalisé avec des paliers de pression maintenus pendant une minute. Par analogie avec l'essai œdométrique, pendant ces étapes, dans les sols moins perméables, les pressions interstitielles potentielles se dissipent. Par conséquent, le changement de volume pendant le maintien de la pression augmente généralement avec l'augmentation de la teneur en fines et de la plasticité du sol. La Figure 2a montre un exemple d'évolution de l'expansion, c'est-à-dire la courbe pression-volume en fonction du temps dans un sol limoneux. La Figure 2b se concentre sur l'évolution du volume pour une charge donnée pendant le pas de temps pour ce même essai. Comme pour un essai œdométrique, pendant la phase pseudo-élastique, l'équilibre est atteint pendant le palier de pression et près de la rupture conventionnelle, une évolution constante est observée. Cette analyse pourrait avoir d'autres applications, comme définir un module court terme ou long terme.



a) b)

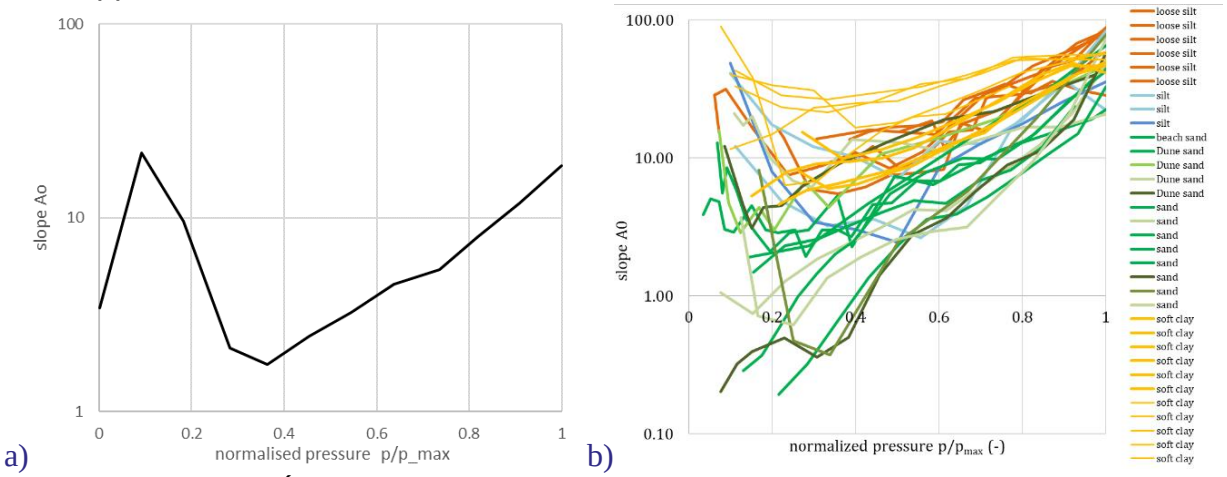
Figure 2. Évolution des courbes pression-volume en fonction du temps (sable, profondeur 1m, Decize, France)

3

Pour étudier l'influence de la distribution granulométrique du matériau granulaire sur la réponse au programme de chargement, il est proposé d'utiliser la pente du dernier incrément de temps mesuré selon la norme d'essai ISO 22476-4, entre 30 et 60 s.

$$A_0 = slope\left(V(p)/\log(t)\right) \quad (4)$$

Lors d'un essai, cette pente présente une valeur minimale pendant la phase pseudo élastique et augmente jusqu'à un maximum (Figure 3a) avec une valeur plus faible observée pour le sable et les argiles raides (Figure 3b). Les sols sensibles ou argileux donnent les valeurs les plus élevées. À la fin de l'essai, une discrimination plus importante semble apparaître.

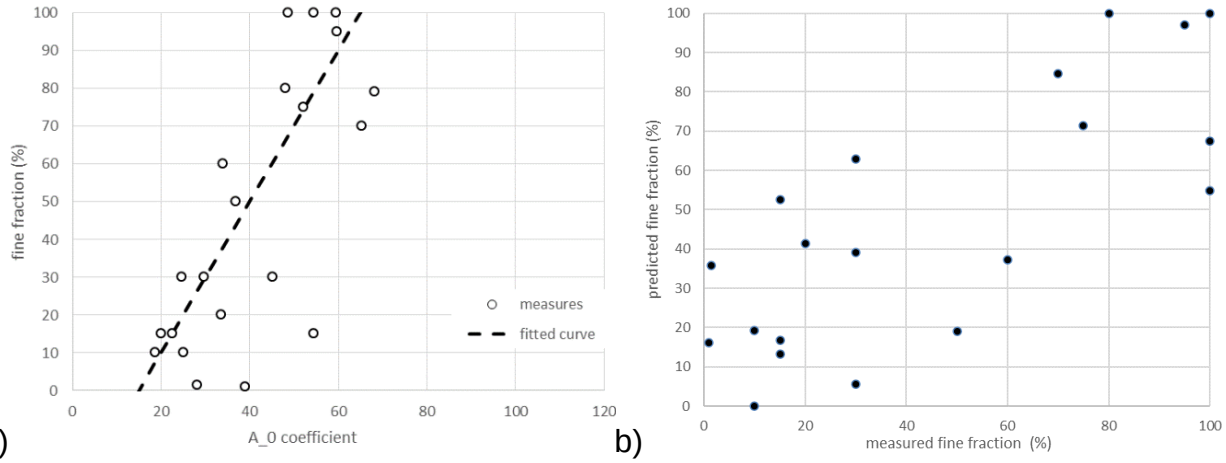


a) b)

Figure 3. Évolution du paramètre A_0 lors d'un essai (sable, profondeur 1m, Decize, France) et pour 13 sites différents

La Figure 4a montre la relation expérimentale obtenue entre les valeurs du coefficient A_0 et la fraction fine des couches de sol. Une relation linéaire semble donner une bonne approximation de l'évolution observée. Un calage a été réalisé pour treize sites pour lesquels la caractérisation physique des sols et plus particulièrement la courbe granulométrique et la valeur de la fraction fine, étaient connues.

$$FC(\%) = 2 \cdot A_0 - 30 \quad (5)$$



a) b)

Figure 4. Relation proposée pour l'évolution du coefficient A_0 avec la fraction fine et comparaison de la fraction fine prédite et mesurée

L'utilisation de la relation proposée pour la détermination de la fraction fine avec le pressiomètre est comparée aux valeurs expérimentales. À ce stade, une estimation avec une erreur de 10-20% est observée.

4. Détermination de la courbe CSR avec un essai pressiométrique multicycle

Dans le cadre des travaux financés par la DGPR du Min. de la Transition Écologique et le projet ANR ISOLATE, un type d'essais cycliques au pressiomètre a pu être validé (Bouguerra, 1997) (Dupla J.-C. , 1995) (Dang, et al., 2019) (Karagiannopoulos, et al. 2020). Cet essai de chargement cyclique est réalisé entre deux limites de pression p_M et p_m. La limite inférieure p_m est généralement maintenue supérieure à la pression des terres au repos p'_0 (Figure 5).

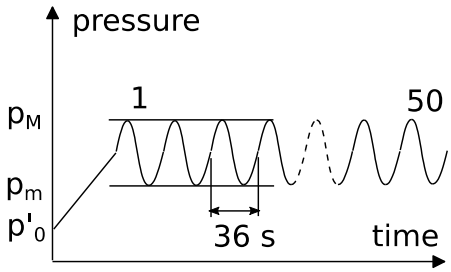


Figure 5. Programme de chargement cyclique appliqué avec l'appareil pressiométrique

Les essais sont réalisés en mode pression contrôlée avec une fréquence cyclique basée sur le type de sol afin de rester drainé en utilisant un niveau de contrainte prédéfini. Les cycles ont une fréquence variant de 0,01 à 0,05 Hz et un nombre de cycles égal à 50. Lors du pilotage, la correction de résistance propre doit être intégrée avec une fonction appropriée afin de maintenir au niveau du sol des bornes de pression constantes.

La pression initiale p_m utilisée pour démarrer la phase cyclique du test est maintenue supérieure à la contrainte effective horizontale p'_0, tandis que la pression maximale p_M est sélectionnée pour obtenir un rapport de contrainte spécifique tel que défini par (Dupla & Canou, 2003). La pression p'_0 est estimée à partir de résultats d'essais d'expansion de type Ménard antérieurs à l'aide de la méthode proposée par Briaud en utilisant le point de courbure minimal lorsque la sonde recontacte la paroi du trou de forage (Hawkins, et al. 1990; Benoît et Lutenegger 1992 ; Briaud 1992 ; Cransac, et al. 2005).

Pour l'essai au pressiomètre, le rapport de contrainte cyclique est défini de manière similaire qu'au laboratoire. C'est le rapport de l'amplitude simple $\delta(\sigma_r)_{cy}$ sur deux fois la contrainte au repos de la pression moyenne appliquée réelle, $\sigma_{H;mean}$ (équation 6) :

$$CSR_{PMT} = \frac{\delta(\sigma_r)_{cy}}{2\cdot\sigma_{H;mean}} = \frac{\frac{p_M - p_m}{2}}{2\cdot(\frac{p_M + p_m}{2})} = \frac{p_M - p_m}{2\cdot(p_M + p_m)} \quad (6)$$

Lors d'un essai cyclique au pressiomètre, la liquéfaction est définie de manière similaire à l'essai triaxial. Dans l'essai triaxial, la rupture est généralement définie soit lorsque l'éprouvette atteint la liquéfaction ($\Delta u = \sigma'_{3c}$), soit à une déformation axiale en double amplitude de 5% atteinte en 20 cycles (Ishihara K., 1993). Ce dernier critère est utilisé ici. Pour l'application au pressiomètre préforé sous boue, la déformation radiale de référence est prise égale à 21%.

Les résultats sont analysés comme décrit dans (Dupla & Canou, 2003). Une courbe enveloppe est calée sur la courbe pression-volume (appelée courbe d'accumulation).

Comme présenté sur la Figure 6, les essais pressiométriques sont effectués à différentes amplitudes de contrainte Δp, et les courbes d'évolution du CSR qui en résultent

sont tracées en fonction du nombre de cycles N jusqu'à la rupture. Pour les cas où seules les variations de volume sont enregistrées en supposant des conditions de drainage, Dupla et Canou (2003) proposent d'utiliser l'enveloppe de volume en fonction du nombre de cycles équipée d'une loi de puissance pour définir la défaillance pour un ε_r donné.

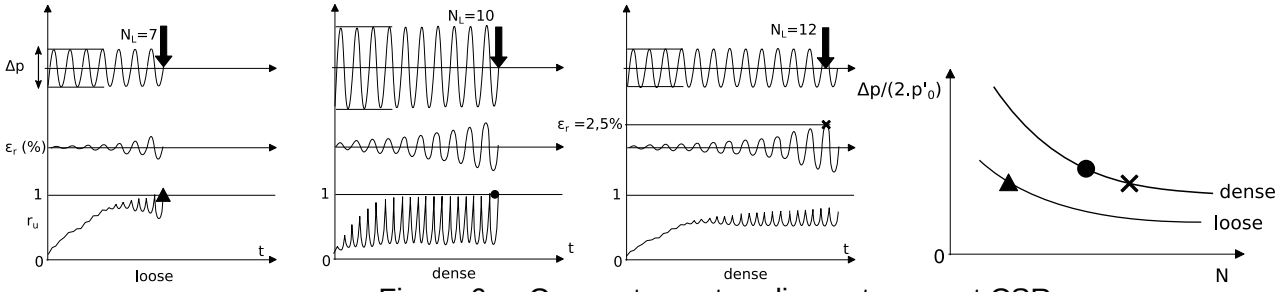
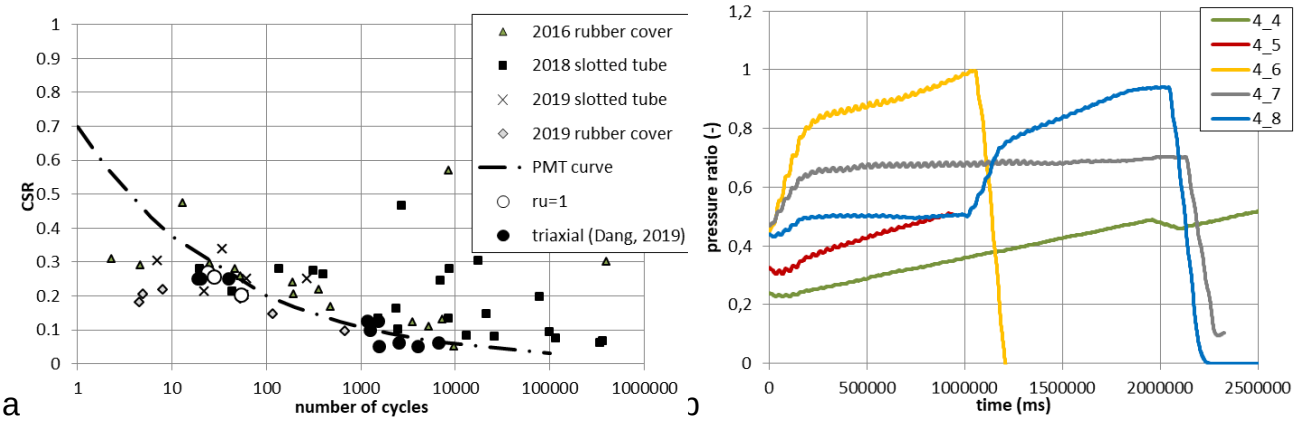


Figure 6. Comportement cyclique et concept CSR

Dans la Figure 6, N_L est le nombre de cycles jusqu'à la liquéfaction, ε_r est la déformation radiale calculée à partir du changement de volume et r_u est le rapport de surpression interstitielle basé sur la mesure faite à mi-hauteur de la sonde par le capteur mis au point par Jean Lutz SA lors des travaux de thèse de Karagiannopoulos (Karagiannopoulos, 2020).

Les couples CSR appliqué – N_L nombre de cycles pour atteindre la rupture conventionnelle, sont reportés dans un plan semi-logarithmique (Figure 6 et Figure 7a).



a c

Figure 7. Application sur le site de Saint Benoît

Ces courbes peuvent ensuite être utilisées pour prédire le comportement des structures sous charge sismique ou cyclique. Contrairement aux expériences de laboratoire telles que les essais triaxiaux ou les essais de cisaillement simple, pour les essais in situ, il n'est pas possible de changer ou de modifier la densité du sol, de sorte que les essais sont effectués à la densité existante en place et l'amplitude doit être variée en conséquence pour atteindre les valeurs du CSR.

Lorsque des mesures de la pression interstitielle sont disponibles, la liquéfaction est définie en utilisant le rapport r_u de la surpression interstitielle observé à la contrainte horizontale en place, comme indiqué pour les deux premiers cas sur la Figure 6a. Un exemple est donné sur la Figure 7b.

$$r_u = \frac{\Delta u}{\sigma'_{H;mean}} = \frac{\Delta u}{\frac{p_M + p_m}{2} - u_o} \tag{7}$$

On fixe une valeur limite de r_u égale à 0.8 comme critère de liquéfaction du sol étudié par analogie avec le facteur de sécurité introduit par Seed et Idriss, (1971). Si la valeur du

6

coefficient r_u dépasse cette valeur limite, la résistance du sol chute dramatiquement et une liquéfaction du sol locale a lieu aux parois de la cavité du forage.

Les résultats placés sur la figure 7a montre une très bonne cohérence avec les estimations obtenues à partir d'essais triaxiaux et d'essais pressiométriques basés sur l'analyse du volume.

5. Conclusions

Dans cette communication, une méthode simplifiée pour déterminer la susceptibilité des sols à la liquéfaction en utilisant les résultats des essais pressiométriques Ménard a été décrite dans cette communication. La comparaison des courbes proposées avec la base de données d'essais en chambre d'étalonnage et en place collectée a montré leur pertinence. Plus de données sont nécessaires pour avoir la même robustesse que d'autres méthodes simplifiées bien connues et acceptées, dédiées à d'autres techniques d'essais in situ.

Une nouvelle procédure d'investigation du sol pour évaluer le potentiel de liquéfaction basée sur des essais pressiométriques cycliques a été également présentée. Si les corrections appropriées de résistance propre de la membrane sont appliquées au système de contrôle de la pression, les bornes restent constantes et l'interprétation des résultats peut être effectuée de manière similaire à ce qui est fait dans les essais triaxiaux en laboratoire. Les résultats suggèrent qu'une courbe CSR peut être proposée sans qu'il soit nécessaire de prélever des échantillons et de réaliser des essais en laboratoire sur des échantillons perturbés ou reconstitués, en particulier dans les sols sans cohésion. L'ajout de mesures de pression interstitielle offre un nouvel aperçu potentiel de l'influence de la teneur en fines sur le développement de la pression interstitielle dans les sols dans leur état initial.

6. Remerciements

Les auteurs remercient le projet national ARSCOP et les projets ANR Belle Plaine et ISOLATE (ANR-06-CATT-003, 2007-2010), et le Ministère de la Transition écologique pour le financement de ce projet de recherche, J.-P. Baud pour l'accès à ses données, Jean Lutz SA et l'ANRT pour le financement de M. Karagiannopoulos pendant sa thèse.

7. Bibliographie

Benoît J. and Lutenegger A.J., Determining lateral stress in soft clays, Predictive soil mechanics, Proceedings of the Wroth Memorial Symposium, Oxford, Houlsby and Schofield Eds., 1992, 135-155

Bouguerra, H. (1997). Prévision du Potentiel de liquéfaction des sites sableux à l'aide d'appareillages in-situ. Grenoble: Thèse de doctorat de l'INPG.

Briaud, J.-L., (1992), The pressuremeter, Balkema Eds., ISBN 978-9935-9436-1-3 322 pages

Briaud, J.-L., (2013). The pressuremeter test: expanding its use. Ménard Lecture In: Proceedings of the 18th ICSMFE, Paris, 20 pages.

Cransac D., Benoit J., Sève G. and Blivet J.-C., (2005), Lateral stress evaluation of an unstable slope in Sallèdes, France, Pressio2005/ISP5, Presses des Ponts-LCPC, 217-226

Dang, Q., Karagiannopoulos, P., Reiffsteck , P., Fanelli , S., Benoit , J., & Desanneaux, G. (2019). Application of cyclic pressuremeter tests to evaluate soil liquefaction. Proc. XVII ECSMGE. Reykjavic.

Dupla, J.-C. (1995). Application de la sollicitation d'expansion de cavité cylindrique à l'évaluation des caractéristiques de liquéfaction d'un sable. Marne la Vallée: Thèse de doctorat ENPC.

Dupla, J.C., Canou J., (2003), Cyclic pressuremeter loading and liquefaction properties of sands, Soils and Foundations, Vol. 43(2), 17-31.

Dupla, J., Canou, J., Reiffsteck, P., Tacita, J., & Desanneaux, G. (2010). Application de la sollicitation pressiométrique cyclique à l'évaluation du risque de liquéfaction d'un massif sableux. Marne la Vallée: Laboratoire Navier - projet ANR Belle Plaine.

Hawkins, P.G., Mair, R.J., Mathieson, W.G. and Muir Wood, D. (1990), Pressuremeter measurement of total horizontal stress in stiff clay, Proceedings of the 3rd International Symposium on pressuremeter, Oxford, 321-330

Idriss, I.M., . and Boulanger, R.W. (2006). Semi-empirical procedures for evaluating liquefaction potential during earthquakes. Soil Dynamics and Earthquake Engineering 26: 115–130

Ishihara, K. (1993). Liquefaction and flow failure during earthquakes. Géotechnique 43, No. 4, 349-415.

Karagiannopoulos, P., Peronne , M., Dang, Q., Reiffsteck, P., & Benoit, J. (2020). Cyclic pressuremeter tests with pore pressure measurements, application to CSR evaluation,. 6th Int. Conf Geotechnical and Geophysical Site Charac.,, (p. 8 pages). Budapest Hongrie,.

Karagiannopulos P.G., (2020), Contribution of the interstitial pressure measurement to the determination of the parameters of the behaviour laws in monotonic and cyclic expansion tests, Univ. Gustave Eiffel, PhD thesis,

Kayabasi, A., & Gokceoglu, C. (2018). Liquefaction potential assessment of a region using different techniques (Tepebasi, Eskişehir, Turkey). Eng. Geol., 246, 139-161.

Masuda, K., Nagatoh, R., Tsukamoto, Y., & Ishihara, K. (2005). Use of cyclic pressuremeter with multiple cells for evaluation of liquefaction resistance of soils. ISP5. Presses des Ponts Ed.

Pass, D. (1991). Soil characterization of the deep accelerometer site at Treasure Island, San Francisco, California. Durham: Uni. New Hampshire.

Reiffsteck, P., Lossy, D., & Benoît, J. (2012). Forages, sondages et essais in situ géotechniques: Les outils pour la reconnaissance des sols et des roches. Paris: Presses des Ponts.

Robertson, P.K., and Wride, C.E., (1998), Evaluating Cyclic Liquefaction Potential using the Cone Penetration Test, Canadian Geotechnical Journal, (35): 442-459.

Robertson, P. K. (2009). Evaluation of flow liquefaction and liquefied strength using the cone penetration test. ASCE JGGE, 136(6): 842–853.

Seed, H.B.; Idriss, I.M. Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential. J. Soil Mech. Found.Div. 1971, 97, 1249–1273

Youd, T.L. and, et I.M. Idriss. (1997). Summary Papers. In Proceedings of the NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soil, Salt Lake City, UT, January 5-6, 1996, Technical Report NCEER-97-0022, National Center for Earthquake Engineering Research, University at Buffalo.

Youd, T.L., Idriss, I.M. Andrus R. D., Arango I., Castro G., Christian J.T., Dobry R., Finn W. D. L., Harder L. F. Jr., Hynes M. E., Ishihara K., Koester J. P., Liao S. S. C., Marcuson III W. F., Martin G. R., Mitchell J.K., Moriwaki Y., Power M. S., Robertson P. K., Seed R. B., Stokoe II K. H., 2001, Liquefaction resistance of soils: Summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils., ASCE JGGE. 127(10), 2001: 817-833.

MÉTHODE DE DIAGNOSTIC DE FONDATIONS SUR PIEUX BOIS

DIAGNOSTIC METHOD FOR TIMBER PILE FOUNDATIONS

Philippe Reiffsteck[1], Chi-Wei Chen[2], Bastien Sage-Vallier[2], Myriam Duc[1], Benoît Pebosc[1], François Lansac[1]
[1] *Université Gustave Eiffel, GERS-SRO, Champs sur Marne, France*
[2] *SNCF Reseau, Saint-Denis, France*

RÉSUMÉ – L'évaluation de la portance résiduelle des fondations en bois des ponts en site aquatique nécessite le développement d'une méthodologie de diagnostic adaptée. Cet article décrit plusieurs exemples d'intervention sur le terrain ainsi que la méthodologie appliquée puis les résultats obtenus et leur impact sur la compréhension du fonctionnement de l'ouvrage.

ABSTRACT – The evaluation of the residual bearing capacity of timber bridge foundations in aquatic sites required the development of an adapted diagnostic methodology. Several examples of field interventions are detailed in this paper and the methodology developed is described. The results obtained and their implication on the understanding of the functioning of the structure are presented.

1. Introduction

La chronologie et le détail des étapes du protocole d'inspection du système de fondation sur pieux bois sont l'excavation au droit des pieux en bois pour avoir accès à la fondation, la classification géotechnique des sols présents autour des pieux, la mesure de la géométrie des fondations, l'évaluation de la qualité de la maçonnerie et du béton présents, la réalisation d'un test de poinçonnement ou de forage, la prise de photos, l'échantillonnage du bois à l'aide d'un carottier, la détermination du tassement de la tête des pieux basée sur les nivellements disponibles et enfin la caractérisation du niveau de la nappe phréatique. Quelques-unes de ces étapes sont détaillées et illustrées dans les paragraphes qui suivent tout en faisant un retour d'expérience sur les chantiers réalisés.

2. Description de la manière d'atteindre les pieux sur site

Des excavations au niveau de la fondation et à proximité de celle-ci doivent être réalisées sans mise en danger de celle-ci. La mise en place d'un plan de prévention et de sécurité peut être nécessaire. La largeur de la fouille doit être d'au moins 50 cm au niveau de la tête de pieu. Elle peut être inférieure à 50 cm en dessous de la tête. Toutefois, les pieux et les traverses doivent être bien visibles et accessibles. La Figure 1 présente un exemple "au sec" de puits d'accès avec blindage.
La difficulté des fondations en site aquatique est souvent l'épuisement de la fouille pour avoir un accès permettant de mettre en œuvre le protocole sans risque d'abîmer le matériel ou perdre les échantillons. À l'instar d'une inspection d'ouvrage d'art, l'opérateur doit rendre compte de l'état de la structure en :

- classant les sols autour des pieux pour évaluer les circulations d'eau et les fluctuations de la nappe durant le cycle saisonnier,
- localisant la zone inspectée et en mesurant les éléments accessibles de la fondation, si possible au regard des plans d'archive,
- en faisant une description la plus complète possible des déformations ou distorsion de l'ensemble ou des éléments de fondation en bois,

- et en décrivant la qualité du béton et de la maçonnerie immergée ou enterrée qui serait visible à cette occasion

Figure 1. Blindage d'un puit d'accès en pied de culée

3. Évaluation de l'état des pieux par des essais de pénétration par poinçonnement ou perçage

Dans un premier temps, il s'agit de mettre en œuvre une des deux méthodes d'évaluation de la profondeur de dégradation soit avec un essai de poinçonnement, soit avec un essai de perçage. Ensuite, un prélèvement d'échantillons est réalisé. La méthode de poinçonnement est privilégiée en Hollande alors que la méthode de forage trouve un fort public aux États Unis d'Amérique du Nord et l'Australasie.

3.1. Évaluation par poinçonnement

Les tests de pénétration réalisés sur les fondations sont faits avec un matériel similaire à un scléromètre (Figure 2a). Les essais sont faits dans un plan perpendiculaire à la génératrice des pièces. Le protocole consiste à tester les pieux à trois reprises à 15 cm sous la connexion entre 15 et 45cm ou sous la maçonnerie ou la poutre en béton.

Il est souhaitable, par exemple en cas d'incertitude sur le niveau de l'eau souterraine, sur la qualité de l'eau souterraine ou lors de la période sèche (étiage), d'effectuer un test environ 15 cm en dessous du niveau de la nappe (voir même 15 cm encore en dessous). Si l'opérateur juge que la dégradation du bois est trop importante en fonction de la profondeur, il peut décider de réaliser des tests complémentaires.

a)

b)

Figure 2. (a) appareil de poinçonnement (b) appareil de prélèvement

Chacune des traverses et longrines fait l'objet d'un test. Chaque élément est pénétré au moins 3 fois lors du test et la distance minimale entre les points d'essais est de 10 cm. Les tests doivent être effectués à différents endroits afin de ne pas rencontrer uniquement des nœuds et les résultats des tests présentant des valeurs absurdes ne seront pas retenus dans l'évaluation. De plus, les tests réalisés sur des éléments autres que les pieux comme le grillage doivent l'être à une distance minimale de 20 cm en dessous de la tête des pieux. Les profondeurs de dégradation (radiales) mesurées sont utilisées pour définir les zones de prélèvement.

3.2. Évaluation par forage (perceuse instrumentée)

Depuis les années quatre-vingt, la mesure de résistance par forage a été étudiée afin d'obtenir une caractérisation du matériau bois en profondeur. Le Naour et Morlier (1991) et Le Naour (1988) ont posé le principe d'une perceuse instrumentée (Figure 3). Ils ont étudié la vitesse de pénétration et le couple de perçage, à poussée et vitesse de rotation, constantes. Leur analyse s'est orientée vers des critères d'énergie visant à caractériser la relation entre le travail nécessaire pour transformer l'unité de volume de bois en copeaux avec la contrainte de rupture du bois.

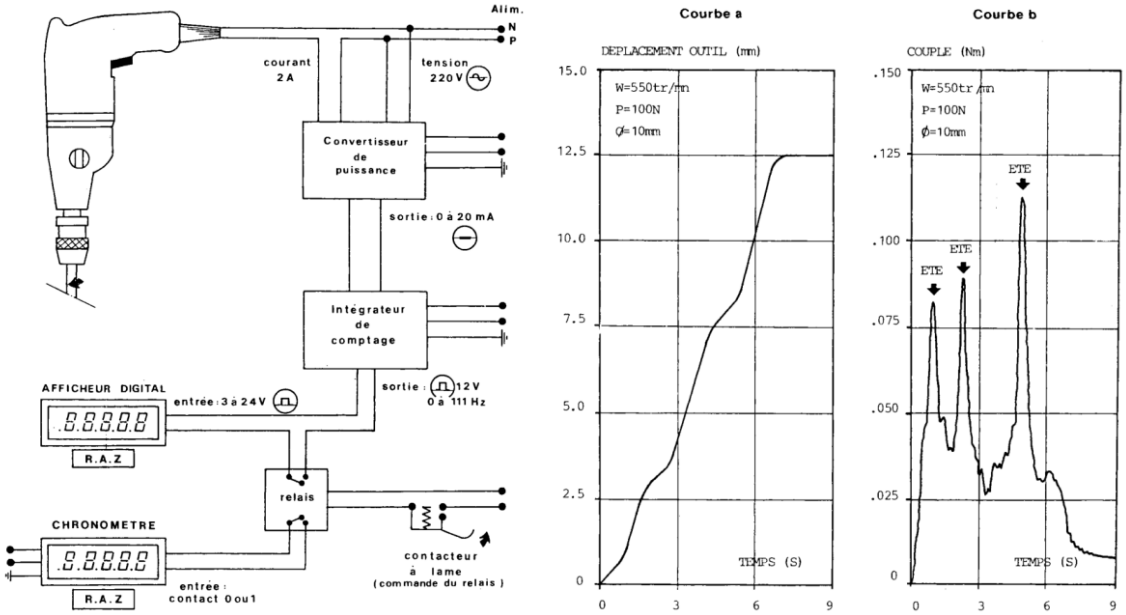


Figure 3. (a) schéma de l'instrumentation, (b) exemple d'enregistrement (Le Nouar et Morlier, 1991)

Cette technique offre donc l'avantage de pouvoir observer en profondeur les pieux et de déceler d'éventuelle fissures ou vides intérieurs du bois. Cette technique a été popularisée à l'étranger par un auteur allemand qui a eu la même idée (Rinn, 1988 ; Gao et al., 2017).

Plus récemment, le département de l'agriculture des États Unis d'Amérique du Nord a mené une étude de validation de la perceuse instrumentée IML RESI F300-S (Brashaw, et al., 2005). Des poutres en bois d'un pont ont été sciées et percées pour comparer l'inspection visuelle à la mesure. Selon les auteurs, l'outil permet de déterminer avec précision la présence de pourriture dans les éléments de structure en bois. Cependant, ces données sont limitées au lieu de forage. L'outil peut localiser avec précision un défaut interne (poche de pourriture ou fente) dans la section transversale de l'élément. Cela peut être avantageux pour l'évaluation de l'état et la détermination de la charge.

La perceuse instrumentée IML RESI Power Drill que nous avons mis en œuvre dans cette étude est une évolution de cette dernière. La longueur du foret doit être adaptée à l'objet à observer. Pour les pieux en bois d'environ 15 à 20 cm de rayon, nous avons

employé un foret en acier de maximum 305 mm de long et d'un diamètre de 1,5 mm à 3,0 mm qui pénètre la structure en bois à une vitesse de pénétration (ici 100mm/mn) et une vitesse de rotation (ici 2500 rpm) uniformes tandis que la résistance au perçage est mesurée.

Figure 4. Résistomètre

La Figure 5 donne un exemple de mesure réalisée avec la courbe de couple (drilling curve) et de poussée (feed curve) révélant les variations de densité à l'intérieur des cernes du billon causées par les zones de bois précoce et de bois tardif. Les courbes sont données en pourcentage de l'amplitude maximale des capteurs de l'appareil soit le couple et la poussée. La mesure de couple inclut le couple pour le forage du bois mais également le frottement sur la tige de la mèche. Si un frottement important est mesuré, les courbes sont inclinées.

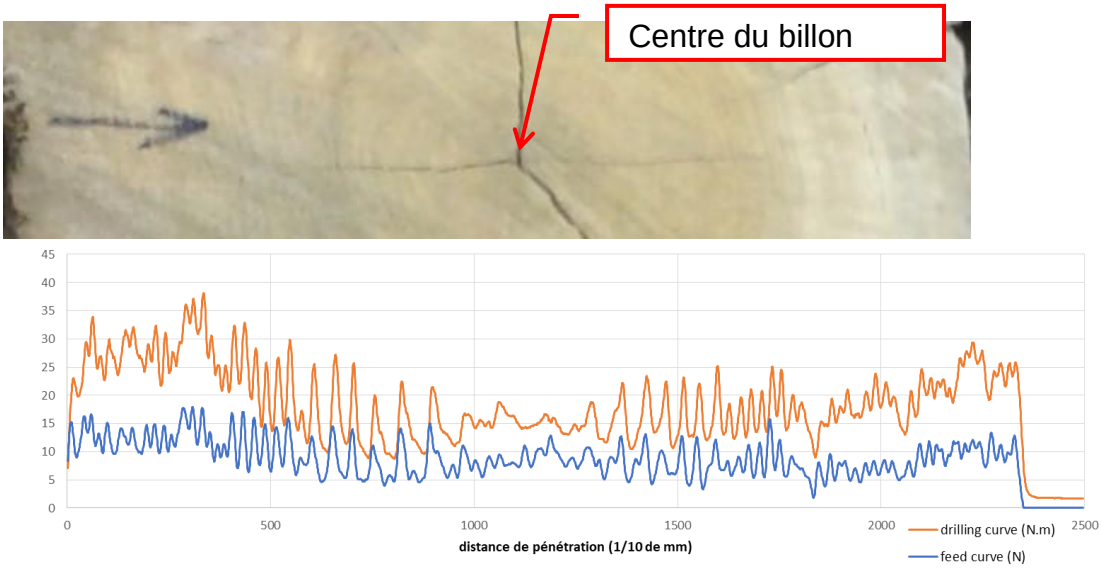


Figure 5 : Exemple de courbes pour un billon de pin (C Pin b 6)

Dans le cas idéal d'un forage dans la direction radiale (perpendiculaire aux cernes de croissance), les paramètres des cernes de l'arbre dans le bois sec révélés par les diagrammes ont montré d'excellentes correspondances avec ceux révélés par les diagrammes de densité des rayons X, tant qualitativement que quantitativement (Gao et al., 2017). On observe bien ces cernes sur la Figure 5.

4. Prélèvements d'échantillons et analyse microscopique

Le prélèvement d'échantillon est effectué avec un appareil de forage d'un diamètre intérieur de 10 mm, de préférence jusqu'au cœur du pieu (Figure 2b).

4.1. *Prélèvement*

Le nombre d'échantillons prélevés doit être représentatif de la fondation inspectée : les dommages, l'épaisseur des pieux, la détérioration des pieux doivent y figurer.

L'emplacement de l'échantillonnage doit être au plus près du test de pénétration et situé à environ 15 cm en dessous de la base de la longrine du platelage, de la connexion ou de la poutre en béton, selon le cas. L'échantillon prélevé est immédiatement placé dans un microtube (par exemple Eppendorf) et plongé dans l'eau du site, stocké et refroidit le plus rapidement possible (température entre 1 et 8°C). De retour au laboratoire, l'eau du site sera substituée par un produit de conservation : l'éthanol 50%.

4.2. *Préparation*

L'analyse passe par une première phase de préparation puis une seconde phase d'observation (Harroué et al., 2011). Lors de la phase de préparation, la section transversale de l'échantillon est découpée en fines lamelles de 20 µm d'épaisseur. Puis les différentes étapes suivantes doivent être suivies :

- Imprégnation des micro-carottes après déshydratation (Éthanol 50% pendant 4h, 70%-4h, 90%-3h, 95%-1h30, 100%-3h, Histo-clear-4h30, paraffine 60°C-1h30, paraffine 62°C-1h30) ;
- Enrobage et fixation dans la cassette ;
- Dégrossissage, trempage dans l'eau distillée et coupes anatomiques 5 µm ;
- Coloration.

Durant la phase d'observation, la structure du bois, la cause de dégradation et la présence de matières agressives sont analysées avec un microscope optique. L'annexe B est utilisée pour qualifier l'état de dégradation. Ainsi, la nature du bois peut être déterminée et la distinction entre les organismes primaires, secondaires et colonisant, effectuée.

4.3. *Observations* au microscope optique

Les coupes anatomiques sont observées à l'aide d'un microscope optique et une classification du niveau de dégradation pour les bois résineux et feuillus est décrite dans une fiche de référence. Les images obtenues après les découpes au microtome devront être comparées à celles des images de référence. Les images de la Figure 6 montrent un échantillon de pin sain aux échelles classiquement utilisées. Ces observations permettent de qualifier la dégradation en préciser l'origine et anticiper les caractéristiques résiduelles (Klassen, 2008).

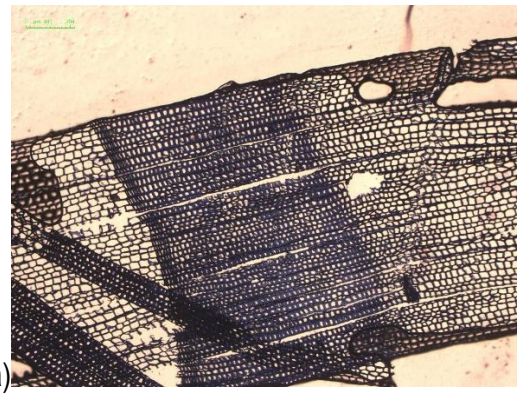
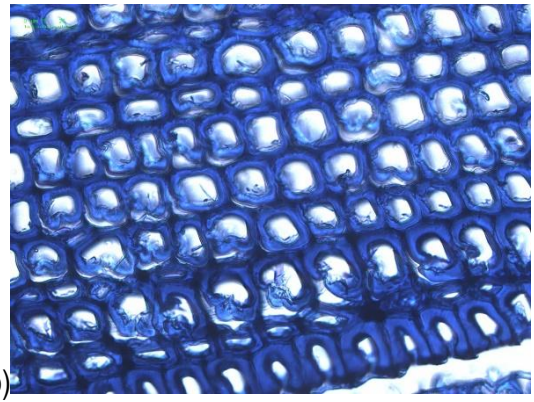
a)  b) 

Figure 6 : Image au microscope d'un échantillon de pin sain (a) grossi 50 fois et (b) 400 fois

5. Application au recalcul

Le diamètre $B_{pi;d}$ a prendre en compte dans le calcul de capacité portante décrit par Reiffsteck (2019) et défini pour les tronçons de 1 à j situés en zone de marnage sera alors celui du pieu diminué des profondeurs maximales déduites de l'inspection ou du taux de dégradation. Dans le cas où l'on désire calculer la capacité portante à une échéance donnée, on estime une dégradation homogène sur la périphérie.

$$B_{pi;d;t+\Delta t} = B_{pi;d;t} - d_{\Delta t} \quad (1)$$

La vitesse r supposée constante, est donnée par l'additif à la norme NF P 94-262 et une évaluation prudente de t_{retard} est de 1 an (IFSTTAR, 2014).

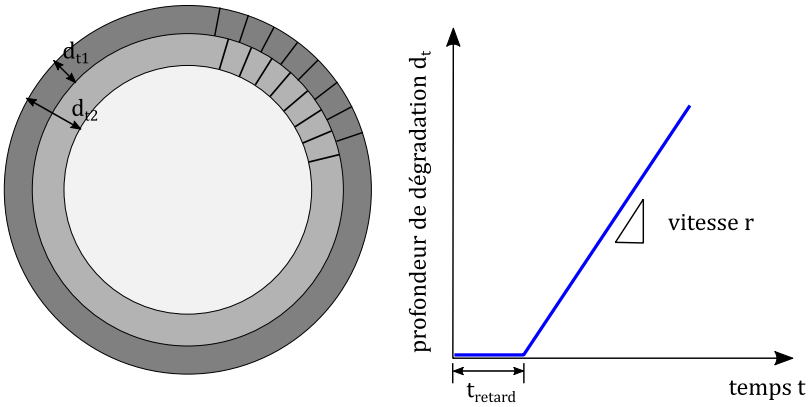


Figure 7 : Modèle idéalisé de l'évolution de la dégradation dans le temps

Cette évaluation est validée par l'analyse des résultats des essais de poinçonnement et forage et des observations au microscope. En appliquant ce type de modèle simple à l'exemple d'un pieu en pin chargé à 100 kN dans un sol intermédiaire, on observe une élévation de la contrainte en fonction de la dégradation. Cette évolution est représentée dans la Figure 8 pour quatre diamètres : 17, 20, 25 et 30 cm.

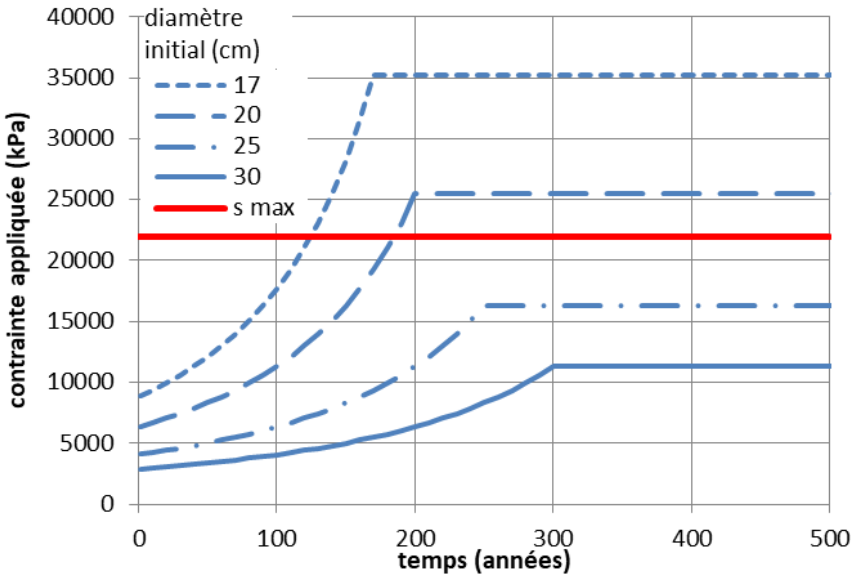


Figure 8 : Évolution de la contrainte dans un pieu en fonction de la dégradation dans le temps pour différents diamètres

Ainsi un pieu de 17 cm de diamètre, pour un t_{retard} nul, verrait sa contrainte dépasser, en une centaine d'années, la contrainte admissible du fait de sa diminution de section. Les

plateaux correspondent à 50 % du diamètre et la limite s_{max} correspond à la contrainte de compression axiale maximale donnée par la norme EN338 (ligne rouge).

Un t_{retard} de 1 an, pour un pieu de diamètre 20 cm en pin avec une épaisseur de cerne moyenne de 3 mm, retarde la pénétration sensiblement. La contrainte admissible serait atteinte 100 ans plus tard.

La détermination des zones figurées dans le graphique est basée sur des caractéristiques moyennes du bois et sur le rapport entre le diamètre du pieu et la charge appliquée (pour un diamètre de 100 mm, la charge appliquée est de 30kN, pour un diamètre de 150 mm, la charge appliquée est de 60 kN et pour des diamètres de 200 et 250 mm, les charges appliquées sont respectivement de 110 et 160 kN).

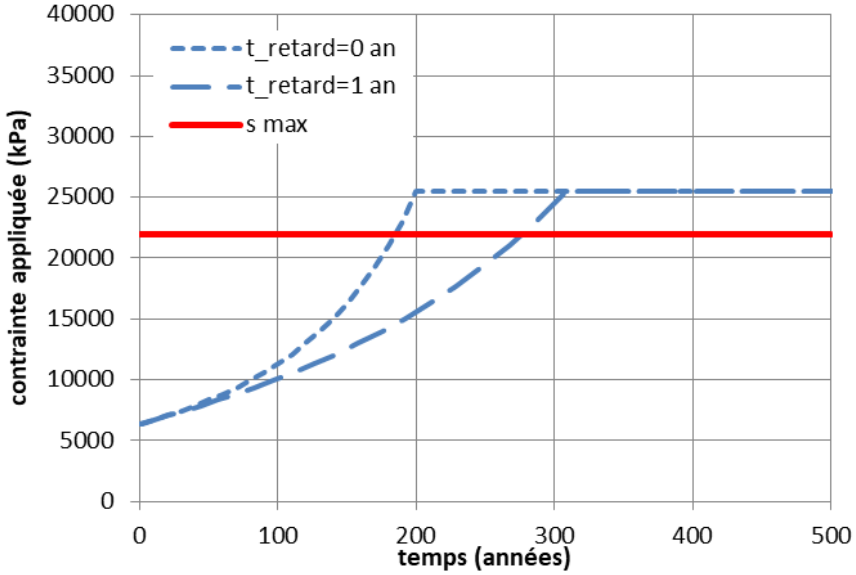


Figure 9 : Comparaison des résultats du modèle avec prise en compte ou non d'un temps de retard (pour diamètre 20 cm)

6. La prise en compte des pieux bois dans les Eurocodes

La prise en compte des pieux en bois dans l'Eurocode 7 n'a pas vraiment évoluée entre l'ancienne génération et la nouvelle. Le bois est considéré comme un matériau et un type de pieu, mais les géotechniciens ne considèrent aucun aspect spécifique comme sa géométrie nécessitant des aboutages, sa nécessaire interaction avec l'eau du sol et sa dégradabilité. À contrario, l'Eurocode 5 sous la pression des praticiens hollandais a introduit des éléments dédiés. La vraie nouveauté vient d'un texte qui a eu le titre de chapitre puis maintenant d'annexe mais qui n'a probablement pas vocation de disparaitre dans l'Eurocode 5. Les caractéristiques géométriques ainsi que les résistances sont précisées.

7. Conclusions

Cette communication a présenté le protocole d'inspection et les outils à même de tester les pieux en bois utilisés pour les fondations d'ouvrages. Cette mise à jour du protocole d'inspection proposé lors de l'édition de l'additif PieuxBois à la NF P 94-262 permet d'aider au recalcul simple des fondations sur pieux en bois en site aquatique.

8. Références bibliographiques

Brashaw, B. K.; Vatalaro, R.J.; Wacker, J.P.; Ross, R.J. 2005. Condition Assessment of Timber Bridges: 1. Evaluation of a Micro-Drilling Resistance Tool. Gen. Tech. Rep. FPL-GTR-159. Madison, WI: U.S. Department of Agriculture, Forest Service, Forest Products Laboratory. 8 p.

Christin J., 2013, Système de fondation sur pieux bois : une technique millénaire pour demain, Thèse de Doctorat, Université Paris-Est, Marne la Vallée, pp.160-163956

Gao S., Wang X., Wiemann M.C., Brashaw B.K., Ross R.J., Wang L. (2017) A critical analysis of methods for rapid and nondestructive determination of wood density in standing trees Annals of Forest Science 74:27, 13 pages, DOI 10.1007/s13595-017-0623-4

Harroué, M.; Cornu, E. et Rathgeber, C. (2011). Méthodes de prélèvement et de préparation des échantillons pour l'étude de l'activité cambiale et de la formation du bois. Cah. Tech. Inra 73:45-62.

IFSTTAR, 2014, Additif pieux en bois à la NF P 94-262, 2014, Justification des ouvrages géotechniques - Normes d'application nationale de l'Eurocode 7- Fondation profondes

Klaassen, R. K. W. M. (2008). Bacterial Decay in Wooden Foundation Piles - Patterns and Causes: A Study of Historical Pile Foundations in the Netherlands. International Biodeterioration & Biodegradation 61(1):45–60.

Le Naour F. (1988) Une méthode de reconnaissance du bois : le perçage, thèse de doctorat de l'université de Bordeaux 1,

Le Naour F., Morlier P. (1991) Le foramètre : un outil de reconnaissance mécanique du bois, Ann Sci For, 48, 47-61

Reiffsteck, P. (2019). Fondations sur pieux en bois en milieu aquatique, Contrat SNCF, Rapport d'étude RP3-E19046, 225p.

Rinn, F (1988) A new method for measuring tree-ring density parameters. Physics diploma thesis, Institute for Environmental Physics Heidelberg University

Van de Kuilen, J.-W.G, 2006, Service life modelling of timber structures, Materials and Structures, pp.154-157

Wang T.-Y., 2019, Investigation et calcul des ouvrages anciens sur fondations en bois : effets de groupe, Rapport de M2, MSROE-ENPC, 38 pages

Zalada-Tumialan G., Konicki W., Westover P., Vatovec M., 2013 Untreated submerged timber pile pile foundations, Part 1 : Understanding bidegradationand compressive strength, Structure Forensics, 9-11

Zalada-Tumialan G., Konicki W., Westover P., Vatovec M., 2014 Untreated submerged timber pile pile foundations, Part 2 : Estimating remaining service life, Structure Forensics, 10-13

EXEMPLES DE COURBES D'ESSAIS OEDOMETRIQUES K_0 A HAUTE PRESSION

SOME EXAMPLES OF HIGH PRESSURE K_0 OEDOMETER TESTS

Jean François SERRATRICE[1]
[1] Cerema Méditerranée, Aix en Provence, France

RÉSUMÉ – Un oedomètre K_0 à haute pression est utilisé pour recueillir simultanément les propriétés de compressibilité des sols et les caractéristiques des chemins des contraintes oedométriques pendant des cycles de chargement-déchargement en condition drainée. Trois exemples d'essais sont présentés à titre d'illustration pour décrire les réponses de sols de natures différentes. Des limitations de la démarche sont évoquées.

ABSTRACT – A high pressure K_0 oedometer is used to simultaneously collect soil compressibility properties and oedometric stress path characteristics during loading-unloading cycles in drained condition. Three examples of tests are presented for illustration to describe the responses of soils of different natures. Limitations of the approach are mentioned.

1. Introduction

La mise au point de l'essai oedométrique date du début du XXéme siècle. Très tôt des appareils ont été développés pour accompagner la mesure du tassement par la mesure de la contrainte radiale. Ces développements visaient à procurer un moyen de mesure du coefficient de pression des terres au repos K_0 au laboratoire. Mais la démarche est coûteuse et elle s'avère trop subordonnée et sensible au déconfinement et au remaniement provoqués par le prélèvement des sols. Aussi, cette démarche a rapidement cédé sa place à l'utilisation d'essais in-situ ou l'utilisation de formules empiriques destinées à évaluer indirectement le coefficient K_0 à partir des propriétés élémentaire des sols. Néanmoins, les méthodes et les matériels de mesure de la contrainte radiale ont continué à se développer au laboratoire au titre de l'étude des comportements mécaniques des sols. L'appellation « d'oedomètre K_0 » est restée.

Des courbes expérimentales recueillies au moyen d'un oedomètre K_0 à haute pression sont présentées et commentées à titre d'illustration. L'objectif est de montrer la diversité des réponses observées et l'intérêt d'effectuer la mesure de la contrainte radiale. Les essais sont réalisés en chargement continu drainé par cycles successifs. Les propriétés de compressibilité et les caractéristiques de chemins des contraintes oedométriques sont identifiées sur les courbes. Des limitations de la démarche sont évoquées.

2. Matériel, procédure d'essai

2.1. 2. Matériel

L'oedomètre K_0 à haute pression a été conçu pour effectuer le chargement continu drainé d'un sol sous forte contrainte axiale et procéder à l'enregistrement simultané de la contrainte radiale (essais K0 D HP). Les chargements sont effectués en plusieurs cycles et sous des contraintes axiales pouvant atteindre 20 MPa. La mesure de la contrainte radiale s'effectue au moyen d'une bague latérale mince équipée de jauges de déformation. La déformation de la bague produit un signal proportionnel à la pression radiale totale exercée par le sol pendant son chargement axial. L'épaisseur de la bague

est choisie pour obtenir une bonne sensibilité de la mesure et maintenir une très faible déformation radiale (inférieure à 10^{-5}). Cette technique se concrétise par un appareillage simple qui ne nécessite pas de recourir à un dispositif d'asservissement pour assurer le contrôle de la condition oedométrique et mesurer la contrainte radiale (Serratrice et Flavigny, 1993).

La cellule K_0 HP est conçue comme une cellule triaxiale (figure 1). L'éprouvette est placée à l'intérieur de la bague capteur entre une embase munie d'une plaque poreuse de pied et une tête hémisphérique munie d'une plaque poreuse de tête. L'effort axial est appliqué à la tête par un piston qui coulisse dans un guide en bronze. Ce guide et l'embase portent la bague capteur via des joints toriques. L'embase est munie d'un double circuit de drainage. Le drainage de tête s'effectue par un double circuit situé dans le guide via une chambre interne. Un joint à lèvres assure l'étanchéité entre le guide et le piston. Les conduits de drainage sont terminés par des vannes qui servent de connecteurs à des circuits hydrauliques extérieurs. La bague capteur est protégée par un capot. Tous ces éléments sont portés par un bâti en forme de col de cygne.

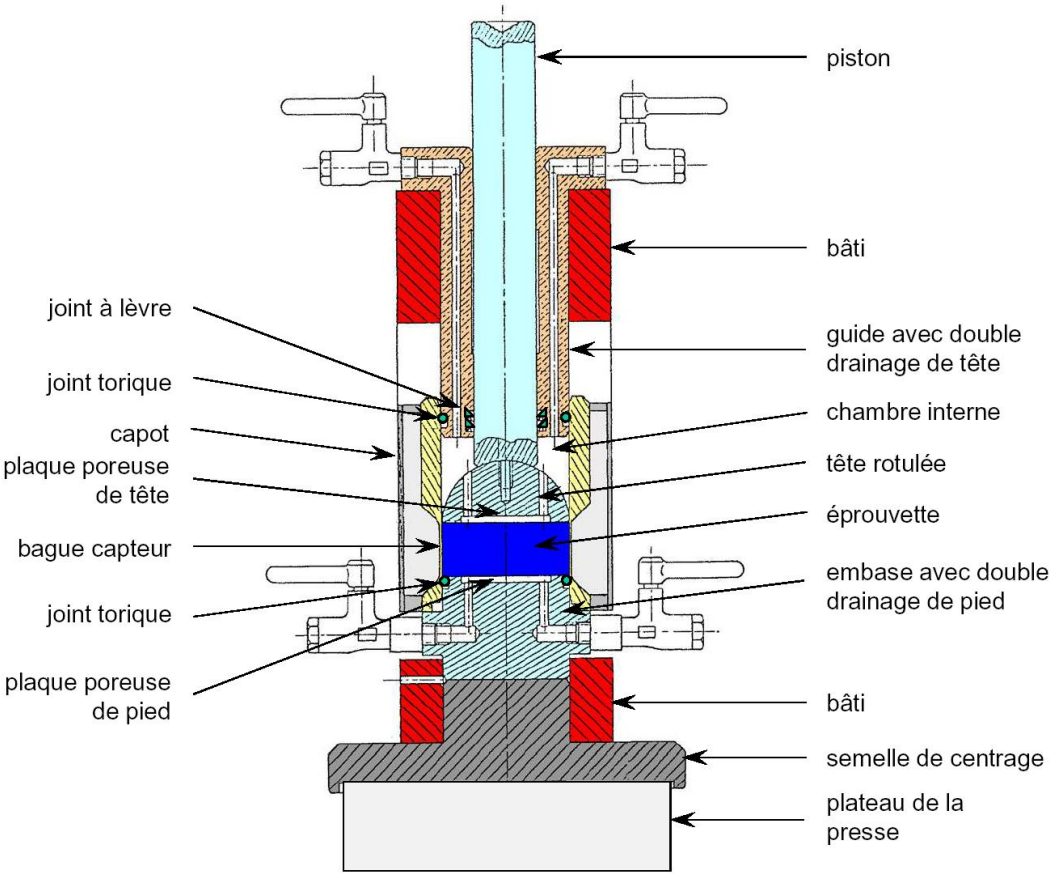


Figure 1. Coupe schématique de l'oedomètre K_0 à haute pression.

Le chargement continu est assuré par une presse triaxiale. L'effort axial est mesuré au moyen d'un anneau dynamométrique équipé d'un capteur de déplacement. Le déplacement axial est mesuré au moyen d'un capteur de déplacement solidaire du piston. Le déplacement axial Δh, l'effort axial F et la contrainte radiale totale σ_r sont enregistrés en continu pendant l'essai. La déformation axiale ε_a et la contrainte axiale totale σ_a sont déduites de Δh et F.

2.2. Procédure d'essai

Dans les sols testés à l'état naturel (argiles, sols raides, marnes), l'éprouvette est découpée manuellement à la trousse au cœur d'un échantillon carotté ou d'un bloc

(diamètre 60 mm, hauteur 25 mm). Elle est introduite par simple translation dans la cellule K_0 et elle se trouve ainsi placée entre deux plaques poreuses recouvertes de papiers filtres. Dans les sols non sensibles à l'eau, les circuits de drainage sont saturés en eau désaérée. Sinon, des paliers de chargement préliminaires sont exercés sur le sol, avec consolidation, pour atteindre la contrainte verticale effective en place σ'_{v0} par exemple, avant de placer le sol en présence d'eau. Une autre option consiste à mettre le sol en imbibition sous charge nulle, puis opposer un effort axial progressif pour maintenir le volume de l'éprouvette à sa valeur initiale. Cette méthode est préconisée dans la norme XP P94-090-1 "Essai de compressibilité sur matériaux fins quasi saturés avec chargement par paliers" (AFNOR, 1997). Les sables propres sont reconstitués par différentes techniques de préparation (damage, pluviation, etc.) et peuvent être testés à sec ou saturés. Quand ils sont saturés, les circuits de drainage sont maintenus à la pression atmosphérique.

La vitesse de chargement continu v doit être choisie en fonction de la perméabilité du sol et sa compressibilité. Dans une éprouvette élastique linéaire isotrope de hauteur h_0 drainée sur ses deux faces, la pression interstitielle u_m dans le plan médian de l'éprouvette est liée au coefficient de consolidation c_v et la vitesse de chargement axial $\Delta\sigma_a/\Delta t$ par la relation $u_m = (h_0^2/8)\ (1/c_v)\ \Delta\sigma_a/\Delta t$ (Smith et Wahls,1969 ; Wissa et al., 1971). Le coefficient c_v est lié à la perméabilité k et au module oedométrique E_{oed} par la relation $c_v = k\ E_{oed}/\gamma_w$ (γ_w poids volumique de l'eau). La vitesse de chargement vaut $\Delta h/\Delta t = h_0\ \Delta\varepsilon_a/\Delta t = h_0\ (\Delta\sigma_a/\Delta t)/E_{oed}$. Elle se trouve ainsi reliée à la perméabilité par la relation $\Delta h/\Delta t = 8\ u_m\ k\ /(\gamma_w\ h_0) = 4\ k\ i$ où $i = 2\ u_m/(\gamma_w\ h_0)$ est le gradient hydraulique moyen. Le maintien de la condition drainée appelle donc à exercer des vitesses de chargement très lentes sur les sols peu perméables. Des paliers intermédiaires améliorent cette disposition.

3. Exemples de courbes expérimentales

3.1. Exemple d'un sable

L'essai a été réalisé sur une éprouvette de sable de Seine constitué par une majorité d'éléments fins et une fraction 1-5 mm de 10 % représentée par des silex anguleux (D_{max} = 5 mm, d_{50} = 0,25 mm). Le sable est reconstitué au laboratoire par déversement à sec dans la cellule oedométrique et il est densifié par damage pour obtenir un état moyennement dense (e_0 = 0,48). L'essai est effectué dans cet état sec à la vitesse v = 0,02 mm/min en trois cycles de chargement-déchargement pour atteindre la contrainte axiale maximale σ'_{amax} = 4,3 MPa. Les boucles contrainte-déformation (ε_a, σ'_a) sont étroites et un module oedométrique E_{oed} = 365 MPa s'observe en fin de chargement sur la figure 2a. Le sable est très faiblement compressible, avec une indice de compressibilité C_c = 0,040 au maximum du chargement dans le plan (log(σ'_a), e) de la figure 2c. Les déchargements s'effectuent sur des droites dont les pentes C_s augmentent avec la contrainte maximale atteinte avant l'inversion du chargement. Les principaux paramètres identifiés sur les courbes sont indiqués sur les graphiques.

Le graphique de la figure 2b montre le plan des contraintes effectives (σ'_a, σ'_r). Les chargements s'effectuent le long d'une droite de pente K_{0nc} = 0,31. Les chemins de déchargement s'écartent du chemin de chargement et font apparaître une forme d'hystérésis typique des chemins oedométriques. Ils débutent avec une pente K_{0d} = 0,16. Puis le rapport σ'_r/σ'_a augmente et atteint l'unité (ronds bleus). Par la suite, le chemin se développe en extension ($\sigma'_r > \sigma'_a$).

Un essai triaxial drainé a été réalisé sur un prélèvement de sable semblable. Les éprouvettes sont reconstituées à une densité identique (e_0 = 0,50), saturées sous contre-pression, puis consolidées sous les pressions isotropes effectives égales à 50, 150 et

400 kPa. Les points représentant la résistance au cisaillement sont reportés dans le plan (σ'_a, σ'_r) de la figure 2b (carrés verts). La résistance au cisaillement du sable est représentée par la droite de Coulomb de compression de pente $tg^2(\pi/4-\phi'/2) = 0,25$ et la droite de Coulomb d'extension de pente $tg^2(\pi/4+\phi'/2) = 4$ où $\phi' = 37$ ° (cohésion nulle).

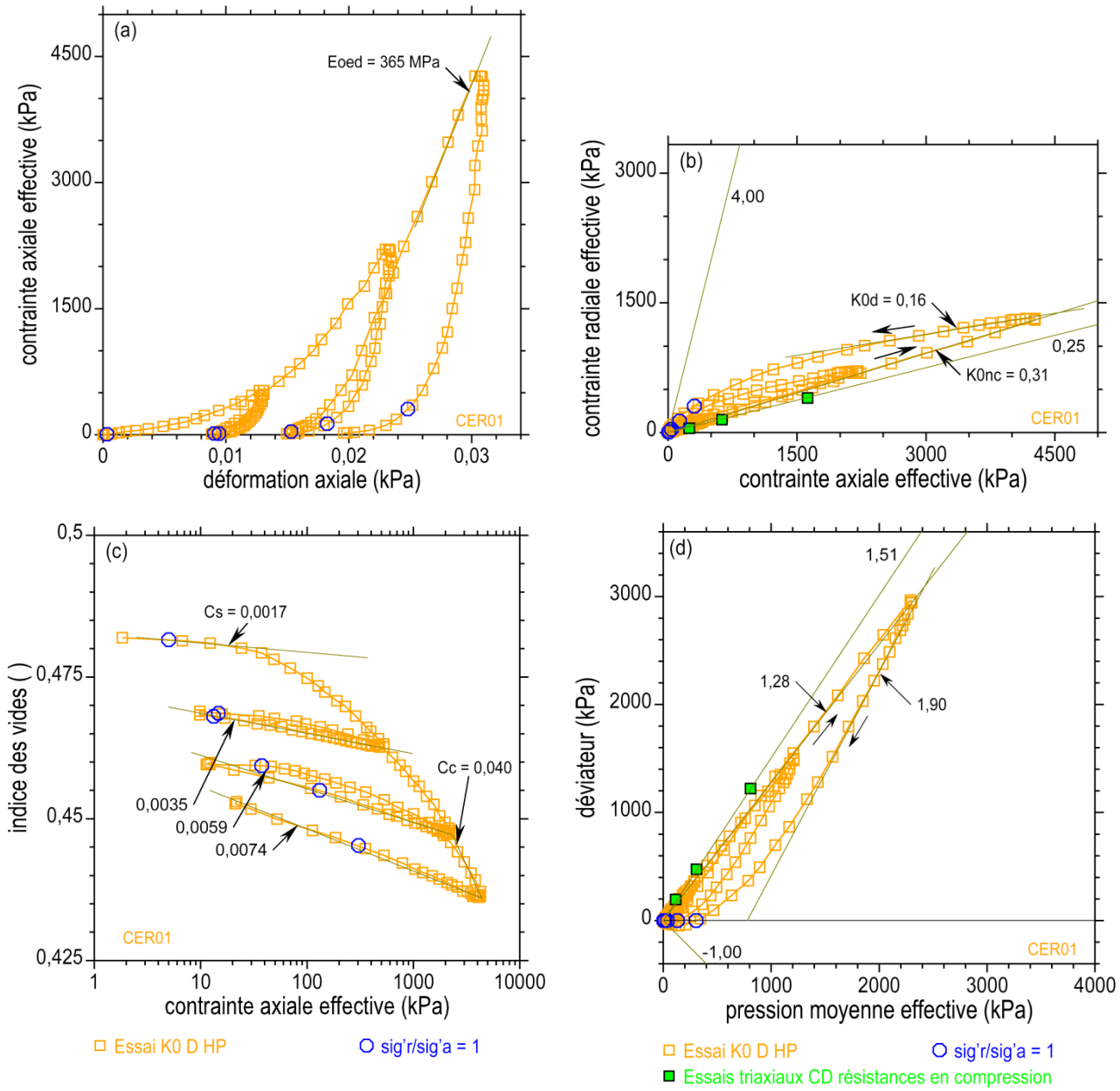


Figure 2. Essai oedométrique K_0 D HP réalisé sur une argile.
a) Courbe contrainte-déformation (ε_a, σ'_a). b) Chemin des contrainte effectives. (σ'_a, σ'_r).
c) Courbe de compressibilité ($\log(\sigma'_a)$, e). d) Chemin des contrainte effectives. (p, q).

Ces résistances sont reportées dans le plan (p, q) de la figure 2d ($p = (\sigma'_a + 2\sigma'_r)/3$, $q = \sigma'_a - \sigma'_r$) avec les droites de compression et d'extension dont les pentes sont $M_c = 1,51$ et $M_e = -1,0$. Dans les deux plans des contraintes effectives, le chemin oedométrique K_0 de chargement s'inscrit à proximité de la droite de Coulomb de compression. En fin de déchargement, il s'infléchit et atteint l'enveloppe de rupture en extension.

3.2. Exemple d'une marne argileuse

Ce deuxième exemple présente un essai réalisé sur une marne argileuse de l'Est de la France. La marne a été prélevée par carottage vers 20,5 m de profondeur. C'est un sol

ferme et saturé (e_0 = 0,69 ; S_r = 97 %) qui se classe en argile très plastique (w_L = 51, C_2 = 23 %). La marne est constituée par 59 % de minéraux argileux (corrensite, illite). Les courbes d'essai sont représentées sur la figure 3. Un pré-chargement est réalisé à vitesse constante pendant trois heures pour atteindre la contrainte axiale de 225 kPa (en gris sur les graphiques). Puis le sol est mis en présence d'eau au moyen des doubles circuits de drainage de la cellule oedométrique. La charge est maintenue ainsi jusqu'à atteindre la stabilité de la déformation axiale en quelques heures (ε_a = 1,5 %) et au-delà pendant 16 heures.

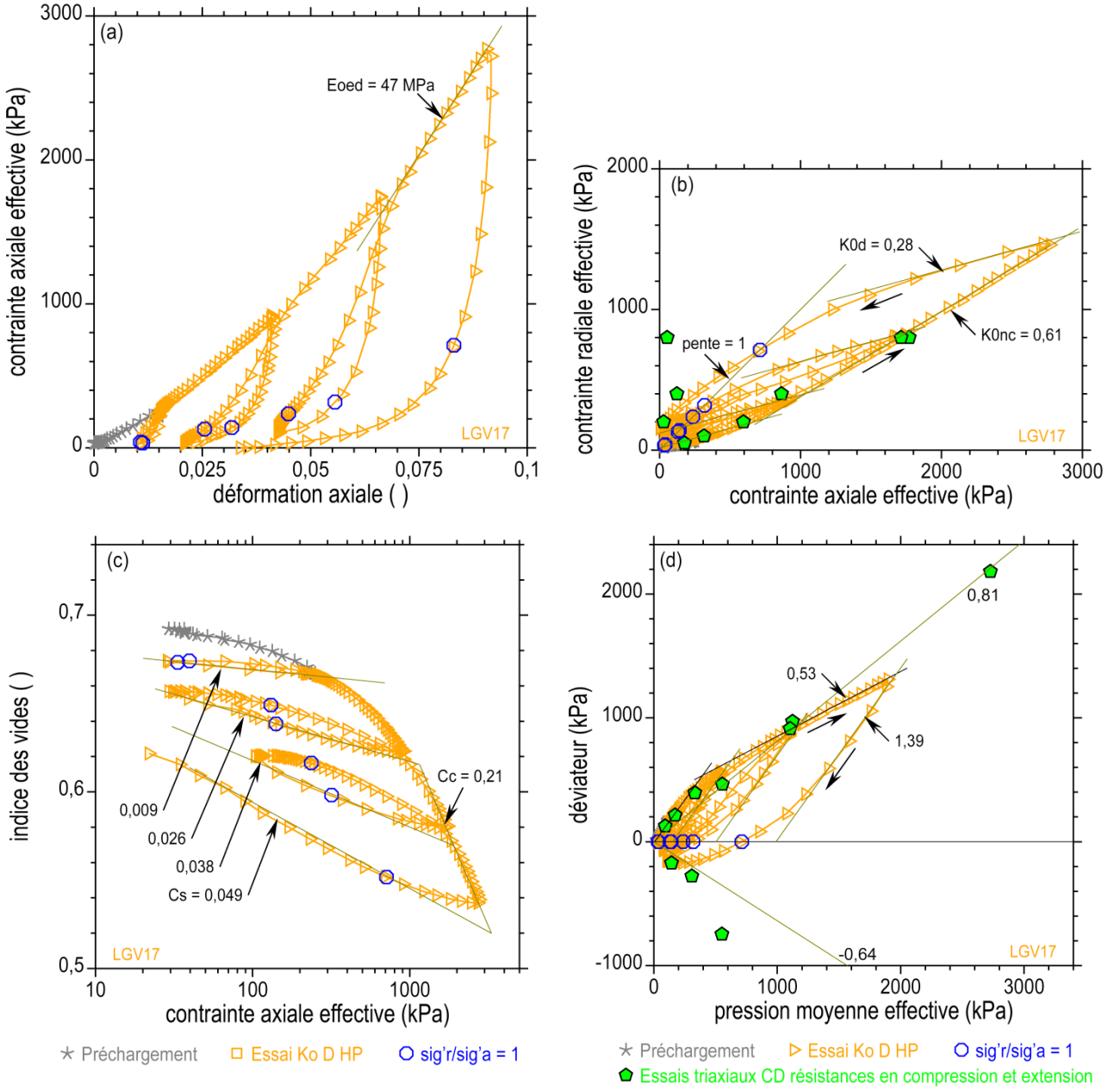


Figure 3. Essai oedométrique K_0 D HP réalisé sur une argile.
a) Courbe contrainte-déformation (ε_a, σ'_a). b) Chemin des contrainte effectives. (σ'_a, σ'_r).
c) Courbe de compressibilité (log(σ'_a), e). d) Chemin des contrainte effectives (p, q).

L'essai K_0 commence alors par un déchargement, puis trois cycles de chargement-déchargement d'amplitudes croissantes sont effectués successivement à la vitesse v = 2 µm/min (σ'_{amax} = 2,8 MPa, durée 238 heures). Le début du chemin des contraintes effectives est courbe, puis il s'aligne sur un droite de pente K_{0nc} = 0,61. Une telle courbure, qui s'apparente à celle d'un rechargement, a été constatée par différents auteurs

(Schmidt, 1967 ; Dyvik et al., 1985 ; Mesri et Hayat, 1993 ; parmi d'autres). Les déchargements font apparaître des boucles d'hystérésis très amples en déformation (figures 3a et 3c) et en contraintes (figures 3b et 3d), contrairement à l'exemple précédent.

Un essai triaxial drainé de compression et d'extension a été réalisé sur les deux échantillons suivants prélevés entre 21 et 23,5 m dans ce même sondage. La marne argileuse s'avère plus hétérogène et moins dense (e_0 de 0,7 à 0,8 ; S_r = 99 %). Les ruptures se produisent sur des plans inclinés de pentes diverses, auxquelles sont associées les résistances de pic qui sont reportées dans les plans (σ'_a, σ'_r) et (p, q) des figures 3a et 3c (pentagones verts). A haute pression (2 MPa) la résistance de la marne est représentée par deux droites de Coulomb telles que ϕ' = 20,9 ° (K_c = 0,47 ; K_e = 2,11 ; M_c = 0,81 ; M_e = -0,64). A basse pression les résistances se situent au-delà de ces enveloppes, ce qui traduit l'effet de la surconsolidation du terrain.

A nouveau, le chemin K_0 de chargement s'inscrit à proximité de l'enveloppe des résistances à basse pression, qui est courbe, avant de prendre une direction plus isotrope. Cette proximité s'explique en partie par l'hétérogénéité de la marne (l'éprouvette oedométrique est plus dense que les dix éprouvettes triaxiales) et par le mode de rupture discontinu des cisaillements à basse pression (perte d'homogénéité). Mais, un contact imparfait ou le frottement entre l'éprouvette et la bague oedométrique peuvent expliquer aussi cette courbure et cette proximité. Les chemins de déchargement K_0 aboutissent sur l'enveloppe de résistance en extension.

3.3 Exemple d'une argile très plastique

Ce troisième exemple concerne une argile très plastique de la région parisienne. Elle a été prélevée en sondage vers 38 m de profondeur. De consistance dure, elle est très plastique et très active (w_L = 95, C_2 = 23 %). Elle est compacte et saturée (e_0 = 0,73 ; S_r = 100 %). Les courbes enregistrées pendant l'essai K_0 sont reportées sur la figure 4.

Une phase de préchargement se déroule en deux temps (1-2-3, en gris sur les graphiques). L'argile est chargée jusqu'à la contrainte axiale σ_a = 500 kPa (1-2) en 15 min, ce qui produit un petit tassement (0,7 %). Le chemin des contraintes est non drainé et isotrope (parallèle à la droite de pente unité, figure 4b). Puis l'éprouvette est mise en présence d'eau au moyen des doubles circuits de drainage de la cellule oedométrique. Un gonflement apparaît (2-3), qui se traduit par un accroissement des contraintes et un retour à une déformation nulle (volume constant). L'équilibre est atteint au bout de 30 heures (σ'_a = 670 kPa, σ'_r = 910 kPa) et se maintient ainsi pendant 30 heures supplémentaires.

L'essai se poursuit par deux cycles de chargement-déchargement en condition drainée à la vitesse v = 0,5 µm/min (3-4-5, puis 5-6-7, durée totale de l'essai 845 heures). Les courbes sont représentées en vert puis en orange sur la figure 4. Il apparaît que les boucles d'hystérésis en déformation et en contraintes sont étroites. L'argile est compressible, mais le premier cycle (σ'_{amax} = 1,6 MPa) ne permet pas d'atteindre la pente C_c = 0,23. Les deux phases de déchargement produisent des gonflements importants (ε_a = -5 et -15 %). Ce n'est qu'après le gonflement du premier cycle que la pente C_c = 0,23 est atteinte au second cycle (σ'_{amax} = 2,3 MPa).

Dans le plan (σ'_a, σ'_r) de la figure 4c, le chemin des contraintes est translaté vers les contraintes radiales croissantes du fait du gonflement initial à volume constant. Les ronds bleus indiquent les états isotropes. Le chemin des contraintes effectives présente une allure de rechargement au premier cycle (3-4) et il faut attendre le second cycle pour qu'il décrive la droite de pente K_{0nc} = 0,78 (5-6). Les déchargements font état d'une forte pente et d'une faible hystérésis (K_{0d} = 0,60 ; 4-5 et 6-7).

Un indice de gonflement C_s = 0,10 est identifié dans le plan (log(σ'_a), e), soit un rapport C_c/C_s = 2,3 typique des argiles très plastiques gonflantes. En fin d'essai, la courbe de déchargement (6-7) s'écarte de la droite de pente C_s car la vitesse imposée par la presse

triaxiale s'avère plus grande que la vitesse de gonflement. Ainsi, le gonflement se poursuit sous le poids du piston pendant 200 heures encore. L'argile possède alors un indices des vides proche de un. Dans le même temps, la contrainte radiale poursuit sa décroissance, alors que l'argile se trouve dans un état d'extension.

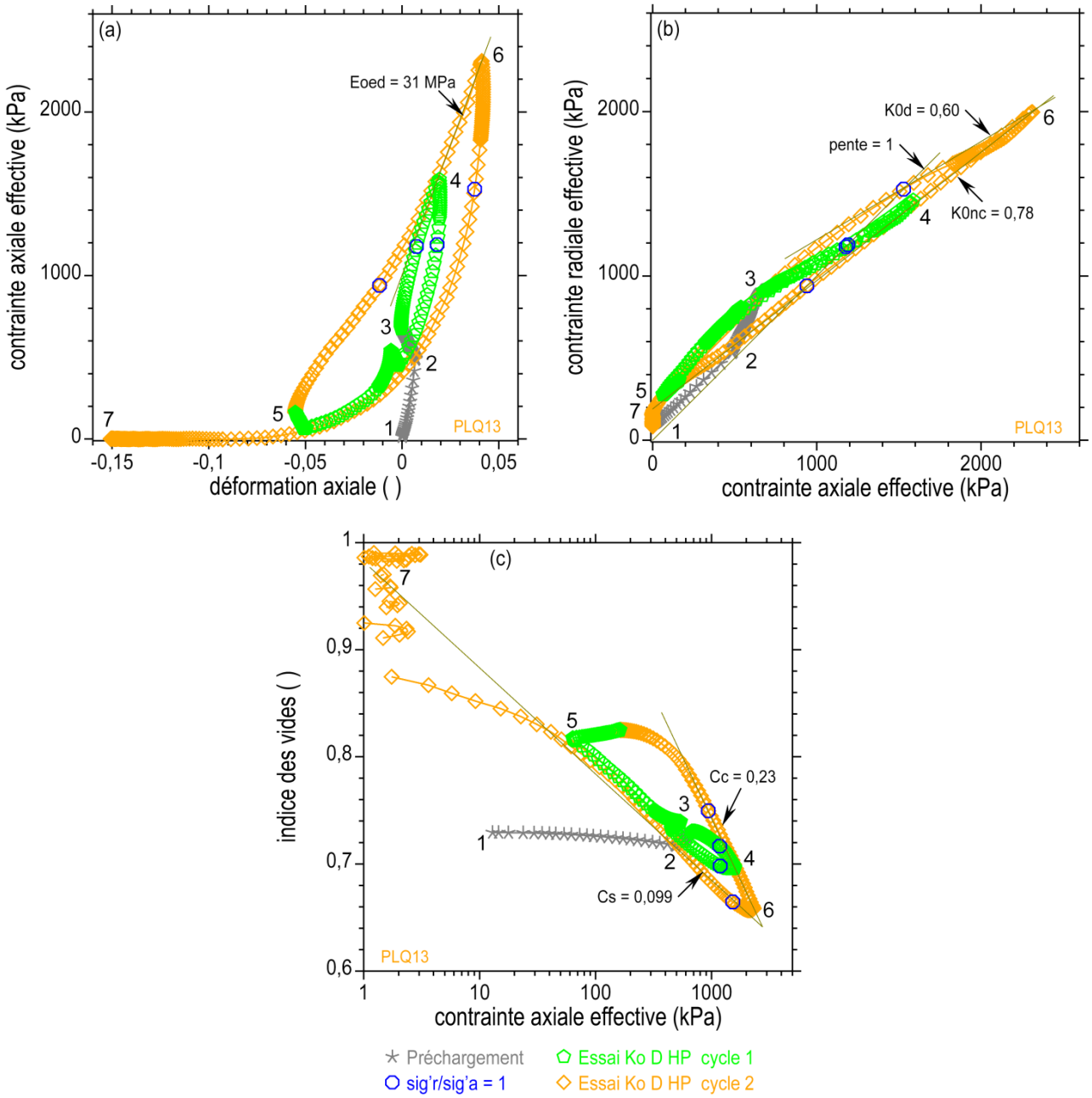


Figure 4. Essai oedométrique K_0 D HP réalisé sur une argile très plastique.
a) Courbe contrainte-déformation (ε_a, σ'_a). b) Chemin des contrainte effectives. (σ'_a, σ'_r)
c) Courbe de compressibilité ($\log(\sigma'_a)$, e).

Ces différentes observations témoignent d'une déstructuration de l'argile au cours de l'essai par un effet combiné du gonflement et des cycles de chargement-déchargement à haute pression. Des observations similaires ont été rapportées par de nombreux auteurs (Azizi et Josseaume, 1988 ; Leroueil et Vaughan, 1990 ; Picarelli, 1991 ; Serratrice 2007 ; Krogsbøll et al., 2012 ; Rocchi et al., 2018 ; et d'autres).

4. Conclusions

Ces trois exemples d'essais oedométriques K_0 à haute pression témoignent de la diversité des réponses mécaniques des sols de différentes natures et l'intérêt d'une mesure de la contrainte radiale. Les sables, les limons et les argiles peu plastiques fournissent des réponses standards où la pente K_{0nc} est à mettre en regard de l'indice C_c pendant l'écrouissage d'un sol dans ses états "normalement consolidés". K_{0nc} augmente avec l'argilosité. En déchargement l'hystérésis des déformations et des contraintes traduit l'effet de la surconsolidation du sol et sa progression vers un état de rupture en extension.

Ce comportement ne semble pas pouvoir être décrit aussi simplement dans les argiles très plastiques malgré les précautions adoptées (préchargement avant mise en présence d'eau, vitesses très lentes, paliers intermédiaires, cycles d'amplitudes progressives). Aux difficultés habituelles (remaniement dû au prélèvement du sol, incertitude quant à la recompression aux contraintes en place, défaut de contact et frottement latéral de la bague oedométrique), s'ajoutent des problèmes liés à la déstructuration du sol accompagnée de gonflement et la dégradation consécutive de ses propriétés mécaniques.

5. Références bibliographiques

AFNOR (Association Française de Normalisation, 1997). Sols : reconnaissance et essais – Essai de compressibilité sur matériaux fins quasi-saturés avec chargement par paliers. Norme XP P94-090-1, décembre 1997, 25 p.

Azizi F., Josseaume H. (1988). Loi de comportement des sols raides. Détermination de la courbe d'état limite de l'argile verte de Romainville. Rapport des Laboratoires LCPC, GT-33, 188 p.

Dyvik R., Lacasse S., Martin R. (1985). Coefficient of lateral stress from oedometer cell. Proceedings of the 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, vol. 2, pp. 1003-1006.

Krogsbøll A., Hededal O., Foged N. N. (2012). Deformation properties of highly plastic fissured Palaeogene clay - Lack of stress memory? Proceedings of 16th Nordic geotechnical meeting NGM 2012, vol. 1, pp. 133-140.

Leroueil S., Vaughan P.R. (1990). The general and congruent effects of structure in natural soils and weak rocks. Géotechnique, vol. 40, n° 3, pp. 467-488.

Mesri G., Hayat T.M. (1993). The coefficient of earth pressure at rest. Canadian Geotechnical Journal, vol. 30, n°4, pp. 647-666.

Picarelli L. (1991). Discussion article de Leroueil et Vaughan (1990): The general and congruent effects of structure in natural soils and weak rocks. Géotechnique, vol. 40, n°2, pp. 281-284.

Rocchi I., Di Remigio G., Grønbech G.L., Zania V. (2018). Compressibility and swelling of an overconsolidated highly plastic Paleogene clay. Paper presented at micro to MACRO Mathematical Modelling in Soil Mechanics 2018, Reggio Calabria, Italy.

Schmidt B. (1967). Lateral stresses in uniaxial strain. Danish Geotechnical Institute, Bulletin n° 23, pp. 5-12.

Serratrice J.F., Flavigny E. (1993). Mesure en laboratoire du coefficient K_o d'une marne, Actes du Symposium International sur les Sols Indurés et les Roches Tendres, Athènes, 20-23 Septembre 1993, vol. 1, pp. 787-793.

Serratrice J.F. (2007). Retrait-gonflement des sols argileux et des marnes. Revue Française de Géotechnique, vol. 120-121, pp. 1-14.

Smith R. E, Wahls H.E. (1969). Consolidation under constant rates of strain. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, vol. 95, n°2, pp. 519-539.

Wissa A.E.Z., Christian J.T., Davis E.H., Heiberg S. (1971). Consolidation at constant rate of strain, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, vol. 97, n°10, pp. 1393-1413.

DETERMINATION DE MODULES DE DEFORMATION AU COURS D'ESSAIS CLT – METHODE DE CALCUL DES TASSEMENTS DE FONDATIONS SUPERFICIELLES

EVALUATION OF MODULUS DEFORMATION DURING CLT TESTS – SETTLEMENT CALCULATION METHOD FOR SHALLOW FOUNDATIONS

Alexandre TEYSSIER[1], Philippe REIFFSTECK[2], Michel RISPAL[1], Catherine JACQUARD[1]
[1] *Fondasol, Avignon, France*
[2] *Université Gustave Eiffel, Marne-la-Vallée, France*

RÉSUMÉ – L'application d'un chargement par paliers successifs au cours d'un essai de pénétration statique au piézocône, appelé Cone Loading Test (CLT), permet de construire la courbe de chargement / déchargement vertical du sol. Cette communication présente une estimation des modules obtenus par essais CLT comparés aux modules obtenus au moyen du pressiomètre Ménard. En s'appuyant sur les travaux menés sur les fondations superficielles (méthodes Ménard, Schmertmann, Gazetas, élastique multicouche, etc.), une méthode de dimensionnement de fondations est proposée pour intégrer les modules CLT au calcul et comparée à des résultats d'essais de chargement.

ABSTRACT – The application of a loading by successive steps during a static cone penetration test, called Cone Loading Test (CLT), gives access to the soil vertical load / unload curve. This paper presents estimations of CLT moduli compared to moduli obtained by Menard pressuremeter. Based on shallow foundations studies (Ménard, Schmertmann, Gazetas, multi-elastic, etc.), a settlement calculation method will be proposed to integrate CLT moduli and will be compared to foundation loading tests.

1. Introduction

Les méthodes d'investigations traditionnelles permettent d'accéder à un grand nombre de paramètres caractérisant les sols. Ces méthodes, référencées dans les normes et les procédures de calculs en vigueur, permettent de construire un modèle géotechnique, élément essentiel au géotechnicien pour le dimensionnement et la conception des ouvrages. Le calcul du tassement des ouvrages et en particulier des fondations nécessite d'accéder à un paramètre de déformabilité des sols. Dans la pratique française, ce paramètre est dérivé de la courbe d'essai pressiométrique et à l'international, il est souvent obtenu par corrélation.

L'essai de pénétration statique au piézocône (CPTu) est un essai utilisé internationalement (NF EN ISO 22476-1 / NF P94-521-1). Il est largement documenté et reconnu comme étant une méthode fiable de détermination de caractéristiques mécaniques des sols. Cet essai est majoritairement réalisé dans les sols fins et dans les sols granulaires dont la dimension maximale n'excède pas 20 mm. Il permet la détermination de la résistance de pointe statique (q_c), du frottement latéral unitaire (f_s), de la pression interstitielle (u_2). Cet essai donne accès à la résistance des sols, à une estimation de leur potentiel de liquéfaction, et à une estimation de leur perméabilité. Par l'indice de comportement des sols proposé par Robertson et Cabal (2014), il est même possible d'estimer leur nature lithologique alors qu'il s'agit d'un essai aveugle.

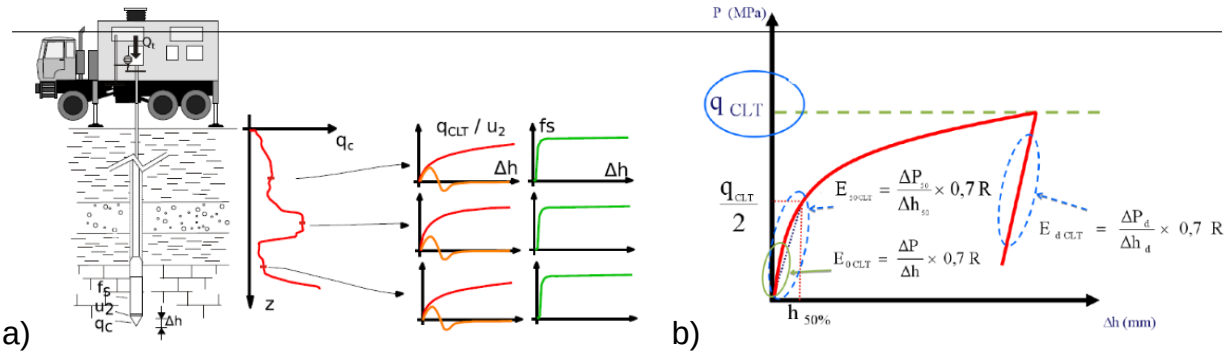


Figure 1 : a) Principe de l'essai CLT (Reiffsteck et al., 2018) ; b) Détermination des modules de déformation E_{0CLT}, E_{50CLT} et E_{dCLT} d'après la courbe pression/déformation (Ali, 2010)

Le paramètre qui fait défaut à cette méthode, de même que pour toutes les autres méthodes pénétrométriques, est le paramètre de déformabilité des sols. C'est dans le but de caractériser cette déformabilité qu'a été développé l'essai de chargement d'une pointe pénétrométrique (CLT) (Arbaoui et al., 2006 ; Ali, 2010). Il s'agit d'un essai hybride, combinant le fonçage classique au pénétromètre à un chargement incrémental de la pointe, qui permet d'obtenir des paramètres de résistance et de déformabilité.

L'essai consiste à interrompre la pénétration classique à une profondeur choisie, puis à réaliser un chargement par paliers successifs de la pointe jusqu'à la rupture du sol (Figure 1a). Une fois la rupture atteinte, un déchargement par paliers successifs est réalisé permettant de construire une courbe de chargement/déchargement reliant les pressions appliquées aux déformations engendrées sous la pointe (Figure 1b).

La contrainte maximale atteinte à la rupture lors de l'essai de chargement est la résistance limite de pointe notée q_{CLT} (Figure 1b).Cette contrainte est généralement plus faible que la résistance à la pénétration classique mesurée en fonçage à une vitesse de 20 mm/s (q_c) car obtenue à une vitesse quasi-nulle.

A partir de la courbe P (∆h : variation déplacement), trois modules sont calculés :

- E_{0CLT} : le module tangent initial, calculé à partir de la pente de la première partie linéaire de la courbe de chargement.
- E_{50CLT} : le module à 50% du chargement, calculé à partir de $P_{50} = q_{CLT}/2$ et h_{50}.
- E_{dCLT} : le module de déchargement, calculé à partir de la pente de la courbe lors du déchargement.

Chaque module est pondéré par un coefficient 0,7R, avec R le rayon de la pointe et 0,7 un coefficient prenant en compte l'encastrement de la pointe (Ali, 2010), sa forme ainsi que le remaniement du sol.

Une première application qui a été faite de cet essai est la détermination du tassement d'un pieu sous un chargement vertical, se basant sur la transformation des courbes de résistance de pointe et de frottement latéral pour obtenir une courbe prédictive de tassement en fonction du chargement (Reiffsteck et al., 2018). D'autres travaux portant sur l'étude des conditions de drainages et des modules CLT obtenus ont été réalisées plus récemment (Teyssier et al., 2020, 2021 ; 2022).

Après une présentation du matériel utilisé, du site étudié et des résultats de modules obtenus avec les essais CLT et les essais pressiométriques, l'étude portera dans un premier temps sur la définition d'une méthode d'intégration des modules CLT à des méthodes de calculs traditionnelles de tassements de fondations superficielles dans le domaine élastique de déformations. Dans un second temps, la totalité des courbes de chargement/déformation des essais CLT seront intégrées afin de reconstituer la courbe théorique de tassement d'une fondation superficielle. Le résultat obtenu de cette reconstruction sera comparé aux essais de chargements de fondations réalisés sur le site.

2. Le Cone Loading Test

2.1. Le pénétromètre CPT

L'essai est réalisé à l'aide d'un pénétromètre lourd fonçant une pointe conique dans le sol à une vitesse constante de 2 cm/s. La poussée peut atteindre 200 kN.

La pointe pénétrométrique, conforme à la norme NF EN ISO 22476-1, est une pointe u_2 de section 10 cm². Dans le cadre des essais expérimentaux présentés dans cet article, la pointe utilisée avait une section de 4 cm². Les mesures de la pointe sont récupérées à l'aide d'un câble situé à l'intérieur des tubes de poussée sur un système d'acquisition placé dans le camion CPT qui les synchronise en temps réel avec celles du capteur de mesure de la profondeur.

2.2. Le système de chargement de l'essai CLT

Le dispositif de poussée CLT est mis en place après arrêt de la pénétration statique à la cote d'essai désirée. Il consiste en un vérin additionnel placé entre le train de tiges et la tête de poussée du pénétromètre. Ce vérin alimenté via un limiteur de pression par une centrale hydraulique permet d'appliquer une poussée contrôlée sur le train de tiges indépendamment de l'évolution de la force de réaction du sol.

2.3. Instrumentations et mesures

Au démarrage d'un essai CLT, un essai de dissipation de la pression interstitielle est lancé sur le système d'acquisition du pénétromètre. En parallèle, le dispositif de chargement en surface permet la mesure de la pression dans le vérin de poussée et donc de la force totale de poussée sur le train de tiges correspondant à la consigne de q_c attendue ainsi que le déplacement de la tête du train de tiges. Le principe est donné en Figure 2a.

Dans cette étude, les essais CLT ont été réalisés à faible profondeur (1 à 3 m), autorisant à négliger l'effet dû à la compression des tiges sur les mesures de déformations.

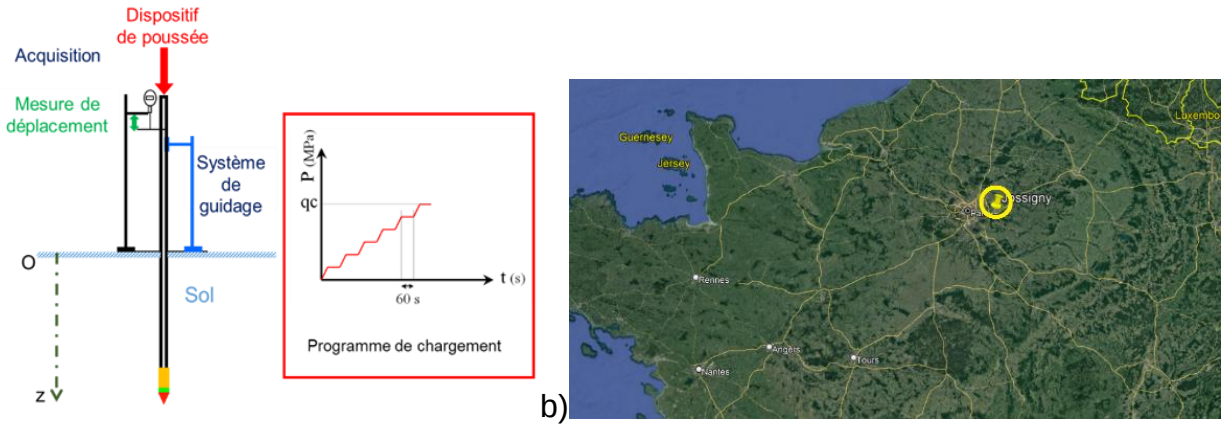


Figure 2 : a) Représentation schématique de l'instrumentation d'un essai CLT (d'après Arbaoui et al., 2006) ; b) Localisation du site de Jossigny (Google Earth)

3. Campagne expérimentale

La validation des essais Cone Loading Test a nécessité la réalisation de campagnes expérimentales croisées, comprenant la réalisation d'investigations traditionnelles (PMT, CPT) mais aussi la réalisation d'essais de chargement de fondations superficielles.

Le site expérimental de Jossigny, en France a été retenu pour cette étude, localisé en Figure 2b.

3.1. Description du site et résultats des essais in situ

Le site de Jossigny est situé le long de l'autoroute A4, à l'Est de Paris (Aire de Ferrières). Il est sensiblement plat et horizontal et composé de limons argileux sur les 6 premiers mètres, globalement homogènes sur les 3 premiers.

Une vaste campagne d'investigations a été mené sur ce site. Les investigations suivantes sont retenues pour cette étude (Arbaoui, 2003) :

- 5 sondages pressiométriques, sonde standard, jusqu'à 3 à 6 m de profondeur.
- 6 essais de pénétrations statique jusqu'à 3 à 6 m de profondeur.
- 17 essais de chargement de fondations superficielles, avec chargement axial centré, de dimensions 1 m x 1 m, avec un encastrement dans le sol négligeable (d'après Canépa et Despresles, 1990).

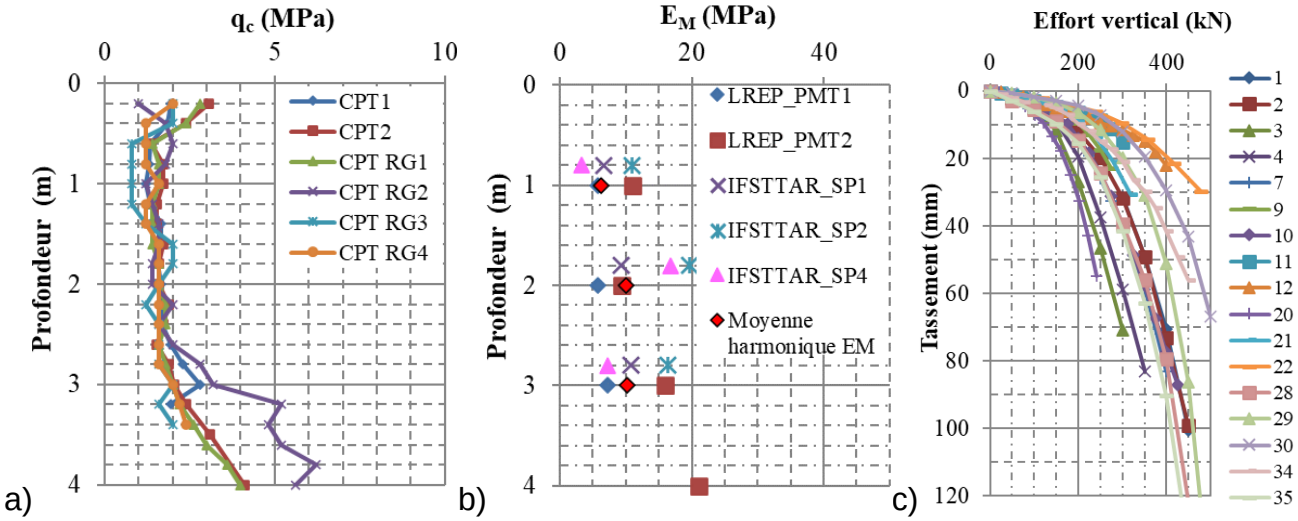


Figure 3 : a) Résistance de pointe (q_c) ; b) Module pressiométrique (E_M) ; c) Chargements verticaux de fondations superficielles

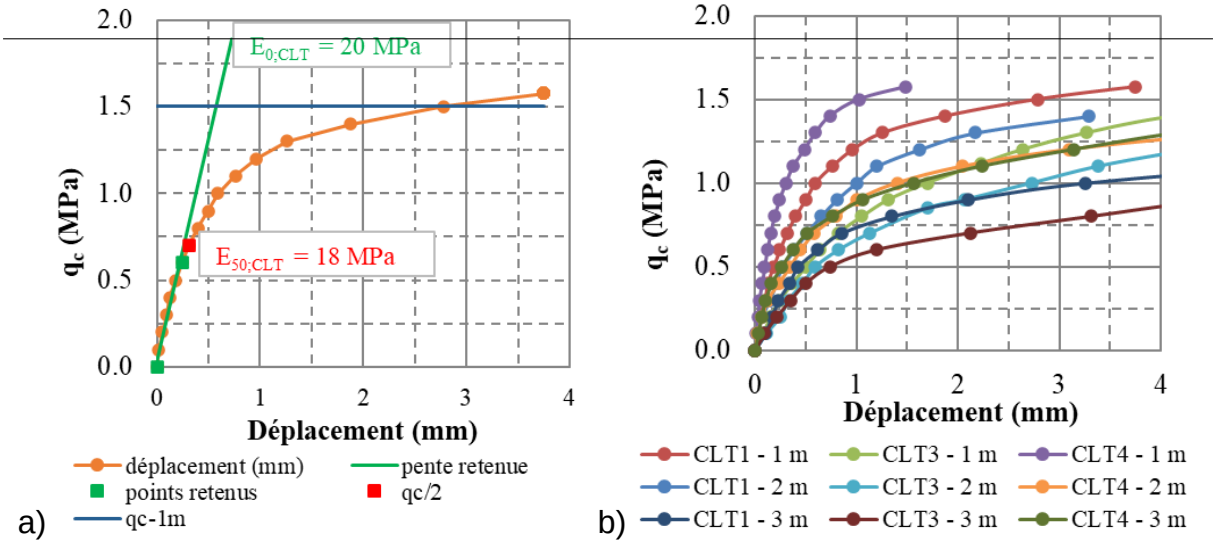
Les Figure 3a et b donnent une synthèse de la résistance de pointe statique (q_c) et du module pressiométrique (E_M) sur les 4 premiers mètres du site. La Figure 3c présente un résumé des différents essais de chargement de fondations menés sur le site.

3.2. Cone Loading Tests et résultats

Sur le site de Jossigny, 3 sondages avec des essais CLT sont considérés dans cette étude (CLT1, CLT3 et CLT4). Les essais CLT sont interprétés conformément au mode opératoire défini par Ali (2010). Après un temps de relaxation de 10 min, la pointe du pénétromètre est foncée dans le sol par paliers croissants. Chaque palier étant maintenu une minute, des mesures de déplacement sont réalisées à 30 et 60 secondes.

La Figure 4a présente un exemple de dépouillement d'essai CLT. La Figure 4b regroupe tous les essais CLT menés sur le site de Jossigny entre 1 et 3 mètres (déplacements à 60 secondes).

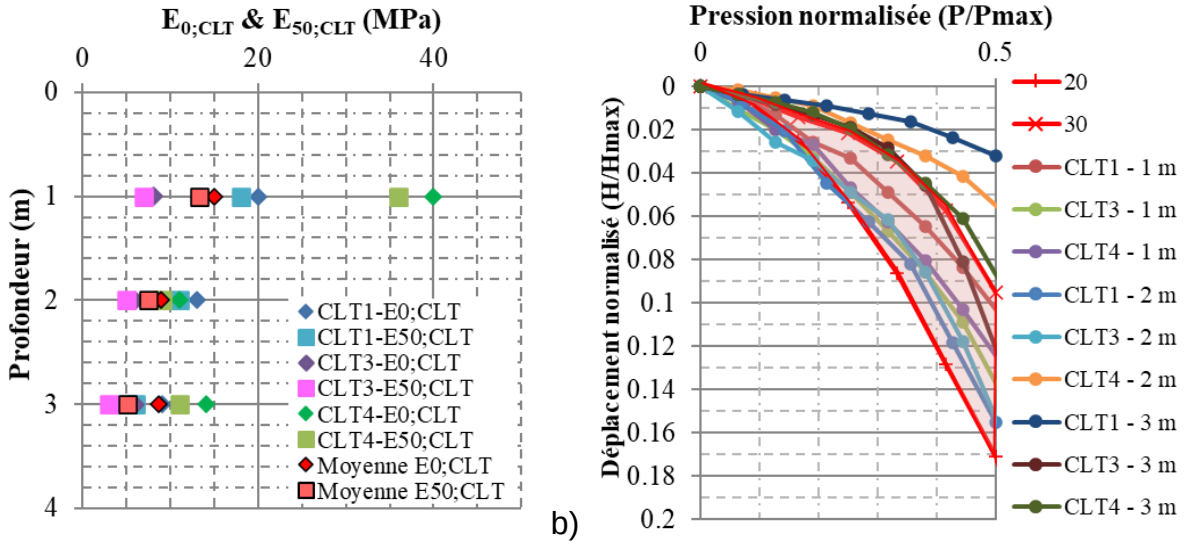
Les différentes valeurs de modules CLT obtenues sont représentées en Figure 5a. Les modules CLT dans les limons argileux de Jossigny ont le même ordre de grandeur que les modules pressiométriques mesurés aux mêmes profondeurs.



a) b)

Figure 4 : a) Exemple de dépouillement d'un essai CLT1 – 1 m ; b) Essais CLT

La moyenne des modules $E_{0;CLT}$ à 1 mètre de profondeur est néanmoins plus haute, notamment dû à l'essai CLT4 pour lequel il a été observé des sols plus compacts en surface.



a) b)

Figure 5 : a) Modules CLT ; b) Chargements CLT / Chargements de fondations (fuseau rouge)

3.3. *Synthèse des résultats pour le site de Jossigny*

Plusieurs couches dans les limons argileux de Jossigny sont distinguées (0-1 m, 1-2 m, 2-3 m, 3-6 m). Le Tableau 1 résume les paramètres géomécaniques obtenus.

Tableau 1 : Paramètres géomécaniques Jossigny

z	q_c	E_M	I_c *	α_E **	E_y	$E_{0;CLT}$
(m)	(MPa)	(MPa)	(-)	(-)	(MPa)	(MPa)
0-1	1.3	6.2	2.35	11.7	15.1	15
1-2	1.7	10	2.75	11.7	19.7	8.9
2-3	2.0	10.2	3.02	11.7	23.1	8.6
3-6	4.1	21	2.80	11.7	47.3	-

*I_c : indice de comportement du sol
**α_E : coefficient de corrélation sur la méthode pénétrométrique (NF P94-261)

Le module de Young est déduit d'après les relations de la norme NF P94-261-J.2.2. Sur les 3 premiers mètres, nous retenons les valeurs moyennes E_y = 18,7 MPa et $E_{0;CLT}$ = 10,2 MPa.

4. Discussions

4.1. Chargements CLT et chargements de fondations superficielles

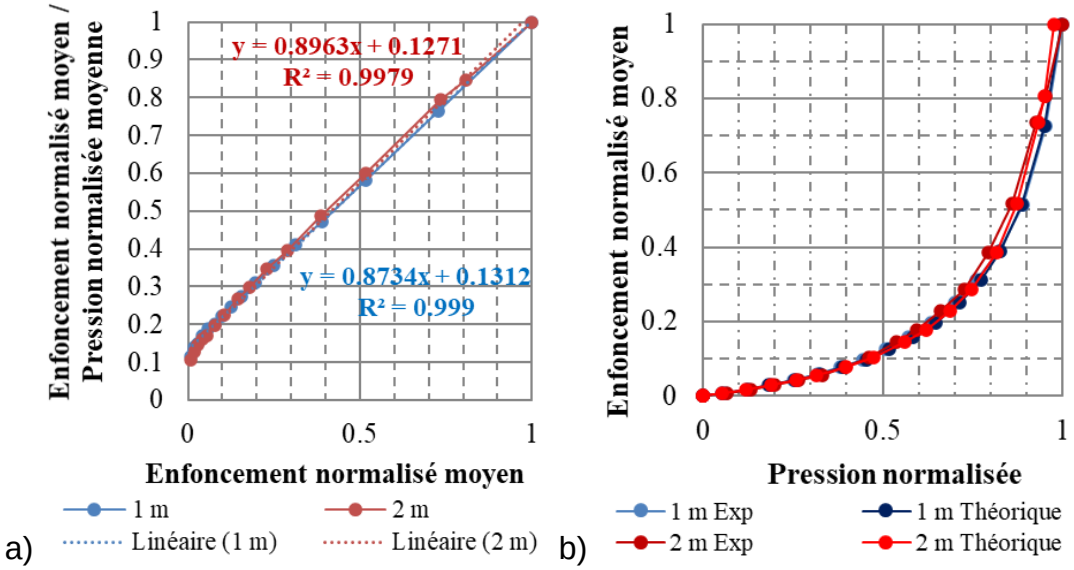
Les essais de chargement de fondations superficielles (fuseau rouge défini avec les essais n°20 et n°30) sont comparés aux courbes de chargement des essais CLT, en axes normalisés (valeurs divisées par les valeurs maximales atteintes) en Figure 5b.

On peut noter une bonne correspondance entre chargements de fondations et chargements CLT pour les essais de 1 et 2 mètres. Ainsi le module initial tangent CLT peut être comparé au module initial tangent lors d'essais de chargement de fondations.

Dans un second temps, les équations des hyperboles moyennes entre CLT1, CLT3 et CLT4, associées aux chargements d'essais CLT à 1 et 2 mètres, sont déterminées afin d'intégrer la totalité des courbes d'essais CLT aux calculs de tassements. L'objectif est de reconstruire, à partir des courbes d'essais de chargements CLT, les courbes de chargements en grandeurs réelles sous fondations superficielles.

Une procédure inspirée de celle proposée par Briaud (2007) intègre une relation hyperbolique entre déformation ε et contrainte σ (Equation 1) :

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\varepsilon_1}{a\varepsilon_1 + b} \quad (1)$$



a) b)

Figure 6 : a) Régressions linéaires et détermination des coefficients a et b ;
b) : Vérification entre courbe hyperbolique théorique et courbe expérimentale

Par inversion puis régression linéaire, les coefficients a et b de l'équation de l'hyperbole sont déterminés (Figure 6a). La bonne concordance entre courbe théorique et courbe expérimentale est vérifiée en Figure 6b pour les essais à 1 et 2 mètres.

4.2. Modules CLT et calculs de tassements de fondations

Les résultats de calculs de tassements obtenus par différentes méthodes (pénétrométrique et pressiométrique) sont comparés au tassement observé avec les essais de chargement de fondations (Figure 7a). Une régression de type loi puissance (Equation 2) est calculée à partir de tous les essais de chargements de fondations pour modéliser le tassement du sol (s) d'après tous les essais de chargements (V_d).

$$s = 0{,}00105 \times {V_d}^{1{,}77393} \quad (2)$$

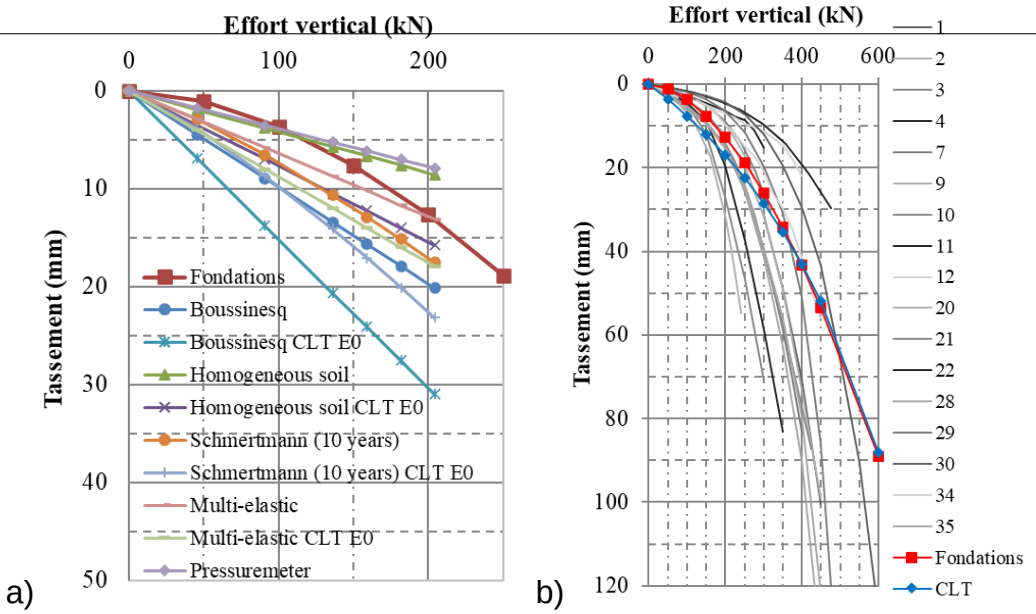


Figure 7 : a) Calculs de tassements selon les différentes méthodes de calculs ; b) Reconstitution de la courbe de tassement à partir des essais CLT

Les méthodes de calculs de tassements sont les suivantes :

1 : Boussinesq (NF P94-261-J.4.1)
2 : Sol homogène (NF P94-261.J.3.1)
3 : Schmertmann (NF P94-261-I)
4 : Multi-élastique (Streinbrenner (1934) et Bowles (1996))
5 : Pressiométrique (NF P94-261-H)

Les méthodes 1 à 4 sont ensuite appliquées en injectant les modules CLT ($E_{0;CLT}$) en remplacement des modules de Young (E_y). Les calculs sont réalisés avec des chargements (V_d) compris entre 0 et 204 kN, dans le domaine de déformation élastique. Les résultats des calculs de tassements sont présentés en Figure 7a. Les valeurs de tassements ont le même ordre de grandeur entre les chargements de fondations et les calculs selon la méthode sol homogène (2), la méthode multi-élastique (4) et la méthode pressiométrique (5).

Les tassements calculés avec les modules $E_{0;CLT}$ sont toujours supérieurs aux résultats obtenus à partir des modules E_y. Pour intégrer des modules issus d'essais CLT, un coefficient de calage nommé ψ est nécessaire. Pour chaque palier de chargement vertical, ces ratios demeurent constants. Ils sont appliqués par produit à la valeur de module $E_{0;CLT}$ et sont différents selon la méthode de calcul utilisée. Ils sont récapitulés dans le Tableau 2.

Tableau 2 : Coefficient ψ

Méthode	1	2	3	4
ψ	1.54	1.84	1.27	1.37

Ainsi pour des limons argileux, grâce à ce coefficient ψ, il est possible d'intégrer les modules $E_{0;CLT}$ à des méthodes de calculs de tassements traditionnelles.

4.3. Reconstruction de la courbe de tassement sous fondation

En considérant une loi hyperbolique moyenne intégrant les essais CLT à 1 et 2 mètres (a et b déterminés selon Figure 6a) et en exprimant la déformation en fonction de la contrainte (puis le chargement V_d en considérant des semelles de 1 m² de surface), en appliquant un coefficient de remise à l'échelle θ, l'équation est la suivante (Equation 3) :

$$s = \theta \frac{-b \times V_d}{aV_d - 1} \quad (3)$$

Avec θ = 0,3 x (A/A_c), A : surface fondation et A_c : surface cône pointe pénétromètre.

Les résultats sont présentés en Figure 7b. Une bonne correspondance peut être observée entre la courbe reconstituée à partir des essais CLT (bleu) et la régression puissance des essais de chargement de fondations (rouge), avec un léger décalage dans le domaine de déformation élastique entre les courbes.

5. Conclusion

L'essai de chargement CLT est un essai de chargement / déchargement pouvant aisément être couplé à une campagne de reconnaissance au pénétromètre statique pour acquérir un paramètre de déformabilité des sols à différentes profondeurs.

Avec cette étude menée sur les limons argileux de Jossigny, il est possible d'intégrer des modules issus d'essais CLT à des méthodes de calculs de tassements traditionnelles en domaine élastique. Il est même possible, à partir des courbes de chargement CLT, de reconstituer le tassement prévisionnel d'une fondation sous chargement statique vertical centré.

En perspective, il sera nécessaire de réaliser de nouvelles campagnes, tout d'abord à nouveau dans des terrains limono-argileux pour confirmer ces résultats, puis dans des terrains de nature et de compacité différentes pour compléter l'étude et les tables de coefficients.

6. Références bibliographiques

Ali H. (2010). Caractérisation améliorée des sols par l'essai de chargement de pointe au piezocone – Application au calcul des fondations profondes. Doctoral degree, University Blaise Pascal – Clermont-Ferrand II.

Arbaoui H. (2003). Mesure de la déformabilité des sols en place avec un pénétromètre

Arbaoui H., Gourvès R., Bressolette Ph., Bodé L. (2006). Mesure de la déformabilité des sols in situ à l'aide d'un essai de chargement statique d'une pointe pénétrométrique. Can. Geotech. J. 43(4) 355-369.

Briaud J.-L. (2007). Spread footings in sand: Load settlement curve approach. JGGE.

Bowles J.E. (1996). Foundation analysis and Design. 5th edition McGraw-Hill.

Canépa Y., Despresles D. (1990). Catalogue des essais de chargement de fondations superficielles réalisés sur sites par les LPC 11978-19901. FAER1.17 020. LREP Melun.

NF P94-261 - Justification des ouvrages géotechniques - Normes d'application nationale de l'Eurocode 7 - Fondations superficielles.

Reiffsteck P., van de Graaf H., Jacquard C. (2018). Assessment of pile bearing capacity and load-settlement behavior, based on cone loading test (CLT) results. CPT18, 4th Int Symp. on Cone Penetration Testing, Delft.

Robertson P.K., Cabal. K.L. (2014). Guide to cone penetration testing, Gregg Drilling & Testing, Inc, 6th edition.

Steinbrenner W. (1934). Tafeln zur Setzungsberechnung, Die Straße, vol. 1, pp. 121-124.

Teyssier A., Reiffsteck P., Jacquard C., Rispal M. (2020). Détermination de modules de déformation au cours d'essais CLT – Application au calcul de tassement des fondations. JNGG2020.

Teyssier A., Reiffsteck P., Jacquard C., Rispal M. (2021). Evaluation of modulus deformation and drainage condition during Cone Loading Tests. ISC6.

Teyssier A., Reiffsteck P., Jacquard C., Rispal M. (2022). Evaluation of modulus deformation during Cone Loading Tests (CLT) and settlement of shallow foundations. CPT22.

APPLICATION D'UNE METHODE D'ETUDE DU RISQUE DE LIQUEFACTION PANDA 3® ET GRIZZLY 3® SUR DES MESURES IN SITU ET COMPARAISON AVEC LE CPTU

APPLICATION OF A LIQUEFACTION RISK STUDY METHOD WITH PANDA 3® AND GRIZZLY 3® ON IN SITU MEASUREMENTS: COMPARISON WITH CPTU

Alexandre TEYSSIER[1], Sebastian LOPEZ-RETAMALES[2], Jean CANOU[2], Jean-Claude DUPLA[2], Miguel-Angel NAVARRETE-BENZ[3], Catherine JACQUARD[1]
[1] *Fondasol, Avignon, France*
[2] *Ecole des Ponts ParisTech, Champs-sur-Marne, France*
[3] *Sol Solutions, Riom, France*

RÉSUMÉ – Cet article vise à mettre en application la méthode d'étude du risque de liquéfaction proposée pour les pénétromètres dynamiques, appliquée à des mesures Panda 3® et Grizzly 3®. On s'est tout d'abord appuyé sur les résultats de campagnes d'essais en laboratoire réalisées sur deux sables de référence (Fontainebleau et Hostun) dans une chambre d'étalonnage du type « K_0 » sur des massifs de sable reconstitués à différents indices de densité. Cette étude montrant un lien entre mesures de résistance de pointe (q_d) et indice de densité (I_d), cela permet d'appliquer la méthode d'étude du risque de liquéfaction proposée par Jara (2013) sur des mesures in situ au Panda 3® et Grizzly 3® sur un site sableux dans le sud de la France et de comparer les résultats obtenus en termes de liquéfaction avec des mesures réalisées au piézocône (CPTu) selon la méthode de Robertson et Wride (1998).

ABSTRACT – This article aims to apply the method of studying the risk of liquefaction proposed for dynamic penetrometers, applied to Panda 3® and Grizzly 3® measurements. We first relied on the results of laboratory test campaigns carried out in two reference sands (Fontainebleau and Hostun) in a "K_0" calibration chamber on reconstituted sand beds, at different density index. A good correlation is established between the dynamic cone resistance (q_d) and the soil density index (I_d), allowing to apply the liquefaction risk study method proposed by Jara (2013) on in situ measurements with Panda 3® and Grizzly 3® on a sandy site in southern France and to compare the results obtained with piezocone measurements (CPTu) according to Robertson and Wride (1998) method.

1. Introduction

La liquéfaction des sols (Lade & Yamamuro, 1999) génère des effets néfastes sur le sol et les structures, pouvant entraîner un risque non négligeable pour les personnes ainsi que des dégâts matériels et impacts économiques importants (Idriss & Boulanger, 2008 ; National Academies of Sciences Engineering and Medicine, 2016). Par conséquence, et dû à la difficulté d'obtenir in situ des échantillons de sol représentatifs, l'évaluation du potentiel de liquéfaction à partir d'essais sur le terrain devient une étape importante et nécessaire dans le cadre de l'étude de la susceptibilité sismique d'un site (Chang et al., 1987 ; Idriss & Boulanger, 2008 ; Javelaud, 2015).

Pour répondre à ce besoin, différentes méthodes pour l'évaluation in situ du risque ont été développées. La grande majorité s'appuie sur l'exécution des essais de pénétration dynamique (SPT) ou statique (CPT). D'autres méthodes plus récentes se basent sur la mesure d'ondes de cisaillement (Andrus et al., 2004).

Pour ce qui concerne les méthodes basées sur le CPT, chaque équipement présente des avantages et des inconvénients lorsqu'on considère, par exemple, les différentes conditions de terrain, l'accessibilité, l'équipement en lui-même, son mode opératoire, le temps et le coût de l'essai, ce qui rend leur utilisation impossible dans des terrains d'accès difficile ou pour des ouvrages dont le budget alloué aux investigations resté modéré.

Il s'avère donc nécessaire de développer de nouvelles techniques permettant de répondre à ces besoins, basées sur d'autres équipements qui soient légers, rapides, tout en s'appuyant sur la démarche générale de la méthode pénétrométrique (Idriss & Boulanger, 2008). C'est pourquoi les pénétromètres dynamiques légers et lourds à énergie variable, du type Panda® (Gourvès, 1991) et Grizzly®, développés en France, semblent adaptés.

Par leurs caractéristiques, les pénétromètres du type Panda et Grizzly permettent de caractériser le sol en surface assez finement, facilitant l'étude de la variabilité spatiale (Jurado et al., 2020), mais aussi le couplage avec d'autres techniques conventionnellement utilisées (CPT, SPT, PMT…) dans le cadre d'une étude géotechnique. L'usage de ces appareils est aujourd'hui très répandu en France et dans le monde, où ils sont utilisés pour un large éventail d'applications géotechniques.

Cette étude vise à évaluer l'applicabilité de l'essai de pénétration dynamique à énergie variable Panda/Grizzly en prenant en compte les effets de l'indice de densité (I_d) du sable (ou densité relative D_R) et de la contrainte verticale effective (σ'_{vc}). Ces résultats permettent d'évaluer l'utilisation de ce type de pénétromètres dans l'auscultation des sols sensibles aux phénomènes de liquéfaction sous différentes conditions. La connaissance de la relation entre la résistance à la pénétration dynamique (q_d), l'indice de densité (I_d) et la contrainte verticale effective (σ'_{vc}), permet d'analyser le comportement du sol dans des conditions similaires et de développer une évaluation du comportement du sol prévisible sous sollicitations sismiques. La méthode d'évaluation du risque de liquéfaction proposée par Jara (2013) s'inspire de la méthode proposée par Robertson et Wride (1998) basée sur le piézocône (CPTu).

Dans cet article, après une présentation des équipements utilisés, la relation entre la résistance à la pénétration dynamique (q_d), l'indice de densité (I_d) et la contrainte verticale effective (σ'_{vc}), validée par le biais d'essais en laboratoire sur des sables de référence (Hostun, Fontainebleau) sera présentée. Ensuite une application d'étude de liquéfaction au Panda/Grizzly sur site sableux dans le sud de la France sera détaillée, avec une comparaison du risque de liquéfaction estimé à l'aide de la méthode traditionnelle au CPTu.

2. Matériel mis en œuvre : Panda 3, Grizzly 3, Chambre K_0

2.1. Panda 3 et Grizzly 3

Développé depuis une dizaine d'années en France (Benz, 2009), le principe général de l'essai au pénétromètre dynamique instrumenté de troisième génération, présenté sur l'exemple du Panda et détaillé en Figure 1, est le suivant : au cours du battage, il est mesuré dans la tige, au voisinage de l'enclume, les variations de déformation ε(t), d'accélération a(t) et les déplacements s(t) entraînées par l'onde de choc créée par l'impact lors du battage.

En effet, lorsque le marteau heurte la tête de battage ou l'enclume du pénétromètre, une onde de compression u(x,t) est créée dans les tiges, se propageant à vitesse c_t en direction de la pointe. Lorsque l'onde u(x,t) arrive à l'interface pointe/sol, une partie de celle-ci est utilisée pour faire pénétrer la pointe dans le sol. L'autre partie est réfléchie

dans les tiges vers la surface. Des cycles aller-retour au sein de tiges se poursuivent jusqu'à ce que l'énergie des ondes ne soit plus suffisante pour faire pénétrer la pointe dans le sol. Pendant son voyage au sein des tiges, l'onde u(x,t) entraîne en tout point x le long des tiges une variation de déformation ε(x,t) et de vitesse v(x,t) représentés par la superposition des deux ondes élémentaires.

Une des solutions les plus utilisées pour reconstituer le signal en pointe est celle obtenue par le biais de la méthode des caractéristiques, représentée par la superposition de deux ondes élémentaires, u_f et u_g ; respectivement les ondes descendantes et remontantes au sein d'un milieu élastique et homogène. La technique de reconstruction d'ondes consiste à calculer, à partir des signaux découplés, les signaux de force $F_N(t)$ et de vitesse $v_N(t)$ en chaque point de changement d'impédance le long des tiges (notamment au niveau de la pointe), la tige étant considérée comme un matériau élastique parfait.

Une fois que les signaux en pointe ont été reconstitués, la courbe charge-enfoncement est tracée pour chaque impact. À partir de cette courbe, différents paramètres sont déterminés, à savoir : la résistance de pointe dynamique (q_{da}) et statique (q_{ca}), le module pénétrométrique de chargement (E_{dP3} en vert) et déchargement (E_{rP3} en jaune), la vitesse d'ondes de compression (V_p) puis de cisaillement (V_s) ainsi qu'un coefficient d'amortissement dit coefficient d'amortissement de Smith (J_n) (Figure 1).

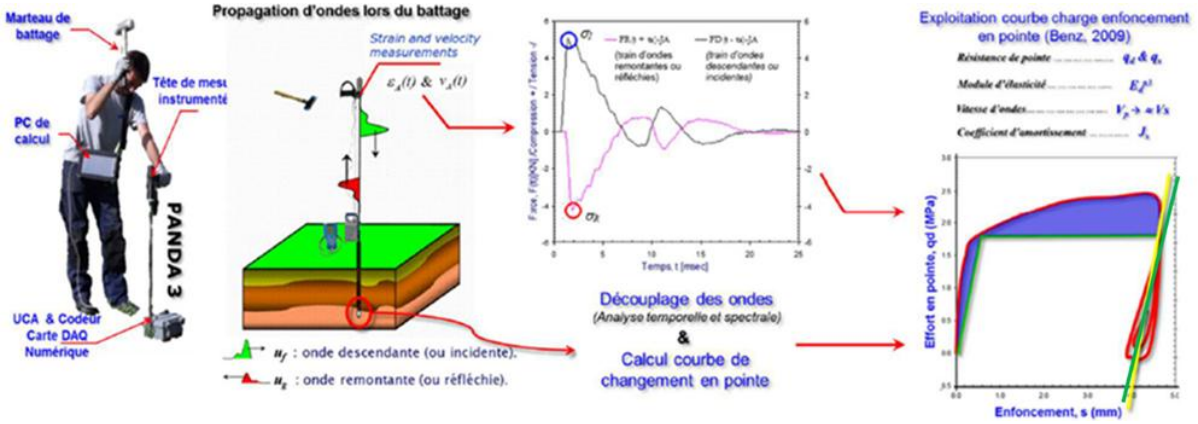


Figure 1 : L'essai au pénétromètre dynamique instrumenté (a), principe de mesure et propagation des ondes (b), découplage des ondes (c) et courbe charge-enfoncement obtenue en pointe (d)

Plus récemment, ce même procédé de mesure a été appliqué au pénétromètre dynamique lourd DPSH Grizzly (Escobar et al., 2016). Il s'agit d'un pénétromètre monté sur chenilles et équipé de différents capteurs permettant l'automatisation des mesures, l'adaptation automatiquement asservie de l'énergie de battage appliquée avec 4 hauteurs de chute correspondant aux modes (DPL, DPM, DPH et DPSH de la norme NF EN ISO 22476-24), ainsi que la mesure en temps réel de l'énergie transmise au train de tiges pour chaque impact (Benz et al., 2012) (Figure 2).

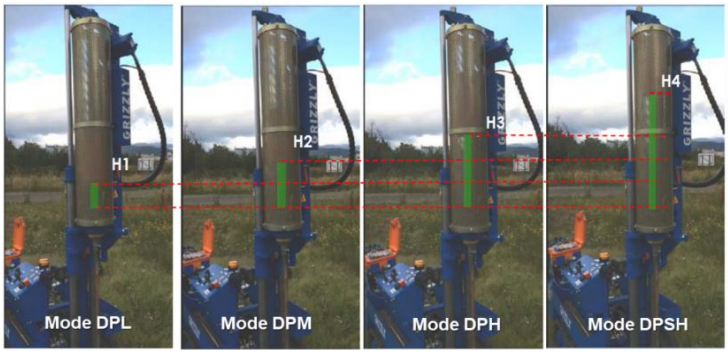


Figure 2 : Séquences du système de battage avec 4 hauteurs de chutes (Escobar et al., 2016)

2.2. Chambre d'étalonnage K_0

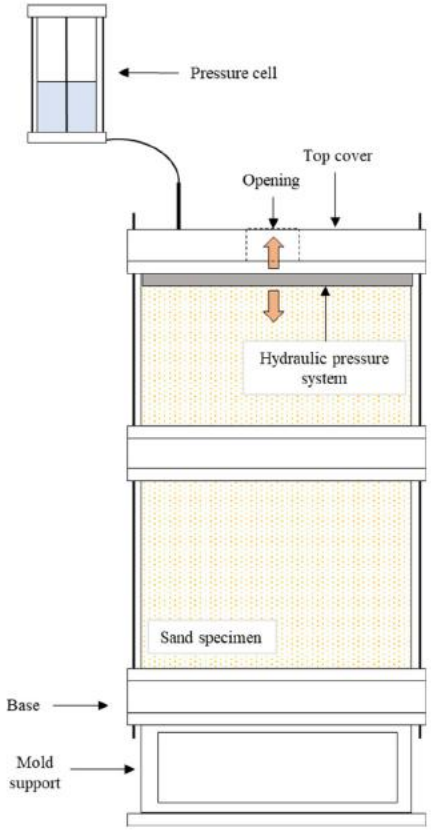


Figure 3 : Schéma de la chambre de calibration K_0

La chambre d'étalonnage K_0 utilisée dans l'équipe Géotechnique du laboratoire Navier de l'Ecole des Ponts ParisTech pour la reconstitution et la mise sous contrainte des massifs de sable simule les conditions « K_0 » par le biais de l'application d'une contrainte verticale grâce à une baudruche en néoprène (Figure 3).

Elle est composée d'une base cylindrique, elle-même composée de deux cylindres supplémentaires et d'un couvercle supérieur qui, ensembles, permettent la reconstitution d'un massif de 730 mm de hauteur et 547 mm de diamètre. Le système est fermé et ajusté au moyen de tiges filetées serrées grâce à des écrous. Au-dessous du couvercle supérieur, la baudruche en néoprène est positionnée au préalable sur la surface du massif. Elle permet, par pressurisation (pression d'eau), de générer l'état de contrainte souhaité sur le massif. Elle peut également être saturée selon le protocole souhaité.

Le pilotage de la pression dans la baudruche est réalisé à l'aide d'une cellule d'air-eau reliée à un détendeur. Une description plus détaillée de la chambre, ainsi que du mode opératoire sont présentés par Le Kouby et al. (2008) et Muhammed et al. (2016).

3. Essais en chambre d'étalonnage K_0

3.1. Protocole expérimental

Pour cette étude, la réalisation de chaque essai est effectuée en trois étapes :

(1) Reconstitution du massif.
(2) Application de la contrainte verticale effective (σ'_{vc}).
(3) Réalisation des essais de pénétration dynamique Panda 3.

Les essais ont été réalisés sur des massifs reconstitués de sables d'Hostun HN31 et de Fontainebleau NE34. Pour la construction de chaque massif, l'indice de densité initial (I_d) du sable a été défini au préalable. Par la suite, le spécimen a été construit en déposant des couches d'épaisseur uniforme de sable sec, déposées chacune selon l'indice de densité spécifié.

Une fois le massif reconstitué et après avoir refermé la chambre d'étalonnage, la contrainte verticale effective souhaitée est appliquée, puis on procède à la réalisation de l'essai de pénétration.

L'ensemble des conditions expérimentales sont détaillées dans le Tableau 1.

Tableau 1 : Essais de pénétration dynamique en chambre de calibration K_0

Essai	Id	Contrainte verticale effective (kPa)
Essais 1	0,3	10 - 25 - 50 - 75 - 100 – 200 - 300 - 400
Essais 2	0,6	
Essais 3	0,9	

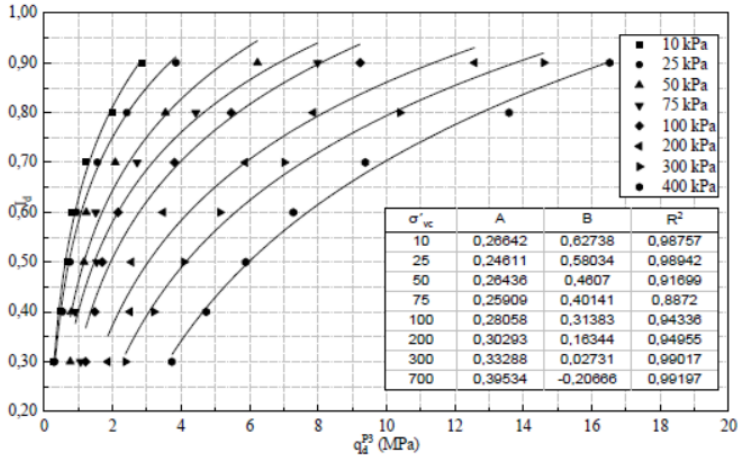
3.2. Présentation des résultats

En considérant l'existence d'une relation biunivoque entre la résistance dynamique à la pénétration (q_d^{p3}) et la densité sèche du sol (γ_d) (Chaigneau, 2001), il est possible d'établir une corrélation entre la résistance à la pointe (q_d) et l'indice de densité (I_d). Pour le cas du Panda 3, cette corrélation s'écrit de la façon suivante (Equation 1) :

$$I_d = A \ln\left(q_d^{p3}\right) + B \quad (1)$$

avec A et B les coefficients de régressions pour le sol étudié.

Dans la Figure 4, on peut noter le bon ajustement entre les mesures de q_d^{p3} et I_d à différentes valeurs de contraintes verticales effectives (σ'_{vc}) et les courbes théoriques issues de l'Equation 1, calées avec les coefficients de régressions A et B.



σ'_{vc}	A	B	R^2
10	0,26642	0,62738	0,98757
25	0,24611	0,58034	0,98942
50	0,26436	0,4607	0,91699
75	0,25909	0,40141	0,8872
100	0,28058	0,31383	0,94336
200	0,30293	0,16344	0,94955
300	0,33288	0,02731	0,99017
700	0,39534	-0,20666	0,99197

Figure 4 : Relation q_d^{p3} - I_d sous différentes conditions de confinement vertical

4. Campagne expérimentale in situ

4.1. Description du site et résultats des essais in situ et en laboratoire

Le site de la carrière de sables de Messanges, dans le sud-ouest de la France a été retenu pour ces essais (Figure 5). Le site est globalement plat et horizontal et est composé majoritairement de sables. Plusieurs investigations ont été réalisées :

- 2 essais de pénétration statiques à pointe piézocône u_2 : CPTu1 et CPTu3 descendus à 10 m de profondeur.
- 1 essai de pénétration dynamique Panda 3 : PDA1 descendu à 7,8 m de profondeur.
- 4 essais de pénétration dynamique Grizzly 3 : GRZ1 à GRZ4 descendus entre 7,8 m et 10,5 m de profondeur

Figure 5 : Localisation du site de Messanges (Openstreet Map)

Les résultats de résistance de pointe statique (q_c) et dynamique (q_d) sont synthétisés en Figure 6 a. Les principales couches de sols identifiées sont récapitulées en Figure 6 b.

Il est à noter que ces couches présentent une hétérogénéité spaciale observable d'après les résultats de résistance de pointe (épaisseur des sables moyennement denses variable, élévation variable du niveau des sables à matières organiques). La nappe est considérée à 1,7 m de profondeur.

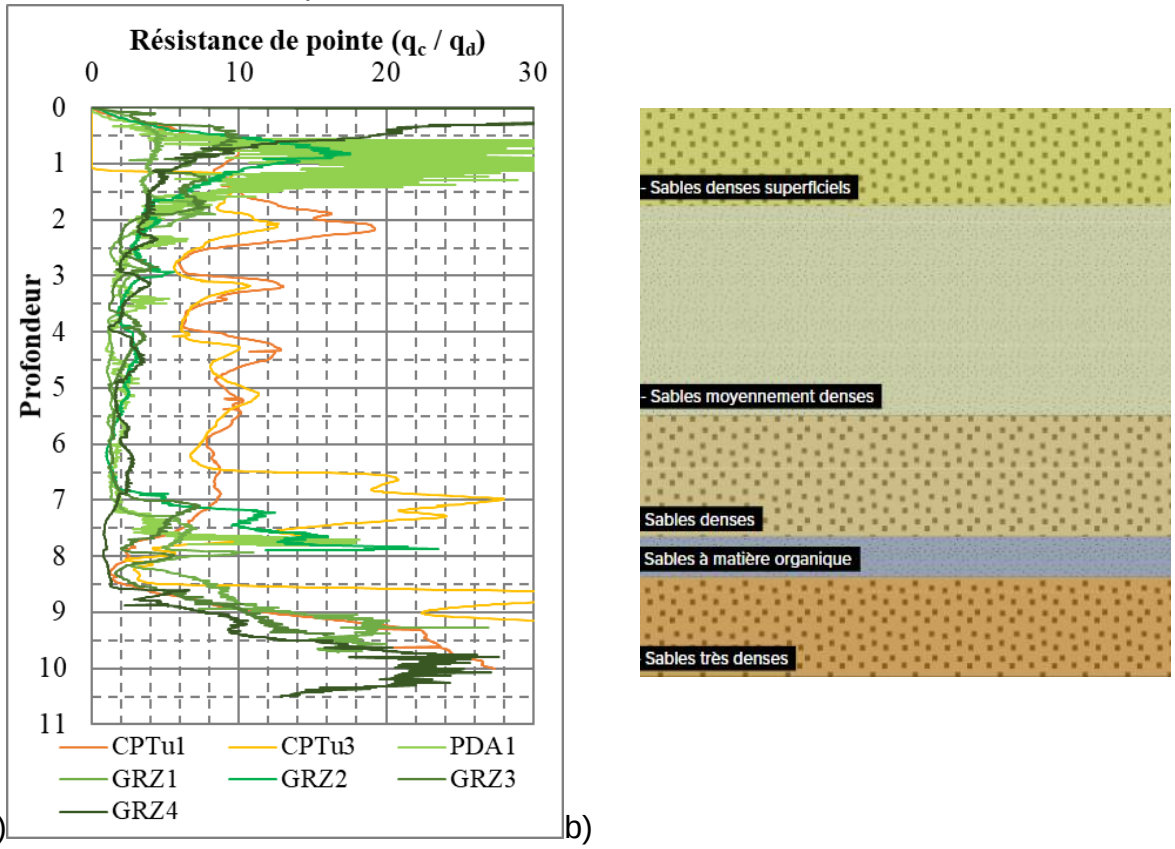


Figure 6 : a) Synthèse des essais de pénétration b) Principales formations stratigraphiques identifiées

On peut noter un écart significatif entre les mesures de résistance de pointe statique (q_c) et les mesures de résistance de pointe dynamique au Panda 3 et Grizzly 3 (q_d), d'environ un facteur 3.

Des essais en laboratoire ont également été menés sur un échantillon de sables denses superficiels. Les résultats sont récapitulés dans le Tableau 2.

Tableau 2 : Synthèse des paramètres mesurés en laboratoire sur les sables de Messanges

Paramètre	ρ_s	D_{max}	Passant 50 mm	Passant 2 mm	Passant 80 µm	Passant 63 µm	e_{max}	e_{min}
Unité	t/m^3	Mm	%	%	%	%	-	-
Ech 1	2,636	3	100	100	0,1	0	0,542	0,795

4.2. Méthodologie d'étude du risque de liquéfaction

Les sondages CPTu sont utilisés pour évaluer le risque de liquéfaction selon la méthode Robertson et Wride (1998), rapportée par Youd et Idriss (NCEER) au pénétromètre statique (CPTu).

Les sondages au Panda 3 et au Grizzly 3 sont utilisés pour évaluer le risque de liquéfaction selon la méthode proposée par Jara (2013) et détaillée en Figure 7 a. Cette méthode est une adaptation de la méthode proposée par Robertson et Wride, en admettant une égalité entre q_c mesuré au pénétromètre statique et q_d mesurée au Panda 3 / Grizzly 3. Pour valider l'usage de cette méthode pour ce site, un facteur 3 sera appliqué aux mesures de q_d.

Dans les deux cas, une même accélération sera considérée à a_{max} = 2,88 m/s², une magnitude des ondes de surface Ms = 6 et un facteur de correction de magnitude CM = 2,2. Il est recherché un facteur de sécurité (CSR/CRR) de 1,25. En-dessous de cette valeur, le risque de liquéfaction est avéré. Les résultats sont présentés en Figure 6 b.

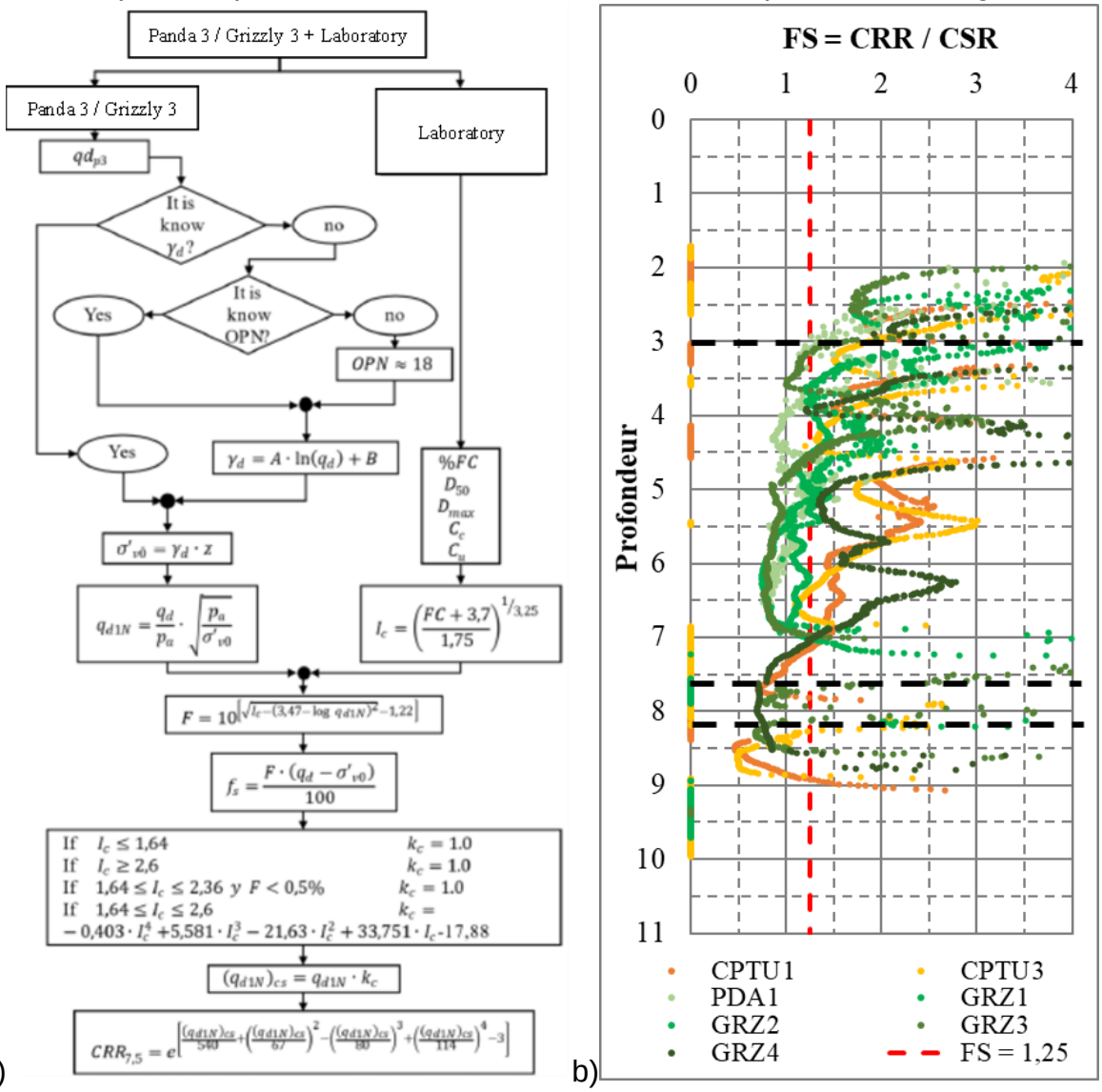


Figure 7 : a) Méthode d'étude du risque de liquéfaction selon Jara (2013) b) Résultats de risque de liquéfaction sur le site de Messanges

L'équation 1 permet de déterminer l'indice de densité (I_d) pour chacun des pénétromètres Panda 3 et Grizzly 3 à l'aide des coefficients A et B proposés en Figure 4 selon les valeurs de contrainte verticale effective estimée (σ'_{vc}). A partir des mesures de I_d et des mesures laboratoires de e_{min} et e_{max}, il est possible de déterminer l'indice des vides e, puis d'obtenir une estimation précise de la contrainte verticale effective.

Il est possible de noter avec tous les pénétromètres des zones de lentilles liquéfiables affectant les sables moyennement denses et les sables denses entre 3 m et environ 7,5 m de profondeur. Pour la majorité des sondages (excepté GRZ3 et GRZ4) le passage par les sables à matière organique, contenant une part importante de particules fines, montre que cet horizon n'est pas ou peu liquéfiable. La profondeur de cet horizon varie entre les sondages et semble être détectée plus en profondeur sur GRZ3 et GRZ4.

Enfin au toit des sables très denses profonds, il est possible de noter une zone potentiellement liquéfiable de faible épaisseur.

5. Conclusion

Cet article vise à présenter une première application des technologies Panda 3® et Grizzly 3® dans l'étude du risque de liquéfaction sur les sols granulaires sous nappe. Les essais menés en laboratoire ont montré une bonne corrélation entre la résistance de pointe (q_d), l'indice de densité (I_d) et la contrainte verticale effective (σ'_{vc}). Cette corrélation donne le lien permettant d'appliquer la méthode d'étude de liquéfaction proposée par Jara (2013), qui est une adaptation de la méthode Robertson et Wride (1998), rapportée par Youd et Idriss (NCEER) au pénétromètre statique (CPTu).

L'usage de matériels plus légers et moins couteux peut être un avantage notable pour évaluer ce risque dans les zones soumises à une règlementation parasismique. Les premiers résultats obtenus à partir du Panda 3® et du Grizzly 3® sont en bonne adéquation avec les résultats mesurés à l'aide de la méthode traditionnelle au CPTu.

En perspective, il est envisagé de renouveler la comparaison entre les deux méthodes pour confirmer la répétabilité et la valeur du facteur à appliquer à la résistance de pointe dynamique, proposée au § 3 de cet article. Il est également envisagé de comparer l'autre méthode proposée par Jara basée sur les vitesses d'ondes de cisaillement mesurées avec des essais cross hole avec les mesures de vitesses de cisaillement d'ondes déduites des essais Panda 3® et Grizzly 3®.

6. Bibliographie

Benz Navarrete M. A. (2009). Mesures dynamiques lors du battage du pénétromètre Panda 2. Thèse Université Blaise Pascal, Clermont II (Clermont Ferrand, France).

Benz Navarrete M. A., Escobar Valencia E. J., Gourvès R., Haddani Y., Breul P., Bacconnet C. (2013). Mesures dynamiques lors du battage pénétromètrique – Détermination de la courbe charge-enfoncement dynamique en pointe. Proceedings of the 18th International Conférence on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, 499–502.

Escobar E., Benz Navarrete M.-A., Gourvès R., Breul P., Chevalier B. (2016). Le Grizzly 3® à énergie variable : nouveaux développements de l'essai de pénétration dynamique. JNGG 2016.

Jara F. (2013). Etude d'une nouvelle méthodologie pour la détermination du potentiel de liquéfaction des sols à l'aide du Panda 3® et de la géoendoscopie: Cas des «tranques de Relave» au Chili. Polytech'Clermont Ferrand.

Lopez Retamales S., Canou J., Dupla J.-C., Benz Navarrete, M. A. (2020). Pénétromètre dynamique et indice de densité des sables. Application à l'évaluation du risque de liquéfaction des massifs sableux. JNGG 2020.

Lopez Retamales S., Canou J., Dupla J.-C., Benz Navarrete, M. A. (2021). Evaluation of soil liquefaction resistance with variable energy dynamic penetration test, PANDA®: state of the art. ICS6.

NF EN 1998-1. (2005). Eurocode 8 - Calcul des structures pour leur résistance aux séismes - Partie 1 : règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments.

Teyssier A., Jacquard C., Forestti Oliveira C. Tran Q. A., Benz Navarrete M. A. (2020). Comparaisons et couplage des modules de déformation mesurés à l'aide de pénétromètres dynamiques instrumentés et des mesures pressiométriques et pénétrométriques. JNGG 2020.

Youd T. L., Idriss I. M. (1997). Proceedings of the NCEER Workshop on Evaluation of liquefaction resistance of soils. NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils.

AUSCULTATION PAR FIBRE OPTIQUE D'UN TALUS INSTABLE APRES SYSTEME DE CONFORTEMENT PAR PIEUX EN BETON ARME – LE TALUS DU VERROU D'ETREMBIERES

FIBER OPTIC MONITORING OF AN UNSTABLE SLOPE AFTER A CONCRETE PILE REINFORCEMENT SYSTEM – THE EMBANKMENT OF ETREMBIERES LOCK

Dino MAHMUTOVIC[1], Marc ORLANDINI[2], Olivier GAY[1], Luc BOUTONNIER[1].
[1] *EGIS GEOTECHNIQUE*
[2] *ATMB*

RÉSUMÉ – Cet article est consacré à la description d'un dispositif d'auscultation par fibre optique à l'intérieur de pieux en béton armé. Les pieux en question ont été réalisés dans le cadre d'un projet de confortement d'un talus instable sur l'autoroute A40 sur l'axe Genève - Annemasse : le remblai du verrou d'Etrembières. Les fibres optiques, associées à des inclinomètres, permettent d'observer la sollicitation progressive des pieux dans la vie de l'ouvrage et de contrôler d'éventuelles anomalies.

ABSTRACT – This article describes an optical fiber auscultation device inside reinforced concrete piles. The piles were made as part of a project to reinforce an unstable embankment on the A40 motorway on the Geneva - Annemasse axis: the embankment of the Etrembières lock. Fiber optics combined with inclinometers enable to observe the progressive stress on the piles during the life of the structure and to control potential anomalies.

1. Introduction

Le remblai du verrou de l'Etrembières est situé sur l'autoroute A40 sur l'axe Genève – Annemasse et dépend d'ATMB (Autoroutes et tunnel du Mont Blanc). Ce remblai a été construit en 1972 et avait fait l'objet, à l'époque de sa construction, d'un glissement de terrain qui avait nécessité la modification du projet initial avec la mise en place de solutions drainantes (tranchée drainante, drains, regards de visite) associées à un dispositif de surveillance de la piézométrie.

Une réactivation du glissement a été constatée au début des années 2000 et avait abouti en 2008 à la réalisation de drains horizontaux. Cette solution s'étant avérée insuffisante, des travaux de confortement plus importants consistant en la réalisation de 76 pieux en béton armé de diamètre 1000mm ont finalement été réalisés à la fin de l'année 2020 : 43 pieux sur la file basse et 33 pieux sur la file haute. La photo ci-dessous illustre la réalisation des pieux en cours de travaux.

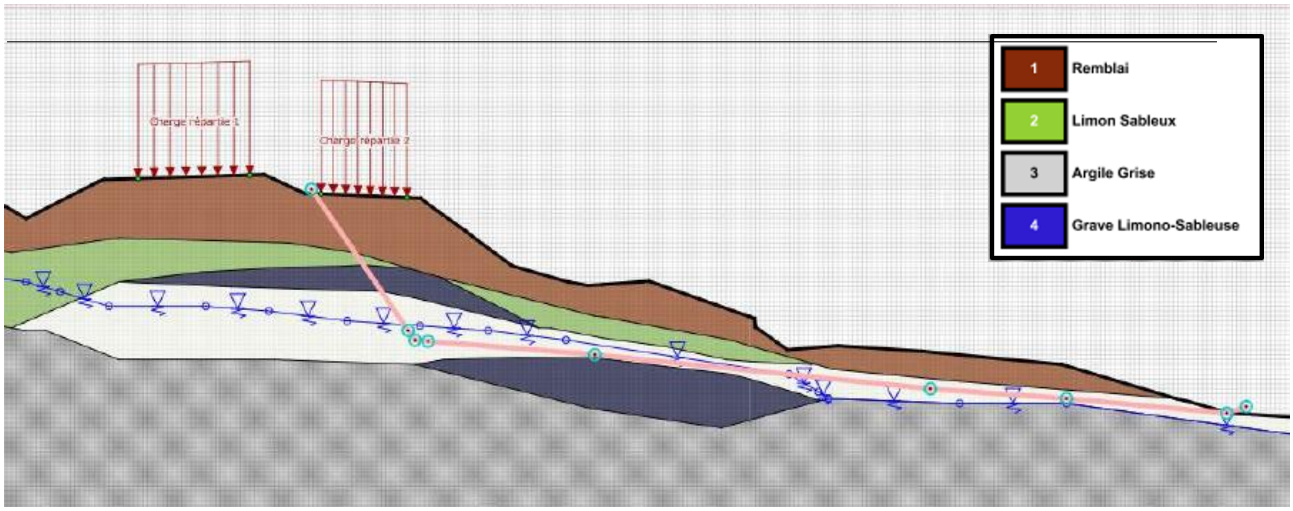


Figure 1. Illustration de la surface de glissement du talus dans la couche d'argile grise

Le contexte géologique du site consiste en un substratum molassique (grès et marnes), surmonté par des dépôts glaciaires plus ou moins éboulés, représentés par un enchevêtrement de terrains de couverture hétérogènes (argiles, limons, sables et graves). Le glissement se situe principalement au niveau d'un faciès argileux cisaillé ayant des caractéristiques résiduelles. La surface de glissement est plutôt plane à l'intérieur de cette formation argileuse qui agit comme une couche « savon » sous l'effet des surpressions interstitielles qui s'appliquent sous cette dernière.

Figure 2. Illustration des travaux de confortement du talus d'Etrembières

Le talus fait l'objet d'une surveillance régulière depuis plusieurs années par le biais d'une dizaine d'inclinomètres et piézomètres, permettant ainsi d'identifier avec précision le mécanisme de glissement.

L'auscultation mise en place à l'issue des derniers travaux de confortement a pour objectif de compléter le dispositif déjà existant ou de venir le remplacer quand cela est nécessaire (détérioration en cours de travaux). En plus de contrôler l'absence de réactivation du glissement sur l'ensemble du talus, la nouvelle auscultation a également pour objectif de suivre la sollicitation progressive des pieux au cours du temps :c'est cette dernière partie qui sera mise en avant ici.

2. Description de l'auscultation mise en œuvre et objectifs de cette dernière

La figure ci-dessous est une vue en plan sur laquelle il est possible de voir l'implantation de l'auscultation mise en œuvre. Cette dernière est constituée de piézomètres, inclinomètres classiques, inclinomètres à l'intérieur de pieux ainsi que de fibres optiques accrochées aux cages d'armature des pieux.

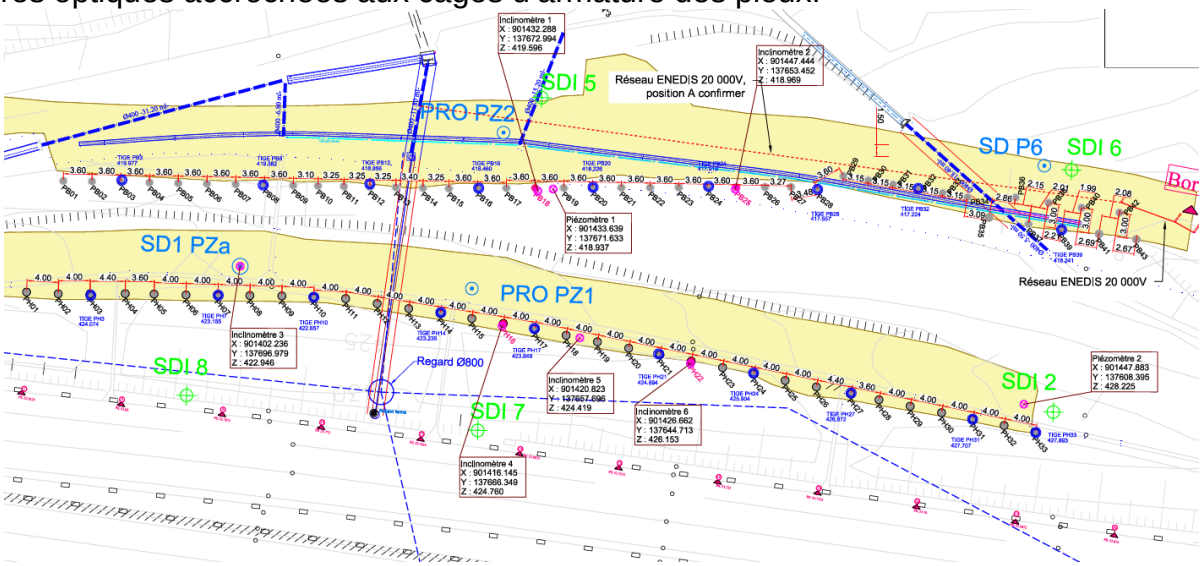


Figure 3. Illustration de l'auscultation mise en place

Chaque auscultation a un rôle spécifique dans le suivi de l'ouvrage :

- les piézomètres sélectifs équipés de divers (saisie automatique) permettent de contrôler le niveau d'eau dans le sol. Le glissement de terrain étant provoqué par la présence d'une couche « savon » sensible aux sous-pressions d'eau, cette information est importante pour mieux comprendre les phases de déplacements du talus.
- les bornes topographiques (mesures manuelles) permettent de mesurer l'absence de mouvement en surface du talus, notamment au niveau de l'autoroute A40.
- les inclinomètres (mesures manuelles) à l'extérieur des pieux permettent de surveiller la stabilisation progressive du talus et contrôler la pérennité du dispositif de confortement au cours du temps. La stabilisation du talus se fera de manière progressive au fur et à mesure de la sollicitation des pieux.
- les inclinomètres à l'intérieur des pieux (mesures manuelles) permettent de surveiller les déplacements horizontaux à l'intérieur des pieux et leur sollicitation progressive, ainsi que de détecter d'éventuelles zones de cisaillement. Comme évoqué précédemment, un pieu doit se déplacer pour être sollicité et jouer son rôle de confortement.
- la fibre optique (mesure manuelle) est complémentaire et redondante par rapport au dispositif d'inclinomètres à l'intérieur des pieux. Elle permet de mesurer les déformations verticales des deux côté du pieux (côté aval et côté amont) ainsi que de mesurer les contraintes à l'intérieur de ce dernier. Une différence de comportement entre l'amont et l'aval (zone comprimée contre zone tendue) peut être synonyme de zone de cisaillement.

Les deux figures ci-dessous sont des élévations représentant la position des pieux, la lithologie réelle (recollement fait après forage) ainsi que la surface de rupture du talus

(pointillés rouge). La position de la surface de rupture apporte une information importante pour l'interprétation des données.

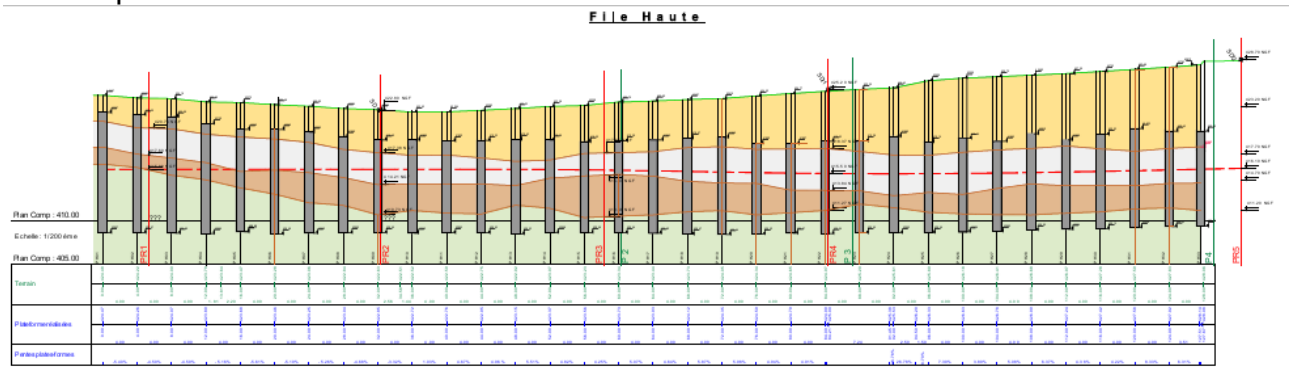


Figure 4. Vue en élévation du système de pieux file haute

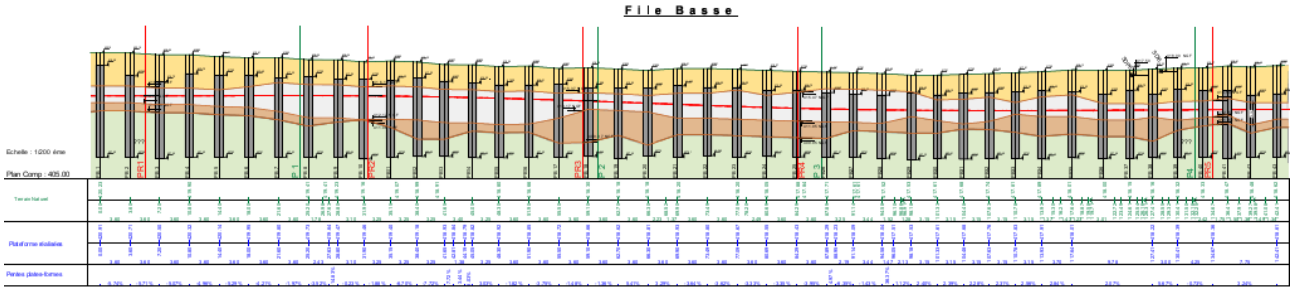


Figure 5. Vue en élévation du système de pieux file basse

3. Prise en compte des difficultés rencontrées

Mise en œuvre de la fibre optique

La fibre optique mise en œuvre utilise la technologie Brillouin et permet de mesurer une déformation verticale de manière locale le long de la fibre.

Les fibres optiques ont directement été attachées à la cage d'armature avant mise en place de cette dernière et du bétonnage.

Le principal défaut de cette acquisition se situe au niveau de son système d'acquisition. En effet, ce dernier n'est pas automatique et nécessite l'utilisation d'un lecteur, ce qui limite le nombre de lectures possibles. L'installation de la fibre optique sur ce projet résulte avant tout d'une volonté du Maitre d'Ouvrage de :

- venir compléter les informations apportées par les inclinomètre pour un meilleur suivi,

- tester un système d'auscultation qui se démocratise de plus en plus et qui peut apporter une réelle plus-value pour des ouvrages sensibles nécessitant une auscultation en continu. Tous les pieux du projet auraient par exemple pu être instrumentés par une fibre optique reliée à une centrale d'acquisition pouvant envoyer les informations en temps réel et envoyer une alerte en cas de dépassement de seuils. Ceci n'aurait pas pu être réalisé avec des inclinomètres.

Concernant les mesures récoltées, un point zéro des fibres optiques et des inclinomètres a été fait une fois les travaux terminés en janvier 2021, permettant de pouvoir quantifier la

sollicitation progressive des pieux au cours du temps. Cet article présente l'évolution des mesures entre janvier 2021 (mesure de référence) et septembre 2021.

Premières mesures et tendances de fond

Quatre inclinomètres ont été mis en place à l'intérieur des pieux : 2 sur la file haute et 2 sur la file basse. Les inclinomètres de la file haute et de la file basse ont, autant que possible, été alignés pour voir un éventuel plan de glissement.
A cela s'ajoute 4 pieux situés sur la file haute équipés en fibre optique (dont 1 pieu équipé à la fois d'un inclinomètre et d'une fibre optique).
Sur les figures ci-dessous il est possible de voir une mise en sollicitation des pieux à une côte de 414m NGF correspondant à peu de chose près la cote de la surface de glissement.

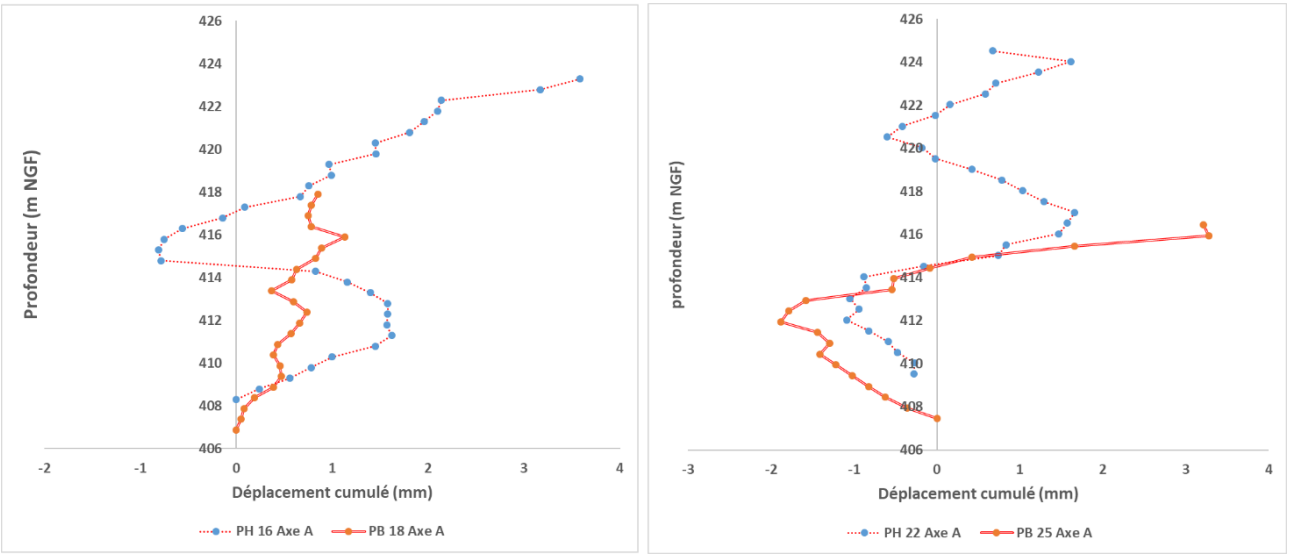


Figure 6. Comparaison des déplacements cumulés horizontaux entre inclinomètres de la file haute et de la file basse

Les mesures obtenues par fibre optique pour deux des 4 pieux instrumentés sont reportées sur la figure ci-dessous et son comparées aux inclinomètres situés dans le même pieux ou celui immédiatement à côté. Les déplacements relatifs entre le point zéro et la date de la dernière mesure sont reportés ci-dessous. Les déplacement enregistrés restent modérés dans le cas présent avec des pics de déplacement autour de la cote 414-415m NGF correspondant à l'altitude de la surface de glissement.

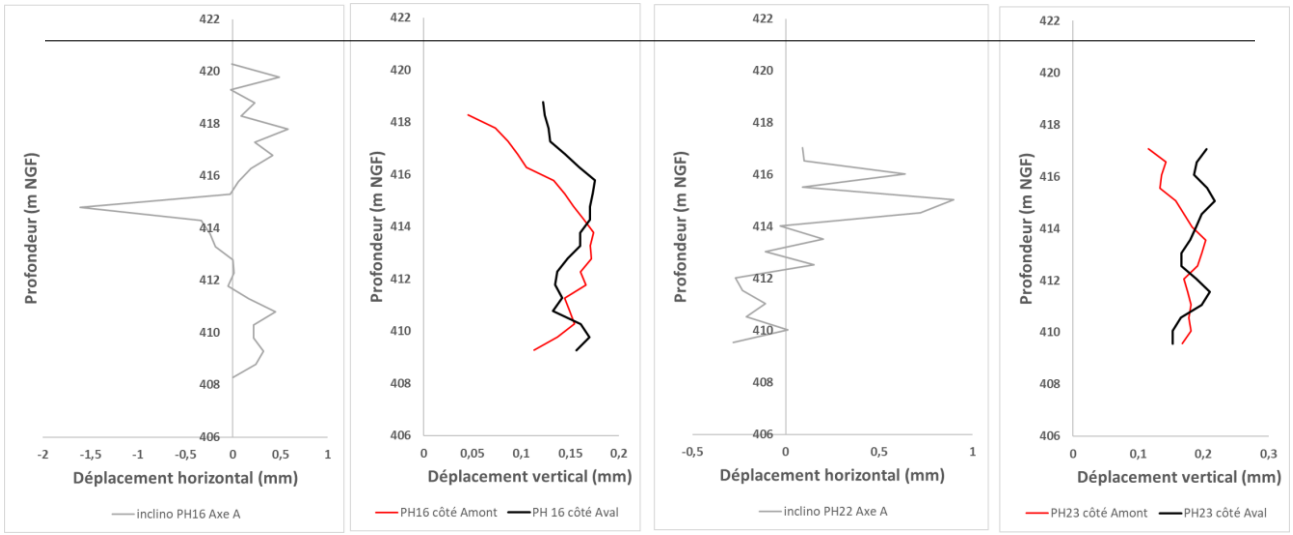


Figure 7. Comparaison des déplacements horizontaux des inclinomètres et des déplacement verticaux de la fibre optique

Sur les figures ci-dessous, les mesures par fibre optique montrent l'allongement cumulé du pieux (composante essentiellement verticale) depuis sa base (considérée comme fixe). Pour chaque pieux les allongements côté Amont et côté Aval sont visibles. Les mesures inclinométriques montrent le déplacement horizontal cumulé du pieux depuis sa base (considéré comme fixe).
Les tendances sont similaires entre les deux systèmes d'auscultation, à savoir une sollicitation du pieux à la cote de 414-415m NGF qui correspond à l'altitude de la surface de glissement.

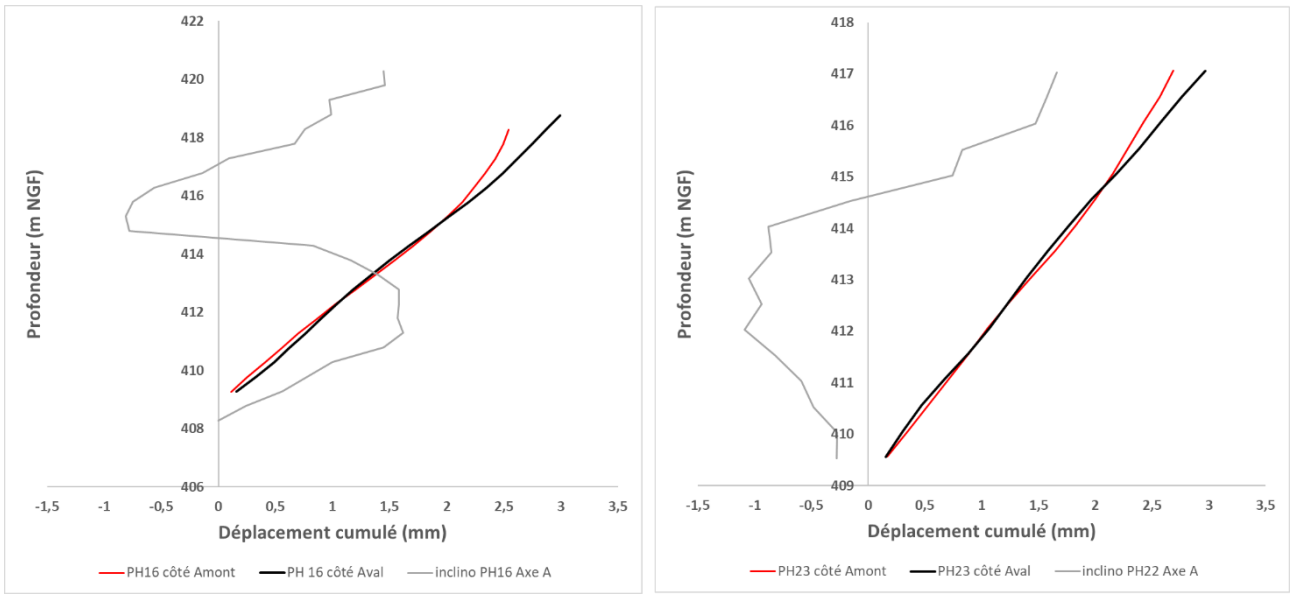


Figure 8. Comparaison des déplacements horizontaux cumulés des inclinomètres et des déplacement verticaux cumulés de la fibre optique

En connaissant les déformations verticales et en supposant que la fibre soit parfaitement solidaire du béton, il est également possible d'estimer les contraintes de traction dans le béton. Des pics de traction sont constatés côté Amont tandis que des creux sont constatés côté Aval, ce qui est cohérant d'un point de vue structurel avec une traction des fibres d'un côté et une compression (ou relaxation) de l'autre.

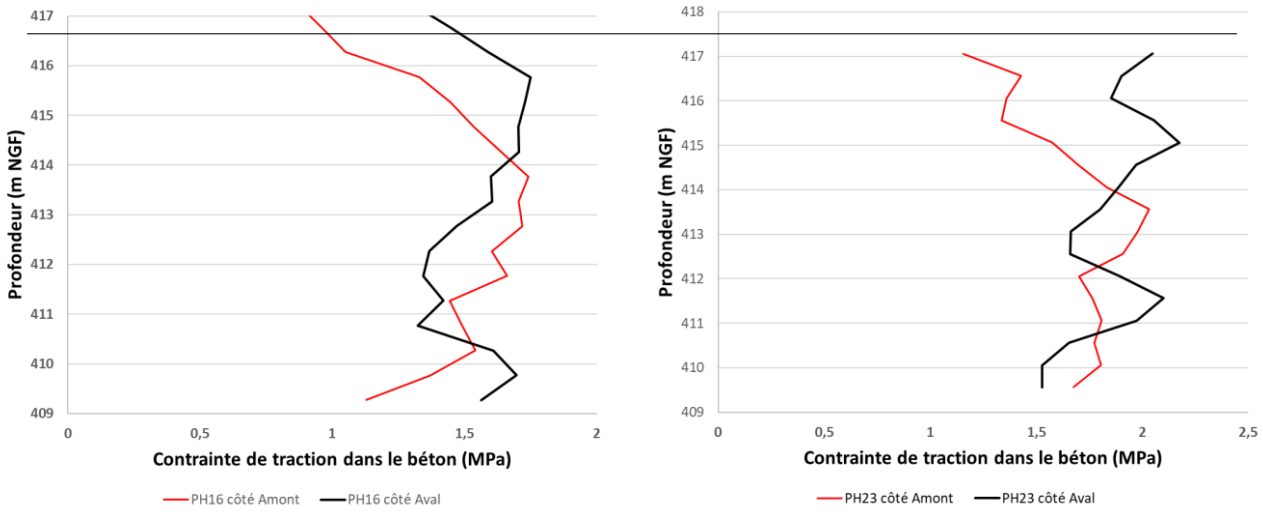


Figure 9. Contraintes de traction dans le béton à l'intérieur des pieux

4. Discussion autour de la fibre optique

L'utilisation de la fibre optique dans le cadre de l'auscultation d'ouvrages apporte plusieurs avantages comme :

- Une facilité de pose : la fibre a été fixée directement à la cage d'armature le long des fers longitudinaux avant mise en place de cette dernière. Les cerceaux transversaux apportent par ailleurs une protection de la fibre lors de sa mise en place.
- Un prix au mètre linéaire raisonnable comparé à la mise en place de tubes inclinomètriques (même si le système de lecture est plus onéreux).
- La possibilité de suivre le comportement d'un pieux sur différentes zones. Dans le cas présent des fibres optiques ont été placées côté amont et côté aval mais il aurait également été possible de rajouter des fibre sur les côtés.
- La possibilité de rajouter des mesures température le long de la fibre. Cela permet notamment de pouvoir suivre les mouvements de la nappe phréatique et d'apporter une information complémentaire par rapport aux piézomètres.
- La possibilité de mesurer les contraintes dans l'axe de la fibre et donc les contraintes dans le béton s'assurant ainsi du bon fonctionnement de l'ouvrage.

La fibre optique ne permet toutefois pas de se passer entièrement des systèmes d'auscultation classiques comme les inclinomètres, notamment pour les déformations horizontales. Elle s'ajoute à ces derniers pour un suivi plus complet.
Les solutions d'auscultation par fibres optiques sont par ailleurs très performantes dans le suivi prédictif de défaillance d'ouvrages. En effet, les fibres optiques peuvent par exemple être branchées en série et être reliées à un système d'acquisition automatique des données permettant le suivi en continu de l'ouvrage. De tels système permettent de pouvoir alerter en temps réel en cas de défaillance de l'ouvrage ou en cas de détérioration de ce dernier.

5. Conclusion

L'auscultation mise en place suite aux travaux de confortement permet de surveiller le talus d'Etrembières (mesures de déplacements en surface, inclinomètres, piézomètres) ainsi que les pieux (inclinomètres et mesures de déformations par fibre optique).
Les mesures par fibre optique ont été mises en avant car encore peu repandues par rapport aux systèmes d'auscultation classiques et pouvant apporter des informations complémentaires comme les déformations verticales à l'intérieur des pieux ainsi que les contraintes (de compression ou de traction) à l'intérieur de ces derniers.

Les résultats obtenus sont prometteurs et montrent le début de la sollicitation des pieux vis-à-vis du glissement de terrain dont le niveau correspond à la surface de rupture. Des mesures régulières de l'ouvrage permettront de voir les évolutions au cours du temps et le bon comportement du système de confortement. A l'heure actuelle, les pieux sont sollicités à des altitudes conformes au niveau prévisionnel de la surface de rupture. Ils ne sont pas encore pleinement sollicités par rapport à ce qui est prévu, ce qui est normal compte tenue de la cinétique du glissement.

Modélisation numérique

DIMENSIONNEMENT DES FONDATIONS ETENDUES SUR SOL GONFLANT PAR UN MODELE DE PLAQUE SUR MULTICOUCHE

RAFT FOUNDATION ON SWELLING SOILS – A FEM BEAM MODEL ON MULTILAYER SOIL DESIGN METHOD

Alexandre BEAUSSIER[1]
[1] *Terrasol, Lyon, France*

RÉSUMÉ – Pour des configurations en déformations planes, cet article présente une méthodologie d'étude des fondations superficielles étendues sur sols gonflants. Cette méthode couplant une « plaque » modélisée en éléments finis à des solutions analytiques pour les sols est basée sur des lois de comportement unidimensionnelles dont les paramètres se déduisent directement des essais de gonflement à l'œdomètre. Au travers un exemple réel, ce modèle est confronté à d'autres méthodes de dimensionnement.

ABSTRACT – This paper presents, for plane strains problems, a simple methodology for the design of raft foundation on swelling soils. The method coupling "plate" finite elements with analytical formulas for soil displacement-pressure laws that are based on one-dimensional strain-stress relationships directly determined with oedometric swelling tests. Through real case study, this model has been compared to other design methods.

1 Introduction

A l'instar de tout problème de radier, le dimensionnement des fondations étendues sur un sol gonflant vise à déterminer les efforts internes et déplacements de ces éléments ainsi que les réactions de contact entre les fondations et le sol sur lequel elles reposent (Figure 1). Ces différentes grandeurs étant dépendantes des chargements extérieurs sur la fondation, de l'effet des éventuels éléments structurels avec lesquels elle est liaisonnée et de l'action du sol sur lequel elle repose.

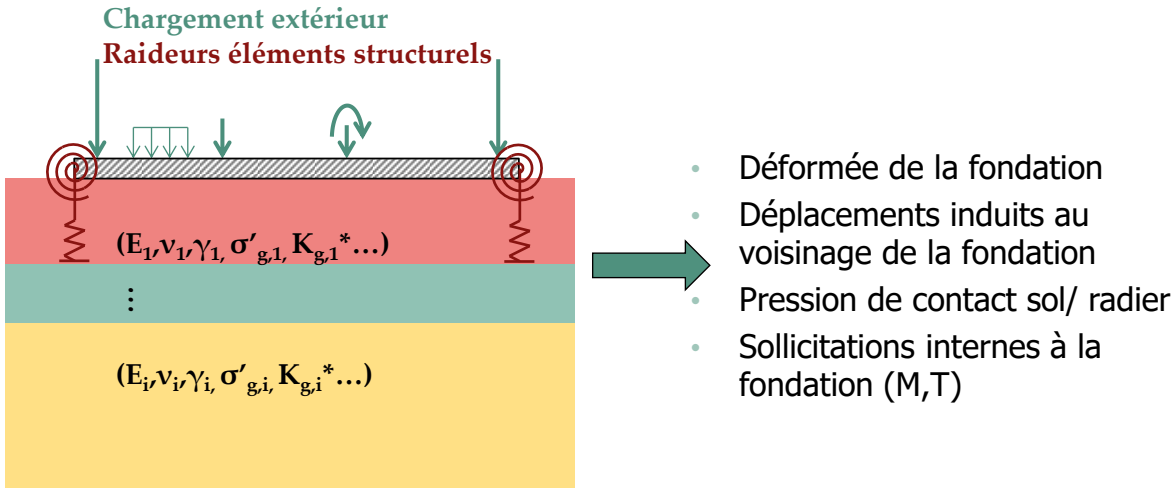


Figure 1. Problématiques et enjeux de la conception des fondation étendues

Ce problème, fortement hyperstatique, est clairement un phénomène d'interaction sol-structure ; les relations entre pression de contact radier-sol et déplacements étant dictées à la fois par le chargement extérieur, par les paramètres « structurels » du radier et par le comportement des sols sous-jacents (Figure 2).

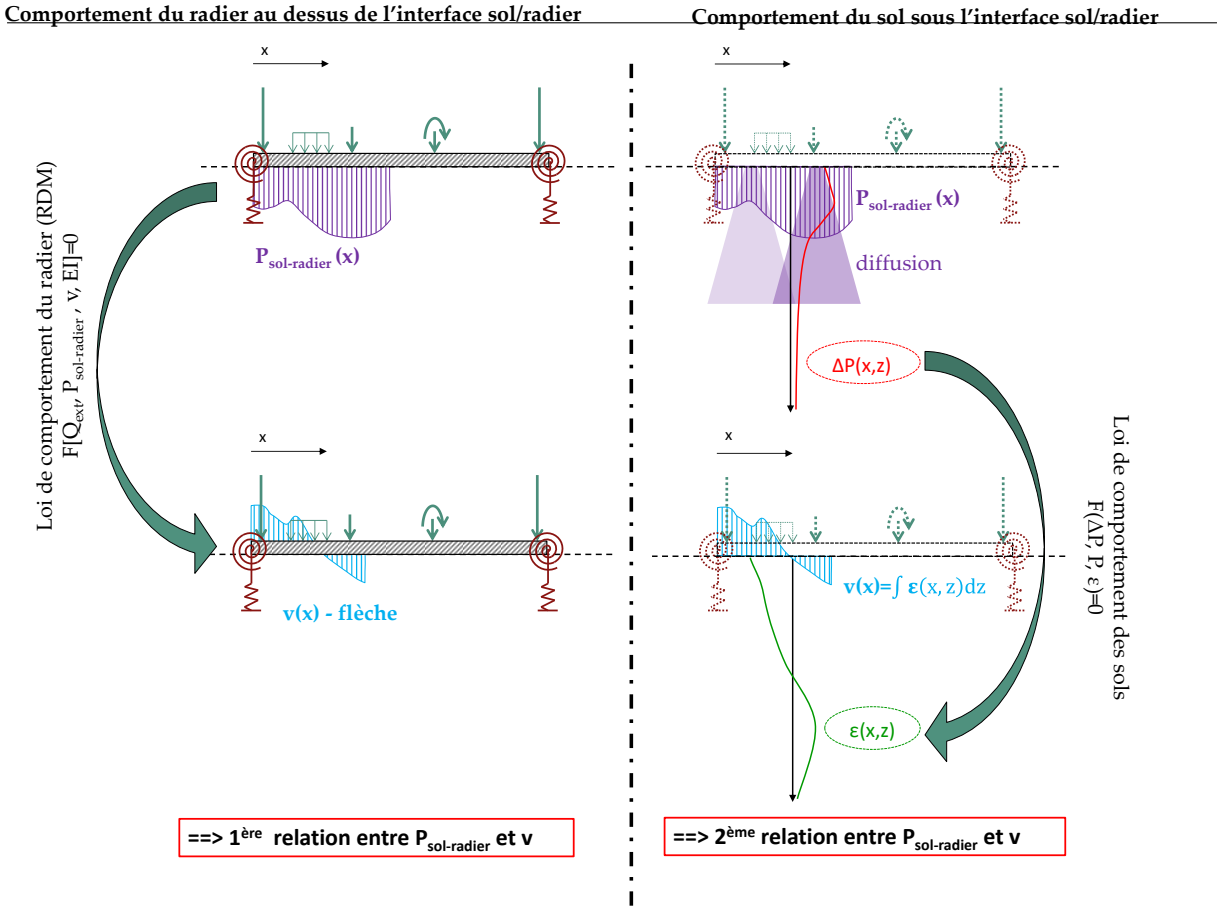


Figure 2. Mise en évidence des phénomènes d'interaction sol-structure dans le fonctionnement d'un radier

Pour un radier en interaction avec des sols gonflants, la singularité vient de la loi de comportement retenue dans ces sols ; celle-ci se devant refléter la relation fortement non linéaire entre contraintes et déformations mise en évidence par les essais.

Pour des cas pouvant être traités en déformations planes, l'article propose une résolution de ce problème par une formulation mixte couplant une « plaque » modélisée en éléments finis, avec un sol support décrit par le biais d'une matrice de souplesse – traduisant, en sous face de la fondation, les relations entre champs de pression et de déplacement – dont l'établissement repose sur un certain nombre d'hypothèses simplificatrices : considération d'une diffusion de contraintes basées sur la théorie de l'élasticité, d'un comportement œdométrique des terrains (déformation horizontale nulle), ainsi que de lois de comportement logarithmiques dans les sols gonflants (CFMS, à paraître).

2 Etablissement du modèle

2.1 Modélisation du radier

Le radier est modélisé en éléments finis par le biais d'éléments de poutre à deux nœuds et quatre degrés de liberté.

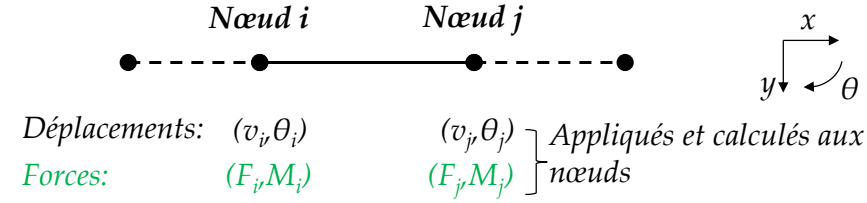


Figure 3. Elément de poutre à deux nœuds et quatre degrés de liberté

Les notations retenues pour les efforts et déplacements nodaux sont les suivantes :

$$\underline{a_e} = \begin{bmatrix} v_1 \\ \theta_1 \\ \vdots \\ v_i \\ \theta_i \\ \vdots \\ v_n \\ \theta_n \end{bmatrix} \text{ vecteur déplacement généralisé - } \underline{F} = \begin{bmatrix} F_1 \\ M_1 \\ \vdots \\ F_i \\ M_i \\ \vdots \\ F_n \\ M_n \end{bmatrix} \text{ vecteur forces nodales} \qquad (1)$$

Le radier est en équilibre sous l'effet des chargements extérieurs qui lui sont appliqués en surface et de la réaction du sol qui lui est appliquée en sous-face. Dans le formalisme des éléments de poutre retenus, ces chargements sont traduits sous forme de forces nodales $\underline{F_e}$ et $\underline{R_s}$.

2.1.1 Efforts extérieurs (Fe)

Les efforts extérieurs appliqués à la fondation peuvent être des charges et moments ponctuels et des chargements linéiques. Classiquement, ces efforts répartis sont traduits en termes d'efforts nodaux équivalents (Figure 4) :

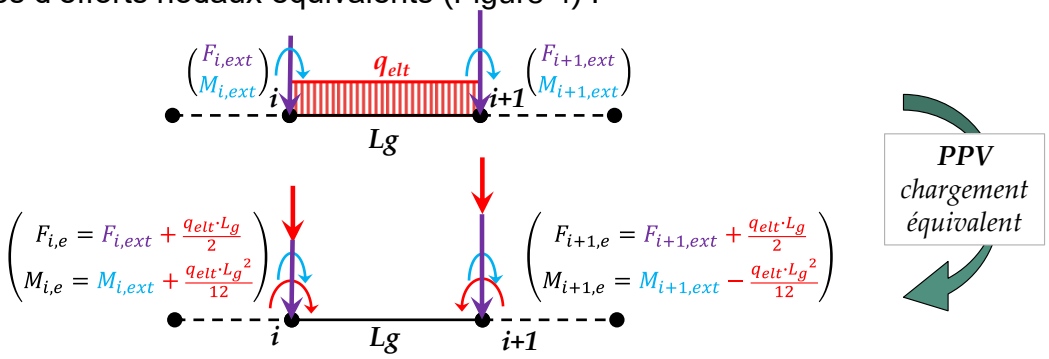


Figure 4. Efforts extérieurs : définition du chargement nodal équivalent

2.1.2 Réaction du sol (Rs)

Dans la formulation du modèle, on retient (Cuira et Simon, 2008) une pression uniforme sur toute la zone d'influence entourant un nœud (Figure 5).

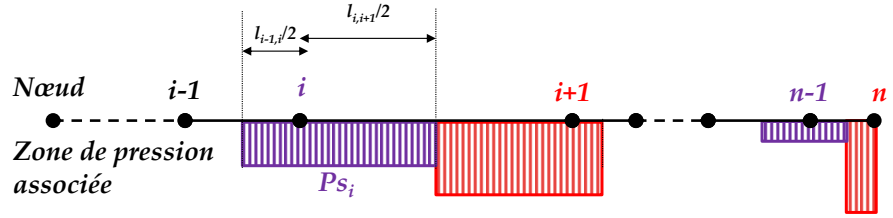


Figure 5. Réaction du sol : hypothèse de répartition des pressions d'interaction sol/radier

Cette répartition sert de base au calcul de diffusion des contraintes dans le sol nécessaire à l'établissement de la matrice de souplesse du sol. Là encore, dans le formalisme des éléments finis, le vecteur $\underline{P_s}$ des pressions d'interaction sol/radier au voisinage de chaque nœud est traduit en termes d'efforts nodaux équivalents $\underline{R_s}$ (2) :

$$\underline{R_s} = \underline{\underline{F_s}} \cdot \underline{P_s} \qquad (2)$$

Où $\underline{\underline{F_s}}$, la matrice de passage des pressions d'interaction aux forces nodales équivalentes, dépend de la géométrie de chaque élément fini de poutre.

2.1.3 Equation d'équilibre

Dans le formalisme des éléments finis, l'équilibre du radier est traduit par l'équation (3a) où $\underline{\underline{K_e}}$ représente la matrice de rigidité de la fondation. Compte tenu de (2), cette relation peut se réécrire (3b) en fonction du vecteur des pressions d'interaction sol/radier $\underline{P_s}$.

$$\underline{\underline{K_e}} \cdot \underline{a_e} = \underline{F_e} - \underline{R_s} \quad (3a)$$

$$\underline{\underline{K_e}} \cdot \underline{a_e} = \underline{F_e} - \underline{\underline{F_s}} \cdot \underline{P_s} \quad (3b)$$

2.2 Modélisation du sol

2.2.1 Lois de comportement des sols – lois intégrales

Les sols sont modélisés en considérant un comportement œdométrique : la déformation volumique est égale à la déformation verticale et n'est liée qu'à l'évolution de la contrainte effective verticale.

Dans les sols non gonflants la déformation verticale ε est liée à la variation de la contrainte verticale effective $\Delta\sigma'_v$ par la relation (4) où E représente le module du sol en conditions œdométriques :

$$\Delta\sigma'_v = \mathrm{E}\,\varepsilon \quad (4)$$

Dans les sols gonflants, on retient la loi de comportement de la Figure 6 pour laquelle les paramètres K_g^* et σ'_g peuvent être déduits des essais de gonflement à l'œdomètre (CFMS, à paraître).

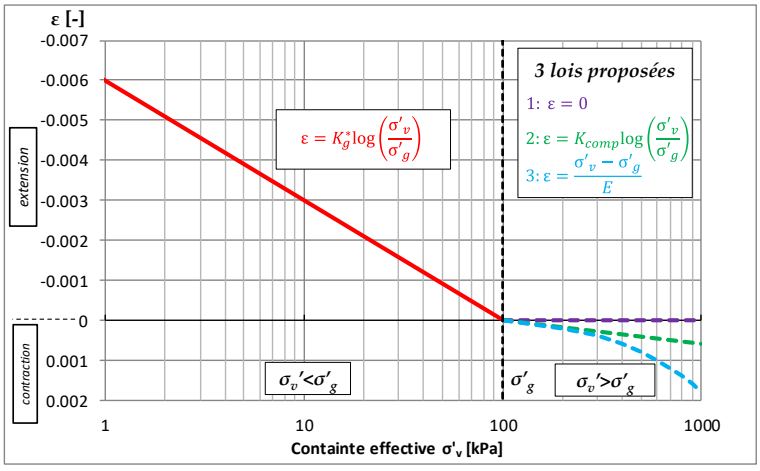


Figure 6. Loi de comportement retenue dans les sols gonflants

2.2.2 Lois de comportement des sols – lois incrémentales

Pour les sols gonflants, le passage aux lois incrémentales est fait (5a,b) en partitionnant la déformation sous contrainte σ'_V (liée au poids des terres et aux chargements sur le sol en sous face du radier ou à l'extérieur de ce dernier) en la somme de deux termes :

- un terme de gonflement libre ε_{gl} représentant la déformation sous la contrainte $\sigma'_{V0,f}$ (contrainte effective dans la configuration géométrique finale, liée au poids des terres en absence de chargement sur du radier ou de chargement extérieur),
- et un terme représentant la déformation entre la contrainte $\sigma'_{V0,f}$ et la contrainte σ'_V.

$$\varepsilon(\sigma'_v) = \varepsilon\left(\sigma'_{v0,f}\right) + \varepsilon\left(\sigma'_{v0,f} \rightarrow \sigma'_v\right) = \varepsilon_{gl}\left(\sigma'_{v0,f}\right) + \int_{\sigma'_{v0,f}}^{\sigma'_v} d\varepsilon \quad (5a)$$

$$\varepsilon(\sigma'_v) = \varepsilon_{gl}\left(\sigma'_{v0,f}\right) + \int_{\sigma'_{v0,f}}^{\sigma'_v} \frac{d\sigma}{E(\sigma)} \quad (5b)$$

Dans l'expression (5b), les modules $E(\sigma'_v)$ et déformations de gonflement libre ε_{gl} peuvent s'exprimer de la manière suivante (6a,b) en fonction de la modélisation du comportement retenue (Figure 6) pour les contraintes supérieures à la pression de gonflement σ'_g :

$$E(\sigma'_v) = \begin{cases} \frac{\ln(10)}{K_g^*} \times \sigma'_v & \text{si } \sigma'_v < \sigma'_g \\ 10^8\ kPa & \text{si } \sigma'_v \geq \sigma'_g \text{ et cas 1} \\ \frac{\ln(10)}{K_{comp}} \times \sigma'_v, & \text{si } \sigma'_v \geq \sigma'_g \text{ et cas 2} \\ E, & \text{si } \sigma'_v \geq \sigma'_g \text{ et cas 3} \end{cases} \quad (6a)$$

$$\varepsilon_{gl}(\sigma'_{v0,f}) = \begin{cases} K_g^* \log\left(\frac{\sigma'_{v0,f}}{\sigma'_g}\right) & si\ \sigma'_{v0,f} < \sigma'_g \\ 0 & si\ \sigma'_{v0,f} \geq \sigma'_g et\ cas\ 1 \\ K_{comp} \log\left(\frac{\sigma'_{v0,f}}{\sigma'_g}\right) & si\ \sigma'_{v0,f} \geq \sigma'_g\ et\ cas\ 2 \\ \frac{\sigma'_{v0,f} - \sigma'_g}{E} & si\ \sigma'_{v0,f} \geq \sigma'_g et\ cas\ 3 \end{cases} \quad (6b)$$

2.2.3 Expression des déplacements

Le déplacement s(x) en tout point de la surface du sol est calculé en intégrant la déformation verticale sur toute la colonne de sol partitionnée entre sols gonflants et non gonflants (7a,b) :

$$s(x) = \int_z \varepsilon(x,z)dz = \int_{z\ gonf} \varepsilon(x,z)dz + \int_{z\ non-gonf} \varepsilon(x,z)dz \quad (7a)$$

$$s(x) = \left\{\int_{z\ gonf}\left[\varepsilon_{gl}(\sigma'_{v0,f})\right]dz\right\} + \left\{\int_{z\ gonf}\left[\int_{\sigma'_{v0,f}}^{\sigma'_v} \frac{d\sigma}{E(\sigma)}\right]dz + \int_{z\ non-gonf}\left[\int_{\sigma'_{v0,f}}^{\sigma'_v} \frac{d\sigma}{E}\right]dz\right\} \quad (7b)$$

$$s(x) = \{s_{gl}(x)\} + \left\{\int_{q=0}^{qtot} ds_q(x)\right\} \quad (7c)$$

Le déplacement s'exprime finalement (7c) comme somme d'un terme de gonflement libre s_{gl} ne dépendant que du profil de contraintes induit par le poids propre du sol dans la configuration géométrique finale (après construction de la fondation) et d'un terme de chargement s_q lié aux charges sur le radier et à côté de celui-ci.

2.2.4 Définition des matrices de souplesse

En raisonnant de manière incrémentale, il est possible d'appliquer le principe de superposition et de partitionner le déplacement en trois termes (8) liés respectivement :

- aux incréments de charges en sous face de radier (ds_{qplaq}),
- aux incréments de charges extérieures au radier (ds_{qplaq}),
- à une fraction du gonflement libre (ds_{gl}).

$$ds(x) = ds_{gl}(x) + ds_q(x) = ds_{gl}(x) + ds_{qplq}(x) + ds_{qext}(x) \quad (8)$$

En écrivant la relation (8) au droit du nœud i, en discrétisant le profil vertical en couches d'épaisseur H_k, en considérant que la diffusion des contraintes dans le sol suit une répartition de Boussinesq et en utilisant les expressions des modules tangents $E(\sigma'_V)$ et déformations de gonflement libre $\varepsilon_{gl}(\sigma'_{V0,f})$ des expressions (6a) et (6b), l'incrément de tassement ds_i au nœud i peut s'exprimer en fonction des incréments de pression en sous-face de la plaque, des incréments de charge extérieures au radier et de la fraction de gonflement libre considérée pour cet incrément par la relation (9) :

$$ds_i = ds_{i,gl} + \sum_{j=1}^{N_{noeuds}} \left[\sum_k \frac{I_{bouss.\ i,k,j} \cdot H_k}{E_{i,k}(\sigma'_{i,k})}\right] \cdot dq_j + \sum_{l=1}^{N_{qext}} \left[\sum_k \frac{I_{bouss.\ i,k,l} \cdot H_k}{E_{i,k}(\sigma'_{i,k})}\right] \cdot dq_{ext,l} \quad (9)$$

En notant $\underline{da_s}$le vecteur des incréments de déplacement vertical des nœuds de la plaque, $\underline{dP_s}$ le vecteur des incréments de la pression d'interaction associée aux différents nœuds de la plaque, $\underline{dq_{ext}}$ le vecteur des incréments de charges extérieures et $\underline{da_{s,gl}}$ le vecteur d'incrément du gonflement libre au droit des différents nœuds, la relation (9) peut être écrite sous forme matricielle (10a,b) puis inversée (11).

$$\underline{da_s} = \underline{da_{s,gl}} + \underline{\underline{T_{inf}}} \cdot \underline{dP_s} + \underline{\underline{T_{qext}}} \cdot \underline{dq_{ext}} \quad (10a)$$

$$\text{Avec } T_{\inf i,j} = \sum_k \frac{I_{bouss.\ i,k,j} \cdot Hk}{E_{i,k}(\sigma'_{i,k})} \text{ et } T_{\text{qext}\,i,j} = \sum_k \frac{I_{bouss.\ i,k,j} \cdot Hk}{E_{i,k}(\sigma'_{i,k})} \quad (10b)$$

$$\underline{dP_s} = \left(\underline{\underline{T_{inf}}}\right)^{-1} \cdot \left(\underline{da_s} - \underline{da_{s,gl}} - \underline{\underline{T_{qext}}} \cdot \underline{dq_{ext}}\right) \quad (11)$$

2.3 Résolution

La résolution du problème est faite en remplaçant dans l'équation (3b) le vecteur $\underline{dP_s}$ par son expression suivant (11) conduisant à l'équation (12) :

$$\underline{\underline{K_e}} \cdot \underline{da_e} = \underline{F_e} - \underline{\underline{F_s}} \cdot \left(\underline{\underline{T_{inf}}}\right)^{-1} \cdot \left(\underline{da_s} - \underline{da_{s,gl}} - \underline{\underline{T_{qext}}} \cdot \underline{dq_{ext}}\right) \quad (12)$$

Puis en écrivant que pour chaque nœud du radier, le tassement du sol est égal à la flèche de la plaque ; ce qui peut être traduit par l'égalité matricielle (13) :

$$\underline{da_s} = \underline{\underline{G}} \cdot \underline{da_e} \quad (13)$$

Enfin, en remplaçant $\underline{da_s}$ par son expression (13) dans l'expression (12) et en réarrangeant les termes, le système à résoudre à chaque itération de calcul est le suivant :

$$\underline{da_e} = \left(\underline{\underline{K_e}} + \underline{\underline{Fs}} \cdot \left(\underline{\underline{T_{inf}}}\right)^{-1} \cdot \underline{\underline{G}}\right)^{-1} \cdot \left(\underline{F_e} + \underline{\underline{Fs}} \cdot \left(\underline{\underline{T_{inf}}}\right)^{-1} \cdot \left(\underline{da_{s,gl}} + \underline{\underline{T_{qext}}} \cdot \underline{dq_{ext}}\right)\right) \quad (14)$$

3 Application de la méthode

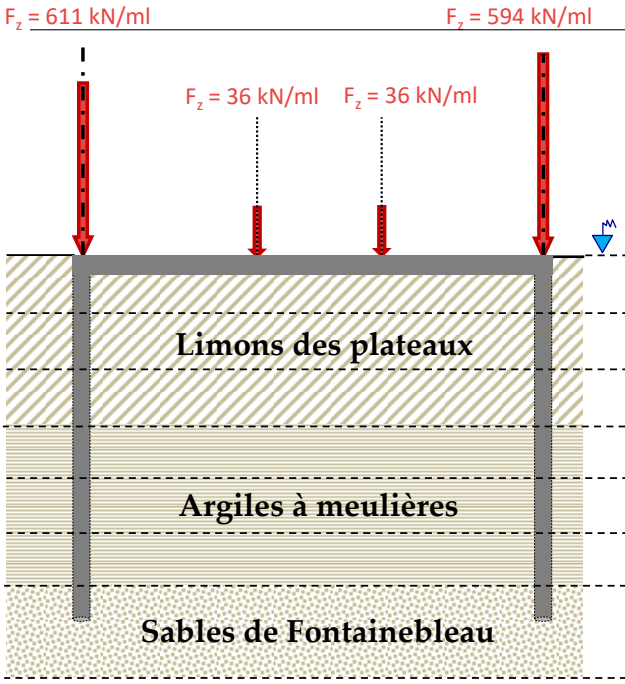
3.1 Implémentation

La résolution du problème de poutre sur continuum élastique gonflant a fait l'objet du développement d'un outil programmé en VBA :

- Les inversions de matrice sont réalisées par la méthode du pivot de Gauss,
- Les pas de chargement suivent une progression géométrique,
- L'outil permet la gestion du décollement entre la plaque et le sol si la pression d'interaction dépasse un critère en traction.

3.2 Comparaison avec d'autres méthodes de calcul : exemple de l'ENS Cachan

La méthode de calcul a été testée sur le système de fondation du bâtiment 4 de l'ENS Cachan constitué de fondations superficielles étendues, assistées par des pieux au niveau des façades lourdement chargées et en interaction avec des terrains gonflants (Beaussier et al., 2020).

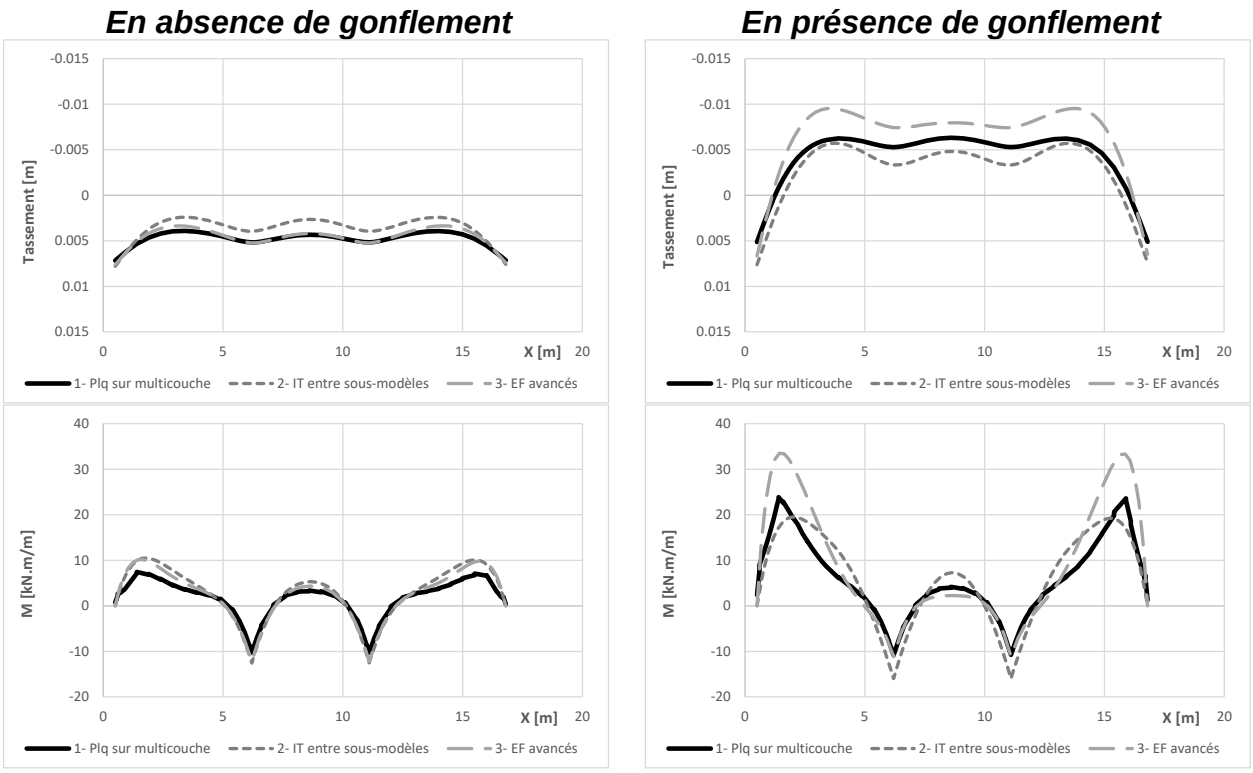


Couche	Z base [NGF]	γ [kN/m³]	E' [MPa]	ν [-]	Kg* [-]	σ'g [kPa]
TN	156.5	xx	xx	xx	xx	xx
LP1b	155.5	18	15	0.3	3.10^{-3}	100
LP1c	154.5	18	32	0.3	3.10^{-3}	100
LP1d	153	18	42	0.3	3.10^{-3}	100
AM2a	149.9	18	94.5	0.3	3.10^{-3}	100
AM2b	147.6	18	108	0.3	3.10^{-3}	100
AM2c	144	18	147	0.3	3.10^{-3}	100
SF	130	20	285	0.3	xx	xx

Figure 7. ENS Cachan – Bâtiment 4 – conception des fondations et principaux paramètres géotechniques

La Figure 8 compare les déplacements et sollicitations internes pouvant être calculées par le biais :

1- Du modèle de plaque sur multicouche gonflant développé ci avant,
2- D'itérations manuelles entre sous-modèle « de gonflement » et sous modèle « structurel » aux coefficients de réaction (Beaussier et al., 2020),
3- D'un modèle aux éléments finis utilisant des lois de comportement avancées.



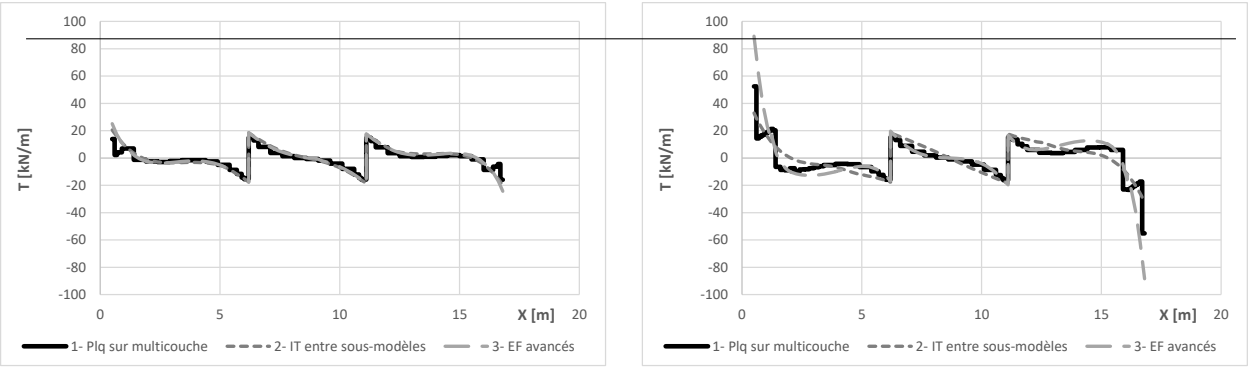


Figure 8. ENS Cachan – Bâtiment 4 – comparaison des déplacements et sollicitations internes calculés par 3 méthodes

De manière générale, en l'absence de terrains gonflant des terrains, le modèle de plaque sur multicouche reproduit mieux le comportement de référence (modèle éléments finis) dans la zone centrale qu'au voisinage des bords du radier. Cet effet peut être attribué à l'hypothèse de comportement œdométrique des sols considérée dans le programme de plaque sur multicouche, qui s'avère non valide à proximité des bords du radier.

Sous l'effet du gonflement, la prise en compte d'une diffusion des efforts au sein des terrains, la considération de la compressibilité (même faible) des horizons sous l'horizon gonflant et la discrétisation du comportement du sol à l'échelle de l'élément fini permettent de mieux saisir l'effet du gonflement que la méthode des sous modèles tout en évitant le recours aux itérations manuelles. Notamment, les résultats du modèle de plaque sur multicouche apparaissent très proches des résultats du modèle éléments finis en partie centrale du radier.

4 Conclusions

L'enjeu du dimensionnement des fondations étendues en interaction avec des sols gonflants est la détermination des sollicitations et des déformées de celles-ci sous l'effet des charges structurelles et de la réaction du sol sous le radier. La difficulté de traitement de ce problème fortement hyperstatique vient de la complexité des lois efforts/ déformations inhérentes aux phénomènes de gonflement (phénomènes tridimensionnels, lois fortement non linéaires…).

L'article propose, par une méthode hybride, une résolution de ce problème d'interaction sol-structure, sur la base d'un comportement des sols simplifié à l'extrême : considération d'une diffusion élastique des contraintes, d'un comportement œdométrique des sols et, au sein des sols gonflants, d'une loi logarithmique pouvant directement être alimentée par les résultats des essais de gonflement.

Les modélisations ont permis de mettre en évidence une bonne reproduction des efforts internes et déformées des radiers, ouvrant une alternative aux calculs itératifs manuels, mais également aux modèles éléments finis utilisant des lois de comportement avancées pour lesquels les calages des paramètres peuvent être fastidieux et sujets à débat.

5 Références bibliographiques

Beaussier A., Cuira F., Canat O. (2020). Fondations de la nouvelle E.N.S. Cachan – Prise en compte du gonflement par interaction sol structure. Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur – Lyon 2020.

Comité Français de Mécanique des Sols – CFMS (à paraître). Recommandations sur la prise en compte du gonflement des terrains argileux dans le dimensionnement des ouvrages d'infrastructure.

Cuira F. Simon B. (2008). Modélisation 3D simplifiée d'une plaque sur sol multicouche élastique. Revue française de géotechnique, n°124, 3ème trimestre 2008, pp3-17.

ALGORITHME POUR LA SIMULATION DES MÉCANISMES DE GONFLEMENT DES ARGILES EN ÉLÉMENTS FINIS

ALGORITHM FOR THE SIMULATION OF CLAY SWELLING MECHANISMS WITH FINITE ELEMENTS METHODE

Martin CAHN[1], Nhat Hoang NGUYEN[1], Olivier PAYANT[1], Sebastien BURLON[1]
[1] *Terrasol, Paris, France*

RÉSUMÉ – Cette communication présente une méthodologie de simulation du gonflement en éléments finis mise en œuvre pour la gare de Clichy Montfermeil de la ligne 16. L'algorithme mis au point, qui permet d'imposer par zone, une déformation de gonflement fonction de l'état de contrainte local dans le terrain, a permis d'affiner l'estimation des déplacements du radier et a constitué une aide à la définition des dispositions constructives.

ABSTRACT – This paper presents a finite element swelling methodology implemented for the Clichy Montfermeil station of line 16. The algorithm developed, which enables to impose, by zone, a swelling deformation depending on the local state of stress in the ground, allowed to refine the estimation of the displacements of the invert and constituted an aid to the definition of the constructive methods.

1. Introduction

Dans le cadre de la mission d'AMO géotechnique pour la ligne 16, une procédure de modélisation du gonflement a été mise au point afin d'estimer l'impact du phénomène dans les Marnes d'Argenteuil sur le radier et le refend central de la gare de Clichy-Montfermeil. L'algorithme utilisé dialogue avec le logiciel Plaxis 3D pour imposer, de manière spécifique à chaque zone, une déformation de gonflement fonction de l'état de contrainte dans le terrain. Le mécanisme peut être contrôlé en contrainte verticale ou en contrainte moyenne, tandis que la déformation peut être imposée de manière isotrope ou anisotrope. Son application a permis d'affiner les estimations de déplacements et de sollicitations différés dans le radier tandis que l'impact en termes de frottement négatif et de traction sur le refend central a pu être investigué en détail.

2. La gare de Clichy-Montfermeil

La gare de Clichy-Montfermeil (CMF) est située sur le lot 2 de la ligne 16, portion construite par le groupement d'entreprise Salini Impregilo / NGE et dont la maitrise d'œuvre est assurée par Egis sous maitrise d'ouvrage SGP.

2.1 Structure

La gare de CMF est constituée de deux cercles de rayons intérieurs de 16,51 m et 20,65 m lui conférant une forme bilobée dissymétrique. Le terrain naturel est situé à 113,5 NGF pour un fond de fouille épousant la forme de berceau du radier atteignant en son centre la côte 83,9 NGF et 85,8 NGF sous les quais. L'enceinte est constituée de parois moulées d'épaisseur égale à 1,2 m reliée au niveau de la jonction entre les lobes par un refend également en parois moulées et d'épaisseur identique. La jonction entre les parois périmétrales et le refends se fait via un panneau de jonction en forme de T tandis que l'ensemble des fiches des parois moulées atteignent la côte 70 NGF.

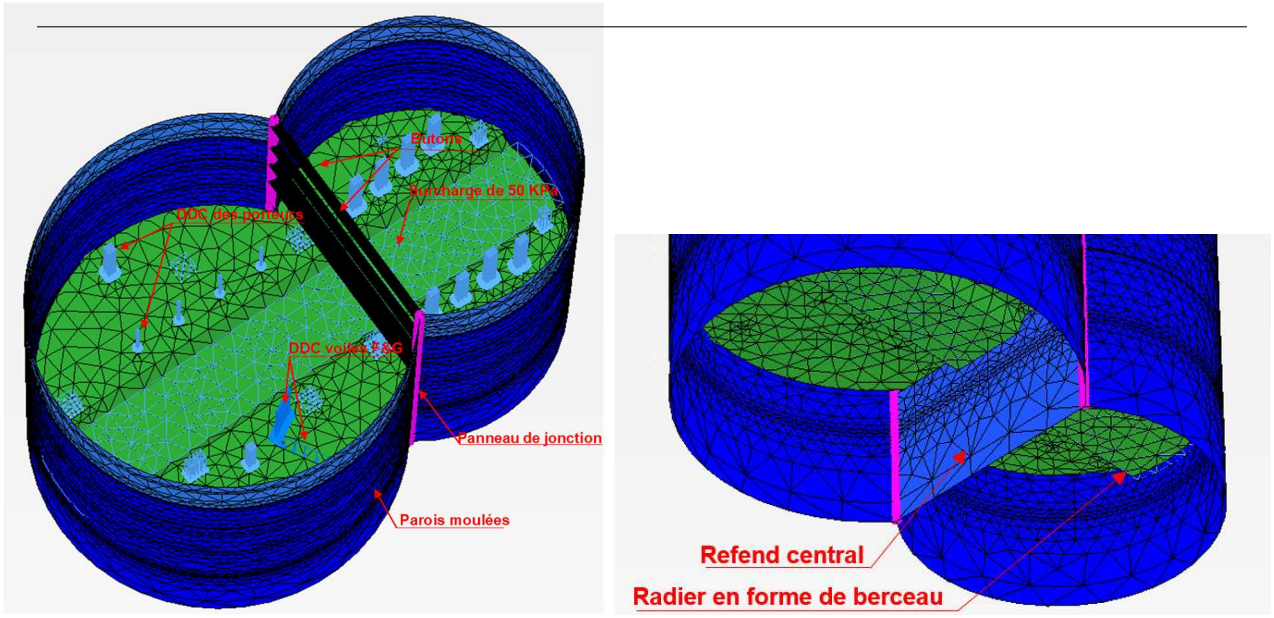


Figure 1. Structure du bilobe de CMF-Modèle Plaxis 3D

2.1 Contexte géotechnique

L'ouvrage est situé à la limite de Clichy-Sous-Bois et de Montfermeil sur la butte témoin portant le même nom, où la série complète des Masses et Marnes du Gypse Ludiennes est retrouvée coiffée des terrains Sannoisiens.

Sous les formations quaternaires de Remblais et de Limons des Plateau peuvent être identifiés : le Travertin de Brie (TB), les Glaises Verte (GV), les Marnes Supragypseuses de Pantin (MP), les Marnes Supragypseuses d'Argenteuil qui constituent le terrain d'assise du radier (MA) et les Masses et Marnes de Gypses (MFL), terrain d'ancrage des parois.

Deux nappes perchées, de puissances imitées intéressent l'ouvrage : celle du Travertin de Brie, portée par l'Argile Verte, et celle contenue dans les Marnes de Pantin, portée par les Marnes d'Argenteuil.

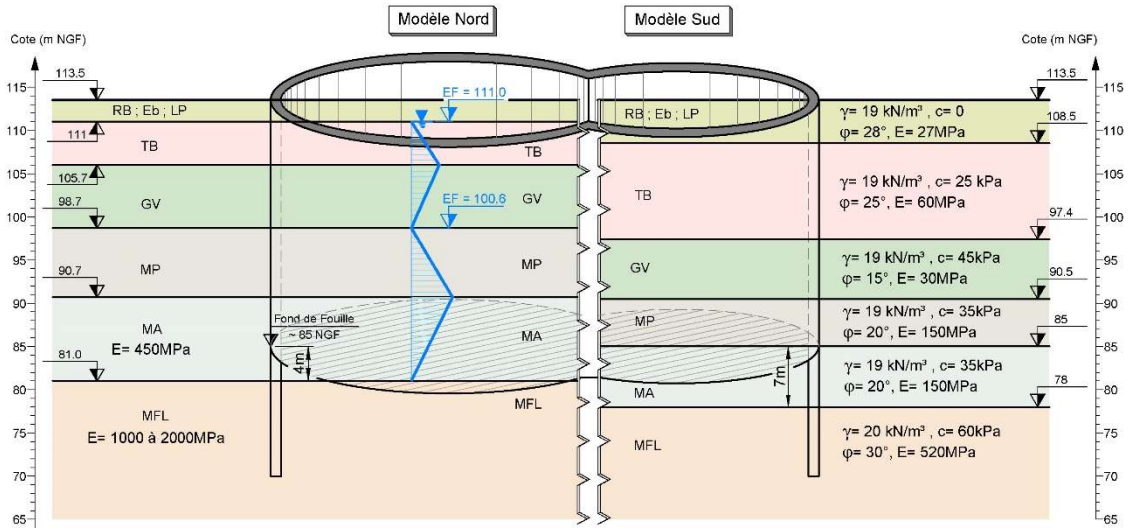


Figure 2. Modèles géotechniques

Ce contexte géotechnique local a pu être reconnu lors des différentes étapes de reconnaissances G1 et G2 et affiné par les sondages de G3 qui ont notamment mis en évidence des variations stratigraphique importantes à l'échelle de la gare laissant suspecter la présence de fontis dans les Masses et Marnes de Gypses ayant affecté les terrains sus-jacents. Deux modèles stratigraphiques et géotechniques distincts au Nord et au Sud avec

notamment des épaisseurs et des positions de couches variables ont alors été retenus pour mener les études d'exécution.

Une épaisseur de 7 m de Marnes d'Argenteuil est ainsi considérée sous le radier du petit lobe au sud et de 4 m sous le radier du grand lobe au nord. La synthèse des essais de gonflement à l'œdomètre disponibles a par ailleurs permis de définir les paramètres de gonflement suivants :

- Pression de gonflement $\sigma'_g = 250\ \mathrm{kPa}$;
- Indice de décompression C_s^* = 1,8% qui traduit uniquement le soulèvement par déchargement mécanique du terrain ;
- Rapport de gonflement $R_g^* = 3{,}6\%$ qui traduit le soulèvement induit à la fois par le déchargement mécanique du terrain et par son imbibition.

Les pentes Cs* et Rg*, exprimées en déformation, peuvent être reliées à l'indice des vides tel que $C_s^* = \frac{C_S}{1+e_0}$ et $\mathrm{R_g}^* = \frac{R_g}{1+e_0}$ avec un indice des vides e_0 de 0,65 retenu dans les MA.

3. Simulation du gonflement

Afin d'évaluer l'effet du gonflement des Marnes d'Argenteuil en fond de fouille sur le radier et le refend central, une modélisation éléments finis 3D a été mise en œuvre.

3.1 Gonflement par déformation volumique imposée

Une déformation supplémentaire ε_G est appliquée dans la zone susceptible de gonfler venant s'ajouter aux déformation élastiques ε_e et plastiques ε_p issues du calcul phasé.

$$\varepsilon = \varepsilon_e + \varepsilon_p + \varepsilon_G \quad (1)$$

Cette déformation additionnelle est supposée suivre une évolution linéaire dans le plan $(\log(\sigma'_a), \varepsilon_G)$ suivant une pente K et s'annuler lorsque la contrainte atteint la pression de gonflement $\sigma'_{G\,Ref}$:

$$\varepsilon_G = -K.log\left(\frac{\sigma'_a}{\sigma'_{G\,Ref}}\right) \quad (2)$$

Ce principe de simulation, classique pour le dimensionnement des tunnels en terrain gonflants (Gysel 1978, Wittike et Pierau 1979, Robert 1997, Bultel 2003), présente l'avantage de se baser sur les caractéristiques qu'il est possible de mesurer en laboratoire à l'œdomètre et de tenir compte de l'état de contrainte en fond de fouille. Il permet de rendre compte phénomènes de gonflement de manière macroscopique sans nécessiter de modéliser directement le phénomène d'imbibition (ce qui parait impossible puisqu'il faudrait modéliser l'hydratation des particules et des feuillets argileux).

L'utilisation de cette méthode parait d'autant mieux justifiée sur le cas de la gare de CMF que dans le cas de tunnels au vu des conditions retrouvées en fond de fouille. Celles-ci s'apparentent en effet à celle d'un œdomètre car l'extension latérale des terrains y est bloquée par la raideur importante de l'enceinte en parois moulées et par le terrain coté terre.

Les contraintes dans les Marnes d'Argenteuil varient cependant de manière importante en fond de fouille : des descentes de charges localisées s'y appuient via le radier, sa forme n'est pas plane (cf figure 1), des reports de contraintes par effets d'accroches voient le jour à proximité des parois, la rigidité du radier est variable suivant la proximité des parois tandis que l'épaisseur même de la couche est relativement importante.

Définir une déformation unique à introduire qui permettrait de satisfaire la condition d'équilibre (2) n'est pas possible.

Afin de mettre en œuvre ce principe de modélisation, un algorithme codé en Python permettant de dialoguer avec le code PLAXIS a été implémenté. Le point de départ de la procédure consiste à découper les Marnes d'Argenteuil retrouvées en fond de fouille en « blocs » pour lesquels une déformation spécifique en accord avec la loi de gonflement

retenue est imposée. Dans le cas spécifique de la gare de CMF, les Marnes d'Argenteuil sont découpées en 112 blocs en fond de fouille.

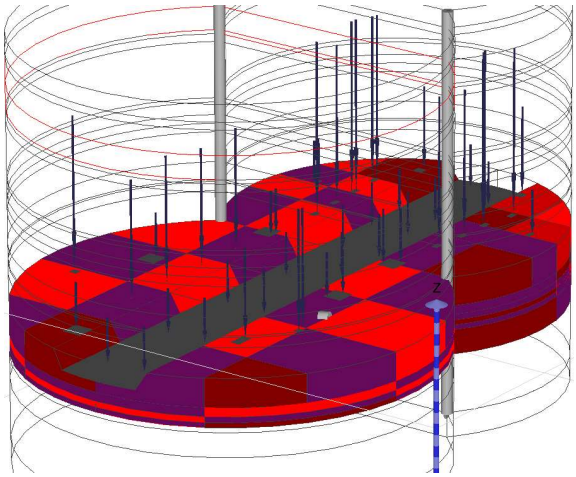
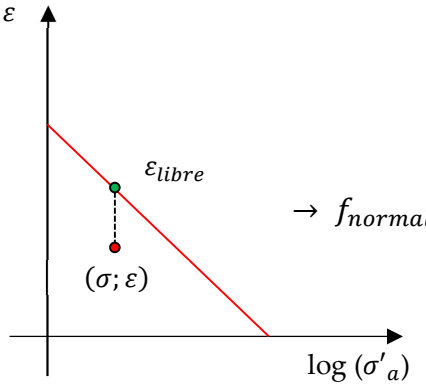


Figure 3. Découpage de la couche gonflant en « blocs » pour la simulation du gonflement

Sur chacun de ces blocs, la contrainte moyenne effective $\sigma'_{a\ moyenne}$ pondérée par le volume des éléments qui le constitue et par le poids relatif des points de Gauss de chaque élément est calculée. L'algorithme recherche, par un processus itératif, la déformation qu'il est nécessaire d'injecter à chacun de ces blocs pour que l'ensemble des couples ($\sigma'_{a\ moyenne}$, $\varepsilon_{G\ moyenne\ vue}$) satisfassent la loi de gonflement retenue.

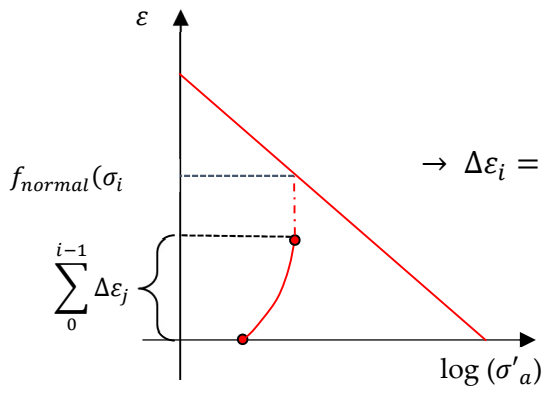
La fonction $f_{normal}(\sigma')$ est définie comme étant la déformation qu'il faudrait injecter à un échantillon de terrain libre de toute contrainte :



$$\rightarrow\ f_{normale}(\sigma') = max\left(-K.log\left(\frac{\sigma'}{\sigma'_{G\ Ref}}\right);0\right) \quad (3)$$

Figure 4. Fonction normale et déformation libre

Cette déformation est imposée successivement à chaque itération i d'un pas réduit α jusqu'à atteindre la convergence sur la droite de gonflement recherchée :



$$\rightarrow\ \Delta\varepsilon_i = \alpha.\left(f_{normal}\,(\sigma_{i-1}) - \sum_0^{i-1}\Delta\varepsilon_j\right) \quad (4)$$

Figure 5. Déformation imposée successive

Du fait de la raideur du système, la déformation imposée ne correspond pas à la déformation vue. Les blocs sont par ailleurs interdépendants : une déformation imposée sur une zone influe sur la zone adjacente tant en déformation qu'en contrainte. Il est donc nécessaire, après chaque itération, de calculer la déformation et la contrainte moyenne pondérée dans chacun blocs afin d'ajuster la déformation ε_G qu'il est nécessaire d'injecter.

La convergence du calcul est comparée à chaque étape à une tolérance fixée au préalable. La figure suivante présente la vérification du critère de convergence des 112 blocs considérés au fond de fouille. Sur une partie importante de ceux-ci, aucune déformation n'est appliquée puisque la contrainte moyenne dans le bloc est supérieure à la pression de gonflement considérée (blocs situés sous les porteurs ou blocs situés en profondeur).

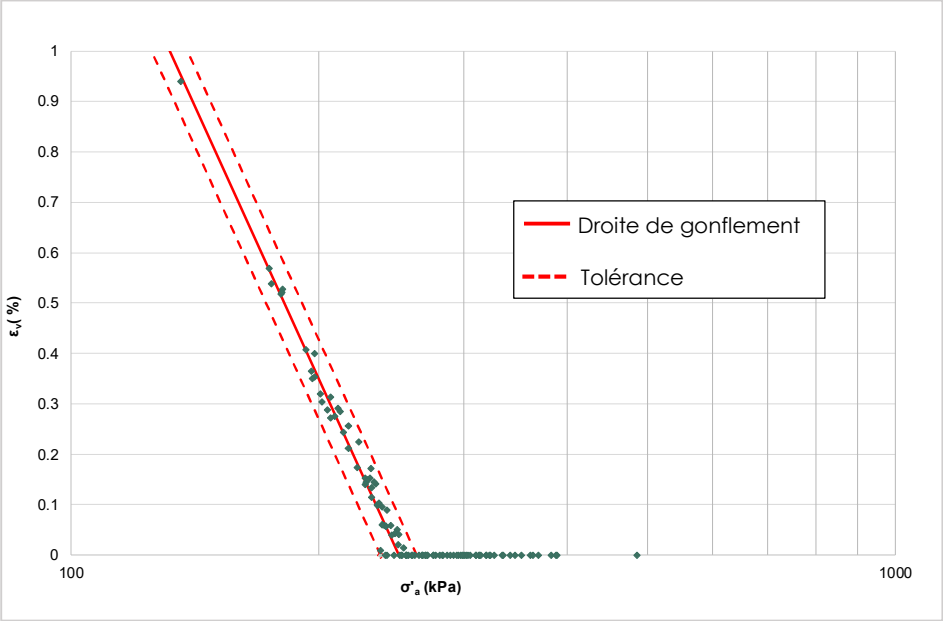


Figure 6. Vérification du critère de convergence

3.1 Paramètres de gonflement

Différents paramètres peuvent être envisagés dans la loi de gonflement (2):

- la déformation de gonflement ε_G peut être imposée selon la direction verticale $\varepsilon_{verticale}$ ou de manière volumique $\varepsilon_{volumique}$;
- on peut considérer la contrainte σ'_a régulant le mécanisme de gonflement comme la contrainte verticale effective $\sigma'_{verticale}$ ou la contrainte moyenne effective p' ;
- la pression de gonflement $\sigma'_{G\,Ref}$ peut être prise égale à la pression de gonflement axiale σ'_g ou à une pression de gonflement moyenne, éventuellement définie telle que $p'_g = \frac{1+v}{3(1-v)}\sigma'_g$;
- la pente de gonflement K peut être prise égale :
    - soit à celle mesurée directement à l'œdomètre $R_g{}^*$où l'effet du soulèvement lié au déchargement élastique et l'effet du gonflement lié à l'imbibition sont additionnés ;
    - soit à une pente réduite pour ne tenir compte que des effets de l'imbibition $K_g{}^* = R_g{}^* - C_s{}^*$ en supposant que le déchargement élastique a déjà eu lieu lors du terrassement (CFMS, à paraitre).

Une étude paramétrique combinant ces différentes hypothèses a alors été menée de manière à illustrer leur importance relative sur l'amplitude du phénomène. Certains résultats de ces modélisations sont illustrés au paragraphe suivant.

4. Résultats des simulations

4.1 Soulèvement du radier

La figure 7 illustre le soulèvement du radier d'1,3 m d'épaisseur modélisé en plaques dans l'hypothèse d'un gonflement simulé en déformation volumique, avec une pression de gonflement σ'_g de 250 kPa et une pente $R_g{}^*$ de 3,6%.

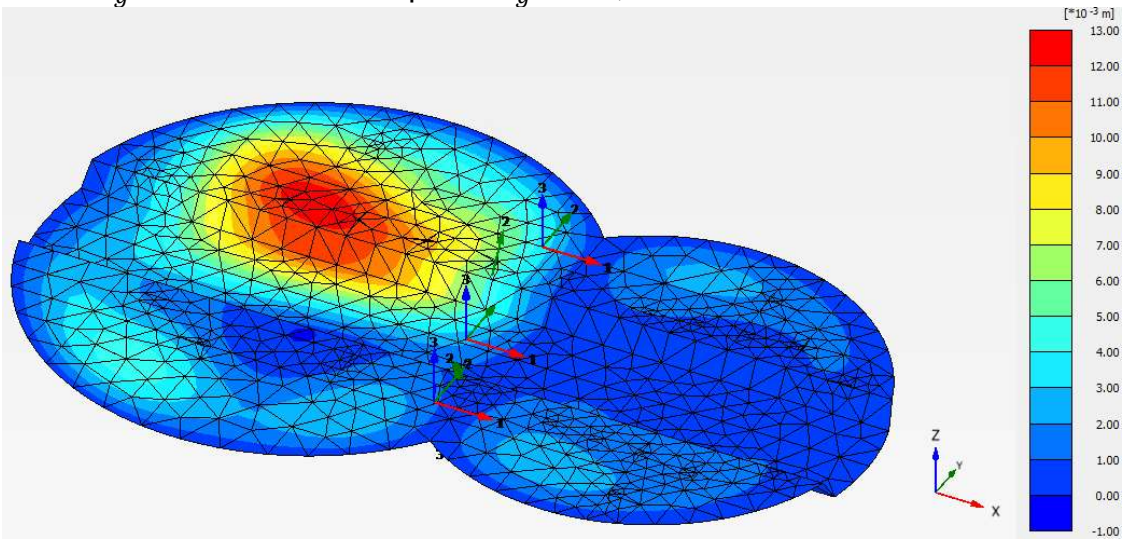


Figure 7 : Déplacement vertical u_z du radier $\varepsilon_{vol}, \sigma'_{vert}, \sigma'_g, R_g{}^*$, déplacement max 1,3 cm

Le soulèvement maximal calculé est de 1,3 cm au niveau du grand lobe, dans une zone où les descentes de charges sont les plus faibles. Coté petit lobe, bien que l'épaisseur de Marnes d'Argenteuil soit plus importante et le terrain moins raide, le soulèvement est moins important du fait de charges plus conséquentes sur le radier et d'un effet d'accroche sur les parois plus marqué.

Le tableau suivant compare les déplacements maximaux calculés au niveau du grand lobe en réduisant la pente de gonflement à $K_g{}^*$ et en passant à un contrôle en contrainte moyenne.

Tableau 1. Comparaison de soulèvements du radier suivant les paramètres de gonflement

Paramètres de la loi de gonflement (2)				*Déplacement maximal vertical du radier (cm)*
ε_g	σ'_a	$\sigma'_{g\,ref}$	K	
ε_{vol}	σ'_{vert}	$\sigma'_g = 250\ kPa$	$R_g{}^*$= 3,6%	1,3
			$K_g{}^*$=1,6%	0,8
	p'		$R_g{}^*$=3,6%	0,5

En réduisant la pente de moitié, en considérant une pente $K_g{}^*$de 1,6% au lieu d'une pente $R_g{}^*$ de 3,6%, le soulèvement maximal calculé est réduit d'environ 40% et passe de 1,3 à 0,8 cm.

En conservant une pente Rg*, tenant compte de l'effet combiné du déchargement élastique et du gonflement lié à l'imbibition, mais en contrôlant le mécanisme en termes de contraintes moyennes, le soulèvement est réduit de 60%. Ce résultat s'explique par le fait que l'excavation engendre une diminution relative de contrainte moyenne moins importante que la diminution de contrainte verticale. La couche de Marnes d'Argenteuil en fond de fouille, objet du gonflement, est par ailleurs contrainte par l'enceinte en parois moulées et par le terrain sous-jacent. Toute augmentation de volume y engendre une augmentation de contraintes horizontales, limitant les mécanismes de gonflement.

4.2 Traction dans le refend central et frottement négatif

Quelles que soient les hypothèses de gonflement retenues, l'analyse des efforts dans le refend et des cisaillements à l'interface sol/parois met en évidence qu'une part importante de la traction et du frottement négatif provient du déchargement mécanique déjà pris en compte dans le modèle éléments finis lors des étapes de terrassements.

Même en retenant l'hypothèse conservatrice d'une pente de gonflement Rg* et d'un gonflement contrôlé en contrainte verticale, les tractions dans le refend restent limitées :

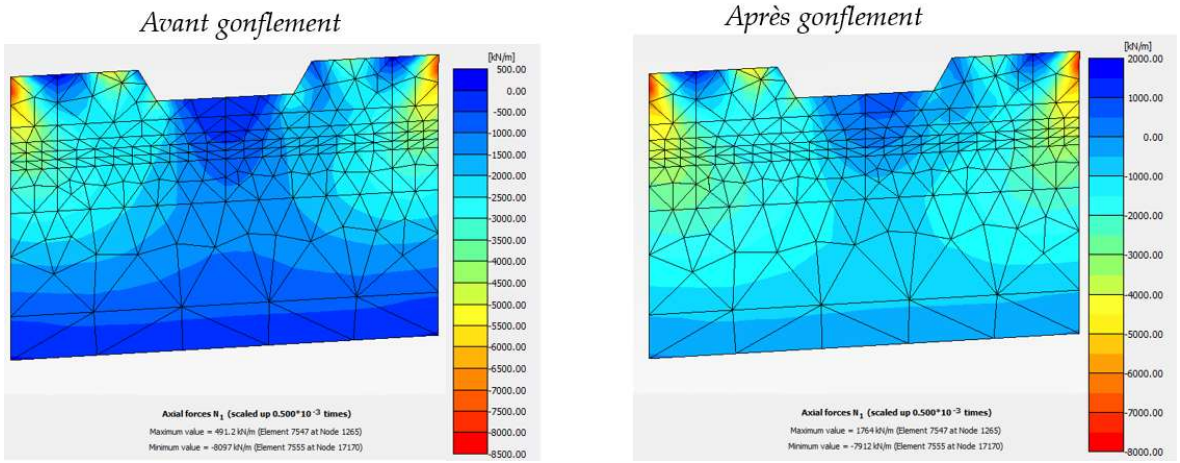


Figure 8 : Efforts normaux dans le refend $\varepsilon_{vol}, \sigma'_{vert}, \sigma'_g, R_g^*$

L'effort normal maximal de traction évolue avant et après simulation du gonflement de 0,5 MN/m à 1,8 MN/m et l'effort maximal de compression passe de 8,1 à 7,9 MN/m, valeur compatible avec la dimension du refend et la classe de béton et le ferraillage envisagé.

Le frottement négatif à l'interface est lui aussi augmenté après simulation du gonflement, mais dans des proportions qui restent limitées. Le cisaillement n'est par ailleurs pas symétrique de part et d'autre du refend, avec un frottement négatif moins prononcé coté petit lobe du fait d'un gonflement moins important déjà mis en évidence sur le soulèvement du radier. Dans tous les cas, la vérification de la mobilisation du frottement est assurée par les faibles déplacements calculés et le fait que le gonflement ne puisse pas induire de mécanismes de rupture géotechnique.

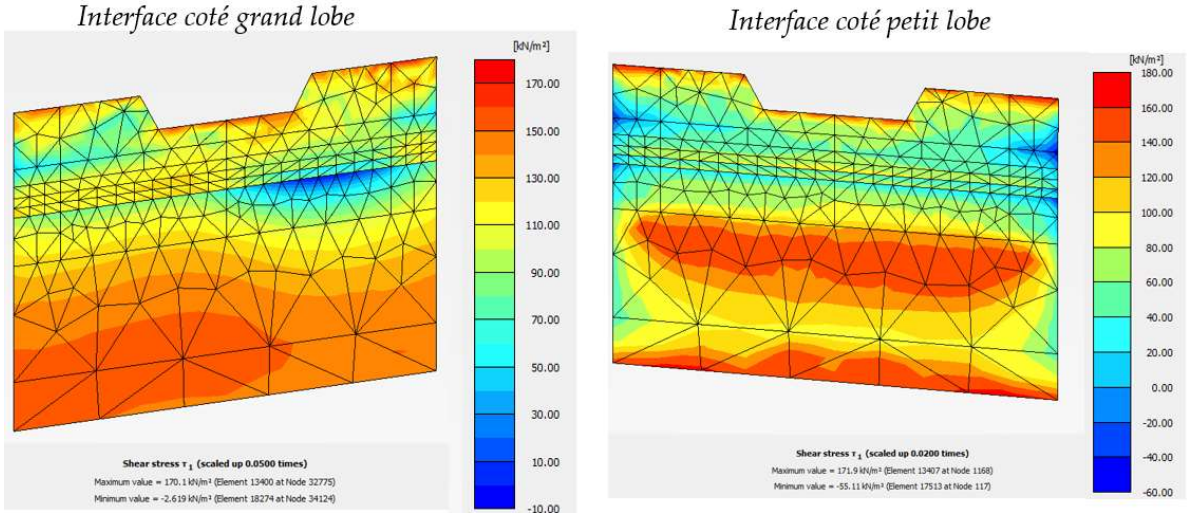


Figure 9 : Efforts normaux dans le refend $\varepsilon_{vol}, \sigma'_{vert}, \sigma'_g, R_g^*$

5. Conclusions

Le principe de modélisation des mécanismes de gonflement présenté dans cette communication se base sur un algorithme contrainte/déformation exploitant les déformations et les contraintes résultantes d'un processus de simulation itératif. Il est applicable à tout type de logiciel de modélisation éléments finis bi ou tridimensionnel. La méthodologie développée présente notamment l'intérêt de permettre de paramétrer les hypothèses de la loi de gonflement.

Son application sur la gare de CMF montre que, quand le gonflement est contrôlé en contrainte moyenne, les déplacements sont les plus faibles et les sollicitations très réduites. Étudier les mécanismes de gonflement en termes de contraintes moyennes est une hypothèse classique dans les méthodes de dimensionnement des tunnels et qui semble tout à fait valide vis-à-vis des mécanismes qui voient le jour au niveau des fonds de fouille : le gonflement est un mécanisme tridimensionnel qui dépend de la possibilité d'arrivée d'eau dictée par l'augmentation d'indice des vides et donc de la diminution de contrainte sphérique. L'étude paramétrique mise en œuvre a par ailleurs montré l'intérêt de ne considérer que les mécanismes de gonflement liés à l'imbibition en réduisant la pente de Rg^* à Kg^*.

Les phénomènes de soulèvement et de gonflement en fond de fouille sont des mécanismes complexes faisant intervenir l'interaction du sol et de l'eau à différentes échelles. La méthodologie proposée, si elle peut permettre d'affiner la détermination de l'équilibre sol gonflant/radier par rapport à d'autres méthodes de calculs, peut encore être améliorée. La précision numérique qu'il possible d'atteindre doit par ailleurs être analysée au regard des incertitudes sur la définition des paramètres de gonflement et la grande sensibilité de ces terrains au remaniement. Il est également à noter les résultats obtenus pourraient être considérés comme une borne supérieure de la réponse du terrain en fond de fouille, puisque la méthode suppose un apport d'eau suffisant pour mobiliser la totalité du potentiel de gonflement de la couche considérée, condition qui n'est pas toujours susceptible d'être rencontrée en pratique.

6. Remerciements

Les auteurs tiennent à remercier l'ensemble des personnes ayant contribué à différents niveaux à la mise au point de la procédure de calcul présentée dans cet article : la SGP et EGIS comme maître d'ouvrage et maître d'œuvre du projet ainsi que l'UGE.

7. Références bibliographiques

Bultel F., (2001). Prise en compte du gonflement des terrains dans le dimensionnement des revêtements des tunnels, Thèse de doctorat de de l'ENPC, 290 pages.

CFMS (à paraitre/version provisoire V36), Recommandations sur la prise en compte du gonflement des terrains argileux dans le dimensionnement des ouvrages d'infrastructure, Groupe de Travail « Prise en compte du gonflement des terrains argileux pour le dimensionnement des ouvrages d'infrastructure ».

Gysel M., (1987). Design of tunnel in Swelling Rocks, Rock Mechanics and Rock Engineering 20, pp. 219-242.

Robert A., Saïtta A., Colomb A., Cristia L., Dardard B., About N., Le Bissonnais H., (1997). Modélisation numérique des effets du gonflement dans les ouvrages souterrains. Tunnel et Ouvrages Souterrains N°143N, pp. 301-306.

Wittke, W., and Pierau, B. (1979). Fundamentals for the design and construction of tunnels in swelling rock. In Proceedings of the 4th International Congress on Rock Mechanics, Montreux, Switzerland.

CONSIDERATIONS AUTOUR DES MODELES DE GONFLEMENT DES SOLS ARGILEUX

CONSIDERATIONS OF THE SWELLING LAWS FOR CLAYEY SOILS

Elsa DAMPFHOFFER[1], Martin CAHN[1], Sébastien BURLON[1]
[1] *Terrasol SETEC, Paris, France*

RÉSUMÉ – La modélisation du gonflement se fait classiquement à partir d'une loi empirique caractérisée en laboratoire, qui exprime la déformation verticale en fonction de la contrainte verticale. Cette communication vise à montrer qu'il est possible de retrouver les résultats expérimentaux en rendant compte du mécanisme selon différentes manières : le recalage de la loi de gonflement n'est pas univoque et l'impact sur les ouvrages en est modifié.

ABSTRACT – Usually, an empirical law is used to characterize the swelling of clay soils. This law is evaluated in laboratory. It describes the vertical strain of a sample depending on the vertical stress. This paper aims to point out that the experimental results can be found by accounting for the mechanism according to different approaches. There are various models which can fit the experimental test but the impacts on the structure are different.

1. Introduction

La manifestation des phénomènes de gonflement sur les ouvrages enterrés prend différentes formes : génération de pressions supplémentaires sur les structures et soulèvements du radier ou du fond de fouille. La prise en compte des effets du gonflement peut ainsi poser des problématiques de vérifications structurelles et/ou de compatibilités fonctionnelles sur les ouvrages à construire.

Le phénomène étudié ici concerne le gonflement des sols saturés contenant des minéraux argileux. Le gonflement de ces terrains se manifeste par l'augmentation de leur volume due à une augmentation de la teneur en eau. Dans le cas d'une excavation, l'augmentation de volume se traduit aussi par un soulèvement induit par la diminution des contraintes effectives verticales : le déplacement vertical constaté se trouve ainsi être la combinaison d'un gonflement et d'un soulèvement.

Le mécanisme de gonflement des sols argileux trouve son origine à l'échelle des interactions moléculaire des particules argileuses avec l'eau. Cependant, il n'existe pas de moyen fiable de prévoir l'ampleur des manifestations de ce phénomène à uniquement à partir des paramètres d'identification (Johnson & Snethen (1978) cités par Bultel, 2001).

Des lois de comportement spécifiques au cas des sols gonflants existent (Alonso et al. 1990 ; 1999), mais leur application aux problèmes d'ingénierie étudiés est délicate, notamment en raison de la difficulté d'identification des paramètres ou de problèmes numériques associés à la transition de l'état non saturé à l'état saturé.

L'objectif de la présente communication est de proposer une méthode d'interprétation des essais de gonflement au laboratoire, qui traduisent le phénomène de gonflement manière macroscopique et de permettre la détermination des paramètres à introduire dans une modélisation numérique.

2. Essai œdométrique

Les procédures d'essai les plus couramment utilisées sont l'essai de gonflement en parallèle (XP P 94-091), l'essai de gonflement à volume constant et l'essai de gonflement par paliers successifs (ISRM, 1989). La présente communication s'attachera à modéliser analytiquement cette dernière, compte tenu de sa pertinence et de sa large utilisation.

Cet essai (cf. Figure 1) débute par un cycle de chargement-déchargement-rechargement permettant de limiter et évaluer l'importance du remaniement de l'échantillon avant mise en contact avec de l'eau. Après stabilisation, le déchargement est réalisé par paliers successifs, en attendant stabilisation après chaque palier (Huder et Amberg, 1970).

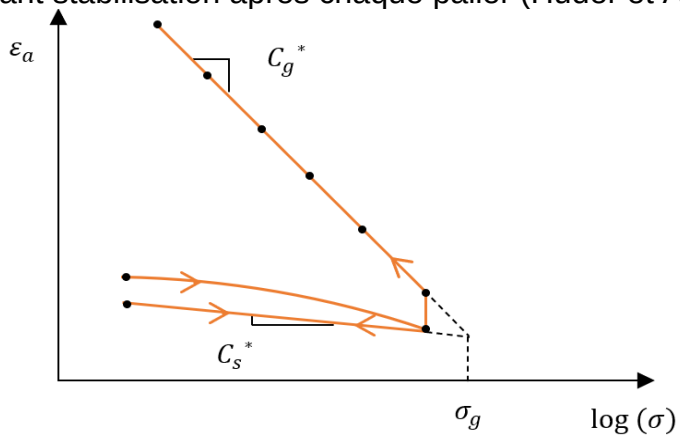


Figure 1 : Essai de gonflement par palier successifs/de Huder-Amberg

À partir des courbes déformation axiale en fonction du logarithme de la contrainte verticale, les paramètres caractérisant la propension d'un sol à gonfler sont déterminés. Il s'agit de :

- La *pression de gonflement* σ'_g qui correspond à l'état de contrainte au-delà duquel le sol ne gonfle plus ;
- L*'indice de gonflement* $C_s{}^*$ défini par la pente du chargement/déchargement mécanique sans apport d'eau (tassement et soulèvement) ;
- Le *coefficient de gonflement* $C_g{}^*$ qui correspond à la pente obtenue lors d'un déchargement d'un sol gonflant sous imbibition ;
- La *pente de gonflement* $K_g{}^*$ pouvant être défini comme la différence entre le coefficient de gonflement $C_g{}^*$ et l'indice de gonflement $C_s{}^*$.

Les coefficients présentés ci-dessus relient la déformation verticale à la contrainte verticale. Il est courant d'utiliser les coefficients C_s, C_g et K_g qui expriment la variation d'indice des vides par rapport à la contrainte verticale. La déformation verticale ε_a de l'échantillon étant liée à l'indice des vides tel que :

$$\Delta e_0 = \varepsilon_a \times (1 + e_0) \qquad (1)$$

Les différents coefficients s'expriment alors:

$$C_s{}^* = \frac{C_s}{1+e_0} \quad ; \quad C_g{}^* = \frac{C_g}{1+e_0} \quad ; \quad K_g{}^* = \frac{K_g}{1+e_0} \qquad (2)$$

3. Principe de modélisation

Le modèle analytique retenu suppose un apport d'eau suffisant pour mobiliser la totalité du potentiel de gonflement. Dans le repère de l'échantillon, c'est-à-dire avec la première composante dans la direction verticale, et en respectant les conditions œdométriques, les déformations et contraintes résultantes sont :

$$\overline{\overline{\varepsilon_a}} = \begin{bmatrix} \varepsilon_a \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \quad \text{et} \quad \overline{\overline{\sigma}} = \begin{bmatrix} \sigma_v \\ \sigma_h \\ \sigma_h \end{bmatrix} \qquad (3) \text{ et } (4)$$

Le phénomène de gonflement est simulé par l'ajout d'une déformation $\overline{\overline{\varepsilon_g}}$. La déformation de gonflement apparente $\overline{\overline{\varepsilon_a}}$ qui en résulte est une déformation « vue » qui peut être décomposée en une part de déformation élastique, une part plastique et une part propre au gonflement :

$$\overline{\overline{\varepsilon_a}} = \overline{\overline{\varepsilon_{el}}} + \overline{\overline{\varepsilon_{pl}}} + \overline{\overline{\varepsilon_g}} \qquad (5)$$

Lorsque la contrainte verticale effective est inférieure à la pression de gonflement, le sol se déforme selon la loi suivante (Grob, 1972), aussi appelée loi de Grob :

$$\varepsilon_a = -C_g{}^*.log\left(\frac{\sigma'_v}{\sigma'_g}\right) \quad (6)$$

Cependant, le gonflement s'exprimant de manière volumique, il est envisageable de considérer qu'il dépende de la contrainte moyenne (Serratrice et Soyez, 1996). Cette hypothèse permet de prendre en compte l'influence de la contrainte horizontale sur le gonflement. La loi de gonflement considérée serait alors, avec C_{gp}* la pente en contrainte moyenne :

$$\varepsilon_a = -C_{gp}{}^*.log\left(\frac{p'}{p_g}\right) \quad (7)$$

Le modèle analytique d'un palier de déchargement fonctionne de la manière suivante. La déformation liée au simple déchargement mécanique (avec C_s) est calculée puis, l'effet du gonflement hydrique est simulé. Pour cela, la valeur de $\overline{\overline{\varepsilon_g}}$ à injecter pour que ε_a suive la loi de Grob est déterminée (cf. Figure 2). À chaque étape l'application de la loi de Hooke permet de déterminer l'état de contrainte et de déformation de l'échantillon.

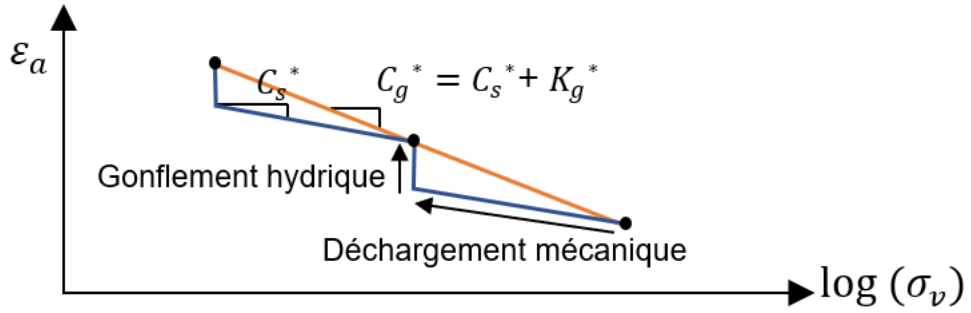


Figure 2 : Principe de la modélisation, sur 2 paliers successifs lors d'un essai

3.1. *Déformation de gonflement et anisotropie du gonflement*

La déformation de gonflement $\overline{\overline{\varepsilon_g}}$ est décomposée dans les trois directions à l'aide du facteur d'anisotropie β (compris entre -0,5 et 1). Lorsque $\beta = 0$, la déformation de gonflement s'applique de manière isotrope. Lorsque $\beta = 1$ (resp. $\beta = -0{,}5$), elle est purement verticale (resp. horizontale).

$$\overline{\overline{\varepsilon_g}} = \begin{bmatrix} \frac{1+2\beta}{3} \\ \frac{1-\beta}{3} \\ \frac{1-\beta}{3} \end{bmatrix} \times \left\|\overline{\overline{\varepsilon_g}}\right\| \quad (8)$$

4. Prise en compte d'un comportement élastique

En élasticité, la loi de Hooke sur une itération de gonflement s'exprime, avec $\underline{\underline{C}}$ la matrice d'élasticité :

$$\Delta\overline{\overline{\sigma}} = \underline{\underline{C}}\left(\overline{\overline{\varepsilon_a}} - \overline{\overline{\varepsilon_g}}\right) \quad (9)$$

4.1. *Cas isotrope*

L'isotropie se traduit dans la modélisation par un facteur d'anisotropie β nul. La Figure 3 met en lumière les différences entre une modélisation en contrainte moyenne et une modélisation en contrainte verticale.

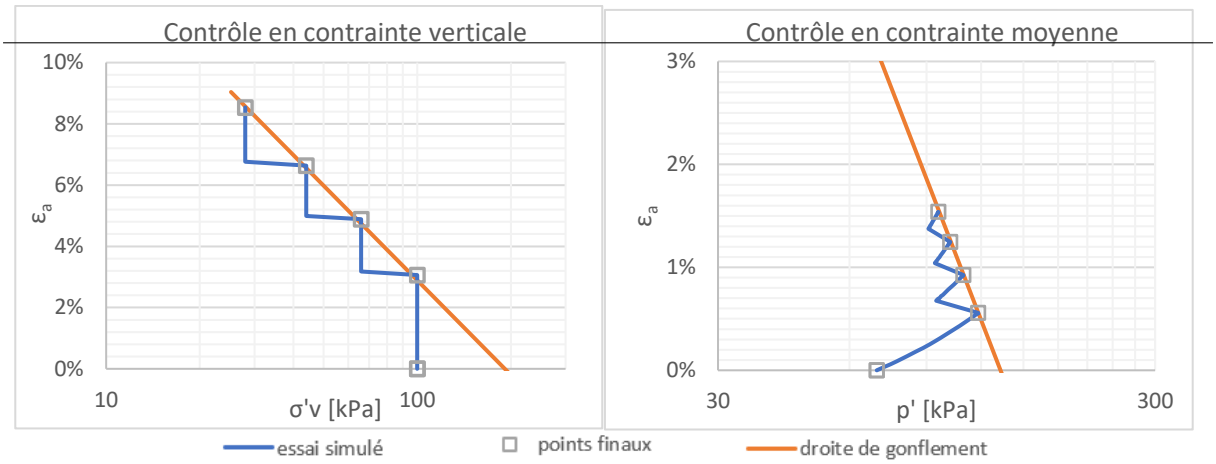


Figure 3 : Comparaison entre les déformations d'une modélisation du gonflement en contrainte verticale (à gauche) et en contrainte moyenne (à droite)

Pour un contrôle en contrainte verticale, l'état de gonflement ne dépend que de cette dernière, maintenue constante par palier. Dans un contrôle en contrainte moyenne, le gonflement va générer une augmentation de la contrainte horizontale, ce qui va contribuer à augmenter la contrainte moyenne. Ainsi lors d'une étape de gonflement la contrainte moyenne augmente, même si la contrainte verticale est maintenue constante. Cette augmentation de la contrainte moyenne limite alors l'amplitude du gonflement.

4.2. Cas anisotrope

Le facteur β permet d'introduire l'anisotropie de déformation de gonflement. Dans le cas où β=1, le contrôle en contrainte verticale et en contrainte moyenne donnent les mêmes résultats : il n'y a plus d'augmentation de la contrainte horizontale.

4.2.1. Hypothèse de gonflement en contrainte verticale

La valeur du facteur d'anisotropie modifie la répartition du gonflement injecté entre les directions horizontales et verticales. Ceci impacte directement la valeur de la contrainte horizontale, qui n'influence pas le mécanisme si le contrôle se fait en contrainte verticale. Ainsi, quelle que soit l'hypothèse d'anisotropie, on obtient le même chemin avec un contrôle en contrainte verticale.

4.2.2. Hypothèse de gonflement en contrainte moyenne

Avec l'hypothèse d'un contrôle en contrainte moyenne, le facteur d'anisotropie influence le comportement de gonflement de l'échantillon. Lorsque β augmente, la proportion des déformations de gonflement injectées dans la direction verticale augmente. En comparant les chemins des essais (cf. Figure 4), il apparait que plus le facteur d'anisotropie est grand, plus les déformations verticales vues sont importantes.

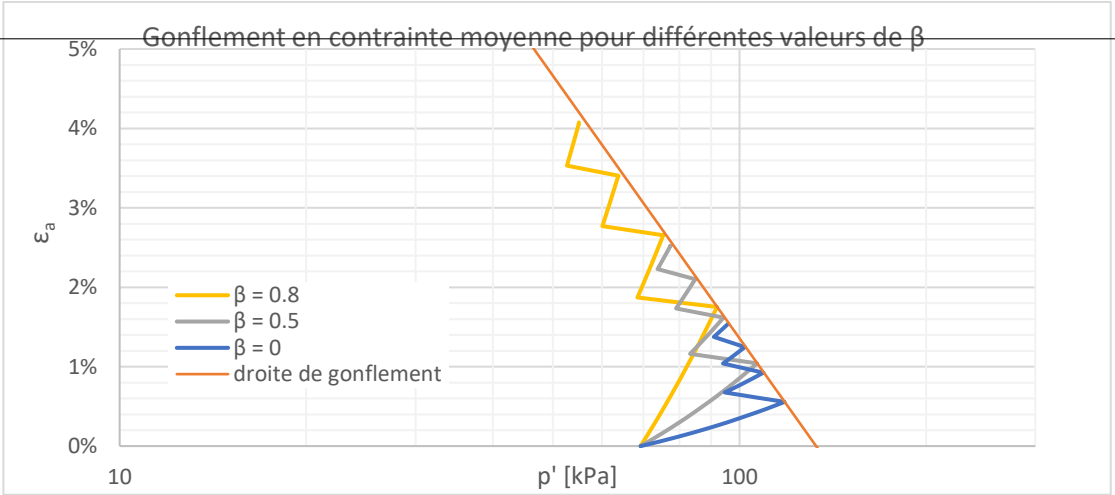


Figure 4: Déformations lors de l'essai pour différentes valeurs du facteur d'anisotropie, avec un contrôle en contrainte moyenne

5. Prise en compte d'un comportement plastique

La plasticité influence la réponse de l'échantillon soumis au gonflement (Serratrice et Soyez, 1996). Avec sa prise en compte, la déformation de l'échantillon s'exprime selon l'équation (5). La loi de Hooke s'applique alors de la manière suivante :

$$\Delta\bar{\bar{\sigma}} = \underline{\underline{C}}\left(\overline{\bar{\varepsilon}_a} - \overline{\bar{\varepsilon}_{pl}} - \bar{\bar{\varepsilon}}_g\right) \quad (10)$$

Le critère de plasticité utilisé est un critère de Mohr Coulomb. Si, pour un état de contrainte donné, ce critère est positif, cela signifie que des déformations plastiques vont se développer au sein du matériau et que le déviateur ne peut plus augmenter. Avec σ_1, σ_3 contraintes principales le critère s'exprime, avec c la cohésion et φ l'angle de frottement:

$$f(\sigma_1, \sigma_3) = \sigma_1 - \sigma_3 - (\sigma_1 + \sigma_3) \times sin(\varphi) - 2 \times c \times cos\,(\varphi) \quad (11)$$

La règle d'écoulement plastique considérée avec ψ l'angle de dilatance est :

$$g(\sigma_1, \sigma_3) = \sigma_1 - \sigma_3 - (\sigma_1 + \sigma_3) \times sin(\psi) \quad (12)$$

5.1. Contrôle en contrainte verticale avec plasticité

Sous l'hypothèse d'un contrôle en contrainte verticale, l'introduction de la plasticité n'influence pas le résultat de l'essai. Si le comportement est élastique, le gonflement se traduit horizontalement par l'augmentation de la contrainte horizontale. Si le comportement est plastique, la contrainte horizontale est bornée (le déviateur maximal est atteint). Dans les deux cas, la contrainte verticale étant maintenue constante, l'amplitude du gonflement vu n'est pas modifiée.

5.1. Contrôle en contrainte moyenne avec plasticité

La Figure 5 présente deux modélisations pour lesquelles tous les paramètres introduits, sauf la cohésion, sont identiques. Dans le cas où la cohésion est la plus faible, l'échantillon rentre en plasticité lors des deux derniers paliers de gonflement. Dans l'autre cas le comportement de l'échantillon reste en élasticité.

Tant que le critère n'est pas atteint, le comportement des deux échantillons et le même. Une fois que l'échantillon entre en plasticité, l'état de contrainte ne varie plus au sein d'un même palier, or c'est l'augmentation de contrainte moyenne pendant le gonflement qui limite les déformations. Ainsi le gonflement observé est de plus grande ampleur lorsque l'échantillon entre en plasticité.

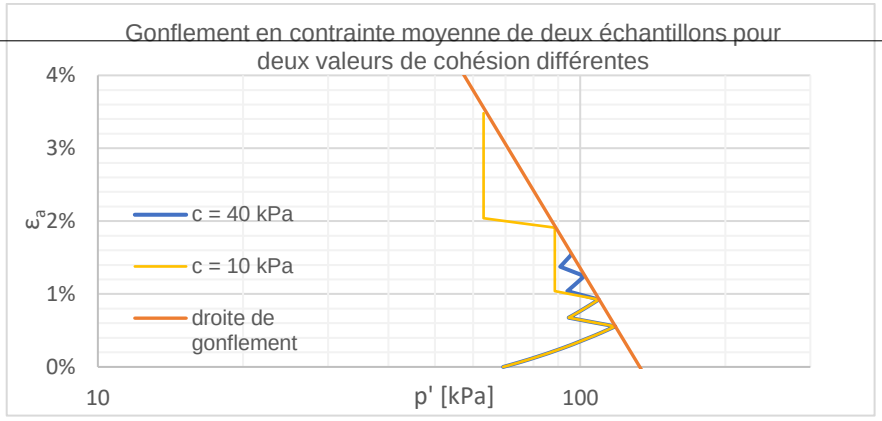


Figure 5 : Gonflement en contrainte moyenne - impact de l'introduction de la plasticité

Il est considéré ici que les propriétés de gonflement d'un matériau plastifié restent identiques à celles supposées en condition élastique. Il faut garder à l'esprit que le développement de plasticité affecte le matériau dans sa structure à différentes échelles, ce qui peut impacter le gonflement.

6. Calages expérimentaux et analytiques

6.1. Présentation des essais

L'objectif ici est de déterminer les paramètres de gonflement permettant de minimiser l'écart entre les points théoriques calculés avec le modèle analytique et les points issus d'un essai réel.

L'essai utilisé pour réaliser les calages est un issu d'un recueil d'essais (Serratrice, 2017) analysés dans le cadre du groupe de travail du CFMS sur la prise en compte du gonflement (CFMS, à paraitre). Cet essai, mené sur de l'argile plastique, présente un cycle de chargement-déchargement-rechargement jusqu'à la contrainte de 100 kPa puis, après imbibition, un déchargement par paliers successifs aux contraintes 82, 64, 44, 25 et 5 kPa.

6.2. Principe du calage

6.2.1. Contrôle du gonflement en contrainte verticale

Dans le cas où le gonflement est simulé avec un contrôle du mécanisme en contrainte verticale, le calage des points théoriques avec les points expérimentaux, est illustré en Figure 6 en introduisant les paramètres de gonflement ($\sigma'_g = 250\,kPa$; $C_g = 0.11$; $C_s = 0.012$). Ces paramètres sont ceux que l'on pourrait directement mesurer sur l'essai expérimental. Le calage permet de valider le modèle théorique analytique.

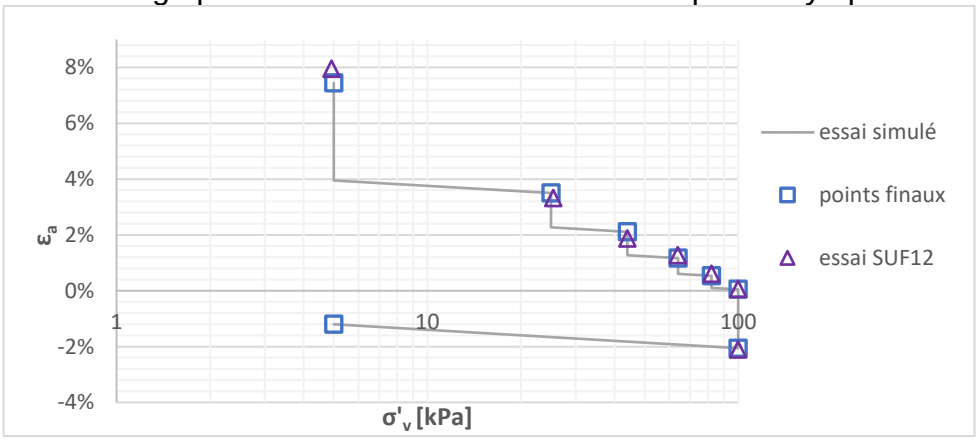


Figure 6 : Essai expérimental et essai simulé avec un contrôle en contrainte verticale

6.2.2. Contrôle en contrainte moyenne avec les paramètres de gonflement de l'essai

La comparaison entre l'essai expérimental et la modélisation en supposant un contrôle du mécanisme en contrainte moyenne permet d'accéder à des informations intéressantes concernant le comportement du terrain, notamment l'influence de l'anisotropie et de la plasticité (le développement de déformations irréversibles durant le gonflement).

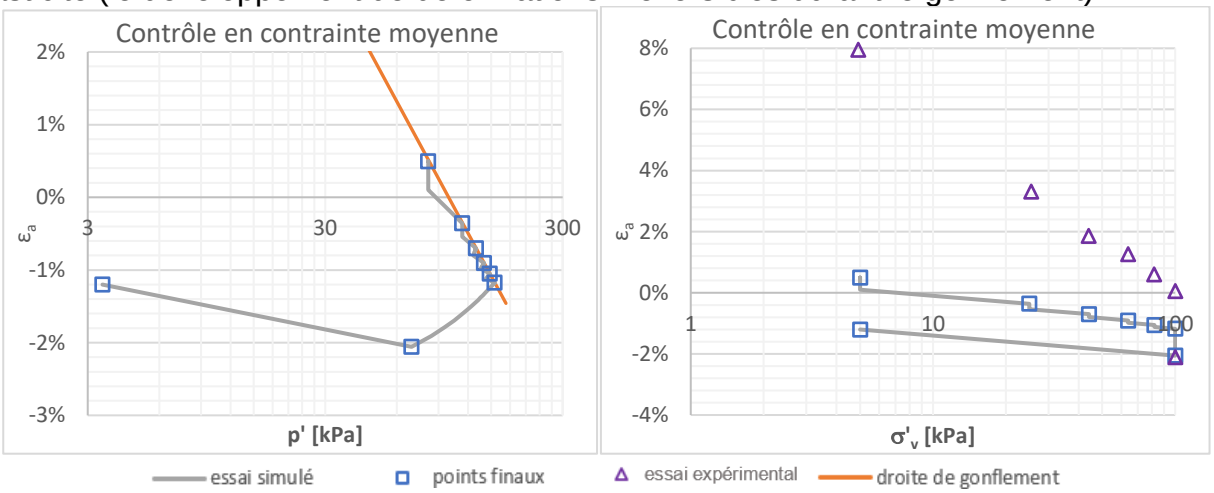


Figure 7 : Contrôle du gonflement en contrainte moyenne.
à gauche : déformation verticale en fonction de la contrainte moyenne
à droite : déformation verticale en fonction de la contrainte verticale

La Figure 7 présente l'essai modélisé avec un contrôle en contrainte moyenne, avec les caractéristiques de gonflement énoncées précédemment. En comparant les points obtenus en contrainte verticale à l'essai expérimental, il apparait que la modélisation théorique en conservant les pentes et pression déduites de l'essai ne permet pas un calage adéquat.

Afin de caler la modélisation sur les points expérimentaux, il est nécessaire de modifier les paramètres de gonflement en contrainte moyenne introduits dans le modèle analytique, notamment la pente, la pression et l'anisotropie de gonflement, mais il est également possible d'intervenir sur les paramètres de résistance de l'échantillon.

6.2.3. Calage en contrainte moyenne : paramètres de gonflement comportementaux et apparents

Il convient désormais de distinguer les paramètres suivants :

- les pentes et pressions de gonflement « apparentes », qui sont celles qui relient la déformation verticale vue à la contrainte verticale lors d'un essai de gonflement ;
- les pentes et pressions de gonflement « comportementales » renseignées dans le modèle analytique, qui sont des paramètres qui régissent le mécanisme en contrainte moyenne.

L'objectif ici est de déterminer s'il est possible de trouver des paramètres « comportementaux » permettent d'obtenir des paramètres « apparents » similaires à ceux observés dans l'essai expérimental.

6.3. Résultats

Différents jeux de paramètres ont été introduits dans le modèle, et certains permettent de simuler de façon convenable l'essai. Les paramètres de modélisations qu'il est possible d'ajuster sont les suivants :

- le contrôle du phénomène (en contrainte moyenne ou verticale) ;
- l'hypothèses d'un comportement élastique ou plastique ;
- la pente et la pression de gonflement « comportementale » ;
- le facteur d'anisotropie β ;
- les paramètres de résistance du sol.

L'étude réalisée montre que la démarche pour déterminer les paramètres « comportementaux » n'est pas univoque et qu'il n'existe pas de solution unique pour simuler l'essai de gonflement si celui-ci est considéré contrôlé en contrainte moyenne. À titre d'exemple, les jeux de paramètres suivants (Tableau 1) permettent tous de simuler de façon convenable l'essais étudié.

Tableau 1 : Jeux de paramètres permettant un calage sur l'essai expérimental

Mode de calage de l'essai	Paramètres de gonflement				Paramètres de résistance		N° du jeu
	σ'_{g_comp}	C_{g_comp}	C_s	β	c	φ	
Contrôle en contrainte ***verticale***	-250 kPa	0,11	0,012	0	40 kPa	18°	/
Contrôle en contrainte ***moyenne***	-280 kPa	0,5	0,012	0,55	40 kPa	18°	1
	-180 kPa	0,11	0,012	1	40 kPa	18°	2
	-400 kPa	0,14	0,012	0,3	5 kPa	18°	3

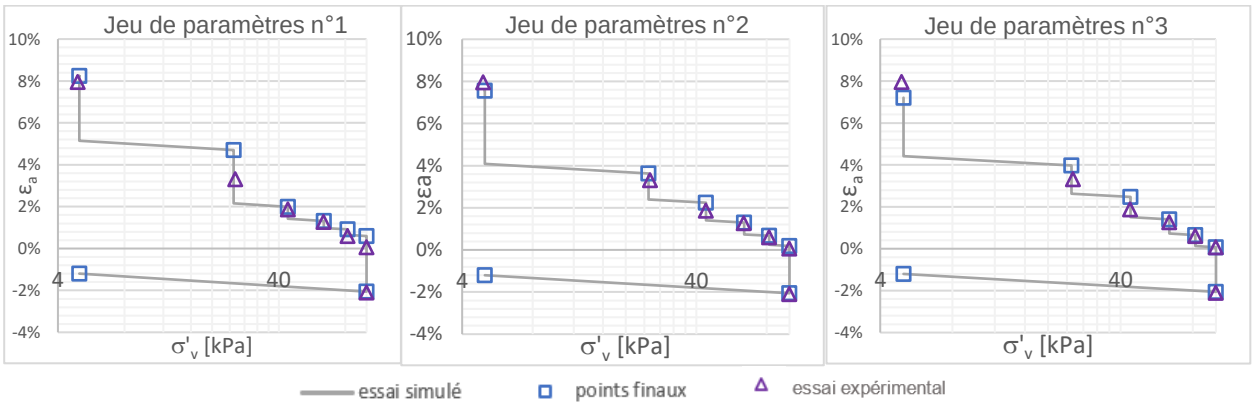


Figure 8 : Exemples de calages

Le calage avec le jeu de paramètres 1 du Tableau 1, proposé en contrainte moyenne, est réalisé en prenant une valeur de C_{g_comp}plus importante que la valeur apparente et avec β=0,55, c'est-à-dire avec une manifestation du phénomène prépondérante dans la direction verticale.

Le calage fait avec le jeu 2 correspond à un calage en contrainte moyenne avec un gonflement purement vertical. Lorsque β=1, le gonflement n'induit pas de variation de la contrainte horizontale, et donc pas de variation de la contrainte moyenne. Le gonflement se fait donc de manière équivalente au cas d'un contrôle en contrainte verticale. Le seul paramètre qu'il est nécessaire d'ajuster est la pression de gonflement.

Modifier les paramètres de résistance est également une manière de caler les essais (jeu de paramètres 3). Lorsque l'échantillon entre en plasticité, le gonflement n'introduit plus d'augmentation de contraintes horizontales (elle introduit des déformations plastiques). Or c'est cette augmentation de contrainte qui limite le gonflement. Ainsi le gonflement est de plus grande ampleur lorsque l'échantillon entre en plasticité.

7. Conclusion

La confrontation de simulation d'essais de gonflement à différents essais en laboratoire montre qu'il est possible, moyennant l'introduction de paramètres de gonflement « comportementaux » et l'anisotropie du mécanisme, de considérer que le gonflement est un mécanisme contrôlé par la contrainte moyenne, que l'on soit dans l'hypothèse élastique ou plastique. Nous avons montré ici que différentes hypothèses de simulation du gonflement peuvent aboutir à un calage adéquat d'un essai de gonflement.

La connaissance de l'état de contrainte horizontale lors des différentes étapes de gonflement apparait essentielle pour chercher à préciser la caractérisation du phénomène. Ce type de dispositifs, encore limité au domaine de la recherche, pourrait être amené à se développer. Les dispositifs qui pourraient permettre de poursuivre ce travail de détermination des paramètres de gonflement sont les essais œdométriques avec mesure de contrainte horizontale, les essais odométriques à bague ou encore les rétro-analyse à l'échelle d'ouvrages. La caractérisation des paramètres de gonflement tridimensionnels reste cependant soumise aux difficultés de prélèvement et de remaniement des échantillons qui perturbent souvent la réalisation des essais de gonflement en laboratoire.

Si un étalonnage de l'essai expérimental est possible avec différents paramètres de gonflement, il apparait que l'impact sur les ouvrages est grandement limité si l'on considère le mécanisme en termes de contrainte moyenne.

8. Références bibliographiques

Alonso, E. E., Gens, A., & Josa, A. (1990). A constitutive model for partially saturated soils Géotechnique, 40(3), 405–430.

Alonso, E. E., Vaunat, J., & Gens, A. (1999). Modelling the mechanical behaviour of expansive clays. Engineering Geology, 54(1–2), 173–183.

Bultel, F. (2001). Prise en compte du gonflement des terrains dans le dimensionnement des revêtements des tunnels. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, tel-00001859.

CFMS (à paraitre/version provisoire V36). Recommandations sur la prise en compte du gonflement des terrains argileux dans le dimensionnement des ouvrages d'infrastructure,

Grob, H. (1972). Schwelldruck im Belchentunnel. Proc. Int. Symp. für Untertagebau, Luzern, 99-119.

Huder J., Amberg G. (1970). Gonflement des marnes, des argiles à opalines et de l'anhydrite. Schweizerische Bauzeitung, vol° 88, N° 43, pp. 975-980.

ISRM. (1989). Suggested methods for laboratory testing of argillaceous swelling rocks, Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., vol. 26, 5, pp. 415-426

Johnson L.D. & Snethen D.R. (1978). Prediction of potential heave of swelling soils. Geotechnical Testing Journal, vol.1, pp. 117–124.

Serratrice, J.F., Soyez B. (1996). Les essais de gonflement. Bulletin des laboratoires des Ponts et Chaussées, n°204, p65-85.

Serratrice J.F. (2017). Terrains gonflants. Essais de gonflement en laboratoire. Analyse dans le cadre du groupe de travail CFMS portant sur ce thème.

IMPLÉMENTATION D'UN MODÈLE ÉLASTOPLASTIQUE DANS LE MODULE « USER-DEFINED SOIL MODEL » DE PLAXIS

IMPLEMENTATION OF AN ELASTOPLASTIC MODEL IN THE MODULE "USER-DEFINED SOIL MODEL" OF PLAXIS

Hiba EL ARJA[1], Sébastien BURLON[1]
[1] *Terrasol-Setec, Paris, France*

RÉSUMÉ – Les méthodes numériques constituent un outil de calcul couramment utilisé dans la pratique géotechnique. Leur utilisation ne nécessite pas seulement une bonne connaissance des propriétés du sol ou des autres caractéristiques des ouvrages géotechniques mais dépend également de la disponibilité des modèles de comportement qui sont capables de reproduire le comportement mécanique du sol d'une manière satisfaisante pour le type de sollicitations subi dans le cas de l'ouvrage étudié. Dans cette communication, on discutera l'implémentation d'un modèle de comportement dans le code de calcul par éléments finis Plaxis 2021 par le biais du module « user-defined soil model ».

ABSTRACT – Numerical methods are a commonly used calculation tool in geotechnical practice. Their use does not only require a good knowledge of the soil properties or other characteristics of geotechnical structures, but also depends on the availability of behavioral models that are able to reproduce the mechanical behavior of the soil in a satisfactory way for the type of stresses undergone in the case of the studied structure. In this paper, the implementation of a constitutive model in the finite element code Plaxis 2021 through the "user-defined soil model" module will be discussed.

1. Introduction

Les modèles de comportement qui ont fait leurs preuves pour calculer les charges limites que les ouvrages géotechniques peuvent supporter s'avèrent encore relativement peu fiables pour prévoir les déplacements qu'ils subissent au cours de leur construction.

On propose dans ce travail un modèle de comportement élastoplastique combinant une partie élastique linéaire et isotrope et une partie plastique comprenant un seul mécanisme plastique doté d'un écrouissage isotrope. Ce modèle, « noté H1 », a été développé et implémenté dans le code de calcul CESAR-LCPC dans le cadre de la thèse de H. El Arja (2020).

La partie plastique vise principalement à améliorer l'estimation des cuvettes de tassements derrière les écrans de soutènement dans le cas des excavations profondes. Elle comporte une loi d'écoulement non associée et une loi d'écrouissage isotrope qui dépend de la déformation déviatorique plastique. Le modèle prend en compte les notions d'état caractéristique et d'état critique ce qui permet de contrôler finement la répartition entre les déformations volumiques plastiques et les déformations déviatoriques plastiques. Son application aux certains projets d'excavations profondes donne des résultats très proches de ceux obtenus avec le modèle « Hardening soil model – HSM » (H. El Arja, 2020). Il offre néanmoins la possibilité de procéder à des études paramétriques sur l'amplitude et l'extension de la cuvette de tassements en paramétrant finement le passage de l'état caractéristique à l'état critique.

Dans cette communication, on discutera l'implémentation de ce modèle dans le code de calcul par éléments finis Plaxis 2021 par le biais du module « user-defined soil model ». Ce

modèle comme d'autres incluant des lois d'écrouissage et des lois d'écoulement complexes nécessite des techniques spécifiques d'intégration de la loi de comportement lors du calcul du multiplicateur plastique.

2. Résolution par la méthode des éléments finis :

La résolution d'un problème de mécanique non linéaire par la méthode des éléments finis comprend deux niveaux :

- un niveau global de recherche itérative d'un équilibre entre les contraintes (respectant la loi de comportement) et les charges externes ;
- un niveau local lié au traitement des équations du modèle de comportement au niveau du point d'intégration.

L'utilisation d'un modèle de comportement défini par l'utilisateur avec le logiciel de résolution par éléments finis Plaxis 2D 2021 consiste à lier le traitement local des équations de ce modèle au niveau du point d'intégration au code comme une bibliothèque de liens dynamiques « DLL ». Cette intégration peut poser des difficultés particulières selon la complexité du modèle.

2.1. Intégration locale du modèle dans Plaxis

Les techniques d'intégration des modèles de comportement au niveau local contrôlent la précision et la stabilité de la solution numérique globale. Au niveau global, le processus consiste à faire un calcul avec une matrice de rigidité donnée et des forces nodales représentant le chargement appliqué. Ce calcul fournit en chaque point d'intégration un incrément de déformation avec lequel on calcule une estimation des contraintes appelée « prédicteur élastique » et notée $\bar{\bar{\sigma}}^e$. Si le prédicteur élastique se trouve à l'intérieur de la surface de charge, il est admissible et il n'est pas nécessaire de corriger les contraintes. Si le prédicteur est en dehors du domaine élastique, il faut corriger les contraintes en calculant un incrément de déformation plastique de telle sorte que les contraintes soient sur la surface de charge, en tenant compte de l'écrouissage éventuel de cette surface.

Sauf pour des modèles simples, cette correction ne peut pas être calculée de manière exacte, et on l'évalue de manière approchée : on commet donc une erreur qui dépend de l'approximation employée. En principe, si les chargements sont appliqués en incréments suffisamment petits, toutes les techniques de résolutions donnent des résultats similaires. L'erreur commise n'est pas liée à l'équilibre mécanique du système, mais à la résolution des équations locales du comportement (Crisfield, 1997). En pratique, on calcule les contraintes corrigées $\bar{\bar{\sigma}}^c$ de l'incrément n selon l'équation suivante :

$$\bar{\bar{\sigma}}^c = \bar{\bar{\sigma}}^e - D : d\bar{\bar{\varepsilon}}_p = \bar{\bar{\sigma}}^e - D : \lambda\, \bar{\bar{a}} \quad [1]$$
$$\text{avec } \bar{\bar{\sigma}}^e = \bar{\bar{\sigma}}^c_{n-1} + D d\bar{\bar{\varepsilon}}$$

Où $d\bar{\bar{\varepsilon}}_p$ représente un incrément de déformation plastique. La correction des contraintes dépend directement de $d\bar{\bar{\varepsilon}}_p$ et donc de la direction donnée par la loi d'écoulement $\bar{\bar{a}}$. On rappelle qu'elle est calculée à partir de l'état de contraintes (Potts et Zdravković, 2001). Pour le modèle H1, la loi d'écoulement est donnée par l'expression suivante :

$$\bar{\bar{a}} = G_v(p,q) \; + \; G_d(p,q) \quad [2]$$

où G_v est la partie définissant l'incrément de déformation volumique plastique et G_d la partie définissant l'incrément de déformation déviatorique :

$$G_v(p,q) = \frac{\exp\left(-\alpha_0 \varepsilon_d^p\right)}{M_c(\theta)} \left[M_c(\theta)(p + p_c) - q\right] \frac{\bar{\bar{I}}}{3} \quad [3]$$

$$G_d(p,q) = \frac{(p+p_c)}{M_c(\theta)} \frac{3\bar{s}}{2q} \quad [4]$$

avec M_c et α_0 deux paramètres du modèle qui gèrent respectivement le passage du domaine contractant au domaine dilatant au moyen de l'angle de frottement caractéristique φ_{car} et la stabilisation des déformations à l'état critique. La figure suivante présente les différentes étapes du calcul au niveau de chaque itération.

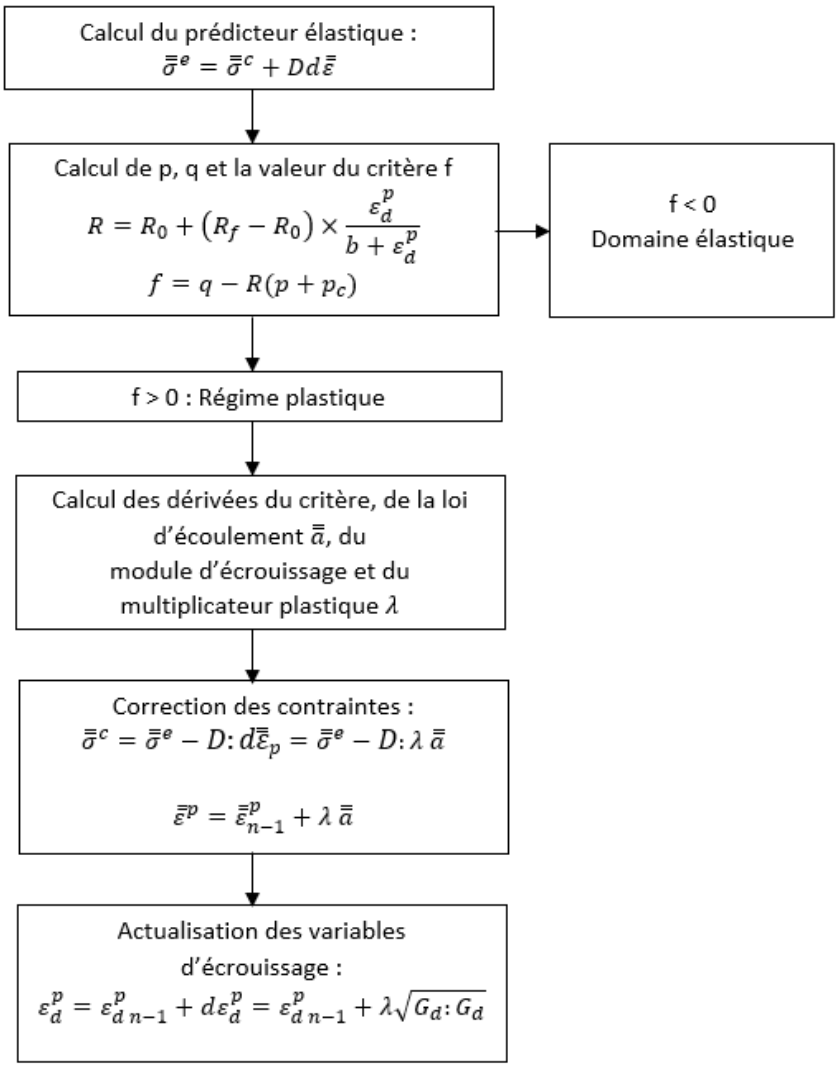


Figure 1 : Étapes du calcul au niveau de chaque itération

Avec :

- R_0 la valeur initiale de la variable d'écrouissage qui définit l'ouverture initiale et la forme du domaine élastique;
- R_f la valeur finale de la variable d'écrouissage qui définit la surface de rupture. Ce paramètre est défini en fonction des propriétés de cisaillement du sol c et φ;
- $p_c = c/\tan\varphi$;
- ε_d^p la déformation déviatorique plastique ;
- b paramètre du modèle qui gère l'évolution de la variable d'écrouissage jusqu'à la valeur limite ;
- $d\varepsilon_d^p$ l'incrément de déformation déviatorique plastique calculé à partir de la partie déviatorique de la loi d'écoulement.

La formulation détaillée du modèle est présentée dans El Arja (2020).

À chaque étape du calcul, les informations sur l'état de contraintes précédent $\bar{\bar{\sigma}}^c_{n-1}$, les variables d'état précédentes et l'incrément de déformation actuel $d\bar{\bar{\varepsilon}}$ sont fournis par PLAXIS, tandis que le DLL renvoie l'état de contraintes actuel $\bar{\bar{\sigma}}^e$ et les changements dans les variables d'état selon le modèle de comportement. Le DLL remplit six fonctions principales :

- la définition du type de calcul à effectuer (par exemple, non drainé, dépendant ou non du temps) ;
- l'initialisation des variables d'état au début du calcul dans les modèles de comportement élastoplastiques ;
- le retour des contraintes corrigées ;
- l'actualisation des variables d'état pour l'incrément de déformation actuel ;
- le calcul de la matrice de rigidité locale.

2.1. Technique de sous-incrémentation

La procédure d'intégration la plus simple, dite « Euler backward algorithm » consiste à calculer la règle d'écoulement définie $\bar{\bar{a}}$ pour le prédicteur élastique $\bar{\bar{\sigma}}^e$. On peut aussi chercher à déterminer une contrainte intermédiaire entre la valeur initiale et $\bar{\bar{\sigma}}^e$ qui serait située sur la surface de charge (Bicanic, 1989 d'après Crisfield, 1997). Une autre procédure consiste à considérer un point entre le point d'intersection et le point élastique « generalized trapezoidal or mid-point algorithm ».

La première procédure consiste à utiliser la direction de l'incrément des déformations plastiques pour le prédicteur élastique qui est à l'extérieur de la surface de charge : elle évite donc de calculer le point d'intersection. Le défaut de cette procédure est que la normale à la surface de charge peut être différente pour le prédicteur élastique et pour les contraintes corrigées recherchées. On peut proposer de réduire cette erreur en utilisant une procédure itérative (Ortiz et Simon, 1986 d'après Crisfield, 1997). D'autres auteurs (Huffington, 1969 ; Marques, 1984 ; Nyssen, 1981 ; Schreyer et al., 1979 ; Sloan, 1987 d'après Crisfield, 1997) réduisent les erreurs introduites par le schéma Euler backward par une sous-incrémentation. Cette technique propose de diviser l'incrément de déformation calculé localement pour un incrément de charge donné, en sous-incréments et d'appliquer la procédure présentée dans le paragraphe précédent à chaque sous-incrément. On peut éventuellement la combiner avec une recherche itérative des contraintes corrigées à la fin des sous-incréments.

Pour le modèle H1, on a dans un premier temps adopté la procédure classique : la direction de l'incrément de déformation plastique $\bar{\bar{a}}$ est calculée pour le prédicteur élastique. On présente ici plusieurs simulations d'essais triaxiaux drainés en compression sous une contrainte de confinement de 100 kPa, avec les paramètres donnés dans le tableau suivant :

Tableau 1 : Paramètres choisis pour étudier l'effet de l'incrément de déformation

E	v	φ_0	c	φ_{ult}	α_0	φ_{car}	b
MPa	-	°	kPa	°	-	°	-
50	0,3	5	0	35	20	32	0,001

La figure suivante compare les résultats obtenus en appliquant des incréments de déformation axiale plus ou moins grands, variant de 0,1% à 0,001% (la valeur ultime du déviateur étant obtenue pour environ 2% de déformation axiale). La courbe déformation axiale-déviateur est pratiquement la même pour tous les calculs. En revanche, la courbe donnant la déformation volumique est très sensible aux incréments de déformations appliqués.

Cette différence va apparaitre très clairement dans les calculs des ouvrages géotechniques, si bien que l'on risque d'introduire une erreur difficile à maîtriser dans l'évaluation des déplacements verticaux si l'on s'en tient à cette procédure.

Pour limiter l'erreur commise, on a programmé la méthode consistant à décomposer l'incrément de contraintes donnant le prédicteur élastique en sous-incréments, pour chaque point d'intégration. Cette modification simple améliore nettement les résultats obtenus avec le modèle H1 pour des essais triaxiaux sans que le temps de calcul soit fortement pénalisé.

Chaque itération est ainsi divisée en « n sous-incréments» et pour chaque sous-incrément le prédicteur élastique est calculé à partir l'expression suivante :

$$\bar{\bar{\sigma}}_n^e = \bar{\bar{\sigma}}_{n-1}^c + D\frac{d\bar{\bar{\varepsilon}}}{n} \qquad [5]$$

La figure suivante présente les résultats des mêmes essais triaxiaux après modification du code.

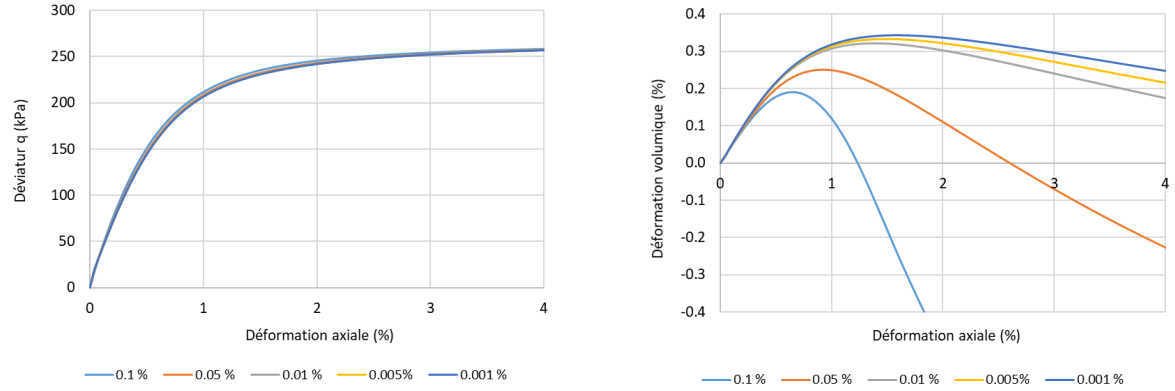


Figure 2 : Influence de l'incrément de déformation axiale sur les résultats d'un essai triaxial

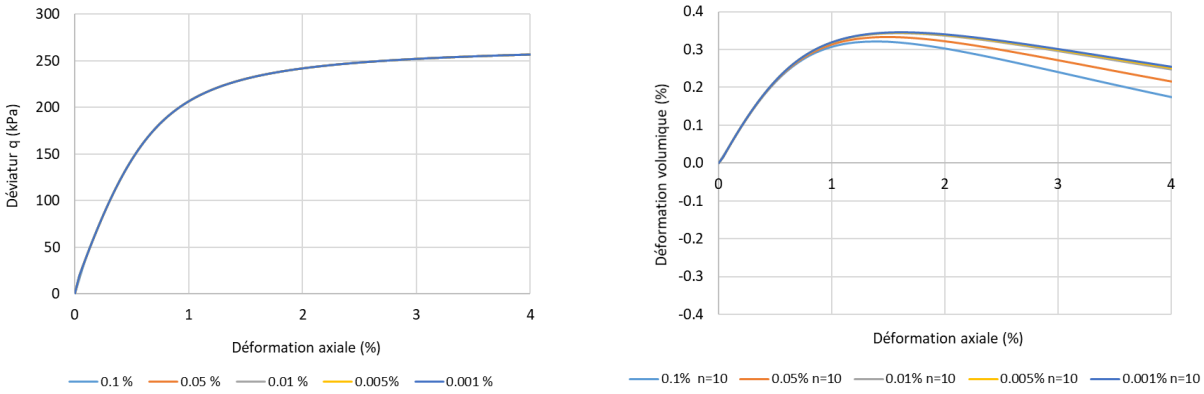


Figure 3 : Influence de la sous-incrémentation sur les résultats d'un essai triaxial

3. Applications du modèle pour des exemples simples d'ouvrages géotechniques

Dans ce paragraphe, on présente l'application du modèle implémenté sous forme de DLL dans Plaxis sur deux exemples simples d'ouvrages géotechniques : une fondation superficielle sous charge axiale et une paroi moulée. Les résultats obtenus sont comparés aux ceux obtenus avec le modèle HSM « hardenning soil model » pour les deux exemples.

3.1. Fondation superficielle sous charge verticale

Dans l'exemple étudié, on modélise une fondation superficielle sous une charge verticale qui augmente progressivement de 300 kN à 1000 kN. On considère deux couches de sols et une fondation filante de 3 m de large. Les paramètres du modèle H1 sont déterminés par calage sur un essai triaxial drainé modélisé avec le modèle HSM sous une contrainte de confinement égale à la contrainte horizontale à mi-profondeur de chaque couche.

On présente dans les figures suivantes le modèle étudié, la courbe de chargement de la fondation et les isovaleurs des déplacements verticaux obtenus avec les deux modèles de comportement. Le modèle H1 estime des déplacements légèrement plus faibles. Les résultats obtenus avec les deux modèles sont comparables et permettent la validation de l'implémentation du modèle.

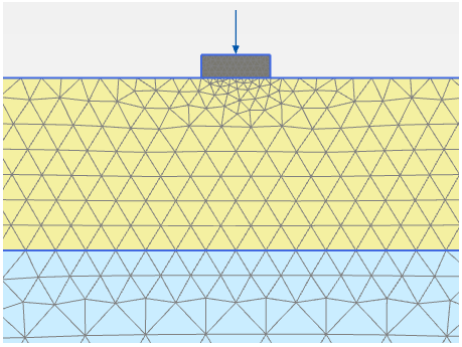


Figure 4 : Modèle de fondation étudié

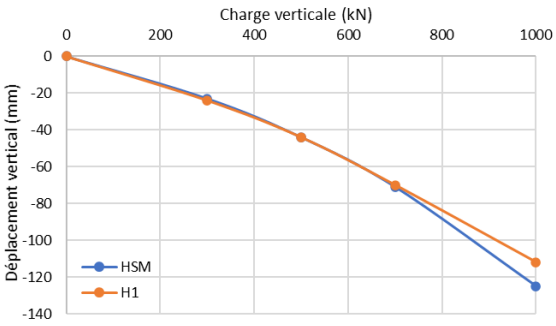


Figure 5 : Courbes de chargement de la fondation

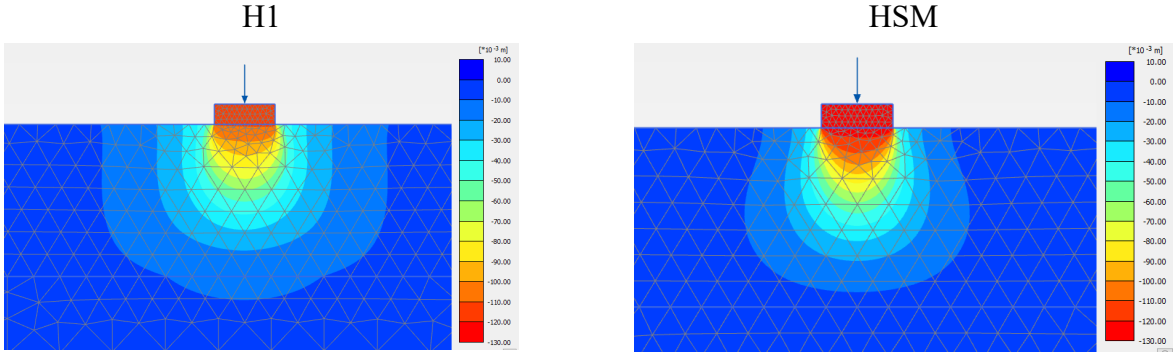


Figure 6 : Isovaleurs des déplacements verticaux obtenus avec les deux modèles

3.2. Écran de soutènement

L'exemple étudié consiste à modéliser une excavation de 16,8 m de profondeur en quatre phases. La paroi de 0,8 m d'épaisseur est soutenue par un niveau de buton en tête. Comme pour l'exemple précédent, les paramètres du modèle H1 sont déterminés par calage sur des essais triaxiaux drainés calculés avec le modèle HSM en considérant une contrainte de confinement égale à la contrainte horizontale à mi-profondeur de chaque couche. La figure suivante présente la géométrie du modèle étudié. Le terrain naturel est à +100 NGF. Le phasage détaillé est donné dans le Tableau 2.

Deux calculs ont été réalisés avec le modèle H1 : un calcul avec la valeur du paramètre M_c calée (Mc1) et un autre calcul avec une valeur plus faible (Mc2) permettant d'identifier ainsi l'effet de la loi d'écoulement sur les résultats obtenus.

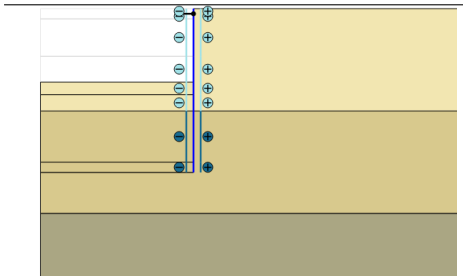


Figure 7 : Modèle d'excavation étudié

Phase 2	Mise en place de la paroi moulée selon la méthode « wished in place »
Phase 3	Excavation jusqu'à +98 NGF
Phase 4	Mise en place d'un lit de buton à +99NGF
Phase 5	Excavation jusqu'à +90.7 NGF
Phase 6	Excavation jusqu'à +85.65 NGF
Phase 7	Excavation jusqu'à +83.2 NGF

Tableau 2 : Phasage du calcul

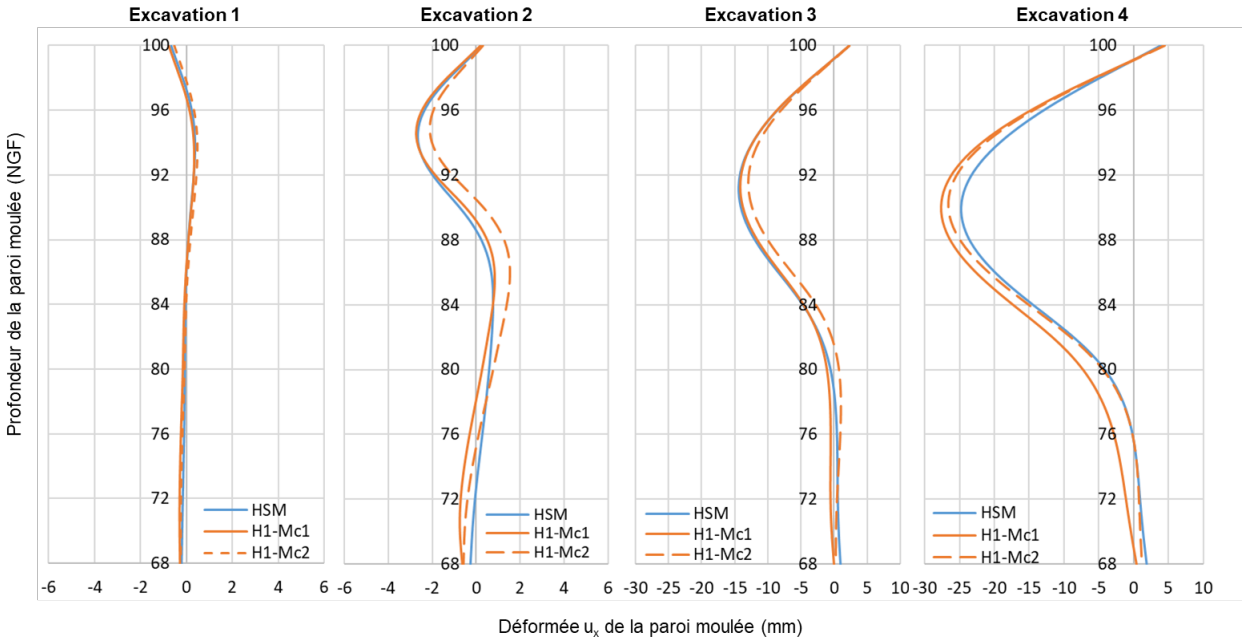


Figure 8 : Déformée de la paroi pour les quatre phases d'excavation

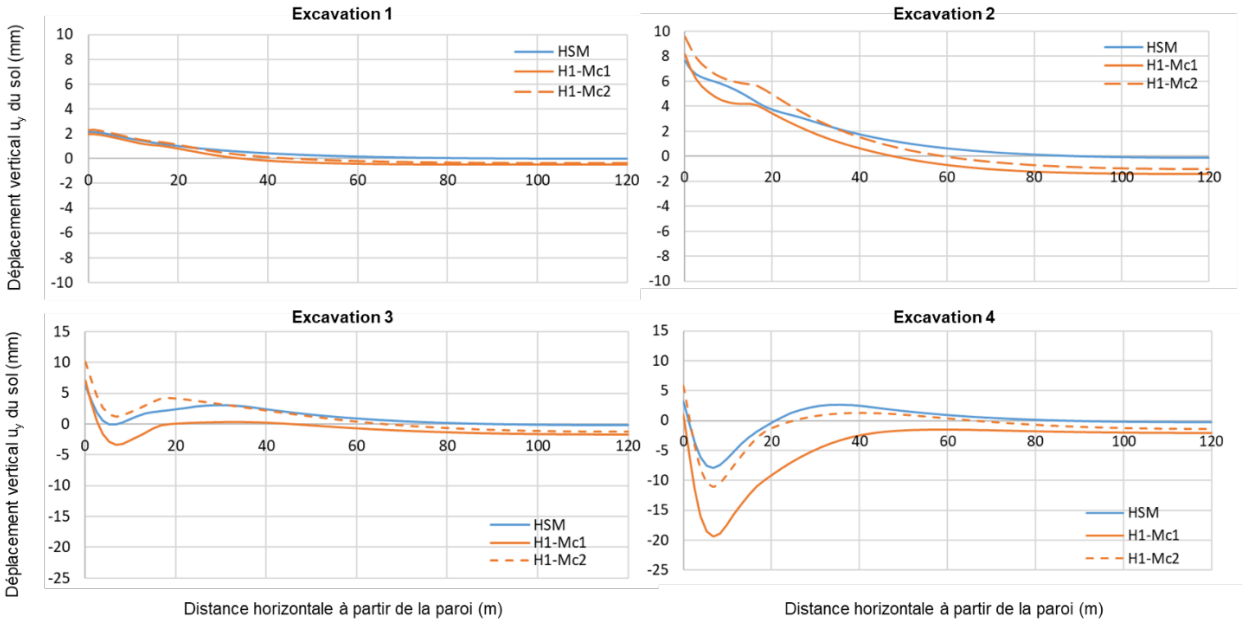


Figure 9 : Déplacements verticaux en arrière de la paroi pour les quatre phases d'excavation

Les figures 9 et 10 présentent l'évolution des déplacements horizontaux de la paroi moulée et des déplacements verticaux du sol en arrière de la paroi obtenus. Les deux modèles donnent des déplacements horizontaux de la paroi moulée très proches. Le modèle H1

estime des tassements plus grands que les tassements obtenus avec le modèle HSM. Les deux calculs avec les valeurs Mc1 et Mc2 montrent que la loi d'écoulement proposée permet de paramétrer le passage de l'état caractéristique à l'état critique permettant ainsi d'améliorer l'estimation de l'amplitude et de l'étendue de la cuvette de tassement obtenue.

4. Conclusion et perspectives

La précision et la stabilité des calculs numériques dépendent largement des techniques d'intégration des modèles de comportement au niveau local ce qui nécessite des procédures adaptées selon la complexité du modèle. Dans cette communication, on discute l'implémentation d'un modèle élastoplastique dans le module « user-defined model » de Plaxis 2021. Une procédure de sous-incrémentation permet d'améliorer les résultats obtenus et assurer la stabilité du calcul.

Le modèle est appliqué pour deux exemples simples d'ouvrages géotechnique. Les résultats obtenus avec le modèle H1 sont cohérents avec ceux du modèle « HSM-hardenning soil model ».

Dans le cas du projet d'excavation, les déplacements horizontaux obtenus avec les deux modèles sont proches. Le modèle H1 permet la génération d'une cuvette de tassements à proximité de la paroi. La loi d'écoulement proposée permet de gérer finement l'estimation de la cuvette de tassements à proximité des excavations profondes.

Les deux exemples étudiés permettent de valider l'implémentation du modèle dans le module « user defined model » de Plaxis 2021. Son utilisation dans le cadre de projets réels est en cours afin de valider complètement l'implémentation. En parallèle, le choix des paramètres va faire l'objet d'un travail d'étalonnage spécifique permettant une utilisation simple et aisée du modèle H1 par tout utilisateur.

5. Remerciements

Ce travail est basé sur les travaux de thèse de H. El Arja qui ont été dirigés par E. Bourgeois. On tient à le remercier pour ses conseils et sa contribution à l'implémentation du modèle dans le code de calcul CESAR LCPC.

6. Références bibliographiques

Bicanic, N.P. (1989). Exact evaluation of contact stress state in computational elastoplasticity. 6, 67–73.

Crisfield, M.A. (1997). Non-linear finite element analysis of solids and structures.

El Arja H. (2020). Contribution à la modélisation numérique des excavations profondes. Thèse de doctorat, Université Paris-Est.

Huffington, N.G. (1969). Numerical analysis of elastoplastic stress (Ballistic Res Labs., Aberdeen Proving Ground, Marylan).

Marques, J.M.M.C. (1984). Stress computation in elastoplasticity. 1, 42–51.

Nyssen, C. (1981). An efficient and accurate iterative method allowing large incremental steps to solve elasto-plastic problems. 13, 63–71.

Ortiz, M., et Simon, J.C. (1986). An analysis of a new class of integration algorithms for elastoplastic constituve relations. 23, 353–366.

Potts, D.M., et Zdravković, L. (2001). Finite element analysis in geotechnical engineering: application (London: Thomas Telford).

Schreyer, H.L., Kulak, R.F., et Kramer, J.M. (1979). Accurate numerical solutions for elastoplastic models. 1010, 226–234.

Sloan, S.W. (1987). Substepping schemes for the numerical integration of elastoplastic stressstrain relations. 24, 893–912

Comportement pseudo-statique des barrages en enrochement avec perré : modélisation par une approche mixte DEM-FEM

Pseudo static behaviour of rockfill dams with a dry stone pitching by a mixed DEM-FEM approach

Ali HAIDAR [1,2], Eric VINCENS [2,3], Fabian DEDECKER [1], Roland PLASSART [4]
[1] *ITASCA Consultants, SAS, Lyon, France*
[2] *LTDS, Ecole Centrale de Lyon, Université de Lyon, CNRS: UMR5513*
[3] *Fédération française des professionnels de la pierre sèche (FFPPS)*
[4] *EDF Hydro – Centre d'Ingénierie Hydraulique, La Motte-Servolex, France*

RÉSUMÉ – Un modèle numérique est proposé pour étudier le comportement pseudo-statique des barrages en enrochement avec perré. Une approche mixte, discrète pour le perré et continue pour le corps du barrage, a été développée. Une validation du modèle numérique est proposée sur la base d'essais expérimentaux, puis une analyse montre le rôle joué par le perré dans la tenue de ces barrages, notamment aux séismes.

ABSTRACT – A numerical model is proposed to study the pseudo-static behavior of rockfill dams with a dry-stone pitching. A mixed approach, discrete for the pitching and continuous for the dam body was used. A validation of the numerical model is proposed based on experimental tests before other analyses related to the role played by the dry-stone pitching in the resistance of such dams to earthquakes among others.

1. Introduction

Il existe dans le monde un vaste patrimoine d'ouvrages de génie civil construits selon la technique de la pierre sèche. Cette technique de construction millénaire consiste à assembler des moellons selon un schéma défini, sans mortier. S'il existe un vaste patrimoine de murs en pierre sèche pour la retenue des pentes, il existe aussi des barrages construits avec cette technique. Par exemple, en France, entre 1940 et 1960, 13 barrages en enrochement avec perré ont été construits. La plupart d'entre eux sont encore exploités par Électricité de France (EDF).

Une campagne expérimentale (dénommée ici campagne PEDRA) a été financée par EDF, impliquant des modèles physiques à échelle réduite de barrages en enrochement avec perré. Ces essais avaient pour but de mieux comprendre le comportement de ces structures face aux séismes et de créer une base de données pour des études numériques ultérieures.

Grâce à l'expérience acquise lors de simulations numériques menées sur des structures de retenue en pierres sèches (Deluzarche et al., 2004 ; Chen et al., 2012 ; Oetomo et al., 2014 ; Savalle et al., 2020), une approche mixte 3D DEM-FEM est proposée pour mieux comprendre la résistance sismique des barrages en enrochement avec perré. Plus précisément, une validation d'une telle approche pour ces structures est fournie sur la base de la campagne PEDRA avant de modéliser des barrages réels. Les logiciels ITASCA ont été utilisés pour répondre à cet objectif : *PFC3D* pour le tangage en pierre sèche et *FLAC3D* pour le corps du barrage. Un autre objectif est d'étudier et de comparer les facteurs de sécurité définissant la stabilité des barrages étudiés et d'analyser le rôle joué par le perré dans la résistance de ces structures.

2. Campagne expérimentale PEDRA

2.1. Objectif

Le comportement mécanique des barrages à forte pente avec un perré en pierres sèches sur les deux faces n'est à ce jour pas totalement compris malgré les diverses tentatives numériques pour modéliser ces barrages. En l'absence d'une base de données pour leur validation, ces approches numériques ont soulevé la question de leur validité. En 2014, EDF a dans ce cadre co-financé avec le ministère de l'écologie (France), des expériences à échelle réduite (projet PEDRA), consacrées à une meilleure compréhension du comportement mécanique des "Structures en maçonnerie de pierre sèches ou faiblement collées". L'objectif sous-jacent était de mieux quantifier la contribution du perré sur la résistance du barrage au séisme par des essais pseudo-statiques.

2.2. Étude de cas et résultats

Les modèles physiques sont des modèles réduits à l'échelle 1/10 dont les dimensions sont inspirées de celles du barrage de Portillon (Pyrénées, France). Ils mesurent 2 m de hauteur, 4,2 m de longueur et 2,25 m de largeur avec une pente de 45° sur les deux faces (Fig. 1). Ils ont été construits à l'intérieur d'une benne d'un camion-grue, par des maçons qualifiés en pierre sèche. Des expériences pseudo-statiques ont été réalisées en élevant la benne sur l'une de ses extrémités, à l'aide du camion-grue jusqu'à atteindre la rupture. Le barrage est construit sur une fondation en enrochement maintenue par des tiges d'acier soudées au camion à la base des 2 faces du barrage. Des plaques d'acier ont été soudées sur les 2 faces intérieures latérales de la benne puis recouvertes de polyane pour limiter le frottement entre le barrage et les parois latérales.

Quatre barrages ayant la même géométrie et les mêmes caractéristiques de remblai (porosité de 0,45 et coefficient d'uniformité de 2) ont été construits. Les différences résident dans les caractéristiques de perré, telles que : le type de pierre, l'épaisseur, les dimensions des blocs et l'interface avec le remblai (tableau 1). Les angles d'inclinaison à la rupture et les coefficients sismiques ultérieurs sont également indiqués dans le tableau 1.

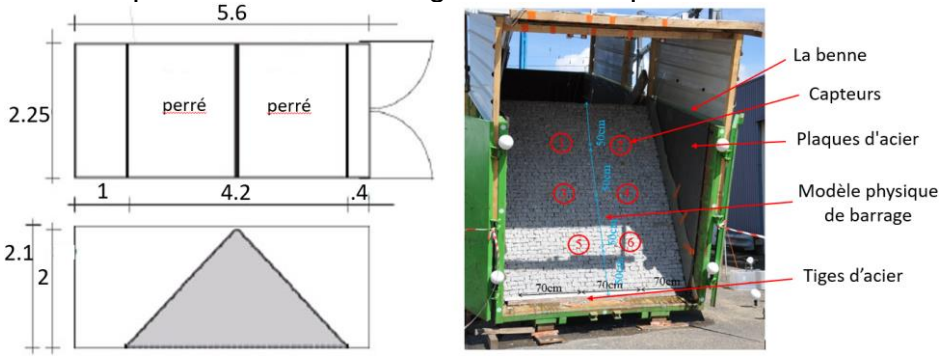


Figure 1. Exemple de modèle physique PEDRA à échelle réduite et ses dimensions en mètre

Tableau 1. Cas concernés par la campagne PEDRA et angles de rupture de basculement

	Cas 1	Cas 2	Cas 3	Cas 4
Type de tangage de la pierre	Granite (1 couche)	Schiste ordonné	Schiste désordonné avec ancrage dans le remblai	Granite (2 couches)
Densité de tangage	115 kg/m2	114 kg/m2	177 kg/m2	230 kg/m2
Épaisseur du bloc	5.6 cm	5 cm	5 à 12 cm	11.2 cm
Hauteur du bloc	5.6 cm	5 cm	3 à 25 cm	5.6 cm
Largeur du bloc	5 et 10 cm	3 à 40 cm	3 à 40 cm	5 et 10 cm
Frottement des blocs	29°	26.5°	26.5°	29°
Angle de rupture	24°	21°	29.5°	28°
Coefficient sismique	0.45	0.38	0.57	0.53

3. Description du modèle numérique

Ici, le corps du barrage (enrochement) a été modélisé comme un milieu continu sur *FLAC3D* tandis que le perré a été modélisé en utilisant une approche discrète avec *PFC3D.* Enfin, un couplage entre les deux logiciels a été utilisé pour permettre la continuité de comportement. Les quatre cas modélisés à partir de la campagne PEDRA sont présentés sur la Figure 2 tandis que les dimensions des blocs du perré sont indiquées sur la Figure 3.

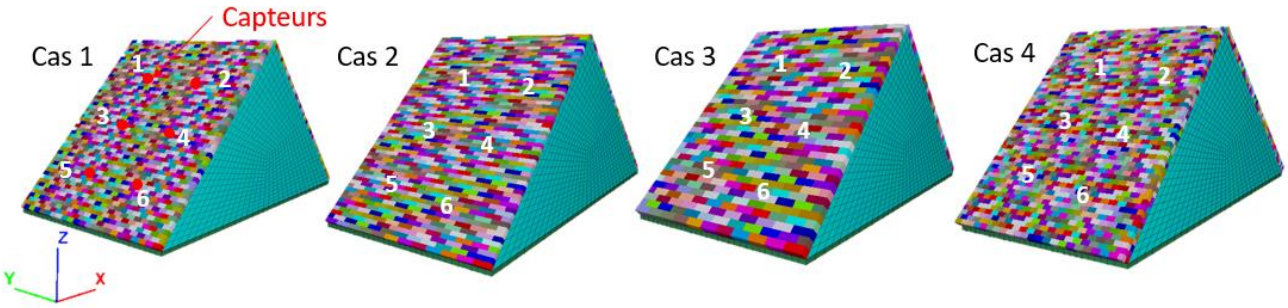


Figure 2. Modèles numériques des 4 cas PEDRA et position des 6 capteurs

En ce qui concerne les conditions aux limites, les 2 côtés latéraux du barrage étaient fixés dans la direction normale (direction y) tout en étant libres de se déplacer dans les autres directions. Afin de modéliser la présence de la couche de polyane, le coefficient de frottement est fixé à zéro sur les 2 faces latérales du barrage. Le barrage repose sur une fondation rigide fixe et une interface avec friction a été créée entre le corps du barrage et cette fondation. En ce qui concerne le perré, la rangée inférieure des blocs sur les faces amont et aval est fixée pour simuler la présence des tiges d'acier et les déplacements normaux (direction y) des 2 côtés latéraux ont été fixés pour simuler l'effet des 2 côtés de la benne.

Une étude paramétrique préliminaire a été réalisée pour analyser l'effet du maillage (corps du barrage) sur la réponse et optimiser les temps de simulation.

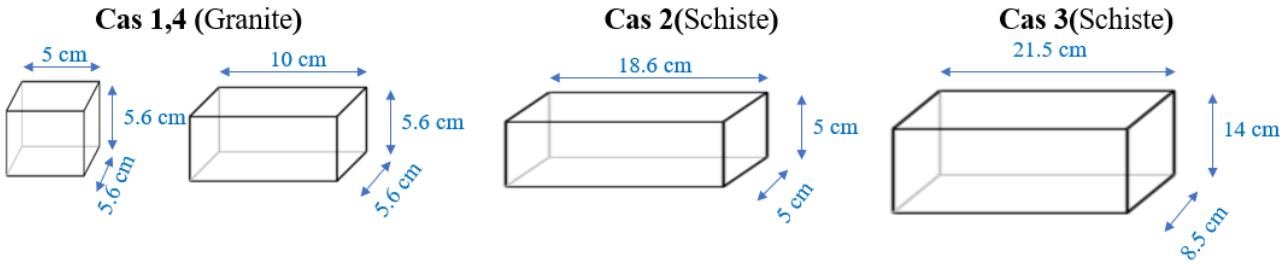


Figure 3. Dimensions des blocs pour les perrés, utilisés dans les modèles numériques

La construction du modèle numérique a été divisée en plusieurs étapes : la première a consisté à créer le corps du barrage (*FLAC3D*) et à atteindre son équilibre sous charge gravitaire. Ensuite, le perré en pierre sèche a été généré sur les 2 faces du barrage (*PFC3D*) et le couplage entre les deux logiciels a été activé impliquant une interface mécanique entre le corps du barrage et le perré. Ensuite, un nouvel équilibre sous charge gravitaire a été atteint.

Dans un deuxième temps, le basculement du modèle numérique a été simulé en faisant tourner le vecteur gravité avec un incrément de 1° jusqu'à l'obtention de la rupture. Un critère de convergence basé sur les forces déséquilibrées et l'énergie cinétique du perré a été développé pour détecter la rupture du barrage et stopper les simulations. Les déplacements des 6 capteurs (Figure 2) ont été tracés tout au long du processus de basculement. Ces capteurs ont été placés au même endroit que dans les expériences (2 capteurs en haut, 2 à mi-hauteur et 2 en bas) pour faciliter la comparaison.

4. Modélisation constitutive et calibration

4.1. Remblai

Deux modèles constitutifs du corps du barrage ont été testés : d'abord, le modèle élastique parfaitement plastique de Mohr-Coulomb puis un modèle élastoplastique plus raffiné mais plus complexe, dénommé LK Enroch, développé par EDF.

4.1.1. Mohr-Coulomb

Le modèle de Mohr-Coulomb (MC) contient cinq paramètres, dont le module d'Young E, le coefficient de Poisson υ, l'angle de frottement interne ϕ, la cohésion C et l'angle de dilatance Ψ. Le processus de calibration est basé sur des essais triaxiaux expérimentaux, réalisés sur des grands échantillons avec le matériau du remblai et des pressions de confinement de 100 et 200kPa (tableau 2). L'appareil triaxial du laboratoire GeM a été utilisé. Cependant, dans le barrage à échelle réduite, la pression de confinement se situe dans la gamme de 1 à 10kPa et après une revue de la littérature, une procédure a été conçue pour adapter l'ensemble des paramètres du modèle à cette faible pression de confinement.

Concernant l'angle de frottement interne du remblai, les graphiques de Leps ont été principalement utilisés pour identifier l'angle de friction interne (Leps, 1970) pour la pression moyenne et la densité correspondantes. Pour l'angle de dilatation du remblai Ψ, l'approche de Bolton (Bolton, 1986) a été utilisée pour des conditions de déformation plane et une densité relative 0<ID <0,4 :

$$\Phi - \Phi_{crit} = 0.8\,\Psi \qquad (1)$$

Φ_{crit} désigne l'angle de frottement à l'état critique : il a été trouvé égal à 38° dans les expériences réelles. En conséquence, le module d'Young est égal à 50MPa pour une pression de confinement de 100kPa. En considérant la dépendance typique du module d'Young avec la pression moyenne et une pression moyenne d'environ 10kPa, le module d'Young est estimé égal à 10MPa. La cohésion C a été fixée à 0 et le coefficient de Poisson à 0,2.

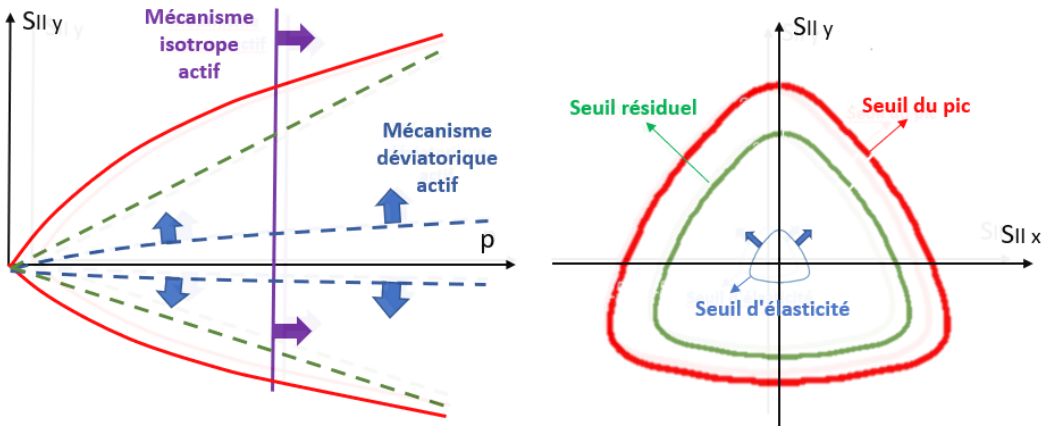


Figure 4. Critère de la loi LK Enroch, dans les plans méridien (à gauche) et déviatorique (à droite). SII est le deuxième invariant du tenseur des contraintes déviatoriques.

Tableau 2. Calibration des paramètres de Mohr-Coulomb à différentes pressions de confinement

Pression de confinement	Φ (°)	Ψ (°)	C (kPa)	E (MPa)	υ
200 kPa (essais triaxiaux réels)	39	2	0	52	0.2
100 kPa (essais triaxiaux réels)	42	6	0	50	0.2
1-10 kPa (paramètres extrapolés)	52	18	0	10	0.2

4.1.2. LK Enroch

LK Enroch est un modèle constitutif déduit d'un ancien modèle développé par EDF (Centre d'Ingénierie Hydraulique - CIH) pour la modélisation des massifs rocheux et portant principalement sur les ouvrages souterrains tels que les tunnels. Plus précisément, LK Enroch est un modèle élastoplastique avec un mécanisme plastique isotrope et déviatorique et un écrouissage isotrope (Fig. 4).

Il a été successivement utilisé pour modéliser les pathologies observées sur la face amont des barrages en enrochement à parement de béton (Chen, 2012). LK Enroch intègre 16 paramètres, divisés en plusieurs groupes dont la signification physique est donnée dans le tableau 3. La plupart de ces paramètres ont été calibrés en simulant des essais triaxiaux réalisés par GeM (en utilisant la méthode des essais et erreurs). D'autres ont été calibrés sur la base de certaines études antérieures trouvées dans la littérature. Par exemple, les paramètres du mécanisme isotrope ont été obtenus en utilisant l'approche de Hicher et Rahma (Hicher et al., 1994). Le résultat de la calibration est présenté sur la Figure 5 et comparé avec les résultats des tests triaxiaux réels mentionnés ci-dessus.

Ensuite, une modification de certains paramètres a été effectuée pour adapter le modèle à une pression plus faible. De tels modèles ne sont généralement pas adaptés pour modéliser le comportement des matériaux granulaires pour une pression de confinement inférieure à quelques dizaines de kPa. En particulier, les paramètres de seuil de pic a_{peak} et m_{peak} ont été modifiés afin d'obtenir une valeur de pic proche de celle fournie par la charte de Leps (Leps, 1970). Les valeurs finales des paramètres de LK Enroch sont fournies dans le tableau 3.

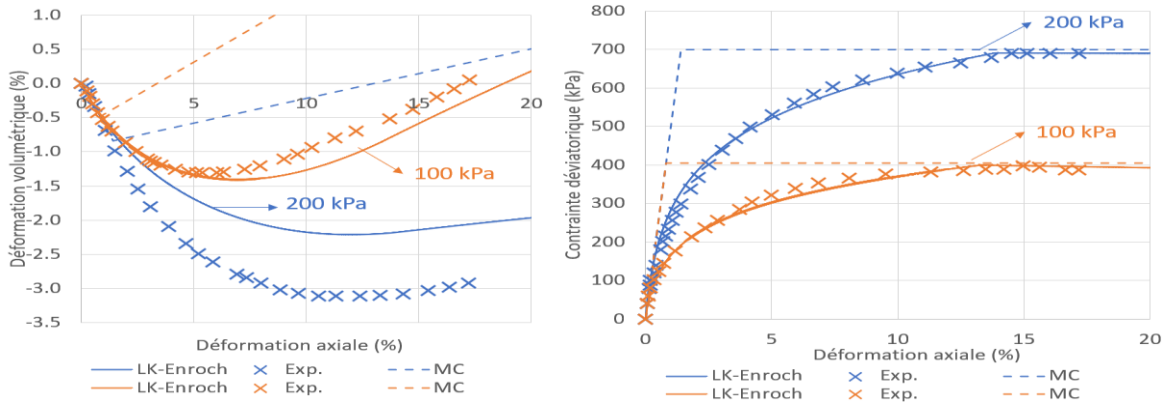


Figure 5. Expériences et simulations d'essais triaxiaux pour le remblai à l'aide des modèles MC et LK Enroch : déformation volumétrique (à gauche) et contrainte déviatorique (à droite).

Tableau 3. Paramètres du modèle LK Enroch

Paramètres généraux			
E = 50MPa	*Module d'Young*	υ = 0.2	*Coefficient de Poisson*
n_{elas} = 0.5	*Exposant de la loi élastique*	σ_c = 100 MPa	*Résistance en compression simple*
Paramètres du seuil d'élasticité			
a_0 = 0.87	*a du seuil d'élasticité*	m_0 = 0.1	*m du seuil d'élasticité*
Paramètres du seuil de pic			
a_{pic} = 0.815	*a du seuil du pic*	m_{pic} = 0.89	*m du seuil du pic*
Paramètres d'écrouissage			
γ_{pic} = 0.125	*Taux de déformation du seuil d'élasticité au seuil de pic*	γ_{res} = 0.8	*Taux de déformation du seuil de pic au seuil résiduel*
X_{ams} = 0.005	*Paramètre dans la loi d'écrouissage pré-pic*	μ = 2	*Paramètre dans la loi d'écrouissage post-pic*
Paramètres de déformations volumiques			
Φ_{res} = 38°	*Angle de frottement résiduel*	Ψ_{c0} = 38.5°	*Angle de dilatance caractéristique*
Paramètres du mécanisme isotrope			
P_{c0} = 15kPa	*Pression de consolidation initiale*	β = 35	*Loi d'écrouissage isotrope*

4.2. Pierre sèche et interface entre le corps du barrage et la pierre

Une loi de contact linéaire avec frottement est utilisée pour les contacts entre les blocs de perré. Un coefficient de friction de 0,55 est utilisé pour les contacts entre les blocs de granite dans les cas 1 et 4, et un coefficient de friction de 0,5 est utilisé pour les contacts entre les blocs de schiste dans les cas 2 et 3. Les angles de frottement entre blocs de granite et de schiste ont été obtenus expérimentalement dans la campagne PEDRA par des essais de glissement. Le module effectif E* a été trouvé égal à 50 MPa et le rapport de rigidité K* égal à 2. Un amortissement global typique de 0,7 est utilisé.

La même loi de frottement linéaire a été utilisée pour l'interface "perré-corps du barrage" avec un frottement d'interface égal à l'angle de frottement bloc-bloc. Cependant, pour le cas 3, l'angle de frottement de l'interface a été pris égal à l'angle de frottement interne du remblai en raison des ancrages de certains des blocs de perré dans le remblai. Dans ce cas, l'interface mécanique est déplacée à l'intérieur du corps du barrage et une partie du remblai contribue à la résistance mécanique du perré.

5. Résultats et discussion

5.1. Validation : angles de rupture et déplacements

Tout au long des simulations, les déplacements au niveau des 6 capteurs placés sur la face aval des barrages ont été enregistrés.

Les angles de rupture par basculement obtenus par les simulations, à l'aide des modèles MC et LK Enroch, sont présentés sur la figure 6 (à gauche). Les deux modèles constitutifs ont permis d'estimer précisément l'angle de rupture et la résistance des barrages. La différence de résultats entre les deux modèles constitutifs réside dans le champ de déplacement. Les déplacements (expériences, modèles MC et LK Enroch) au niveau des capteurs 1 et 3 dans le cas 4 sont présentés sur la Figure 6 (à droite), comme exemple de résultats typiques obtenus. Comme prévu, le modèle MC sous-estime les déplacements pour la plupart des capteurs et dans la majorité des cas : le modèle est caractérisé par un domaine élastique très raide (élasticité linéaire) qui génère un comportement rigide alors que des déformations irréversibles apparaissent pour de très petites déformations dans le cas des matériaux granulaires réels. Au contraire, on peut noter que le modèle plus sophistiqué de LK Enroch donne une évolution des déplacements très proche des déplacements expérimentaux. Cette caractéristique est liée à la possibilité de créer un petit domaine élastique linéaire initial et à l'existence d'un écrouissage isotrope non linéaire pour les deux mécanismes.

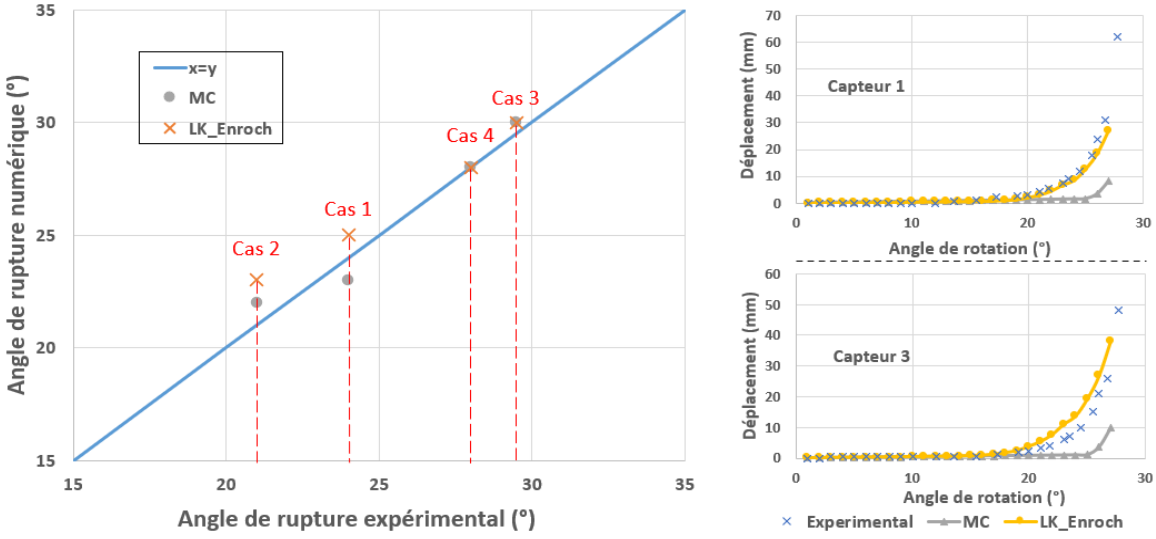


Figure 6. Angles de rupture pour les 4 cas simulés avec MC et LK Enroch (à gauche) et déplacements au niveau de 2 capteurs dans le cas 4 (à droite)

5.2. Facteurs de sécurité

L'évaluation des facteurs de sécurité est une étape importante dans le processus de justification et de conception de toute structure, y compris les barrages. Ici, deux types de facteurs de sécurité sont étudiés et quantifiés en considérant le modèle LK Enroch pour le corps du barrage. Le premier F_ϕ est le facteur de sécurité calculé par réduction de la résistance du corps du barrage, obtenue principalement par la diminution de l'angle de frottement interne (Eq. 2). Il peut refléter la marge de sécurité contre un effondrement statique. Deux sous cas ont été considérés : un cas "sans eau" dans un réservoir hypothétique et un cas "avec eau" d'un réservoir rempli à 90 % de sa hauteur maximale (0,9*hauteur du barrage).

Le deuxième facteur de sécurité F_θ est lié à l'effet de la gravité par la rotation du barrage : il reflète une marge de sécurité contre les effets inertiels horizontaux. Il est défini par l'équation 3 dans laquelle $\boldsymbol{\alpha}$ est la pente de la face du barrage (ici égale à 45 °) et $\theta_{rupture}$ l'angle de rotation de rupture.

$$F_\phi = \frac{\tan(\phi_{initial})}{\tan(\phi_{réduit})} \quad (2)$$

$$F_\theta = \frac{\tan(\alpha + \theta_{rupture})}{\tan(\alpha)} \quad (3)$$

Des simulations ont été réalisées dans chaque cas : une réduction incrémentale de l'angle de frottement interne du corps du barrage (cas de F_ϕ) ou une augmentation incrémentale de la rotation de basculement (cas de F_θ) sont traitées après avoir atteint un équilibre statique. L'état final de chaque simulation correspond au moment où la rupture apparait (selon les critères décrits au paragraphe 3). Les facteurs de sécurité déduits sont regroupés dans le tableau 4.

Tout d'abord, on peut noter que la présence de l'eau a peu d'influence sur les résultats obtenus. En effet, la rupture est généralement déclenchée dans le tiers supérieur du barrage où la pression hydrostatique sur le front amont est relativement faible.

Deuxièmement, le perré semble jouer un rôle clé puisque sa présence tend à augmenter les facteurs de sécurité d'un coefficient 2 (en moyenne) par rapport au cas sans perré. Les cas 3 et 4 conduisent à des facteurs de sécurité plus élevés que les cas 1 et 2. Cela provient principalement 1) de l'ancrage des blocs du perré dans le corps du barrage ce qui augmente l'épaisseur mécanique équivalente (épaisseur moyenne) du perré, 2) du poids plus élevé du perré dans les cas 3 et 4 par rapport aux cas 1 et 2.

Enfin, le cas 1 est légèrement plus résistant que le cas 2 en raison de la plus grande résistance (coefficient de frottement) des blocs de granite du perré par rapport aux blocs de schiste (Tableau 1).

Tableau 4. Résultat des facteurs de sécurité pour les 4 cas

	Cas 1	Cas 2	Cas 3	Cas 4	sans perré
F_ϕ (sans eau)	2.2	2.1	3.0	3.2	1.3
F_ϕ (avec eau)	2.1	2.0	3.0	3.0	1.3
F_θ	2.7	2.5	3.7	3.3	1.3

6. Conclusion

Un modèle numérique permettant d'étudier le comportement mécanique des barrages en enrochement avec perré en pierres sèches a été développé en utilisant une approche mixte DEM-FEM : DEM pour le perré et FEM pour le corps du barrage. La validation de cette approche a été réalisée en reproduisant quatre constructions différentes obtenues au cours d'une campagne expérimentale. Il s'agissait de maquettes à échelle réduite de barrages puis inclinées dans un camion-grue jusqu'à la rupture.

Deux modèles constitutifs différents ont été testés pour le corps du barrage : un modèle élastique parfaitement plastique et un modèle plus raffiné consistant en un modèle élastoplastique avec deux mécanismes plastiques associés à un écrouissage isotrope. La calibration des paramètres du modèle a été strictement réalisée à l'aide d'expériences réelles et de résultats de la littérature. Des essais pseudo-statiques (essais de basculement) ont ensuite été simulés.

Les deux modèles constitutifs ont permis d'obtenir l'angle de rupture réel avec une grande précision. Cependant, un modèle constitutif sophistiqué était nécessaire pour reproduire le champ de déplacement de la face aval du barrage avec celui de la campagne expérimentale. Cependant un tel modèle, sophistiqué et plus délicat à manipuler et à calibrer, peut ne pas être nécessaire lorsque la résistance du barrage est la seule caractéristique évaluée.

Le rôle clé du perré a été étudié en analysant deux facteurs de sécurité différents. Le perré augmente les facteurs de sécurité d'un facteur minimum de deux dans le cas des systèmes à échelle réduite étudiés. Deux structures différentes de perré peuvent conduire à une résistance similaire, qui est liée principalement à l'épaisseur du perré et a son poids dans la résistance du barrage. Pour finir, afin de tirer des conclusions définitives pour ces structures, des simulations de barrages en enrochement avec perré en pierres sèches doivent être effectuées à échelle réelle.

7. Remerciements

Les auteurs remercient EDF - Centre d'Ingénierie Hydraulique qui a financé à la fois la campagne expérimentale, qui a permis de valider le modèle numérique, et le travail de recherche présenté dans cet article.

8. Références bibliographiques

Bolton M. (1986). The strength and dilatancy of sands. Geotechnique; 36(1): 65–78.

Chen Y. (2012). Modélisation du comportement mécanique des grands CFRD: Identification des caractéristiques des enrochements et comportement du masque d'étanchéité amont. PhD thesis. Ecole Centrale de Lyon.

Deluzarche R. (2004) Modélisation discrète des enrochements : Application aux barrages. PhD thesis. Ecully, Ecole centrale de Lyon.

Hicher P, Rahma A. (1994). Micro-macro correlations for granular media. Application to the modelling of sands. European Journal of Mechanics. A. Solids; 13.

Leps TM. (1970). Review of shearing strength of rockfill. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division; 96(4): 1159–1170.

Oetomo J. (2014). Comportement des murs de soutènement en pierre sèche: une modélisation par approche discrète. PhD thesis. Ecole centrale de Lyon.

Savalle N, Vincens É, Hans S. (2020). Experimental and numerical studies on scaled-down dry joint retaining walls: Pseudo-static approach to quantify the resistance of a dry-joint brick retaining wall. Bulletin of Earthquake Engineering; 18(2): 581–606.

ETUDE DE L'EFFET D'UN ECOULEMENT SUR LE TRANSFERT DE CHALEUR INDUIT PAR UN GROUPE DE PIEUX GEOTHERMIQUES

STUDY OF THE INFLUENCE OF GROUNDWATER FLOW ON THE HEAT TRANSFER INDUCED BY A GROUP OF ENERGY PILES

Sahar HEMMATI[1], Badr OUZZINE[1], Jean DE SAUVAGE[1], Philippe REIFFSTECK[1],
[1] GERS-SRO, Univ Gustave Eiffel, IFSTTAR, F-77447 Marne-la-vallée, France

RÉSUMÉ – Un modèle numérique tridimensionnel couplé thermo-hydraulique d'un groupe de pieux géothermiques dans le sol a été créé en utilisant le code de calcul COMSOL. Les résultats des calculs sont comparés avec des mesures réalisées dans un essai en centrifugeuse géotechnique à 50g. L'influence de l'écoulement sur le champ de température du sol a été mise en évidence.

ABSTRACT – A three-dimensional coupled thermo-hydraulic model of a group of energy piles in the soil is created using the COMSOL software. The calculation results are then compared with the temperature measurements in a centrifuge test carried out at 50g. The influence of groundwater flow on the temperature field in the soil has been highlighted.

1. Introduction

L'évolution actuelle des villes nécessite des quantités d'énergie grandissantes et les enjeux écologiques actuels, soutenus par les réglementations thermiques régissant les nouvelles constructions poussent au développement d'énergies propres et renouvelables. C'est dans ce contexte que se développent les fondations géothermiques et notamment les pieux géothermiques. Il s'agit d'une solution de géothermie de basse énergie où des tubes en polyéthylène haute densité sont fixés aux cages d'armature des fondations et dans lesquels circule un fluide calorifique. Il est donc possible de puiser la chaleur du sol afin de chauffer le bâtiment en hiver et inversement en été. On confère donc un rôle énergétique d'échange de chaleur aux fondations qui n'avaient jusqu'alors qu'un rôle mécanique de stabilité (Brandl, 2006). L'injection ou le prélèvement de chaleur dans le sol génère une modification locale du champ de température que l'on nomme par la suite anomalie thermique. Celle-ci se déplace d'autant plus rapidement que l'écoulement souterrain est fort (Di Donna et al., 2017). Le couplage thermo-hydraulique peut générer des interactions positives ou négatives entre les fondations d'un bâtiment. Il intervient également lorsque la géométrie de la géostructure impacte l'écoulement d'eau souterraine et donc l'évolution du champ de température (Delerablée, 2019). Par ailleurs, des études numériques 2D ont permis d'appréhender le rôle du gradient hydraulique et de la perméabilité du sol sur le déplacement de l'anomalie thermique (Pophillat et al., 2018 et BRGM N°59387, 2012). Dans ce document, l'étude présentée est celle d'un modèle numérique créé sur COMSOL dans le but de simuler l'impact de l'écoulement souterrain sur le panache thermique. Le modèle représente un groupe de 4 pieux liés entre eux par un chevêtre et dont le chargement thermique n'est pas symétrique dans la mesure où un seul des pieux est chauffé. Cette modélisation s'appuie sur une expérience menée en centrifugeuse (Ouzzine et al., 2022) et l'objectif est de comparer les résultats obtenus expérimentalement avec les résultats numériques. Ce document apporte des premiers éléments de comparaison qui permettront par la suite de caler un modèle numérique plus précis et réaliste.

2. Modélisation du couplage thermo-hydraulique et de l'évolution de la température dans le sol

Un groupe de 4 pieux de 2 cm de diamètre et de 25 cm de longueur implanté dans un massif de sable de 20 cm de largeur, 64 cm de longueur et 40 cm de profondeur est modélisé. Ce modèle représente un essai en centrifugeuse à 50g (Ouzzine et al., 2022) dans lequel les pieux sont encastrés dans un chevêtre en aluminium sans contact avec le sol. L'espacement entre les centres des pieux est de 6 cm. Le sol considéré est un sable homogène et les pieux sont réalisés en ciment considéré comme homogène.

2.1. Modélisation des transferts de chaleur et choix des paramètres

Le transfert de chaleur dans le sol se produit par conduction, ainsi que par convection dans le cas d'un écoulement souterrain. L'écoulement d'eau dans le sol est décrit par la loi de Darcy.

$$Q_m = div(\rho_w \boldsymbol{u}) \quad (1)$$

Où $\boldsymbol{u}$ est la vitesse de l'écoulement de l'eau dans le milieu $(\mathrm{m/s})$, Q_m le débit de Darcy (m^3/s), et ρ_w la masse volumique de l'eau $(\mathrm{kg/m^3})$.

$$\boldsymbol{u} = -\frac{K}{\rho_w g}(\nabla p + \rho_w g) \quad (2)$$

Où p est la pression interstitielle de l'eau (Pa), K la perméabilité de Darcy du milieu (m/s).

Le transfert de chaleur par conduction et advection (les autres phénomènes thermiques étant négligés) est décrit par la relation suivante :

$$Q = \rho C_p \frac{\partial T}{\partial t} + \rho_w C_{p,w} \boldsymbol{u} \cdot \nabla T + div(-\lambda \nabla T) \quad (3)$$

Où $\rho_w C_{p,w} \boldsymbol{u} \cdot \nabla T$ représente la chaleur transmise par la convection, terme nul si aucun écoulement n'existe dans le massif $(\boldsymbol{u} = \boldsymbol{0})$.

Les propriétés thermiques et hydrauliques des matériaux sont présentées dans le tableau 1.

Tableau 1. Les paramètres thermiques et hydrauliques des matériaux

Matériau	Masse volumique, ρ (Kg/m^3)	Capacité calorifique, C_p (J/(kg.K))	Conductivité thermique λ (W/(m.K))	Perméabilité K(m/s)
Sable saturé	2035.8	1228	3	1.5 e -3
Ciment	2500	880	1.8	1.5 e -13
Eau (25°)	1000	4160	0.6	-

2.2. Géométrie et maillage du modèle

La géométrie et le maillage du système sol-pieu sont illustrés sur la Figure 1. Le chevêtre n'est pas modélisé, son impact thermique étant négligeable comme démontré en fin d'article. Le maillage est plus fin autour des pieux. Le sol est représenté par un sable homogène. Le niveau de l'eau est considéré à 35 cm par rapport à la base du modèle. Deux études sont réalisées, l'une en condition de sable saturé uniquement et la seconde avec présence d'écoulement dans le sol.

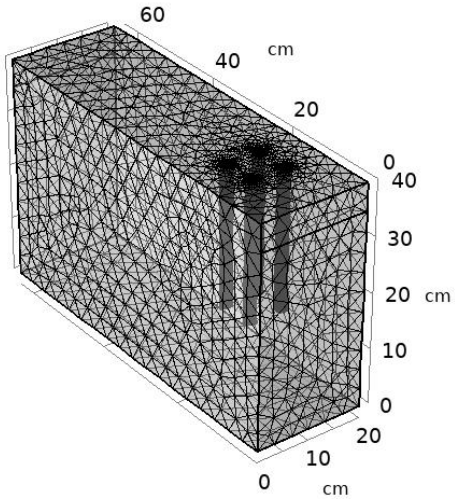


Figure 1. Géométrie et maillage du modèle

2.3. Conditions aux limites hydrauliques et thermiques

2.3.1. Modèle du sable saturé sans écoulement de l'eau

Dans un premier temps, la modélisation numérique a été effectuée en considérant le sable saturé, sans aucune différence de charge hydraulique dans le modèle. Le chargement thermique est de type température imposée, variable dans le temps. La température est imposée en tant que condition aux limites sur la surface du pieu 3 sur toute la longueur de ce pieu (Figure 2). La température imposée est issue des mesures effectuées sur un capteur collé sur le pieu dans l'essai en centrifugeuse. Une isolation hydraulique est imposée sur les surfaces du bloc du sable.
Concernant la condition limite en température, le modèle physique de sol n'est pas thermiquement isolé puisqu'il est situé dans une boîte en acier. Isoler thermiquement les parois du modèle numérique revient à considérer que la conductivité thermique de la boîte serait nulle et le risque est d'accumuler de la chaleur sur les bords du modèle. L'autre possibilité consiste à imposer une température constante au bord du modèle. Cette configuration maintient les parois du modèle numérique à la température initiale du modèle et empêche donc la diffusion de la chaleur au proche de la paroi.
Aucune des deux solutions n'est parfaitement réaliste et les résultats des modélisations avec les deux configurations (conditions aux limites en température constantes ou flux thermique nul) sont comparés par la suite.
Dans tous les cas, la question des conditions aux limites n'est problématique que si la chaleur se déplace jusqu'au bord du modèle. Dans le cas où la chaleur n'atteint pas les bords du modèle (parce que le temps de modélisation n'est pas suffisamment long ou que l'écoulement d'eau dissipe la chaleur dans le sens longitudinal de la boîte), le type de condition limite imposée n'est pas déterminant.

2.3.2. Modèle du sable saturé avec un écoulement de l'eau

Dans la deuxième étude numérique, une charge hydraulique de 38,7 cm est imposée en amont (côté pieux) et une charge de 35 cm est imposée en aval. Cette différence de charge hydraulique, mesurée lors de l'essai expérimental, permet ici d'établir l'écoulement dans le modèle. L'idée est d'étudier numériquement la présence combinée de la convection et de la conduction dans le transfert de chaleur. La température de l'eau d'entrée est supposée équivalente à la température du sol sur la face amont. La condition

aux limites « flux nul » est imposée sur le reste des surfaces du bloc. La chaleur transmise dans le massif du sol est donc totalement due au chauffage du pieu 3 (Figure 2).

La numérotation des sondes installées dans le modèle à la hauteur du milieu des pieux (z=27,5 cm) est également présentée sur la Figure 2. Les numéros 3, 5, 7, 8 représentent les pieux et leur sonde et P1, P2, P3, P4 sont les sondes installées dans le sol. L'emplacement de ces sondes est choisi selon l'emplacement des capteurs de température installés dans le modèle dans l'essai réalisé en centrifugeuse.

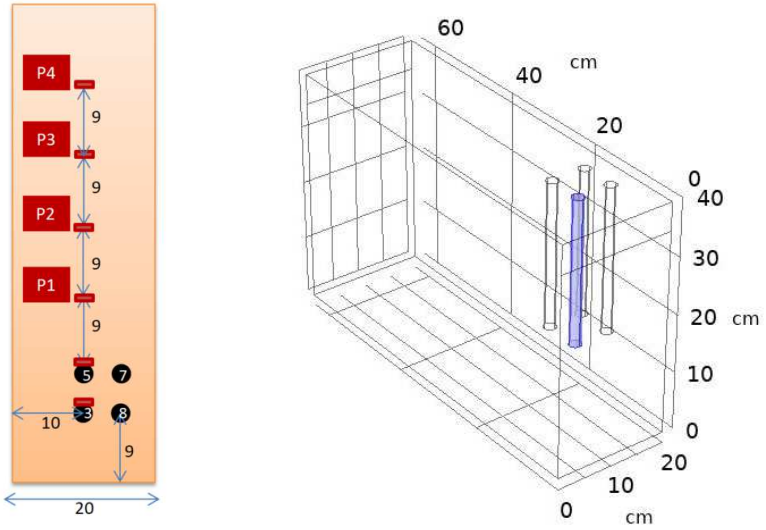


Figure 2. Plan de la numérotation des pieux et des sondes (gauche), Température imposée uniformément sur toute la surface du pieu 3 (droit)

La température de l'eau qui entre dans le pieu géothermique pour le chauffer est identique lors les deux études. Cependant, comme le pieu est soumis à des conditions différentes d'une étude à l'autre, sa température de surface n'est pas la même. C'est cette température de surface mesurée expérimentalement qui est imposée ici en tant que condition limite lors de la modélisation numérique. Les températures imposées en surface du pieu chauffé dans les deux études sont présentées sur la Figure 3. La durée de l'étude est choisie selon la disponibilité des températures mesurées. Pour le modèle sans écoulement le temps final est de 9000 secondes et pour celui avec l'écoulement le chargement thermique dure 5300 secondes.

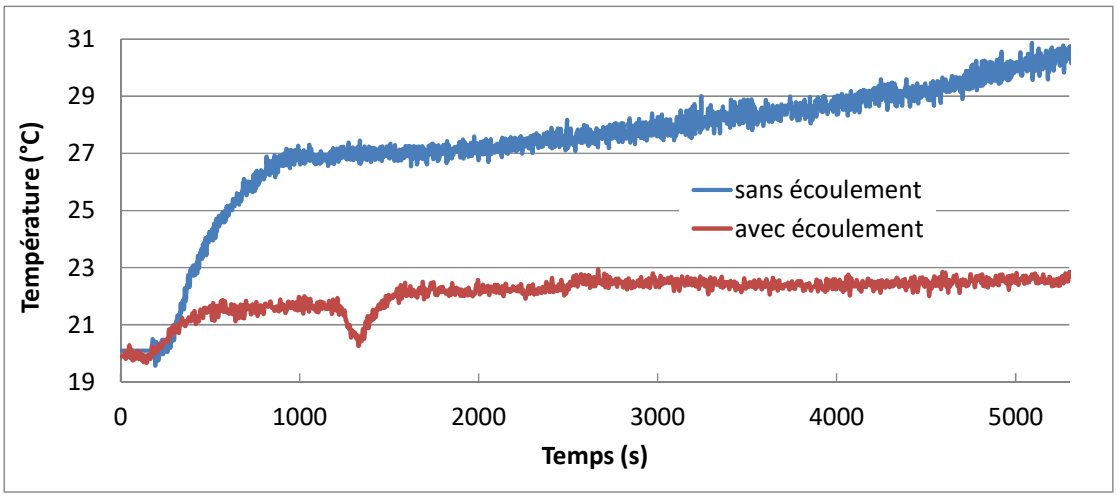


Figure 3. Température du pieu, imposée dans les deux cas de calcul : sans écoulement et avec écoulement

3. Résultats et discussions

Les variations de températures sont étudiées à l'aide des calculs couplés thermo-hydrauliques pour un cas sans écoulement et un cas avec écoulement d'eau. La forme du panache thermique montre clairement l'effet de l'écoulement sur la distribution de chaleur dans le sol (Figure 4). Comme supposé, lorsqu'un écoulement d'eau est présent, le panache thermique est suffisamment étroit pour ne pas entrer en interaction avec les parois et le type de condition limite imposée n'impacte pas le résultat. Ce résultat apparaît plus rigoureusement sur la figure 5 où les températures à différents endroits du modèle sont comparées pour les deux types de conditions aux limites (température imposée ou flux thermique nul).

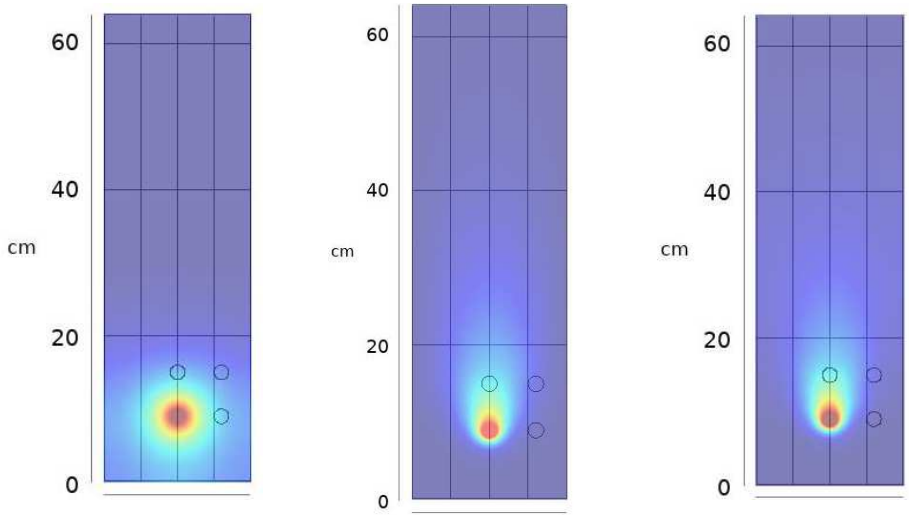


Figure 4. Panache thermique à mi-hauteur, de gauche à droite : sans écoulement, avec un écoulement et conditions aux limites en température imposée, avec un écoulement et condition limite en flux thermique nul

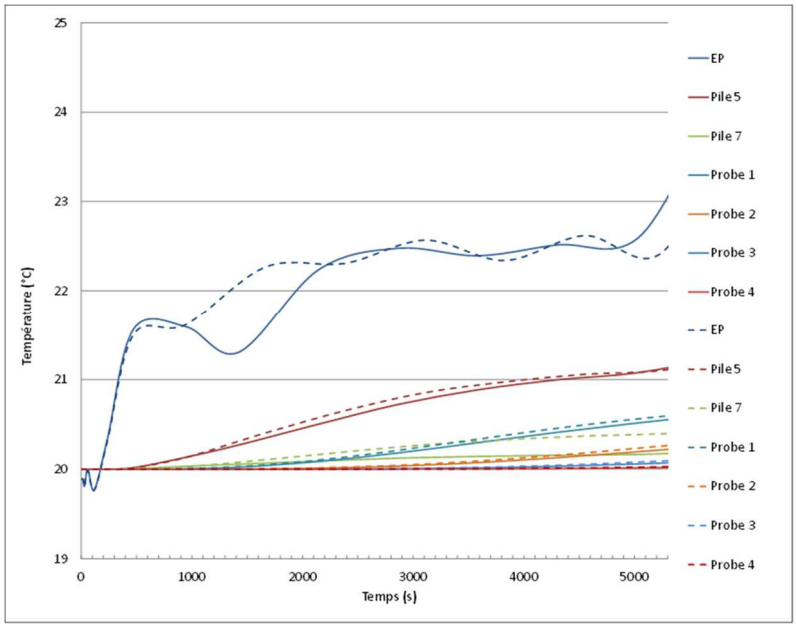


Figure 5. Variations de température dans l'étude avec un écoulement pour deux conditions aux limites différentes (trait continue: température imposée, trait en pointillé: flux nul)

Sur une durée de 9000 secondes les températures mesurées et calculées aux coordonnées des sondes (4 sondes sur la surface des pieux et 4 sondes distribuées dans le sol à différentes distances des pieux) sont présentées. Les températures mesurées

expérimentalement sont illustrées par des lignes continues et les températures calculées numériquement par des pointillés. Dans toutes les figures, le pieu 3 est nommé EP pour Energy Pile. Il s'agit du pieu qui subit la charge thermique.

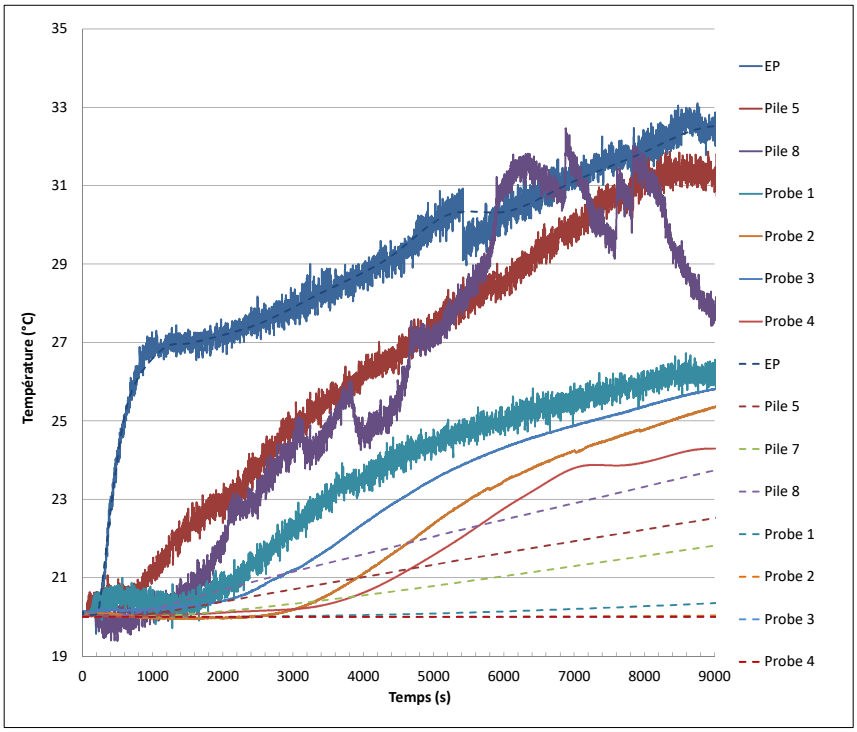


Figure 6. Variations de température dans l'étude sans écoulement

Concernant les résultats numériques (traits en pointillés), la figure 6 montre que le pieu le plus chauffé est le pieu 8. Cela provient du fait qu'il est le plus proche des parois qui sont isolés thermiquement dans le modèle numérique. Ensuite le pieu 5 qui a la même distance avec le pieu 3 (chauffant) que le pieux 8. Et le pieux 7 est le pieu le moins influencé dans ce calcul. Les sondes installées dans le sol montrent des variations très faibles. Les résultats de température des calculs (en pointillés) sont inférieurs aux mesures expérimentales (traits pleins).

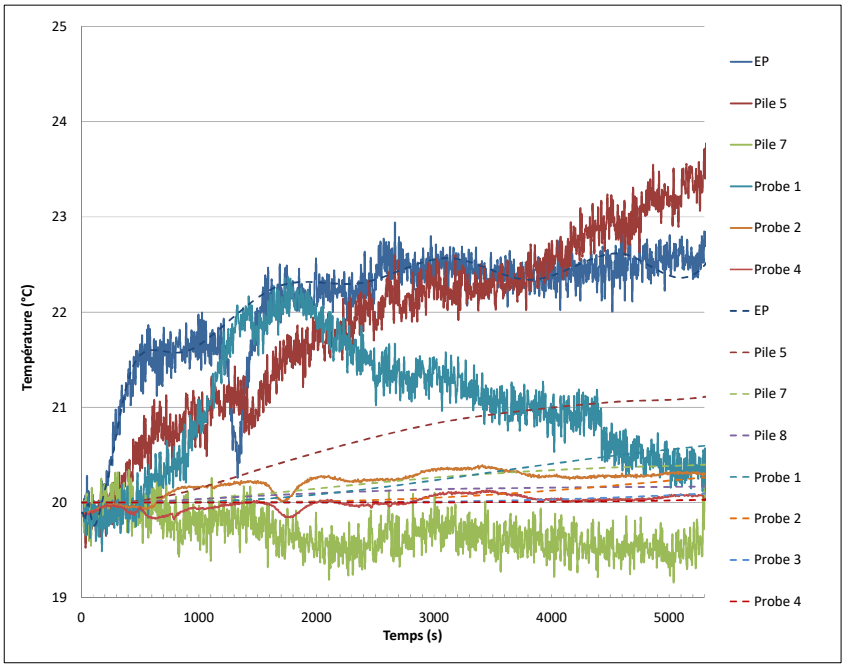


Figure 7. Variations de température dans l'étude avec un écoulement

Les températures mesurées et calculées numériquement dans le cas avec un écoulement sont illustrées sur la Figure 7. La forme des courbes calculées montre la participation du transfert de la chaleur par la convection. La différence de températures imposée dans le cas sans écoulement était de 13 degré tandis que cette différence est de 3.5 degré dans le cas avec écoulement. Les températures calculées ici dans le second cas sont plus proches des mesures obtenues lors du premier calcul.

Les capteurs thermiques mesuraient des températures différentes à l'instant initial. Or, on suppose que suffisamment de temps a été donné au modèle expérimental avant le début du test pour supposer que sa température initiale était homogène. Ainsi, cette différence entre les mesures des températures initiales peut être imputée à l'étalonnage des capteurs et notamment à l'offset. Par conséquent, une remise à zéro a été effectuée (choix d'une température initiale commune), ce qui remet en question l'interprétation des mesures. Toutefois, certaines tendances apparaissent. Tout d'abord, l'écoulement diminue les anomalies thermiques comme le démontre la relative faible montée en température du pieu chauffant dans le cas « avec écoulement ». De plus, les capteurs situés suffisamment loin du pieu chauffant ne ressentent l'anomalie thermique qu'en présence de l'écoulement. Enfin, le transfert de chaleur apparaît sur le graphe dans la mesure où les capteurs ressentent la « montée » en température à des instants différents selon leur distance au pieu chauffant.

Il est possible de définir un indice I, qui rend compte du transfert thermique dans le modèle :

$$I = 1 - \frac{\Delta T_{EP} - \Delta T_{P5}}{\Delta T_{EP}} \quad (4)$$

Où ΔT_{EP} est la différence entre la température au début de l'essai et la température à 5000 s pour le pieu chauffant. De même, ΔT_{P5} correspond au même calcul mais pour le pieu 5 qui est situé en aval du pieu chauffant. Pour une différence de température enregistrée par le pieu chauffant en 5000s, cet indice correspond à la part de cette différence ressenti par le pieu en aval. Par exemple, si le pieu chauffant subit une différence de température de 10°C en 5000s et que le pieu 5 enregistre lui une différence de température de 5°C sur la même période de temps, l'indice I vaudra 50%.

Le calcul de cet indice montre qu'il vaut environ 15% pour le cas sans écoulement contre 30% pour le cas avec écoulement. L'amélioration du transfert thermique par l'écoulement est ainsi mise en lumière.

L'effet de la présence du chevêtre en aluminium est également étudié. Dans l'essai en centrifugeuse les pieux en ciment ne sont pas en contact direct avec le chevêtre mais isolés par une pièce en plexiglas. Une première simulation grossière a été effectuée en les considérants en contact directement avec l'aluminium. Néanmoins les résultats présentés sur la Figure 8 montrent l'effet négligeable de la présence du chevêtre sur le champ de température du sol. Cela prouve qu'il n'est pas nécessaire de modéliser le chevêtre lorsque l'on étudie le comportement thermique du groupe de pieux. Ce résultat permet également aux expérimentateurs de ne pas se préoccuper de l'isolation thermique entre pieu et chevêtre lors des expérimentations.

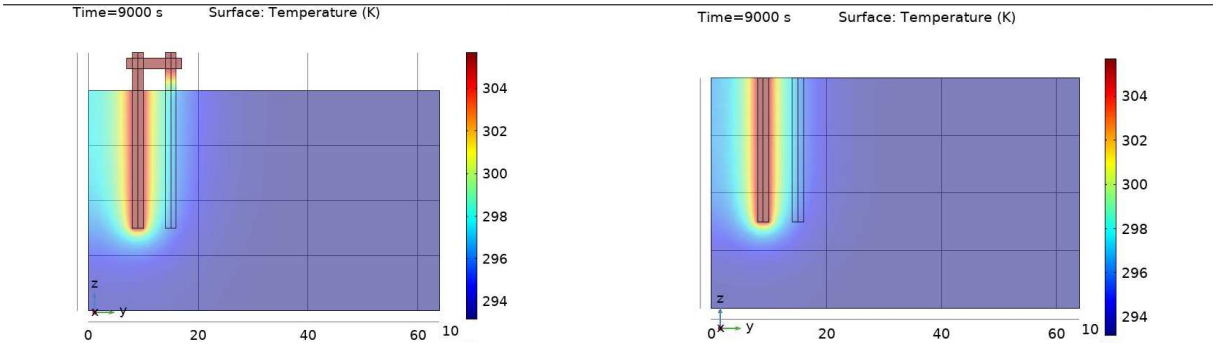


Figure 8. Champ de température du sol, avec un chevêtre en aluminium en contact direct avec les pieux (gauche) sans chevêtre (droit)

4. Conclusions

Le transfert de chaleur d'un pieu géothermique dans deux essais en centrifugeuse à 50g a été étudié par la modélisation numérique tridimensionnelle couplée thermo-hydraulique. Dans le premier cas, l'étude est faite en supposant qu'aucun écoulement n'existe dans le massif afin de pouvoir étudier seulement le transfert de chaleur par conduction. Dans le deuxième cas de calcul, un écoulement est imposé pour étudier l'effet de la convection. Ces calculs 3D aident à définir la taille de la zone influencée par un pieu géothermique dans un groupe de pieux. Les propriétés thermiques des matériaux modélisés numériquement étant bien connues, la différence entre résultats expérimentaux et numériques peut provenir de l'étalonnage des capteurs et du filtrage des signaux obtenus ou encore de l'hypothèse d'homogénéité du sable qui n'est pas réelle. L'effet de l'écoulement est mis en évidence : le panache thermique se déplace plus loin dans le sens de l'écoulement et est moins étalé dans le sens perpendiculaire à l'écoulement. Les résultats des calculs ont montré plus de cohérence avec les mesures dans le cas avec un écoulement de l'eau. Dans le cas sans écoulement les valeurs calculées sont plus éloignées des mesures expérimentales. Cette étude fait partie d'un travail plus global qui visera in fine la création d'un modèle numérique calé sur des résultats expérimentaux. Enfin, le modèle numérique a permis de confirmer que le radier reliant les pieux n'impactait pas les transferts thermiques malgré sa forte conductivité thermique. Ce résultat sera utile pour d'autres études expérimentales et numériques.

5. Références bibliographiques

Brandl, H. 2006. Energy foundations and other thermo-active ground structures. Géotechnique 56, No. 2, 81-122

COMSOL Multiphysics® v. 5.6. www.comsol.com

Di Donna, A., Barla, M. et Amis, T., 2017, October. Energy Geostructures: Analysis from research and systems installed around the World. In *DFI 42nd Annual Conference on Deep Foundations*.

Delerablée, Y., 2019. Intégration thermique et mécanique des géostructures thermiques: de l'échelle du bâtiment à l'échelle de la cité (Thèse de doctorat, Université Paris Est).

Pophillat W, Attard G, Bayer P, Hecht-Méndez J, Blum P, Analytical solutions for predicting thermal plumes of groundwater heat pump systems, Renewable Energy (2018), doi: 10.1016/j.renene.2018.07.148.

BRGM (2012). Impacts potentiels de la géothermie très basse énergie sur le sol, le sous-sol et les eaux souterraines - Synthèse bibliographique. Rapport final n° 59387.

Ouzzine, B., de Sauvage, J., Madhabushi, G., Viggiani G., Reiffsteck P. 2022, June. Centrifuge modelling of a thermally loaded pile group within a flow. In JNGG2022

ETUDE DES INTERACTIONS SOL-ATMOSPHERE SUR LA DIGUE DE MONTLOUIS-SUR-LOIRE (37)

STUDY OF SOIL-ATMOSPHERE INTERACTION APPLIED TO A LEVEE NEAR MONTLOUIS-SUR-LOIRE, FRANCE

Alain LE KOUBY[1], Sahar HEMMATI[1], Hanna KHIAT[1], Elie SALEH[1], Lucile SAUSSAYE[2], Arthur COULET[3], Kevin MORANDIERE[3], Sébastien PATOUILLARD[4], Yasmina BOUSSAFIR[1]

[1] *Université Gustave Eiffel, Département GERS, laboratoire Sols Roches Ouvrages géotechnique, campus de Marne-la-Vallée, France*
[2] *Cerema, Equipe Recherche ENDSUM, Blois, France*
[3] *Direction Régionale de l'Environnement, l'Aménagement et du Logement Centre-Val de Loire, Tours, France*
[4] *Direction Régionale de l'Environnement, l'Aménagement et du Logement Centre-Val de Loire, Orléans,* France

RÉSUMÉ – Le logiciel Géostudio et son application Seep/w ont été testés pour modéliser les interactions sol-atmosphère de la digue de Montlouis-sur-Loire. Les essais réalisés nécessitent de maîtriser les paramètres météorologiques et la courbe de rétention d'eau des matériaux. Les résultats apportent quelques réponses intéressantes qui permettent de réfléchir aux problèmes posés par les phénomènes de retrait par dessiccation des sols.

ABSTRACT – The soil-atmosphere interactions of the Montlouis-sur-Loire's levee were modelised with Seep/w application of Geostudio software. Tests carried out required accurate weather parameters and the retention curve of the materials. Interesting results were obtain making possible going further with "simple" modelisation of soil-atmosphere interaction, climate change and the phenomena of shrinkage due to soil desiccation.

1. Introduction

Les études sur les interactions sol-atmosphère à l'aide d'outils de modélisation numérique ne sont pas encore très fréquentes, notamment par manque de connaissance sur les résultats attendus et également par manque d'outils de modélisation faciles à utiliser. Certains auteurs (Rouainia et al., 2009 ; An et al., 2017) ont publié des travaux qui montrent la complexité des approches numériques. Les besoins sont pourtant très importants car ces outils permettraient de simuler des climats futurs, d'appréhender les évolutions de performances et, au final, d'adapter préventivement ces ouvrages soit par des renforcements soit par des techniques de maintenance adaptées.

2. La Digue de Montlouis-sur-Loire

La digue de Montlouis-sur-Loire en Indre-et-Loire (37) (Figure 1) constitue une partie de la levée de Tours Loire Amont, qui s'étend sur environ 10 km. L'ouvrage est géré par la DDT[1] 37 et a fait l'objet d'une étude de dangers (EDD) de digue de classe A (DREAL, 2012). L'instrumentation de digues en terre, encouragée par la DREAL[2] Centre-Val de Loire, permet d'évaluer les interactions sols-atmosphère au niveau de l'ouvrage. Nécessitant des observations sur de longues durées, il a été décidé, en parallèle au

[1] *Direction Départementale des Territoires*
[2] *Direction Régionale de l'Environnement, de l'Aménagement et du Logement*

monitoring de l'ouvrage, de mener des travaux de simulation numérique des échanges hydriques à l'aide d'un logiciel du commerce proposant ces solutions d'analyse. C'est ainsi que le laboratoire Sols Roches et Ouvrages géotechnique de l'université Gustave Eiffel a modélisé la digue de Montlouis-sur-Loire à l'aide du logiciel Géostudio et appliqué l'interface Seep/w.

Figure 1. Vue de la digue et de la station météorologique au droit du secteur instrumenté et localisation générale de l'instrumentation ©Google Maps (2022).

2.1. Caractérisation de l'ouvrage

Il s'agit d'une levée historique, dont les origines sont indéfinies, mais qui remontent probablement avant les années 1600. L'ouvrage a été progressivement rehaussé suite aux crues historiques de la Loire, formant au final une couche en recouvrement du corps de digue initial (Fugro, 2015 ; DREAL, 2012). On distingue ainsi depuis la surface vers la profondeur (Figure *2*) :

- Un matériau de remblai (R) composé de sable silteux à graveleux d'environ 2 m d'épaisseur, globalement classé B5 au sens de la norme NF P11-300 ;
- Le corps de digue (CD) silto-argileux à sablo-silteux de 3,5 m d'épaisseur, également classé B5 globalement ;
- Le sol support de la digue constitué d'alluvions silto-sableuses (F2) ;
- Les Tuffeaux de Touraine altéré (Ta) ;
- Et le Tuffeau de Touraine (T) composé de calcaire gréseux.

L'étude de dangers et les études géotechniques de diagnostic ayant identifié un mécanisme de rupture par érosion interne, une solution de renforcement a été étudiée sur la base d'un écran étanche (dans les faits, de faible perméabilité) positionné depuis la crête de digue, traversant le corps de digue et s'ancrant dans le sol support à environ 8 m de profondeur.

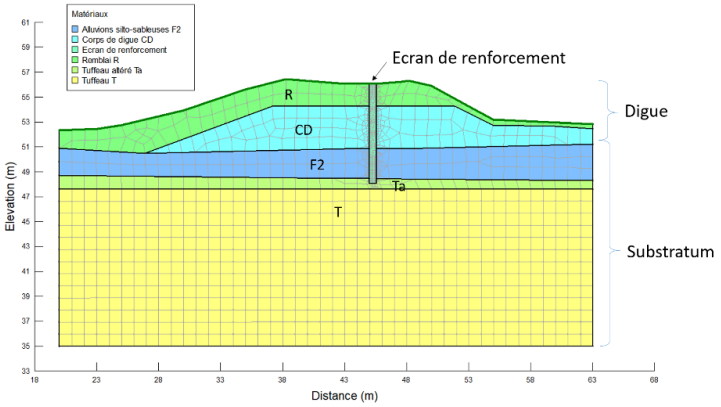


Figure 2. Coupe transversale de la digue de Montlouis telle qu'elle a été modélisée sur Géostudio (selon Fugro, 2015).

Les travaux de renforcement ont eu lieu en 2017 avec la réalisation d'une tranchée de sol mixé, mélange des sols en place avec du ciment et de l'eau, sur 8 m de profondeur environ au droit de la zone instrumentée (Patouillard et al., 2018). L'instrumentation a été posée dans l'écran, au moment de sa réalisation, et dans le corps de digue à 1,0 m de profondeur. Elle est complétée par une station météorologique sommaire.

Pour les besoins de la modélisation sur Seep/w, les propriétés des différents matériaux sont issues des études géotechniques (Fugro, 2015) (Tableau 1). Les matériaux de la digue sont considérés comme ayant un comportement de sols non saturés. Les sols support sont considérés comme saturés.

Tableau 1. Propriétés des matériaux du modèle numérique de la digue de Montlouis-sur-Loire.

Matériaux	Poids volumique humide (kN/m^3)	Cohésion effective c'(kPa)	Angle de frottement (°)	Conductivité hydraulique k_s (m/s)	Rapport d'anisotropie k_y / k_x	Teneur en eau vol. à sat° (m^3/m^3)
Tuffeau T	20	10	35	1.3×10^{-5}	1	0,43
Tuffeau altéré Ta	20	10	35	1.3×10^{-5}	1	0,43
Alluvions F2	18	0	36	1×10^{-4}	1	0,35
Corps de digue	19	5	23	1×10^{-5}	1	0,28
Remblai R	19	0	34	1×10^{-5}	1	0,28
Ecran étanche	20	433	1	1×10^{-9}	1	0,43

2.2. Instrumentation du site

L'instrumentation comprend :

- 5 capteurs TDR[3] installés dans l'écran (Campbell Scientific et de marque CS650, CS655 et TRIME PICO 64), mesurant la température et la teneur en eau volumique du matériau ;
- 1 capteur TDR[3] installé dans le corps de digue à 1 m de profondeur (CS 650) ;
- 1 capteur de succion installé dans le corps de digue à 1 m de profondeur (EQ2 de chez Campbell Scientific)
- 2 sondes piézométriques (marque Diver) ;
- Des capteurs extérieurs pour la météorologie : 1 thermistance et 1 pluviomètre ;
- 1 armoire électrique contenant une batterie longue durée.

Seules les mesures des capteurs dans le corps de digue sont présentées. Les données relatives à l'écran ne seront pas traités ici.

3. Résultats du monitoring

3.1. Succion et teneur en eau dans le corps de digue

Le capteur de succion a fonctionné entre janvier 2018 et juin 2019. Le capteur de teneur en eau volumique (TDR) a fonctionné jusqu'en juin 2021 puis s'est arrêté suite à des problèmes électriques. Les enregistrements simultanés des deux informations à 1,0 m de profondeur, entre janvier 2018 et juin 2019 rendent bien compte des dynamiques de séchage et d'humidification à l'œuvre dans l'ouvrage en terre à cette profondeur (Figure 3).

Les pics de teneurs en eau sont à mettre en lien avec des évènements pluvieux intenses dès lors que les sols sont saturés. La succion est très faible la majeure partie de l'année, puis se développe rapidement durant la période estivale, au moins à partir de juillet 2018 (interruption des mesures de succions entre le 20 mai et le 6 août 2018). Le capteur utilisé a une limite supérieure de mesure fixée à 250 kPa, mais la tendance des teneurs en eau et des valeurs de succion laissent penser que les valeurs dépassent rarement cette valeur.

[3] *Time Domain Reflectometry*

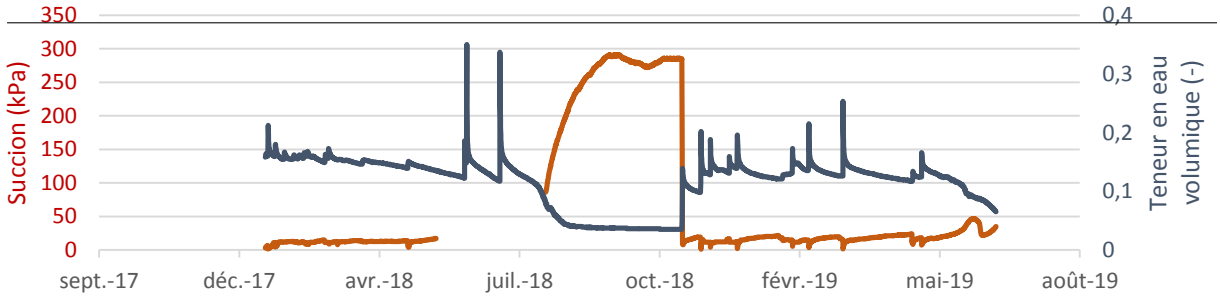


Figure 3. Enregistrement simultané de la succion et de la teneur en eau volumique à 1 m de profondeur dans la digue de Montlouis-sur-Loire, entre juin 2018 et juin 2019.

Le monitoring a permis de restituer une courbe de rétention d'eau *in situ* (Figure 4). Sur la figure, quelques mesures en laboratoire réalisées au WP4 (water potential meter/potentiel hydrique) sur le même sol sont également positionnées, ainsi qu'une courbe de calage (« fitting curve ») selon la relation de Van Genuchten.

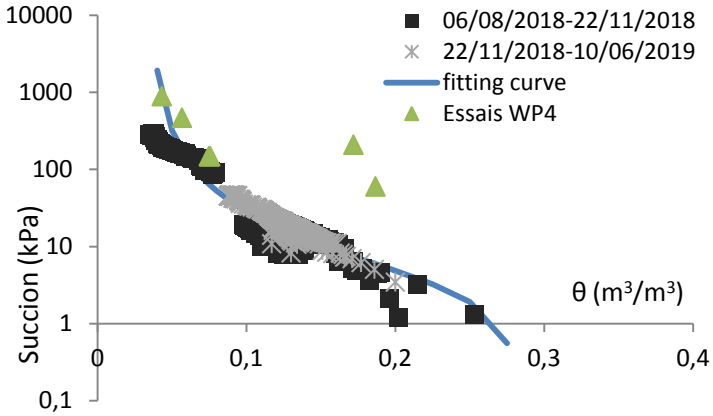


Figure 4. Courbe de rétention d'eau in situ basée sur les données de teneur en eau volumique et de succion enregistrées sur la digue à 1 m de profondeur.

Les valeurs de teneur en eau volumique les plus faibles et les plus élevées enregistrées sur site ont été utilisées pour fixer θs, la teneur en eau de saturation du sol, et θr, la teneur en eau résiduelle du sol, à respectivement 0,28 et 0,035.

3.3. Période du 6 au 12 août 2018

L'étude des interactions sol-atmosphère sur Seep/w ne peut pas être menée sur de grandes périodes. Il a donc fallu restreindre la période d'étude. Deux périodes ont été choisies : une durant la période humide, en janvier, et une durant la période sèche, en août.

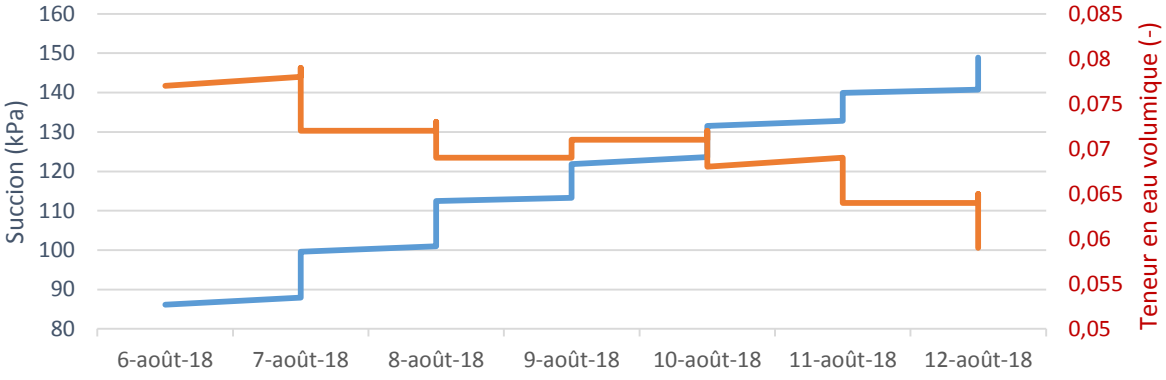


Figure 5. Enregistrement de la teneur en eau volumique et de la succion à 1 m de profondeur

Seule la modélisation des interactions sol-atmosphère sur la période sèche comprise entre le 6 et le 12 août 2018 est présentée ici. Cette période est intéressante pour regarder la façon dont Seep/w représente l'évolution des teneurs en eau et de la succion dans un contexte de forte évapotranspiration, interrompu par une pluie de 2,4 mm survenue le 10 août 2018. La Figure 5 montre que les succions augmentent de manière continue sans ressentir l'effet de la pluie du 10 août à 1 m de profondeur, et que les teneurs en eau volumiques diminuent également de manière continue, avec une légère stagnation le 10 août.

4. Modélisation numérique à l'aide de Géostudio

4.1. Géostudio et le module Seep/w

Le logiciel Géostudio permet, grâce au module Seep/w d'analyser les transferts hydriques dans les sols saturés et non saturés. Développé au Canada à partir des travaux de Fredlung, il présente l'intérêt de pouvoir coupler des résultats d'analyses diverses. Les calculs utilisent les éléments finis et des équations de transfert permettant un couplage entre chaque aspect des problèmes examinés.

Le module Seep/w est prévu pour modéliser le transfert d'eau dans les sols. Il propose une interface spécifique à l'étude des interactions sol-atmosphère avec la version de logiciel 2021.3 – 11.2.2.23310.

4.2. Conditions aux limites utilisées pour le modèle

Sur Géostudio, la temporalité s'exprime en jour, heure ou seconde. Il n'est pas possible de réaliser d'études sur une année ou plusieurs mois. La période d'étude a été donc restreinte à quelques journées, en exprimant la temporalité en jour. Pour évaluer l'effet du climat entre le 6 (218è jour de l'année) et le 12 août 2018 (224è jour de l'année), il faut réaliser un tableau de données sur 7 jours qui va correspondre aux conditions aux limites du modèle (Figure 6). Les températures de l'air sont indiquées en °C et en moyenne journalière. Les précipitations sont indiquées en une unité qu'il convient d'homogénéiser avec nos pratiques pour obtenir un équivalent en mm soit des $mm^3/jours/mm^2$.

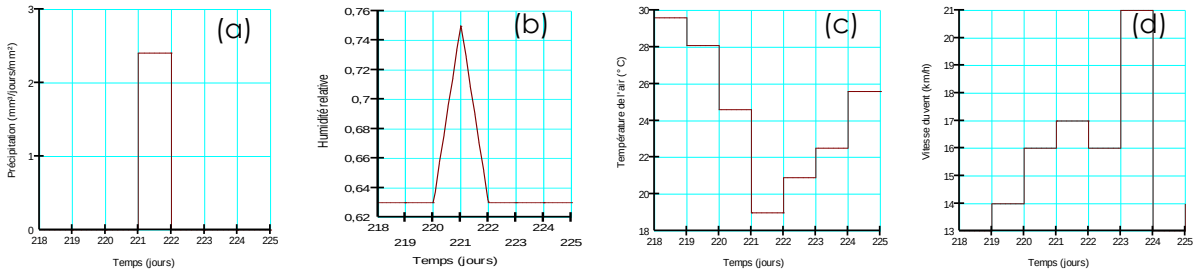


Figure 6. Conditions aux limites de la fonction climat sur Seep/w entre le 6 et le 12 août 2018
(a) précipitation (b) humidité relative (c) température moy./jour (d) vitesse du vent moy./jour.

Les propriétés des sols non saturés nécessitent de rentrer une courbe de rétention d'eau. Les données du site et les différents paramètres de la courbe de calage représentée Figure 4 sont utilisés. Le logiciel propose d'en déduire la courbe de conductivité hydraulique théorique en appliquant les relations de Van Genuchten (Figure 7). La valeur de perméabilité du sol saturé est fixée à 1.10^{-5} m/s (DREAL, 2012).

On remarque que la conductivité hydraulique évaluée par le calcul devient nulle pour des succions comprises entre 1 et 10 kPa, ce qui semble excessif. Toutefois, avec le paramètre θr=0,035 utilisé, qui résulte des mesures in situ, il n'est pas possible de modifier ces valeurs.

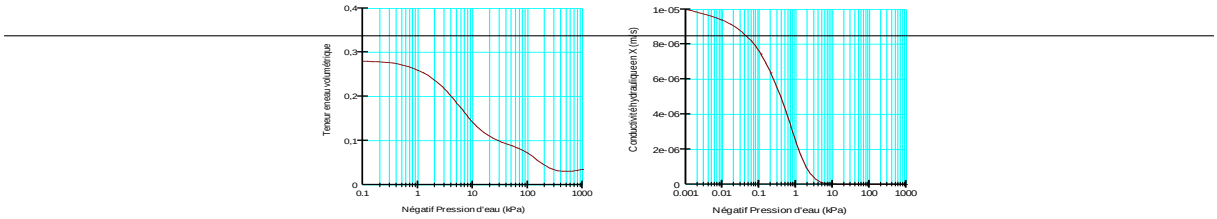


Figure 7. Courbe de rétention d'eau des matériaux du corps de digue basée sur les mesures in situ et la conductivité hydraulique déduite de la relation de Van Genuchten.

4.3. Résultats de la modélisation des interactions sol-climat

Le logiciel est testé sur la période du 6 au 12 août 2018. Une courte pluie de 2,4 mm survient le 10 août. Cette période permet de visualiser l'évaporation et l'infiltration. La situation initiale de la digue au 6 août est représentée sur la Figure 8.

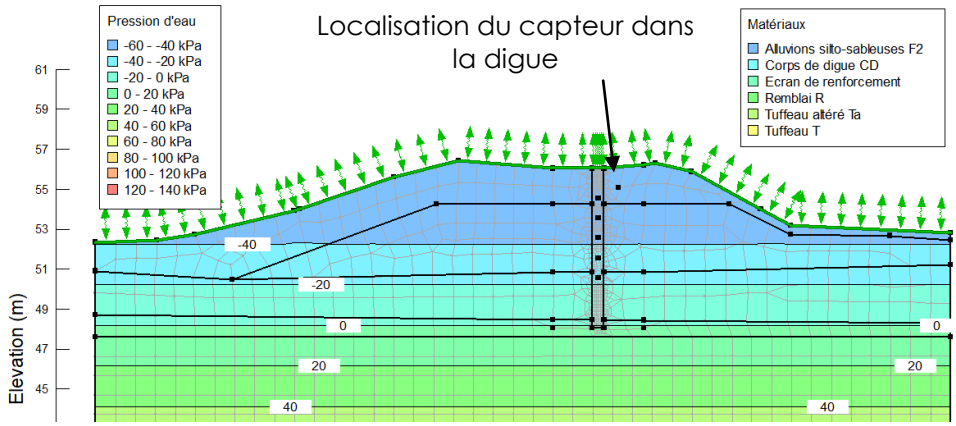
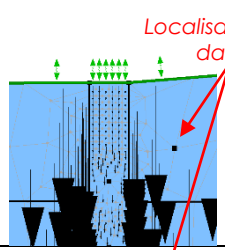
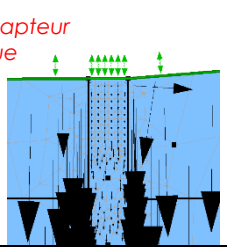
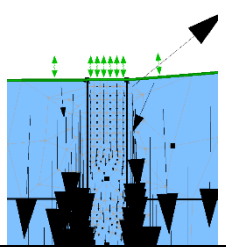
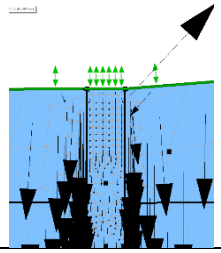
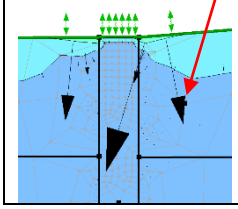
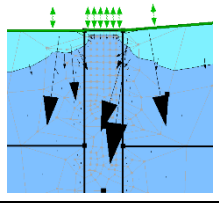
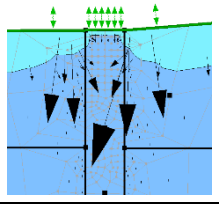


Figure 8. Situation initiale de la digue le 6 août 2018, avec une représentation colorée des pressions d'eau positives sous la nappe et des pressions d'eau négatives jusqu'à -40 kPa dans le corps de digue.

Hors crue et une nappe située à 48 m NGF, la digue en terre est sèche. Le calcul évalue des pressions d'eau négatives de l'ordre de -40 kPa alors que la succion enregistrée *in situ* à -1 m de profondeur indique à la date du 6 août une valeur de -80 kPa (Figure 5). Ceci constitue une des premières difficultés de la modélisation : il n'est pas possible de fixer les conditions initiales de teneur en eau et de succion dans le modèle.

Tableau 2. Résultats graphiques de la simulation du climat au droit de l'écran étanche. La pluie survient le 10 août. Les flèches en noir indiquent les "flux d'eau" négatifs calculés par Seep/w.

6 août 2018	7 août 2018	8 août 2018	9 août 2018
			
10 août 2018	11 août 2018	12 août 2018	Légende :
			succion -40 à -60 kPa succion -20 à -40 kPa succion 0 à -20 kPa

Les résultats de la simulation numérique sont faciles à visualiser à l'écran. On peut ainsi observer les flux d'eau calculés par le logiciel sur les images du Tableau 2.

L'évolution des teneurs en eau en fonction de la profondeur sur une verticale passant par un point en surface (nœud 1520), le capteur à 1 m de profondeur (nœud 1417) et un autre point situé 1 m en dessous est illustrée sur la Figure 9. Le calcul indique une teneur en eau quasi constante les jours sans pluie, sauf à afficher le 100ème, ce qui a peu de sens. Néanmoins, on note que le 6 août la teneur en eau en surface est de 4,88%. Elle diminue à 4,87% le 9 août. La pluie du 10 août fait augmenter la teneur en eau à 5,49% puis elle diminue à 5,43% le 12 août.

Au niveau du capteur à 1 m de profondeur dans le corps de digue, la simulation montre que la pluie n'est pas suffisante pour modifier la teneur en eau. Elle stagne à 4,88% jusqu'au 9 août, puis elle augmente à 4,89% le 10 août et passe à 4,90% le 12 août. La teneur en eau à 2 m de profondeur n'est pas du tout affectée par la pluie : elle reste égale à 4,88%.

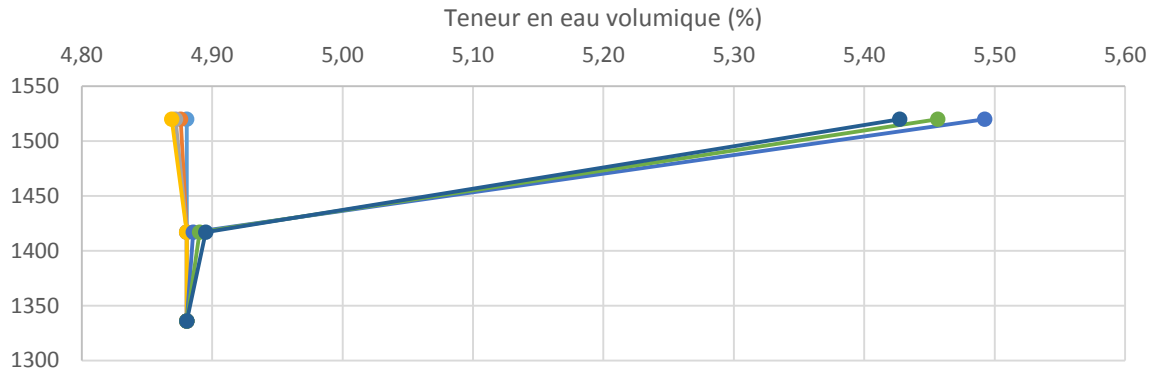


Figure 9. Profil vertical des teneurs en eau calculées par Seep/w. Le point situé à 1417 correspond à la position du capteur à 1 m de profondeur dans le corps de digue, le point situé à 1520 correspond à la surface de la digue.

La Figure 10 compare les résultats du calcul réalisé par Seep/w avec les données acquises par le capteur. La valeur obtenue par calcul n'est pas conforme aux données du site et l'écart constaté entre les deux courbes au 6 août, est de 3%. La tendance observée *in situ* montre une dynamique de séchage avec une diminution de la teneur en eau volumique, qui tend vers la valeur de calcul. Le 9 août, l'écart n'est plus que de 2%, et le 12 août, l'écart est inférieur à 1,2%.

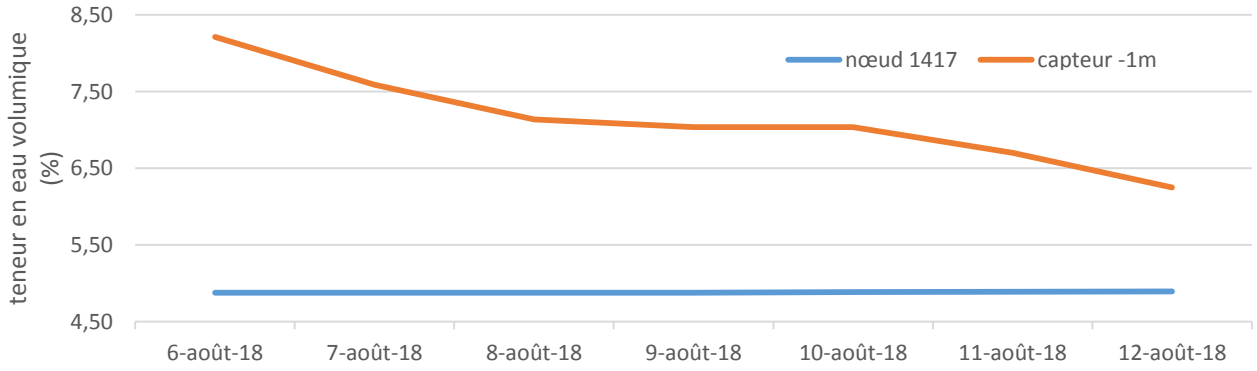


Figure 10. Comparaison entre le résultat du calcul Seep/w et l'enregistrement du capteur à 1 m de profondeur.

Malgré la pluie du 10 août, la dynamique de séchage se poursuit à 1 m de profondeur dans le corps de digue et la teneur en eau n'est pas affectée par cet apport d'eau en surface. En cela, la prévision par le calcul de Seep/w est assez réaliste car elle reproduit

une même réalité : la pluie n'est pas suffisante pour se répercuter à cette profondeur et elle ne modifie que les teneurs en eau en surface (Figure 9).

5. Discussion et perspectives

La modélisation numérique des interactions sol-atmosphère à l'aide de logiciels qui peuvent tenir compte de tous les phénomènes observables dans les digues est envisageable par tous les opérateurs.

L'expérience menée à Montlouis-sur-Loire a permis d'extraire, grâce à des capteurs de teneur en eau volumique et de succion, une courbe de rétention d'eau in situ, sur une période d'1 an ½, et d'extrapoler, par calcul, une courbe de conductivité hydraulique à l'aide des fonctionnalités de Seep/w.

La simulation des échanges sol-atmosphère sur une période de 7 jours montre des résultats très intéressants, avec des écarts plutôt faibles entre les teneurs en eau évaluées par calcul et les mesures de teneur en eau in situ. Les différences peuvent être dues à un calcul qui ne peut pas anticiper l'histoire du site avant le 6 août 2018, alors que, de toute évidence, une dynamique de séchage est en cours sur place, car la teneur en eau diminue et la succion augmente malgré la pluie du 10 août. Le calcul surestime la vitesse de séchage des matériaux puisqu'à l'état initial, Seep/w donne un résultat de teneur en eau de l'ordre de 4%, proche de la teneur en eau résiduelle θr, alors que le sol mettra en réalité 7 jours pour tendre vers cette valeur.

L'effet d'une pluie de 2,4 mm est bien pris en compte par le logiciel, qui évalue a priori correctement la profondeur d'influence de l'infiltration.

Il apparaît donc que la simulation numérique des échanges sol-atmosphère à l'aide de logiciel commercialisés est intéressante mais qu'elle nécessite de maîtriser les hypothèses et les conditions aux limites pour mener à bien une simulation. Dans cette étude, l'interprétation a été facilitée grâce à la comparaison avec des mesures in situ et elle gagnera à être répétée sur plusieurs autres sites instrumentés et avec d'autres matériaux pour en conforter les conclusions.

6. Références bibliographiques

An N., Hemmati S., Cui Y.-J. (2016). Numerical analysis of soil volumetric water content and temperature variations in an embankment due to soil-atmosphere interaction. Computers and Geotechnics. Vol.83. pp.40-51.

Direction Régionale de l'Environnement de l'Aménagement et du Logement Centre-Val de Loire (2012). Etude de danger du Val de Tours.

Etablissement Public Loire. (2018). Analyse exploratoire de la question des impacts du changement climatique sur la gestion des ouvrages de protection contre les inondations sur le bassin de la Loire et ses affluents. 121 pages. Mai 2018.

Explore 2070. (2012). Hydrologie de surface – A1- rapport de synthèse. Contribution de BRL ingénierie, *Irstea, MétéoFrance.*

Fugro (2015). Projet de confortement de digue. Tours – Saint Pierre-des-Corps – La Ville-aux-Dames – Montlouis-sur-Loire (37). Partie 1 : LVAD-Montlouis, version Ind A du 02-2015, 370 pages. Marché 2011 1700145108, Plan Loire Grandeur Nature, N°dossier 12P-0046-a15 Etude géotechnique préalable (G1).

Patouillard S., Mathieu F., Saussaye L. (2018). Efficacité et durabilité des écrans étanches « Soil-Mixing » dans les digues. Colloque CFBR, 27-28 nov.2018. 10 pages.

Rouainia M., Davies O., O'Brien T. and Glendinning S. (2009). Numerical modelling of climate effects on slope stability. January 2009. Engineering Sustainability 162(2):81-89. DOI: 10.1680/ensu.2009.162.2.81

MODELISATION GEOLOGIQUE 3D A HAUTE RESOLUTION DU SOUS-SOL DU CENTRE CEA DE MARCOULE

3D GEOLOGICAL MODELING AT HIGH RESOLUTION OF THE SUBSURFACE OF THE CEA CENTER OF MARCOULE

Jean-Marie LEONARD[1], Dino MAHMUTOVIC[1], Walter EPTING[2], Sébastien MANDILE[2], Luc BOUTONNIER[1]
[1] *EGIS, Seyssins, France*
[2] *CEA, Marcoule, France*

RÉSUMÉ – La modélisation haute résolution du site de Marcoule permet de synthétiser les données géologiques acquises en 70 ans sur la géométrie de 6 terrasses alluviales et de dépôts marins et continentaux du Pliocène. Plusieurs anomalies pourraient suggérer l'existence d'anciens lacs glaciaires et plusieurs sondages décrivent un dépôt de lœss qui n'avait pas été identifié. Ces indices pourraient suggérer que les terrasses les plus anciennes ont pu se former dans un contexte d'avantage fluvio-glaciaire que fluviale. La prise en compte de différents MNT de surface permet de rendre compte des aménagements anthropiques et ainsi fiabiliser le modèle géologique. Ces résultats constituent une étape importante pour la création d'un jumeau numérique du site.

ABSTRACT – HD modeling of the Marcoule site makes it possible to synthesize the geological data acquired over 70 years on the geometry of the 6 alluvial terraces and the marine and continental deposits of the Pliocene. Several anomalies suggest the existence of ancient glacial lakes and several boreholes describe an unidentified loess deposit. These indices suggest that the oldest terraces could have formed in a context of fluvio-glacial rather than fluvial advantage. The reconstruction of the DTM of 1953 makes it possible to account for anthropogenic developments. These results are an important step for the creation of a digital twin of the CEA site.

1. Introduction

Un modèle 3D du site de Marcoule et de la plaine de Codolet de grande dimension (6 km x 3 km avec une maille de 5 x 5 m) et un second modèle (2.1 km x 1.6 km avec une maille de 2 x 2 m), centré sur le site du CEA, ont été réalisés à l'aide du logiciel GDM-MultiLayer. Ils synthétisent la plus grande partie des données géotechniques acquises sur le site et son environnement immédiat.

Les objectifs de cette modélisation géologique sont multiples :

- Une meilleure compréhension de la géométrie des formations et de l'histoire géologique du site depuis la fin du Miocène jusqu'aux remblais qui ont transformés le site après 1953. Un focus particulier a été fait sur les différentes terrasses alluviales et les formations du Pliocène.
- Une meilleure compréhension des mouvements de terre sur le site avec l'utilisation de MNT (modèle numérique de terrain) à différentes dates.
- La possibilité d'utiliser le modèle géologique 3D dans le cadre de futurs projets d'aménagement, pour des synthèses géotechniques et pour la réalisation d'un jumeau numérique du site de Marcoule et de la plaine de Codolet.

Par la suite les formations concernées sont décrites, tout comme les données utilisées et la démarche de construction des modèles 3D. Enfin les résultats de la modélisation seront présentés avec une ouverture à discussion.

2. Cadre géographique et contexte géologique

Le site CEA de Marcoule se situe en rive droite du Rhône et en rive gauche de la Cèze, dans le département du Gard. Le site est dominé au Nord par un relief montagneux (Dent de Marcoule). Au sud du site se trouve la plaine inondable de Codolet formée par la confluence du Rhône et de la Cèze. La Cèze reçoit en rive droite les eaux d'un de ses affluents, la Tave. Entre le Rhône et le site CEA, de petits bassins et l'ancienne Lône sauvage ont été aménagés et endigués afin de participer au contrôle des eaux du Rhône.

Les formations géologiques en place sont toutes sédimentaires et se répartissent en quatre ensembles stratigraphiques qui sont des plus anciennes aux plus récentes :

- Le substratum rocheux (calcaires, marnes, grès, lignites) du Crétacé
- Les formations du Cénozoïque, principalement d'âge Pliocène
- Les terrasses alluviales plio-quaternaires
- Les formations superficielles (loess, éboulis, colluvions et résidus sableux).

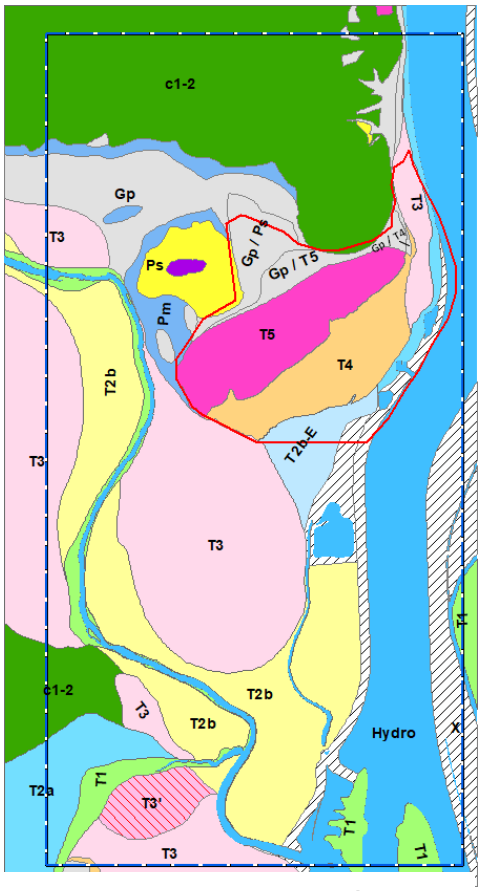


Figure 1 : carte géologique détaillée réalisée sous ArcMap et utilisée pour la modélisation 3D.

Le Crétacé (c1-2)

Le Crétacé affleure sur la partie Nord de la zone étudiée (Dent de Marcoule) et forme le relief dominant le site de Marcoule et la plaine de Codolet. Il affleure aussi sur une petite zone située au Sud bordant la limite Ouest de notre étude en rive droite de la Cèze et au Nord de la Tave. Sinon il s'approfondit au droit du site de Marcoule.

Le Miocène

Les formations du Crétacé ont été soulevées et érodées dès la fin du Crétacé. Au Messinien (Miocène terminal), la fermeture du Détroit de Gibraltar va entrainer l'assèchement par évaporation de la Méditerranée sur environ 1 500 m de hauteur, malgré les apports des grands fleuves (Nil, Danube, Rhône, Ebre, Pô). Cet évènement majeur, appelé Crise de Salinité Messinienne (C.S.M.) a entrainé une forte érosion de la vallée du Rhône (Pellen, 2016) et de ses affluents (Saône, Ardèche, Drôme, Cèze, Durance, etc..), comme des vallées des autres fleuves méditerranéens (en France, le Var et le Tech).

Le paléo relief formé par les versants de ces anciens canyons, incisant les formations du Crétacé, est appelés une ria.

Le Pliocène

Au début du Pliocène (Zancléen), la réouverture du Détroit de Gibraltar va permettre à la Méditerranée de retrouver son niveau « normal ». Il en résulte alors un rapide ennoiement des canyons et donc de la région étudiée. C'est une épaisse série de sédiments d'abord continentaux (sables) puis marins (argiles et marnes) qui remplissent la ria messinienne avant de succéder à un nouvel épisode continental avec le retrait de la mer à la fin Pliocène.

Le pliocène est composé essentiellement de deux formations au droit du site :

Les Marnes Bleues du Plaisancien marin (p2M)

Cette formation est omniprésente sauf dans les zones érodées, ou lacunaires, où affleure le Crétacé. Il s'agit de marnes de teinte bleutée à grise pouvant comporter des niveaux sableux avec de rares graviers.

Les Argiles Sableuses Jaunes du Plaisancien continental (p2S, faciès Astien)

A la fin du Plaisancien, la régression marine est progressive, aux sédiments marins succèdent des dépôts plus continentaux d'argiles et de sables jaunes. Ils affleurent sur les versants de la colline de Monticaut au-dessus des vignes. Certains auteurs pensent qu'il s'agit d'argiles provenant de l'altération des Marnes Bleues. L'hypothèse de dépôts d'Argiles Jaunes remaniés est privilégiée ici.

Les terrasses alluviales plio-quaternaires

La fin du Pliocène et le Pleistocène ont été rythmés par une succession de périodes glaciaires et interglaciaires. En Europe, les périodes glaciaires portent les noms des vallées de rivières affluentes du Danube et du Danube lui – même, lesquels ont reconnus les 4 périodes glaciaires les plus récentes. Six terrasses alluviales appartenant au quaternaire ont été identifiées :

- La terrasse de Monticaut T7 (Villafranchien : Donau ou Mindel) au sommet de la colline du même nom est clairement une terrasse étagée car elle repose sur les Sables Jaunes en place.
- La terrasse de Marcoule supérieure T5 (Mindel ou Riss).
- La terrasse de Pont-Saint-Esprit T4 (Würm).
- La terrasse de l'Ardoise T3 (Alluvions anciennes de l'Holocène).
- Les terrasses d'alluvions récentes de l'Holocène notées T2a, T2b, T2b-E et T1.

Dans la modélisation géologique, il est considéré que toutes les terrasses sont étagées ou semi-emboitées et reposent toutes directement sur les Argiles Jaunes ou les Marnes Bleues à l'instar des terrasses du Bas-Vivarais (Debar, 1988).

Lœss, colluvions, éboulis et résidus sableux

Sont reportées sur la nouvelle carte géologique détaillée (Fig. 1) : les colluvions notés Gp, les éboulis du Crétacé notés Ec ainsi que les résidus sableux notés Rs. Ces matériaux sont composés de graves qui sont difficiles à distinguer lorsqu'ils reposent sur des alluvions T5 ainsi que de limons et d'argiles de teinte ocre ou marron.

Dans 16 sondages des passes décrivant des « limons à poupées carbonatées » ont été identifiées, ce qui est typiquement la description d'un lœss. Bien que ce terme n'ait jamais été employé dans les études précédentes concernant le site de Marcoule, un dépôt de lœss n'est pas à exclure. Ce dernier serait d'environ 100 m d'extension sur quelques mètres d'épaisseur situé entre la colline de Monticaut et la dent de Marcoule. Les lœss reposeraient directement sur les Sables Jaunes et seraient recouverts par des colluvions. Il n'y a pas d'affleurement connu.

Les formations anthropiques (remblais)

Le site de Marcoule est fortement aménagé et contient des remblais provenant de :

- L'aménagement du Rhône et des défenses contre le risque inondation,
- D'aménagements ruraux liés aux besoins agricoles avant 1953,

- La construction d'ouvrages sur Marcoule et de leurs aménagements,
- Les infrastructures routières périphériques du site.

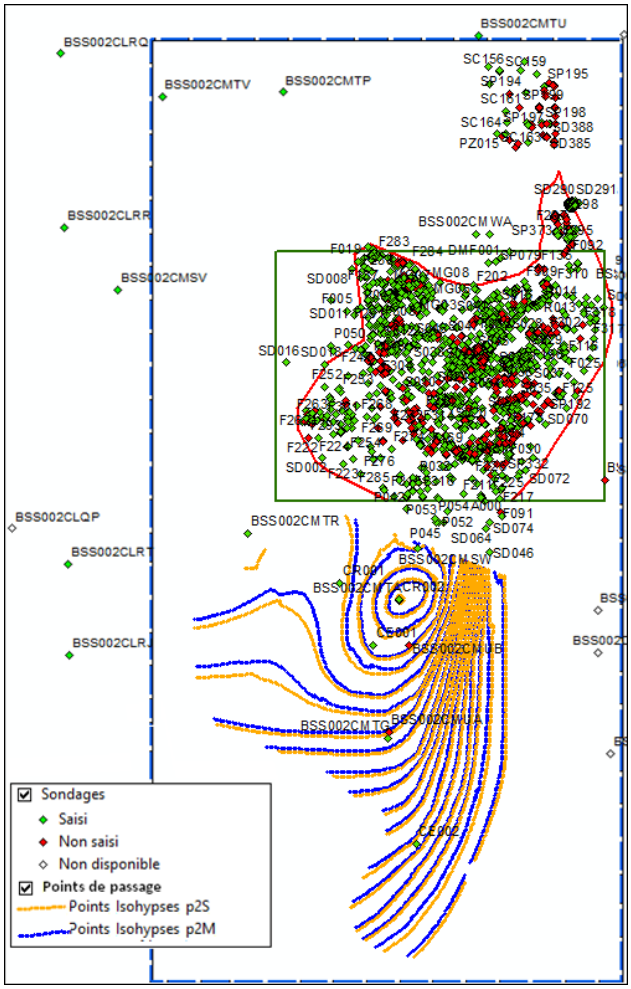


Figure 2 : Carte des sondages et des points de passages et position des contours des 2 modèles 3D et du site CEA (en rouge).

Formation	Type Surf.	Description
Rb	EROD	Remblais postérieurs à 1953
GpEc	EROD	Colluvions, éboulis et résidus
T1T2	EROD	T2-T1 Terrasses Holocènes
T3	EROD	Terrasse de l'Ardoise
T4	EROD	Terrasse de Pont-St-Esprit
T5	EROD	Terrasse de Marcoule supérieur
T7	EROD	Terrasse de Monticaut T7
Ps	EROD	Sables jaunes du Plaisancien
Pm	EROD	Marnes bleues du Plaisancien
Cr		Calcaires et grès du Crétacé

3. Les données du modèle

Les données utilisées pour la construction du modèle géologique sont :

- Les dalles IGN RGE Alti 2020 pour le MNT.
- Les données de la carte géologique détaillée (Fig. 1) reprise sous ArcMap. Cette carte fournit des données en 3D des contacts normaux entre 2 formations, les limites d'extension et les polygones d'affleurement de ces formations.
- La carte en isohypses du toit du Crétacé de projets antérieurs du CEA.
- Une reconstitution du MNT de 1953 au droit du site d'après des levés de géomètres.
- 1433 sondages (774 carottés, 265 destructifs, 302 pressiométriques, 67 SPT et 27 sondages de la BSS du site Infoterre). Les sondages sont largement concentrés au droit des infrastructures du CEA et très peu de données sont disponibles dans la plaine de Codolet (Fig. 2). Pour pallier à cette hétérogénéité, des points de passage issus des isohypses des toits des formations P2S et p2M ont été ajoutés.

4. Réalisation des modèles 3D avec GDM-MultiLayer

Le principe général de l'utilisation de GDM-MultiLayer est largement décrit (Loiselet et Vanoudheusden, 2017 ; Bourgine 2019, Leonard, 2022).

Pour les deux modèles (grande dimension et modèle HD), la même stratégie et la même pile litho-stratigraphique de référence (Fig. 3) ont été utilisés.

Entre chaque formation, et en accord avec la bibliographie, un évènement d'érosion a été placé. La couche Ps a été prise comme formation unique commune à tout le modèle.

La couche de remblai notée Rb est obtenue par comparaison du MNT à différentes dates.

La surface du toit du Crétacé a pu être identifiée à certains endroits sur la base d'études sismiques antérieures.

Le processus de modélisation sous le module MultiLayer comporte une étape de contrôle des données par rapport au modèle. L'écart admis entre une limite de formation indiquée par un sondage et le modèle est de 1 m.

Sur les 1432 sondages, seulement 15 sondages ont été écartés des modélisations.

Figure 3 : Pile lithostratigraphique et position des évènements d'érosion.

5. Résultats et interprétations

La figure 4 réunit plusieurs vues des 2 modèles 3D :

- La vue 4a montre le modèle général avec toutes les formations tout comme la vue 4e réalisée avec le modèle HD.
- Les remblais postérieurs à 1953 ne sont modélisés qu'au droit du site CEA.
- Les vues 4b et 4f permettent de découvrir l'étendue des colluvions et des différentes terrasses sous les remblais comme on aurait pu les cartographier en 1953.
- Les vues 4c et 4g dévoilent le toit des Argiles Jaunes et une partie des Marnes Bleues.
- Les vues 4c et 4g montrent que les Argiles Jaunes présentent des lacunes au droit des terrasses T5 et T4 en particulier.
- Les vues 4d et 4h montrent que dans les zones où les argiles ne sont pas observées, le toit des Marnes Bleues forment des dépressions qui sont toutes modélisées par plusieurs sondages. Ces dépressions sont le résultat d'un phénomène d'érosion.
- Les vues 4d et 4h montrent aussi que les Marnes Bleues forment un relief en crête qui suit la limite sud-ouest de la terrasse T5. Les marnes Bleues forment aussi un talus au niveau du contact T5 / p2S (Ps sur la figure) côté Nord-Ouest. Le relief des Marnes Bleues souligne donc la limite latérale Nord-Ouest et la limite frontale Sud-Ouest de la terrasse T5.
- La carte en isohypse de la figure 5a montre les différentes dépressions du toit des Marnes Bleues.

Plusieurs dépressions sont visibles sur la figure 5 au droit des terrasses T5 et T4 et sont toutes étayées par plusieurs sondages. Quatre d'entre elles notées L1 à L4 (environ 10 m de dénivelé) peuvent être interprétées comme étant des ombilics glaciaires qui se sont ensuite transformés en lacs glaciaires. Cette interprétation implique la présence d'un glacier car seul ce dernier pourrait être capable de creuser une dépression en absence de phénomène karstique (la couverture marneuse parait trop importante). A la différence des lacs glaciaires alpins creusés dans la roche par de puissants glaciers, il est possible qu'un glacier de faible épaisseur (quelques dizaines de mètres) aurait pu éroder une formation marneuse tendre.

Trois chenaux traversent du Nord/Est vers le Sud/Sud/Ouest la base des terrasses T5 et T4 et marqueraient le sens d'écoulement principale du glacier. La glace peut fluer et passer des verrous ou des seuils. Ainsi des diffluences ont pu se former et permettre un écoulement transverse d'un chenal à l'autre. Le passage de ces seuils faits que la moraine de fond est érodée puis déposée au sommet de seuils. Après avoir franchi ce seuil formant un verrou glaciaire le poids de la glace provoque le creusement de l'ombilic en glissant de l'autre côté du seuil.

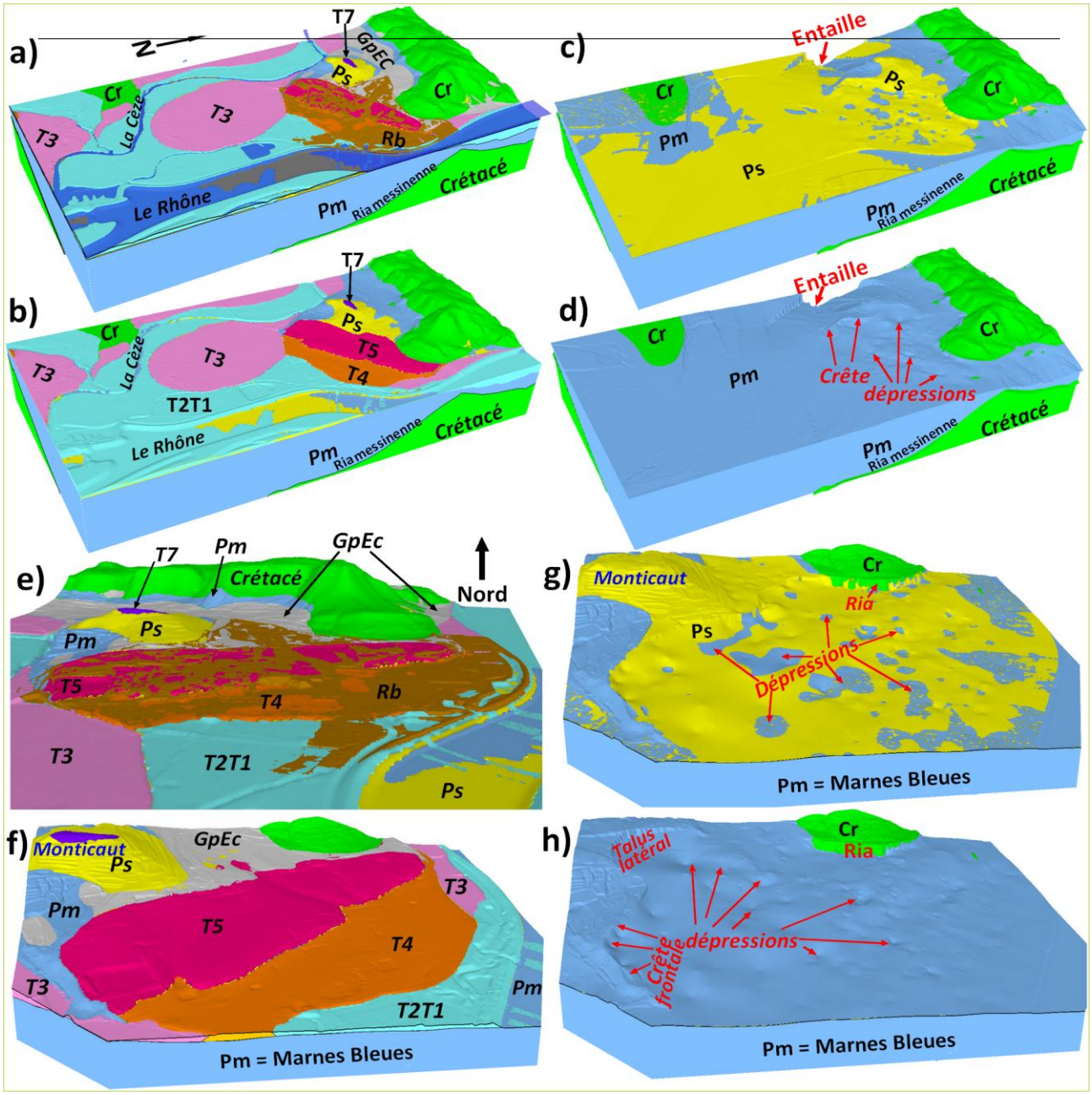


Figure 4 : Vues 3D du modèle général 6 km x 3 km à la maille 5 m x 5m avec base située à 400 m sous le niveau de la mer et vues 3D du modèle haute résolution à la maille 2m x 2m centré sur le centre CEA de Marcoule avec base située à 80 sous le niveau de la mer : **a)** Modèle général complet avec remblais et hydrographie; **b)** Modèle général sans les remblais (Rb) et sans les colluvions et éboulis (GpEc) et fond du réseau hydrographique ; **c)** Modèle général sans les formations quaternaires laissant apparaître les Argiles jaunes (Ps) et les Marnes Bleues (Pm) sur le socle Crétacé qui affleure au Nord du site (Dent de Marcoule); **d)** Modèle général avec seulement les Marnes Bleues. Ces dernières sont marquées par des dépressions dans lesquels il n'y a pas d'Argiles Jaunes. En limite Sud-Ouest de la terrasse T5, les Marnes bleues forment une crête ; **e)** Vue du modèle général vers le Nord et le site CEA depuis la plaine de Codolet avec l'ensemble des formations y compris les remblais postérieurs à 1953 ; **f)** vue du modèle haute résolution orientée vers le Nord sans les remblais post 1953 ; **g)** vue des lacunes d'Argiles Jaunes au droit des dépressions marquant les Marnes Bleues ; **h)** Idem sans les Argiles Jaunes montrant le relief érodé des Marnes Bleues (dépressions) et les limites latérales (Talus NO) et frontales de la terrasse T5 (crête de Marnes Bleues). Le haut de la ria messinienne est dégagée.

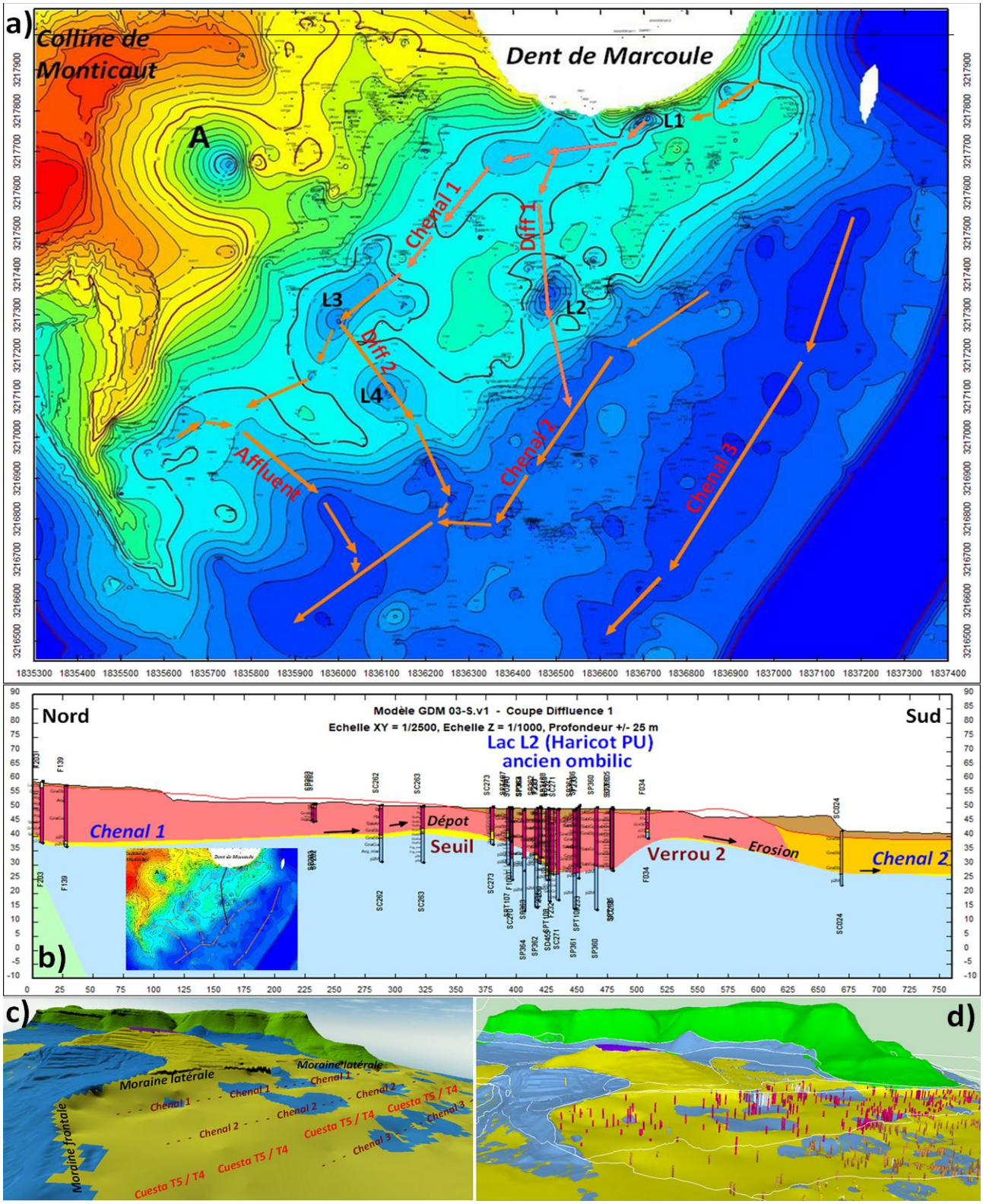


Figure 5 : a) carte en isohypses du toit des Marnes Bleues avec dépressions reliés par les chenaux et des diffluences. **b)** coupe de la diffluence 1 passant par la dépression L2. **c)** vue 3D avec positionnement des cordons morainiques, des chenaux et de la cuesta T5/T4. **d)** Autre vue 3D avec contours des formations géologiques (en blanc) et sondages intégrés au modèle 3D.

Une autre explication de ces dépressions est liée à la formation de kettles qui sont des lacs glaciaires formés par la fonte de blocs de glace abandonnés par le glacier en retrait. Si certaines de ces dépressions sont peut-être des kettles, la formation d'ombilics glaciaires explique mieux les lacs L1 à L4. Selon cette interprétation, les argiles jaunes

trouvées sous la terrasse T5 ont valeur de moraine de fond tandis que les reliefs de crête et de talus Nord-Ouest marqués par les Marnes Bleues délimiterait le cordon morainique frontal et latéral droit du glacier. Les passes des sondages situés à la base des alluvions T5 proches de ce cordon sont constitués de matériaux plus grossiers et appuient la thèse indiquant que la terrasse T5 a une origine fluvio-glaciaire et non pas fluviatile. La présence des lœss, d'ailleurs attestés dans la région (Bonnifay, 1965), indique aussi un environnement pouvant être périglaciaire.

L'interprétation impliquant un glacier même de faible épaisseur est innovante compte tenu que la zone étudiée est à 100 kms de la limite du maximum glaciaire généralement admise par les spécialistes. Cependant ces derniers étudient plutôt les glaciers qui étaient de taille importante. Les traces de glaciers périphériques de tailles plus modestes ont pu échapper jusqu'ici à l'observation, soit parce qu'ils ont été recouverts par des dépôts plus récents ou soit parce qu'ils ont été érodés. Des investigations plus approfondis consistant à vérifier la présence d'éléments typiques de dépôts glaciaires (galets striés, facettes, …) permettraient d'apporter des éclaircissements par rapport à cette hypothèse. L'absence de datations précises notamment des argiles jaunes, des alluvions, des lœss et des colluvions ne nous permet pas de préciser la chronologie des dépôts des différentes formations au cours des différentes périodes glaciaires, interglaciaires et post-glaciaires.

6. Conclusions

Le travail réalisé a permis de confronter, de réinterpréter et de valoriser les données géotechniques acquises en 70 ans du centre CEA de Marcoule et de la plaine de Codolet. La taille du modèle réalisé est considérable (3 km x 6 km) tout comme le nombre de sondages pris en compte (1432 sondages) et la taille des mailles (5 m x 5 m et 2 m x 2 m pour le modèle HD), ce qui fait de ce travail une référence en terme de modélisation géologique du site de Marcoule et de la région. Ce modèle 3D a permis de pousser l'interprétation géologique au droit du site et notamment la genèse des terrasses alluviales. Cette analyse montre l'intérêt apporté par le CEA aux investigations géotechniques et à la reconnaissance de son sous-sol.

7. Références bibliographiques

Bonifay E. (1965). Stratigraphie des loess anciens et récents dans le Sud-Est de la France. Bulletin de l'Association française pour l'étude du quaternaire, vol. 2, n°1, pp. 1-34 ;

Bourgine B. (2019). MultiLayer. Manuel de référence 2018-2019. B.R.G.M. 303 pages.

Debar E. (1988). Le Quaternaire du bas-Vivarais d'après l'étude des remplissages d'avens, de porches, de grottes et d'abris sous roche. Dynamique sédimentaire, paléoclimatologie et chronologie. Travaux et Documents des Laboratoires de Géologie de Lyon. Année 1988. N° 103. 317 pages.

Léonard J.M. (2021) La réalisation des modèles 3D et leur intégration dans le BIM et les SIG – Journée TINNOV, créons les Géosciences de demain, BRGM, Orléans, France – 6 Octobre 2021. ;

Loiselet C. & Vanoudheusen (2017) Valorisation des données géologiques pour la représentation tridimensionnelle du sous-sol : modélisation géologique 2D/3D. SolScope 2017, 14-15 juin 2017 – Lyon, France. ;

Pellen R. (2016). Géodynamique et impact de la crise d'érosion et de salinité Messinienne sur les transferts sédimentaires (bassin de Valence, bassin Adriatique). Thèse soutenue le 30 juin 2016, Université de Rennes en deux volumes.

Analyse et modélisations numériques permettant de quantifier la stabilité d'un talus existant en remblais ferroviaires sous diverses sollicitations : évolutions du chargement, variations du niveau de la nappe

Analysis and numerical modeling for quantification of stability of an existing slope in railway embankments under various stresses: changes in loading, variations in the level of undergroundwater

Dr. Luc MASSAT[1], Dr. Lionel CAUSSE[1], Christophe AUCLAIR[1]
[1] RATP Infrastructures, Paris, France

RÉSUMÉ – L'objet de l'étude est de quantifier la stabilité et la déformation d'un talus ferroviaire existant sous des sollicitations variables tels que le niveau de la nappe ou la surcharge ferroviaire (renouvellement matériel roulant). L'approche de calcul mise en œuvre à partir de la définition d'un modèle hydro-géotechnique, l'analyse de données inclinométriques et de facteurs de forme du talus ont permis de mener à bien cette étude.

.

ABSTRACT – The purpose of the study is the quantification of the stability and of the deformation of an existing railway embankment under fluctuating stresses such as the underground water level or the railway overload (renewal of rolling stock). The calculation approach implemented from the definition of a hydro-geotechnical model, the analysis of inclinometric data and form factors of the embankment to complete the proposed work.

1 Introduction

La stabilité de talus en remblais ferroviaires existants est complexe à appréhender notamment du fait de l'évolution spatio-temporelle du facteur de stabilité et des déformations. Pour un exploitant ferroviaire, cette problématique de stabilité spatio-temporelle se pose, notamment, dans le cadre de la maintenance de ouvrages ou lorsque les conditions d'exploitation évoluent (modification de la charge ferroviaire par exemple).

Cette étude se base sur le linéaire sud du RER B parisien correspondant à une ancienne ligne ferroviaire mise en service dans la seconde moitié du 19ème siècle. Cet article propose une méthode de classification des talus permettant de hiérarchiser et circonscrire les zones à étudier : analyse des différents contextes de l'ouvrage (pentes, données inclinométriques, inspection visuelle des talus) et synthèse géotechnique permettant une approche numérique.

Il est proposé d'aborder dans cet article un cas de talus ferroviaires en remblais en contexte urbain parisien. Nous traiterons dans une première partie l'analyse des différents contextes de l'ouvrage en terre et notamment les facteurs évolutifs et sujets à des incertitudes. Dans une seconde partie deux modèles numériques seront présentés, l'un en déformation et l'autre avec un calcul aux états limites. Dans une troisième partie, les résultats des analyses numériques et les analyses paramétriques réalisées permettront d'apporter des réponses sur l'évolution du facteur de stabilité en fonction de diverses sollicitations naturelles et anthropiques. L'article conclura sur le facteur prépondèrent associé à la plus forte réduction du facteur de sécurité et l'impact sur les déplacements et précisera les pistes de confortement pour améliorer la stabilité du talus.

2 Critère de classification des talus

2.1 Objet de l'étude

Le projet correspond à l'étude de la stabilité des talus en remblais sur le linéaire sud de la ligne du RER B en vue du renouvellement du matériel roulant qui va induire un surplus de charge. Le linéaire sud dans la vallée de l'Yvette jusqu'à Saint Rémy-les-Chevreuse, correspond au prolongement de l'ancienne ligne Paris-Sceaux mise en service dès 1846.

2.2 Critère de classification des talus retenus

2.2.1 Critères de vulnérabilité quantitatifs basés sur la géométrie des talus

Pour circonscrire l'étude à une partie du linéaire, des critères qualitatifs (inspections visuelles) et quantitatifs (pente et hauteur des talus et distance entre rail et bord du talus) (Tableau 1) ont été retenus de manière empirique pour définir le risque de stabilité des talus (Tableau 2). La pente du talus et la diffusion de la surcharge ferroviaire sont en relation avec l'angle de frottement du remblai notamment, d'où les critères quantitatifs retenus.

Tableau 1 : Criticité des critères quantitatifs pour établir le risque de stabilité des talus

Pente (angle)	*Hauteur (H)*	*Distance rail/bord talus (d)*	*Criticité de vulnérabilité*
>57% (30°)	> 6m	<2m	Fort
46% à 57% (25° à 30°)	1,5m<H<6m	2m<d<H	Modéré
<46% (25°)	<1,5 m	>H	Faible

Tableau 2 : Risque de stabilité des talus à partir de la combinaison des critères qualitatifs

Classe de talus	*Critères de classement*
Risque 0 (faible)	Au moins 1 des 3 critères de classement a une criticité faible
Risque 1 (modéré)	Les 3 critères ont un niveau de criticité modéré
Risque 2 (fort)	1 critère avec un niveau de criticité fort 2 critères avec un niveau de criticité modéré
Risque 3 (très fort)	2 critères avec un niveau de criticité fort Et 1 critère avec un niveau de criticité modéré à fort

Ces critères de classifications ont permis de retenir 6 talus classifiés en risque 2 et/ou 3 sur l'ensemble du linéaire sud.

2.2.2 Critères de vulnérabilité à partir des donnés inclinométriques

Les talus retenus ont fait l'objet d'une campagne de mesures inclinomètriques avec une analyse/classification basée sur les 3 critères qualitatifs suivants :

- l'évolution maximale enregistrée, de l'ordre du millimètre, pluri-millimétrique, ou centimétrique ;
- l'évolution des mesures inclinométriques (cycle ou dérive) ;
- la localisation d'une surface franche d'initialisation des mouvements ou un mouvement profond (au minimum plus profond que la base du talus), continu de genre fluage.

Les critères et les seuils retenus sont présentés dans le Tableau 3.

Tableau 3 : Critères de vigilance et seuils associés à partir des données inclinométriques

Critère de vigilance	1 - faible	2 - moyenne	3 - forte
Evolution maximale (mm)	d < 5mm	5 mm < d < 10 mm	d > 10 mm
Comportement (cycle ou dérive continue)	Cycle saisonnier	Cycle saisonnier / léger à coups	Dérive
Surface de rupture ou fluage	Fluage	Glissement / Fluage	Surface localisée

2.3 Modèle géotechnique – Talus de l'interstation La Hacquinière / Bure-sur-Yvette

2.3.1 Localisation et historique du site

La présente étude se focalise sur le talus de l'interstation La Hacquinière / Bure-sur Yvette, parmi les 7 talus étudiés comme il a fait l'objet d'instabilités passées et qu'il s'agit d'une des zones où la hauteur du remblai ferroviaire est la plus importante (~12-13 m) (Figure 1, Figure 2 et Figure 3). Le talus est traversé par le ru Le Vaularon via un ouvrage maçonné en pied de talus.

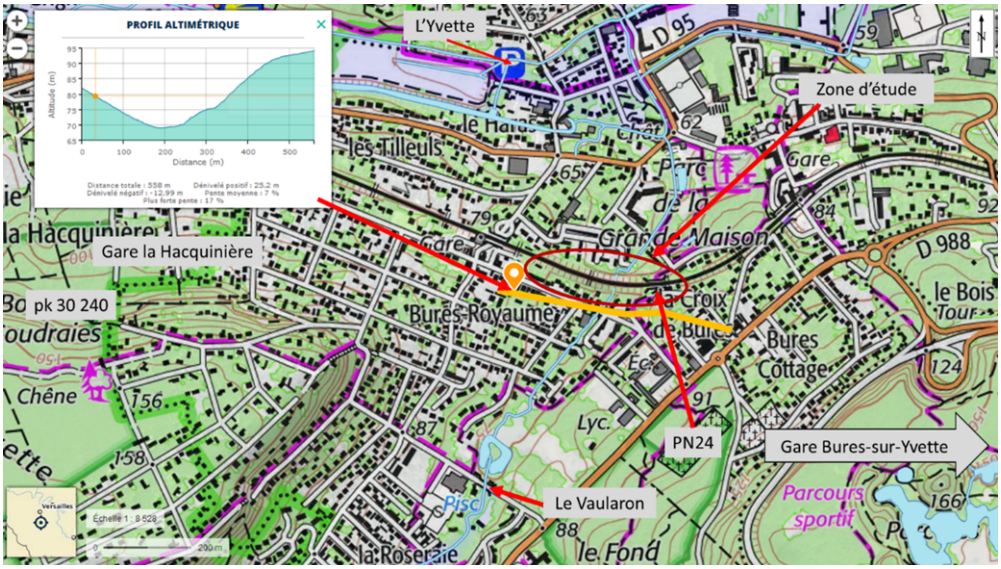


Figure 1 : Localisation du site d'étude sur fond de carte topographique (source : géoportail)

L'inspection visuelle du talus en 2018 n'a pas montré de signe flagrant d'instabilité, hormis une érosion superficielle du remblai par érosion des matériaux de surface dans la pente des talus. Par le passé, suite à des instabilités constatées entre les coupes 5 et 7 (Figure 2), le talus a fait l'objet des travaux suivants :

- de 1970 à 1978 : amélioration drainage du talus nord (pose de drains subhorizontaux) suite à l'instabilité constatée en 1970 ;
- 1981 : reprofilage du talus sud à la suite de l'instabilité constatée en 1978 ;
- 1985 : travaux de consolidation du talus Nord par mise en place de gabions en pied de talus avec drains collecteurs associés.

Ces instabilités ont été attribuées à une trop forte pente, la présence de sol compressibles sous le corps du remblai de type alluvions et la hauteur de la nappe.

2.3.2 Modèle géotechnique et hydrogéologique

Compte tenu de la variabilité latérale de l'épaisseur ou des propriétés mécaniques de certains horizons - Remblais, Alluvions anciennes et Sables de Fontainebleau notamment - et compte tenu du niveau variable de la nappe entre la partie du talus à l'Ouest du Vaularon et celle à l'Est (Massat et al., 2021), deux modèles géotechniques et hydrogéologiques sont retenus (Tableau 4 pour la coupe 3 et Tableau 5 pour la coupe 6).

Au niveau de la coupe 3, une délimitation entre remblais en tête de talus et en pied de talus est établie d'après les paramètres mécaniques de ces deux horizons (Massat et al. 2021). Pour la coupe 6, étant dans une zone d'ancienne instabilité du talus, les propriétés mécaniques plus défavorables du remblai en tête du talus sont considérées sur toute la hauteur du remblai.

Pour le modèle hydrogéologique (Tableau 6), étant donné les relevés piézométriques pluriannuels au niveau de la coupe 6, seul un niveau EB est retenu pour cette coupe. Au niveau de la coupe 3, nous ne disposons pas de suivi piézométrique. Nous considérons un niveau EB favorable et un niveau EB défavorable considéré comme hypothèse en période de précipitation intense. Compte tenu des niveaux de crue observées dans la zone (crue de l'Yvette), nous ne retenons pas de niveau EH (Hautes eaux), EE (eaux exceptionnelles).

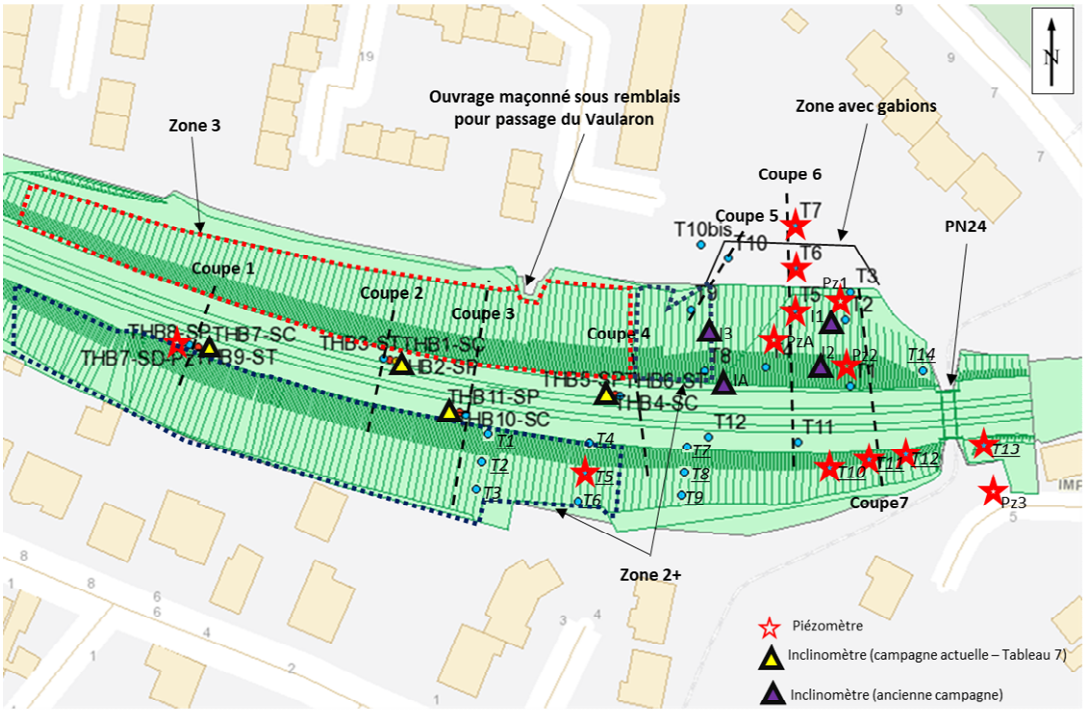


Figure 2 : Vue en plan du talus avec cartographie des zones de risque 2 et 3 et plan d'implantation des sondages des campagnes d'investigation ESIRIS 2019 (série THB), SIMECSOL 1970 (série T), SIMECSOL 1978 (série T) et des inclinomètres/piézomètres de la campagne SIMECSOL/ARCADIS de 1982 à 2015.

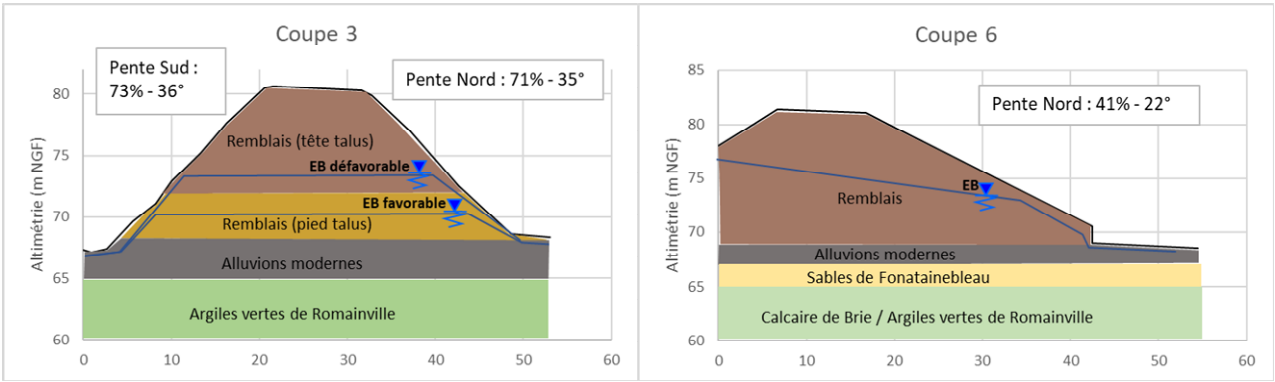


Figure 3 : Profils altimétriques au niveau des coupes 3 et 6 de la Figure 3

Tableau 4 : Modèle géotechnique retenu pour la coupe 3

	Cote toit (m NGF)	*Epaisseur (m)*	γ_h *(kN/m³)*	*C' (kPa)*	ϕ' *(°)*	α	*Pl* (MPa)*	*Em (MPa)*
Remblais (tête talus)	+80,5	8,5	18,8	4	29	0,33	0,5	4
Remblais (pied talus)	+72,0	4,0	18,8	10	28	0,33	0,8	5
Alluvions modernes	+68,0	3,0	20,9	0	30	0,5	0,8	5
Argiles vertes de Romainville	+65,0	> 4,0	19,2	15	25	0,5	0,9	6

Tableau 5 : Modèle géotechnique retenu pour la coupe 6

	Cote toit (m NGF)	*Epaisseur (m)*	*γ_h (kN/m³)*	*C' (kPa)*	*ϕ' (°)*	α	*Pl* (MPa)*	*Em (MPa)*
Remblais (tête talus)	+81,0	11,5	18,8	4	29	0,33	0,5	4
Alluvions modernes	+69,5	1,5	20,9	0	30	0,5	0,8	5
Sables de Fontainebleau	+68,0	3,0	21,0	0	30	0,5	0,3	4
Calcaire de Brie/Argiles vertes de Romainville	+65,0	> 4,0	19,2	15	25	0,5	0,9	6

Tableau 6 : Modèle hydrogéologique retenu pour les coupes 3 et 6

	Coupe 3		Coupe 6	
	EB favorable	EB défavorable	EB	
			Pente Sud	Pente Nord
Nappe libre	+70,0	+73,0	+76,5	+73,0

2.3.3 Synthèse du suivi inclinométrique

La synthèse de l'analyse inclinométrique a permis de mettre en évidence un mouvement faible (Tableau 7).

Tableau 7 : Analyses inclinométrique du talus La Hacquinière / Bure-sur-Yvette

Sondages	THB1-SC	THB4-SC	THB7-SC	THB10-SC
Evolution maximale (mm)	(<2mm/an)	(<4mm/an)	(<3mm/an)	(<6mm/an)
Comportement (cycle ou dérive continue)	Cycle saisonnier / respiration	Cycle saisonnier / léger à coup	Cycle saisonnier / léger à coup	Cycle saisonnier / léger à coup
Surface de rupture ou fluage	Tassement	Glissement	Glissement et fluage	Glissement et fluage
Critère de vigilance	🙂	😐	😐	😐

2.4 Méthodes de justification de la stabilité du talus

2.4.1 Principe de dimensionnement

La démarche consiste à d'étudier l'influence de la surcharge générée par le renouvellement du matériel roulant MI84 par MI20 (l'influence du reprofilage du talus – coupe 6 n'a pas été étudié directement, il peut être comparé à la coupe 3 qui a une pente de talus plus forte). La démarche calculatoire suivante est adoptée :

- vérifier la stabilité du talus par un modèle de calcul de type Bishop en quantifiant la dégradation du facteur de sécurité Fs induit par la surcharge du matériel roulant. Le talus étant déjà existant et stable, la stabilité du talus existant a fait l'objet d'un calcul sans pondération des paramètres. Les calculs de stabilité réalisés correspondent à la méthode de Bishop pour laquelle les surfaces de rupture sont circulaires (Bishop, 1955). Le logiciel utilisé est TALREN version 5.2.

Le coefficient de sécurité est défini par :

$$\boldsymbol{Fs(Bishop)} = \frac{\boldsymbol{Moment\ résistant}}{\Gamma\boldsymbol{s3}\ .\ \boldsymbol{Moment\ moteur}}$$

où Γs3 : coefficient de méthode pour considérer l'imprécision de la méthode de calcul ;

- **quantifier les déformations induites par la surcharge par un modèle numérique aux éléments finis à l'aide du logiciel Plaxis**. Les différentes couches de sols ont été modélisées en utilisant un modèle de comportement élastoplastique et critère de rupture Mohr-Coulomb avec les valeurs des paramètres définies dans la synthèse géotechnique. Les déformations évaluées sont comparées aux valeurs seuils d'auscultation des voies à respecter (gauche court, gauche long, affaissement).

2.4.2 Surcharges ferroviaires

Conformément à l'EC1-2, nous considérons :
- une charge ferroviaire uniforme répartie sur une distance quasi infinie (charge UDL), autrement dit la charge linéaire des convois et non la charge ponctuelle d'un essieu/boggie ;
- une diffusion de la charge en fonction de la profondeur en conservant la force appliquée à la surface du remblai. La charge est donc diffusée sur une surface décrite à partir du contour de la surface initiale, agrandie en fonction de la profondeur selon un angle de diffusion identique dans toutes les directions (Eurocode 1, 2004).

Dans notre cas d'étude, nous considérons la diffusion de la charge d'exploitation sur l'épaisseur traverse + couche de forme ce qui nous fait considérer la charge à 0,55 m/TN (0,70 m/fil rail). Cette approche est particulièrement appropriée comme les justifications de stabilité des talus sont réalisées par des approches de calcul 2D. Ainsi, la surcharge considérée a été diffusée en 3D jusqu'à la base de la couche de forme + ballast.

Les surcharges ferroviaires sont considérées pour le convoi actuel MI84, le convoi actuel et projeté du train travaux et le convoi projeté du MI20 (Tableau 8). Les charges à considérer pour le convoi projeté MI20 sont des données confidentielles (marché en cours). Compte tenu de l'incertitude par rapport à ces données, une valeur de charge majorée a également été considérée. A ce stade d'étude, la surcharge ferroviaire projetée du MI20 n'est pas supérieure à 50% de la surcharge ferroviaire actuelle du MI84. La surcharge qui reste la plus défavorable à l'état actuel/projeté est celle du train travaux.

Tableau 8 : Surcharges ferroviaires prises en fonction du convoi

Chargement	Train	Charge linéaire (kN/ml)	Charge uniforme appliquée à 0,55m/TN (kPa)
Actuel	MI84	31,7	10,6
Actuel/Projeté	Train travaux	100,3	34,4
Projeté	MI20	Données confidentielles (augmentation inférieure de 50% au MI84)	
	MI20 majoré		

2.4.3 Phasage de calcul

Les calculs sont menés pour la coupe 3 avec les niveaux d'eau EB favorable et EB défavorable et pour la coupe 6 avec le niveau EB. La surcharge ferroviaire du MI20 est appliquée après celle du MI84 pour le calcul de la déformation notamment afin de quantifier la déformation induite par l'incrément de charge.

3 Résultats et interprétation

3.1 Résultats du calcul de stabilité Talren

Les résultats des facteurs de sécurité pour les différentes situations de calcul sont présentés dans le Tableau 9 et la Figure 4.

Les cercles de glissements calculés sont identiques pour l'ensemble des phases d'une situation de calcul, à savoir « Coupe 3 – EB favorable », « Coupe 3 – EB défavorable » et « Coupe 6 – EB ».

Tableau 9 : Résultats des calculs Bishop pour les coupes 3 et 6

Situation de calcul	Facteur de sécurité - Fs_min		
	Coupe 3		Coupe 6
	EB favorable	EB défavorable	EB
Etat actuel (MI84)	1,20	1,05	1,49
Etat projeté (MI20)	1,20	1,05	1,49
Etat projeté (MI20 majoré)	1,20	1,04	1,49
Train travaux	1,19	1,03	1,47

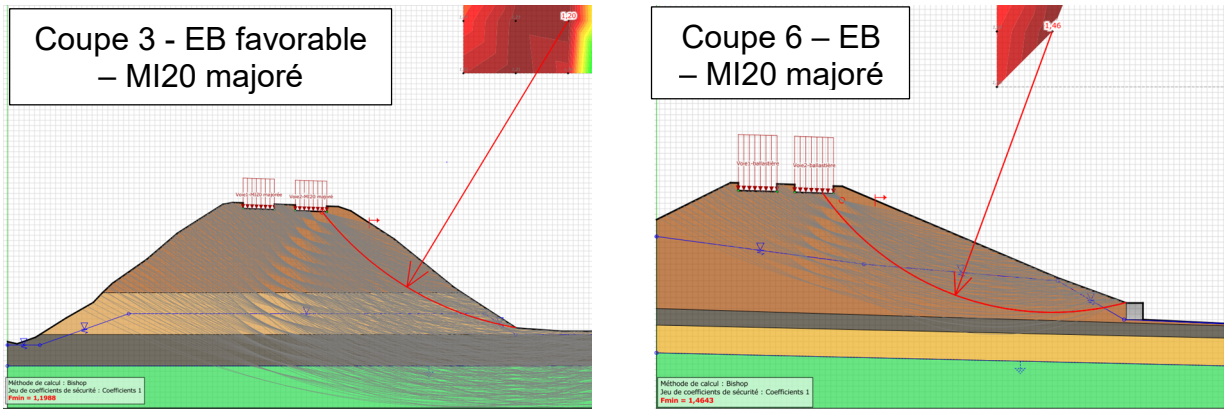


Figure 4 : Exemple de résultats pour les coupes de 3 et 6 avec la charge du matériel MI20 majoré

En comparant les deux situations de calcul de la coupe 3, EB favorable/EB défavorable, on remarque que le niveau d'eau influe sur le facteur de sécurité. Néanmoins dans ces deux situations de calcul, le facteur de sécurité reste supérieur à 1,0 quelle que soit la surcharge considérée. Pour la coupe de calcul 6, les facteurs de sécurité calculés sont plus élevés par rapport à la coupe 3 et ce malgré un niveau d'eau de la nappe élevé dans le talus. Ne disposant pas du profil altimétrique avant reprofilage du talus (coupe 6), il n'a pas été directement possible d'étudier l'influence du reprofilage sur la stabilité. Néanmoins, le reprofilage du talus consécutif à son instabilité semble avoir amélioré l'état de stabilité en réduisant la pente du talus sur le versant Nord (22°) par comparaison avec la pente plus élevée du talus sur le même versant Nord au niveau de la coupe 3 (35°).

Avec les hypothèses géotechniques retenues, le facteur de sécurité pour une même situation de calcul « Coupe 3 – EB favorable », « Coupe 3 – EB défavorable » et « Coupe 6 – EB » n'est pas sensiblement dégradé par l'incrément de charge induit par le nouveau matériel roulant MI20 par rapport au matériel roulant actuel MI84. L'état de stabilité du talus ne sera donc pas impacté par le renouvellement du matériel roulant. Par ailleurs, pour chaque situation de calcul, la phase de calcul la plus défavorable correspond au train travaux déjà en circulation.

3.2 Résultats du calcul de déformations Plaxis

Les déplacements verticaux induits par l'incrément de surcharge du MI20, majorée ou non, sont faibles (<5 mm) et très inférieurs aux valeurs seuil préconisées (Tableau 10). Les déplacements horizontaux sont également faibles (<5 mm) et localisés en pied de talus.

D'après ces calculs, on en déduit que l'incrément de charge induit par le renouvellement du matériel roulant aura un faible impact les déformations mesurées par les inclinomètres localisés sur le linéaire de talus étudié. Il est possible de remarquer que l'augmentation du niveau d'eau dans le talus induit des déformations plus importantes au niveau des voies et cela se corrèle bien avec la réduction du facteur de sécurité observé en calcul de stabilité.

Tableau 10 : Résultats des calculs de déformations et comparaisons aux valeurs seuils

Préconisations	Valeur seuil de calcul			
Affaissement voies 1/2	35 mm			
Ecart de dévers voies 1/2	7 mm			
Résultats du modèle	EB favorable		EB défavorable	
	Incrément charge MI84/MI20	Incrément charge MI84/MI20 majoré	Incrément charge MI84/MI20	Incrément charge MI84/MI20 majoré
Affaissement voie 1 (mm)	2,3	2,7	3,1	3,4
Dévers voie 1 (mm)	0,6	0,6	0,7	0,7
Affaissement voie 2 (mm)	2,2	2,6	2,5	2,9
Dévers voie 2 (mm)	0,6	0,7	0,6	0,6

4 Interprétation et conclusion

D'après les résultats présentés, l'incrément de charge induit par le renouvellement du matériel roulant ne va pas induire de déstabilisation ou de déformations majeures du talus présenté dans cette étude. Par conséquent, aucun travaux de renforcement des talus n'est envisagé à ce stade de l'étude (amélioration du drainage, clouage, etc). Un suivi inclinométrique pluriannuel avant et durant la mise en service du nouveau matériel roulant sera mis en œuvre. Le suivi (fréquence des meures) sera adapté en fonction de la vulnérabilité des inclinométres et les résultats de l'analyse comparés aux résultats des déformations des modèles aux éléments finis. Le travail mené pour les 5 autres talus (résultats non présentés) a permis d'aboutir aux mêmes conclusions que pour le talus de l'interstation La Hacquinière / Bure-sur-Yvette.

La stratégie mise en œuvre dans notre étude en corrélant analyse qualitative (analyse visuelle, définition de critère sur la géométrie des talus, disposition des surcharges ferroviaires, déformation mesurée par les inclinométres) et quantitative (facteur de stabilité, déformations calculées aux éléments finis) se base sur la définition précise d'un modèle géotechnique et hydrogéologique et donc sur l'obtention de données in-situ complet (paramètres pressiométriques et intrinséques, suivi piézométrique).

Cette étude sur un talus mis en place au cours du 19ème et stable jusqu'à ce jour a également nécessité une approche de calcul sans tenir compte des facteurs partiels des Eurocodes qui auraient abouti à un état non stable du talus actuel et donc à des travaux de renforcement. Le suivi inclinométrique au cours de la mise en service du nouveau matériel roulant doit assurer le suivi de la stabilité des talus et si nécessaire aboutir à des travaux de renforcements sans que ceux-ci soient uniquement liés à cette mise en service.

Bishop, A. W. (1955). The use of the slip circle in the stability analysis of slopes. Geotechnique, 5(1), pp.7-17

Eurocode 1 (2004). Actions on structures, 148 pages

Massat L., Causse L., Auclair C. (2021), Synthèse géotechnique - MING - RER B – Adaptation des infrastructures en ligne pour le renouvellement du matériel roulant, interstation La Hacquinière/Bures-sur-Yvette, 78 pages

MODÉLISATION NON DRAINÉE ET MODÉLISATION COUPLÉE DANS LES SOLS PEU PERMÉABLES

UNDRAINED AND COUPLED MODELLING FOR LOW PERMEABILITY SOILS

Jean-Pierre MAGNAN[1,2], Grégory MEYER [2]
[1] *Université Gustave Eiffel, Département Géotechnique, Environnement, Risques naturels et Sciences de la terre, Marne-la Vallée, France*
[2] *SYSTRA, Paris, France*

RÉSUMÉ – Cette communication compare des calculs non drainés et des calculs couplés en contraintes effectives et commente l'évolution des résultats quand la durée du chargement augmente ou la perméabilité est plus forte. Les calculs sont effectués par la méthode des éléments finis et portent sur deux types d'ouvrages : remblais sur sols compressibles et déblais en terrain argileux, en s'appuyant sur des cas réels.

ABSTRACT – This paper compares undrained calculations and coupled effective stress calculations and comments on the evolution of results when the loading duration increases or permeability is larger. Numerical analyses are made using the finite element method and concern two types of structures: embankments on soft soils and cuttings in clayey ground, and refer to real situations.

Introduction

Le comportement non drainé est mobilisé lors des variations rapides des contraintes créées par le chargement ou le déchargement des sols saturés peu perméables. Cette réponse à court terme, à volume constant, existe pour tous les types d'ouvrages, mais sa modélisation a surtout été développée pour les remblais sur sols compressibles, dont on veut prédire à la fois la stabilité et les déformations. Pour d'autres types d'ouvrages comme les pentes argileuses et les déblais dans les terrains argileux ou peu déformables, l'attention s'est portée sur la stabilité plus que sur les déformations.

La modélisation des sols saturés fins à court terme s'effectue en imposant que le volume de chaque élément de sol reste constant. Une fois que l'écoulement de l'eau s'est établi dans le sol, en accord avec les conditions aux limites, les déformations volumiques sont libérées et le comportement du sol se stabilise par rapport à l'équilibre des contraintes effectives.

Tant que le sol fin saturé ne change pas de composition physique (mêmes particules, même quantité d'eau interstitielle), il possède une loi de comportement stable, que l'on peut par exemple déterminer à l'appareil triaxial. La relation entre la charge et la déformation comporte une partie initiale plus ou moins linéaire, peut atteindre un maximum puis évoluer de façon stable ou instable. Cette courbe permet de définir un module non drainé et une résistance non drainée qu'il est convenu d'appeler cohésion non drainée c_u. En utilisant ces paramètres, on peut calculer le comportement d'un massif de sol qui subit un chargement ou un déchargement. C'est comme cela que l'on a commencé à calculer le comportement de remblais sur sols mous dès le début des années 1970 (Magnan, 1984). On a d'abord analysé le comportement à la rupture des remblais sur sols mous par des calculs en éléments finis qui venaient en complément des méthodes classiques de calcul de stabilité en rupture circulaire. Dans ces calculs, en contraintes totales et en déformations planes, on imposait la condition de volume constant avec un coefficient de Poisson proche de 0,5. La loi de comportement était en général élasto-plastique avec un module linéaire non drainé E_u et une résistance non drainée c_u.

Deux situations ont été choisies pour servir de base pour la comparaison des calculs non drainés et des calculs couplés, avec quelques références à l'expérience acquises dans les études d'ouvrages réels : un calcul de remblai sur sol mou, inspiré des conditions prévalant sur le site expérimental de remblais sur sols mous des Laboratoires des Ponts et Chaussées à Cubzac-les-Ponts ; un calcul de déblai dans des sols argileux peu perméables.

Calcul de remblais sur sols argileux mous

Les calculs ont été effectués sur le maillage de la figure 1, en attribuant aux différents matériaux (remblai, croûte de surface, sol mou, substratum perméable) les propriétés indiquées sur la figure. Un remblai de quatre mètres d'épaisseur a été construit en quatre couches d'un mètre, au rythme d'une couche par semaine.

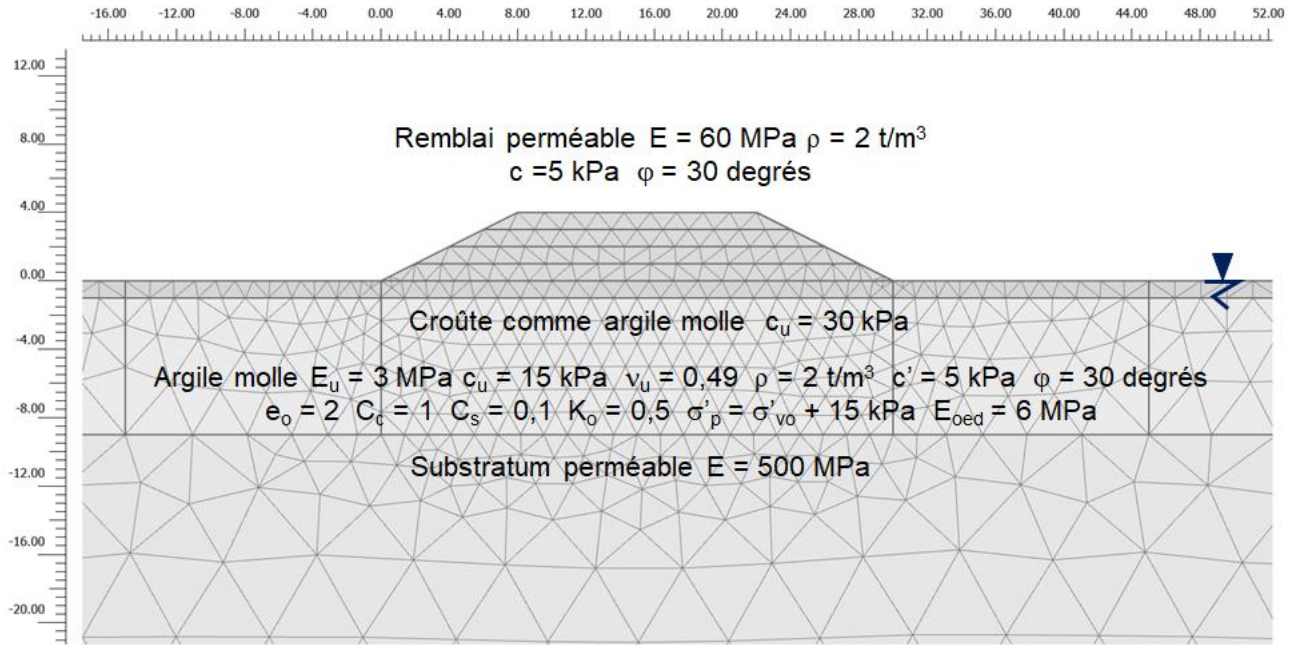


Figure 1. Maillage du calcul de remblai sur sol mou

Sur le site expérimental de Cubzac-les-Ponts, quatre remblais ont été construits. Le remblai A a atteint la rupture pour une épaisseur de 4,3m. Le remblai B avait une épaisseur de 2,6m pour un coefficient de sécurité de 1,5. Le remblai C avait une épaisseur de 3m (coefficient de sécurité de 1,3) et le remblai D une épaisseur de 1m (coefficient de sécurité de 3). Pour l'épaisseur de 4m du calcul, on est donc proche de la rupture et les tassements calculés sous le remblai, sans fluage, sont supérieurs aux tassements mesurés au bout de 25 à 30 ans : B : 106 cm ; C :140 cm ; D : 16cm.

La figure 2 montre un comportement classique des remblais sur sols mous symétriques : l'ouverture d'une fissure sur l'axe avant la rupture. Cette fissure est liée à la cohésion des matériaux souvent légèrement argileux utilisés pour construire les corps de remblais. La cinématique associée produit un tassement plus important sous les bords de la plateforme que sur l'axe du remblai.

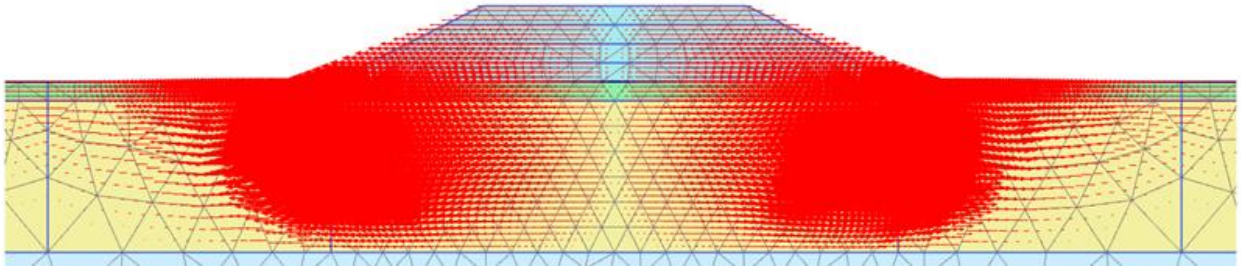


Figure 2. Schéma des déplacements calculés : deux mouvements opposés et cassure au milieu

La figure 3 montre une vue d'ensemble des déplacements horizontaux et des déplacements verticaux de la surface du terrain naturel. La forte valeur du soulèvement du sol au-delà du pied du remblai est liée aux conditions de stabilité (pour 4 m d'épaisseur le remblai est proche de la rupture).

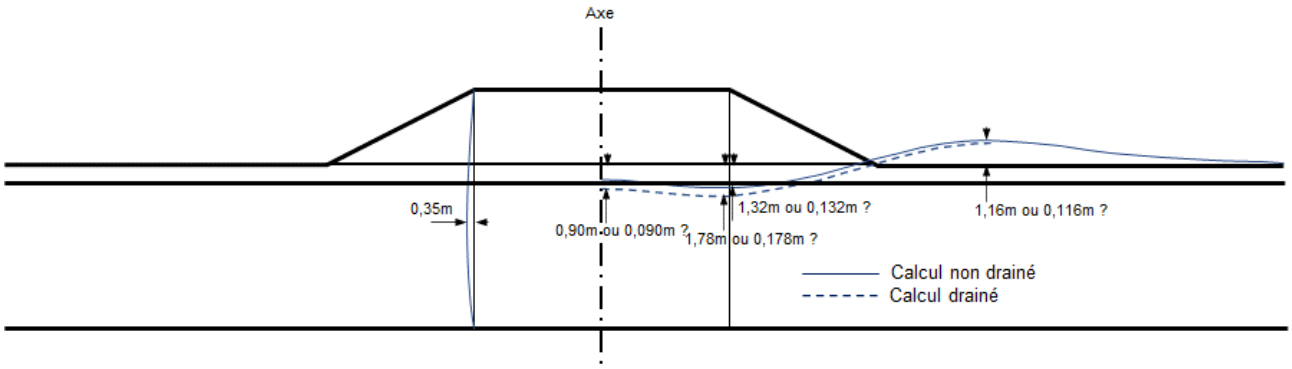
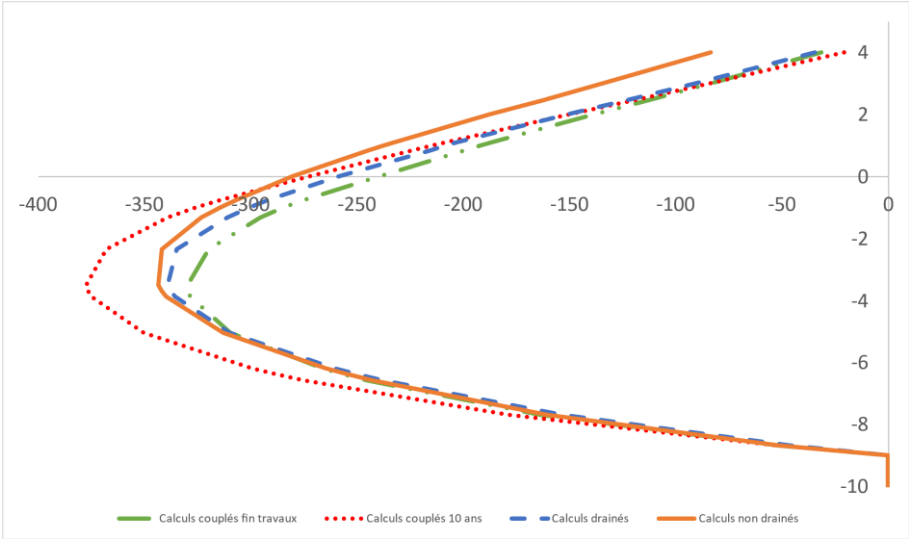


Figure 3. Déplacements horizontaux et tassements/soulèvements calculés

La comparaison détaillée des résultats des calculs non drainés (pour la phase de chargement), des calculs couplés en fin de chargement, des calculs couplés au bout de 10 ans et des calculs drainés est présentée sur la figure 4. On observe que les calculs non drainé et couplé donnent des déplacements peu différents à la fin de la construction du remblai, mais c'est lié aux valeurs données aux modules dans les deux cas. La consolidation produit une augmentation des déplacements, dont la valeur finale est plus importante pour le calcul couplé que pour le calcul drainé.



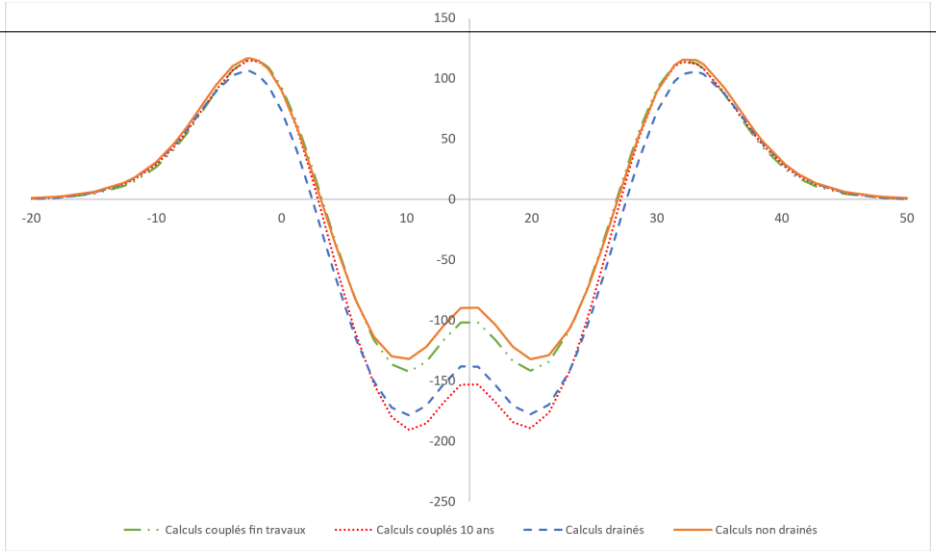


Figure 4. Comparaison des déplacements horizontaux et des déplacements verticaux

La figure 5 montre l'évolution des pressions interstitielles à 5m de profondeur (pression initiale et finale stabilisée, soit 50 kPa) dans le calcul couplé. Quatre courbes montrent l'augmentation de la pression avec la construction du remblai. La courbe rouge montre l'état des pressions interstitielles au bout de dix ans de consolidation. La consolidation du sol est alors presque terminée.

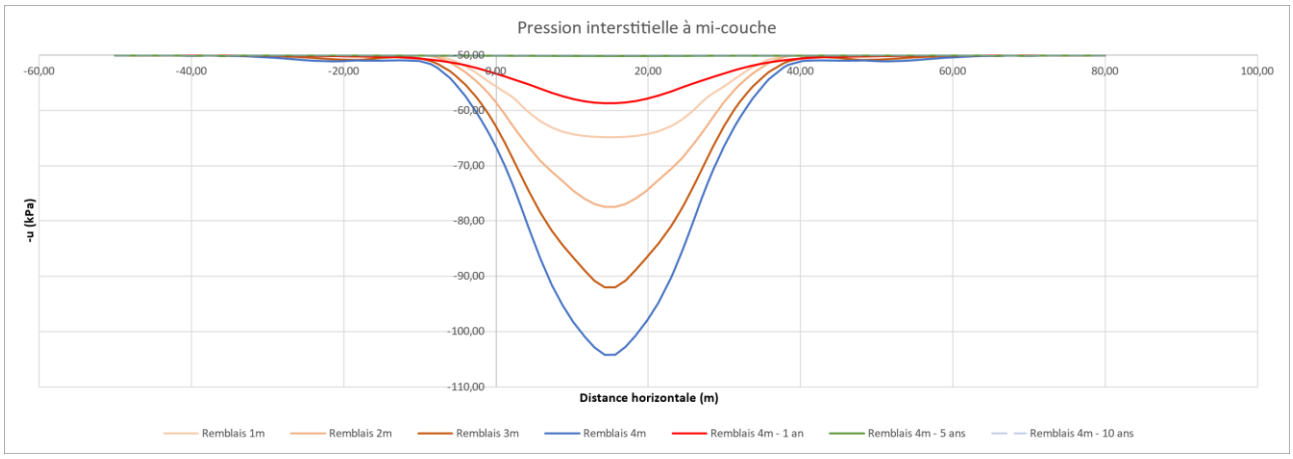


Figure 5. Pressions interstitielles à mi-couche

Calcul d'un déblai dans un massif argileux

La réalisation de déblais dans des massifs argileux mobilise deux comportements successifs du terrain : d'abord une réponse non drainée (à court terme, pendant l'excavation), puis une évolution des champs de contraintes effectives vers un état à long terme, en équilibre avec les conditions aux limites hydrauliques, l'état final pouvant être stable ou instable selon les propriétés mécaniques du terrain. Ce type d'évolution de la stabilité des déblais a été décrit par J.C. Blivet (1976). Le nombre des observations de glissements réels est limité mais, dans ces cas, les temps écoulés entre la construction et la rupture varient de quelques jours à plusieurs dizaines d'années et les explications avancées incluent des modifications des propriétés mécaniques du sol avec la déformation et le temps. Les calculs présentés dans ce qui suit sont limités à l'effet du passage des conditions de court terme aux conditions de long terme.

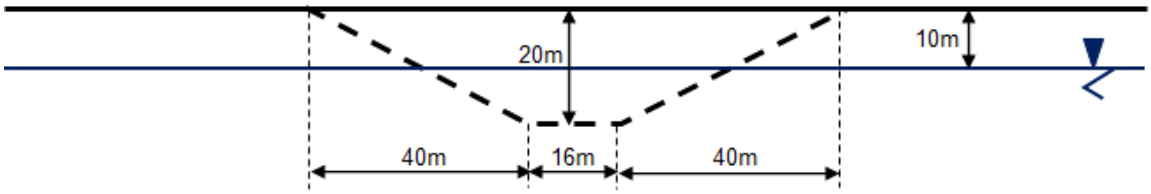
Les calculs ont été effectués dans les conditions définies sur la figure 6, en attribuant aux différents paramètres de la couche homogène les valeurs indiquées sur la figure. Le

déblai a été exécuté par tranches horizontales de 5m d'épaisseur, à raison d'une couche de 5m par semaine.

Trois calculs ont été réalisés : un calcul non drainé en contraintes totales, un calcul drainé en contraintes effectives et un calcul couplé, par lequel on a déterminé l'état du terrain à la fin de la construction du déblai, puis son évolution au cours du temps.

On a comparé d'une part les déformations du terrain à la fin de la réalisation du déblai (calcul non drainé, figure 7, et calcul couplé, figure 8) et d'autre part les déformations du terrain et pressions interstitielles au cours du temps (calcul couplé et calcul drainé), sur les figures 9 à 14.

Les déformations du terrain à la fin du creusement du déblai, qui a duré quatre semaines (quatre tranches de 5m d'épaisseur), sont un peu plus faibles dans le calcul non drainé que dans le calcul couplé. Cet écart est dû à la durée du creusement de la tranchée (presque un mois), qui a permis un début de déformation volumique du terrain, au moins à proximité des surfaces drainantes. Le découpage automatique des zones de couleur en fonction du déplacement maximal rend difficile la comparaison visuelle des champs de déplacements entre les figures.



Terrain argileux γ=20 kN/m^3 e_o=0,7 c_u = 225 kPa c' = 10 kPa φ'=24 degrés
C_s=0,017 C_c=0,17 E_{oed}=42MPa k_v=1,2.10^{-10} m/s c_v=5.10^{-7} m^2/s E_u=40 MPa

Figure 6. Hypothèses du calcul du déblai

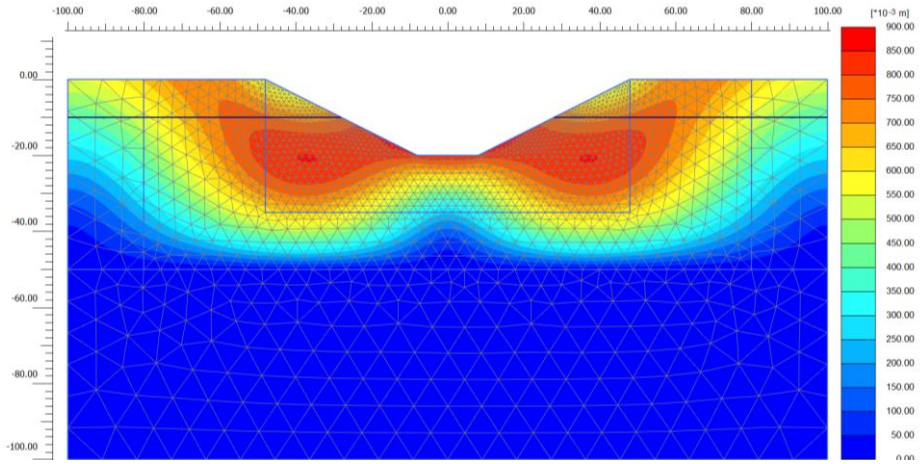


Figure 7. Résultat du calcul non drainé. Déplacement maximal calculé 0,87m

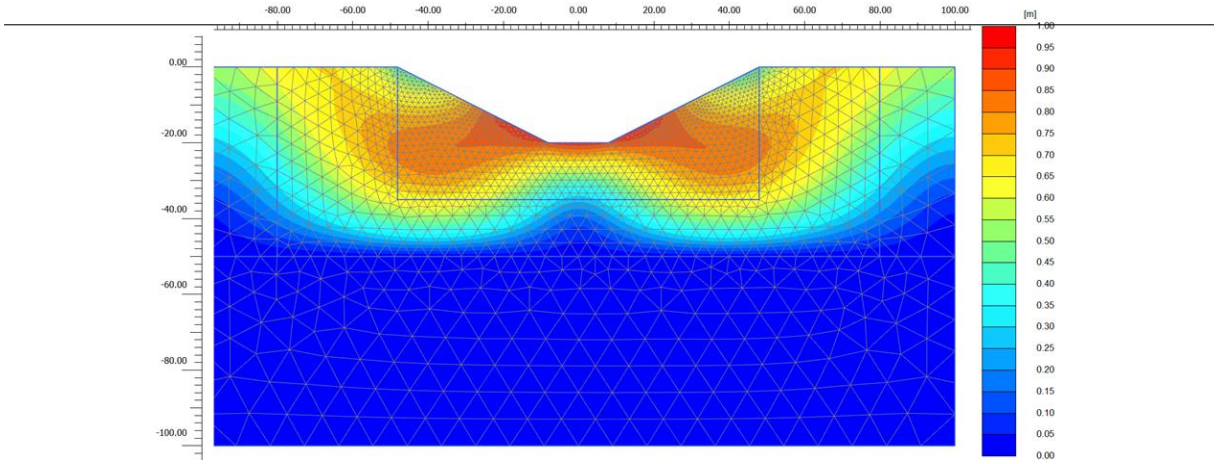


Figure 8. Résultat du calcul couplé. Fin d'excavation (28j). Déplacement maximal calculé 0,96m

Le calcul drainé, réalisé en contraintes effectives, a montré que les pentes étaient instables (Figure 9). C'est aussi le résultat obtenu par calcul classique en rupture circulaire. Le calcul s'est arrêté lors de la dernière phase de creusement du déblai (sous nappe). Les déformations de l'avant-dernière phase du calcul (figure 10) sont plus faibles. Compte tenu des codes de couleurs variables, il est difficile de comparer directement les figures. Mais les déformations du terrain augmentent aussi en profondeur.

Le calcul drainé, qui passe directement d'un état initial à un état final, masque totalement le comportement non drainé qui prévaut pendant longtemps sous le déblai et ne peut donc décrire l'évolution des terrains sous le déblai au cours du temps. L'instabilité finale reste un élément très important pour l'élaboration des projets, mais elle peut être établie par des calculs de stabilité classiques en rupture circulaire, sans recours à une modélisation par éléments finis.

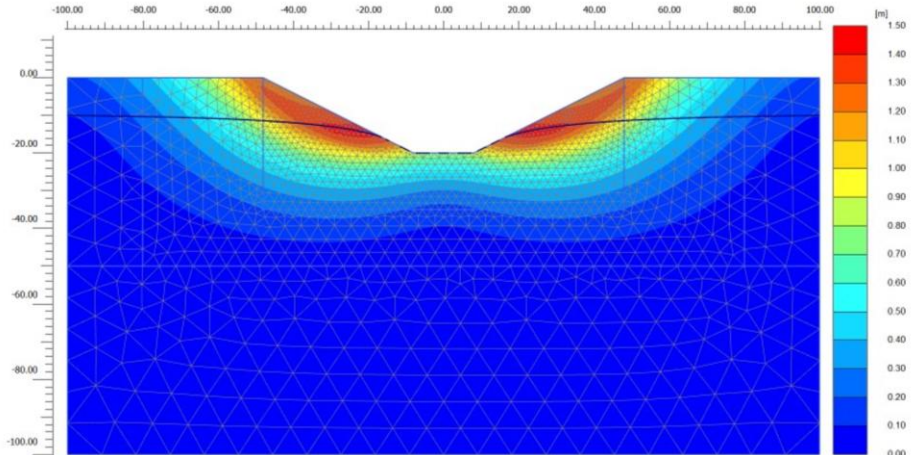


Figure 9. Résultat du calcul drainé. Déplacement maximal calculé 1,48m. Pente instable

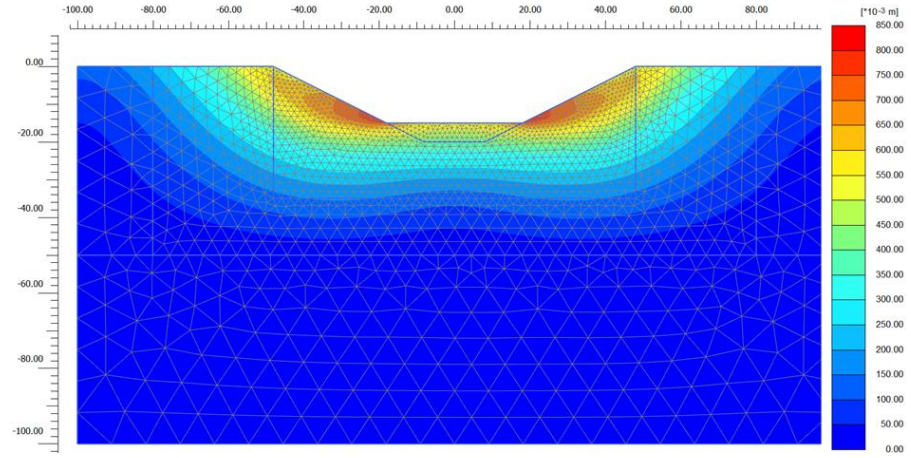


Figure 10. Résultat du calcul drainé. Avant-dernière phase. Déplacement maximal 0,81m

Si l'on poursuit le calcul couplé au-delà de la fin du creusement du déblai, les déformations continuent d'augmenter. Au bout d'un an, pour les hypothèses indiquées sur la figure 6, le déplacement maximal vaut 1,01m. Au bout de cinq ans il vaut 1,06m et au bout de dix ans il atteint 1,14m (Figure 11). Les déformations doivent devenir instables si l'on attend suffisamment longtemps.

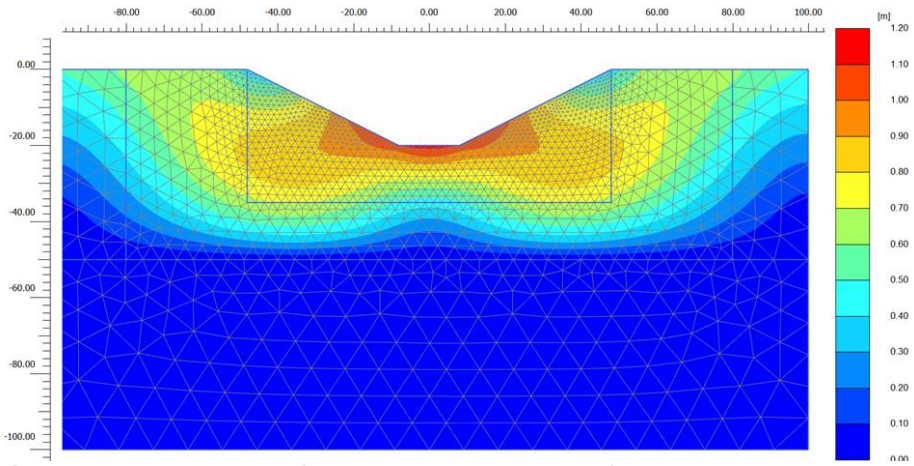


Figure 11. Résultat du calcul couplé. Au bout de 10 ans. Déplacement maximal calculé 1,14m.

La durée d'attente de la rupture est liée à l'évolution des pressions interstitielles dans le terrain sous le déblai. La pression interstitielle diminue autant que la contrainte totale lorsque l'on décharge un sol fin saturé. Cela assure la constance du volume du sol lors du déchargement et est visible d'une part sur les pressions interstitielles et d'autre part sur les déformations du massif de sol.

Les figures 12 à 14 montrent le champ des équipotentielles à différentes étapes du calcul :

- comme la nappe est imposée à -10m, initialement la charge est uniforme et égale à -10m au-delà de 10m de profondeur ;
- à la fin du creusement du déblai (Figure 12), on observe l'apparition d'une équipotentielle de charge -32m sous le déblai, donc l'eau cherche à s'écouler vers cette zone du massif ;
- au bout de dix ans (Figure 13), l'effet du déchargement se fait encore sentir et des charges hydrauliques très faibles continuent d'exister sous le déblai. Le champ de pressions interstitielles faibles continue d'assurer la stabilité des talus ;
- la situation finale (Figure 14) ne comporte plus de zone à faible charge, mais on ne la verra jamais parce que le déblai est instable avant.

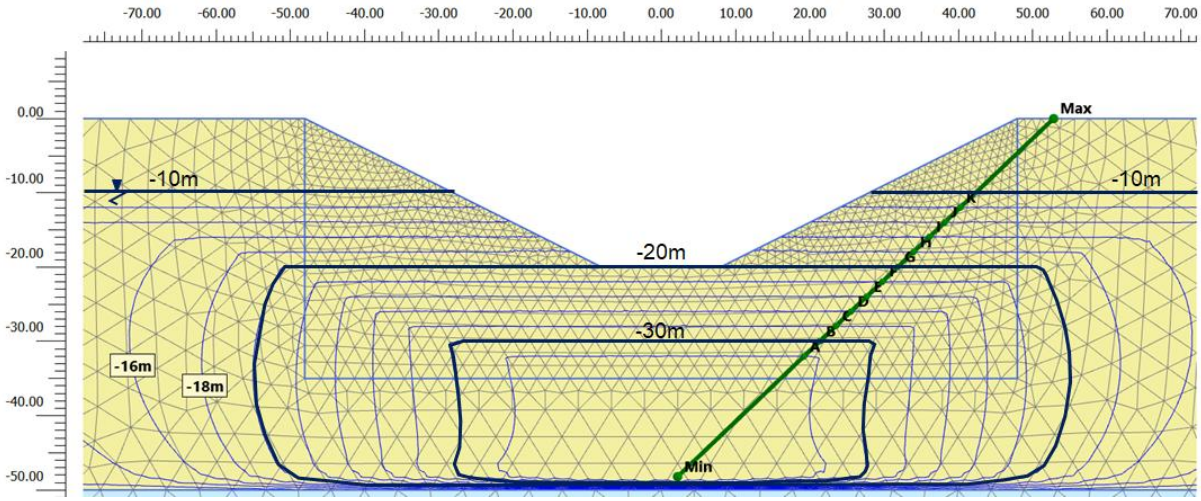


Figure 12. Equipotentielles à la fin du creusement du déblai

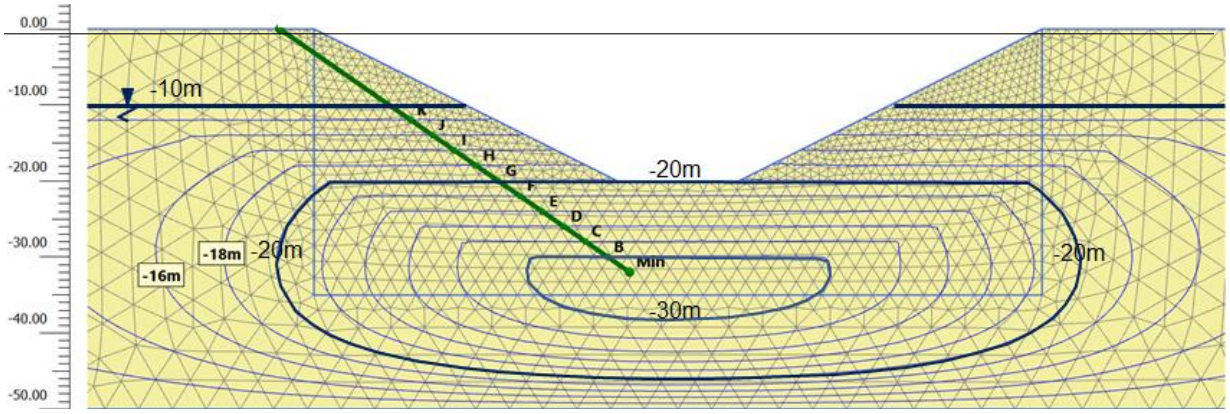


Figure 13. Equipotentielles au bout de 10 ans

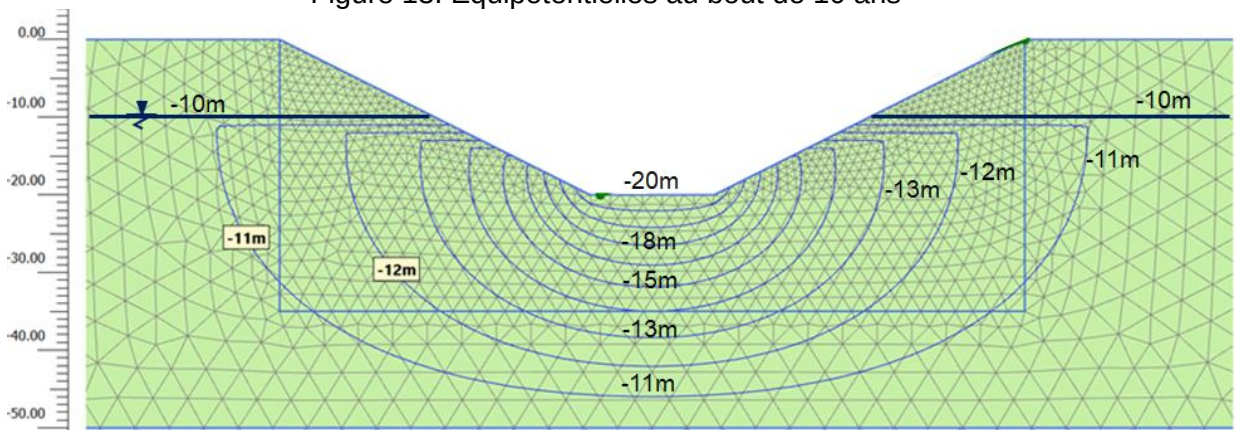


Figure 14. Equipotentielles en écoulement permanent

L'augmentation progressive des déplacements (Figures 15 et 16) confirme l'évolution des zones de pressions interstitielles très faibles, qui limitent les déplacements.

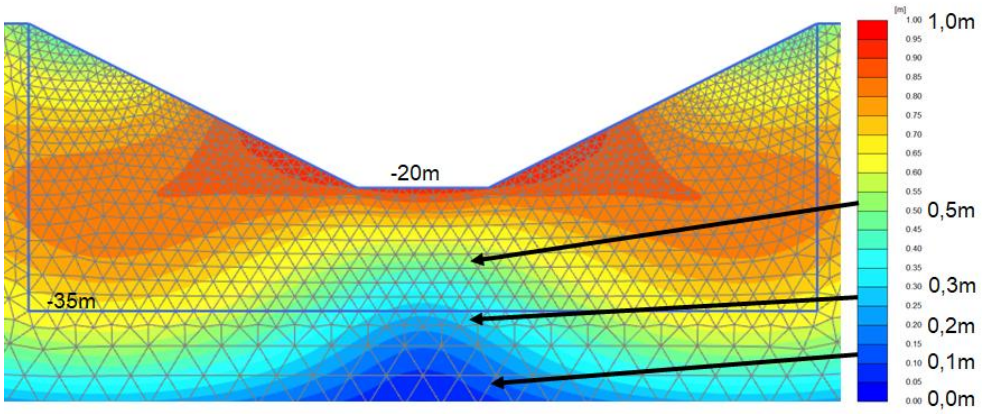


Figure 15. Déplacements à la fin du creusement du déblai

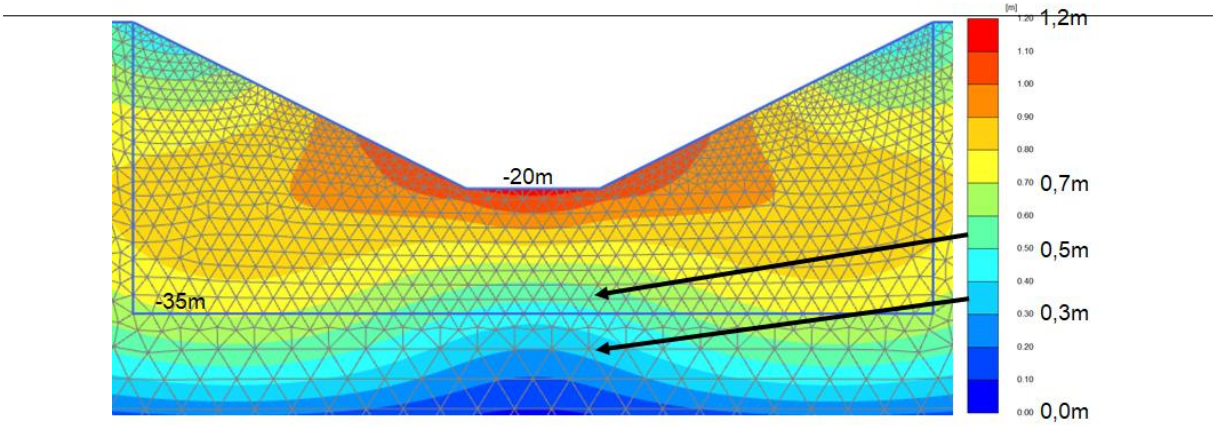


Figure 16. Déplacements dix ans après

Conclusion

Les calculs présentés, réalisés au moyen du logiciel Plaxis, avaient pour objectif d'éclairer la place des calculs couplés par rapport aux calculs non drainés et aux calculs drainés dans deux situations classiques d'ouvrages réalisés sur ou dans des massifs de sols argileux saturés. On déduit de ces exemples que les calculs couplés permettent de décrire les comportements à court terme et les comportements différés. Les calculs non drainés représentent le comportement à court terme et les calculs drainés semblent moins bien évaluer les déformations finales.

Mais tous ces résultats dépendent de la validité des valeurs des paramètres introduits dans les calculs et des modèles de calcul utilisés. L'utilisation d'un logiciel comme Plaxis permet d'utiliser des « aides » pour compléter les paramètres, voire les corriger. Cela nécessite beaucoup d'attention pour vérifier ce que fait réellement le calcul. Et il faut garder à l'esprit que certains aspects du comportement comme le fluage n'ont pas été modélisés.

Références bibliographiques

Blivet J.-C. (1976). Stabilité des talus de déblais. Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, N° Spécial III, pp. 9-22.

Magnan J.P. (1984). Modélisation numérique du comportement des argiles molles naturelles. Thèse de doctorat-ès-sciences physiques, Université Pierre et Marie Curie (Paris 6), Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris, Rapport de Recherche LPC n°141, 257 pages.

VALIDATION DES CALCULS DE STABILITE DES OUVRAGES GEOTECHNIQUES PAR LA METHODE DES ELEMENTS FINIS

VALIDATION OF STABILITY ANALYSES OF GEOTECHNICAL STRUCTURES USING THE FINITE ELEMENT METHOD

David REMAUD[1], Emmanuel BOURGEOIS[2], Diego AVILA[1]
[1] *itech, Saint-Maurice, France*
[2] *Université Gustave Eiffel, Marne la Vallée, France*

RÉSUMÉ – L'évaluation de la stabilité des ouvrages par la méthode de réduction de c et phi est proposée par nombreux codes de calcul par éléments finis. La communication présente comment elle a été développée et validée dans le logiciel CESAR. Elle propose des recommandations dans son usage pour l'application aux ouvrages en terre, pour différentes configurations de sol et de nappe.

ABSTRACT – Many finite element software make it possible to assess the stability of geotechnical structures by the strength reduction method. This communication explains how the method is implemented in the code CESAR. It also provides recommendations for its application to earth structures, in various configurations, and taking into account the hydraulic regime.

1. Introduction

La possibilité du recours au calcul par la méthode des éléments finis pour la conception des ouvrages géotechniques est aujourd'hui intégrée dans les cadres normatifs comme l'Eurocode 7. Cette méthode permet de prendre en compte des géométries complexes, et de représenter une grande variété de procédés de construction (tirants, butons, phasage, etc.) : elle présente donc un intérêt avéré pour la vérification aux Etats Limites de Service (ELS), en permettant d'évaluer les déformations des ouvrages et des massifs qui les entourent (tassements du sol, déplacements séquentiels avec l'avancement des travaux ou encore interactions avec les avoisinants).

Les approches de conception de l'EC7 exigent aussi des vérifications aux Etats Limites Ultimes (ELU). Cette problématique classique est très souvent abordée à l'aide de méthodes d'équilibre limite ou d'analyse limite. Pourtant, la méthode des éléments finis est de plus en plus utilisée également pour ce type de calculs, parce qu'elle permet de mieux prendre en compte la complexité des ouvrages réels que les méthodes classiques, et aussi par commodité, parce que le modèle numérique utilisé pour traiter les ELS peut être réemployé pour étudier les ELU. De manière générale, les calculs de stabilité fournissent un facteur de sécurité et une représentation du mécanisme de rupture. Les procédures de calcul aujourd'hui implémentées dans les logiciels sont de deux types : la recherche d'une charge limite pour calculer un facteur de sécurité (vérification d'une capacité portante par exemple) et la méthode de réduction des résistances (strength reduction method en anglais), aussi nommée « réduction c-phi », pour évaluer la sécurité de l'ouvrage.

Cette dernière procédure de calcul utilisée dans le cadre d'application de l'EC7 doit être exploitée avec expertise par l'ingénieur. Magnan et Meyer (2018), en examinant son utilisation pour différents types d'ouvrages montrent que cette approche est soit validée, soit soumise à discussion. Ils proposent ainsi des domaines et des règles d'application pour la réduction de c et phi dans les calculs par éléments finis.

Aussi, cet article a pour objectif de présenter d'une part, le principe de fonctionnement de la méthode implémentée dans le code CESAR et, d'autre part, des fonctionnalités complémentaires qui permettent de valoriser la démarche, en particulier la prise en compte

de la nappe d'eau et de ses variations, ou la possibilité de limiter la zone dans laquelle on considère des propriétés de résistance réduites.

Cette communication présente une validation de ces divers aspects en s'appuyant sur plusieurs travaux analytiques ou numériques de référence. Les auteurs émettent un certain nombre de recommandations à destination des ingénieurs géotechniciens sur les choix de modélisation et de réglage du processus de calcul. Il est également discuté de l'interprétation des résultats obtenus, et les limites de l'approche de calcul utilisée, ce qui amène à discuter différentes possibilités d'évolution (amélioration des performances, prise en compte de modèles de comportement avancés, vérification de la stabilité des ouvrages à toutes les étapes de la construction).

2. Procédure de calcul « c-phi réduction »

2.1. Procédure

La procédure la plus courante pour évaluer la stabilité d'un ouvrage par la méthode de réduction c-phi consiste à considérer une situation de référence dans laquelle l'équilibre est atteint pour des caractéristiques de résistance c et φ données (cette situation peut correspondre à une phase intermédiaire du processus de construction d'un ouvrage). Partant de cette situation de référence, on cherche la plus grande valeur de F telle que l'on puisse obtenir l'équilibre sans atteindre la rupture pour des caractéristiques de résistance réduites c_{red} et φ_{red} telles que : $c_{red} = c/ F$ et $\tan \varphi_{red} = \tan \varphi / F$.

Dans CESAR (2020), la procédure suivante est adoptée: des contraintes calculées dans la situation de référence servent de point de départ ; puis les résistances sont réduites ; si l'état de contraintes en certains points d'intégration ne respecte plus la condition de résistance à cause de cette réduction, le processus de calcul des corrections de contraintes et des déformations plastiques associées est laissé se dérouler comme pour une analyse élastoplastique classique ; la structure est considérée stable pour les caractéristiques réduites si ce processus converge pour une tolérance donnée au bout d'un nombre d'itérations spécifié par l'utilisateur (CESAR propose également un algorithme qui vise à détecter les situations pour lesquelles la convergence n'est pas atteinte sans avoir à faire le nombre maximal d'itérations). D'autre part, on recherche la valeur optimale de F (au sens où elle conduit à la convergence pour la tolérance choisie au bout du nombre d'itérations maximal retenu) de manière itérative dans un intervalle spécifié par l'utilisateur, réduit par dichotomies successives ; pour chaque valeur examinée, on repart des contraintes de la situation de référence. Dans cette approche, il y a donc deux processus itératifs imbriqués. Cette procédure de calcul est simple et robuste, et l'interprétation du résultat est claire. En revanche, elle est relativement coûteuse en temps de calcul, et demande une certaine expertise de la part de l'utilisateur pour choisir des valeurs pertinentes pour les différents paramètres (tolérance et nombre maximal d'itérations pour le processus élastoplastique ; précision et intervalle de recherche pour le processus de dichotomie).

Le fonctionnement des algorithmes utilisés par les autres logiciels n'est pas toujours expliqué en détail dans la documentation, mais on peut noter que d'autres codes adoptent des procédures qui peuvent être voisines ou très différentes de celle proposée ci-dessus : en particulier, certains programmes utilisent un « indicateur de raideur actuelle » pour réévaluer les caractéristiques de résistance au cours du processus itératif du calcul des déformations plastiques : il n'y a donc qu'un seul processus itératif. L'interprétation du facteur de sécurité obtenu est la même quelle que soit la procédure, mais celle des résultats représentant le mécanisme de rupture n'est pas forcément très claire.

On peut également signaler que la procédure décrite précédemment suppose implicitement que le ou les modèles de comportement utilisés se réfèrent à une cohésion et un angle de frottement. Différents auteurs ont proposé de généraliser la démarche à d'autres critères

(par exemple celui de Hoek-Brown), ou à des modèles avancés prenant en compte un écrouissage (comme le modèle HSM). Dans CESAR, la procédure est limitée à un petit nombre de critères sans écrouissage, ceux de Tresca, von Mises, Mohr Coulomb et Drucker Prager.
On peut également regretter que l'utilisateur ne soit pas toujours averti de la façon dont on fait évoluer ou non les caractéristiques de résistance des interfaces et l'angle de dilatance au cours du calcul. La question de la valeur à prendre en compte pour l'angle de dilatance fait l'objet de nombreuses discussions, parce qu'il est généralement admis que l'angle de dilatance doit rester inférieur à l'angle de frottement. Dans CESAR, on s'assure que c'est le cas en appliquant le même coefficient F sur la tangente de l'angle de dilatance que sur l'angle de frottement : $\tan \psi_{red} = \tan \psi / F$.
En ce qui concerne la modélisation des interfaces, CESAR réduit l'angle de frottement pris en compte dans les éléments de joint, pour le modèle de Mohr Coulomb, de la même manière que dans les éléments de massif.

2.2. Mise en œuvre et recommandations

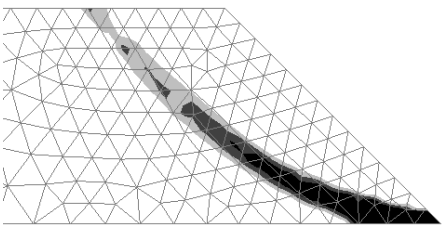
On discute ici l'influence de certains paramètres sur le résultat donné par CESAR, dans le cas d'étude proposé par (Magnan et Meyer, 2018). L'ouvrage étudié est un talus homogène (c' = 30 kPa ; φ' = 30°) avec une pente de 45°. Comme pour tous les calculs par éléments finis, le choix du type d'éléments et la finesse du maillage a une influence sur les résultats. On retient ici seulement des éléments à interpolation quadratique (triangles à 6 nœuds ou quadrangles à 8 nœuds), et on considère des éléments dont les côtés font en moyenne 0.5 m ou 0.25 m.

On compare les résultats obtenus (tableau I) en fixant les paramètres du processus itératif de calcul des déformations plastiques (tolérance 0.1%, nombre maxi d'itérations 500). L'influence du type de maillage a une influence identifiable mais limitée sur le facteur de sécurité, les quadrangles conduisant à des valeurs plus faibles de 3%.

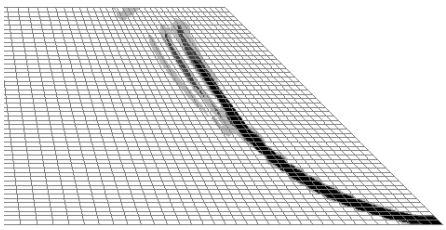
Tableau I. Résultats d'une étude paramétrique sur un talus

	Quadrangles Q8				Triangles T6			
Densité	0,25 m	0,5 m	0,5 à 1 m	1 m	0,25 m	0,5 m	0,5 à 1 m	1 m
F	1,96	1,96	1,98	2	1,98	2,01	2,03	2,04

La figure 1 représente les déformations plastiques pour 2 configurations de maillage conduisant aux valeurs extrêmes (maximale, 2,04, pour un maillage triangulaire de 1 m ; minimale, 1,96, pour un maillage quadrangulaire de 0,25 m). Les mécanismes de rupture en surface circulaire sont bien identifiables, avec un rayon plus faible pour le facteur de sécurité minimal.



Maillage triangulaire (densité 1m)
F = 2,04



Maillage quadrangulaire (densité 0,25 m)
F= 1,96

Figure 1. Isosurfaces de déformations plastiques pour deux cas de maillage

Lors de cette étude paramétrique et des exemples de validation présentés dans la suite, les observations suivantes ont été rassemblées et peuvent servir de recommandations pour le modélisateur :

- La diminution de la taille des éléments du maillage diminue le facteur de sécurité calculé.
- Une augmentation de la tolérance augmente le facteur de sécurité. Une tolérance de 0,1% est recommandée.
- Le processus itératif doit pouvoir être calculé avec un nombre suffisant d'itérations. Un nombre d'itération minimum de 500 à 1000 est recommandé.
- Le phasage de construction impacte la valeur du coefficient de sécurité.
- L'utilisateur doit apporter un œil critique aux mécanismes de rupture obtenus.
- Les déformations obtenues donnent une indication de la forme du mécanisme de rupture, mais les valeurs absolues des déplacements ou des déformations données par le calcul ne peuvent être considérées comme réalistes.

3. Validation

On propose dans cette section trois exemples qui illustrent les capacités de la méthode pour des ouvrages dont la complexité serait difficile à prendre en compte à l'aide des méthodes classiques.

Les exemples traités reprennent des modèles décrits dans la littérature, permettant de valider le processus dans diverses configurations d'ouvrages géotechniques.

3.1. Remblai soutenu par un mur

Perau et Schneider (2009) ont proposé une comparaison entre les méthodes classiques et la méthode des éléments finis pour étudier la stabilité d'un remblai soutenu par un mur. Cette comparaison prend en compte de nombreux aspects du problème ; elle a été simplifiée pour fournir la base d'un exercice de modélisation organisé par la société allemande de géotechnique (DGGT, 2019). L'originalité du problème réside dans le fait que le massif est constitué de deux couches différentes et dans la présence du mur, supposé élastique linéaire.

Les dimensions du problème sont données sur la figure 2.

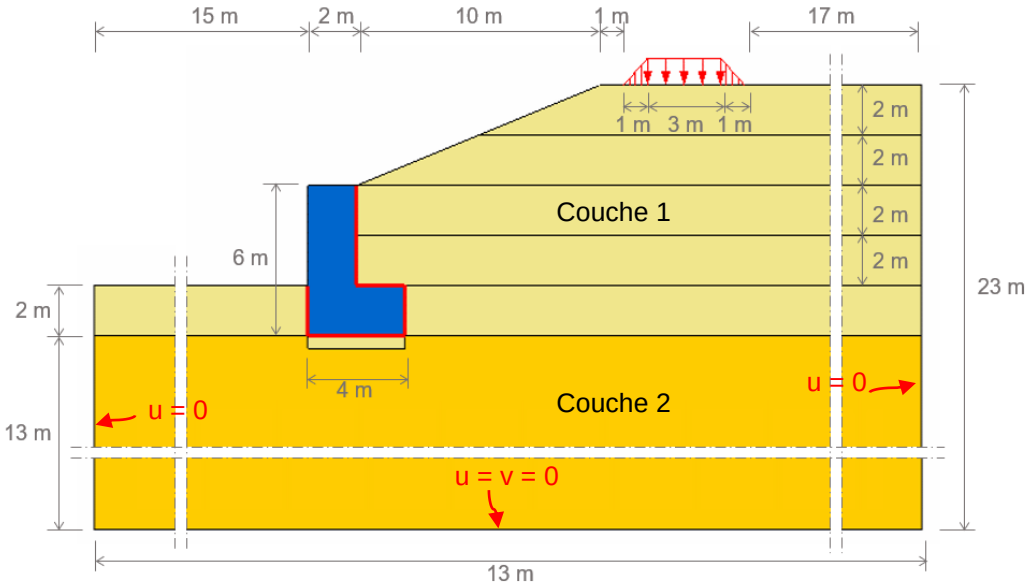


Figure 2. Géométrie du problème étudié (d'après Perau et Schneider, 2009)

On considère trois cas :

- les deux couches sont constituées de sable ;
- la couche supérieure est constituée de sable, la couche inférieure de marne ;
- les deux couches sont constituées de marne.

Les caractéristiques retenues sont données dans le tableau II. Dans l'exercice de prévision, contrairement à l'étude initiale, les interfaces sol-mur sont adhérentes.

La modélisation de la construction du mur puis du remblai par 5 couches de 2 m se traduit par une séquence de 8 phases avant d'appliquer la charge de service (pression de 20 kPa) puis de procéder au calcul c-phi réduction.

Tableau II. Données pour le talus multi-couches

	γ_h (kN/m^3)	K_0	E (MPa)	ν	c' (kPa)	φ' (°)	ψ (°)
Sable	20	0,43	20	0,3	0,1	35	5
Marne	20	0,66	20	0,3	10	20	0
Béton	25	-	40 000	0,2	-	-	-

Le tableau III donne les facteurs de sécurité obtenus avec CESAR, en 2D et en 3D, et les compare avec la fourchette de valeurs obtenues dans le cadre de l'exercice de prévision par d'autres logiciels utilisant la méthode des éléments finis mais aussi des méthodes aux états limites ou analytiques.

Tableau III. Facteurs de sécurité calculés

	Sable	Sable & Marne	Marne
CESAR 2D(1)	1,81	1,59	1,40
CESAR 3D(2)	1,79	1,60	1,40
Résultats de l'exercice(2)	[1,74-1,83]	[1,56-1,63]	[1,36-1,41]

(1) Réglages du calcul : tolérance de 0,1% ; 1 000 itérations ; précision sur le facteur de sécurité : 0,01.

(2) Le benchmark n'a présenté que des résultats 2D en déformations planes.

La figure 3 propose une illustration du mécanisme de rupture : on présente les isovaleurs de la norme du tenseur de déformation plastique. Le calcul fait apparaitre un mécanisme complexe qui serait difficile à anticiper par les approches classiques.

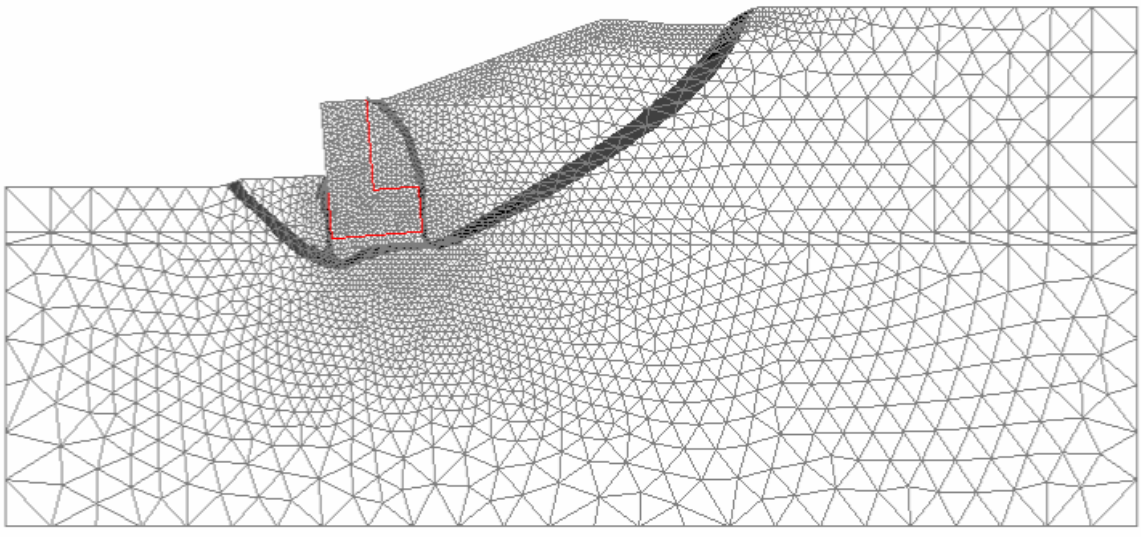


Figure 3. Isosurfaces des déformations plastiques - cas du massif constitué de sable et de marne

3.2. Talus multi-couches

L'exemple suivant, tiré de Giam et Donald (1989), examine une géométrie encore plus complexe, représentée sur la figure 4. Les caractéristiques des couches de sol sont récapitulées dans le tableau II.

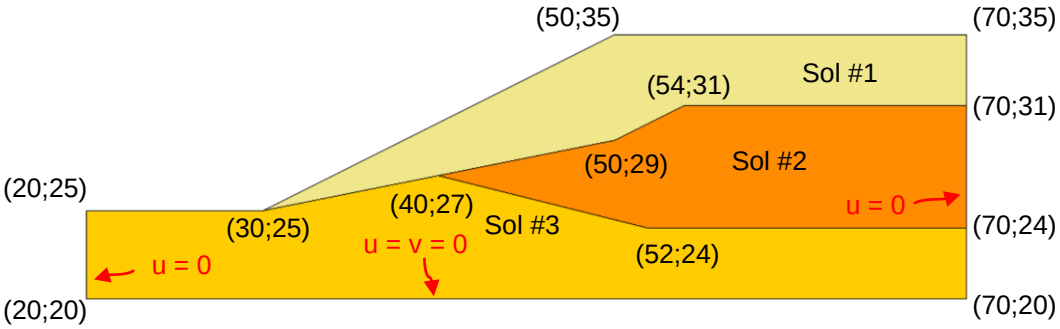


Figure 4. Géométrie du talus multi-couches

Tableau III. Données pour le talus multi-couches

	γ_h (kN/m^3)	E_u (MPa)	ν	c (kPa)	φ (°)
Sol #1	19,5	100	0,3	0.0	38
Sol #2	19,5	100	0,3	5,3	23
Sol #3	19,5	100	0,3	7,2	20

Pour cet exemple, le logiciel RS2 (2020) donne un coefficient de sécurité de 1,36 ; les valeurs obtenues par des méthodes analytiques varient de 1,41 (Bishop) à 1,36 par (Janbu).

On obtient également avec CESAR un coefficient de sécurité de 1,36 en 2D et de 1,37 en 3D. Le schéma de rupture présenté sur la figure 5 n'est pas tout à fait un arc de cercle, en raison des différences entre les propriétés des différentes couches.

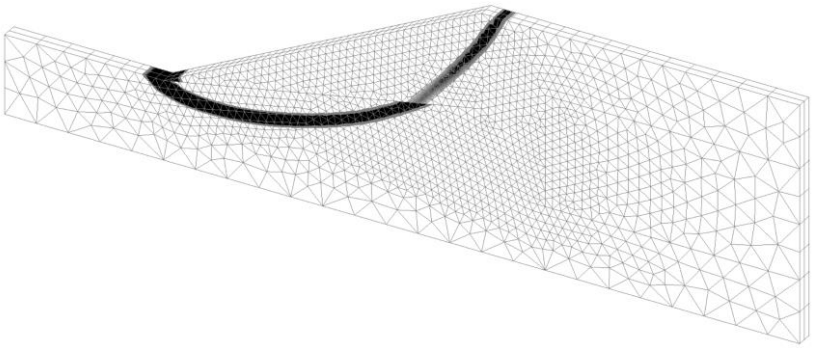


Figure 5. Isosurfaces des déformations plastiques - cas 3D du talus multi-couches

3.3. Talus avec nappe

L'originalité de cet exemple réside dans la prise en compte d'un écoulement dans la pente : il repose sur l'exemple 3 de Arai et Tagyo (1985).

Une approche simplifiée consiste à considérer que le niveau de la nappe est défini par une ligne tracée par l'utilisateur et que le gradient de pression dans la direction verticale est

égal au poids volumique de l'eau. Cette approche est notée WTB (pour Water TaBle) dans ce qui suit.

Une approche plus complète consiste à calculer numériquement le champ de pression au moyen d'un calcul auxiliaire, et à le prendre en compte dans le calcul de stabilité. Cette approche est notée HYD pour indiquer que l'on a effectué un calcul hydraulique préalable. Les conditions aux limites nécessaires pour définir les problèmes hydraulique et mécanique sont données sur la figure 6.

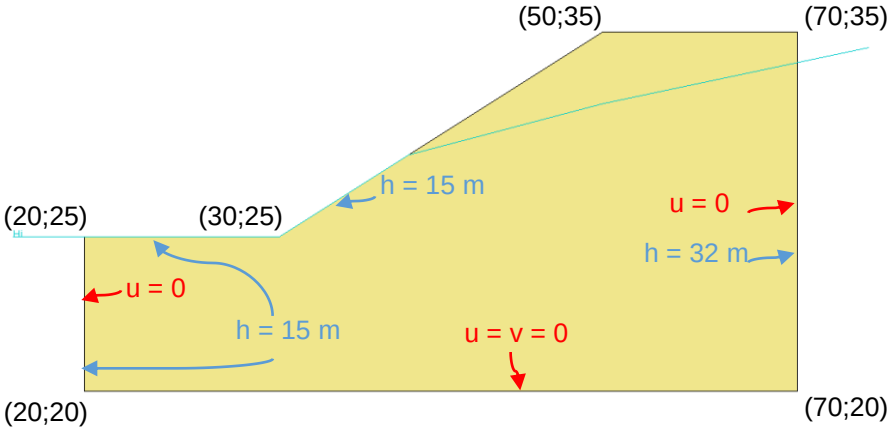


Figure 6. Stabilité d'un talus en présence de nappe

Tableau IV. Données hydrauliques et mécaniques

Perméabilités	Kx (m/s)	Ky (m/s)	Kxy (m/s)
	10^{-5}	10^{-5}	0

Caractéristiques mécaniques	ρ (kg/m³)	E (MPa)	ν (-)	c (kPa)	φ (°)	ψ (°)	γ' (kN/m²)
	18,82	100	0,3	42	15	0	10

Le tableau V donne le facteur de sécurité calculé par Arai et Tagyo (1985) et ceux obtenus avec CESAR, en 2D et en 3D, pour les deux approches proposées. On note un très bon accord entre les différents résultats, ce qui valide le fonctionnement global de la réduction de résistance en présence de nappe et montre que l'approche simplifiée WTB (qui consiste à considérer que l'écoulement de l'eau est pratiquement horizontal) est suffisante dans ce cas.

L'approche HYD, validée pour cet exemple, pourra aussi être utilisée pour calculer la stabilité d'ouvrages en terre lors de rabattement de nappe ou de vidanges de réservoir.

Tableau V. Facteurs de sécurité pour le talus en présence d'une nappe

Arai & Tagyo (1985)	WTB – 2D	HYD – 2D	WTB – 3D	HYD – 3D
1.110	1.100	1.105	1.095	1.100

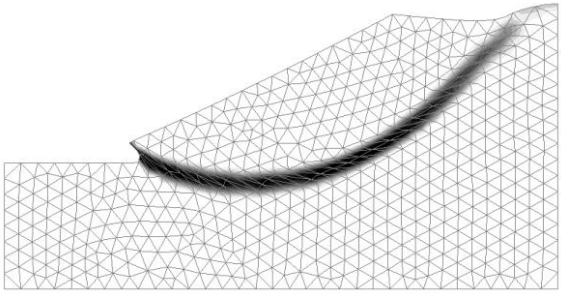


Figure 7. Isosurfaces des déformations plastiques - talus avec prise en compte d'un écoulement

4. Conclusions et perspectives

Cette communication précise la façon dont la méthode de réduction de résistance est implémentée dans CESAR. Elle illustre aussi les capacités de la méthode à traiter des problèmes complexes qui seraient difficiles à aborder avec les méthodes traditionnelles, parce que la forme du mécanisme de rupture peut être difficile à anticiper, et à prendre en compte un écoulement dans la pente. Bien que la méthode reste majoritairement utilisée en 2D, on a également vérifié sur les différents exemples présentés le bon fonctionnement du code en 3D.

L'implémentation de la méthode de réduction de c et phi dans CESAR donne de bons résultats pour les différents exemples présentés ici. Différentes évolutions peuvent être envisagées :

- la technique est robuste, mais on pourrait chercher à améliorer ses performances, qui sont pénalisées par le fait qu'on utilise un double processus itératif ;
- on peut également envisager d'adapter le code pour pouvoir réduire les caractéristiques de résistance seulement dans certaines zones du maillage, pour tenir compte du fait que, dans le cas d'un mur de soutènement, la réduction de c et tan φ dans tout le massif de sol produit une augmentation très forte de la poussée alors que la butée est peu diminuée (Magnan et Meyer, 2018) ; cette évolution sera disponible très prochainement dans CESAR.

5. Références

Arai K et Tagyo K (1985). Determination of noncircular slip surface giving the minimum factor of safety in slope stability analysis, Soils and Foundations. Vol.25, No.1, pp.43-51.

Griffiths DV et Lane PA (1999). Slope stability analysis by finite elements, Géotechnique 49, No 3, pp. 387-403.

Arbeitskreis 1. 6 ''Numerik in der Geotechnik'' der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik (DGGT) (2019). Berechnung der Standsicherheit mit der FEM durch Reduzierung der Festigkeitsparameter, Geotechnik 2, 2019, pp. 88-97.

CESAR (2020). Manuel de référence du solveur. Université Gustave Eiffel.

Giam PSK et Donald IB (1989). Example problems for testing soil slope stability programs. Civil Engineering Research Report No. 8/1989, Monash University, ISBN 0867469218, ISSN 01556282.

Magnan JP et Meyer G (2018). Domaines d'application de la réduction de c et phi dans les études géotechniques. JNGG 2018.

Perau E et Schneider U (2009) Nachweise zur Standsicherheit von Dammböschungen - Ein Vergleich zwischen klassischen Verfahren und der FEM, Sicherung von Dämmen, Deichen und Stauanlagen, Handbuch für Theorie und Praxis, vol. III, 265-288.

RS2 (2020). Slope Stability Verification Manual Part I. Rocscience.

UNE INTERPRETATION DU COMPORTEMENT DES BOULONS A ANCRAGE REPARTI SOLLICITES EN TRACTION DANS LES SOLS

AN INTERPRETATION OF THE BEHAVIOUR OF FULLY GROUTED BOLTS UNDER TENSILE LOAD IN SOILS

Jean François SERRATRICE[1]
[1] *Cerema Méditerranée, Aix en Provence, France*

RÉSUMÉ – Une méthode d'interprétation des essais réalisés sur des boulons à ancrage réparti sollicités en traction est proposée. La méthode de calcul et les hypothèses admises sont décrites brièvement. L'interprétation d'un essai d'arrachement, qui s'appuie sur une procédure d'aide à l'identification des paramètres, est commentée. La méthode est utilisée pour interpréter la réponse d'un clou instrumenté et ausculté dans une paroi clouée.

ABSTRACT – A method for interpreting the tests performed on fully grouted bolts loaded in tension is proposed. The calculation method and assumptions are briefly described. The interpretation of a pull-out test, based on a procedure to help in identifying the parameters, is commented on. The method is used to interpret the response of an instrumented nail monitored in a nailed wall.

1. Introduction

Les boulons à ancrage répartis sont des dispositifs de renforcement des massifs rocheux ou des massifs de sols employés dans le domaine des pentes, des soutènements et des ouvrages souterrains. Ils sont constitués par une tige en acier ou en fibre de verre scellée dans un forage au moyen d'un coulis de ciment ou d'une résine. En place, ce produit sépare deux interfaces : l'interface tige-scellement et l'interface scellement-terrain. Des essais réalisés sur les ouvrages servent à mesurer les caractéristiques des boulons ou servent à vérifier leurs capacités mécaniques. Il s'agit d'essais d'arrachement ou de l'auscultation de boulons instrumentés en tunnel ou disposés dans les parois clouées.

Une modélisation du comportement de ces boulons sollicités en traction est proposée en vue de faciliter l'interprétation des essais réalisés sur site. Elle est fondée sur un calcul au module de réaction. Une solution numérique est recherchée, ce qui permet de modéliser divers modes de sollicitation du boulon. Plusieurs lois de réaction sont envisagées (loi bilinéaire, exponentielle ou trilinéaire). La méthode a été appliquée à l'interprétation d'une dizaine d'essais d'arrachement et de cinq boulons radiaux instrumentés, d'après des données de la littérature. Un aperçu de ce travail est présenté ici pour sa partie dédiée au renforcement des sols.

Le premier paragraphe énonce les principaux aspects du calcul des boulons à ancrage réparti sollicités en traction et les hypothèses admises. Puis il décrit la méthode de calcul préconisée. Un exemple d'interprétation d'un essai d'arrachement est présenté et commenté ensuite. Une procédure d'aide à l'identification des paramètres de la loi de réaction est mise en œuvre pour illustration. Enfin, la méthode est utilisée pour interpréter la réponse d'un clou instrumenté et ausculté dans une paroi clouée.

2. Comportement des boulons sollicités en traction

2.1. Méthode de calcul

Le comportement des boulons à ancrage réparti est décrit au moyen d'une méthode de calcul au module de réaction axial. Le boulon est sollicité dans la direction de son axe par des charges extérieures. La direction axiale est notée x. La tige en acier ou en fibre de

verre de diamètre d_a (ou de section A_a) et de longueur L est scellée dans un forage de diamètre d_s. Dans cette approche simplifiée, l'interaction entre le boulon et le terrain se calcule en exprimant les déformations de la tige et l'équilibre des forces qui s'exercent dans la direction x. (Farmer, 1975 ; Cai et al., 2004a, 2004b ; Zhu et al., 2011 ; Jalalifar, 2014 ; Wen et al., 2014 ; Chen et al., 2019).

A l'abscisse x de la tige, le déplacement axial et l'effort normal sont notés u_x et N_x. En supposant que le comportement de la tige est linéaire élastique et E_a son module d'Young, la déformation axiale $\varepsilon_x = du_x/dx$ est proportionnelle à la contrainte normale $\sigma_x = N_x/A_a$, soit $\varepsilon_x = \sigma_x/E_a$. D'où :

$$\frac{du_x}{dx} = \frac{N_x}{A_a E_a} \quad (1)$$

Le long d'un tronçon infinitésimal du boulon, l'équilibre des forces se traduit par l'égalité $dN_x = -F_x\, dx$, où l'accroissement de l'effort normal N_x s'oppose à l'effort de cisaillement linéique F_x développé sur la longueur dx du scellement (Farmer, 1975 ; Li et Stillborg, 1999). Ainsi :

$$\frac{dN_x}{dx} = -F_x \quad (2)$$

Cet effort linéique F_x est une fonction du glissement relatif entre le boulon scellé et le terrain $\Delta u = u_r - u_x$, où u_r est le déplacement du terrain. Il est défini par la loi de réaction axiale $F_x(\Delta u)$ qui régit l'interaction entre le boulon et le terrain.

2.2. Lois de réaction

La loi de réaction est choisie parmi différentes expressions empiriques. Elle exprime l'effort de cisaillement linéique en fonction de Δu sous la forme $F_x = F_x(\Delta u)$ ou la contrainte de cisaillement en fonction du glissement relatif Δu sous la forme $\tau_x = \tau_x(\Delta u)$. Dans le premier cas la courbe a pour caractéristiques génériques le module de réaction k_s (en kN/m^2) et la résistance F_s (en kN/m). Dans le second cas la courbe a pour caractéristiques génériques la pente G_s qui est un coefficient de réaction (en kN/m^3) et le frottement latéral unitaire limite q_s (en kPa). Ainsi, $k_s = \pi\, d_s\, G_s$ et $F_s = \pi\, d_s\, q_s$.

Ici, deux expressions de la loi de réaction sont employées. La loi exponentielle a pour pente initiale G_s et une asymptote d'ordonnée q_s. La loi bilinéaire s'utilise dans le domaine du renforcement des sols pas clouage (Clouterre, 1991). Formée par deux segments et une asymptote, elle possède quatre paramètres : G_s (pente du premier segment), q_s (ordonnée de l'asymptote) et deux paramètres a et b pour définir le segment intermédiaire.

2.3. Chargements

Les chargements s'appliquent aux deux extrémités de la tige sous la forme de conditions aux limites en force ou en déplacement et sous la forme de charges réparties le long de l'interface active du scellement. Ces dernières sont liées au déplacement relatif Δu via la loi de réaction axiale $F_x(\Delta u)$. Enfin, le déplacement du massif $u_r(x)$ est une fonction de l'abscisse x. Après avoir établi les conditions aux limites, le déplacement du terrain et la loi de réaction, le système d'équations (1) et (2) est résolu par une méthode de calcul numérique (méthode de tirs multiples). Les réponses du boulon soumis à divers modes de sollicitations peuvent être calculées ainsi (Serratrice, 2022a, 2022b).

Deux cas particuliers sont examinés ici. Le premier représente un essai d'arrachement. Un effort N_{xL} est appliqué par paliers successifs à l'extrémité libre de la tige (où x = L), un effort nul est appliqué à l'autre extrémité (où x = 0) et le déplacement du massif est nul ($u_r = 0$).

Le second représente le cas d'un clou scellé dans une paroi clouée parmi plusieurs rangées de clous. Son chargement découle de la suite de l'excavation réalisée par passes successives. Un cas similaire est donné par un boulon scellé en paroi d'un tunnel, parmi d'autres boulons identiques, dans un profil situé immédiatement en arrière du front. Le chargement du boulon provient du déplacement radial du terrain consécutif à l'avancement du front (convergence). Les efforts sont nuls aux extrémités de la tige (néanmoins, un effort ou un déplacement peuvent être appliqués en tête). Le déplacement $u_r(x)$ du massif est fourni par un extensomètre. En l'absence de telles données, il sera représenté sous la forme d'une loi exponentielle. Enfin, le calcul n'est licite qu'en l'absence de cisaillements transversaux.

3. Application à un essai d'arrachement

3.1. Interprétation de l'essai

Cet exemple fait référence à un essai commenté dans les recommandations Clouterre (1991). Le boulon à ancrage réparti (clou) de longueur L= 12 m est scellé dans un sol argileux et dans un forage de diamètre d_s = 76 mm. La tige en acier a pour diamètre d_a = 34 mm. Une longueur libre l_{libre} = 0,2 m s'ajoute à la longueur de la barre en tête. Le clou est soumis à un essai d'arrachement réalisé suivant une procédure à déplacement contrôlé.

Les calculs de simulation de cet essai d'arrachement sont effectués sur l'interface scellement-sol avec la loi de réaction bilinéaire puis avec la loi exponentielle. Les paramètres sont reportés dans le tableau 1 (Cas 1a et 1b). Le chargement est simulé en six paliers en imposant l'effort N_{xL} en tête. Un résultat analogue aurait été obtenu en imposant des déplacements équivalents u_{xL} en tête.

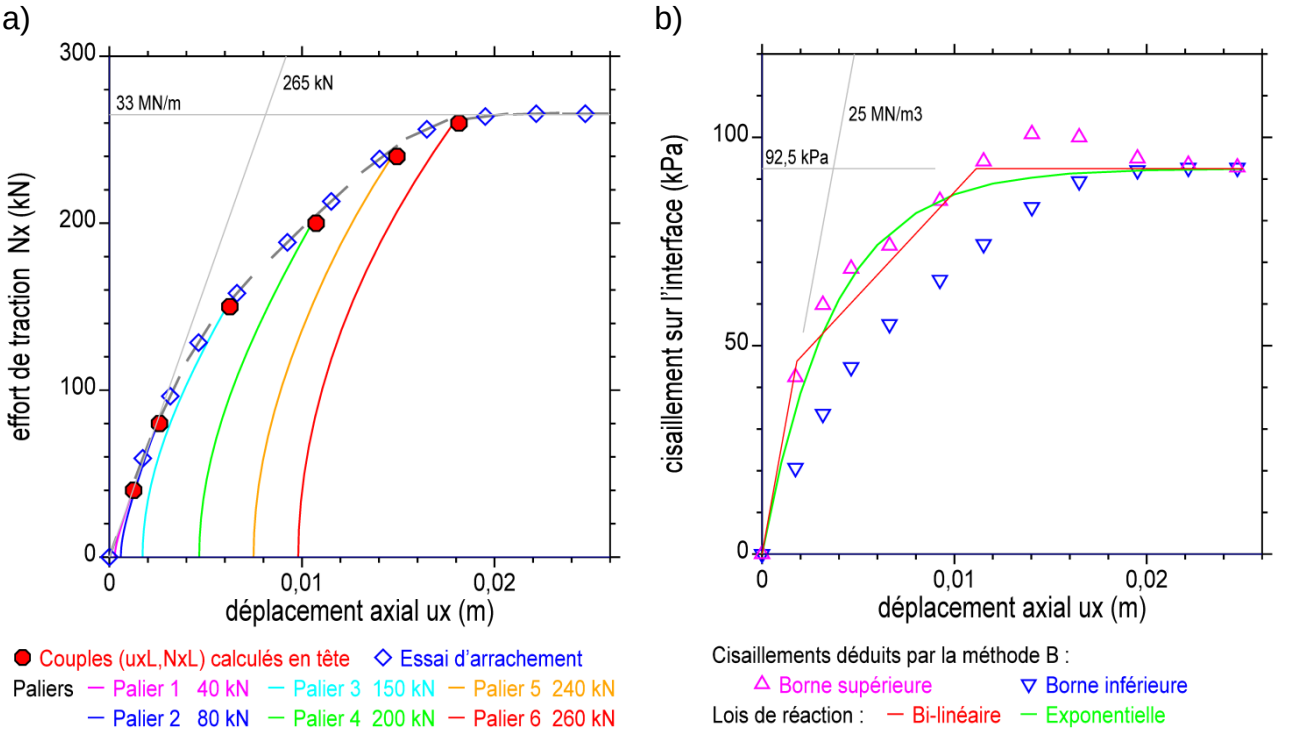


Figure 1. Simulation d'un essai d'arrachement d'un boulon à ancrage réparti (clou) :
a) Courbe d'arrachement (u_{xL}, N_{xL}) et courbes (u_x, N_x) le long du boulon
b) Contraintes de cisaillement sur l'interface en fonction du déplacement axial (u_x, τ_x)

La figure 1a montre l'effort de traction dans la tige en fonction du déplacement axial (u_x, N_x) à chaque étape du chargement et en tous points de la tige (du pied où N_x = 0 à la

tête où $N_x = N_{xL}$; les efforts N_{xL} sont indiqués dans la légende du graphique). Les points rouges représentent les couples (u_{xL}, N_{xL}) calculés en tête, c'est à dire la courbe d'arrachement calculée. Cette courbe est à comparer à la courbe expérimentale (losanges bleus). Dans les deux interprétations, la droite tangente à l'origine a pour pente M_s = 33 MN/m et l'asymptote est la droite d'ordonnée N_s = 265 kN. Ces deux caractéristiques sont pointées sur la courbe d'arrachement expérimentale et servent à identifier les paramètres des deux lois de réaction.

Tableau 1. Paramètres de calcul

Cas	Loi	L (m)	d_a (mm)	E_a (GPa)	d_s (mm)	G_s (kN/m^3)	q_s (kPa)	a ( )	b ( )
1a	1	12	34	210	76	25000	92,5	0,50	0,20
1b	2	12	34	210	76	25000	92,5		
2	1	6	25	210	115	1000000	638	0,75	0,05

Loi de réaction : 1 bilinéaire, 2 exponentielle

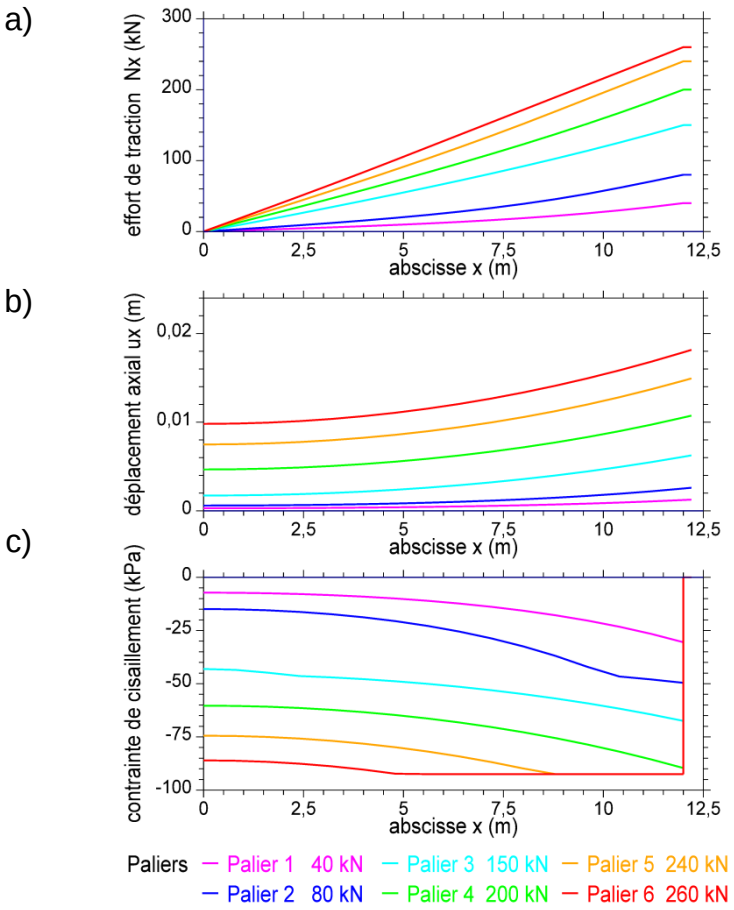


Figure 2. Simulation d'un essai d'arrachement d'un boulon à ancrage réparti (clou)
Evolution des principales variables en fonction de l'abscisse :
a) Effort de traction (x, N_x) ; b) Déplacement axial (x, u_x) ;
c) Contraintes de cisaillement sur l'interface (x, τ_x)

Les courbes de la figure 2 montrent l'évolution des principales variables en fonction de l'abscisse x. Les courbes (x, N_x) aboutissent à une forme linéaire avec la saturation progressive du frottement latéral (figure 2a). Le déplacement du pied témoigne de l'arrachement graduel du clou (figures 1a et 2b). Les contraintes de cisaillement traduisent le passage d'un segment à l'autre de la loi bilinéaire (figure 2c). La progression est continue avec la loi exponentielle.

3.2. Méthode d'identification des paramètres

Il n'existe pas de méthode explicite qui permette d'identifier les quatre paramètres de la loi de réaction bilinéaire à partir de la courbe d'arrachement d'un boulon. Un encadrement de la courbe de réaction peut néanmoins être trouvé (Serratrice, 2022a). La borne inférieure de cet encadrement représente les forces de cisaillement linéique uniformément réparties le long de l'interface $F_{xLu} = N_{xL}/L$ en tous points de la courbe d'arrachement (u_{xL}, N_{xL}). La borne supérieure F_{xLt} est calculée à partir des pentes $\Delta N_{xL}/\Delta u_{xL}$ des tangentes estimées en chaque point de la courbe (u_{xL}, N_{xL}). Cet encadrement $F_{xLu} < F_{xL} < F_{xLt}$ est exprimé ensuite en contraintes de cisaillement ($\tau_{xL} = F_{xL}/\pi\, d_s$), pour constituer ainsi un fuseau $\tau_{xLu} < \tau_{xL} < \tau_{xLc}$ dans lequel doit s'inscrire la courbe de réaction $F_x(\Delta u)$.

La démarche est illustrée sur la figure 1b à partir de la courbe d'arrachement (u_{xL}, N_{xL}) de la figure 1a discrétisée en douze points où ont été pointées les tangentes (en gris). La recherche de l'encadrement aboutit aux courbes enveloppes $\tau_{xLu}(u_x)$ et $\tau_{xLt}(u_x)$ (triangles). Les deux paramètres G_s et q_s, qui sont à associer à M_s et N_s, permettent de définir directement deux des droites de la loi bilinéaire (en rouge). La droite intermédiaire, définie par les deux paramètres a et b, doit être choisie à l'intérieur de cet encadrement. Les deux paramètres a et b sont identifiés ainsi. Les deux paramètres G_s et q_s permettent de définir directement la loi de réaction exponentielle. Toutefois, la représentativité de cette loi n'est recevable que si la courbe de réaction s'inscrit entre les enveloppes. L'écart entre les deux enveloppes de l'encadrement confirme la relative liberté de choix des paramètres de la loi bilinéaire autour d'un jeu optimal.

4. Application au boulonnage en place. Elément de paroi clouée

Cet exemple s'adresse à un clou instrumenté disposé dans une paroi clouée (Robit et al., 2014 ; Sauvage et Rajot, 2016). Ce clou n° 4 appartient à la quatrième rangée de clous qui est située à 6,75 m sous la crête du parement de la paroi verticale de 7,5 m de hauteur. Le terrain est constitué par une grave propre bien graduée homogène et non saturée. L'instrumentation de l'ouvrage comprend des mires topographiques pour effectuer les mesures des déplacements de la paroi et du terre-plein arrière, puis des jauges de déformations pour enregistrer les efforts dans les clous. Menée pendant une longue période, l'auscultation a montré une lente augmentation des efforts dans les clous, mais un effet relativement moins marqué du creusement d'une tranchée en pied du mur ou de la mise en place d'un remblai en crête. Les déplacements horizontaux de la paroi sont millimétriques.

Le calcul de la réponse du clou n° 4 est effectué en six étapes qui correspondent à différentes dates de l'auscultation. Ils mettent en jeu l'interface scellement-sol munie de la loi de réaction bilinéaire. Les paramètres sont indiqués dans le tableau 1 (cas 2). Le frottement latéral unitaire limite q_s = 638 kPa est indiqué par les auteurs. La sollicitation du clou comprend deux composantes : l'entraînement produit pas la déformation u_r du massif ; et un déplacement u_{xL} appliqué en tête du clou. Pour la première composante et en l'absence de données, le choix s'est porté sur la forme exponentielle et linéaire $u_r(x)$ définie par :

$$x < L - x_0 \qquad u_r = u_{r0}\,\frac{L - x_0}{e\,L}\exp\left(\frac{x}{L - x_0}\right) \qquad\qquad L - x_0 < x < L \qquad u_r = u_{r0}\,\frac{x}{L} \qquad (3)$$

pour atteindre une amplitude maximale à la sixième étape, avec x_0 =3 m. Cette distribution des déplacements u_r aboutit à une réponse du clou (u_{xL}, N_{xL}) plus proche des mesures que la distribution exponentielle $u_r = u_{r0}\exp(x/x_0)$ (l'accroissement du déplacement u_r s'effectue selon un gradient plus faible à l'approche de la paroi).

Pour la seconde composante, les déplacements u_{xL} en tête du clou résultent directement du déplacement de la paroi. Les déplacements imposés vont de 1,5 à 3 mm au cours des étapes 1 à 6 de l'auscultation. Le choix des déplacements u_{xL} (tête) et u_{r0}

(paroi) est tel que $u_{r0} = u_{xL} + 0{,}05$ (en mm). Cet écart peut paraître surprenant. Il témoigne néanmoins de la forte raideur d'une paroi qui n'autorise un déplacement entre les têtes des clous que très légèrement supérieur à celui des têtes.

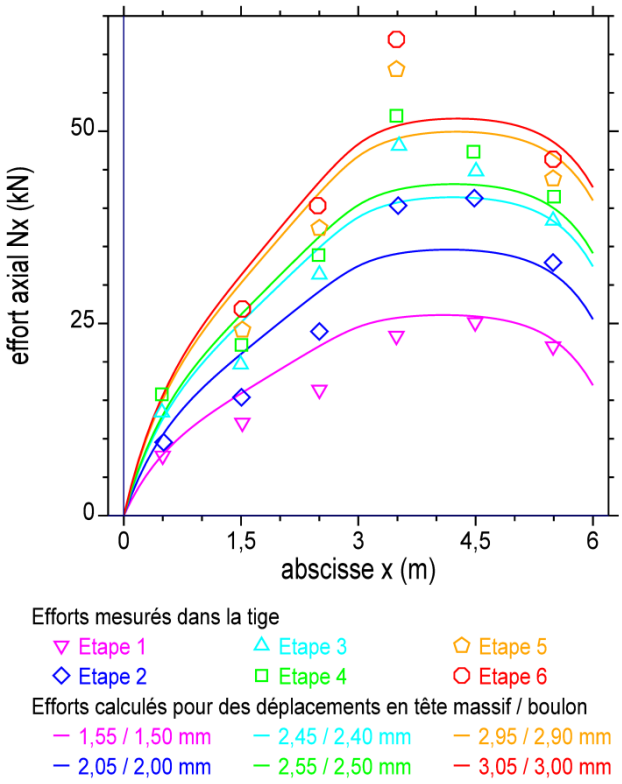


Figure 3. Simulation du chargement d'un boulon radial à ancrage réparti (clou)
Effort axial en fonction de l'abscisse (x, N_x)

Les résultats des calculs sont reportés sur les figures 3 et 4 où apparaissent l'effort axial N_x, le déplacement du massif u_r, le déplacement relatif $u_r - u_x$, puis le déplacement axial u_x et le cisaillement τ_x en fonction de l'abscisse. La paroi de l'excavation est située à l'abscisse x = 6 m. Le clou n° 4 est scellé entre 0 et 6 m dans le massif. Sur la figure 3, les efforts mesurés pendant les étapes 1 à 6 apparaissent avec des figurés différents, mais les couleurs sont identiques à celles des courbes calculées.

L'allure de la réponse du clou est à peu près reproduite par la simulation. Toutefois, cette interprétation dépend fortement de l'hypothèse formulée pour décrire les déplacements du massif. Un coefficient de réaction élevé $G_s = 1$ GN/m^3 doit être adopté pour simuler les efforts axiaux et les déplacements en tête. Avec ce choix, le frottement latéral unitaire limite q_s est loin d'être atteint, ce qui réduit la simulation à un calcul élastique (seul G_s intervient).

La figure 4a montre les déplacements relatifs $u_r - u_x$ dont l'amplitude serait très limitée d'après ces calculs. Le point neutre où $u_r - u_x = 0$ se situe vers 2 m de profondeur à l'abscisse x = 4 m environ. La comparaison des figures 4a et 4b confirme la proximité des déplacements calculés u_r et u_x. Les déplacements u_x calculés en pied de boulon sont compris entre 0,3 et 0,7 mm, soit 10 à 20 % du déplacement final en tête. Ce comportement traduit un mouvement d'ensemble du massif renforcé où les clous sont mobilisés dans la masse et entraînés avec elle, bien avant d'atteindre leur capacité ultime de résistance. Néanmoins un effort N_{xL} final de près de 43 kN est mobilisé en tête du clou n° 4 d'après les calculs (figure 3, courbe rouge, x = 6 m). En bénéficiant de cet apport important, la paroi jouerait un rôle essentiel dans ce mécanisme. Enfin, ce mouvement d'ensemble s'établit dans le temps d'après l'auscultation, ce que la présente simulation ne permet pas d'expliquer.

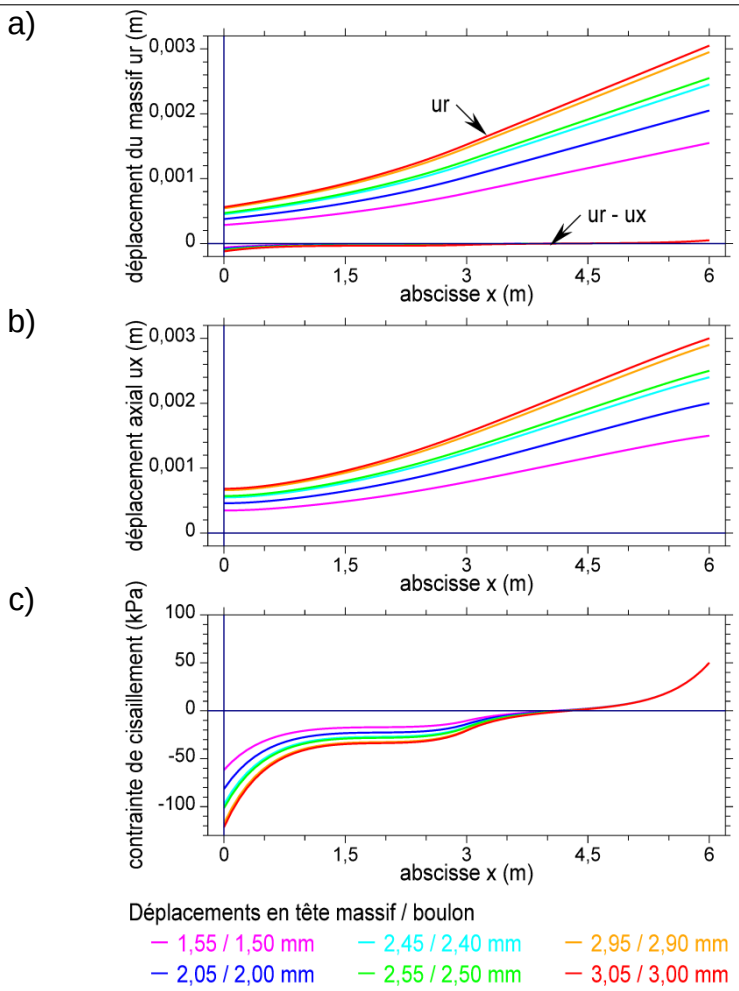


Figure 4. Simulation du chargement d'un boulon radial à ancrage réparti (clou)
Evolution des principales variables en fonction de l'abscisse :
a) Déplacement axial (x, u_x) ; b) Effort de traction (x, N_x) ;
c) Contraintes de cisaillement sur l'interface (x, τ_x)

5. Conclusion

Une méthode d'interprétation des essais réalisés sur les boulons à ancrage réparti a été proposée après l'analyse d'une quinzaine d'essais réalisés sur site. La méthode s'appuie sur une modélisation simple basée sur un calcul au module de réaction et une procédure d'identification des paramètres à partir d'un essai d'arrachement. Deux essais empruntés au domaine des parois clouées servent d'illustration dans le domaine des sols.

L'encadrement de la loi de réaction bilinéaire entre deux limites offre une latitude de choix des paramètres parmi divers jeux possibles. Cette approche globale, qui porte sur l'ensemble de la courbe d'arrachement, donne un moyen d'accès rapide à un jeu pertinent de paramètres, avant de passer au calcul de la courbe théorique. Les calculs effectués sur les exemples analysés montrent l'évolution des principales variables en jeu, l'allure des déformées des tiges, la distribution des efforts de traction et la répartition des contraintes de cisaillement sur l'interface active.

La méthode a été étendue au cas de l'auscultation des boulons instrumentés et placés dans un champ continu de déplacements du sol. L'interprétation d'un tel essai appelle à connaître ces déplacement avec précision. Dans ce contexte de faibles déformations de l'exemple étudié, la méthode permet de proposer une interprétation vraisemblable des résultats de l'auscultation.

Si le schéma de sollicitation axiale vaut bien pour les essais d'arrachement, il ne faut pas perdre de vue que ce schéma s'inscrit dans un cadre d'hypothèses restrictives qui ne couvre pas les situations où les inclusions sont sollicitées en cisaillement. La méthode proposée s'adresse à l'interprétation des essais réalisés sur site (essais d'arrachement ou boulons instrumentés) et elle ne vise pas une utilisation dans le cadre des méthodes de conception des ouvrages. D'autres données expérimentales seraient à recueillir encore sur des boulons en situations réelles et diverses pour confirmer la validité de la méthode.

6. Références bibliographiques

Cai Y., Esaki T., Jiang Y. (2004a). A rock bolt and rock mass interaction model. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, vol. 41, n°7, pp. 1055–1067.

Cai Y., Esaki T., Jiang Y. (2004b). An analytical model to predict axial load in grouted rock bolt for soft rock tunnelling. Tunnelling and Underground Space Technology, vol. 19, n°6, pp. 607–618.

Chen J., Yang S., Zhao H., Zhang J., He F., Yin S. (2019). The analytical approach to evaluate the load-displacement relationship of rock bolts. Advances in Civil Engineering, 2019, 19 pages.

Clouterre (1991). Recommandations pour la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des soutènements réalisés par clouage des sols. Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 268 pages.

Farmer I.W. (1975). Stress distribution along a resin grouted rock anchor. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts, vol. 12, n°11, pp. 347–351.

Jalalifar H. (2011). An analytical solution to predict axial load along fully grouted bolts in an elasto-plastic rock mass. Journal of The Southern African Institute of Mining and Metallurgy. vol. 111, pp. 809–814.

Li C., Stillborg B. (1999). Analytical models for rock bolts. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, vol. 36, n 8, pp. 1013–1029.

Robit P., Rajot J.P., Limam A. (2014). Paroi clouée AD/OC - Une alternative au béton projeté qui renforce le drainage et limite les émissions de CO2. Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur, JNGG 2014, Beauvais, France.

de Sauvage J., Rajot J.P. (2016). Clouage des sols : conditions de long terme et amélioration du dimensionnement conventionnel. Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur, JNGG 2018, Champs-sur-Marne, France,

Serratrice J.F. (2022a). Une méthode d'interprétation des essais effectués sur site sur des boulons à ancrage réparti sollicités en traction. Revue Française de Géotechnique, A paraître.

Serratrice J.F. (2022b). Une interprétation du comportement des boulons a ancrage reparti sollicités en traction pour applications en tunnel. Tunnels et Espace Souterrain, A paraître.

Wen J.Z., Su H.T., Tan X.Q., Ning D.B., Zhang C.Y. (2014). An analytical model for fully grouted rock bolts in soft rock tunnel. EJGE, vol. 19, pp. 2829–2839.

Zhu H.H., Yin J.H., Yeung A.T., Jin W. (2011). Field pullout testing and performance evaluation of GFRP soil nails. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, vol. 137, n°7, pp.633-642.

Modélisation numérique d'un sol granulaire renforcé par géosynthétique soumis à un effondrement localisé

NUMERICAL MODELLING OF A GEOSYNTHETIC REINFORCED GRANULAR EMBANKMENT SUBJECTED TO A GRANULAR COLLAPSE

Claire Silvani[1], Pascal Villard[2], Laurent Briançon[1]
[1] *Univ Lyon, INSA Lyon, GEOMAS, F-69621 Villeurbanne*
[2] *Univ, Grenoble Alpes, CNRS, Grenoble INP, 3SR, 38000 Grenoble*

RÉSUMÉ – Afin d'évaluer la pertinence des techniques de renforcement de sol granulaire par géotextile, les mécanismes de transfert de charge lors de la formation d'une cavité sont étudiés au travers de simulations numériques basées sur un couplage entre des méthodes aux éléments finis (pour la nappe géosynthétique) et aux éléments discrets (le sol y est considéré comme un assemblage granulaire sans cohésion).

ABSTRACT – In order to evaluate the relevance of granular soil reinforcement techniques using geotextiles, the load transfer mechanisms during the formation of a cavity are studied through numerical simulations based on a coupling between finite element methods (for the geosynthetic sheet) and discrete element methods (the soil is there considered as a cohesionless granular assembly).

1. Introduction

L'aménagement du territoire conduit les acteurs du génie civil à évoluer sur des terrains de caractéristiques physiques et mécaniques médiocres qui peuvent avoir une certaine propension à l'affaissement. Pour éviter une ruine totale de l'ouvrage, les assises ferroviaires et autoroutières construites sur ces sols, peuvent nécessiter un renforcement spécifique contre les effondrements localisés. Les géosynthétiques représentent une solution efficace, économe et facilement applicable pour renforcer la base de ces remblais et ainsi pallier les risques d'effondrement du sol. Selon l'importance de la cavité et la taille de la structure supportée, un tel renforcement évite tout désordre trop important en surface.

L'apparition d'un vide sous le remblai renforcé génère des mécanismes de transferts de charge et un comportement en membrane de la nappe. Les transferts de charge permettent un report d'une partie des charges d'exploitation et du poids propre du remblai vers les bords de la cavité. Les mécanismes de transfert de charge qui apparaissent lors de la formation d'une cavité sous des sols renforcés ont été étudiées expérimentalement (Zhu et al., 2012, Huckert et al., 2016, Pham et al., 2018). D'un point de vue numérique, les résultats de la littérature (Villard et al., 2016) pointent l'influence du mode d'effondrement, des caractéristiques du matériau de remblai et des propriétés de la nappe sur le phénomène de transferts de charge.

Ce travail présente une étude numérique d'un effondrement localisé de sol, basée sur un couplage éléments finis/éléments discrets, menée afin de mieux comprendre les mécanismes de transferts de charge dans le cas d'ouvertures de cavités sous des sols granulaires renforcés par géosynthétique.

2. Description de la méthode numérique utilisée

2.1. Couplage éléments finis-éléments discrets

Les résultats présentés sont issus du code de calcul SDEC (Spherical Discrete Elements Code), où un couplage éléments finis/éléments discrets y a été introduit, pour traiter des problématiques de renforcement de sol par géosynthétique. En effet, afin de simuler le comportement du sol granulaire constituant le remblai, un modèle en éléments discrets est plus pertinent dans le sens où il autorise des comportements de réarrangement des particules de remblai, ce qui est crucial dans la bonne simulation des mécanismes de transfert de charge. Cependant, afin de prendre en compte le comportement anisotrope du géosynthétique et son interaction avec le sol, l'approche de type éléments finis a été privilégiée car plus adéquate (Le Hello, 2007). En effet, discrétiser la nappe géosynthétique par un ensemble de sphères induirait une rugosité arbitraire entre le sol et la nappe et des difficultés pour rendre compte, par le biais de simples lois de contact entre les sphères, du comportement réel du géosynthétique.

2.2. Simulations réalisées

Les simulations numériques ont été menées sur un échantillon cylindrique de sol de rayon R renforcé à sa base par un géosynthétique (voir figure 1), les simulations ont été effectuées sur un quart de cylindre étant donné la symétrie. Ce massif de sol est soumis à un effondrement localisé sous sa base. La taille maximale de la cavité simulée a un rayon de R/2.

Deux types d'effondrement sont simulés : un effondrement par abaissement du support (mode 'trappe') et un effondrement par augmentation progressive du diamètre de la cavité (mode 'progressif'). Pour le mode 'trappe' toutes les particules situées sous le géosynthétique à l'emplacement de la cavité de rayon R/2 sont déplacées simultanément vers le bas, alors que pour le mode 'progressif', les particules situées à l'emplacement de la cavité sont déplacées progressivement vers le bas en commençant par celles situées dans l'axe de la cavité puis celles situées vers l'extérieur.

Trois hauteurs H de sol de remblai sont testées (H=0,25, 0,5 et 0,75m) pour R=0,5m. Les simulations comptent de 30000 à 90000 particules selon la hauteur du remblai. Les particules de sols simulés sont des « clumps », deux sphères collées l'une à l'autre, afin de simuler une certaine élongation et angularité afin de représenter un sol qui se rapproche plus de la réalité qu'un assemblage de particules composé uniquement de sphères.

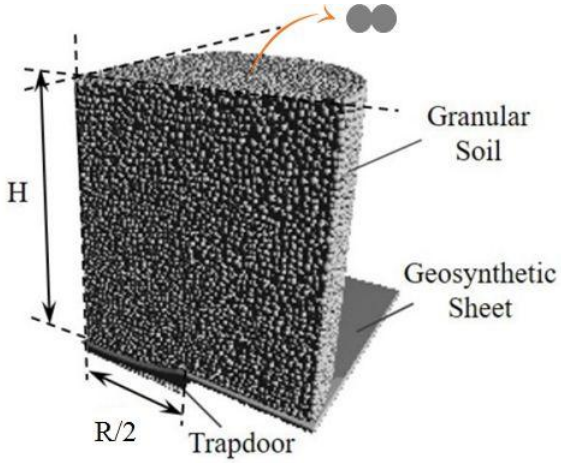


Figure 1. Massif de sol cylindrique renforcé par géosynthétique soumis à un effondrement. Ici l'essai met en œuvre 90000 particules placées sur une hauteur H=0,75m et pour un rayon R=0,5m.

3. Résultats

Des essais expérimentaux ont été menés en parallèle (Pham et al., 2018) et ont permis de valider les modélisations. Les simulations de Chalak et al. (2019) ont montré un bon accord entre les tassements mesurés en surface, et la déflection du géosynthétique et les résultats de la modélisation (basée sur le même couplage éléments finis-éléments discrets). Nous investiguons maintenant les mécanismes microscopiques en jeu afin d'expliciter les transferts de charge dans le milieu.

3.1. Interaction entre les particules du sol et la nappe géosynthétique

Suite à l'ouverture de la cavité, les déplacements à la base du modèle numérique induisent une réorganisation et une redistribution des efforts au sein du milieu discret. Nous cherchons ici à comprendre les mécanismes de transfert de charge dans le matériau granulaire. L'interaction entre les particules de sol et la nappe géosynthétique nous donne des précisions sur les spécificités des phénomènes de transfert de charge à l'œuvre dans le remblai. La figure 2 montre l'évolution du rapport σ/σ_{v0} selon le rayon pour plusieurs pas de temps (σ et σ_{v0} représentent les contraintes normales agissant sur la nappe après ouverture et avant ouverture de la cavité). L'apparition d'un vide sous la nappe perturbe l'équilibre de la couche de sol sus-jacente et engendre des mécanismes de transfert de charge qui modifient la répartition des contraintes normales induites par le sol sur la face supérieure de la nappe : entre autres une diminution des contraintes au-dessus de la cavité et une augmentation des contraintes sur le pourtour et dans les zones adjacentes à la cavité. Pour l'exemple présenté sur la figure 2 (H/R = 1, ouverture trappe), le rapport σ/σ_{v0} vaut 1 à l'état initial (étape 3, lors de la mise en charge du remblai), les forces de contact étant uniformément réparties et correspondant au poids propre des particules. Instantanément après l'ouverture de la trappe, à l'étape 4, la contrainte normale exercée sur la nappe diminue sur l'emprise de la trappe, notamment aux alentours de r=0,25m, et est reportée sur la partie fixe. Enfin, à l'étape finale (21), la contrainte normale est quasi-nulle près du centre mais elle augmente légèrement à r=0,25m.

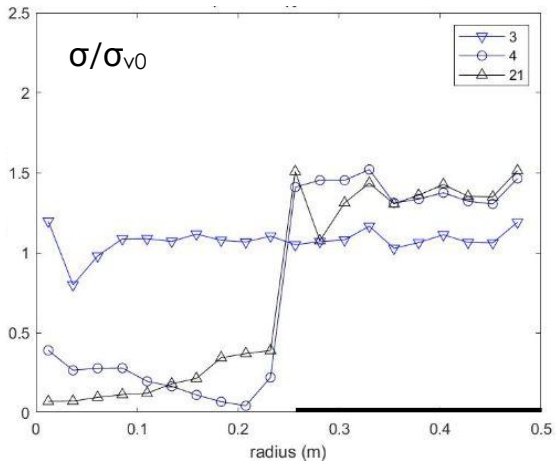


Figure 2. Evolution de l'état de contrainte normale σ/σ_{v0} sol/nappe en fonction du rayon, ouverture trappe, H/R = 1. L'étape de calcul 3 représente l'état initial (mise en charge du poids propre du matelas), avant ouverture de la cavité. L'étape de calcul 4 représente le moment où la cavité a été créée (ouverture instantanée), et l'étape de calcul 21 représente la fin du calcul (réorganisations stabilisées).

La figure 3 montre les profils des variations de contraintes normales (valeurs relatives par rapport à l'état initial) après ouverture complète de la cavité pour les trois géométries

et deux modes d'ouverture étudiés. Remarquons que les profils présentés par les simulations au ratio H/R = 1 ou 1,5 sont similaires, et ce pour les deux modes d'ouverture : baisse de la contrainte normale sur l'emprise de la nappe et report sur la partie stable. En revanche, le profil de contrainte normale pour les simulations H/R = 0,5 diffère. En effet, le report de contrainte s'effectue de manière inégale sur la partie stable, avec un pic plus prononcé sur le pourtour de la cavité.

En comparant les profils de contraintes deux à deux (figure 4), il est possible de visualiser les mécanismes de transfert de charge qui se font de façon totalement différente entre les deux modes d'ouverture. A l'étape 4, le profil de contrainte de l'ouverture progressive reste quasiment inchangé, avec un σ/σ_{v0} autour de 1. A l'étape 9 ce profil s'est creusé au droit de l'emprise croissante de la cavité (r=0 à r=0,1m) et les valeurs de σ/σ_{v0} ont légèrement augmenté de r=0,1 à 0,5m. Enfin, en fin de calcul (figure 3), les profils demeurent légèrement différents spécifiquement sur la partie de r=0 à r=0,25m (décroissant pour l'ouverture progressive et croissant pour l'ouverture trappe). Pour l'ouverture progressive, les voûtes formées initialement se sont progressivement effondrées, tandis que pour l'ouverture trappe, la réorganisation s'est effectuée très localement, près de r=0,25m et la voûte initialement formée a perduré dans le temps.

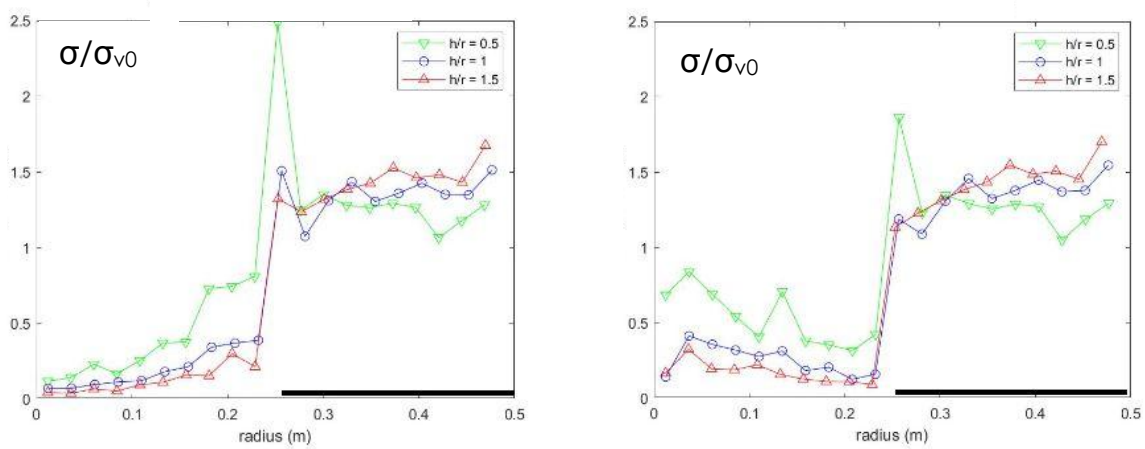


Figure 3. Evolution des contraintes normales σ/σ_{v0} induites par le sol sur la face supérieure de la nappe à l'état final selon H/R, ouvertures trappe (gauche) et progressive (droite).

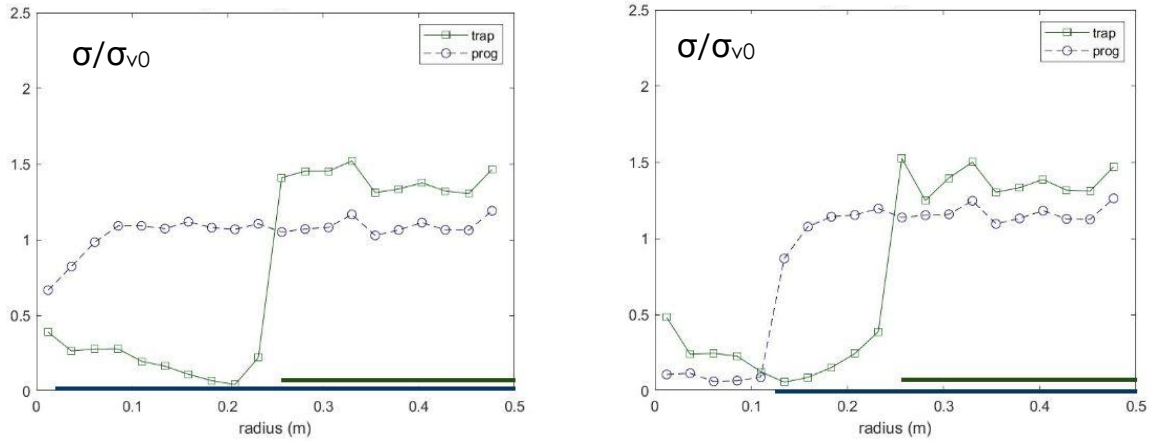


Figure 4. Evolution des contraintes normales σ/σ_{v0} induites par le sol sur la face supérieure de la nappe aux étapes 4 (gauche) et 9 (droite) pour H/R=1 pour les deux modes d'ouverture (pour une ouverture de cavité de rayon r=0,02m et r=0,125m respectivement pour le mode 'progressif').

3.2. Chaînes de forces dans le matelas granulaire

Sur la figure 5, nous avons représenté les forces de contact les plus élevées à l'étape 16 (état final) pour trois ratio H/R différents et avec le mode d'ouverture 'trappe'. Apparaissent distinctement des réseaux de forces prenant la forme d'arcs de cercle ou d'ellipses centrés sur le point de l'axe de symétrie du cylindre d'ordonnée 0. Si toutes les images présentent une structure en arc, de nombreuses disparités peuvent être relevées selon la hauteur. Pour H/R=0,5 et H/R=1, les arcs atteignent la surface supérieure de l'échantillon numérique (respectivement H=0,25 et H=0,5m). En revanche, pour H/R =1,5, les arcs sont difficilement perceptibles au-dessus de H=0,5m. Enfin, les structures en arc prennent appui, pour H/R =0,5, sur une zone restreinte centrée autour de r=0,25m, ce qui pourrait expliquer les pics des figures 3 et 4. En revanche, pour les ratios H/R =1 et H/R =1,5, les structures en arcs sont beaucoup moins marquées dans la partie comprise entre r=0,25 et r=0,5m malgré une quantité non-négligeable de forces représentées.

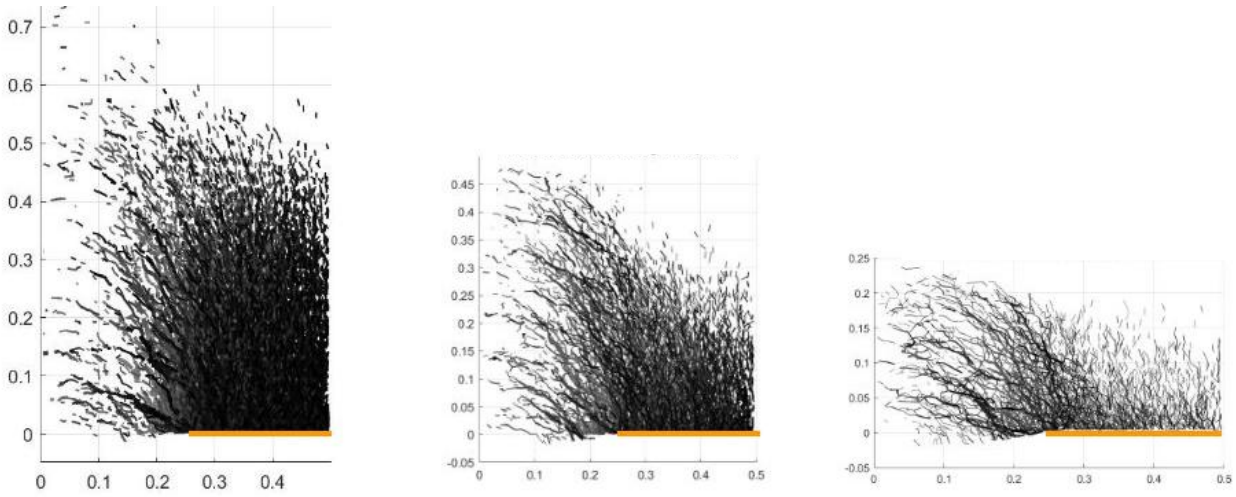


Figure 5. Forces de contact normales entre grains à l'étape 16 selon le ratio H/R pour le mode ouverture 'trappe' : H/R =1,5 (gauche), H/R =1 (centre), H/R =0,5 (droite). Les échelles verticales et horizontales représentent des mètres. L'étape 16 est proche de l'état final (la cavité est ouverte depuis l'étape 4) et les structures en arc ont eu le temps de se mettre en place.

La comparaison des figures 6 et 7 (pour H/R =1), permet étudier les effets du mode d'ouverture sur la formation des structures de report de charge au cours du temps. La figure 6 correspondant à une ouverture trappe à l'étape 4 nous montre que lesdites structures se forment immédiatement après la création de la cavité. Ils se consolident et s'étoffent légèrement au cours du temps, jusqu'à l'état final. Au contraire, la figure 7 montrant le mode d'ouverture progressif aux étapes de calcul 8 et 15, illustre un phénomène différent. A gauche, la cavité s'est agrandie jusqu'à r=0,1m. Dans cette zone, les forces de contact verticales entre grains ne comptent plus parmi les plus élevées. La formation de la cavité étant progressive, les chaînes de force ont du mal à se développer en continu et se forment puis s'écroulent à chaque pas de temps. Ce n'est qu'au pas de temps final que la structure finale apparaît.

3.3. Analyse micromécanique : nombre de coordination et rotation des particules

Le nombre de coordination ou coordinence est le nombre de voisins moyen d'une particule. Il dépend de l'ordonnancement d'un matériau, et sa diminution illustre une réorganisation ou un désordre. La figure 8 (gauche) montre l'évolution du nombre de coordination en pourcentage pour un ratio H/R =1 pour les modes d'ouverture 'trappe' et progressif. Cette figure témoigne de la différence de temporalité entre les deux modes d'ouvertures. L'ouverture en mode 'trappe' cause une évolution du nombre de coordination de -10 % dès son ouverture à l'étape 4, puis ce nombre diminue légèrement

avec le temps. L'ouverture progressive ne modifie pas le nombre de coordination dans les premiers pas de temps, mais celui-ci baisse continuellement de l'étape 6 à l'étape 15 au fur et à mesure que la cavité s'élargit de manière significative.

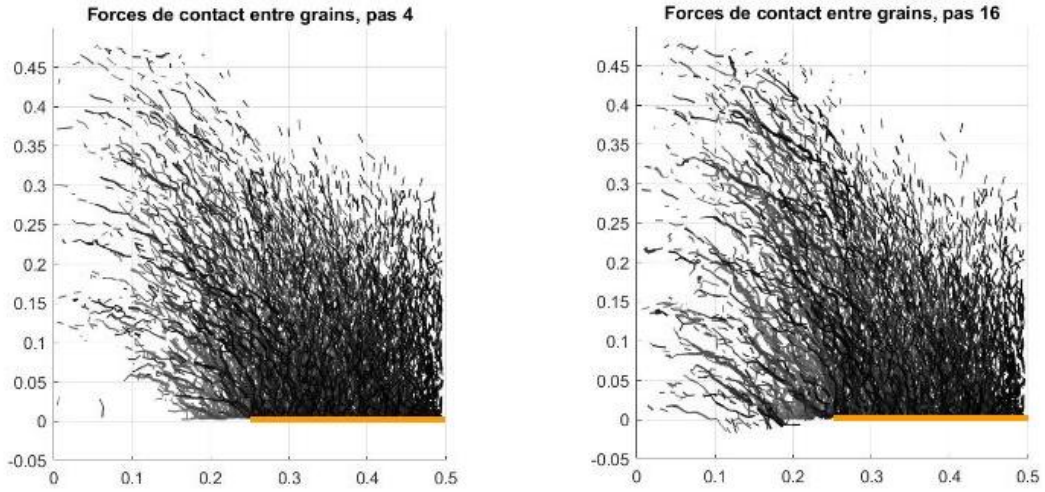


Figure 6. Forces de contact normales entre grains lors de l'ouverture de la cavité (étape 4, à gauche) et à l'étape 16 (proche de l'état final à droite) selon le ratio H/R =1 pour le mode ouverture 'trappe'.

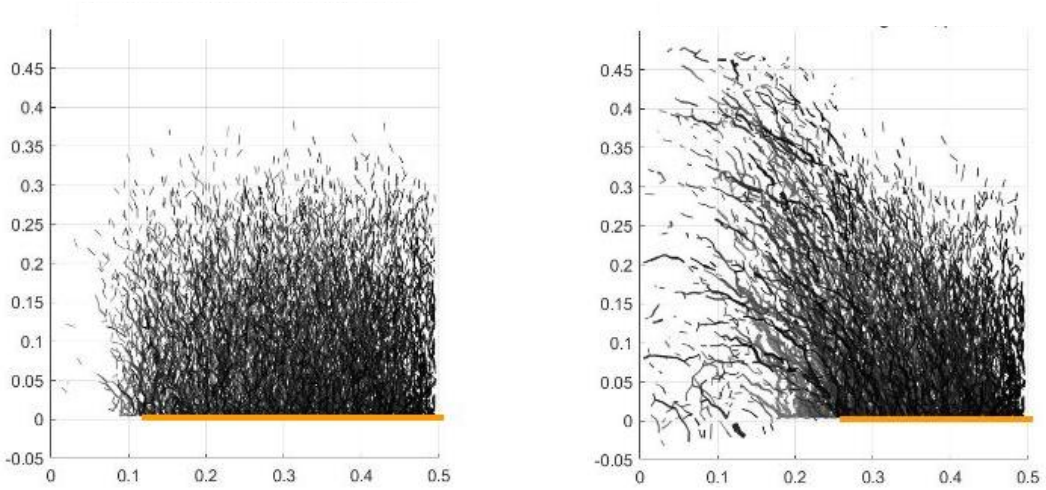


Figure 7. Forces de contact normales entre grains (étape 8, à gauche, pour une ouverture de cavité de rayon r=0,11m) et à l'étape 15 (proche de l'état final à droite, pour une ouverture quasi totale de la cavité) selon le ratio H/R =1 pour le mode ouverture 'progressif'.

Un autre indicateur de réorganisation dans l'essai est la rotation moyenne des particules granulaires. Il est possible d'obtenir la rotation dans l'espace pour chacune d'elles puis de les moyenner sur l'ensemble de l'essai à chaque étape de calcul. La figure 8 (droite) étudie l'effet du mode d'ouverture sur la rotation moyenne pour un ratio H/R =1. Pour le mode d'ouverture progressif, les particules entrent en rotation à partir de l'étape 6, et ce de plus en plus fortement, jusqu'à atteindre 0,5° de rotation moyenne entre les étapes 14 et 15. Au contraire, pour l'ouverture 'trappe', la rotation évolue de manière instantanée au début, et atteint 0,15° puis reste constante tout au long de l'essai. La trappe influe de manière immédiate sur l'agencement du cylindre de sol au-dessus de la cavité tandis que l'effet du mode d'ouverture progressif se ressent plus tardivement.

3.4. Analyse micromécanique : variation de porosité locale

Nous présentons enfin les cartes de variation de porosité locale dans le matelas granulaire. Les figures 9 et 10 visent à étudier l'effet du mode d'ouverture sur l'évolution de la porosité au cours du temps pour H/R =1. Lors du mode d'ouverture trappe, lorsque la cavité apparaît instantanément, la porosité varie dès l'étape de calcul 4 (figure 9), soit, dès l'ouverture de la cavité.

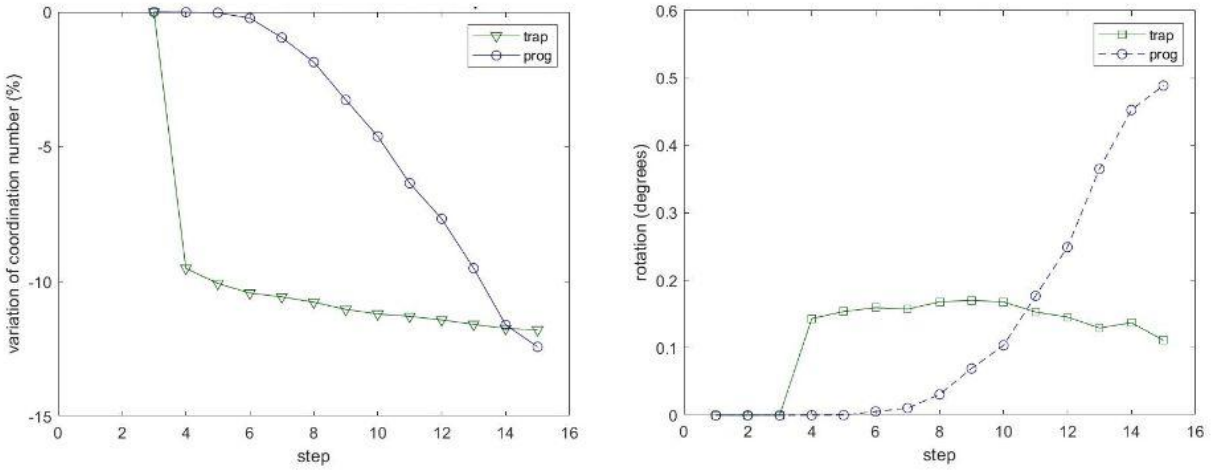


Figure 8. Evolution du nombre de coordination (gauche) et de la rotation moyenne (droite) au cours du temps selon le mode d'ouverture pour le ratio H/R =1.

Elle augmente de 3 % au droit du bord de la cavité. A l'étape 21, à l'état final, la zone concernée est plus étendue, et s'est déplacée vers le haut et le centre du cylindre. En revanche, pour le mode d'ouverture progressif, la porosité ne varie pas significativement avant la moitié de la simulation. A l'étape 12 (figure 10), elle a augmenté de 15 % dans la zone au droit de la cavité, entre r=0 et r=0,16m. A l'étape finale (figure 10), cette zone a grandi et s'est déplacée vers l'extérieur du cylindre, suivant l'ouverture de la cavité. Les évolutions de la porosité locales sont bien différentes selon le mode d'ouverture.

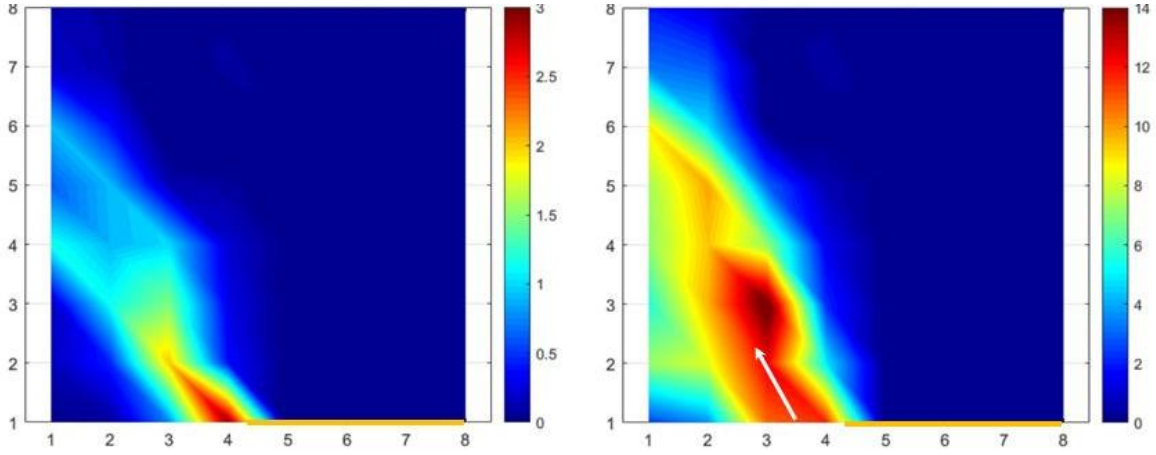


Figure 9. Variation de porosité entre l'état initial et l'étape 4, lors de l'ouverture de la cavité (gauche) et entre l'état initial et final (droite), H/R = 1, mode d'ouverture 'trappe'. La correspondance avec la position de la nappe est positionnée, les échelles horizontales et verticales étant différentes (de celles des figures de 2 à 7) pour cette représentation.

4. Conclusions

Pour tous les essais analysés, un mécanisme de transfert de charge se met en place pour compenser l'effondrement du sol sous le géotextile. Il se caractérise principalement par une

augmentation des forces exercées par les particules de sol sur la nappe géotextile (au droit de la limite d'effondrement principalement), les contraintes précédemment supportées par la nappe étant redirigées via des structures en forme d'arc sur tout ou partie de la nappe restée immobile.

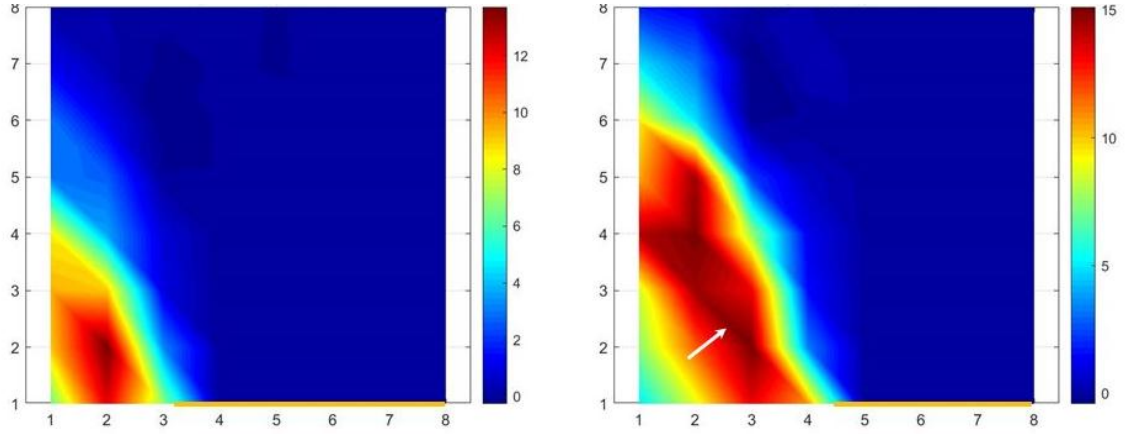


Figure 10. Variation de porosité entre l'état initial et l'étape 12 pour une ouverture de cavité de rayon r=0.16m (gauche) et entre l'état initial et final, pour une ouverture de cavité complète r=0,25m (droite), H/R = 1, mode d'ouverture 'progressif'. La correspondance avec la position de la nappe est positionnée, les échelles horizontales et verticales étant différentes (de celles des figures de 2 à 7) pour cette représentation.

Nous avons également mis en évidence l'influence des caractéristiques géométriques de l'essai ainsi que du mode de d'ouverture de la cavité sur la formation, l'évolution et l'intensité du phénomène de transfert de charge et taux de chargement de la nappe. Les essais pour lesquels H/R=0,5 se distinguent et montrent que l'épaisseur de la couche granulaire est trop faible pour que les reports de charge se répartissent uniformément sur la nappe. Au contraire, ils se concentrent sur une zone réduite, au bord de la cavité.

De plus, d'autres indicateurs de réorganisation sont affectés également au cours des essais, tels que le nombre de coordination, la rotation moyenne des particules et la porosité. Aussi, s'il est quasi immédiat pour le mode d'ouverture 'trappe', le réarrangement des particules a lieu en continu pour l'ouverture progressive, en adéquation avec l'augmentation constante du diamètre de la cavité : l'élargissement continu de la cavité empêche la mise en place pérenne de phénomènes de report de charge, qui évoluent à chaque pas de temps.

5. Références bibliographiques

Chalak, C., Briançon, L., & Villard, P. (2019). Coupled numerical and experimental analyses of load transfer mechanisms in granular-reinforced platform overlying cavities. Geotextiles and Geomembranes, vol. 47, n°5, pp. 587-597.

Le Hello, B. (2007). Renforcement par géosynthétiques des remblais sur inclusions rigides, étude expérimentale en vraie grandeur et analyse numérique (Doctoral dissertation, Université Joseph-Fourier-Grenoble I).

Pham, M. T., Briançon, L., Dias, D., & Abdelouhab, A. (2018). Investigation of load transfer mechanisms in granular platforms reinforced by geosynthetics above cavities. Geotextiles and Geomembranes, , vol. 446, n°5, pp. 611-624.

Villard, P., Huckert, A., & Briançon, L. (2016). Load transfer mechanisms in geotextile-reinforced embankments overlying voids: numerical approach and design. Geotextiles and Geomembranes, vol. 44, n°3, pp. 381-395.

Zhu, B., Gao, D., Li, J. C., & Chen, Y. M. (2012). Model tests on interaction between soil and geosynthetics subjected to localized subsidence in landfills. Journal of Zhejiang University SCIENCE A, vol. 13, n°6, pp. 433-444.

Modélisation physique

ESSAIS DE CISAILLEMENT DE FONDATION GÉOTHERMIQUE: BOÎTE DE CISAILLEMENT INNOVANTE

SHEAR TESTS ON ENERGY GEO-STRUCTURE: AN INNOVATIVE SHEAR BOX

Thibault BADINIER[1], Mohamed KHEIREDDINE[2], Jean de SAUVAGE[1], et Fabien SZYMKIEWICZ[1]
[1] *GERS-SRO, Univ Gustave Eiffel, IFSTTAR, Marne-la-Vallée, F-77454, France*
[2] *Ginger CEBTP, Agence Bordeaux, Mérignac, 33700, F-77454, France*

RÉSUMÉ – Pour étudier l'effet sur les interfaces sol-fondation de la sollicitation thermomécanique induite par le fonctionnement saisonnier (cycles chaud-froid) des fondations géothermiques, une boite de cisaillement innovante a été développée. Elle permet d'imposer simultanément une sollicitation thermique et mécanique à une interface sol-béton, de mesurer ses déplacements et d'en étudier le comportement.

ABSTRACT – In order to study the soil-structure interface behaviour under thermomechanical stress induced by seasonal temperature cycles of energy geo-structure, an innovative shear box has been developed. It allows the simultaneous imposition of loads over a soil-concrete interface and measures the subsequent strains.

1. Introduction

Les fondations géothermiques sont un ensemble de technique consistant à mutualiser le rôle structurel des fondations avec un rôle d'échangeur de chaleur pour un système de pompe à chaleur géothermique. Le fonctionnement de ce type de système conduit à un échange de calories entre le sol et le bâtiment et donc à refroidir ou réchauffer les fondations, perturbant ainsi leur fonctionnement mécanique. Le comportement thermomécanique de ces structures est largement étudié, notamment les pieux thermoactifs, que ce soit avec des modèles réduits (Kalantidou et al. 2012 ; Ng et al., 2015 ; Yavari et al., 2016 ; Nguyen et al., 2017) ou en vraie grandeur (Szymkiewicz et al., 2016 ; Faizal et al. 2018).

Plus spécifiquement, plusieurs études se sont intéressées au comportement des interfaces entre sol et structure géothermiques. Elles s'intéressent à la variation de résistance au cisaillement selon la température (Shakir et Zhu, 2009 ; Yavari et al., 2016), ou sous l'influence des cycles de température (Vasilescu et al., 2019 ; Xiao et al., 2019 ; Maghsoodi, S., 2020, Yin et al 2020). La plupart d'entre elles utilisent des dispositifs de cisaillement direct similaire à celui présenté dans cet article, mais un dispositif d'arrachement sur un pieu modèle a également été utilisé dans un but similaire (Elzeiny et Suleiman, 2021).

Afin d'étudier le comportement thermomécanique de ces interfaces sol-fondation, une boite de cisaillement thermomécanique a été développée. Contrairement aux études précédemment citées, elle permet de tester le comportement d'interfaces sol-fondation modèles soumises à des sollicitations mécaniques et thermiques proche de celles subies par une fondation en place. Le dispositif consiste en deux demi-boites de cisaillement carrées de 20 cm de côté. La partie inférieure est remplie de béton et contient un circuit échangeur de chaleurs tandis que l'autre moitié est remplie de sol. L'ensemble de la boite permet donc de modéliser une interface entre un sol et une fondation géothermique, soumise à un cisaillement mécanique constant et simultanément à des cycles de température correspondant au fonctionnement saisonnier d'une fondation géothermique. Des essais préliminaires sur du sable lâche et dense et sur de l'argile normalement

consolidée et surconsolidée ont permis d'obtenir des premiers résultats montrant une accumulation de déplacement avec les cycles de température.

2. Dispositif d'essais

Le dispositif d'essais est construit sur la base d'un bâti de chargement œdométrique détourné de sa fonction initiale. Il consiste en deux demi-boites carrées de 20 cm de 7 et 8 cm de profondeur (respectivement boite inférieure et supérieure). La boite supérieure est fixe et est maintenue au bâti par des montants verticaux. La boite inférieure est mobile, elle est montée sur roulement à billes et guidée par des rails. Celle-ci est remplie de béton et est en deux parties. La partie supérieure de la fondation modèle est une dalle amovible de 2 cm pouvant être interchangée pour modifier les conditions ou les matériaux d'interface. Deux photos montrant la boite de cisaillement en cours d'assemblage sont présentées en Figure 1.

Figure 1 : Photos de la boite de cisaillement en cours d'assemblage.

La sollicitation thermique est imposée par un tube échangeur de chaleur coulé dans le béton de la demi-boite inférieure, à 3 cm sous la surface. Le circuit échangeur de chaleur est complété par une pompe électrique, un réservoir et un module à effet Peltier. Le module à effet Peltier permet de forcer un échange de calories entre ses deux faces et ainsi de réchauffer ou refroidir le fluide utilisé dans le circulateur. À l'aide d'une carte électronique simple, la polarité électrique aux bornes du module Peltier peut être inversée pour produire un cycle chaud-froid.

La sollicitation mécanique de l'interface est imposée par un système de contrepoids. La charge verticale est imposée au sol via le couvercle mobile supérieur sur lequel agit un système de bras de levier monté sous le bâti de chargement (similaire à un bâti œdométrique). La charge horizontale est imposée par l'action d'une masse suspendue transmise à la boite inférieure via un système de câble et poulies. Le système de chargement ainsi construit permet d'imposer des sollicitations mécaniques constantes ou par palier manuel.

L'instrumentation de la boite de cisaillement comprend trois capteurs de déplacement de type LVDT et six capteurs de température de type PT100. Les capteurs LVDT sont disposés en avant et en arrière de la demi-boite inférieure, pour mesurer le cisaillement de l'interface et compenser la dilatation et contraction thermique de la boite due au cycle de température. Le troisième capteur est placé au niveau du couvercle supérieur de la boite

et permet de mesurer le gonflement et la contraction du sol lors de l'essai. Les capteurs de température PT100 sont disposés par paires. Deux capteurs sont disposés à l'entrée et à la sortie du serpentin échangeur de chaleur, permettant de mesurer la température d'eau à l'entrée et à la sortie du circuit et ainsi évaluer la puissance thermique échangée avec la fondation. Deux capteurs sont disposés dans la fondation modèle, 1 cm sous la surface, et deux capteurs sont disposés dans le sol, 1 cm au-dessus de l'interface. Le schéma complet du système est présenté sur la Figure 2.

Le contrôle de l'essai, ainsi que le suivi et l'enregistrement des résultats sont réalisés avec le logiciel LabVIEW et un système de cartes National Instruments. Le système emploie une carte spécifique pour les capteurs PT100, une carte d'enregistrement universel pour les capteurs de déplacement LVDT et une carte de contrôle à tension variable pour le contrôle du module à effet Peltier.

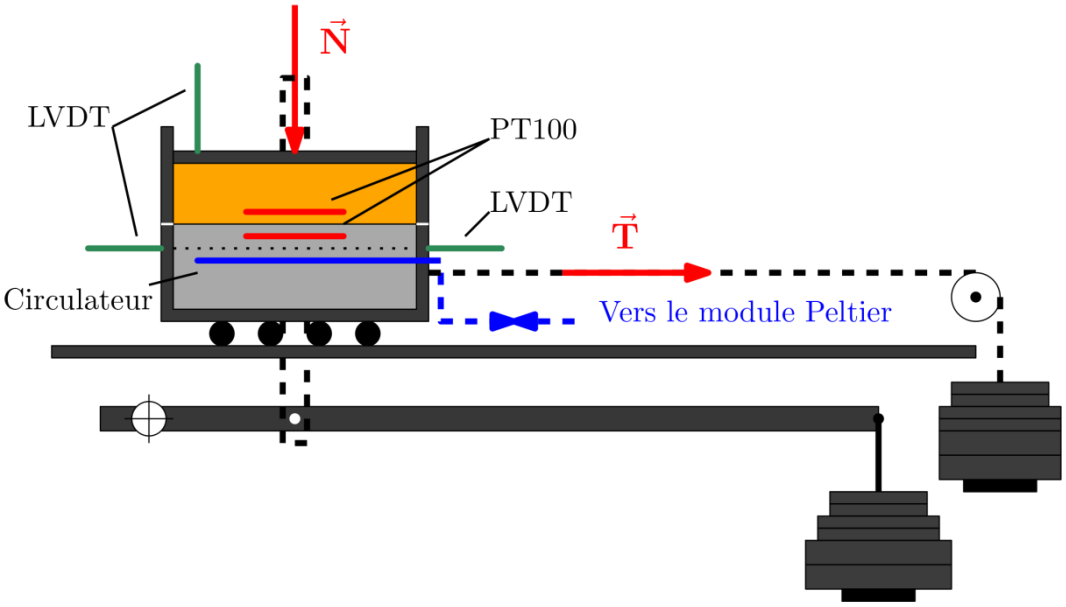


Figure 2 : Schéma du dispositif

3. Protocole d'essai et essais préliminaires.

Le protocole d'essais établi pour les essais préliminaires comporte trois phases. La première phase correspond au montage de la boite et à la préparation de l'échantillon. La boite supérieure est assemblée sur les montants verticaux. L'espace entre les boites peut être ajusté grâce au système de fixation. La boite inférieure est alignée sur la boite supérieure. Le sol est ensuite mis en place selon sa nature et l'état voulu. Pour un sable, la mise en place est faite par pluviation, compléter par un comptage et une saturation en eau gravitaire dans le cas dense ou une saturation par capillarité dans le cas lâche. Pour l'argile, la pâte mélangée préalablement, est mise en place à la spatule par couche successive, le moulage est ensuite finalisé par la phase de consolidation. Au cours de la préparation du sol, les sondes PT100 sont également mises en place. La boite est ensuite refermée par le couvercle mobile. Afin de mieux conserver l'état hydrique des sols une membrane plastique est mise en place. Elle entoure le sol et la dalle supérieure de la partie fondation. Bien que n'assurant pas l'étanchéité du dispositif, l'expérience montre qu'elle permet de maintenir l'état hydrique du sol quasiment constant au cours de l'essai. Finalement, les capteurs de déplacement sont mis en place et l'enregistrement est lancé.

La seconde phase est la phase de chargement de l'interface. Elle débute par le chargement vertical qui est maintenu durant une période nécessaire à la consolidation. Éventuellement, pour un sol surconsolidé, la charge de surconsolidation est d'abord appliquée jusqu'à la stabilisation, puis l'interface modèle est déchargée jusqu'à la charge

définitive. La charge horizontale est ensuite mise en place progressivement, afin d'observer le comportement de l'interface lors du chargement et prévenir les ruptures de l'interface. Une fois la charge horizontale atteinte, l'état de chargement final est maintenu jusqu'à la stabilisation totale des déplacements.

La dernière phase de l'essai correspond à la sollicitation thermique de l'interface. Elle est réalisée par des cycles successifs de chauffage et de refroidissement. Une phase de chauffage dure 3 h et une phase de refroidissement 4 h 30. La puissance du module à effet Peltier est limitée par l'alimentation électrique utilisée qui ne permet pas de délivrer plus de 5 A. Les températures atteintes dans l'eau du circulateur sont au plus froid de 2°C et au plus chaud de 62°C. Pour les PT100 présentes dans le sol, les températures extrêmes mesurées sont de 14°C et 37°C. Ces températures ne varient quasiment pas selon le type de sol et les cycles de sollicitation thermique sont donc tous identiques. Deux cycles de sollicitation sont présentés sur la Figure 3. À basse température, le cycle de chauffage et interrompu volontairement pour éviter la congélation du fluide sous 0°C.

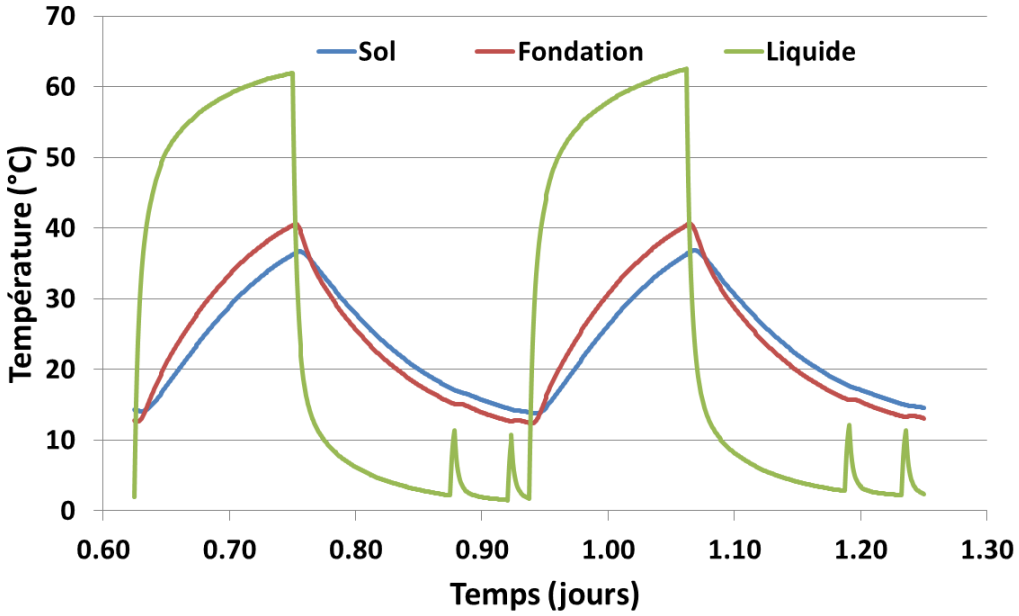


Figure 3 : Cycles de température dans le fluide, la fondation et le sol

Les premiers essais ont été réalisés sur un sable de Fontainebleau et sur une argile verte du bassin parisien. Quatre essais en particulier sont présentés par la suite : deux essais sur du sable, un sable lâche et un sable dense, et deux essais sur de l'argile, une argile surconsolidée et une argile normalement consolidée (notés 1 à 4 dans la suite, conformément à l'ordre du Tableau 1). La charge verticale est fixée pour tous les essais et la charge horizontale dépend du type de sol. Les contraintes moyennes équivalentes sont reportées dans le tableau 1, avec pour chaque essai les paramètres de mise en place du sol et les paramètres à l'issue de l'essai. Les essais sont réalisés en condition humide le plus proche possible de la saturation.

Tableau 1 : Paramètres des essais

Essai	Contrainte verticale	Contrainte horizontale	Densité initiale (kg/m^3)	Teneur en eau initiale (%)	Teneur en eau finale (%)
1 : Sable lâche	50 kPa	19 kPa	1480	25 %	22 %
2 : Sable dense	50 kPa	19 kPa	1950	26 %	23 %
3 : Argile NC	50 kPa	13 kPa	1480	60 %	45 %
4 : Argile OC	50 kPa *75 kPa	13 kPa	1520	70 %	46 %

* préconsolidation

4. Résultats des essais préliminaires

Les mesures de déplacement horizontal du premier essai sont présentées sur la Figure 4. Ce graphique présente simultanément les déplacements horizontaux mesurés à l'avant et à l'arrière de la demi-boite mobile, ainsi que la température moyenne mesurée dans le sol. Ces premiers résultats montrent que le comportement général de la boite est la composition d'un mouvement général de cisaillement de l'interface et de cycles de dilatation-contraction du dispositif. Afin d'étudier les résultats, le déplacement moyen de l'interface est calculé comme la moyenne des déplacements mesurés à l'avant et à l'arrière. C'est cette mesure qui sera présentée sur tous les autres graphiques.

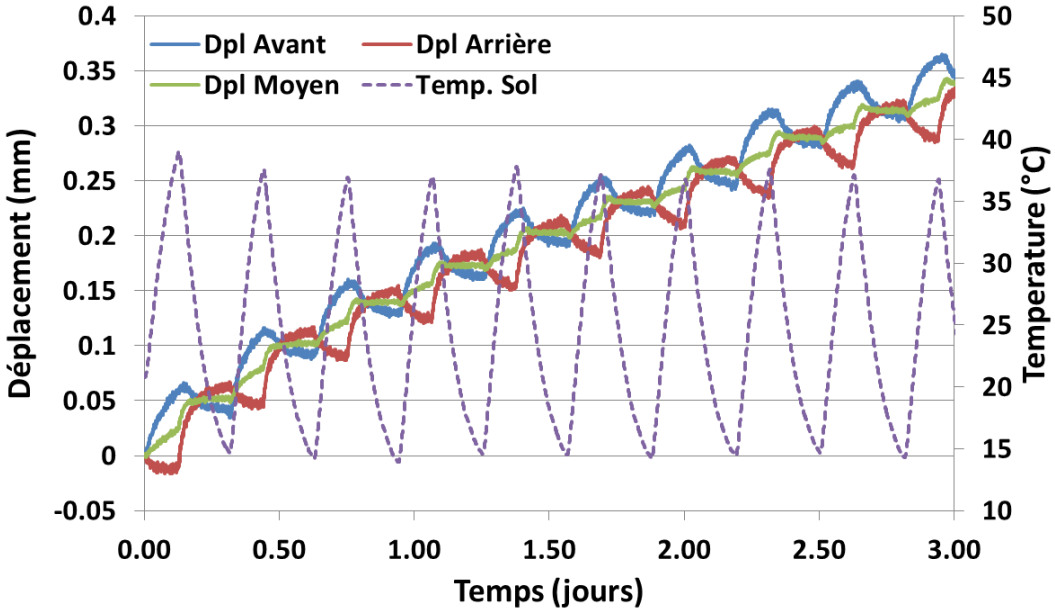


Figure 4 : Déplacement horizontal

On observe sur ce graphique un phénomène de dilatation-contraction de la demi-boite inférieure[1] liée à la variation de température. À une température d'environ 20°C correspondant à la température initiale au début de l'essai, la dilatation mesurée est nulle et correspond au croisement des courbes de déplacement. Cette succession de phases de dilatation-contraction se traduit par un mouvement global de cisaillement. On observe sur tous les essais que ce mouvement global se décompose selon la phase de chauffage et de refroidissement. Sur l'essai 1 (sable lâche), on observe un mouvement dans le sens du cisaillement mécanique qui se développe durant les phases chaudes (température au-dessus de 20°C), tandis que les phases froides (en dessous de 20°C) ne génèrent quasiment pas de mouvement. On retrouve ce phénomène sur les deux essais sur l'argile verte. Cependant, pour le sable dense le comportement, identique lors des premiers cycles, change et un mouvement inverse apparait lors de phase froide. On peut interpréter ces mouvements comme des retours élastiques permis par la rigidité plus importante de l'interface avec le sable dense. L'analyse de ces courbes indique qu'au moins une partie des mouvements de cisaillement sont induits par un effet de dilatation différentielle entre les deux demi-boites.

[1] La dilatation de la demi-boîte supérieure existe mais n'est pas mesurée.

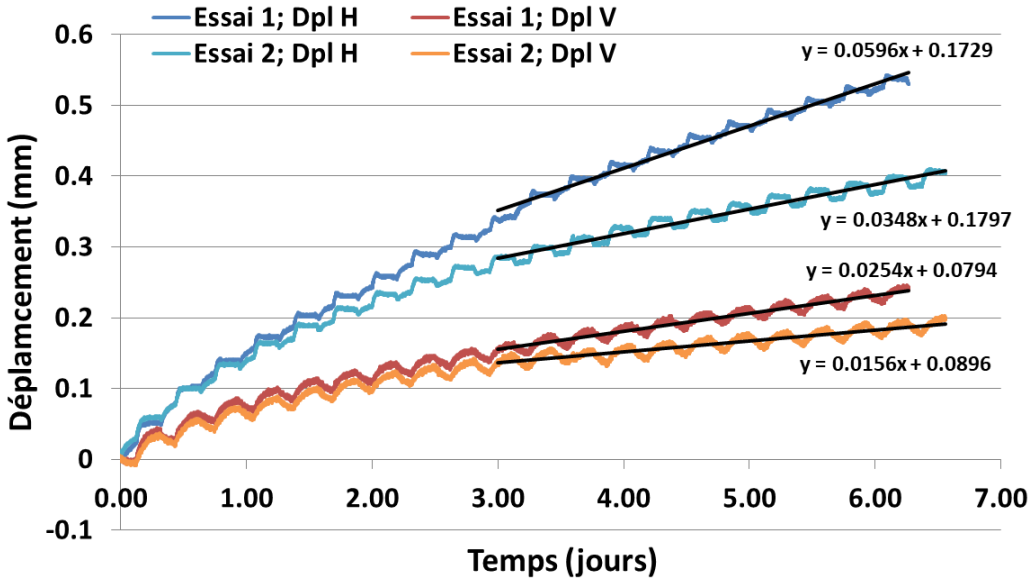


Figure 5 : Résultats des essais sur sable lâche (essai 1) et sable dense (essai 2)

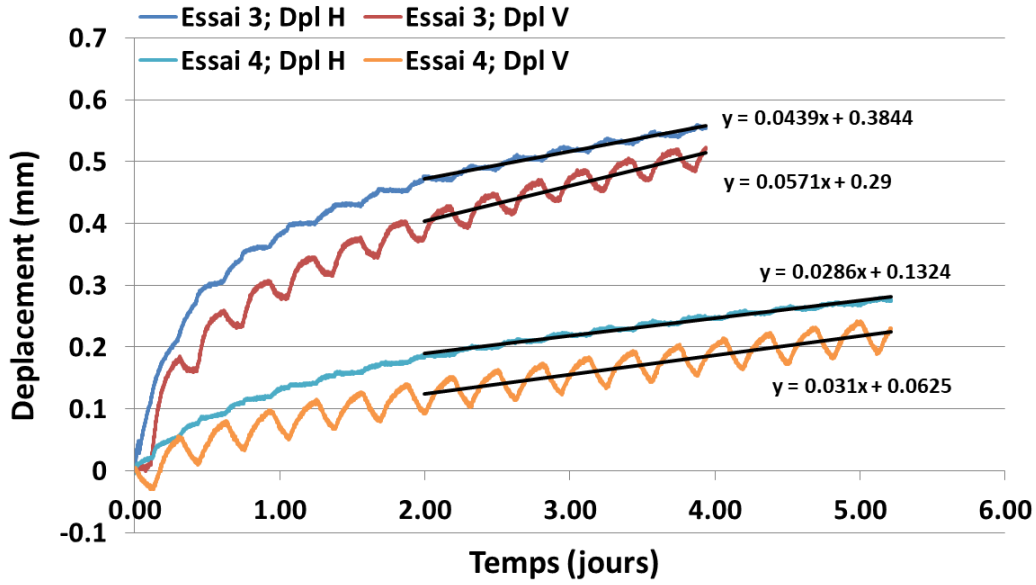


Figure 6 : Résultats des essais sur argile normalement consolidée (essai 3) et argile surconsolidée (essai 4)

Les Figures 5 et 6 présentent respectivement les résultats issus des essais sur le sable et sur l'argile verte. Pour chaque essai, le graphique présente le déplacement horizontal moyen de la demi-boite inférieure et le déplacement vertical mesuré. Quel que soit le sol étudié, le comportement observé par le déplacement vertical correspond à une contraction du sol. Pour chacun des essais, on constate que le comportement mesuré peut être décomposé en deux phases. Une première phase transitoire d'évolution progressive du comportement, puis une seconde phase où le comportement se stabilise vers une évolution quasi linéaire des déplacements. Aussi la projection linéaire des courbes de déplacement sur leurs parties stabilisées est tracée sur les graphiques. Les rythmes de déplacement ainsi mesurés sont reportés dans le tableau 2.

Tableau 2 : Paramètres des essais

Sol	Déplacement horizontal		Déplacement vertical		Ratio V/H
Sable lâche	0.0596 mm/j	0.0186 mm/cycle	0.0254 mm/j	0.0794 mm/cycle	0.426
Sable dense	0.0348 mm/j	0.0109 mm/cycle	0.0156 mm/j	0.049 mm/cycle	0.448
Argile NC	0.0439 mm/j	0.137 mm/cycle	0.0571 mm/j	0.0178 mm/cycle	1.300
Argile OC	0.0286 mm/j	0.0089 mm/cycle	0.0310 mm/j	0.0097 mm/cycle	1.084

La comparaison des essais sur le sable lâche et sable dense montre des comportements quasi identiques sur les premiers cycles. L'amplitude des déplacements augmente ensuite plus rapidement dans le cas du sable lâche. Dans la partie stabilisée de la courbe, le rythme des déplacements horizontaux est 70% plus lent pour le sable dense que pour le sable lâche. Cependant, le ratio entre déplacement vertical et horizontal montre qu'un comportement quasiment identique se manifeste. Le comportement des deux interfaces diffère simplement par l'amplitude des déplacements qui peut être liée à une plus grande rigidité de l'interface dans le cas du sable dense.

Dans le cas des essais sur l'argile verte, on observe des comportements très différents des essais sur les sables. En particulier, la différence entre les phases de comportement transitoire et de comportement stabilisé est plus marquée. De même, à la différence des essais avec le sable, pour chaque essai les amplitudes de déplacement horizontal et vertical sont très proches. La comparaison des essais 3 et 4, avec l'argile normalement consolidée et surconsolidée, montre à nouveau logiquement que les déplacements subis dans le cas de l'essai 3 sont plus importants et plus rapides dans la partie du comportement stabilisée et que pour l'essai 4 (entre 53% et 84% selon la mesure comparée). Bien que les courbes semblent montrer deux comportements similaires, mais d'amplitudes différentes, les ratios de déplacements verticaux et horizontaux sont différents entre les deux essais. De même, les courbes de déplacements verticaux montrent des comportements différents. Lors de chaque cycle de température, la courbe issue de l'essai avec l'argile normalement consolidée montre une courbure nette similaire à de la consolidation, au contraire de la courbe pour l'essai avec l'argile surconsolidée, qui montre à chaque cycle un comportement plus linéaire.

Cette différence de comportement en particulier pourrait être expliquée par une diminution de la résistance du sol avec l'augmentation de la température. Ce qui s'appliquerait également sur la résistance au cisaillement de l'interface. Ce phénomène a été identifié par les travaux de Laloui et Cekerevac (2003). Il correspond à une diminution de la pression de préconsolidation σ_c comme paramètre du modèle de Cam-Clay. Selon un formalisme élastoplastique, l'augmentation de la température revient à mobiliser le critère par un mouvement de la surface de charge et non par une variation de contrainte. Dans le cas de l'argile surconsolidée, la surconsolidation permet de ne pas subir cet effet.

5. Conclusions

En conclusion, ce travail propose l'utilisation d'une boite de cisaillement direct spécifiquement équipée pour étudier le comportement des interfaces entre sol et fondations géothermiques, soumis à un cisaillement constant et subissant des cycles de température. Quatre essais préliminaires ont été réalisés sur des interfaces entre fondation et sable lâche, sable dense, argile normalement consolidée et argile surconsolidée. Chacun de ces essais a montré l'apparition de mouvement de cisaillement de l'interface qui se développe à un rythme continu une fois le comportement stabilisé.

Les essais ont montré des comportements de l'interface très dépendant du type de sols. Dans le cas d'une interface béton-sable, le comportement du sable est similaire que le sable soit lâche ou dense, et dépend seulement de la rigidité de l'interface. Dans le cas d'une interface béton-argile, le comportement dépend largement de l'état de consolidation

du sol. On constate dans ce cas que l'augmentation de la température diminue la résistance au cisaillement de l'interface. On observe expérimentalement que l'interface entre le béton et l'argile surconsolidée est moins impactée par les cycles de température.

Cependant, les effets des cycles de température sur l'interface ne sont pas totalement identifiés. Notamment, il reste difficile de découpler les effets liés à une variation de résistance de l'interface et ceux liés aux mouvements de dilatation-contraction différentielle entre les deux demi-boites. Le mouvement continu observé sur ces essais pourrait ne pas être représentatif du comportement réel d'un ouvrage. L'instrumentation de la boite de cisaillement sera complétée et de nouveaux essais seront conduits pour poursuivre ce travail, afin d'étudier le comportement des interfaces sol-structure dans des conditions de chargement plus variées et pour différentes conditions de sols.

6. Références bibliographiques

Elzeiny, R., & Suleiman, M. T. (2021). Pull-Out Response of a Laboratory-Scale Energy Pile Subjected to Cooling Cycles. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, *147*(7), 04021044.

Faizal, M., Bouazza, A., Haberfield, C., & McCartney, J. S. (2018). Axial and radial thermal responses of a field-scale energy pile under monotonic and cyclic temperature changes. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, *144*(10), 04018072

Kalantidou, A., Tang, A. M., Pereira, J. M., & Hassen, G. (2012). Preliminary study on the mechanical behaviour of heat exchanger pile in physical model. *Géotechnique*, *62*(11), 1047-1051.

Laloui, L., & Cekerevac, C. (2003). Thermo-plasticity of clays: an isotropic yield mechanism. *Computers and Geotechnics*, *30*(8), 649-660.

Maghsoodi, S. (2020). *Thermo-mechanical behavior of soil-structure interface under monotonic and cyclic loads in the context of energy geostructures* (Doctoral dissertation, Université de Lorraine).

Ng, C. W. W., Shi, C., Gunawan, A., Laloui, L., & Liu, H. L. (2015). Centrifuge modelling of heating effects on energy pile performance in saturated sand. *Canadian Geotechnical Journal*, *52*(8), 1045-1057.

Nguyen, V. T., Tang, A. M., & Pereira, J. M. (2017). Long-term thermo-mechanical behavior of energy pile in dry sand. *Acta Geotechnica*, *12*(4), 729-737.

Shakir, R. R., & Zhu, J. (2009). Behavior of compacted clay-concrete interface. *Frontiers of Architecture and Civil Engineering in China*, *3*(1), 85-92.

Szymkiewicz, F., Burlon, S., Guirado, F., Minatchy, C., & Vinceslas, G. (2015). Experimental study of heating-cooling cycles on the bearing capacity of CFA piles in sandy soils, XVI ECSMGE, Edinburgh.

Vasilescu, R., Yin, K., Fauchille, A. L., Kotronis, P., Dano, C., Manirakiza, R., & Gotteland, P. (2019). Influence of thermal cycles on the deformation of soil-pile interface in energy piles. In E3S Web of Conferences (Vol. 92, p. 13004). EDP Sciences.

Xiao, S., Suleiman, M. T., & Al-Khawaja, M. (2019). Investigation of effects of temperature cycles on soil-concrete interface behavior using direct shear tests. *Soils and Foundations*, *59*(5), 1213-1227.

Yavari, N., Tang, A. M., Pereira, J. M., & Hassen, G. (2016). Effect of temperature on the shear strength of soils and the soil–structure interface. *Canadian Geotechnical Journal*, *53*(7), 1186-1194.

Yavari, N., Tang, A. M., Pereira, J. M., & Hassen, G. (2016). Mechanical behaviour of a small-scale energy pile in saturated clay. *Géotechnique*, *66*(11), 878-887.

Yin, K., Vasilescu, R., Fauchille, A. L., & Kotronis, P. (2020). Thermal effects on the mechanical behavior of Paris green clay–concrete interface. In *E3S Web of Conferences* (Vol. 205, p. 13006). EDP Sciences.

MODÉLISATION PHYSIQUE ET NUMERIQUE DES FONDATIONS GRAVITAIRES DES ÉOLIENNES

PHYSICAL AND NUMERICAL MODELLING OF WIND TURBINE GRAVITY FOUNDATIONS

Janet MODU[1], Jean-François GEORGIN[1], Laurent BRIANÇON[1], Eric ANTOINET[2]
[1] *GEOMAS, INSA Lyon, Villeurbanne, FRANCE*
[2] *ANTEA Group, Orleans, France*

RÉSUMÉ – Un modèle physique 1/10 a été mis en œuvre pour simuler les mécanismes de transfert de charge qui se produisent dans les fondations gravitaires des éoliennes. L'objectif de cet article est donc de rapporter les processus de laboratoire et les simulations numériques entrepris pour effectuer la mise en œuvre du modèle physique et également de souligner les défis rencontrés pour atteindre la similarité.

ABSTRACT – A 1/10 physical model was implemented to simulate the load transfer mechanisms that occur within wind turbine gravity foundations. The objective of this paper is therefore to report laboratory processes and numerical simulations undertaken to effectuate the implementation of the physical model and also to highlight challenges encountered in attaining similarity.

1. Introduction

En Europe, le marché de l'énergie éolienne va fortement évoluer entre 2020 et 2030 puisque 50 % du parc existant va être renouvelé. Ce renouvellement, appelé « repowering » est la conséquence du remplacement des turbines après 20 ans de service par des machines plus puissantes. La pratique actuelle est la déconstruction des fondations existante et la reconstruction de nouvelles fondations accueillant la nouvelle éolienne à proximité de l'ancienne sur une zone vierge. Le projet FUI25 FEDRE (Fondations d'Eoliennes Durables et REpowering) est conduit par un consortium d'entreprise et laboratoire de recherche et vise à proposer une conception évolutive par la réutilisation des fondations existantes. Cela permettrait de réduire les émissions totales de dioxyde de carbone en considérant qu'une tonne de ciment nécessaire à la construction du béton armé produit environ 900 kg de dioxyde de carbone.

Les moyens mis en œuvre dans le projet FEDRE sont : 1) l'instrumentation de fondations d'éoliennes réelles, 2) la réalisation de modèles physiques pour maitriser les sollicitations appliquées et tester les solutions de repowering et 3) les simulations numériques pour passer du modèle réduit à l'échelle réelle. La méthodologie adoptée permet de comparer les niveaux de déformation entre les trois outils (Figure 1) et le dialogue entre modèles numériques et physiques permet d'analyser le transfert de charge. Cette méthodologie a été adoptée avec succès par Bhattacharya et al. (2021) et Haelewyn et al. (2017).

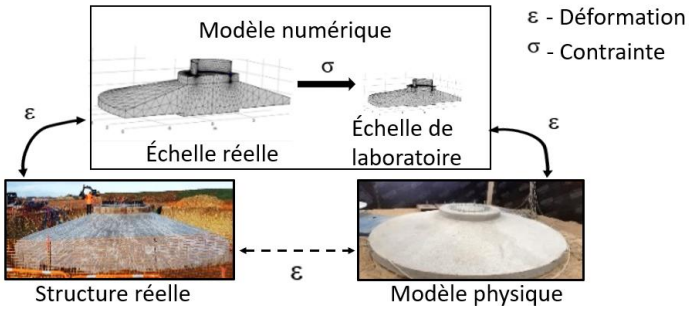


Figure 1. Méthodologie adoptée dans le projet FEDRE pour étudier les solutions de repowering.

Le document se concentre donc principalement sur le compte-rendu des processus entrepris pour mettre en œuvre le modèle physique justifié par des approches numériques et théoriques et guidé par des pratiques d'ingénierie. Cela permettra de créer une plateforme à laquelle les modèles physiques ultérieurs pourront se référer afin d'être finalement utilisés comme outils pour déterminer la solution de repowering. Quelques résultats de la phase de précontrainte du modèle physique sont également présentés dans ce document.

2. Etat de l'art

Les lois de la modélisation physique remontent à l'année 1878, lorsque le théorème de Buckingham a été introduit pour la première fois. Le théorème a permis l'utilisation de paramètres adimensionnels dans la détermination des relations de similitude entre les différentes échelles de structures. Ces règles ont été établies à partir des équations générales de la mécanique, de la conservation de l'équation de masse et des lois de comportement des matériaux. Aujourd'hui, de nombreux chercheurs adoptent cette méthode (Kim et al. 2009, Aklik et al. 2010). Bien que cette théorie décrive parfaitement le passage à une échelle réduite, la réalité de la mise en œuvre de ces lois dans la production de modèles à l'échelle s'avère difficile. Le défi se trouve principalement dans le matériau du modèle utilisé. Pour surmonter ce défi, des auteurs comme Garnier (2001) et Kim et al. (2009) suggèrent d'utiliser trois facteurs d'échelle pour la modélisation à 1 g : les facteurs géométriques, de contrainte et de gradient de contrainte. Dans la modélisation des centrifugeuses, des accélérations gravitationnelles plus élevées peuvent être obtenues, ce qui permet d'obtenir des contraintes équivalentes entre le modèle et le prototype. Les difficultés liées au choix des matériaux sont largement discutées dans Al Heib et al. (2013) et celles liées aux problèmes de nombreuses interactions comme un système d'éolienne sont discutées dans Bhattacharya et al. (2021).

En particulier dans les structures en béton armé, l'interaction armature-béton devrait être prise en compte dans le processus de réduction d'échelle. Dans les études de Knappet et al. (2011) et Laefer et al. (2016), les armatures ont été réduites à la fois géométriquement et au niveau de leurs propriétés mécaniques, et des techniques de simulation de l'interaction armature-béton ont été exploitées. Cependant, s'il est décidé d'utiliser les mêmes propriétés du béton que celles du prototype, les mêmes propriétés des armatures doivent également être utilisées. Pour simuler le sol dans un problème d'interaction sol-structure, les sols sableux sont généralement utilisés car ils maintiennent la similitude de l'angle de frottement (Garnier, 2001), cependant, le choix de la taille des particules doit être pris en compte pour éviter l'effet granulométrique. En général, le choix du modèle de matériau est confirmé par les mesures obtenues à partir du système de monitoring adopté. Il s'agit d'une partie cruciale de la modélisation physique, qui évolue donc continuellement, de l'analyse basée sur les observations aux systèmes de surveillance récents et sophistiqués comme les fibres optiques (Zhang et al., 2017).

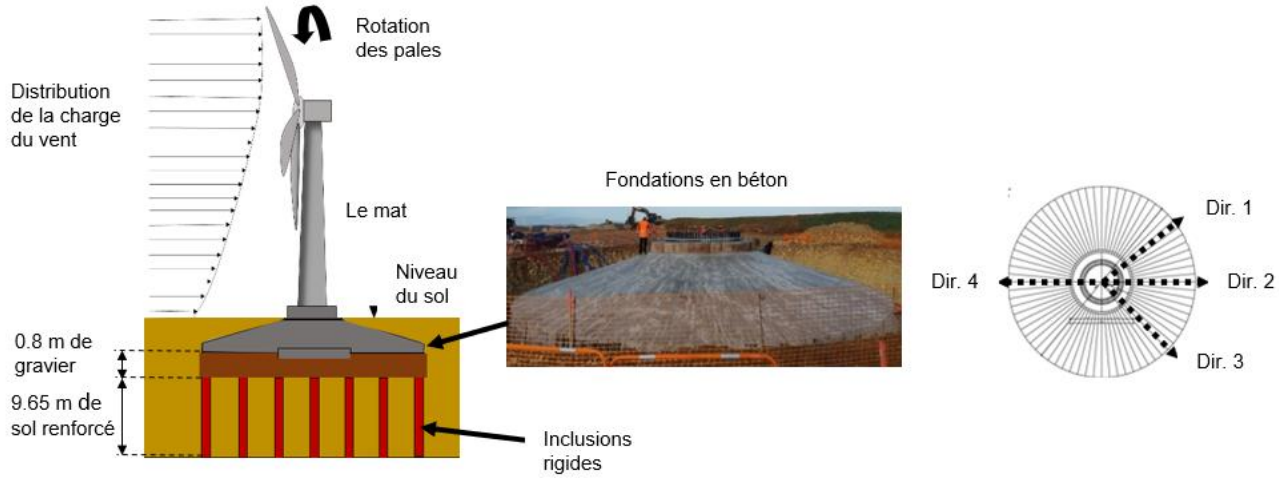
Malgré ces difficultés, les modèles physiques demeurent des outils pertinents pour comprendre le comportement d'une structure complexe à l'échelle dans laquelle elle est modélisée et, par conséquent, les modèles numériques peuvent être améliorés en fonction de l'adaptation de lois constitutives plus appropriées. Aussi, malgré la suffisance du modèle physique 1-g dans l'analyse des mécanismes de transfert de charge, l'extrapolation directe des résultats obtenus pour une utilisation sur des structures réelles n'est pas recommandée. Cependant, grâce à la modélisation de modèles, il est possible de faire de changement d'échelle (Bhattacharya et al., 2021).

3. Fondations d'éolienne étudiées

Pour améliorer des connaissances sur le comportement réel des semelles d'éoliennes, deux fondations ont été instrumentées : 1) celle de l'éolienne E6 du Parc d'Ecoust Saint

Mein (62) et 2) celle de l'éolienne E11 du parc des Pierrots (36). La maquette de la fondation construite au laboratoire GEOMAS est basée sur la conception de la fondation E6. Cette fondation mesure 19 m de diamètre et 2,7 m de haut, avec un volume d'environ 390 m^3. Sous cette fondation, le sol trop compressible pour supporter la charge appliquée est renforcé par inclusions rigides, une plateforme granulaire de 80 cm d'épaisseur est intercalée entre les inclusions et la fondation. La charge est transmise à la fondation en béton par une cage d'ancrage précontrainte entre deux brides et constituée de 160 boulons (80 paires). Un schéma de principe présente cette fondation à la Figure 2.

La vitesse et la direction du vent imposées à la fondation sont représentés par un diagramme de type rose des vents (Figure 2 b). Cela facilite la conception de la fondation et c'est à travers ce diagramme que le positionnement des capteurs a été défini dans quatre directions principales (Figure 2 c).



(a) (b)

Figure 2. Chargement de la fondation d'éolienne a) vue en coupe b) Localisation des capteurs.

4. Lois de similitude

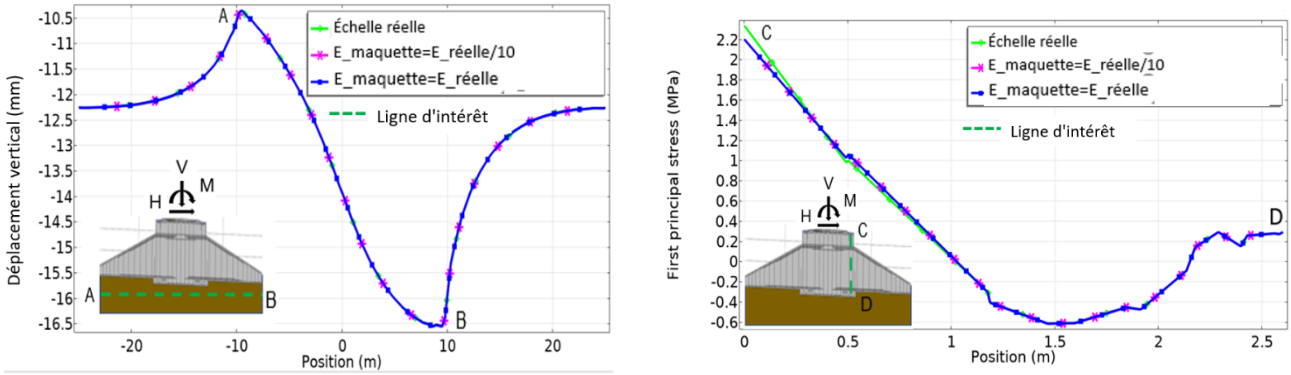
Les lois de similitude utilisées dans cette étude sont basées sur celles applicables dans la limite élastique. Pour cette étude, le comportement élastique est supposé dû aux petites déformations subies. Le tableau 1 présente les facteurs d'échelle utilisés et trois cas considérés pour l'analyse numérique. Le premier cas concerne les valeurs d'entrée relatives aux conditions de l'éolienne réelle, le second cas, l'équivalent à échelle réduite utilisant les facteurs d'échelle présentés dans la colonne 2, le troisième cas est le cas représentant le modèle physique mis en œuvre.

En considérant un facteur d'échelle de $1/10^e$, le module de Young du modèle ('E') physique doit être divisé par 10. Cependant, la maquette étant construite avec un béton de même gamme que celui de la fondation réelle, son module de Young est maintenu à 20 000 MPa. Pour quantifier l'influence de cette non mise à l'échelle de ce paramètre, une modélisation numérique a été faire à l'aide du logiciel COMSOL Multiphysics.

La figure 3 prouve la représentativité des facteurs d'échelle en fonction du matériau du modèle utilisé. Il est intéressant de noter que dans le cas où le module d'Young est mis à l'échelle par λ (facteur d'échelle géométrique), les déplacements respectifs 'u' seront λ fois moins importants. Cependant, l'utilisation du même matériau (λ_E=1) factorisera les déplacements respectifs par λ2. Dans les deux cas, le facteur d'échelle pour les valeurs de contrainte reste à λ.

Tableau 2. Facteur d'échelle

	Facteur d'échelle, λ	Cas 1 (Echelle réelle)	Cas 2 (Modèle physique parfait)	Cas 3 (Modèle physique réalisé)
Contrainte σ (MPa)	(1/10)	σ	σ /10	–
Module de Young (MPa)	(1/10)	20 000	2 000	20 000
Poids volumique (kN/m^3)	(1)	24	24	24
Longueur (m)	(1/10)	20	2	2
Charge verticale, V (kN)	(1/1000)	4 095	4,095	1,63
Charge horizontale, H (kN)	(1/1000)	513	0,513	2
Moment, M (kN.m)	(1/10000)	46 420	4,6	6



N.B. Les valeurs de contrainte pour λ_E= 1/10 sont multipliées par le facteur 10 et pour les déplacements, multiplié par le facteur 100 à des fins de comparaison.

Figure 3. Vérification numérique des lois de similitude a) au niveau du sol b) dans la fondation.

5. Mise en œuvre du modèle physique

La mise en œuvre de la modélisation physique (Figure 4) s'est basée sur les lois de similitude et les pratiques d'ingénierie. L'aspect ingénierie vise à maintenir les règles générales de conception des fondations d'éoliennes guidées par les différents partenaires du projet FEDRE dans le domaine du génie civil.

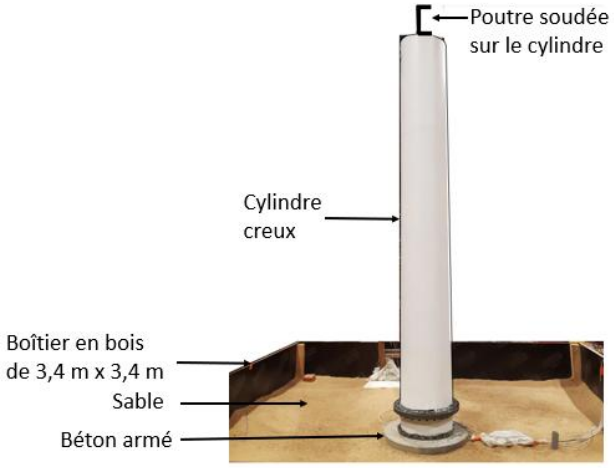


Figure 4. Modèle physique à l'échelle 1/10e.

5.1. Renforcement et cage d'ancrage

Si l'on considère des barres d'armature de 20 mm de diamètre dans la fondation réelle, les barres réduites devraient théoriquement être de 2 mm (facteur d'échelle de 1/10). En pratique, une barre de 2 mm serait dépourvue des propriétés de surface essentielles pour la liaison acier-béton et donc, pour ce premier modèle physique mis en œuvre, la barre

d'armature filetée minimale facilement disponible a été utilisée ; dans ce cas, une barre de 6 mm d'une limite d'élasticité de 500 MPa (Figure 5). Comme il a été décidé de conserver les propriétés de résistance du béton comme dans la structure réelle, il a été jugé nécessaire de conserver les propriétés de résistance des armatures. Comme il s'agit d'un travail de recherche en cours, les résultats finaux de l'essai sur le modèle détermineraient la nécessité d'une étude plus fine sur les propriétés géométriques et physiques des armatures à utiliser pour une telle étude. La conception du renforcement utilisant des barres de 6 mm était basée sur le maintien de la surface totale de la section transversale comme si des barres de 2 mm de diamètre étaient utilisées. Cela peut être acceptable pour une étude dans l'état limite de service où les modèles de fissures ne font pas partie de l'objectif de recherche. La cage d'ancrage du modèle physique comprend un total de 48 boulons d'ancrage de 8 mm de diamètre. Avec ce diamètre de barre, le nombre total a été choisi en fonction de la contrainte équivalente ressentie sous la plaque de répartition des charges.

Figure 5. Disposition des armatures et des cages d'ancrage a) modèle physique b) fondation réelle

5.2. Béton normal, béton de propreté et mortier à haute résistance

La fondation gravitaire réelle est constituée de trois sections de béton de résistances différentes, comme le montre la figure 6a. Le mélange de béton du modèle physique a été conçu pour atteindre ces résistances en réalisant des essais de résistance à la compression sur plus de 60 éprouvettes. Là où ce fut possible, la norme EN 206-1 a été utilisée.

Compte tenu de l'espacement des armatures, les granulats utilisés avaient une taille maximale de 11 mm et pour obtenir un béton maniable adapté au modèle physique, un superplastifiant a dû être utilisé pour les résistances supérieures de 40 MPa et 50 MPa. La consistance du béton a été mesurée en effectuant des tests d'affaissement (Cône d'Abrams).

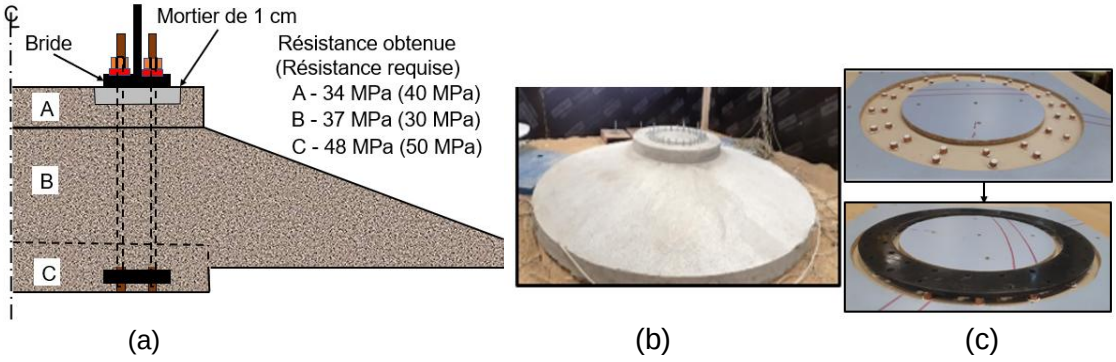


Figure 6. Mise en œuvre du modèle physique a) Schéma montrant la section du mortier et les résistances du béton b) Modèle physique 28 jours après la coulée du béton c) Modèle simple fabriqué pour tester les différentes techniques de coulée du mortier.

Le mortier à haute résistance a été produit et géré par l'un des partenaires du projet. Le mélange a été conçu sur la base des dimensions de la réservation pour le mortier (Figure 6a). L'épaisseur du mortier dans la fondation réelle est de 7 cm, ce qui nécessiterait une épaisseur de 0,7 cm dans le modèle physique. Cependant, le minimum possible compte tenu de la taille des agrégats utilisés était de 1 cm pour éviter l'effet d'échelle. Différentes techniques ont été essayées pour obtenir une bonne fluidité du mortier pris en sandwich entre la plaque de répartition des charges et le béton. Le montage illustré à la figure 6c a été fabriqué pour tester ces techniques.

5.3. Sol support

Le sol support est un sable 0-4 mm mis en place en trois couches, de 10 cm chacune, compactées. Le sol a été caractérisé par des essais en laboratoire : granulométrie, essais Proctor, essais triaxiaux. Le sol a été mis en place à une teneur en eau de 5% et une masse volumique sèche de 1,89 Mg/m^3. Des essais in situ ont été réalisés sur le sol support pour déterminer sa portance.

6. Instrumentation

La figure 7 présente le positionnement des capteurs dans le béton et le sol dans les directions 4 à 2. Il est à noter que le positionnement des capteurs est le même dans les quatre directions comme indiqué dans la figure 2c. Seule la fibre optique de température a été placée dans seulement 2 directions (directions 2 et 4).

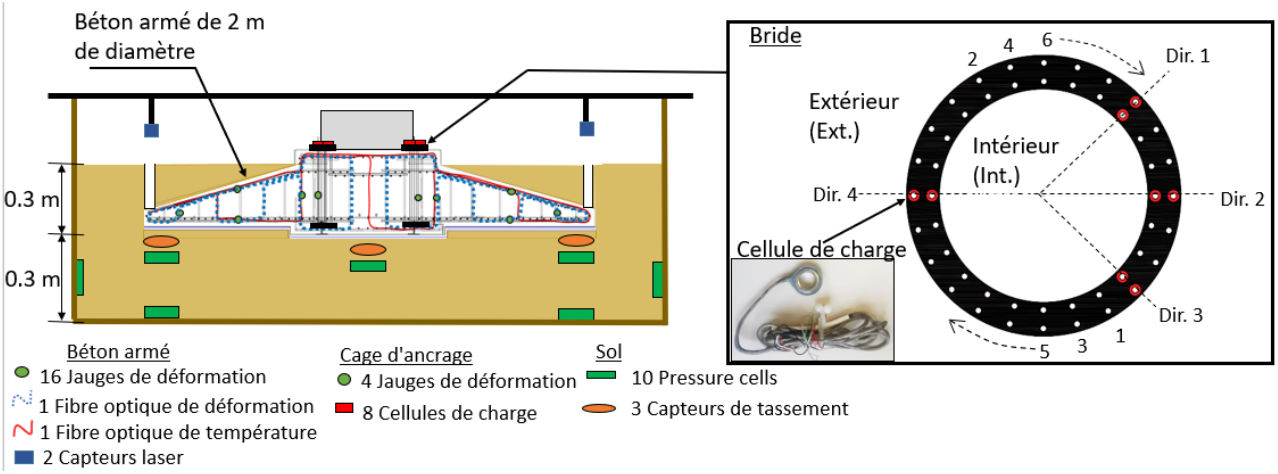


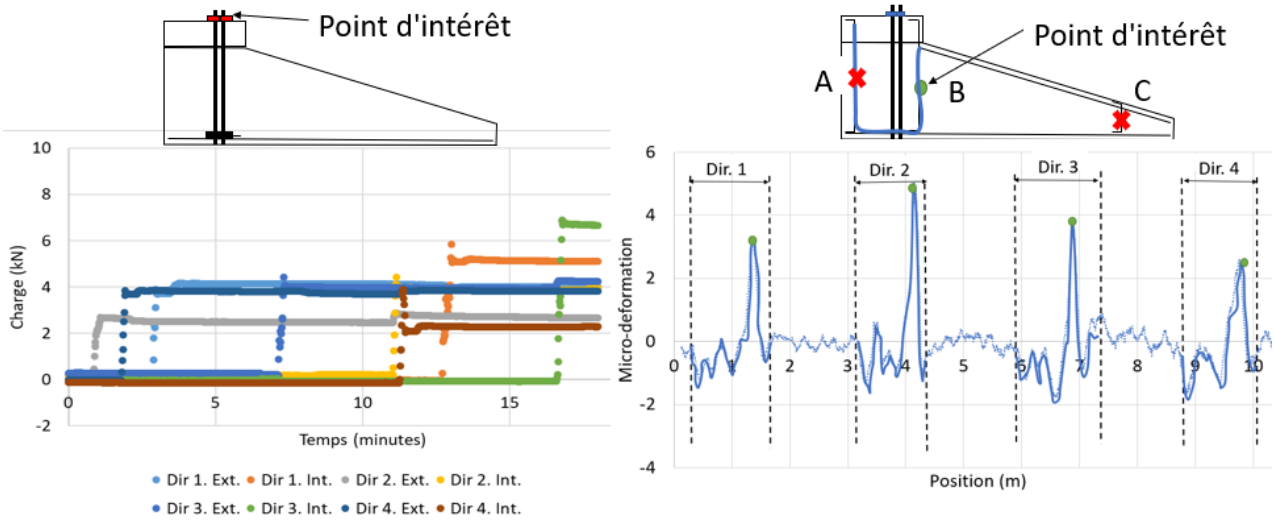
Figure 7. Positionnement du capteur sur le modèle physique

7. Application de la pré-contrainte

Une étude sur l'effet de la précontrainte sur le béton armé a impliqué des cycles de chargement et de déchargement sur les 48 boulons. La charge appliquée sur le modèle physique était basée sur une équation fournie par les ingénieurs structurels du projet qui dépendait de la charge verticale et du moment appliqués. Cela a donné une charge de 2 kN à appliquer sur chaque boulon, équivalente à environ 10 kN.m de couple. Alors que dans la fondation réelle, un vérin hydraulique a été utilisé pour appliquer une force de 580 kN sur chaque boulon, une clé dynamométrique a été utilisée pour précontraindre les boulons sur le modèle physique. La séquence de précontrainte est illustrée à la figure 7b où, à chaque fois, les boulons des extrémités opposées sont précontraints, comme l'indiquent lesnuméros 1, 2, 3, 4 et ainsi de suite. Cela permet d'assurer une application équilibrée de la charge sur la fondation en béton.

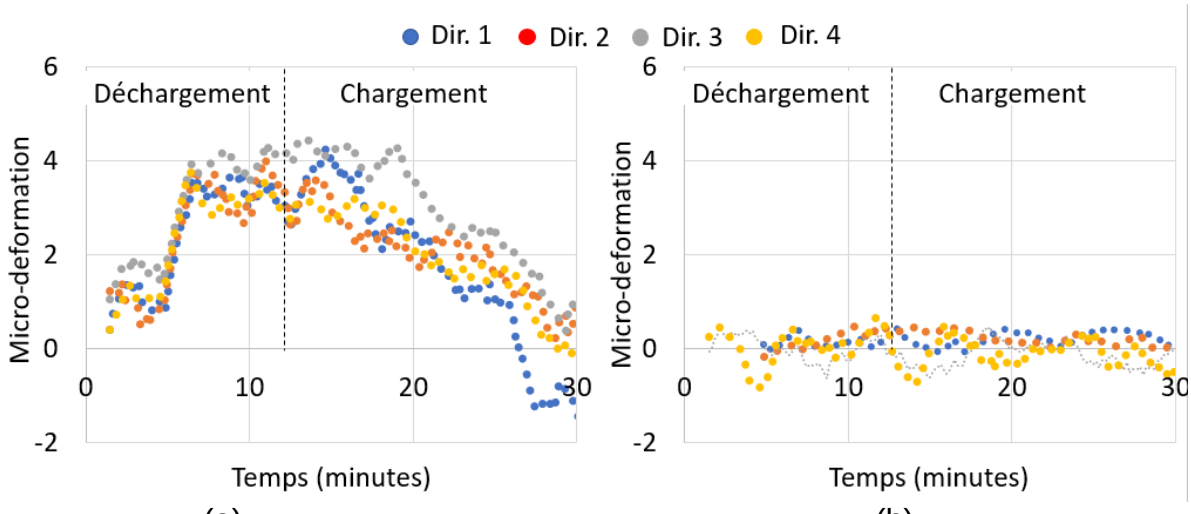
8. Résultats et discussion

La figure 8a présente les mesures de charge des 8 cellules de charge pendant la phase de chargement et les figures 9a et 9b présentent l'effet du cycle de chargement et de déchargement sur les points A et B, comme illustré à la figure 8b. En considérant la charge requise de 2 kN sur chaque boulon, la charge réellement appliquée sur les boulons varie entre 2,1 kN et 7 kN (figure 8a). Cet écart peut être le résultat de l'influence de la précharge sur les boulons voisins, ce qui pose des difficultés pour maintenir la précharge requise. En outre, l'accès aux boulons intérieurs était limité en raison de la présence de la partie inférieure du tube cylindrique. Il a donc fallu utiliser une extension de clé dynamométrique de 15 cm de long pour appliquer la précharge sur les boulons intérieurs. Cela peut avoir entraîné les valeurs plus élevées de 5 kN et 7 kN dans les directions 1 et 3 (boulons intérieurs).



(a) (b)

Figure 8. Précontrainte sur la fondation en béton a) Mesure des cellules de charge b) Valeurs de déformation fournies par le capteur à fibre optique.



(a) (b)

Figure 9. Evolution de la déformation du béton a) Au point A b) Au point C.

La figure 9 montre une augmentation (expansion) du niveau de déformation pendant la phase de déchargement et une diminution ultérieure (contraction) pendant le chargement. Ce point correspond au point A situé à proximité de la charge appliquée. Cependant, le point C, situé plus loin des ancrages, ne montre intuitivement aucune réponse à la charge

appliquée. Au moment t=12 minutes, lorsque la précharge sur tous les boulons a été entièrement supprimée, la valeur de la déformation à tous les points mesurés le long de la fibre optique est représentée sur la figure 8b. Il a été noté que tous les pics le long de la fibre optique correspondent au point B dans les quatre directions.

9. Conclusions

Le modèle physique décrit dans cet article offre la possibilité de réaliser un large éventail d'études paramétriques des fondations d'éoliennes gravitaires. Si le processus de mise en œuvre est bien compris, une telle étude est nettement moins chère et plus rapide que l'expérimentation à grande échelle et peut être utilisée pour vérifier les hypothèses choisies. Cela permet d'envisager plus d'options concernant la géométrie du modèle de sol et de fondation et de tester plus de schémas de conditions de chargement.

Après la précontrainte des boulons, l'étape suivante de la recherche consiste à appliquer une charge cyclique sur le modèle complet, comme indiqué sur la figure 2. Après avoir soumis la fondation à un nombre équivalent de charges cycliques et de vitesses, les mesures des capteurs fourniront des données sur la distribution de la charge et les déplacements depuis le sommet de la tour jusqu'au sol. Ces mesures seront ensuite comparées aux simulations numériques et aux mesures sur les fondations réelles pour une interprétation complète.

10. Références bibliographiques

Aklik P., Idinger W. and Wu W. (2010). Modelling face stability of a shallow tunnel in a geotechnical centrifuge. In: Proceedings of the 7th International conference on physical modelling in geotechnics. Zurich, Switzerland; 2010. p. 531-536.

Al Heib M., Emeriault F., Caudron M., Nghiem L., Hor B. (2013). Large-scale soil-structure physical model (1g): assessment of structure damages. International Journal of Physical Modelling in Geotechnics 2013;13(4):138-52.

Bhattacharya, S. et al. (2021) Physical Modelling of Offshore Wind Turbine Foundations for TRL (Technology Readiness Level) Studies. J. Mar. Sci. Eng., 9, 589.

Buckingham E. (1914). On physically systems: illustrations of the use of dimensional equations. Phys Rev. 4, p. 345-476.

Garnier J. (2001). Modèle physique en géotechnique - évolution des techniques expérimentales et des domaines d'application. Revue Française de géotechnique. 97, p 3-29

Haelewyn J., Semetea P., Mathieua J-P., Escoffiera F., Michel-Ponnellea S., Hamona F., Buchouda E. (2017) A numerical clone for VeRCoRs mock-up. 23ème Congrès Français de Mécanique. Lille, France.

Kim N.S., Lee J.H., Chang S.P. (2009). Equivalent multi-phase similitude law for pseudodynamic test on small scale reinforced concrete models, Eng. Struct. 31, p. 834-846.

Knappett J., Reid C., Kinmond S., O'Reilly K. (2011). Small-Scale Modeling of Reinforced Concrete Structural Elements for Use in a Geotechnical Centrifuge. J. Struct. Eng., 137(11), 1263-1271.

Laefer, D. F., Hong, L. T., Erkal, A., Long, J. H., & Cording, E. J. (2011). Manufacturing, assembly, and testing of scaled, historic masonry for one-gravity, pseudo-static, soil-structure experiments. Construction and Building Materials, 25(12), p. 4362-4373.

Zhang Q. Y, Duan K, Jiao Y. Y, Xiang W. (2017). Physical model test and numerical simulation for the stability analysis of deep gas storage cavern group located in bedded rock salt formation. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences 2017;94:43-54.

IMPACT DE L'INSTALLATION PAR BATTAGE DU MONOPIEU SUR LA REPONSE HORIZONTALE EN CENTRIFUGEUSE

IMPACT OF MONOPILE HAMMERING INSTALLATION ON THE HORIZONTAL RESPONSE IN CENTRIFUGE

Semaan MAATOUK[1], Matthieu BLANC[1], Luc THOREL[1]
[1] *Université Gustave Eiffel, GERS-CG, Nantes, France*

RÉSUMÉ – On examine l'influence de l'installation par battage de monopieux modèles en centrifugeuse sur la réponse horizontale à 100×*g*. Un dispositif expérimental a été développé pour installer en vol des monopieux, puis pour les charger latéralement sans arrêter la centrifugeuse. Les réponses horizontales sont étudiées pour deux méthodes d'installation: par battage à 100×*g* et par fonçage à 1×*g* dans du sable dense saturé.

ABSTRACT – We examine the influence of impact-driven installation on the horizontal response of small-scale monopiles in centrifuge at 100×*g*. A special device was developed to install monopiles in flight, and then apply lateral loading without stopping the centrifuge. The horizontal responses of the monopiles were investigated for two installation methods: impact driven at 100×*g*, and jacked at 1×*g* into saturated dense sand.

1. Introduction

Les monopieux utilisés comme fondations pour les éoliennes offshore sont souvent installés dans le fond marin par battage. Pour la conception de l'état limite de fatigue, la fréquence propre du système, régie par la rigidité de la fondation, est importante pour être estimée précisément (Arany et al., 2016). La rigidité de la fondation est considérablement influencée par les changements de l'état du sol, y compris la contrainte horizontale et l'indice des vides, due au processus d'installation (par exemple, Fan et al., 2021b ; Heins et Grabe, 2017 ; Maatouk et al., 2021 ; Murphy et al., 2018).

Dans la littérature, des essais en centrifugeuse ont servi à étudier la réponse du monopieu en utilisant différentes méthodes d'installation, y compris le fonçage et le battage (e.g., Dyson et Randolph, 2001 ; Kinkvort, 2012). Cependant, les essais nécessitaient l'arrêt de la centrifugeuse pour monter le dispositif de chargement latéral, ce qui a conduit à une perte de l'état du sol après l'installation. Récemment, Fan et al. (2021a) ont développé un dispositif miniature permettant de conserver l'état du sol post-installation dans la modélisation en centrifugeuse. Ils ont révélé que la réponse latérale globale du monopieu dans un sable sec était modifiée par le processus d'installation, ce qui a été confirmé numériquement par Bienen et al. (2021) et Fan et al. (2021c). Cependant, l'impact du mode d'installation sur la réponse horizontale du monopieu n'est toujours pas bien compris ni quantifié, en vue des applications industrielles.

Cette étude examine l'effet de l'installation du monopieu par battage sur la réponse horizontale ultérieure, dans un sable dense saturé. Un nouveau dispositif expérimental permet de réaliser, en centrifugeuse à 100×*g*, l'installation par battage d'un modèle de monopieu de 50 mm de diamètre jusqu'à 250 mm (5*D*) de profondeur en utilisant un marteau électromécanique, suivi d'un chargement latéral en tête du monopieu en utilisant un vérin électromécanique.

2. Essais en centrifugeuse

Les expérimentations ont été réalisées dans la centrifugeuse géotechnique (rayon = 5,5 m) de l'Université Gustave Eiffel (campus de Nantes). Les essais ont été effectués à 100 fois la gravité terrestre (N = 100) sur un modèle de monopieu.

2.1. Monopieu modèle et instrumentation

Les détails du modèle de monopieu et de l'instrumentation ont été fournis par Maatouk et al. (2021). Le monopieu modèle en aluminium a un diamètre extérieur (D) de 50 mm, une profondeur d'encastrement (L) et une excentricité (l_e) de 250 mm (5D), ainsi qu'une épaisseur de 2,5 mm.

Comme développé par Li et al. (2020), dix paires de fibres optiques à réseau de Bragg ont été implémentées dans l'épaisseur du monopieu dans le plan vertical incluant la direction de chargement pour mesurer les déformations axiales induites au cours du chargement, qui à leur tour donnent le moment de flexion du monopieu à dix niveaux différents (Figure 1). En outre, deux capteurs laser horizontaux ont été positionnés en face du monopieu (Figure 1) pour mesurer les déplacements horizontaux tout au long du chargement. Le monopieu a également été instrumenté par un capteur de déplacement potentiométrique (Figure 1) pour mesurer la hauteur interne de la colonne du sol pendant l'installation afin de vérifier si aucun bouchon ne s'est constitué dans le monopieu pendant la phase d'installation.

2.2. Campagne expérimentale

Deux chargements horizontaux monotoniques ont été réalisés à 100×g sur le modèle de monopieu installé selon deux méthodes différentes. Le premier essai, appelé "ID100g", a

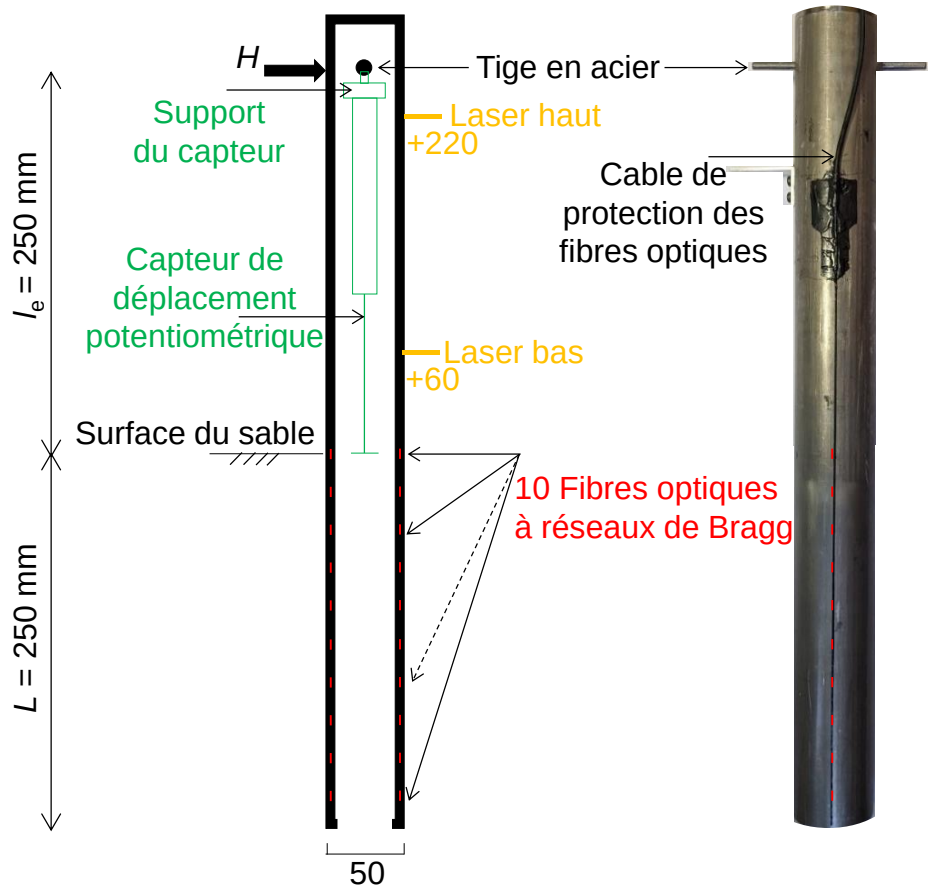


Figure 1. Monopieu modèle instrumenté

été installé par battage à 100×*g*, tandis que le second, appelé "J1g", a été effectué par fonçage à 1×*g* (e.g. Li et al., 2021) et a été utilisé uniquement à titre de comparaison pour quantifier l'impact de l'installation par battage sur la réponse du monopieu. Un résumé des essais effectués est présenté dans le Tableau 1.

La séquence des procédures de l'essai débute par la préparation de l'échantillon, puis l'installation du monopieu et enfin l'application du chargement.

2.3. Préparation de l'échantillon

L'échantillon a été préparé en utilisant la technique de pluviation dans l'air dans un conteneur rectangulaire. Une densité relative de 82% ± 1,4% a été obtenue avec le modèle de sable de Fontainebleau NE34 mal gradué utilisé (Maatouk et al., 2020).

Une rehausse de 120 mm de hauteur (Figure 2a) a été fixée au-dessus du conteneur une fois celui-ci complètement rempli. Ensuite, l'échantillon a été saturé avec de l'eau du robinet à 1×*g* à travers quatre canaux de drainage situés au fond du conteneur (Figure 2a).

2.4. Installation du monopieu par battage

L'installation par battage a été réalisée en vol à 100×*g* à l'aide d'un marteau électromécanique contrôlé par un vérin hydraulique creux pour suivre la descente du monopieu (Figure 2).

Le principe du marteau est basé sur un mouvement combiné de rotation et de remontée du mouton avant la chute libre. La rotation du mouton est réalisée en faisant tourner la fourchette qui est reliée à un moteur électrique par l'intermédiaire d'une barre de connexion située à l'intérieur de la tige du vérin hydraulique. Les formes de la fourchette et du support du mouton permettent le mouvement ascendant du mouton par rotation.

L'énergie modèle délivrée à 1×*g* était de 0,032 J par coup. Ceci a été réalisé en utilisant un modèle de mouton de 0,164 kg et une hauteur de chute de 20 mm (Figure 2b).

2.5. Chargement latéral du monopieu

Après l'installation, pour les deux essais, le système vertical a été soulevé (Figure 2c) afin de libérer l'espace autour de la tête du monopieu pour la phase de chargement latéral. La principale différence étant uniquement l'état de contrainte induit par l'installation du monopieu. Pour l'essai 'J1g', la centrifugeuse a été mise en rotation avant la phase de chargement latéral. Alors que pour l'essai 'ID100g', le chargement horizontal a été appliqué directement, sans arrêter la centrifugeuse après l'installation, afin de maintenir l'état du sol induit après l'installation.

Le chargement latéral a été appliqué au centre de la section transversale du monopieu en poussant la tige en acier qui traverse le monopieu perpendiculairement à la direction du chargement (Figure 1) en utilisant une fourchette attachée à un vérin électromécanique horizontal (Figure 2c).

3. Résultats de l'installation par battage

Le nombre de coups cumulé (n) et l'énergie de battage (ξ), définis par Maatouk et al. (2021), sont représentés à l'échelle prototype dans la Figure 3 en fonction de la fiche du monopieu normalisé. Le monopieu est initialement enfoncé autour de 0,65D (s_0) sous son propre poids

Tableau 1. Détails des essais réalisés

Essai	Phase d'installation	Phase de chargement
ID100g	Battage à 100×*g* avec 5 coups/s	Monotonique à 100×*g* avec 0,1 mm/s
J1g	Fonçage à 1×*g* avec 1 mm/s	Monotonique à 100×*g* avec 0,1 mm/s

avant d'être battu. Ensuite, le battage commence, au cours duquel le nombre de coups ainsi que l'énergie délivrée requise par mètre de pénétration augmentent avec la profondeur de pénétration. 3846 coups sont nécessaires pour enfoncer le monopieu jusqu'à 5*D*.

Pendant l'installation du monopieu, le capteur de déplacement potentiométrique a révélé que le sol entre dans le monopieu au même rythme qu'il avance. Par conséquent, aucun bouchon ne s'est créé pendant l'installation en vol.

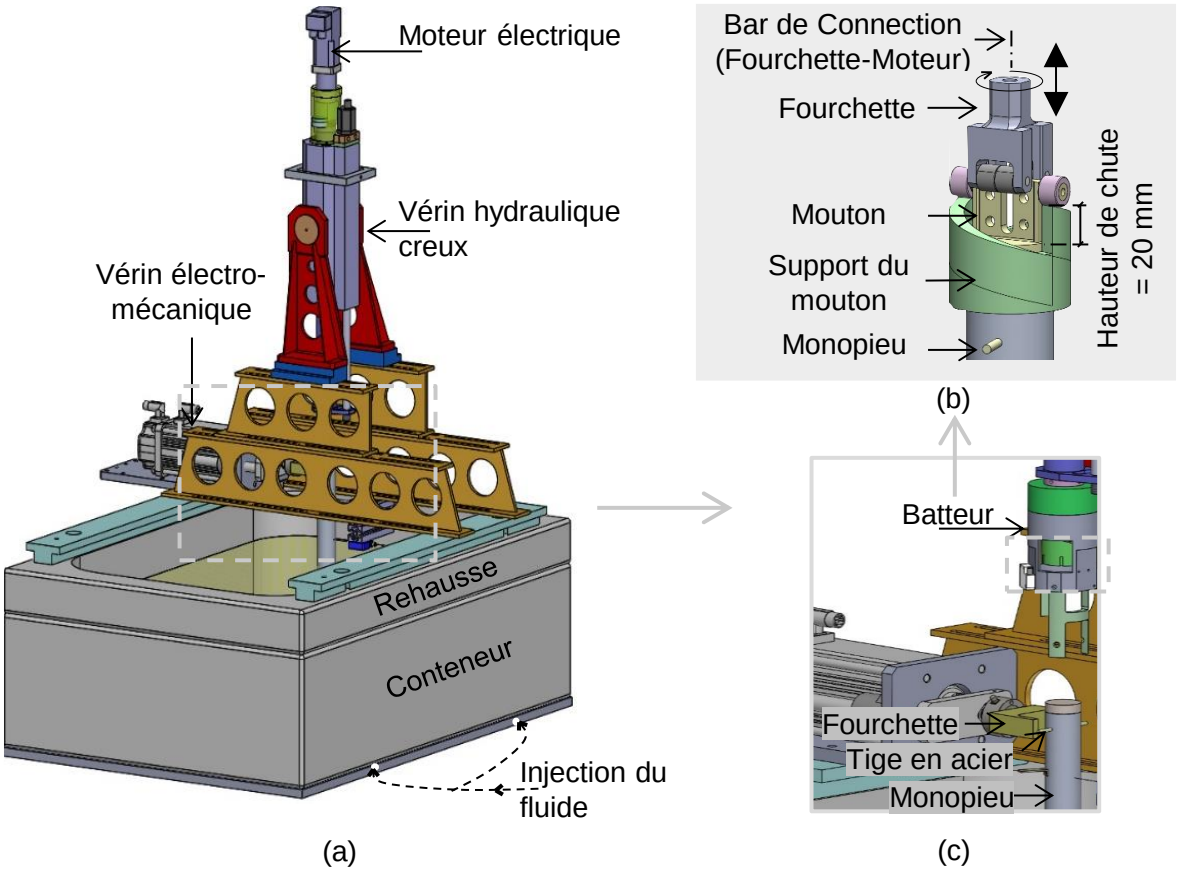


Figure 2. (a) Montage expérimental, (b) détails du processus de battage, (c) détails du chargement latéral

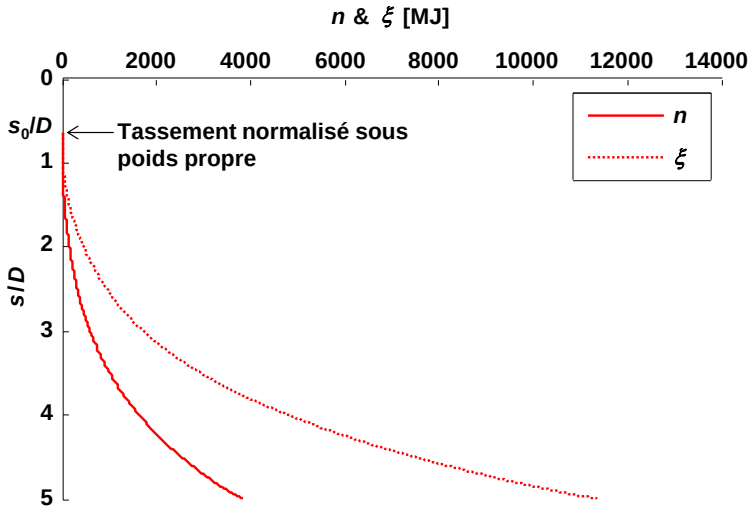


Figure 3. Nombre de coups (*n*) et énergie cumulé (ξ) à l'échelle prototype en fonction du tassement du monopieu normalisé

4. Impact du battage du monopieu sur la réponse latérale

Pour les deux méthodes d'installation, les comportements globaux du monopieu sont présentés dans la Figure 4. Ceux-ci représentent, au niveau du sol, la charge horizontale H_G et le moment de flexion M_G en fonction du déplacement normalisé du monopieu y_G/D et de sa rotation autour de l'axe neutre θ_G. La déflexion et la rotation du monopieu sont obtenues à l'aide d'une procédure dérivée des mesures des fibres optiques et du déplacement du laser supérieur, comme détaillé dans Maatouk et al. (2021). Des comparaisons qualitative et quantitative sont effectuées.

4.1. Comparaison qualitative

Pour les deux essais, deux tendances différentes sont observées :

- Pour de faibles amplitudes de chargement, la résistance latérale augmente jusqu'à ce que $\theta_G = 0{,}7°$ ou $y_G = 0{,}03D$ (soit 0,15 m).
- Ensuite, cette augmentation est moins prononcée.

L'amélioration (Δ) apportée par l'installation en vol par battage est également présentée sur la Figure 4. Cette amélioration correspond à la différence de la résistance latérale entre les deux essais, normalisée par la résistance du monopieu de l'essai J1g. Initialement, cette amélioration est beaucoup plus prononcée et peut être expliquée par une augmentation de la contrainte horizontale le long du fût du monopieu lors de l'installation en vol par rapport à celle dérivée de l'installation par fonçage à 1×g. Puis, dans la deuxième phase après la ligne pointillée, Δ diminue progressivement jusqu'à atteindre un plateau pour des amplitudes de chargement élevées mobilisant le sol très loin. Ces résultats sont cohérents avec ceux obtenus par Fan et al. (2021a).

4.2. Comparaison quantitative

Deux critères pertinents ont été choisis pour quantifier l'effet de l'installation par battage sur la réponse latérale du monopieu :

- $\theta_G = 0{,}5°$: état limite de service d'une éolienne offshore (DNVGL, 2016)
- $y_G = 0{,}1D$: état limite ultime pour des grand amplitudes de déplacements.

La rigidité sécante à $\theta_G = 0{,}5°$ et la résistance latérale mobilisée à $y_G = 0{,}1D$ sont résumées dans le Tableau 2. L'installation en vol a amélioré la rigidité sécante de 1,6-2,1 ; tandis que la résistance latérale a accrue de 45%. La résistance latérale obtenue dans notre étude est légèrement supérieure à celle rapportée par Fan et al. (2021a), qui ont obtenu une valeur de 31% pour un élancement de 3,1D dans du sable sec avec une densité relative de 38% et $l_e = 3{,}8D$.

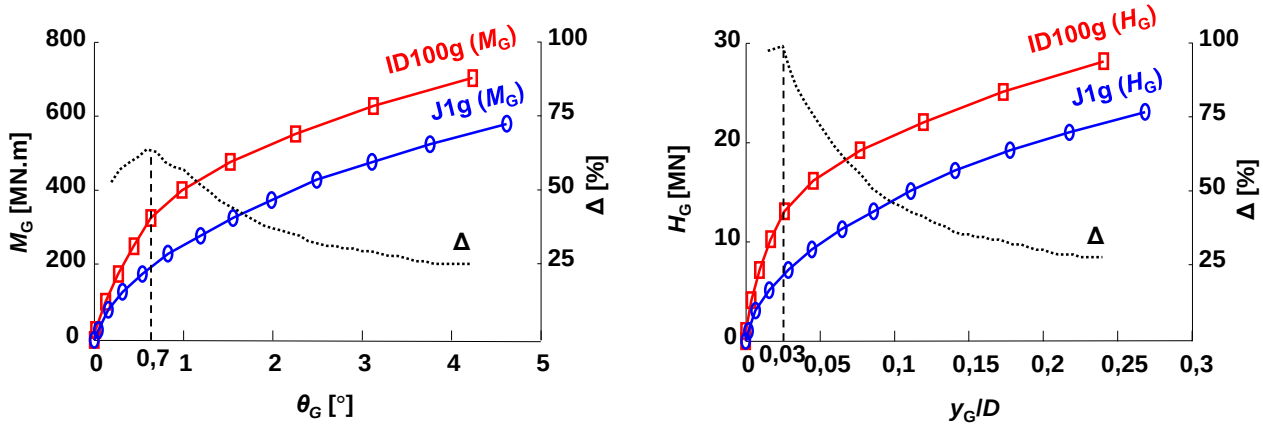


Figure 4. Au niveau du sol, le moment de flexion M_G et la charge horizontale H_G en fonction de la rotation θ_G et du déplacement normalisé du monopieu y_G/D.

Tableau 2. Rigidité sécante et résistance latérale pour θ_G = 0,5° et y_G = 0,1D respectivement

Essai	Rigidité sécante		Résistance latérale	
	k_{M_θ}[MN.m]	$k_{H_y/D}$[MN]	M_G[MN.m]	H_G[MN]
ID100g	541	553	515	20,6
J1g	337	259	355	14,2

5. Conclusions

Un nouveau dispositif a été développé pour combiner, en centrifugeuse à 100×g, l'installation par battage d'un modèle de monopieu de 50 mm de diamètre jusqu'à 5D de profondeur, suivie d'un chargement horizontal.

Pour quantifier l'impact de l'installation par battage sur la réponse globale du monopieu, deux méthodes d'installation sont explorées—l'installation par battage à 100×g, et l'installation par fonçage à 1×g—dans du sable dense saturé d'eau.

L'effet du battage est plus localisé dans le voisinage du monopieu, et est plus prononcé pour une gamme étroite de déplacement latéral. Cette amélioration a diminué progressivement au fur et à mesure que la résistance augmente jusqu'à atteindre un plateau pour des amplitudes de chargement élevées mobilisant le sol loin du monopieu.

6. Remerciements

Ce travail a bénéficié du soutien de l'Agence Nationale de la Recherche dans le cadre du Programme des Investissements d'Avenir (ANR-10-IEED-0006-08), ainsi que de France Energies Marines (SOLCYP+) et du Weamec (REDENV-EOL).

Le premier auteur souhaiterait remercier l'Université Gustave Eiffel et la Région Pays de Loire pour le financement de sa bourse de thèse. De plus, un grand remerciement est adressé à l'équipe technique de la centrifugeuse sans qui ces essais n'auraient pu avoir lieu.

7. Références bibliographiques

Bienen B., Fan S., Schröder M. et Randolph M.F. (2021). Effect of the installation process on monopile lateral response. Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Geotechnical Engineering, pp. 1-19. https://doi.org/10.1680/jgeen.20.00219.

DNVGL (Det Norske Veritas et Germanischer Lloyd) (2016) Standard DNVGL-ST-0126: Support Structures for Wind Turbines, April 2016. DNVGL, Hoevik, Norway.

Dyson G.J. et Randolph M.F. (2001). Monotonic lateral loading of piles in calcareous sand. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, vol. 127, n°4, pp. 346-352, https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2001)127:4(346).

Fan S., Bienen, B. et Randolph M.F. (2021a). Centrifuge study on effect of installation method on lateral response of monopiles in sand. International Journal of Physical Modelling in Geotechnics, vol. 21, n°1, pp. 40-52, https://doi.org/10.1680/jphmg.19.00013.

Fan S., Bienen B. et Randolph M.F. (2021b). Effects of monopile installation on subsequent lateral response in sand. I: Pile installation. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, vol. 147, n° 5, 04021021, https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0002467.

Fan S., Bienen B. et Randolph M.F. (2021c). Effects of monopile installation on subsequent lateral response in sand. II: Lateral loading. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, vol. 147, n° 5, 04021022, https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0002504.

Heins E. et Grabe J. (2017). Class-A-prediction of lateral pile deformation with respect to vibratory and impact pile driving. Computers and Geotechnics, vol. 86, pp. 108-119, https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2017.01.007.

Klinkvort R.T. (2012). Centrifuge Modelling of Drained Lateral Pile-Soil Response − Application for Offshore Wind Turbine Support Structures. Doctoral dissertation, Technical University of Denmark, Lyngby, Denmark, See https://core.ac.uk/reader/18600667.

Li Z.S., Blanc M. et Thorel L. (2020). Using FBGS to estimate the horizontal response of a monopile in a geotechnical centrifuge. International Journal of Physical Modelling in Geotechnics, vol. 20, n° 3, pp.164-174, https://doi.org/10.1680/jphmg.19.00022.

Li Z.S., Blanc M. et Thorel L. (2021). Effects of embedding depth and load eccentricity on lateral response of offshore monopiles in dense sand: A centrifuge study. Géotechnique, https://doi.org/10.1680/jgeot.21.00200.

Maatouk S., Blanc M. et Thorel L. (2020). Development of a Hammer to drive monopiles of offshore wind turbines in Centrifuge. In Laue J. and Bansal T. (eds), 4th European Conference on Physical Modelling in Geotechnics, pp. 89-93. Luleå University of Technology, Sweden.

Maatouk S., Blanc M. et Thorel L. (2021). Impact driving of monopiles in centrifuge: effect on the lateral response in sand. International Journal of Physical Modelling in Geotechnics, pp. 1-14, https://doi.org/10.1680/jphmg.21.00035.

Murphy G., Igoe D., Doherty P. et Gavin K. (2018). 3D FEM approach for laterally loaded monopile design. Computers and Geotechnics, vol. 100, pp. 76-83, https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2018.03.013.

AMELIORATIONS RECENTES DANS LE CALCUL DES TASSEMENTS DE CONSOLIDATION UNIDIMENSIONNELLE

RECENT IMPROVEMENTS IN THE CALCULATION OF SETTLEMENTS IN ONE-DIMENSIONAL CONSOLIDATION

Jean-Claude GRESS
Professeur Reconnaissance et Traitement des sols, 1983-2012, Ecole Nationale des Travaux Publics de l'Etat. Vaulx en Velin. France.
Matthias FERREIRA
Directeur Région Ouest Hydrogéotechnique, Rouen, France.
Jean-Michel CUINET
Directeur Technique Hydrogéotechnique.

RESUME : Travaillant sur les propositions de Janbu pour le calcul des tassements de consolidation unidimensionnelle, il apparaît que les sols peuvent être classés en trois familles. Nous détaillons comment les sols se comportent dans chaque famille, en montrant l'intérêt d'essais complémentaires in-situ pour les deux premières familles sablo-caillouteuse peu limoneuse et sableuse plus ou moins limoneuse.

ABSTRACT: Working on Janbu's proposals, for the assessment of one-dimensional consolidation settlement, it appears that soil can be classify in three families. Is detailed how soils behave for each family, showing the complementary in-situ interest of tests for the first two categories, sandy-gravelly slightly silty one and sandy more or less silty one.

1. Introduction

Les ingénieurs géotechniciens ont fréquemment à calculer des tassements de consolidation uni-dimensionnelle sous des radiers ou sous des remblais.

70 ans après la date de création du LCPC en février 1949, c'est encore une source d'erreurs importantes, de mauvaises règles de calcul et de mauvais paramètres étant utilisés. Des progrès récents ont de plus été réalisés dans l'utilisation des recommandations de Janbu, complétées par les réflexions de Idriss et Boulanger sur la susceptibilité à la liquéfaction.

Considérant un sol de granulométrie0-D, D étant la dimension la plus petite des plus gros éléments, dont on connaît le passant à 400µ, il est important pour l'approche du comportement géotechnique d'appréhender si les grains 400µ-D sont dispersés dans la matrice 0-400µ ou s'ils sont en contact des uns avec les autres.

Deuxièmement, l'intérêt de l'essai au bleu de méthylène sera détaillé.

Puis, nous présenterons, pour chaque famille de sols de Janbu, l'ensemble des relations dont nous avons besoin, pour estimer un tassement de consolidation unidimensionnelle.

Lorsque nous écrirons 0-D, cela signifie que la dimension des grains du sol balaie la plage de 0 à Dmm et d représentera une taille intermédiaire de grain, toujours en mm.

2. Les grains 400µm.D sont-ils dispersés ou non dans la fraction 0-400µm ?

Considérant un sol dont la granulométrie varie de 0 à D, la courbe granulométrique va donner le passant à 400µm, que nous écrirons %400µ. C'est le passant sur lequel vont être réalisés les limites d'Atterberg et ici nous utiliserons la limite de liquidité W_L et l'indice de plasticité PI.

Les essais œdométriques réalisés le sont souvent sur cette fraction, la taille des plus gros grains étant limitée à h/6, h hauteur de l'échantillon testé (en général h/6 est égal à 3.1 mm).

En examinant la figure 1, la densité sèche $\gamma_{d\text{-}O.D}$ du sol O.D, est liée au passant %400µ et à la densité sèche de la fraction 0.400µm, par la relation :

$$\frac{1}{\gamma_{d0.D}} = \frac{\%400\mu}{\gamma_{d0.400\mu}} + \frac{1\text{-}\%400\mu}{\gamma_s} \quad (1)$$

γ_s étant la densité moyenne des grains (≈ 27kN/m^3),
$\gamma_{d0.400\mu}$ étant la densité sèche de la fraction 0.400µm.

poids	fraction	volume
$\%400\mu.\gamma_{dO.D}$	vides + 0.400µm grains	$\%400\mu.\frac{\gamma_{dO.D}}{\gamma_{d0.400\mu}}$
$(1-\%400\mu)\,\gamma_{dO.D}$	400µm.D grains	$(1-\%400\mu)\frac{\gamma_{dO.D}}{\gamma_S}$
$\gamma_{dO.D}$	Total	1

Figure 1. Valeurs caractéristiques des fractions de sol.

Deux situations sont possibles :

- les grains 400µ.D sont dispersés dans la fraction 0.400µ,
- les grains 400µ.D sont en contact les uns avec les autres.

Examinons le dernier cas au travers de la figure 2 :

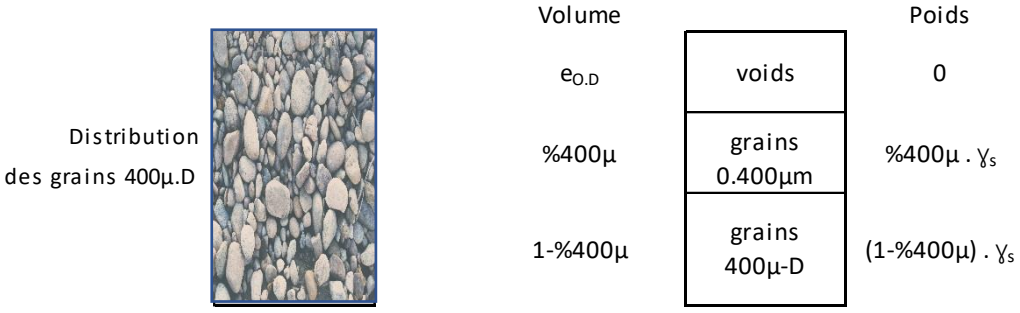


Figure 2. Les grains 400µ.D sont en contact.

Si l'indice des vides est $e_{O.D}$, le volume total des grains étant 1 :

- le volume disponible pour héberger $e_{O.D}$ et le passant %400µ est : $e_{O.D}$ + %400µm (2)

- le poids du 0.400µ est : γ_s x %400µm (3)

et alors la densité sèche $\gamma_{d\,0.400\mu}$ est donnée par :

$$\gamma_{d0.400\mu} = \frac{\%400\mu \times \gamma_s}{e_{O.D} + \%400\mu} \quad (4)$$

Nous pouvons alors écrire :

$$\%400\mu = e_{O.D} \times \frac{\gamma_{d0.400\mu}}{\gamma_s - \gamma_{d0.400\mu}} \quad (5)$$

Sur la figure 3, nous avons dessiné le %400µ comme une fonction de la densité $\gamma_{d\ 0.400\mu}$, pour différentes valeurs de e_{OD} : 0.17 ; 0.2 ; 0.25 ; 0.3 ; 0.4 ; 0.6 et 0.8 (courbes en pointillés).

De plus, le volume occupé par les vides $e_{O.D}$ et par le passant à 400 µm doit être inférieur à la moitié du volume total, si les grains 400µ.D sont en contact. Cela implique que :

$$e_{O.D} + \%400\mu m \leq 0.5\ (1 + e_{O.D}) \quad (6)$$

et donc :

$$\%400\mu \leq 0.5\left(1 - e_{O.D}\right) \quad (7)$$

et donc :

$$\%400\mu \leq \frac{\gamma_{d0.400\mu}}{\gamma_s + \gamma_{d0.400\mu}} \quad (8)$$

La courbe correspondant à l'égalité est figurée sous la forme d'un tireté épais.

En trait continu est soulignée la courbe correspondant à un indice des vides $e_{O.D}$ égal à 0.17, valeur limite supérieure correspondant à une densité sèche rarement dépassée de 23 kN/m³.

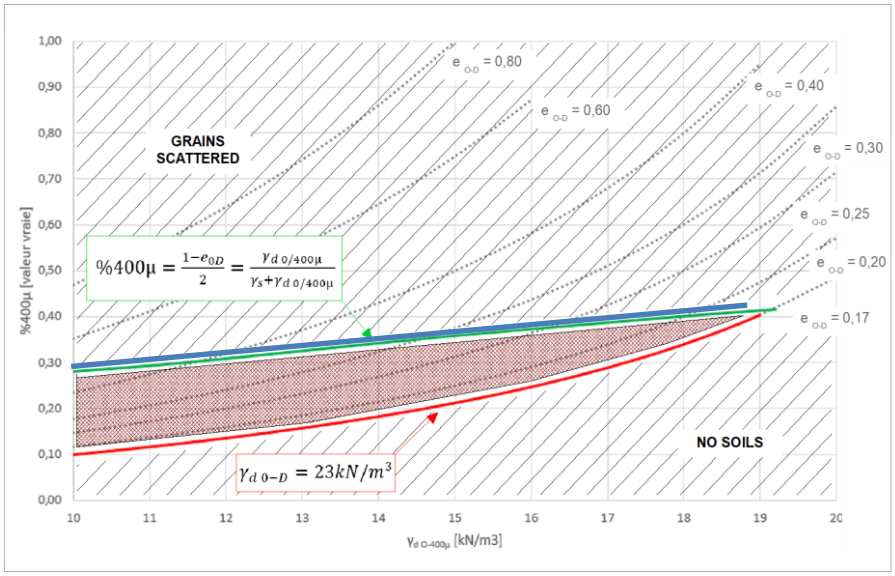


Figure 3 : Dans la zone grisée, les grains 400µ.D sont en contact.

Sur la Figure 3, nous distinguons trois secteurs :
- secteur inférieur, pas de points, la densité sèche est trop élevée,
- secteur intermédiaire grisé : les grains 400µ.D sont en contact,
- zone supérieure : les grains 400µ.D sont dispersés.

Nous avons montré que quand les grains 400µ.D sont dispersés, la densité sèche $\gamma_{d\ 0.400\mu}$ est liée à γ_s, $VB_{0.400\mu}$, σ'_{vo} contrainte verticale effective, σ'_p contrainte de préconsolidation en kPa, par la relation :

$$\frac{1}{\gamma_{d0.400\mu}} = 0,445 + 0,02 \times \left(1,37 + VB_{0.400\mu}\right) \times \left(4,2 - \log\left(\sigma'^{\,0,2}_{vo} \cdot \sigma'^{\,0,8}_{p}\right)\right) \quad (9)$$

Quand les grains 400µ.D sont en contact, alors $\gamma_{d\ 0.400\mu}$ est probablement inférieure à cette valeur, en raison d'effets voutes probables au sein des grains 400µ.D.

$VB_{0.400\mu}$ est la valeur de bleu de méthylène de la fraction 0.400µm.

3. Intérêts de l'essai au bleu de méthylène.

L'essai au bleu de méthylène permet de caractériser la nocivité du passant à deux microns et la plasticité des fines. L'essai quantifie la quantité sèche de bleu de méthylène qui recouvre la surface spécifique interne et externe des argiles, en la ramenant au poids sec d'une fraction granulométrique du matériau o.d, d étant un diamètre de référence entre 2µm et D mm.

Nous pouvons écrire :

$$VB_{O.D} = \%d \times VB_{o.d} = \%400\mu VB_{0.400\mu} = \%2\mu\ VB_{2\mu} \quad (10)$$

Pour des sols français, $VB_{0.400\mu}$ est bien corrélé à w_L et PI au travers des relations :

$$w_L = (1 - \%2\mu) \times 0.20 + 0.063\ VB_{0\text{-}400\mu} \quad (11)$$

$$PI = -(1 - \%2\mu) \times 0.04 + 0.045\ VB_{0\text{-}400\mu} \quad (12)$$

Connaissant w_L et PI, il est possible d'estimer le passant à 2 microns : %2µ d'un sol 0.400µ.

Travaillant sur la susceptibilité des sols à la liquéfaction, Boulanger et Idriss ont remarqué que le comportement sableux ou argileux des sols était lié à la valeur d'un indice noté : S_{BI}

Il est donné par la relation :

$$S_{BI} = \frac{1}{\left[1+\left(\frac{PI}{6,4}\right)^8\right]^2} \quad (13)$$

La Figure 4 montre la variation de $1\text{-}S_{BI}$ en fonction de PI, Boulanger et Idriss remarquant que pour $1\text{-}S_{BI}$ égal à zéro le comportement du sol était de type sableux propre, c'est-à-dire pour un PI inférieur à 3 et quand il est égal à 1 il est de type argileux, ici pour un PI supérieur à 9.

Les valeurs correspondantes de $VB_{0.400\mu}$ pour un %2µ égal à 30% sont respectivement égales à 1.3 et 2.6.

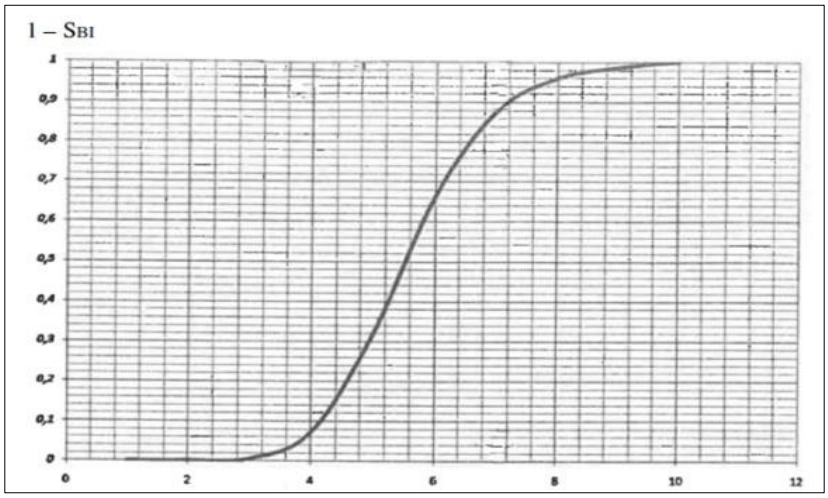


Figure 4 : Variations de l'indice de susceptibilité à la liquéfaction de Idriss et Boulanger avec PI.

4. Théorie de Janbu étendue par Gress.

Janbu et al. ont proposé pour des sols saturés que le tassement de consolidation unidimensionnelle puisse être estimé à partir de la relation :

$$\frac{d\varepsilon}{d\sigma} = \frac{1}{m\sigma r}\left(\frac{\sigma_r}{\sigma\prime}\right)^{1-j} = \frac{1}{Mt} \quad (14)$$

m = module de Janbu ; j = exposant de contrainte ; σ_r = 100 kPa ; σ' = contrainte verticale effective ; ε = déformation, Mt module tangent.

Il considère trois catégories de sols, en fonction de la valeur de j, suivant une approche discontinue : catégorie 1, j = 1, sols sablo-caillouteux ; catégorie 2, j = 0,5, sols sableux et j = 0, sols limono-argileux.

Nous proposons d'enrichir cette approche en la rendant continue en écrivant : $j = S_{BI}$

Quand, comme montré au § 2, les grains 400µ.D sont en contact les uns avec les autres, nous suggérons de considérer que les sols appartiennent à la catégorie 1 de Janbu.

Si au contraire les grains 400µ.D sont dispersés, alors la fraction 0.400µ appartient à la catégorie 1 si PI est inférieur à 3, à la catégorie 2 s'il est compris entre 3 et 9, et à la catégorie 3 si PI est supérieur à 9.

Et alors :

- Catégorie 1 : pour PI < 3, nous avons 1 – j = 0 et

$$\varepsilon = \frac{1}{m\sigma_r}\left(\sigma'_v - \sigma'_{vo}\right) \tag{15}$$

- Catégorie 2 : 3 ≤ PI ≤ 9

si $\sigma'_v > \sigma'_p$:

$$\varepsilon = \frac{1}{jm_r\left(\sigma_r\right)^j}\left[\left(\sigma'_p\right)^j - \left(\sigma'_{vo}\right)^j\right] + \frac{1}{jm\left(\sigma_r\right)^j}\left[\left(\sigma'_v\right)^j - \left(\sigma'_p\right)^j\right] \tag{16}$$

si non :

$$\varepsilon = \frac{1}{jm_r\left(\sigma_r\right)^j}\left[\left(\sigma'_v\right)^j - \left(\sigma'_{vo}\right)^j\right] \tag{17}$$

- Catégorie 3, PI > 9, pour 1-j = 1 et si $\sigma'_v > \sigma'_p$

$$\varepsilon = \frac{1}{m_r} Ln\left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_{vo}}\right) + \frac{1}{m} Ln\left(\frac{\sigma'_v}{\sigma'_p}\right) \tag{18}$$

Avec :

$$m = Ln\,10\frac{1+eo}{Cc} \quad m_r = Ln\,10\frac{1+eo}{Cs} \tag{19}$$

si non :

$$\varepsilon = \frac{1}{m_r} Ln\left(\frac{\sigma'_v}{\sigma'_{vo}}\right) \tag{20}$$

ou : σ'_v contrainte verticale effective finale (kPa) ; σ'_p contrainte de préconsolidation (kPa); σ'_{vo} contrainte verticale effective initiale (kPa) ; m module de Janbu sans dimension ; m_r module de Janbu de rechargement sans dimension.

5. Tassement de consolidation unidimensionnelle pour les sols de catégorie 1

Massarsch (1994) – Menard (1958) – Gress (2019)

Massarsch a proposé une relation donnant la valeur de m, connaissant celle de la résistance de pointe qt obtenue à partir d'un essai au pénétromètre statique :

$$m = a\frac{qt^{0,5}}{\left(\sigma r\,\sigma'_{vo}\right)^{0,25}} \tag{21}$$

qt, σ'_{vo} en kPa, σ_r = 100 kPa et a étant un paramètre dépendant de la nature du sol et de sa compacité.

Gress et al. ont récemment proposé la relation ci-après pour a :

$$a = \frac{1}{\alpha_M}\frac{\sigma'^{\,0,25}_{vo}}{\sigma_r^{\,0,75}} q_T^{\,0,54}\ in\ kPa \tag{22}$$

par souci de cohérence avec l'approche de Ménard

et donnant des valeurs de a cadrant avec celles de Massarsch, α_M variant ici de 0.33 à 0.61 par la relation :

$$\alpha_M = 0.33\left(2 - j\right) \tag{23}$$

Nous pouvons alors écrire m σr ainsi :

$$M_t = m\,\sigma_r = \frac{1}{\alpha_M} q_T{}^{1.04} \tag{24}$$

De plus ayant noté une bonne corrélation entre q_T et les paramètres pressiométriques de Ménard (c'est à dire pl* pression limite nette et le module pressiométrique E_M), donnée par les relations suivantes :

$$q_T = (pl^*)^{1.25} \quad E_M = (pl^*)^{1+\alpha}\ in\ kPa,\ avec\ \alpha = 0.4\frac{VB_{OD} + 0.7}{VB_{OD} + 1} \tag{25}$$

$m\sigma_r$ s'écrit alors :

$$m\,\sigma_r = \frac{1}{\alpha_M} E_M \qquad \text{unités kPa} \tag{26}$$

K peut être écrit en supposant : ν = 0.33 :

$$3K = \frac{1+\upsilon}{1-\upsilon} M_t \approx 2M_t \tag{27}$$

sachant en effet que suivant ((28) et (29)) :

$$M_t = \frac{(1-\upsilon)}{(1+\upsilon)\,(1-2\upsilon)} Et \qquad (28) \qquad K = \frac{Et}{3\left(1-2\upsilon\right)} \tag{29}$$

Quand 1-j = 0, alors Mt = $m\sigma_r$ et la valeur de K devient :

$$K = \frac{2E_M}{3\alpha_M} = \frac{2q_T{}^{1.04}}{3\alpha_M} \quad en\ kPa \tag{30}$$

Des charges réparties sur une surface importante induisent un tassement de consolidation unidimensionnel donné par :

$$\varepsilon_{zz} = \frac{\overline{\sigma_i}}{K} \tag{31}$$

avec :

$$\overline{\sigma_i} = \frac{\overline{\sigma_{xx}} + \overline{\sigma_{yy}} + \overline{\sigma_{zz}}}{3} \approx \frac{2}{3}\sigma_{zz} \tag{32}$$

6. Tassement de consolidation unidimensionnelle pour les sols de catégorie 2

Certes cette famille est limitée puisque ce sont des sols pour lesquels le 400µ.D est dispersé dans un 0.400µ dont le PI est compris entre 3 et 9. L'avantage de la démarche proposée est la continuité du comportement entre les sols de catégorie 1 et ceux de catégorie 3.

Le tassement peut être calculé à partir des relations (15) et (16), j étant estimé à partir du PI et de la relation de Boulanger et Idriss.

Nous suggérons que σ'p soit estimé par la relation (9), connaissant $\gamma d_{0.400\mu}$ et $VB_{0.400\mu}$. La valeur de m suggérée pour ces sols varie de 50 à 410 suivant la loi suggérée ci-après :

$$m = 0{,}04\ E_M - 70 \tag{33}$$

Avec E_M en kPa pour un E_M variant de 3 000 à 12 000 kPa.

Pour m_r, il est suggéré de prendre m = 0,15 m_r

7. Tassement de consolidation unidimensionnelle des sols de catégorie 3

7.1. Sols dont les grains ont une dimension inférieure à 400µm

Le calcul des tassements de consolidation unidimensionnelle est réalisé à partir des relations (18) et (20).

Les paramètres m, m_r and σ'_p sont en général caractérisés par des essais œdométriques, avec :

$$m = Ln\,10\frac{1+eo}{Cc} \quad m_r = Ln\,10\frac{1+eo}{Cs} \tag{34}$$

ou :

e_0 = indice des vides initial ; Cc = indice de compression ; Cs = indice de rechargement; σ'_p = pression de préconsolidation.

Deux difficultés principales sont :

- la qualité des échantillons intacts,
- la limite de la dimension maximale des grains de 3mm $\left(\frac{19}{6}\right)$ admissible pour un essai œdométrique.

Il est alors intéressant de pouvoir disposer de corrélations du type :

$$Cc = 0.9\ (W_L - 0.1)\ \text{Terzaghi (1967)} \tag{35}$$

La limite de liquidité est exprimée en valeur vraie w_L pour un échantillon 0-400µm, ou la suivante due à Gress :

$$Cc = 2.7\frac{W_{SC} - 0.075}{4.2 - \log\left(\sigma'_{vo}{}^{0.2}\,\sigma'_p{}^{0.8}\right)} \tag{36}$$

W_{SC} teneur en eau à l'état naturel surconsolidé, relation dérivée de celle de Herrero.

Avec également :

$$Cs \approx 0.2\ Cc \tag{37}$$

La contrainte de préconsolidation est également un paramètre difficile à mesurer. Il est intéressant de comparer les valeurs de laboratoire à celles suggérées par les relations :

$$\sigma'_{vo}{}^{0.2}\ \sigma'_p{}^{0.8} = (q_T - \sigma_v)^{0.8m} = (pl^*)^m \tag{38}$$

ou m est le facteur de Mayne donné par :

$$m = 1 - 0.28\frac{1}{1+\left(Ic/2.65\right)^{25}} \tag{39}$$

Avec :

$$Ic = 3.6\frac{W_L - 0.115}{W_L - 0.025} \tag{40}$$

Ic indice de comportement de Robertson, ici en fonction de la limite de liquidité, mais qui peut être estimé également à partir des essais au pénétromètre.

La valeur du tassement ici calculé est celui à la fin du temps de consolidation primaire tp.

En final il faut tenir compte du tassement de consolidation secondaire donné par :

$$\varepsilon_{zzf} = \frac{c_\alpha}{1+e_p}\log\frac{tf}{tp} \quad (41)$$

C_α indice de fluage ≈ 0.04 Cc (42)

e_p indice des vides à la fin de la consolidation primaire;
tf ≈ 10 années ; tp en année.

7.2. Sols de granulomètrie 0.D avec D supérieur à 400 microns.

Pour un sol de granulométrie 0.D, examinant la Figure 2, nous pouvons écrire :

$$e_{0.400\mu} = \frac{e_{0.D}}{\%400\mu} \quad (43)$$

ou : $e_{0\text{-}D} = \%400\mu . e_{0.400\mu}$ (44)

et alors : $\Delta e_{0\text{-}D} = \%400\mu . \Delta e_{0.400\mu}$, cela implique que : (45)

$Cs_{0\text{-}D} = Cs_{0.400\mu}.\%400\mu$ (46)

$Cc_{0\text{-}D} = Cc_{0.400\mu}.\%400\mu$ (47)

et : $\sigma'p_{0\text{-}D} = \sigma'_{p\ -\ 0.400\mu}$ (48)

avec pour indice de gonflement C_s, C_c indice de compression, et σ'_p pression de préconsolidation.

8. Conclusions

Ayant à justifier de tassements de consolidation unidimensionnels, nous avons proposé des étapes de calcul et des relations permettant une approche pertinente des valeurs de tassements à attendre.

Les corrélations proposées résultent d'une expérience française, pour des sols saturés, présentant une sensibilité St inférieure à 4. Dans d'autres régions, il sera nécessaire d'ajuster ces corrélations à l'expérience locale.

9. Références

Azizi F. (1999). Applied analysis in geotechnics. E& FN Spon, 11 New Fetter Lane, London EC4P4EE, United Kingdom.

Janbu N. (1967). Settlement calculations based on the tangent modulus concept. University of Trondheim, Norwegian Institute of Technology, Geotechnical Institution, bulletin 2, p.57.

Fellenius B.H. (2006). Basics of foundation design. Electronic edition. www.fellenius.net

Gress J.C. (2012). Corrélations nouvelles pour améliorer la pertinence du diagnostic géotechnique. JNGG 2012. Bordeaux.

Gress J.C. (2015). Détermination de la classe de sol et évaluation des Gmax à partir du CPT'u et d'essais PMT. 9ème colloque national AFPS 2015. IFSTTAR.

Gress J.C. (2018). Evolutions françaises de l'approche géotechnique des 40 dernières années. JAG 2018. Abidjan, Côte d'Ivoire.

Gress J.C. (2019). Mise en cohérence de l'estimation du paramètre de Gmax par les paramètres CPT'u avec celles à partir des essais PMT et du laboratoire. AFPS. IFSTTAR. Paris, France.

Gress J.C. (2019). 17th African Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. ARC2019. Cape Town, South Africa.

Idriss I.M., Boulanger R.W. (2005). Soil liquefaction during earthquakes. EERI, 167-183.

Krizek R.J. Uncertainty of settlement analysis for overconsolidated soils.

Skempton A.W., Bjerrum L. (1957). A contribution to the Settlement Analysis of Foundations on Clay Géotechnique, 7, n°4, 168-178.

Terzaghi K., Peck, R.B. (1967). Soil Mechanics in Engineering Practice. 2nd edition. Wiley. New York.

MODELISATION EN CENTRIFUGEUSE D'UN GROUPE DE PIEUX THERMIQUEMENT CHARGE AU SEIN D'UN ECOULEMENT

CENTRIFUGAL MODELING OF A THERMALLY LOADED PILE GROUP WITHIN A FLOW

Badr OUZZINE[1], Théophile GRAPPE[2], Jean DE SAUVAGE[1], Philippe REIFFSTECK[1], Giulia VIGGIANI[3], Gopal MADABHUSHI[3]
[1] *GERS-SRO, Univ Gustave Eiffel, IFSTTAR, F-77447 Marne-la-vallée, France*
[2] *ESIEE Paris, Univ Gustave Eiffel, F-77447 Marne-la-Vallée, France*
[3] *Department of Civil Engineering, Univ. of Cambridge, CB3 0EF, United Kindgom*

RÉSUMÉ – Depuis quelques décennies, les pieux géothermiques, consistant à utiliser comme échangeurs de chaleur des pieux de fondations, se développent. Cependant, le chargement thermique de ses structures affecte directement leur comportement mécanique. La modélisation en centrifugeuse d'un groupe de pieux chargé thermiquement au sein d'un écoulement permet d'appréhender le comportement de ce type de fondation.

ABSTRACT – In recent decades, energy piles – allowing the use of piles as heat exchangers – have been developing. However, the thermal loading of these structures directly affects their mechanical behaviour. Centrifuge modelling of a group of thermally loaded piles within seepage makes it possible to understand the behaviour of this type of foundation.

1. Introduction

Dans un contexte où le gouvernement mise de plus en plus sur les énergies renouvelables, les géostructures thermiques apparaissent comme une solution prometteuse. Cette technique s'est développée dans les années 80 et consiste à attacher des tubes échangeurs de chaleur aux cages d'armatures des fondations géotechniques afin de leur conférer un rôle énergétique en plus de leur rôle mécanique de base. En raison de leur ressemblance avec des solutions de géothermies plus classiques comme les sondes géothermiques, les pieux géothermiques ont été majoritairement étudiés et utilisés. Par conséquent, leur comportement thermomécanique est assez bien connu : lorsque le pieu est chauffé (respectivement refroidi), une dilatation (respectivement une contraction) thermique est créée, ce qui induit des contraintes car le pieu ne se déforme pas librement. Cependant, le comportement d'un groupe de pieu reste quand à lui peu étudié, notamment lorsque le chargement thermique n'est pas symétrique et lorsque le sol est traversé par un écoulement. C'est dans le but de mieux comprendre le comportement d'un groupe de pieu dans ce cas particulier qu'une modélisation en centrifugeuse a été menée. En effet, les études en centrifugeuse apparaissent comme une technique rapide et relativement peu chère pour étudier un modèle réduit d'une structure géotechnique tout en conservant les mêmes contraintes mécaniques qu'à l'échelle réelle. Ainsi, au sein de la centrifugeuse du Schofield Centre du département ingénierie de l'université de Cambridge, un groupe de 4 pieux est mis en place dans du sable d'Hostun et un des quatre pieux est chauffé. Les deux principaux objectifs sont d'observer le transfert de chaleur dans le sol et d'étudier le comportement thermomécanique du groupe.

2. Matériel et méthode

2.1. La centrifugeuse

Située au Schofield Centre au sein du Département d'ingénierie de l'université de Cambridge, la centrifugeuse est constituée d'un bras rotor de 10 m dans une chambre de 2 m de hauteur située en sous-sol. Le modèle à tester est préparé préalablement dans une salle au-dessus. C'est également depuis cette salle de contrôle que l'on impose la vitesse de rotation du bras de la centrifugeuse et donc l'accélération appliquée au modèle. Cette vitesse de rotation peut atteindre 180 rpm, ce qui correspond à une accélération centrifuge de 125g.

Figure 1. Photographie de la centrifugeuse du Schofield centre

Une fois que le modèle est prêt, il est placé dans une des deux nacelles situées aux extrémités du bras de la centrifugeuse et un chargement précis est mis en place à l'autre extrémité dans le but d'équilibrer le moment lors de la rotation. L'expérience est réalisée à une accélération centrifuge égale à 50g. Conformément aux règles de similitudes, le groupe de quatre pieux correspond donc à un groupe de pieux qui serait 50 fois plus grand en réalité et que l'on nomme prototype.

2.2. Le groupe de pieux et les capteurs

Les pieux sont réalisés à base d'une pâte de ciment et ont un diamètre de 20 mm pour une longueur de 300 mm. Il s'agit donc de pieux ayant un élancement de 15 et dont les dimensions seraient en réalité de 1 m de diamètre pour 15 m de profondeur. Chacun des pieux est équipé d'un tube en cuivre en forme de U de diamètre intérieur et extérieur de 2 mm et 3 mm. Ce tube en cuivre permet de chauffer (respectivement refroidir) le pieu en faisant circuler de l'eau chaude (respectivement froide) à l'intérieur. Bien qu'un seul des quatre pieux qui constituent le groupe soit chauffé, tous les pieux sont équipés d'un tube en cuivre afin qu'ils aient tous les mêmes caractéristiques mécaniques. Enfin, afin de mieux rendre compte de l'interaction sol-pieu, tous les pieux sont rendus rugueux en collant du sable sur leur surface grâce à une colle silicone.

Figure 2. Schéma d'un pieu géothermique modèle, photographie de pieux avant et après sablage

Les quatre pieux sont reliés entre eux par un radier en aluminium d'une masse égale à 0.440 kg. Une fois que le modèle sera soumis à une accélération centrifuge de 50g, ce radier imposera un poids de 215 N sur les quatre pieux.

Figure 3. Photographie du radier modèle vu de profil et en plan

Comme le montre la figure 3, et dans le but de mesurer le poids repris par chacun des pieux, un capteur de force est vissé en tête de chaque pieu et fixé au radier avec un écrou. De plus, afin de mesurer le déplacement du radier lors de l'expérimentation, des capteurs de déplacements (LVDTs) sont fixés au couvercle de la boîte modèle, et positionnés aux quatre coins du radier (Voir figure 5). Ces capteurs permettent de caractériser la réponse mécanique du système d'étude. Par ailleurs, dans le but de contrôler l'écoulement d'eau dans le modèle, sept capteurs de pression interstitielle (CPI) sont placés au fond du modèle le long de celui-ci. Enfin, pour mesurer le transfert de chaleur dans le modèle, des capteurs de température sont placés sur un plan horizontal à une profondeur de 130 mm de la surface du modèle, ainsi que sur chacun des pieux.

2.3. Le système de chauffage

Afin de chauffer le pieu, un système Peltier est utilisé. Ce système permet de chauffer l'eau qui circulera ensuite dans le tube à l'intérieur du pieu grâce à une pompe péristaltique. L'eau transite donc dans le pieu en échangeant de la chaleur avec ce dernier avant d'être évacuée hors du modèle (voir figure 4). Il s'agit par conséquent d'un système de chauffe en boucle ouverte, non équivalent à une pompe à chaleur. C'est un système plus simple mais moins efficient (pour une même puissance thermique produite, le Peltier nécessite plus de puissance électrique). Cependant, le fait de travailler en boucle ouverte assure une température d'eau entrant dans le pieu toujours constante. En calibrant la pompe et le Peltier, il est ainsi possible de fixer ce paramètre. Par ailleurs, en mesurant les températures de l'eau en entrée et en sortie du pieu géothermique, on accède à la puissance thermique échangée entre le pieu et le sol, moyennant la connaissance du débit de la pompe q et de la capacité thermique de l'eau C grâce à l'équation suivante :

$$P_{echangée} = C * q * \Delta T \quad (1)$$

Le test réalisé lors de cette étude vise une température d'entrée dans le pieu à 45°C avec un débit de 40 ml/min pour la pompe. Le système Peltier ainsi que la pompe ont donc été alimentés en électricité de façon à obtenir ces valeurs. Cependant, sous l'effet de la force centrifuge, les calibrages qui ont été effectués à 1g n'étaient plus valables. Pour connaître le débit dans la pompe, un système de mesure avec flotteur a été mis en place et un débit de 20 ml/min a été calculé. Il en découle des charges thermiques plus faibles que celles attendues.

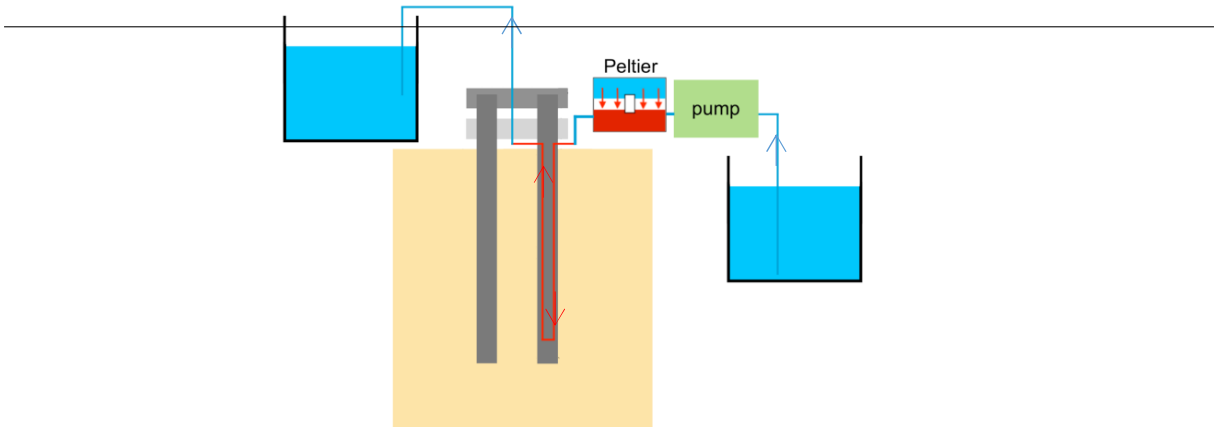


Figure 4. Schéma du système de chauffage du pieu géothermique modèle

2.4. Mise en place du modèle et de l'écoulement

Le modèle est réalisée dans une boite dont les dimensions sont les suivantes : L*l*h= 790*0.20*0.55 (mm), dont une face est en plexiglas. Afin de pouvoir établir un écoulement d'eau dans ce modèle, la boîte est partagée en trois parties sur sa longueur : les deux extrémités (70mm chacune) sont constituées de graviers et la partie centrale est remplie avec un sable d'Hostun et sa densité relative est d'environ 90% (sable dense). Un grillage recouvert de géotextile matérialise la séparation entre les trois parties (voir figure 5) afin de permettre à l'eau de s'écouler tout en évitant que le sable ne se mélange aux graviers. Afin d'avoir un sol homogène, un système mécanique de pluviation automatisée présent au Schofield Centre (Madabhushi et al., 2006) a été utilisé. Il permet, grâce à des résultats empiriques, d'obtenir une densité relative du sol avec une certaine précision, en jouant sur la hauteur de chute, la taille de la fente à travers laquelle le sable s'écoule et la vitesse de déplacement. En géotechnique, on dénombre deux principales façons de mettre en place des pieux : par fonçage ou par forage. Dans ce modèle d'étude, le fonçage s'avérant techniquement difficile à mettre en place, les pieux sont mis en place comme s'ils avaient été forés. Dans les faits, ils sont foncés jusqu'à quelques centimètres après qu'une première couche de sable ait été mise en place, puis la pluviation du sable est ensuite terminée. Une fois la mise en place du sable et des graviers faite, la saturation du modèle se fait en injectant de l'eau par le bas à un faible débit. La saturation n'est pas parfaite mais on fait l'hypothèse qu'elle l'est.

La différence de perméabilité entre les graviers et le sable permet de mettre en place un écoulement à travers le sable lorsque l'on maintient deux niveaux d'eau différents dans les graviers, selon la formule de Darcy :

$$Q = k * i * S \tag{2}$$

Avec Q le débit (m^3/s), i le gradient hydraulique (-),k la perméabilité du sol (m/s), et S la surface hydraulique (m^2). Un système mécanique permet d'alimenter le modèle en eau pendant la rotation du modèle en centrifugeuse. Cette alimentation en eau est maitrisée en débit et une fois que l'écoulement dans le modèle atteint un régime permanent, la hauteur d'eau en amont reste constante. Pour imposer une hauteur d'eau constante en aval cette fois, un système de siphon est mis en place : un trou dans le fond de la boîte est créé et est relié à un tube vertical à l'extérieur de la boîte. Ainsi, la hauteur d'eau dans les graviers en aval ne peut être supérieure à la hauteur de siphon.

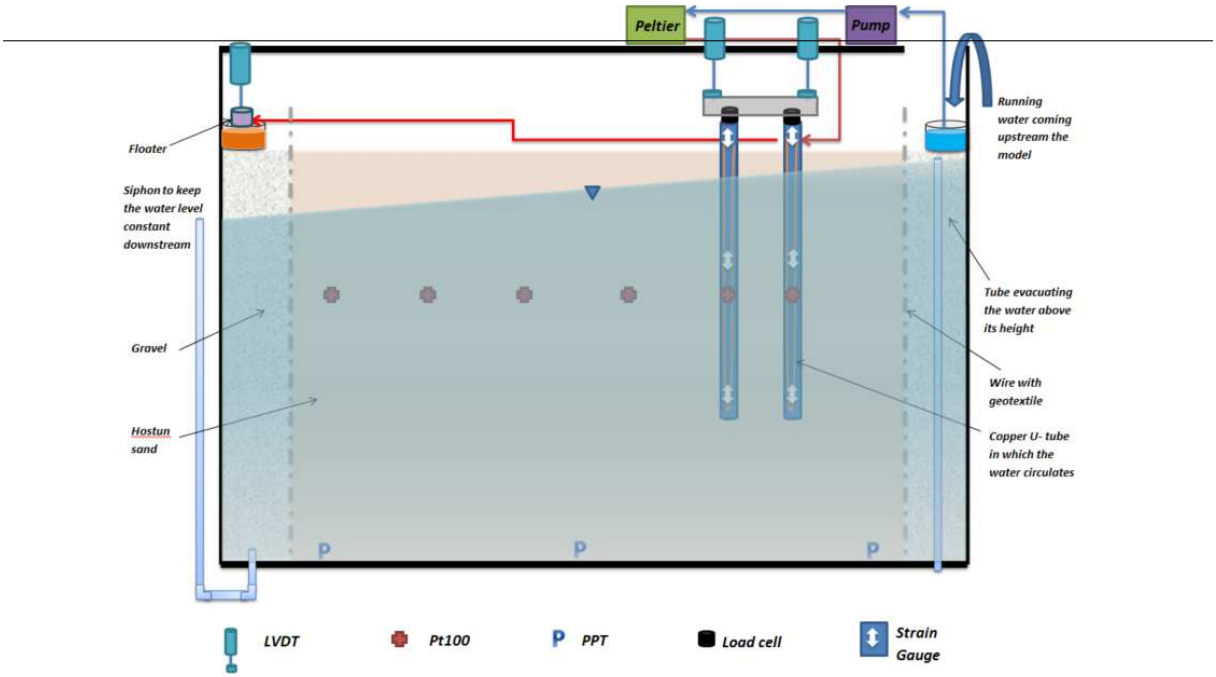


Figure 5. Schéma récapitulatif du modèle testé en centrifugeuse

3. Résultats

La première phase de l'essai est appelé *swing up*. C'est la phase durant laquelle le modèle est progressivement monté en accélération par palier de 10g jusqu'à atteindre 50g. Lors de cette phase, le suivi des mesures des capteurs de force et de pressions interstitielles rendent bien compte de la montée en accélération. En effet, il apparaît bien une augmentation des forces et des pressions interstitielles à chaque palier. De plus, il est important de noter ici qu'à la fin du dernier palier, la force totale est constante ainsi que les différentes pressions interstitielles. Cela permet de considérer les prochaines évolutions – une fois que le système de chauffage sera activé – comme étant induites par la charge thermique. C'est également le cas pour les mesures de déplacements : lors du *swing up*, un tassement du radier est observé induit par la montée en accélération. Ce tassement n'est pas parfaitement vertical et une certaine rotation existe. Cependant, à la fin du dernier palier, plus aucun déplacement n'est observé et on peut considérer que les prochains déplacements seront dus à la charge thermique.

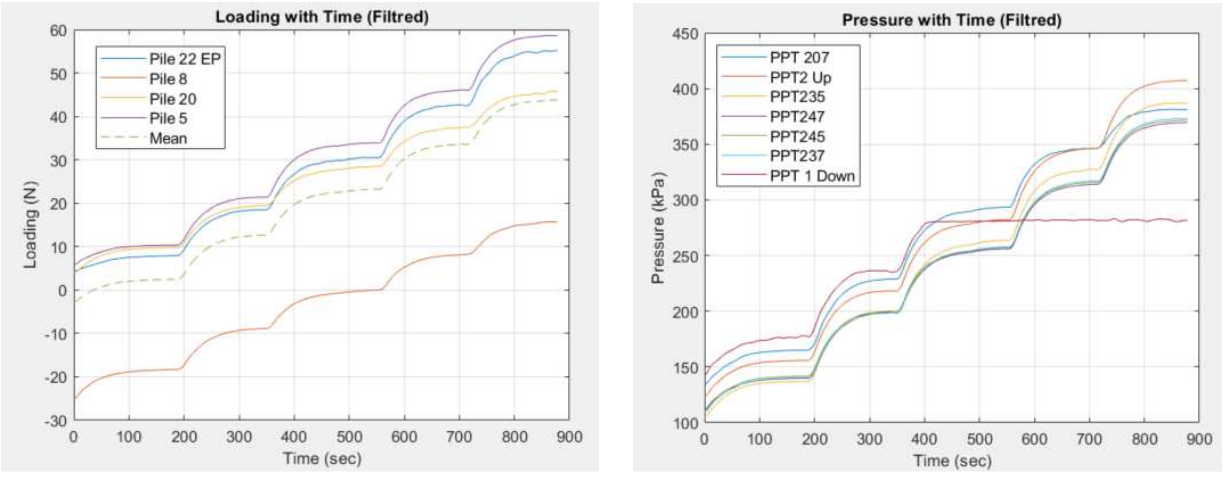


Figure 6. Evolution des chargements en tête de pieu et des pressions interstitielles en fonction du temps lors du *Swing up*

3.1. Application de la charge thermique sans écoulement

Une fois que l'accélération centrifuge a atteint la valeur cible de 50g, le système de chauffage est activé : la pompe et le Peltier sont mis en route. On peut voir sur la figure 7 que la température de la surface du pieu augmente très rapidement. Cette même figure présente également la température enregistrée par un capteur collé à la surface du pieu. Les températures mesurées ne sont pas aussi importantes qu'attendues. Cet écart provient très probablement du débit dans la pompe qui n'était pas assez fort à cause de l'accélération centrifuge. Toutefois, des effets induits par cette augmentation en température sont observables : le capteur de déplacement au-dessus du pieu géothermique enregistre un soulèvement et le pieu opposé mesure simultanément un tassement. Il s'agit donc d'une rotation du radier dans le sens pieu géothermique vers pieu opposé. De plus, la force reprise par le pieu géothermique et celle reprise par le pieu opposé sur la diagonale augmentent lorsque le pieu chauffe. En effet, le soulèvement du pieu géothermique induit par la dilatation thermique est contraint par le poids du radier, ce qui crée une contraction en tête de pieu et sur le pieu situé sur la diagonale opposée. Cette augmentation de chargement en tête sur ces deux pieux correspond à un allègement du poids repris par les deux autres pieux. En effet, la somme totale des chargements repris par les quatre pieux reste constante lors de l'expérience. Il apparaît également un phénomène moins attendu, celui du rééquilibrage des chargements et des déplacements après une première évolution. Il semblerait que la variation de température induise de « brusques » changement qui se rééquilibre ensuite bien que l'on continue de chauffer.

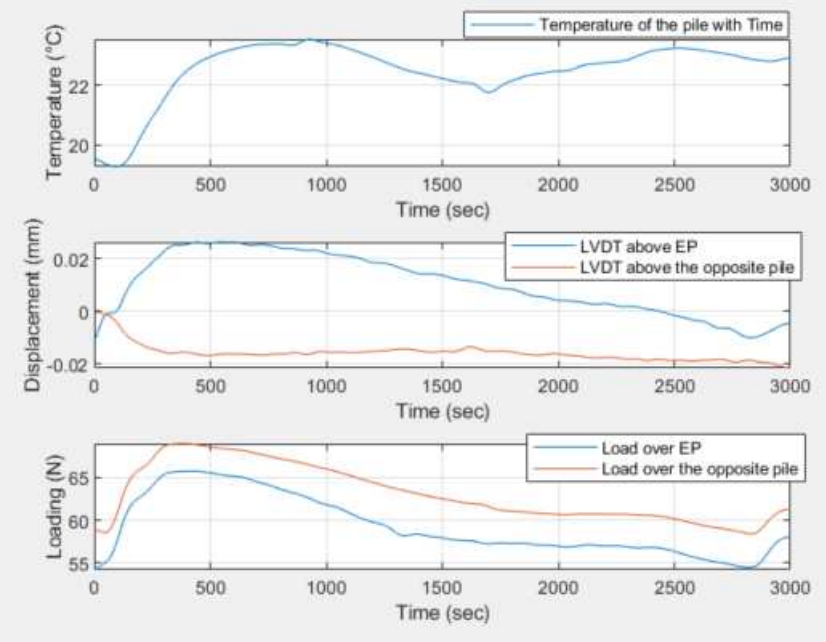


Figure 7. Evolution de la température en surface de pieu (a), de la charge en tête (b) et du déplacement (c) du pieu chauffé et du pieu opposé en fonction du temps – cas sans écoulement

3.2. Application de la charge thermique avec écoulement

Après avoir chauffé le pieu géothermique modèle pendant environ une heure, le système chauffant est éteint et le modèle est alimenté en eau courante avec un débit d'environ 2l/min en amont. L'objectif est d'établir un écoulement d'eau courante dans le modèle afin d'homogénéiser sa température. Il s'agit d'une phase de refroidissement que l'on contrôle en température. Une fois que le modèle semble être homogène en température, l'alimentation en eau courante et donc l'écoulement sont maintenus et le système de chauffage est rallumé. On entre dans une nouvelle phase de chauffage pour le pieu

géothermique mais cette fois dans des conditions d'écoulement d'eau dans le sol. La puissance électrique alimentant le Peltier et le débit de la pompe sont identiques à ceux de la première phase de chauffage. En d'autres termes, dans un souci de comparaison des résultats, la température de l'eau entrant dans le pieu est identique.

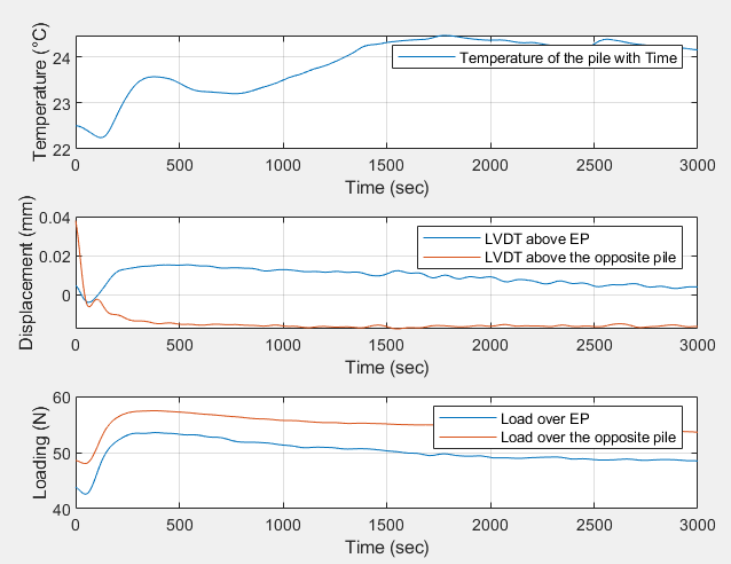


Figure 8. Evolution de la température en surface de pieu (a), de la charge en tête (b) et du déplacement (c) du pieu chauffé et du pieu opposé en fonction du temps – cas avec écoulement

La figure 8 montre l'évolution de la température en surface du pieu géothermique. Le temps 0 correspond, comme à chaque fois, à la mise en route du chauffage. On retrouve le même phénomène que précédemment. Le pieu géothermique modèle se soulève lorsqu'il est chauffé et le pieu situé à l'opposé sur le radier subit l'effet inverse. De plus, ces deux pieux enregistrent une augmentation de la charge reprise en tête. A nouveau, le poids total est constant durant toute l'expérience et l'augmentation de la charge reprise par le pieu géothermique et le pieu à l'opposé sur la diagonale est compensée par une perte de charge en tête pour les deux autres pieux.

3.3. Impact de l'écoulement sur l'interaction thermomécanique

Lorsqu'un écoulement d'eau est présent dans le modèle, le phénomène de convection thermique limite la dilatation thermique et donc le soulèvement du pieu et l'augmentation de sa charge en tête qui en sont des effets induits. Ce résultat apparaît sur la figure 9 où l'on compare le tassement moyen du radier (moyenne des déplacements mesurés par les 4 LVDTs au-dessus du radier) dans le cas sans écoulement et avec écoulement. Il apparaît bien que le soulèvement du radier est moindre dans le cas où un écoulement vient dissiper l'anomalie thermique. De même, et logiquement, les variations de charge en tête sont plus faibles lors du cas avec écoulement comme le montre la figure 10.

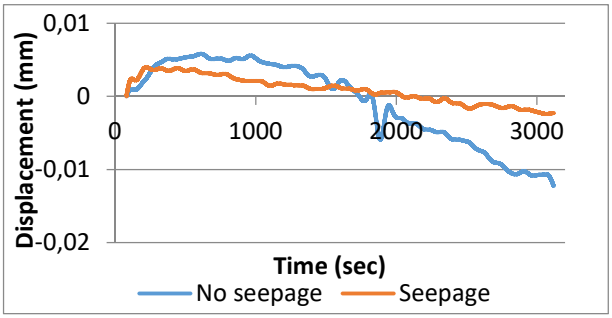


Figure 9. Evolution du tassement moyen en fonction du temps pour les deux cas de configuration

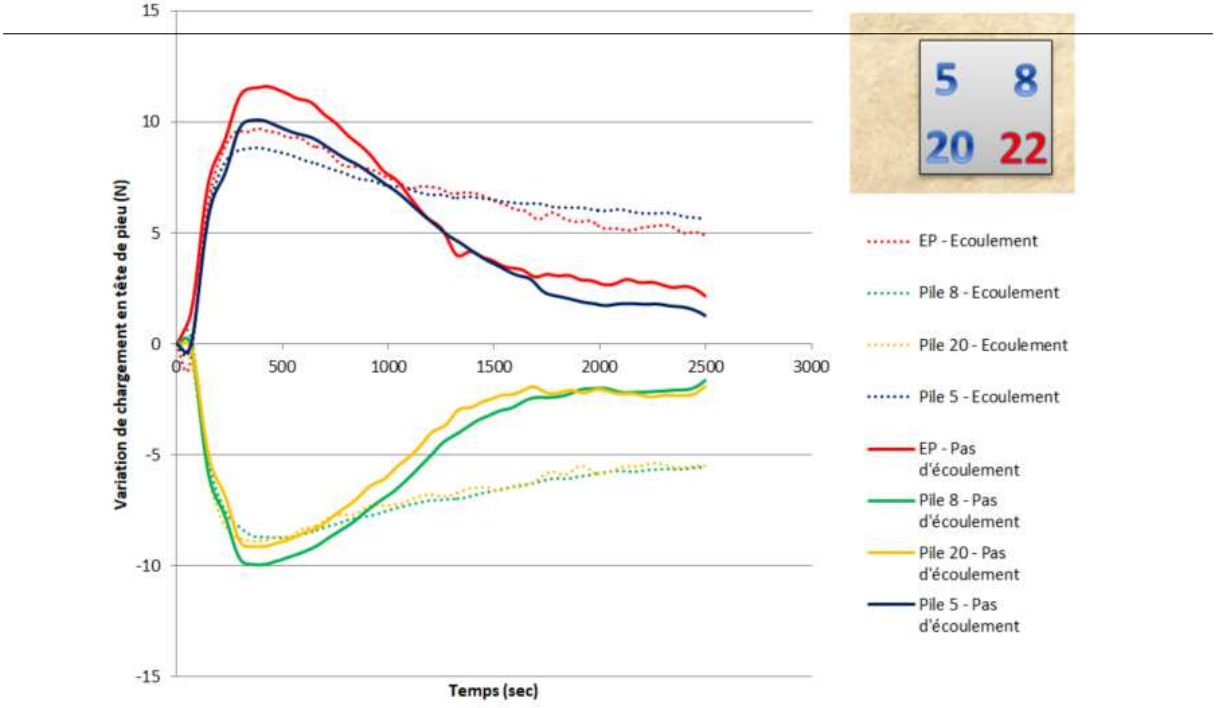


Figure 10. Variation de la charge en tête de chaque pieu en fonction du temps pour les deux cas de configuration

4. Conclusions

Dans un fonctionnement du pieu énergétique en été, la chaleur est puisée du bâtiment pour être injectée dans le sol. Lors de ce travail expérimental un groupe de quatre pieux géothermique a été modélisé en centrifugeuse dans un sable saturé. Lors de cet essai, un seul des quatre pieux était soumis à une charge thermique imposée en faisant circuler dans le pieu de l'eau chaude. L'étude du comportement thermomécanique du groupe de pieux montre un soulèvement du radier au niveau du pieu chauffé ainsi qu'une augmentation de la charge en tête. Il apparaît également que ces variations tendent à se rééquilibrer dans le temps bien que la charge thermique soit maintenue. Le point principalement innovant consistait à établir un écoulement d'eau à travers le modèle. L'expérience a donc été également menée dans des conditions d'écoulement d'eau souterraine. Il en ressort que l'impact thermomécanique est sensiblement atténué.
Ces résultats doivent cependant être considérés avec précaution dans la mesure où l'aspect cyclique du chargement thermique est également responsable de l'atténuation de l'impact thermomécanique (Ng, 2019). De nouvelles études doivent donc être menées pour déterminer la part de chacun des phénomènes dans cette diminution des effets induits par le chargement thermique.

5. Références bibliographiques

S.P.G Madabhushi, N.E Houghton & S.K. Haigh. (2006) A new automatic sand pourer for model preparation at University of Cambridge. Physical modelling in Geotechnics, two Volume Set: Proceedings of the sixth international conference on physical modelling in Geotechnics.

Ng, C. W. W. and Ma, Q. J. (2019). Energy pile group subjected to non-symmetrical cyclic thermal loading in centrifuge. Géotechnique letters 9, 173-177

Nouveau montage expérimental pour l'étude du comportement d'une fondation mixte

New experimental set up for the study of the behaviour of a piled raft foundation

Nader Elayni[1], Philippe Reiffsteck[1], Fabien Szymkiewicz[1], Alain Le Kouby[1]

[1] *Université Gustave Eiffel, Département GERS, Laboratoire SRO, Champs sur Marne, France*

RÉSUMÉ – Cette communication examine la variation du coefficient d'efficacité d'une fondation mixte, de la part de charge reprise par le radier et de l'effet que peut avoir une semelle sur les pieux. La première partie de la communication décrit le comportement des fondations mixtes et la seconde partie présente un montage expérimental de modèles réduits réalisés en laboratoire en 1g à l'université Gustave Eiffel.

ABSTRACT – This paper examines the variation of the coefficient of efficiency of a piled raft foundation, the share of load taken by the raft and the effect of the raft on piles. The first part of this paper describes the behaviour of piled raft foundations and the second part presents an experimental set-up of reduced models carried out in the laboratory in 1g at Gustave Eiffel University.

1. Introduction

Les bâtiments de grande hauteur étant de plus en plus courant d'une part, et la notion de coût environnemental étant maintenant centrale dans le secteur du BTP, les fondations mixtes alliant fondations profondes et fondations superficielles sont amenées à être de plus en plus fréquemment utilisées.

Les fondations mixtes consistent à associer une fondation superficielle qui est au contact du sol et un groupe de pieux reliés à la fondation superficielle. Deux stratégies de conception des fondations mixtes sont possibles :

- réduire les tassements par l'ajout de pieux lorsque la portance est assurée par la fondation superficielle mais que les tassements sont excessifs vis-à-vis de la structure projetée (Burland et al. 1977),
- augmenter la portance des fondations profondes en tenant compte de la portance supplémentaire apportée par la fondation superficielle, dans l'optique de limiter les coûts ainsi que l'emploi de matières premières.

Dans les deux cas, la combinaison de ces deux types de fondations implique que le comportement de la fondation mixte est différent des fondations prises séparément. En effet, l'ajout d'une semelle au contact du sol sur un groupe de pieux implique des interactions supplémentaires. La fondation superficielle interagit avec le sol, mais provoque aussi des changements sur le comportement du groupe de pieux. Ces changements s'ajoutent aux interactions déjà présentes sur le groupe de pieux tel que les effets de groupes (des interactions d'un pieu sur un autre pieu proche au sein d'un même groupe).

2. Généralités sur le comportement d'une fondation mixte

Lorsqu'un groupe de pieux est étudié, on compare la charge limite du groupe à la charge limite d'un pieu isolé multiplié par le nombre de pieux isolés dans le groupe. Cela permet d'obtenir le coefficient d'efficacité d'un groupe de pieu. Plus le coefficient est proche de 1

et plus la fondation est efficace. Certains auteurs étendent cette définition pour une fondation mixte tel que :

$$Q_{u,fm} = nC_{fm}(Q_{su,i} + Q_{pu,i}) \text{ Soit } C_{fm} = \frac{Q_{u,fm}}{n(Q_{su,i}+Q_{pu,i})} \quad (1)$$

Le coefficient d'efficacité C_{fm} défini par la littérature prend en compte que la charge des pieux. Borel (2001) a proposé de décomposer la charge limite de la fondation mixte avec des paramètres d'interactions au sein de cette fondation. L'équation (2) décrit la charge limite telle que :

$$Q_{u,fm} = n\left(C_{s,g}C_{s,c}Q_{su,i} + C_{p,g}C_{p,c}Q_{pu,i}\right) + C_{c,g}Q_{u,c} \quad (2)$$

avec n qui représente le nombre de pieux.

Les coefficients sont déterminés expérimentalement par des essais de chargement. Vesic (1969) et Phung (1993) ont défini une charge limite associée à un tassement identique pour la semelle isolée, le pieu isolé, le groupe de pieux et la fondation mixte. Cela permet d'avoir une cohérence lorsque les charges limites sont comparées.

Mandolini et al. (2005) ont étudié les données de 22 cas qui permettent d'observer l'interaction entre les pieux et le radier. De Sanctis et Russo (2008) ont tracé d'après les données collectées par Mandolini et al. (2005) la relation entre la charge reprise par le radier et la géométrie de la fondation mixte (Figure 1).

Dans la Figure 1, le rapport Q_R/Q_T représente la charge reprise par le radier par rapport à la charge total appliquée. Ce rapport est en fonction d'une quantité sans dimension $(A_G/A)/(s/D)$ nommée facteur de remplissage (Figure 1). On observe que pour un facteur de remplissage inférieur à 0.15, la charge reprise par le radier est toujours supérieure à 40%.

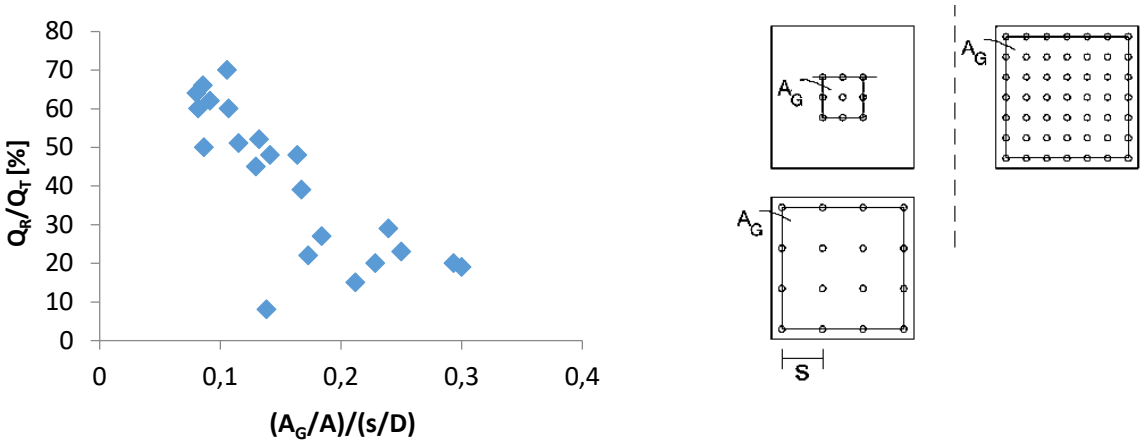


Figure 1 : Répartition de la charge entre les pieux et le radier en fonction du facteur de remplissage (Mandolini et al. 2005)

Afin de comprendre le comportement d'une semelle au sein d'une fondation mixte, on compare celle-ci à une semelle isolée qui est la référence. Liu et Yuan (1989) ont réalisé un modèle réduit 1g d'un chargement vertical de groupe de pieux forés et d'une fondation mixte. À l'issue des essais de chargement, il est démontré que la semelle provoque une augmentation du frottement des pieux due à la pression de contact du radier sur le sol. Les essais ont aussi montré la part de charge reprise par le radier qui augmente lorsque l'entraxe des pieux est supérieur à 5D et la longueur des pieux inférieure à 13.D. Cependant, Liu et Yuan ont fait varier l'entraxe des pieux en même temps que la largeur du radier.

Phung (1993) a réalisé des essais à une échelle moyenne (pieux d'une longueur de 2,3m) sur des fondations superficielles, des pieux isolés, des groupes de pieux et des fondations mixtes dans un sable dense (I_D=0,67 et I_D=0,62) et lâche (I_D=0,38). Il a observé que le frottement des pieux augmente dans une fondation mixte. Ceci est provoqué par la contrainte due à un contact du radier sur le sol comme l'ont montré Liu et Yuan (1989). Le sol sous la semelle est confiné sous le radier et ainsi le frottement du pieu augmente.

Phung (1993) a aussi comparé la contrainte sous la semelle pour une fondation mixte et une semelle isolée. On remarque que la contrainte sous la semelle pour une fondation mixte est proche d'une semelle isolée (Figure 2). Les propriétés du sol, comme l'indice de densité, montrent bien lors des essais de Phung (1993) qu'ils sont importants dans la compréhension du comportement de la fondation mixte. En effet, on observe bien que la semelle dans une fondation mixte provoque un confinement du sol plus important dans du sable lâche qu'une semelle isolé. La raison pour laquelle la semelle dans une fondation mixte à un effet plus important lorsque le sable est lâche est une question à étudier. Une densification du sol va provoquer un effort latéral supplémentaire sur le pieu et donc un frottement plus important. Il est dans l'intérêt de l'ingénieur d'exploiter cela afin d'améliorer la portance des fondations mixtes. Il est fondamental de comprendre le mécanisme qui améliore le frottement mais aussi, si cela est valable pour différents cas (différents sols, nombre de pieux, entraxe variable etc…).

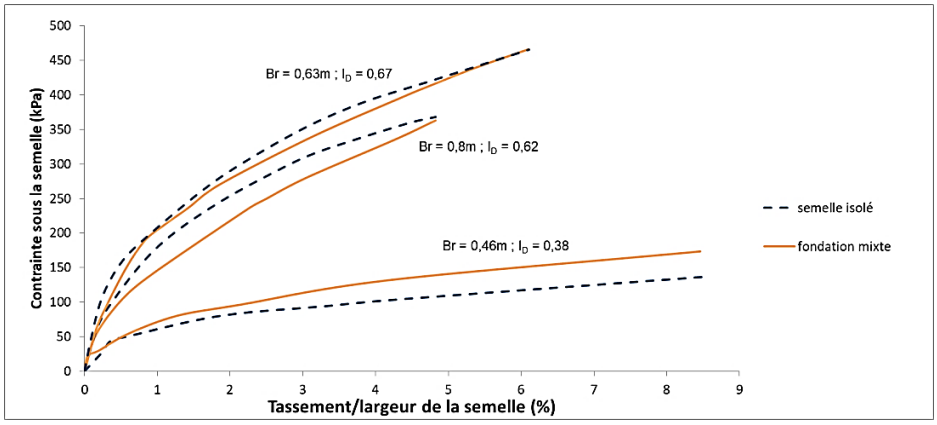


Figure 2 : Comparaison de la contrainte sous la semelle (Phung, 1993)

L'amélioration de la portance des pieux par l'effet de la semelle est encore en discussion. Des essais en centrifugeuse ont été réalisés afin de comparer la portance d'un pieu isolé par rapport à un pieu en fondation mixte (Horikoshi et Randolph 1997). Il est montré que le pieu en fondation mixte à un gain de portance d'environ 40% expliqué par l'augmentation de la contrainte dans le sol qui augmente le frottement axial du pieu. Cependant, d'autres études (exemple Liu et al. 1994) montrent qu'il y a une diminution du frottement axial du pieu par rapport à un groupe après la mise en place d'une semelle sur le sol.

Borel (2001) explique que ces différences entre les études tirent leur origine de la définition de la charge limite entre un groupe de pieux et une fondation mixte. En effet, pour saturer le frottement axial d'un pieu dans une fondation mixte, il est nécessaire d'avoir un déplacement plus important que pour un groupe de pieux (Phung, 1993).

L'analyse des essais trouvés dans la littérature nous permet donc de mieux comprendre le comportement d'une fondation mixte, mais aussi d'orienter notre axe d'étude pour la réalisation d'essais en modèle réduit 1g.

3. Modèle réduit

Cette section décrit le modèle réduit utilisé pour comprendre le comportement d'une fondation mixte. Il s'agit d'un modèle 1g qui préfigure les essais à N.g qui seront entrepris en centrifugeuse.

3.1. Mécanismes de rupture et conteneur

Afin d'assurer la validité des résultats des essais, nous devons nous assurer que le conteneur soit assez grand pour éviter les effets de bord. Il est nécessaire pour cela de respecter des rapports de dimensions permettant de limiter l'influence des conditions aux limites et les interactions avec les parois du conteneur. La distance x.Br est déterminée en fonction de la distribution des efforts sous la semelle. La distance y.L est déterminée en fonction de la distribution des efforts sous les pieux (Figure 3). Il existe trois mécanismes de rupture sous la fondation superficielle : rupture généralisée, rupture locale et rupture par poinçonnement. Ces trois mécanismes et avec la méthode du radier équivalent (détermine les tassements d'une fondation mixte) permettent d'évaluer la répartition des efforts sous la fondation mixte. Pour une fondation mixte, il existe deux mécanismes de ruptures (Kishida et Meyerhof, 1965).

- Une rupture par bloc pour des pieux suffisamment proche. C'est une zone de rupture qui se produit aux alentours du groupe en entier et sous la semelle.
- Le second type de rupture est la rupture individuelle de pieux. La zone de rupture sous la semelle est plus large, mais la zone de rupture aux alentours des pieux est localisée pour chaque pieu individuellement. Celle-ci se produit lorsque les pieux sont suffisamment espacés (en pratique s > 4D).

Il est donc nécessaire, afin d'observer et d'étudier les mécanismes de ruptures, de réaliser les essais dans un conteneur aux dimensions suffisamment grandes. Ainsi, il permet aussi d'éviter les effets de bords mais aussi de réaliser plusieurs installations de fondation au sein du conteneur. Le conteneur possède une distance x.Br de 1,32m et y.L de 1,2m.

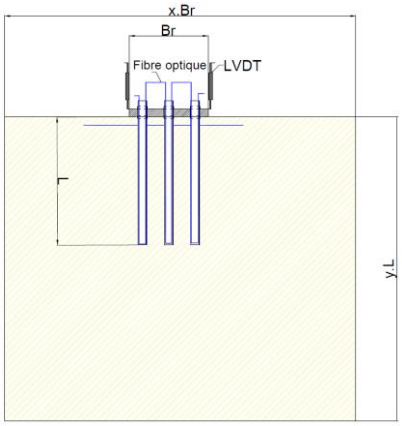


Figure 3 : Dimensions globales du massif

3.2. Pieux modèle

Le modèle de pieux qui sera utilisé lors des essais est un tube en laiton composé d'un filetage externe afin d'avoir une certaine rugosité.

Le diamètre externe (y compris le filetage) du pieu est de D = 17mm. Cette valeur est choisie pour des raisons techniques et de disponibilité. En effet plus le diamètre augmente et plus l'espacement entre les pieux sera grand. Cela implique de réaliser des espacements plus grand, un radier plus grand et donc un conteneur qui aura une taille plus importante.

Le diamètre optimal et qui correspond à la majorité des pieux modélisés dans la littérature pour les modèles réduit est de 17mm. La longueur fichée dans le sol (L) est de 14.D soit L/D=14.

Poulos (1968) a étudié l'interaction pieu/sol pour un pieu isolé sous un radier en contact avec le sol. L'auteur a conclu que plus le rapport de la longueur du pieu sur le diamètre diminue et plus l'influence du radier en contact avec le sol (qui a pour rôle de réducteur de tassement) est important. Il remarque aussi qu'à partir d'une longueur L < 10.D, l'influence du contact du radier n'est plus négligeable et prédomine dans le comportement de la fondation. Ainsi le choix d'une longueur d'encastrement de 14.D permet d'avoir une charge reprise par les deux types de fondations.

Deux types de groupes de pieux sont testés : 9 pieux pour une semelle carrée et 7 pieux pour une semelle circulaire (Figure 4). L'entraxe choisi est de 3D dans un premier temps mais il variera au cours des essais. Par ailleurs, les essais comprennent aussi le chargement d'un pieu isolé et d'un radier seul.

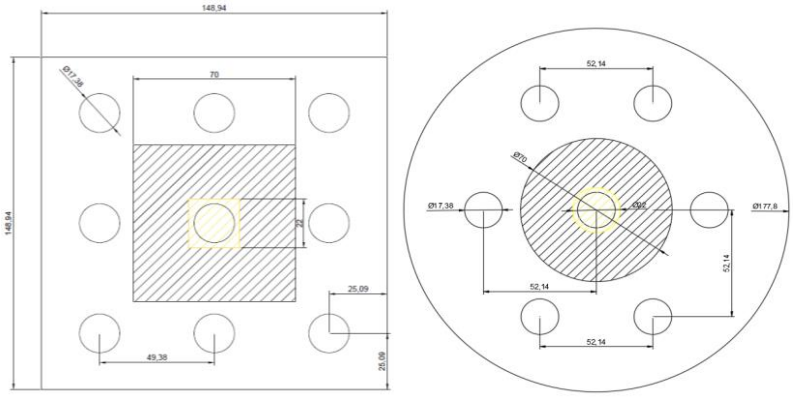


Figure 4 : Répartition des pieux sur les semelles carrées et circulaires

Un programme de chargement par palier jusqu'à la rupture conventionnelle (l'observation d'un fluage) sera mis en œuvre.

3.3. Conception du radier modèle

Le radier est constitué d'une plaque carrée en acier de module $E_r = 210$ GPa (et $v_r = 0{,}33$). La longueur de la semelle carrée atteint une valeur de 149 mm et une valeur de 178 mm de diamètre pour la semelle circulaire. Pour simuler une plaque rigide, Poulos et Davis (1980) ont défini la condition suivante :

$$\frac{\pi B_r^3 E_s}{k(1-v_s^2)} < \frac{8}{(\frac{B_r}{a})^{1/2}} \text{ avec } k = \frac{E_r t^3}{12(1-v_r^2)} \quad (2)$$

L'épaisseur de la plaque estimée qui permet de simuler un radier rigide est de 1,5 cm pour notre cas. De même, Horikoshi et Randolph (1997) définissent le paramètre de rapport de rigidité qui contrôle le tassement différentiel d'un radier rectangulaire :

$$K_{rs} = 5{,}57 \frac{E_r(1-{v_s}^2)}{E_s(1-{v_r}^2)} \left(\frac{B_r}{L}\right)^{0,5} \left(\frac{t}{L}\right)^3 \quad (3)$$

En considérant les dimensions du modèle choisi, nous obtenons un rapport de rigidité égale à 0.8 pour une épaisseur de 1,5cm. Si le radier possède une épaisseur de 0,6 cm, on obtient une valeur de 0,05.

Clancy (1993) définit le rapport de rigidité pour un radier circulaire :

$$K_{rs} = \frac{E_r(1-{v_s}^2)}{E_s(1-{v_r}^2)} \left(\frac{t}{r}\right)^3 \quad (4)$$

avec r le rayon du radier circulaire.

Pour le modèle circulaire, nous obtenons un rapport de rigidité égale à 0.67 pour une épaisseur de 1,5 cm. Si le radier possède une épaisseur de 0,6 cm, la valeur est de 0,04.

3.4. Sol et mis en place

Le sol utilisé pour les essais est un sable d'Hostun nommé HN31. Les caractéristiques du sable et la granulométrie fournie par le fournisseur sont présentées dans le Tableau 1 et la Figure 5 :

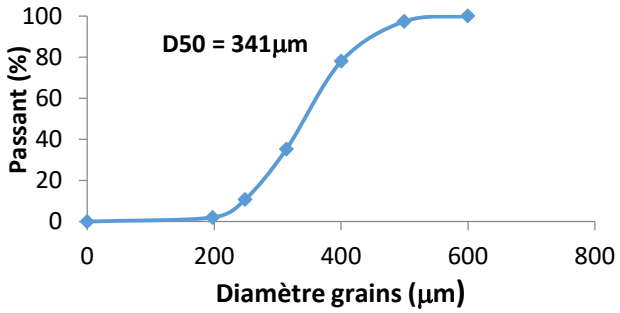


Figure 5 : Granulométrie du sable d'Hostun HN31

Tableau 1 : Caractéristique du sable d'Hostun HN31

Caractéristiques HN31
ρ_s = 2,65 g/cm^3
e_{min} = 0,624
e_{max} = 0,961
γ_{max} = 15,99 kN/m^3
γ_{min} = 13,24 kN/m^3
D_{50} = 341µm

La constitution d'un sol à une densité requise en laboratoire est fondamentale pour la résolution des problèmes géotechniques. Les sols sableux sont reconstitués en laboratoire à l'aide de diverses méthodes : pluviation ou vibration. La pluviation des particules de sable est la méthode privilégiée. Elle produit des échantillons homogènes et reproduit le processus de dépôt naturel des sables (Le Kouby, 2003).

Vaid et Negussey (1984) et Levacher et al. (1994), ont mené des études de pluviation sur différents types de sable (sable de Leighton Buzzard, d'Ottawa, Hostun, Fontainebleau etc…) et ont montré que la densification par pluviation dans l'air est efficace pour des hauteurs de chute comprises entre 0 et environ 50 cm. Levacher et al. (1994), ont démontré qu'à partir de 1,2m de hauteur, la vitesse du sable d'Hostun est constante. Pour réaliser l'essai 1g, un système de trémie permet de simuler la pluviation (Figure 6). Un système de tranquillisation du flux non représenté ici vient la compléter.

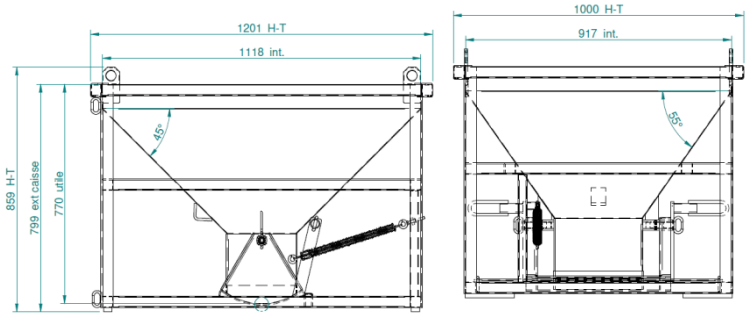


Figure 6 : Dimensions de la trémie

Ainsi, la mise en œuvre du sable dans un conteneur en laissant tomber le sable d'une hauteur constante permet de contrôler la densité du sol. Nous pourrons donc faire varier la densité du sable et passer d'un état moyennement lâche (I_D < 0,40) à dense (I_D > 0,60).

3.5. Instrumentation

Le modèle réduit est instrumenté avec un capteur de force de 10kN (Figure 7), de fibre optique (Figure 8) pour mesurer la déformation des pieux et dans le sable et de LVDT pour mesurer le déplacement. La fibre optique est placée à l'intérieur des tubes filetés, sous la semelle et dans le sol. Des mesures de la déformation du pieu et donc du frottement pourront être réalisées. La fibre installée sous la semelle permettra d'avoir les champs de déformation induits dans le sol par la semelle et donc le mécanisme de rupture

engendré par la fondation mixte. La fibre optique peut avoir une influence sur le comportement du sol si elle est assez rigide pour renforcer le sol. Cependant la fibre optique est très fine (0,9mm de diamètre) et est assez souple pour se déformer avec le sol. Il sera fait une comparaison avec d'autres capteurs (jauge de déformation par exemple) pour évaluer l'effet de la fibre. Un vérin hydraulique de 50kN permettra d'assurer le chargement des fondations.

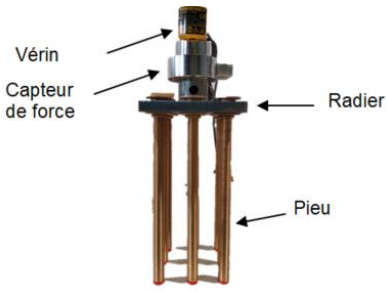


Figure 7 : Modèle réduit

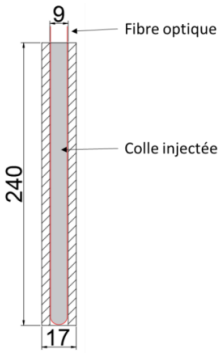


Figure 8 : Fibre optique dans le pieu (en mm)

4. Conclusions et perspectives

La mise en place d'ouvrage ayant une descente de charge importante ou reposant sur des fondations mises en place dans un sol à faibles résistances mécaniques implique des éventuels problèmes sur les fondations. Les problèmes liés aux fondations qui peuvent être rencontré sont : la faible capacité portante, le tassement différentiel ou total important. Afin de répondre à ces problématiques, les ingénieurs mettent en place des fondations adaptées, comme les fondations profondes (pieux isolés ou groupes de pieux) ou les fondations mixtes (association d'un radier et d'un groupe de pieux).

Pour mieux comprendre le comportement d'une fondation mixte, les paramètres qui affectent la portance ou le tassement d'une telle fondation ont été étudiés dans cette communication. De plus, une définition d'un coefficient d'efficacité d'une fondation mixte a été présentée qui permet de prendre en compte les interactions du radier avec le sol. La répartition de la charge au sein d'une fondation mixte dépend du facteur de remplissage (rapport de surface occupé par les pieux et la semelle). Il a été démontré que pour un facteur de remplissage inférieur à 0.15, la charge est reprise par le radier à 40% (Figure 1). La densité du sol a aussi un rôle important. Phung, (1993) avait démontré que pour un sable lâche (I_D = 0,38) la semelle d'une fondation mixte engendre plus de contrainte que la semelle isolée.

Ainsi un nouveau modèle expérimental à échelle réduite a été conçu à l'Université Gustave Eiffel. Ce modèle permettra d'effectuer une étude paramétrique en faisant varier divers paramètres du groupe de pieux (longueur et entraxe) et du radier (épaisseur et largeur). Le sol sera mis en place par pluviation et instrumenté par fibre optique. Puis le modèle réduit sera instrumenté par fibre optique, LVDT et un capteur de force.

Des essais sont prévus en centrifugeuse qui permettront de valider les résultats 1g.

Glossaire					
Symbole	Unité	Définition	Symbole	Unité	Définition
B_r	mm	Largeur radier/semelle	A_G	mm²	Surface occupée par les pieux
D	mm	Diamètre pieu	A	mm²	Aire totale du radier
L	mm	Longueur pieu	s	mm	Entraxe (centre à centre)
E_s	MPa	Module du sol	I_D	%	Indice de densité
E_r	MPa	Module du radier	v_s	-	Coefficient de Poisson du sol
k	MN.mm	Rigidité à la flexion	v_r	-	Coefficient de Poisson du radier
K_{rs}	-	Rapport de rigidité	t	mm	Epaisseur radier
$Q_{u,fm}$	kN	Charge limite fondation mixte	a	mm	Longueur radier

$Q_{su,i}$	kN	Charge par frottement axial pieu isolé	$C_{s,g}$	-	Coefficient efficacité frottement groupe de pieux
$Q_{pu,i}$	kN	Charge en pointe pieu isolé	$C_{p,g}$	-	Coefficient efficacité pointe groupe de pieux
$Q_{u,c}$	kN	Charge limite semelle isolée	$C_{s,c}$	-	Rapport frottement axial groupe pieux en fondation mixte et groupe de pieux
$C_{c,g}$	-	Rapport charge limite semelle en fondation mixte et isolée	$C_{p,c}$	-	Rapport résistance pointe en fondation mixte et groupe de pieux

5. Références

Borel, S., (2001). Comportement et dimensionnement des fondations mixtes. Etudes et recherches des LPC, LCPC, 351 pages.

Bowles, J. E., (1997). Foundation design and analysis. McGraw-Hill, New York, USA.

Burland, J. B., Broms, B.B., De Mello, V.F.B., (1977). Behaviour of foundations and structures. In Proceedings of the 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokio, Japan, Vol. 2, pp.495-546.

De Sanctis, L., Russo, G., (2008). Analysis and performance of piled rafts designed using innovative criteria. J. Geotech. Geoenviron. Eng., 134 (8), pp. 1118-1128.

Dubreucq, T., Gamier, J., Favraud, C., (1995). Effet de groupe de micropieux sous charge axiale. Rapport du projet national de recherche FOREVER, N° : FO/94/06. 22.

Horikoshi, K. et Randolph, M.F., (1997). On the definition of raft-soil stiffness ratio for rectangular raft. Géotechnique, Vol. 47, NO. 5, pp. 1055-1061.

Kishida, H. et Meyerhof, G.G., (1965). Capacité portante d'un groupe de pieux soumis à des charges excentrées dans le sable. Comptes rendus du 6e CIMSTF, Montréal.

Le Kouby, A., (2003). Etude du comportement mécanique de micropieux sous chargements monotones et cycliques verticaux. Application aux effets de groupe. Ph.D. thesis. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.

Levacher, D., Garnier, J., Chambon, P., (1994). Reconstitution d'éprouvettes de sable. Appareil de pluviation. Revue française de géotechnique. NO. 68, 49-56.

Liu, J., Huang, Q., Li, H., Li, X., HU, W., (1994). Experimental research on bearing behaviour of pile groups in soft soil. Proceedings 13th international conference on soil mechanics and foundation engineering, New Delhi, vol. 2, pp. 535-528.

Liu, J., Yuan, Z., (1989). Comportement et problèmes de calcul des groupes de pieux dans le limon. Bull. Liaison des lab. des Ponts et Chaussees, NO. 160:21-35.

Mandolini, A., Russo, G. et Viggiani, C., (2005). Pile foundations: experimental investigations, analysis and design. Soil Mechanics and Geotechnical Engineering 16ICSMGE, Osaka.

Poulos, H.G., (1968). Analysis of the Settlement of Pile Group. Geotechnique. Vol 18, No 4, pp. 449-471.

Poulos, H.G., Davis, E.H., (1980). Pile foundation analysis and design. Wiley Series in Geotechnical Engineering, 1st Edition, New York, John Wiley Ed., pp. 20-32.

Phung, D.L., (1993). Footing with settlement-reducing piles in non-cohesive soil. Ph.D. thesis, Department of Geotechnical Engineering, Chalmers University of Technology, Sweden.

Vaid, YP., Negussey, D., (1984). Relative density of pluviated sand samples. Soils Found 24(2):101–105.

Vesic, A.S., (1969). Experiments With Instrumented Pile Groups in Sand. ASTM Spec. Tech. Publ. No. 444, pp. 177-222.

Vesić, A.S., (1973). Analysis of ultimate loads of shallow foundations. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE. Vol 99, P45-73.

MURS PILOTES A BASE DE BRIQUES ELABOREES AVEC DES SEDIMENTS DU FLEUVE USUMACINTA DU MEXIQUE

PILOT MASONRY WALLS WITH SEDIMENT-BASED BRICKS FROM USUMACINTA RIVER IN MEXICO

Irini DJERAN-MAIGRE[1], Ahmad MORSEL[1], Mazhar HUSSAIN[2], Daniel LEVACHER[2], Andry RAZAKAMANANTSOA[3], Estelle DELFOSSE[1]

[1] *Univ Lyon, INSA Lyon, GEOMAS, EA7495, F-69621 Villeurbanne, France*

[2] *ComUE Normandie Université, Unicaen, M2C UMR 6143 CNRS, 14000 Caen, France*

[3] *Université Gustave Eiffel, Département GERS-GIE, 44344 Bouguenais, France*

RÉSUMÉ – Des murs en maçonnerie sont construits de briques élaborées avec des sédiments du fleuve Usumacinta, du Mexique. Trois types de briques sont fabriqués : i) des briques cuites, ii) des briques stabilisées à la chaux, et iii) des briques crues renforcées par des fibres. Les caractéristiques mécaniques des matériaux sont mesurées. Les murs ont été sollicités horizontalement dans leur plan, les résultats sont présentés et discutés.

ABSTRACT – Masonry walls are constructed of bricks made from sediments from the Usumacinta River in Mexico, collected at three different sites. Three types of bricks are manufactured: i) fired bricks, ii) lime-stabilised bricks, and iii) bio-based bricks reinforced with oil palm fibres. The mechanical characteristics of the materials used are measured. The walls were loaded horizontally in their plane, the results are presented and discussed.

1. Introduction

Le projet VAL-USES (2017), a comme objet d'études, le bassin versant du fleuve Usumacinta, un des plus grands fleuves et le moins anthropisé du Mexique. Pour partie, ce projet s'intéresse aux filières de valorisation potentielles des sédiments du fleuve à destination des populations locales.

Il s'agit d'utiliser les sédiments comme matière-support à ces valorisations d'une manière raisonnée et durable afin de ne pas impacter négativement l'environnement. Ces valorisations se doivent être bénéfiques aux populations locales vivant tout au long du fleuve en leur proposant des filières durables et éthiquement acceptables. D'autre part, la gestion des sédiments du fleuve doit répondre à des critères stricts environnementaux, mais aussi assurer le caractère renouvelable de cette ressource naturelle qu'est le sédiment. L'implantation des filières est aussi locale, ainsi la proximité des ressources en limite le transport, et de fait, les émissions de gaz à effet de serre.

La proposition de valorisation consiste à utiliser les sédiments de la rivière Usumacinta comme matière première pour la fabrication de briques, pour les besoins locaux de constructions. En effet, plusieurs études ont examiné la faisabilité de l'utilisation des sédiments de dragage pour la fabrication de briques (Mesrar et al., 2021 ; Gillot et al., 2021 ; Cappuyns et al., 2015). Dans certaines études, les briques sont fabriquées avec 100% de sédiments de dragage (Mezencevova et al., 2012), les sédiments peuvent également être mélangés à de l'argile (Torres et al., 2009 ; Xu et al., 2014) ou à du ciment (Yang et al., 2021). Dans les différents travaux de recherche sur les briques, les propriétés physiques et mécaniques sont les critères choisis pour comparer leur capacité à cuire et à façonner les briques. Il est à souligner que toutes les études portent sur la fabrication de briques cuites. Le travail proposé ici se démarque de ces études puisque les briques fabriquées peuvent être crues, soit chaulées (sédiments additionnés de

chaux), soit biosourcées, renforcées par des fibres (sédiments plus fibres naturelles). Pour des raisons de comparaison des briques cuites sont également préparées.

Une des filières de valorisation des sédiments retenue à l'échelle locale est celle de la construction de bâtiments légers artisanaux ou agricoles dont l'enveloppe est faite de murs non porteurs. Pour étudier le comportement de ces murs, des murs-modèles ou murs pilotes ont été envisagés à l'échelle du laboratoire. Ces derniers, de taille réduite, sont construits à l'aide des briques de sédiments de l'Usumacinta. Ces murs ainsi confectionnés sont sollicités horizontalement afin de vérifier leur résistance face à la sismicité locale.

2. Matériaux

Les murs pilotes sont construits avec des briques faites de sédiments du fleuve Usumacinta, et du mortier. Ce paragraphe donne les sites de prélèvement, les caractéristiques géotechniques des sédiments, les modes de fabrication des trois différents types de briques, la composition du mortier et les caractéristiques mécaniques des briques et du mortier.

2.1. Les sédiments du fleuve Usumacinta

Les sédiments étudiés ont été recueillis dans le fleuve Usumacinta, de 1000 km de long qui traverse l'État de Tabasco, au Mexique. Les sédiments ont été prélevés à proximité de deux villes, à savoir, dans la partie amont de Tenosique et la partie aval de Jonuta, et transportés en France par voie maritime.

Les sédiments, extraits à trois endroits différents le long du fleuve, sont identifiés par une lettre indiquant la ville et un numéro correspondant à l'endroit exact de l'échantillonnage. Ainsi, T est utilisé pour Tenosique et J pour Jonuta. Selon la norme GTR, NF P 11300 (1992), T6 est classé en A1 : limons, lœss, limons alluviaux, sables fins peu pollués, peu plastiques, et T5 et J3 sont classés en A2 : sables fins argileux peu plastiques, limons, argiles et marnes (tableau 1).

Tableau 1 : Caractéristiques géotechniques des sédiments

Sédiments	Argile (%)	Limon (%)	Sable (%)	$CaCO_3$ (%)	MO (%)	VBS (g/100g)	pH	LL	PL	PI	w_{opt} (%)	GTR classification
T5	7,6	63,4	29,0	-	3,6	5,7	8,5	40,9	25,7	15,2	19,9	A2
T6	4,7	41,1	54,2	7,3	3,5	2,5	8,6	55,0	-	55	18,1	A1
J3	5,9	41,3	52,8	7,8	4,5	2,7	7,5	37,7	7,8	29,9	19,3	A2

Note: PI = LL – PL

2.2. Les briques fabriquées avec les sédiments

Trois types de briques de dimensions 4x4x16 cm^3 ont été fabriqués avec des sédiments: des briques cuites (SC) et des briques crues, notamment des briques de sédiments chaulés (SCh), la chaux comme liant hydraulique produisant une réaction chimique de stabilisation, et des briques de sédiments renforcées (SR) de fibres de fleurs de palmier à huile, fournissant un renforcement mécanique.

2.2.1. Briques cuites à base de sédiments (SC)

Les briques à base de sédiments cuits ont été fabriquées avec les sédiments (T5), les plus argileux (VBS = 5,7, PL = 25,7) et appropriés pour la cuisson des briques pour éviter les phénomènes de gonflement. Le taux d'humidité est égal à : $w = w_p + (PI/2)$, avec $w_p = w_{opt}$ donnant la densité la plus élevée. Les briques ont été compactées dans des moules

prismatiques de 4x4x16 cm^3, séchées pendant 4 à 12 heures dans un four à 40°C et cuites à 850°C pendant 6 heures. Le retrait des briques a été mesuré après le séchage et la cuisson, il est d'environ 0,35%.

2.2.2. Briques à base de sédiments chaulés (SCh)

Les sédiments T6 sont utilisés pour les briques stabilisées à la chaux, technique moins énergivore que la cuisson. La quantité de chaux, nécessaire pour initier la réaction pouzzolanique, a été mesurée selon la norme ASTM D6276 (2019) et s'est avérée être égale à 1,5%. Les sédiments ont d'abord été mélangés avec de l'eau et laissés reposer pendant 24 heures. De la chaux a ensuite été ajoutée. Le mélange obtenu a été concassé, mis dans des moules et compacté en deux couches à l'énergie normale Proctor. Les briques ont été démoulées, emballées individuellement et séchées à température ambiante.

2.2.3. Briques à base de sédiments renforcés (SR)

Les sédiments J3, avec l'indice de plasticité le plus élevé (Ip = 29,9), présentant la meilleure maniabilité ont été utilisés pour les briques renforcées avec des fibres de fleur de palmier à huile suivant la méthode de Hussain et al. (2022).
Le niveau d'humidité du mélange de sédiments et de fibres a été obtenu grâce aux paramètres de compactage de l'essai Proctor normal et se situe autour de 19,3%. Pour limiter le biais dû à l'écart d'absorption d'eau entre les sédiments et les fibres, ces dernières ont été saturées d'eau avant d'être mélangées aux sédiments. La longueur moyenne des fibres était de 9,5 mm avec l'utilisation d'une grille-tamis de longueur maximale de 2 cm. Le pourcentage de fibres selon la masse du sédiment était de 4%. Le mélange, sédiment, fibres et eau une fois réalisé, est moulé puis compacté avec une charge dynamique sous une énergie Proctor normale. Les briques (SR) ont ensuite été séchées au four et à l'air à 40°C et 20°C respectivement. Le séchage des briques a été réalisé en 3-4 jours en étuve alors que le séchage des briques à l'air a duré près de 2 semaines. Un retrait linéaire de 0,36 cm a été mesuré pour un échantillon de 16 cm de long.

2.2.4. Caractérisation mécanique des briques à base de sédiments

La résistance à la compression uniaxiale (Rc) a été mesurée pour caractériser et comparer les performances mécaniques des briques à base des sédiments.

Le tableau 2 présente la résistance à la compression mesurée sur chaque type de briques : briques cuites (SC), briques crues (SCh) et (SR). Les valeurs données correspondent à la moyenne de 3 essais, selon les normes.

Tableau 2 : Résistance à la compression uniaxiale Rc

Brique à base de sédiments	Nature de la brique	Masse volumique (kg/m^3)	Rc (MPa)
Brique Cuite (SC)	cuite	1731	4.9
Brique Chaulée (SCh)	crue	1674,5	2.0
Brique Renforcée (SR)	crue	1524	2.8

2.3. Le mortier

Dans le choix d'une valorisation éco-responsable des sédiments, le mortier utilisé pour la construction du mur doit être le plus écologique possible. Il a donc été décidé d'utiliser un

mélange de sable, de chaux hydraulique naturelle et d'eau. Le rapport volumique retenu entre la chaux et le sable, pour la fabrication du mortier est de 2/1 (Ch/S = $volume_{chaux}$/$volume_{sable}$). Les masses volumiques et les résistances à la compression ont été mesurées à différents temps de cure (7, 14 et 28 jours), sur des échantillons de mortier ayant la même taille que les briques mexicaines, c'est-à-dire 4x4x16 cm^3 (tableau 3).

Tableau 3 : Caractéristiques du mortier avec un rapport volumique des constituants de Ch/S = 2/1

Rapport Ch/S	Masse volumique (kg/m^3)			Rc (MPa)		
	7 jours	15 jours	28 jours	7 jours	15 jours	28 jours
2/1	1550	1530	1520	0,83	1,56	1,81

3. Procédure expérimentale

Le protocole expérimental a été mis en œuvre et défini avec des briques de référence cuites (Djeran-Maigre et al. 2022) et lorsque le protocole a été adopté, les essais ont été réalisés sur des murs construits avec des briques à base de sédiments mexicains.

3.1. Construction de murs en maçonnerie

Les murs de maçonnerie ont été bâtis sur une fondation en béton armé spécialement conçue pour cette recherche. Cette fondation était une poutre en béton armé de 200 cm de longueur et de 20 cm de largeur et de hauteur, fixée à une dalle de 1 m d'épaisseur capable de supporter ce type de chargement, (figure 1).

Au laboratoire, les murs ont été construits en une seule rangée de briques et les joints de mortier horizontaux et verticaux d'une épaisseur d'environ 10 mm étaient entièrement remplis (figure 1). Après construction, un délai de 15 jours avant toute sollicitation a été observé. Les tests ont donc été effectués après 15 jours au lieu des 28 jours recommandés pour des raisons pratiques et techniques. A 15 jours, il a été observé pour le mortier utilisé, que la résistance à la compression avait déjà atteint plus de 85% de la résistance à 28 jours.

Figure 1 : Murs construits avec des briques de sédiments mexicains : briques renforcées (à gauche), briques cuites (à droite)

3.2. Expérimentation pushover

Des tests *pushover* ont été réalisés sur les murs. Ceci consiste à appliquer dans le plan une charge latérale au sommet du mur. La charge a été appliquée par un actionneur servo-hydraulique à travers une poutre de chargement en acier rigide (figure 2). La vitesse de chargement était de 1 mm/min. La charge appliquée et le déplacement ont été enregistrés par des capteurs placés dans l'actionneur servo-hydraulique pendant toute la durée du test.

Comme deux murs étaient construits sur les poutres de fondation, lorsqu'un essai était terminé la poutre de fondation était retournée pour permettre la réalisation du second essai (figure 1).

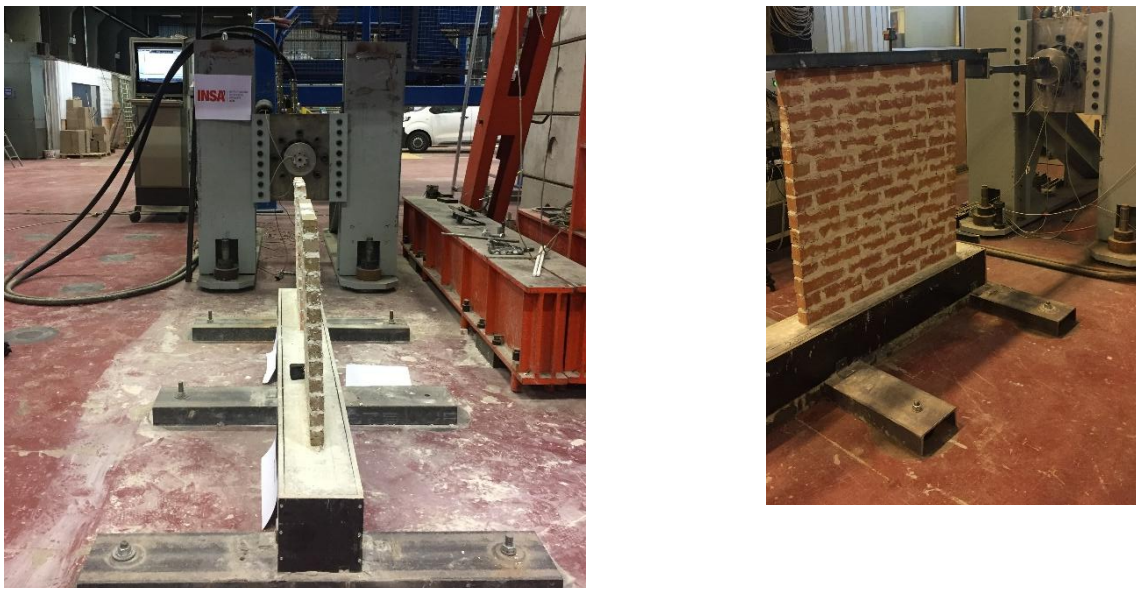


Figure 2 : Positionnement de la poutre de fondation comportant les murs et la plaque d'appui imposant une vitesse de chargement latéral constante

Le tableau 4 résume l'ensemble des essais réalisés.

Tableau 4: Murs de briques à base de sédiments mexicains sous sollicitations *pushover*

Type de la brique	Nature de la brique	Dimensions de la brique (cm^3)	Rapport mortier C/S (-)	Dimensions du mur largeur x hauteur x épaisseur (cm^3)
SC	cuite	4 x 4 x 16	2/1	50 x 67 x 4
SCh	crue	4 x 4 x 16	2/1	50 x 67 x 4
SR	crue	4 x 4 x 16	2/1	50 x 67 x 4

4. Résultats et discussion

Pour rappel, tous les murs de briques à base de sédiments mexicains ont été construits avec des briques de dimensions 4x4x16 cm^3 et un rapport de mortier Ch/S = 2/1.

4.1. Mur construit avec des briques à base de sédiments cuits (SC)

Lors de l'essai *pushover*, le mur construit avec des briques à base de sédiments cuits présente une première phase élastique (figure 3). Très près de l'origine (sur la figure 3), les premières fissures sont apparues sur le joint de mortier au niveau de la première rangée à partir de la base, visibles d'un seul côté du mur ; c'est le début d'une réponse inélastique mais linéaire. Par la suite, la force latérale a atteint un plateau où, la charge

reste constante autour de 140 N. Puis, les premières fissures se sont développées sur l'autre côté du mur et une réduction soudaine de la résistance à la charge a été observée, suivie par le glissement du mur et la diminution de la charge. La charge maximale appliquée au mur a atteint les 146 N.

Une rupture par glissement a été observée avec un déplacement horizontal final de 4 cm avec l'écrasement de la demi-brique à la base du mur, côté opposé à l'effort appliqué, résistant au déplacement.

4.2. Mur construit avec des briques à base de sédiments chaulés (SCh)

Le mur construit avec des briques à base de sédiments mexicains, stabilisées à la chaux (SCh), pendant l'essai, présente une phase élastique suivie d'une phase inélastique, conférant un grand plateau. La charge continue à augmenter lentement jusqu'à atteindre un maximum de 120 N (figure 3 et tableau 5). Une rupture par basculement a été observée.

4.3. Mur construit avec des briques à base de sédiments renforcés (SR)

Pour le mur fait de briques à base de sédiments mexicains renforcées de fibres (SR), pendant le test *pushover*, les premières fissures apparaissent à la base du mur au niveau de la poutre de fondation, la charge était constante et autour de 15 N. Ensuite, la charge a augmenté de manière abrupte et rapide (figure 3). Un comportement linéaire est observé. Il correspond au fait que la fissure a continué sa progression et que le mur a commencé à basculer. À la fin de la partie élastique, vers 100 N, la charge continue de croître mais plus lentement et le mur subit une rotation de plus en plus importante (sur sa base, au point opposé à la charge), ne tenant que sur le coin d'application de la charge (partie supérieure du mur) (tableau 5). Le mur reste stable grâce à ces deux appuis, supérieur et inférieur, opposés. L'essai a été arrêté lorsque le déplacement vertical du coin bas, du côté de la charge, a été soulevé de 4 cm, sans autre dommage visible du mur.

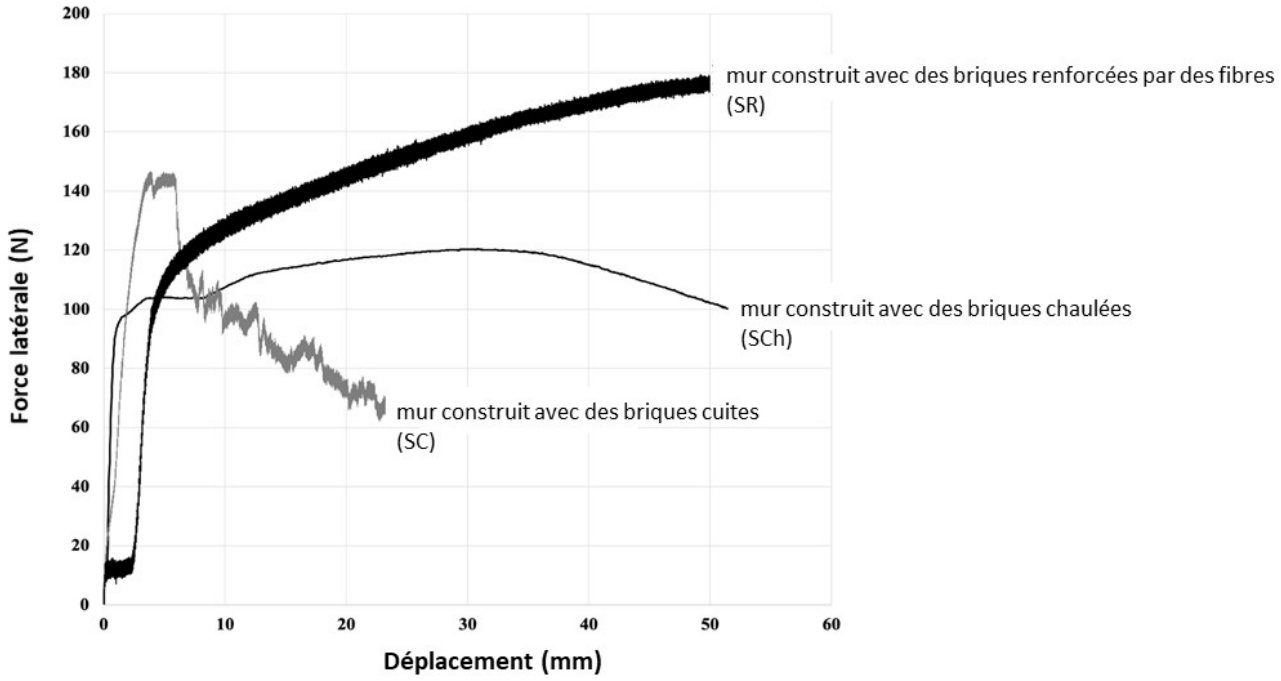


Figure 3 : Essais *pushover* sur des murs pilotes construits avec des briques à base de sédiments

Comme décrit par Magenes et Calvi (1997), dans le cas d'une réponse de flexion pure, où un basculement est observé, de très grands déplacements peuvent être obtenus.

La charge maximale supportée par les murs construits avec des briques à base de sédiments mexicains et leur mode de dommage sont présentés dans le tableau 5. Bien que les briques de sédiments cuites aient une résistance à la compression deux fois plus élevée que les briques de sédiments chaulées, la charge maximale à laquelle les murs peuvent résister lors des essais *pushover* est très proche. Comme décrit par Pandey et Meguro (2004), la maçonnerie subit des dommages sous forme de fissures au début de la charge, car le mortier se brise à un faible niveau de charge par rapport à celui des briques. L'apparition de fissures le long des joints de mortier dans la maçonnerie est une indication de réponse inélastique plutôt que de dommage. La maçonnerie fonctionne bien après la première fissure, permettant un glissement par frottement qui contribue à la dissipation de l'énergie. La rupture est apparue au niveau du mortier pour les trois murs.

L'ensemble de ces résultats et la comparaison avec des briques cuites françaises sont consignés dans Djeran-Maigre et al. (2022).

Tableau 5 : Force maximale et mode de rupture observé lors des essais *pushover* effectués sur des murs-pilotes construits avec des briques à base de sédiments mexicains de dimensions 4x4x16 cm^3

Type de briques	Nature des briques	Mortier Rapport Ch/S (-)	Force Maximale (N)	Mode de rupture*
SC	cuites	2/1	146	glissement 1ere
SCh	crues	2/1	120	rotation F
SR	crues	2/1	non mesurée	rotation F

** Le numéro qui suit le mode de rupture indique la rangée (à partir de la base du mur) où la rupture a été initiée ; rotation F : indique qu'il y a une rotation au niveau de la fondation du mur.*

5. Conclusions

Pour avoir la possibilité de construire des bâtis légers avec des ressources locales et des matériaux à faible impact environnemental, les briques crues élaborées avec les sédiments du fleuve Usumacinta du Mexique, constituent une des filières de valorisation appropriée.

Les différents matériaux utilisés, comme les briques et le mortier, sont caractérisés mécaniquement ; la construction des murs pilotes de géométrie donnée est développée ; le dispositif expérimental permettant la sollicitation des murs en maçonnerie dans le plan est présenté ; les résultats des essais de comportement des murs pilotes sont discutés vis-à-vis de l'effort tranchant appliqué au mur et du mode de rupture observé ; enfin, les résultats sont comparés.

Les briques à base de sédiments du fleuve Usumacinta réunissent les caractéristiques permettant de les juger comme des matériaux de construction qui respectent l'environnement et qui répondent aux besoins des populations locales.

6. Remerciements

Ce travail a été financé par le projet « Des usages traditionnels à une valorisation intégrée des sédiments dans le bassin versant de l'Usumacinta (VAL-USES) » de l'Agence Nationale de la Recherche française (ANR-17-CE03-0012-01) et du Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología mexicain (FONCICYT-290792).

Les auteurs aimeraient remercier pour leur aide les personnels de l'INSA Lyon : S. Vacherie pour les mesures de caractéristiques des mortiers, E. Bruyère pour les mesures sur murs pilotes.

7. Références bibliographiques

ASTM D6276, (2019). Standard test method for using pH to estimate the soil-lime proportion requirement for soil stabilization

Cappuyns, V., Deweirt, V., Rousseau, S., (2015). Dredged sediments as a resource for brick production: Possibilities and barriers from a consumers' perspective. Waste Manag. 38, 372–380. https://doi.org/10.1016/j.wasman.2014.12.025

Djeran-Maigre I., Morsel A., Hussain M., Levacher D., Razakamanantsoa A.R., Delfosse E., (2022). Behaviour of masonry walls with sediment bricks from Usumacinta River Mexico, Cleaner Production (under review)

Gillot, T., Cojan, I., Haurine, F., Poirier, C., Bruneau, M.-A. (2021). Demonstrating the influence of sediment source in dredged sediment recovery for brick and tile production. Resour. Conserv. Recycl. 171, 105653, https://doi.org/10.1016/j.resconrec.2021.105653

Hussain M., Levacher D., Leblanc N., Zmamou H., Djeran-Maigre I., Razakamamantsoa A., Saouti L. (2022). Reuse of harbour and river dredged sediments in adobe bricks. Cleaner Materials. 3, 100046. https://doi.org/10.1016/j.clema.2022.100046

Magenes G., Calvi G.M. (1997). In-plane seismi response of brick masonry walls. Earthquake Engineering and Structural Dynamics. Vol.26, 1091-1112

Mesrar, L., Benamar, A., Duchemin, B., Brasselet, S., Bourdin, F., Jabrane, R. (2021). Engineering properties of dredged sediments as a raw resource for fired bricks. Bull. Eng. Geol. Environ. 80, 2643–2658. https://doi.org/10.1007/s10064-020-02068-3

Mezencevova, A., Yeboah, N.N., Burns, S.E., Kahn, L.F., Kurtis, K.E. (2012). Utilization of Savannah Harbor river sediment as the primary raw material in production of fired brick. J. Environ. Manage. 113, 128–136. https://doi.org/10.1016/j.jenvman.2012.08.030

NF P 11300 (1992). Earthworks. Classification of materials for use in the construction of embankments and capping layers of road infrastructures.

Pandey, B.H., Meguro, K. (2004). 13th World Conference on Earthquake Engineering. Indian Concr. J. 78, 74–76. https://doi.org/10.5459/bnzsee.38.1.41-49

Torres, P.M.C., Fernandes, H.R., Olhero, S.M. (2009). Incorporation of river silt in ceramic tiles and bricks, Industrial Ceramics, 29(1), 5-12

VAL-USES (2017). From traditional uses to an integrated valorization of sediments in the Usumacinta River basin – VAL-USES. ANR-17-CE03-0012, https://anr.fr/Project-ANR-17-CE03-0012

Xu, Y., Yan, C., Xu, B., Ruan, X., Wei, Z. (2014). The use of urban river sediments as a primary raw material in the production of highly insulating brick. Ceram. Int. 40, 8833–8840. https://doi.org/10.1016/j.ceramint.2014.01.105

Yang, M., Ju, C., Xue, K., Peng, Y., Han, H., Wan, Q., Peng, X., Wu, Y. (2021). Environmental-friendly non-sintered permeable bricks: Preparation from wrap-shell lightweight aggregates of dredged sediments and its performance. Constr. Build. Mater. 273, 121751. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.121751

Dynamique des sols

RETOUR D'EXPERIENCE AFPS SUR LES MESURES H/V EN MISSIONS POST-SISMIQUES : MEXICO 2017 ET DURRËS 2019

AFPS EXPERIENCE FEEDBACK ON H/V MEASUREMENTS DURING POST-EARTHQUAKE MISSIONS: MEXICO CITY 2017 AND DURRËS 2019

Pierre-Alain NAZÉ[1], Céline DUJARRIC[1], Stéphane BRÛLÉ[1]
[1] *AFPS, Paris, France*

RÉSUMÉ – En mission post-sismique les mesures de bruit de fond sismique permettent de fournir des valeurs de la période fondamentale du sol, avec ou sans connaissance a priori de la géologie ou des paramètres géotechniques des sites d'intérêt. Telles qu'utilisées sur des missions AFPS récentes, elles enrichissent les discussions sol-structures dans la recherche des causes possibles des dommages observables sur le bâti.

ABSTRACT – During post-seismic missions, seismic ambient noise measures (HVSR) provide ground fundamental period, with or without a priori information about the local geology or geotechnical parameters of the sites of interest. As used on recent AFPS missions, these measures enrich soil-structure discussions in the aim of searching pertinent causes of observable building damages.

1. Introduction

Initiées depuis le séisme de Mexico du 19 septembre 1985 (AFPS, 1985), les missions post-sismiques de l'Association Française du Génie Parasismique ont continument progressé dans la quête d'éléments de compréhension sur l'aléa sismique, le dimensionnement, les dispositions constructives ou encore la gestion de crise.

Les informations géologiques et géotechniques ne sont pas toujours disponibles lors de certaines missions post-sismiques. La méthode géophysique non-invasive H/V permet d'obtenir une estimation rapide de T_{sol}, la période du mode fondamental du sol sollicité par des ondes de cisaillement à incidence verticale. Cette grandeur permet, en première analyse, d'incriminer, d'éliminer ou de fournir de bonnes raisons de continuer à rechercher un éventuel phénomène de résonance du sol avec le bâti ou d'autres causes. Au-delà des mesures géophysiques, c'est un travail global de collecte d'informations, comme les données numérisées (photographies) et cartographiées, avant, pendant et après la mission qui a pu voir le jour sur certaines missions. Les bases de données disponibles avant intervention sur place permettent de préparer la mission et une fois sur site, la priorité des visites peut aussi être redéfinie au jour le jour.

Dans cette communication, il est présenté le retour d'expérience de mesures de bruit de fond sismique réalisées dans le cadre de deux missions post-sismiques de l'Association Française du Génie Parasismique. Il s'agit du séisme de Mexico, de magnitude de moment M_w = 7.1 survenu le 17 septembre 2017 (AFPS, 2018 ; Brûlé et al., 2019) et du séisme de Durrës en Albanie, de magnitude M_w = 6.4 du 26 novembre 2019 (AFPS, 2020). Les bâtiments évoqués dans cet article sont en béton armé et dits « à risque normal ».

2. Les objectifs des missions post-sismiques

Les missions post-sismiques sont une source de capitalisation d'informations sur la géodynamique régionale, l'aléa sismique et sa transcription dans les codes de constructions internationaux, sur le dimensionnement des structures, sur les techniques de constructions, sur les méthodes de contrôle, sur les alertes et la gestion de crise, la prise en charge des victimes, sur les phases de reconstruction, etc.

Des groupes de l'ordre de 6 à 10 personnes, spécialisés en géologie, sismologie, fondations, structures, gestion de crise, etc. sont mobilisés le plus rapidement possible à l'issue d'un séisme jugé prioritaire, sur l'initiative de la cellule des missions post-sismiques de l'AFPS. Les informations collectées sur le terrain alimentent les bases de données de l'association et contribuent à faire progresser constamment les documents techniques. Le rôle de la mission est aussi d'entretenir ou de développer des relations sur le long terme avec des confrères rencontrés dans le pays d'accueil.

Aussi, des contributions avec les hôtes, voire avec des équipes de mission d'autres nationalités peuvent notamment conduire à des communications sur des thèmes choisis. Par exemple, après avoir édité son rapport de mission sur Durrës en 2020, l'AFPS a participé à la rédaction du rapport de l'équipe internationale du Earthquake Engineering Research Institue (EERI, 2022 ; Brûlé et al., 2020).

Une base de données photographique a été initiée par l'AFPS en 2018, après le séisme de Mexico du 19 septembre 2017 (Figure 1).

Figure 1. À gauche : relevé des désordres sur un bâtiment à 8 niveaux (séisme de Durrës du 26/11/2019). À droite : désordres à l'interface sol-ouvrage (séisme de Mexico du 19/09/2017). Source des photographies : AFPS.

Un point capital de la mission post-sismique est aussi de parvenir à collecter des indices éphémères de terrain comme, par exemple, l'état des ouvrages endommagés avant leur totale démolition par les autorités, les effets d'interaction sol-structure à la base des ouvrages (Figure 1), les tassements induits, la liquéfaction des sols. En effet, le souhait légitime des populations à vouloir rapidement remplacer les décombres pour s'inscrire dans une étape de reconstruction, peut conduire à l'effacement de tous ces indices pourtant précieux.

3. Principes généraux de la méthode H/V

L'utilisation de la méthode H/V (Bard, 2008) est robuste en mission post-sismique car un dispositif léger et/ou peu encombrant peut être mobilisé. Pour du matériel transportable manuellement par une seule personne sur le terrain, il faut, du moins à ce jour, accepter de recourir à des capteurs parfois moins performants (en basses fréquences notamment), que ceux utilisés en recherche sismologique ou en sismo-géotechnique.

Cette méthode géophysique non-invasive mono-capteur basée sur l'enregistrement du bruit de fond sismique, appelée aussi H/V, permet, en phase de traitement, une analyse des rapports spectraux des enregistrements vélocimétriques horizontaux / verticaux. Elle permet notamment d'estimer T_{sol}, la période du sol au mode fondamental du sol sollicité par des ondes de cisaillement à incidence verticale.

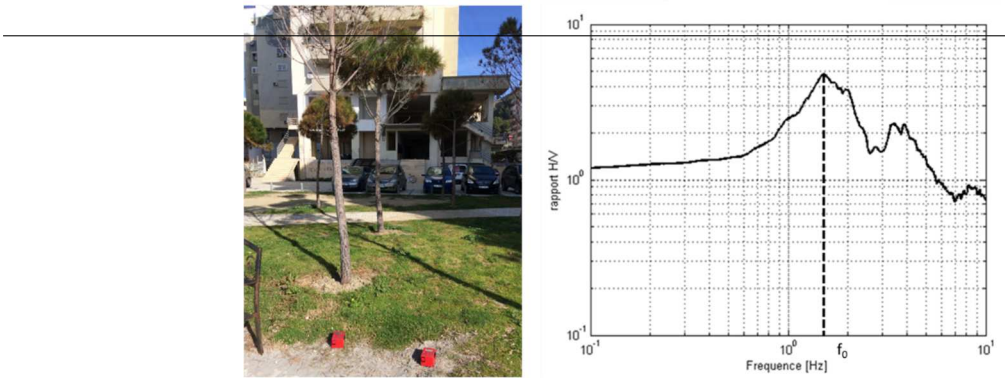


Figure 2. Mesure H/V avec deux capteurs (à gauche : Durrës en Albanie). Exemple de figure obtenue après réalisation du rapport spectral H/V. Le pic trahit ici la fréquence fondamentale f_0 du site (Brûlé et Javelaud, 2014).

La méthode a montré sa pertinence en mission, notamment car elle permet d'effectuer des mesures d'une durée d'acquisition de l'ordre de 10 à 30 minutes et les résultats du traitement peuvent être exploités dans la journée même et partagés avec les autres membres de la mission spécialisés en structure. Un déploiement de cette méthode H/V a été effectué suite au séisme en Haïti de magnitude M_w = 7 survenu le 12 janvier 2010 (AFPS, 2010).

Les informations que l'on peut obtenir grâce à ces capteurs et à la méthode de traitement du signal, sont : la fréquence fondamentale f_0 (Figure 2) au droit de la mesure (si les conditions proches d'un modèle $1D$ sont réunies), éventuellement une proto-carte des iso-valeurs de f_0 à l'échelle d'un quartier de ville, une information indirecte sur le caractère 2D/3D du site, la profondeur du substratum sismique si le profil des vitesses des ondes de cisaillement V_S est connu grâce à des sondages disponibles, etc.

4. Les enjeux de la méthode H/V sur la compréhension de l'interaction sol-structure

Un enjeu usuel est d'identifier le phénomène de double-résonance, c'est-à-dire que le contenu fréquentiel du signal provoque des situations de résonance dans le bassin sédimentaire et ce dernier met sélectivement en résonance les ouvrages de surface dont la fréquence fondamentale en flexion correspond localement à celle du volume de sol sous-jacent. Cette approche se fait sous réserve que la cause des désordres ne soit ni la conception, ni le dimensionnement, ni les conditions d'exécution des ouvrages.

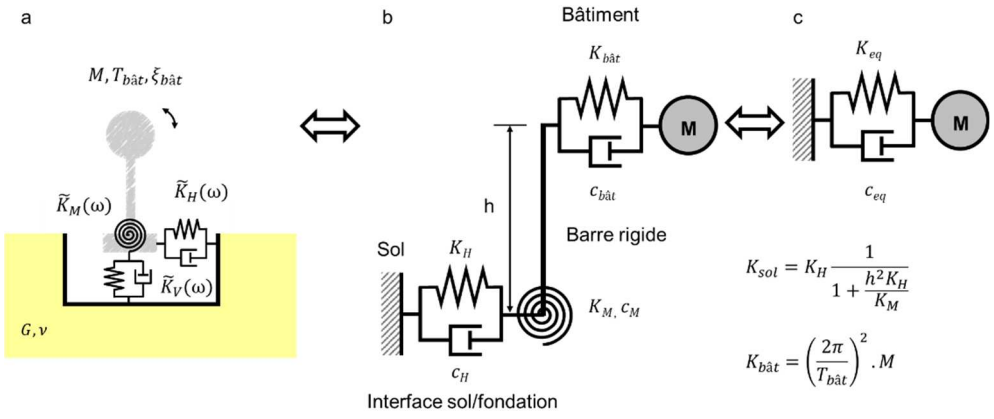


Figure 3. (a) Modèle simplifié de bâtiment sur fondation rigide caractérisé par sa masse M, sa période $T_{bât}$ et son amortissement $\xi_{bât}$, reposant sur un sol identifié par G et ν. Les degrés de liberté à l'interface sol-fondation sont gérés par des fonctions d'impédance : $\widetilde{K}_H$, $\widetilde{K}_V$ et $\widetilde{K}_M(\omega)$

respectivement pour les translations horizontales et verticales et la rotation dans le plan. En simplifiant encore le modèle en négligeant le degré de liberté vertical, on obtient le modèle (b) représentant un oscillateur à masse concentrée à la hauteur h. Ce modèle peut aussi s'écrire comme un modèle avec des paramètres équivalent (c). Les raideurs statiques sont notées K_i et les viscosités, c_i.

Cependant, cette analyse directe des causes probables des désordres continue d'évoluer (Brûlé et al., 2019). En effet, lorsque l'on se prête à cet exercice de recherche de double résonance, il faut identifier une fréquence fondamentale théorique des ouvrages ayant été endommagés. La période et l'amortissement d'un bâtiment évoluent avec l'ancienneté de ce dernier mais aussi en fonction des séismes subis pendant la durée de vie de l'ouvrage (Michel et al., 2010; Astorga et al., 2018).

D'autre part, pour des sols « mous », caractérisés par des vitesses d'ondes de cisaillement V_s inférieures à $100\,m.s^{-1}$, les effets d'interaction inertielle à l'interface sol-bâtiment deviennent sensibles dans le calcul de la période du bâtiment qui devient T_{eq}. Par l'intermédiaire des fonctions d'impédances associées aux différents degrés de liberté au niveau des fondations, un allongement de la période théorique de l'ouvrage peut-être à considérer. Par exemple, pour les sols de Mexico, cette interaction peut être significative selon le sol support des ouvrages.

Une approche paramétrique avec un modèle simplifié permet d'illustrer l'impact de cette interaction sol-fondation (Figures 3 et 4). En Figure 3, partant d'un modèle de bâtiment régi par des conditions d'interface sol-fondation au moyen de fonctions d'impédance $\widetilde{K}_i$ (Pecker, 1986 ; Brûlé et Cuira, 2018), on retient un modèle équivalent de bâtiment établi pour la translation horizontale. L'écriture des raideurs statiques K_{sol} et $K_{bât}$ (Figure 3) pour ce modèle simplifié, permet une étude paramétrique de l'influence du contraste $K_{bât}/K_{sol}$ sur la période équivalente T_{eq} (Figure 4). L'importance de l'interaction s'identifie quand $T_{eq}/T_{bât}$ devient supérieur à 1.

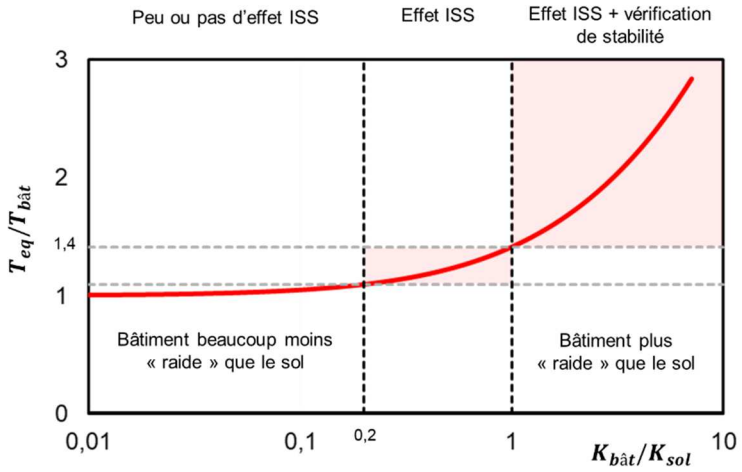


Figure 4. Étude paramétrique de la période équivalente T_{eq} de l'ouvrage sur fondation rigide (voir modèle de la Figure 3), normalisée par la période d'un modèle encastré de période $T_{bât}$ en fonction du rapport de raideur statique bâtiment-sol $K_{bât}/K_{sol}$.

L'enjeu des mesures H/V est d'identifier les paramètres déjà décrits en §3 mais aussi de pousser une analyse plus détaillée des paramètres théoriques ou réels des ouvrages endommagés voire des conditions de sol à l'interface ouvrage-fondation.

On peut résumer l'apport de la mesure H/V de la façon suivante :

- La période fondamentale théorique de l'ouvrage est proche de celle du sol, $T_{bât} \sim T_{sol}$, auquel cas le phénomène de résonance peut-être suspecté.
- Si $T_{bât} \neq T_{sol}$ pour les ouvrages endommagés dont la conception et exécution des travaux ne sont pas en cause, effet ISS au droit des fondations et/ou modification des paramètres conditionnant la raideur de l'ouvrage ont peut-être évolué dans le temps. Cette analyse est à faire a posteriori.

Une détermination des caractéristiques dynamique des ouvrages en utilisant le bruit de fond serait envisageable en mission post-sismique mais nécessiterait une préparation avant la mission pour sélectionner quelques ouvrages avec des capteurs et un protocole dédié (Farsi et al., 2004).

5. La mission post-sismique de Mexico (séisme du 17 septembre 2017)

Lors de la mission de Mexico, des mesures H/V ont été réalisées à proximité d'immeubles endommagés avec pour objectif la validation de la double résonance.

On rappelle que pour la ville de Mexico, les sols sont de nature et d'épaisseur variables à l'échelle de la ville, passant des collines en matériaux de consistances rocheuses, à des zones de colluvions puis à la zone lacustre de profondeur variable, remplie de sol très compressibles pouvant atteindre plusieurs dizaines de mètres d'épaisseur (Bard et al., 1988 ; AFPS, 1985). La diversité lithologique et les variations d'épaisseurs offrent une grande variété de la période fondamentale du sol à l'échelle de la ville. En Figure 5a, on note que la période du sol peut aller jusqu'à plus de 3 s ou 0.33 Hz, dans la zone la plus profonde du bassin.

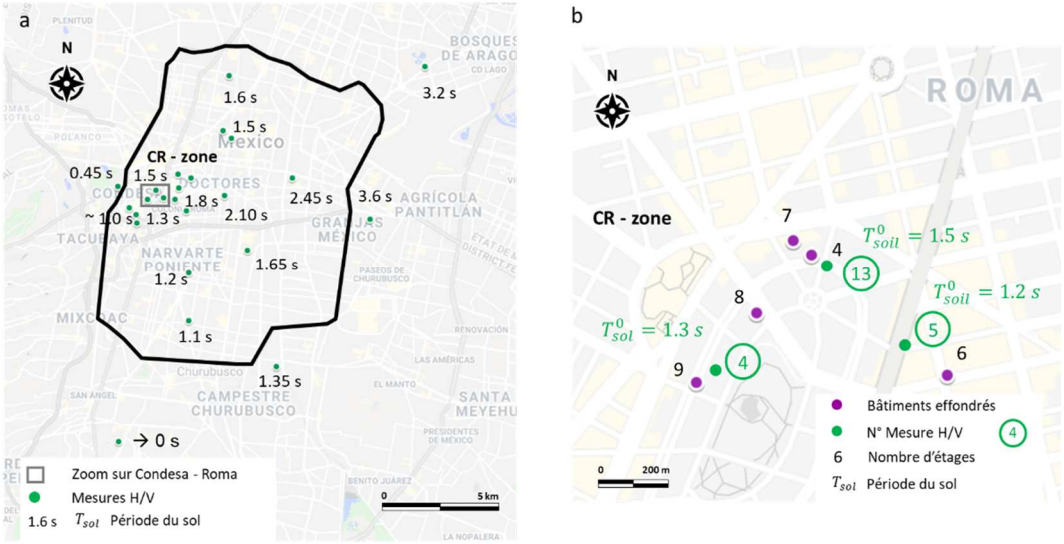


Figure 5. Points de mesure H/V avec période fondamentale du sol (a). Focus sur le quartier Condesa-Roma (b). D'après AFPS 2018.

La comparaison de la carte des dégâts en 1985 et 2017 (voir AFPS, 2018) montre que, selon le contenu fréquentiel du séisme concerné, les quartiers impactés sont différents. Il y a une corrélation entre contenu fréquentiel dominant du séisme (par exemple, 1 ou 2 Hz) et fréquence fondamentale du sol au droit de chacun des quartiers de ville. En explication spontanée, ce premier effet de résonance sollicite sélectivement des ouvrages dont la fréquence fondamentale en flexion est a priori proche de celle du sol (double résonance).

Sous réserve d'absence d'autres causes, ces ouvrages peuvent être fortement sollicités à la résonance. Cependant, le code sismique de Mexico, basé sur une carte sismo-géotechnique, a été revu à plusieurs reprises depuis le séisme dévastateur de 1985 et les valeurs des accélérations de calcul issues des spectres de réponse ont été corrigées à la hausse sur la base des informations collectées lors des séismes majeurs (voir AFPS, 2018 pour plus de détail).

Ainsi, pour les ouvrages construits après 1985 avec les nouveaux codes en vigueur, la double-résonance peut mériter une discussion plus poussée, ouvrage par ouvrage. C'est un constat qui a pu être soulevé par l'équipe de la mission et grâce aux mesures H/V comme illustré en Figure 5b, montrant un focus sur le quartier Condesa-Roma.

Prenons par exemple la mesure H/V n°13 effectuée au plus proche de deux immeubles effondrés. La période du sol T_{sol}, corroborée par d'autres mesures (mesures EERI, carte des iso-périodes de Mexico (AFPS, 2018), est de 1.5 s. L'immeuble de 4 niveaux aurait une période théorique, selon l'expression simplifiée de l'Eurocode 8, de 0.5 s et celui de 7 niveaux, de 0.8 s (Brûlé et al. 2019). Ces informations appellent à rechercher d'autres explications : la période théorique utilisée pour les bâtiments est-elle pertinente ? Est-ce que les effets sol-fondation sur sols très mous interviennent dans la période réelle de l'ouvrage ? etc.

6. La mission post-sismique de Durrës en Albanie (séisme du 26 novembre 2019)

Une carte superposant les désordres majeurs (données de la mission virtuelle EERI 2019) sur l'iso-profondeur du substratum montre que la distribution des ouvrages endommagés peut être corrélée à l'épaisseur des sédiments sous-consolidés du bassin de la ville de Durrës (Figure 6b).

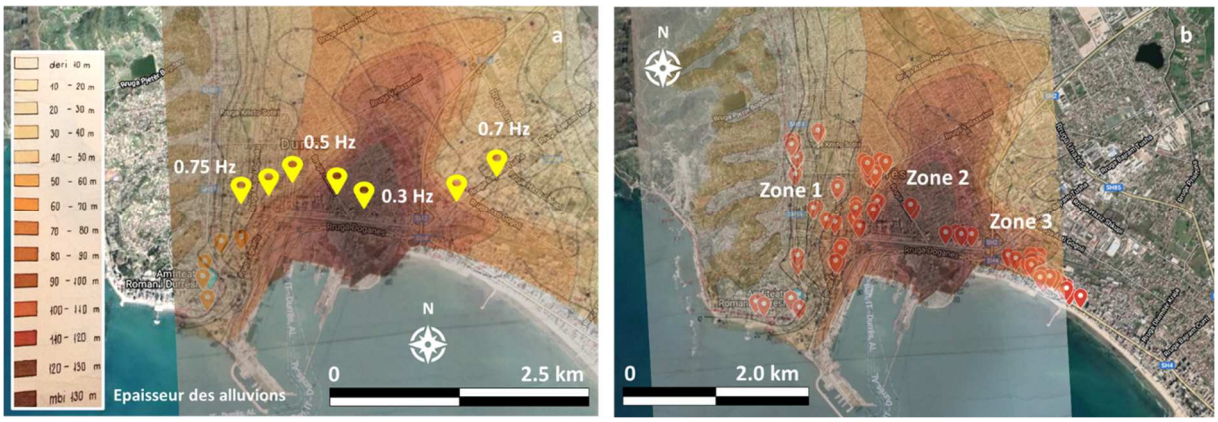


Figure 6. Localisation de points de mesure H/V et fréquence fondamentale du sol sur fond de carte superposant image satellite et iso-profondeur du substratum (a). Superposition de la carte des désordres EERI sur celle des iso-profondeurs du substratum (b).

Les mesures H/V (Figure 6a) ont confirmé l'approfondissement rapide du substratum sur ces bordures ouest et est et ont permis de fournir une évaluation immédiate de la période fondamentale en différents points caractéristiques de la ville. L'objectif de ces mesures est ensuite d'identifier d'éventuels phénomènes de résonance sol-bâti. Ces mesures montrent aussi, de part la rapide évolution des fréquences, que la géométrie marquée en « U » ou en « V » du bassin et son rapport largeur/profondeur (2 km de largeur, épaisseur sédimentaire supérieure à 200 m au centre du bassin, matériau compressible) peut conduire à prendre en considération des phénomènes de propagation d'onde complexes, gouvernés aussi par la géométrie 3D du bassin (AFPS, 2020). Il est très probable que ce bassin soit sujet à des effets de site multi-dimensionnels caractérisés par un mouvement du sol amplifié sur une large gamme de fréquences pour des fréquences supérieures à la

fréquence fondamentale de résonance (Bard et Bouchon, 1985 ; Cornou et Bard, 2003 ; Theodulidis et al., 2018). Ces effets de site multidimensionnels peuvent contribuer à la distribution spatiale des dommages observés que seules des simulations numériques 2D/3D et/ou des expériences sismologiques temporaires pourront quantifier.

7. Conclusions

Les mesures de bruit de fond lors des missions de Mexico et de Durrës ont permis d'interpeller sur les possibles corrélations entre géologie/géotechnique et les dommages des ouvrages de surface. L'approche encourage la démarche de la cartographie géoréférencée de toutes les informations recueillies (relevés GPS des bâtiments, photographies associées, documents techniques, etc.) et permet ainsi des échanges techniques entre les différentes spécialités des membres du groupe avec aussi une adaptation rapide des choix prioritaires de la mission.

8. Remerciements

S. Brûlé souhaite remercier les deux chefs de mission AFPS de Mexico et Durrës (Marc Givry et Sylvain Pollet), les membres des deux missions, Agim et Altin Seranaj pour leurs conseils lors de la mission à Durrës, le laboratoire de l'Ecole Nationale des Travaux Publics de l'Etat (E.N.T.P.E.) à Vaulx en Velin (Claude Boutin, Stéphane Hans, Thiep Do Anh), pour le prêt des capteurs sismiques et enfin l'AFPS pour l'organisation des missions sur site (Céline Dujarric). Un remerciement particulier pour Emmanuel Viallet, le Président de l'AFPS pendant la mission à Mexico en novembre 2017 et pour Pierre-Alain Nazé, Président actuel de l'AFPS et pendant la mission à Durrës en février 2020.

9. Références bibliographiques

AFPS (1985). Le séisme de Mexico du 19 septembre 1985. Compte-Rendu de Mission.

AFPS (2010). Le Séisme d'Haïti du 12 janvier 2010. Rapport de la mission AFPS.

AFPS (2018). Rapport de la Mission Post-Sismique sur le séisme du Mexique du 19 septembre 2017.

AFPS (2020). Rapport de la mission post-sismique sur le séisme d'Albanie.

Astorga A., Gueguen P., Kashima T. (2018). Nonlinear Elasticity Observed in Buildings during a Long Sequence of Earthquakes. Bulletin of the Seismological Society of America, 108 (3A): 1185-1198.

Bard P. Y. et Bouchon, M. (1985). The two-dimensional resonance of sediment-filled valleys. Bulletin of the Seismological Society of America, 75(2), 519-541.

Bard P-Y., Campillo M., Chávez-Garcia F. J., Sánchez-Sesma F. J. (1988). The Mexico earthquake of September 19, 1985 - A theoretical investigation of large-and small-scale amplification effects in the Mexico City Valley, Earthquake Spectra, 4(3), 609–633.

Bard P-Y. (2008). The H/V technique: capabilities and limitations based on the results of the SESAME project, Foreword. Bull. Earthq. Eng. 6, pp. 1–2.

Brûlé S. et Cuira F. (2018). Pratique de l'Interaction sol-structure sous séisme. Application aux fondations et aux soutènements. Editions AFNOR.

Brûlé S., Seranaj A., Piqani A. (2020). Seismic Behavior of a Building Founded on Loose Soil Improved by Stone Columns. International Symposium on Durrës Earthquake and Eurocodes. Tirana, Albanie.

Brûlé S., Desprez C., Richard B. (2019). Séisme de Mexico du 19 septembre 2017 : étude de la double résonance sol-signal-structure sur les dommages aux structures. 10ème Colloque National de l'AFPS - 2019 – Strasbourg. Volume 1, pp. 618-634.

Brûlé S., Javelaud E. (2014). Méthode H/V en géotechnique. Application à un modèle bicouche, Revue Française de Géotechnique, 142.

Cornou C. et Bard P. Y. (2003). Site-to-bedrock over 1D transfer function ratio: An indicator of the proportion of edge-generated surface waves? Geophysical research letters, 30(9).

EERI (2022). EERI Earthquake Reconnaissance Report: M6.4 Albania Earthquake on November 26, 2019.

Farsi M. N. and Bard P.-Y. (2004). Estimation des périodes propres de bâtiments et vulnérabilité du bâti existant dans l'agglomération de Grenoble. Revue française de génie civil, vol. 8, no. 2-3, pp. 149-179.

Michel C., Guéguen P., Lestuzzi P., and Bard P.-Y. Comparison between seismic vulnerability models and experimental dynamic properties of existing buildings in France. Bulletin of Earthquake Engineering, vol. 8, no. 6, pp. 1295–1307, 2010.

Pecker A. (1986). Comportement des fondations sous sollicitation sismique. Revue Française de Géotechnique, (37), 29-39.

Theodoulidis N., Cultrera G., Cornou C., Bard P. Y., Boxberger T., DiGiulio G., ... & Argostoli NERA Team. (2018). Basin effects on ground motion: the case of a high-resolution experiment in Cephalonia (Greece). Bulletin of Earthquake Engineering, 16(2), 529-560.

ANALYSE COMPLÉMENTAIRE DES VIBRATIONS POUR LES SOURCES À IMPACTS. LE CAS DU COMPACTAGE DYNAMIQUE

COMPLEMENTARY ANALYSIS OF VIBRATIONS FOR IMPACT SOURCES. THE CASE OF DYNAMIC COMPACTION

Stéphane Brûlé[1], Gillian Erbeja[1]
[1] *Ménard, Chaponost, France*

RÉSUMÉ – Les chantiers urbains appellent une attention croissante sur l'effet des vibrations générées sur le bâti mitoyen ou proche. Le renouveau du compactage dynamique en zones urbaines en raison de son intérêt en réhabilitation des friches industrielles, a permis de capitaliser sur les mesures in situ en travaux. Des grandeurs complémentaires mériteraient d'enrichir les analyses, comme la polarisation des ondes R de surface.

ABSTRACT – Urban construction sites impose a growing need for the control of vibrations generated on neighboring or nearby buildings. The revival of dynamic compaction in urban areas thanks to its role in the remediation of brownfields has generated a library of in situ vibration data acquired during the works phase. Additional quantities deserve to enrich the analyses, such as the polarization of R surface waves.

1. Introduction

Les travaux de réhabilitation avec démolition-reconstruction en contexte urbain ou péri-urbain ainsi que la valorisation des remblais anciens d'aménagement sans évacuation hors site, ont conduit à un regain d'intérêt pour les techniques d'amélioration des sols par compactage dynamique (Chu et al., 2009 ; Brûlé et al., 2010, 2012 et 2020).

En effet, si les études environnementales l'autorisent, la densification des sols en place peut parfois éviter des travaux de déblai et d'évacuation hors site. Les sols impactés sont alors densifiés avec pour conséquence un abaissement général de la plateforme, puis des couches de matériaux inertes peuvent être déposés sur les sols d'origine et constituer, une « barrière » aux propriétés recherchées (barrière physique, faible perméabilité, etc.). Les méthodes en vigueur pour estimer les seuils acceptables en termes de vibration pour le bâti ont démontré leur robustesse (Figure 1b). Cependant, l'expérience de l'acquisition d'enregistrements de vibrations avant et pendant travaux vient compléter l'approche usuelle.

2. Caractérisation des vibrations par le maximum de la vitesse particulaire

Pour une source à impact ponctuel vertical, comme le compactage dynamique, au point $M\ (r, \theta, t)$ de la Figure 1a, les différentes perturbations mécaniques théoriques observables sont une onde de pression P ou longitudinale se propageant à la vitesse V_P, une onde transversale ou de cisaillement V_S ($V_S < V_P$). Il y a aussi une onde de surface de type Rayleigh se propageant à la vitesse V_R et dont la polarisation est dans le plan (x, z) avec une forme elliptique, grand axe selon z. Pour le point M situé tel que $\theta > \theta_c = \arcsin(V_S/V_P)$, il existe également une « onde de tête » se déplaçant à la vitesse V_P. θ_c est appelé angle critique à partir et au-delà duquel la propagation s'effectue à l'interface entre les deux milieux. Une approche usuelle et fonctionnelle en compactage dynamique est de pointer, pour chaque capteur d'une ligne sismique, le maximum de la vitesse particulaire parmi l'une des trois composantes x, y ou z. L'approche « gomme » les différents types d'onde évoqués ci-dessus mais les ondes de surfaces étant plus énergétique et surtout sujettes à une

décroissance plus lente en énergie avec la distance, ce sont essentiellement les ondes de Rayleigh ou « R » qui gouvernent la question des amplitudes mesurées.

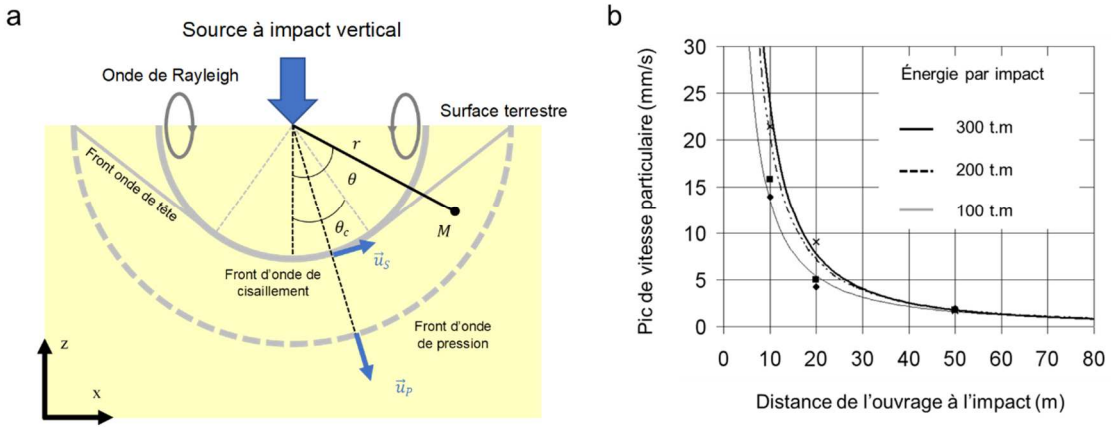


Figure 1. Compactage dynamique. (a) Représentation schématique des différents fronts d'onde lors d'un impact ponctuel sur la surface vide-solide d'un milieu semi-infini élastique, homogène, isotrope (a). Le front d'onde de pression (onde P) se déplace le plus rapidement avec un vecteur déplacement $\vec{u}_p$ perpendiculaire au front d'onde. Le vecteur déplacement $\vec{u}_s$ de l'onde de cisaillement est tangent au front d'onde. (b) Vitesse particulaire selon la distance à la source et selon l'énergie à l'impact, exprimée en t.m (Brûlé et al., 2012).

L'objectif est de tracer une courbe avec la vitesse particulaire en ordonnée en fonction de la distance au point d'impact en abscisse (Figure 1b). Cette analyse en amplitude maximale se complète par une étude en contenu fréquentiel. Ainsi le couple de valeur amplitude-fréquence permet de statuer sur des seuils de vibration à ne pas dépasser en phase travaux, selon la typologie de la structure.

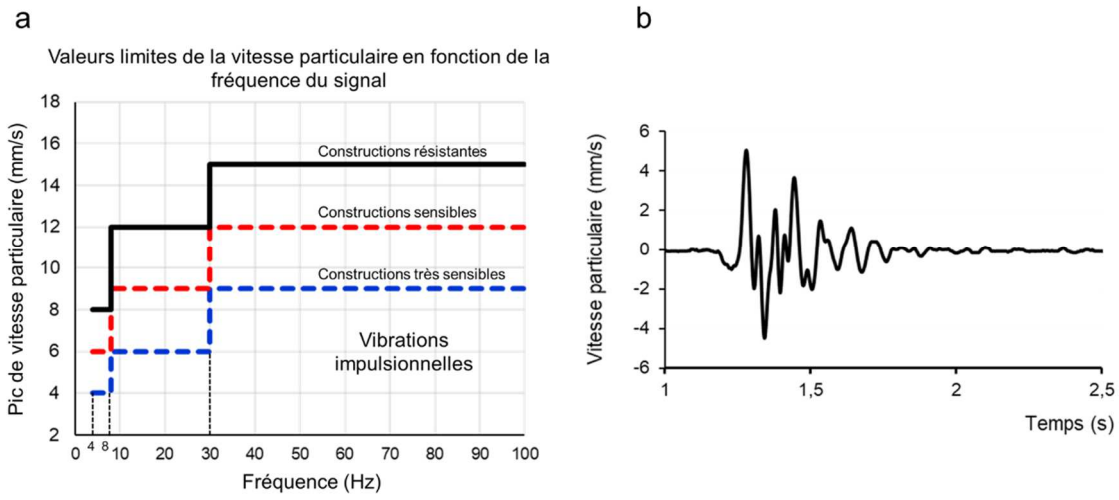


Figure 2. (a) Valeurs limites de la vitesse particulaire (en mm/s) pour différentes sensibilité de bâtiment et pour une source impulsionnelle telle le compactage dynamique (d'après Circulaire du 23/07/86). (b) Signal d'impact de compactage dynamique (composante horizontale).

En travaux de compactage dynamique, la Circulaire de 1986 et le texte de la SNCF sont les plus utilisés. La Circulaire de 1986 contient un mode opératoire de la mesure, une méthode d'analyse fine des structures permettant de définir leur sensibilité aux vibrations et des seuils s' appliquant aux vibrations impulsionnelles répétées (Figure 2b) ou continues, mais pas aux tirs de mine. Par exemple, la vitesse particulaire est limitée à

$6\,mm/s$ pour une construction sensible si les vibrations sont comprises entre 4 et $8\,Hz$ (Figure 2a). Les études au cas par cas peuvent être envisagées s'il y a incertitude sur la classification de la construction (résistante, sensible, très sensible).

3. Le référentiel documentaire

Les documents techniques professionnels sont les suivants pour les vibrations (d'après Jacques Leblond du CEREMA – voir présentation sur le site du CFMS lors de la Journée Technique du 05/04/2016 « Séismes et vibrations ») :

- Circulaire du 23/07/86 relative aux vibrations mécaniques émises dans l'environnement par les installations classées pour la protection de l'environnement. Ce texte est le seul document réglementaire traitant des vibrations. Son champ est fréquemment élargi notamment dans les CCTP en l'absence d'application en l'absence d'études préalables.
- Le fascicule de documentation AFNOR FD P 94-447 – 1 et 2 sur les vibrations provoquées par les travaux géotechniques en milieu rocheux (2003),
- Le Guide et note technique du SETRA pour les tirs à l'explosif (2002) et les vibrations des compacteurs (2009),
- Les consignes générales SNCF IN 1226 pour les vibrations émises sur les infrastructures ferroviaires,
- Les recommandations AFTES sur les vibrations,
- Le chapitre vibration du dossier pilote tunnels, fascicule environnement, du CETU,
- La Revue TIRS, etc.

Ce référentiel documentaire ne distingue pas spécifiquement les différentes ondes émises (ondes de volume et ondes de surface). Cependant, pour le cas particulier du compactage dynamique caractérisé par une source ponctuelle impactant la surface, plus de 60% de l'énergie est convertie en onde de surface de type Rayleigh. Il y a un intérêt à étudier spécifiquement ces ondes en fonction de leur fréquence, notamment pour les milieux bicouches.

4. Aller plus loin avec les ondes de surface de type « Rayleigh » émises par des impacts à la surface des sols

Les ondes de surface, de type Rayleigh, représentent environ les 2/3 de l'énergie des ondes sismiques propagées pour des sources à impact (Woods, 1968 ; Liausu, 1981). Leur étude est un point clé dans la compréhension des ondes émises en compactage dynamique ou dans tous les sujets de fondation ayant recours au battage.

4.1. Demi-espace homogène, élastique et isotrope

Les ondes de Rayleigh sont polarisées dans un plan vertical perpendiculaire à la surface libre. On rappelle que pour un demi-espace infini, homogène et isotrope, il existe une expression analytique pour le déplacement du sol selon x et z (u_x et u_z) pour des ondes de Rayleigh (Semblat et Pecker, 2009). En traçant les deux courbes de déplacements correspondantes, pour une valeur donnée de coefficient de Poisson, il apparaît que les ondes de Rayleigh mobilisent essentiellement une épaisseur de terrain correspondant à la longueur d'onde du signal sismique. Le déphasage entre les deux composantes est de $90°$, d'où une représentation du mouvement des particules sous forme d'une ellipse.

Selon le contenu fréquentiel du signal sismique ou des vibrations, cette profondeur varie. En considérant des signaux de quelques hertz en fréquence, se propageant dans des sols superficiels dont la vitesse des ondes de cisaillement V_s et de l'ordre de 100 à $300\,m.s^{-1}$, les longueurs d'ondes, et donc les profondeurs d'influence, représentent quelques mètres à quelques dizaines de mètres. À titre indicatif, avec une fréquence de $8\,Hz$, une vitesse

$V_R = 278\ m.s^{-1}$, la longueur d'onde est $\lambda_R = 34.7\ m$.

Dans ces conditions, le mouvement des particules de sol en surface, ou orbite, décrit une ellipse dont la forme est fonction du coefficient de Poisson ν, pour une fréquence donnée. La Figure 3c montre la sensibilité théorique de l'amplitude des ellipses en fonction du coefficient de Poisson. Pour le cas élastique, la morphologie des ellipses ne dépend que du coefficient de Poisson. La taille de l'ellipse est la plus importante dans cet exemple pour 0.45. Elle est maximale pour $\nu = 0.499$. Le sens de rotation change également avec la profondeur. Il est rétrograde (sens opposé à celui du déplacement du front d'onde) jusqu'à une profondeur correspondant au cinquième de la longueur d'onde à la fréquence considérée ($z \approx \lambda_R/5$).

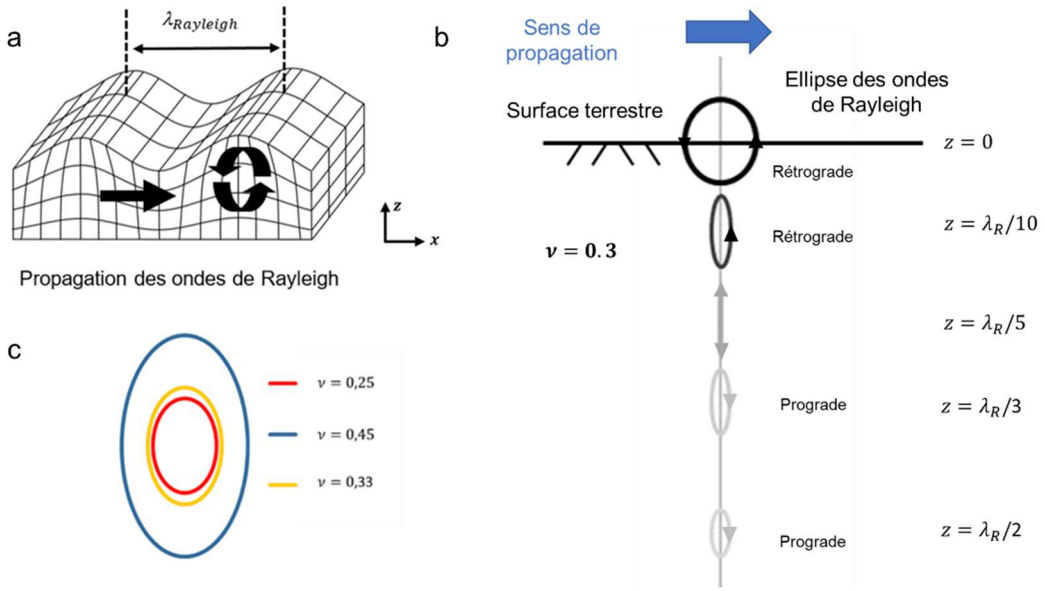


Figure 3. Mouvement elliptique décrit au cours du temps par une particule de sol en surface (a) et modification de la morphologie des ellipses avec la profondeur avec des mouvement prograde et rétrogrades (b). La valeur du coefficient de Poisson $\nu = 0.3$ (Source : Brûlé, 2022). Influence du coefficient de Poisson sur l'amplitude des ellipses (c).

4.2. Sol bicouche élastique à interfaces horizontales

Pour le cas théorique de modèles de sol à n couches, pour une fréquence donnée, la relation de dispersion présente un nombre fini de racines réelles. Il existe un nombre discret de nombres d'onde k possibles. Les ondes de Rayleigh présentent donc différents modes de propagation (Bodet, 2005).

Ces modes de propagation peuvent être interprétés par la présence d'interférences constructives pour un milieu continûment hétérogène ou entre ondes transmises et réfléchies pour un milieu multicouche (Foti, 2000). Ils reflètent en général les variations de vitesse de cisaillement du milieu avec la profondeur. C'est généralement le mode fondamental qui prédomine (Tokimatsu et al., 1992), mais la participation de chaque mode dépend de la stratification du sol autant que de la fréquence (Foti, 2000 ; Gucunski et Woods, 1991), ainsi que de la profondeur et de la nature de la source sismique.

Cette propriété de dispersion est celle retenue par les méthodes géophysiques générant des signaux en surface et détectant des ondes de surface portant une information sur les caractéristiques des matériaux du sous-sol.

Pour un profil de vitesse donné (V_p, V_s), chaque mode d'onde de Rayleigh a une forme particulière de la fonction d'ellipticité. Les fonctions d'ellipticité permettent en principe de retrouver les propriétés (V_p, V_s, masse volumique ρ) du sol par procédure d'inversion. La relation inverse à la structure du sol est néanmoins non linéaire et non unique.

Pour un modèle avec deux couches élastiques horizontales, individuellement homogènes et isotropes, il est possible de tracer la variation de l'ellipticité en fonction de la fréquence du signal sollicitant le modèle (Figure 4). Pour cela, on procède au rapport spectral des deux composantes x et z. Pour le modèle de la Figure 4, le premier sol a une épaisseur de $100\ m$ pour une valeur de vitesse de cisaillement de $200\ m/s$. La vitesse du sol sous-jacent est de $800\ m/s$.

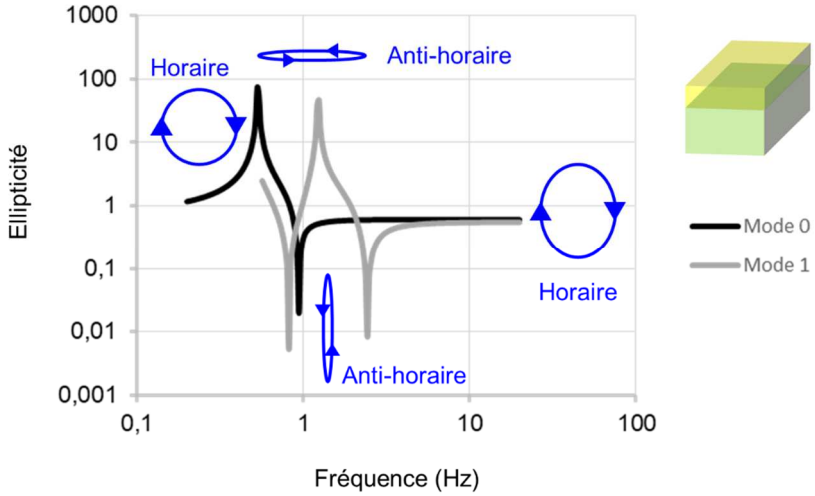


Figure 4. Ellipticité théorique des ondes de Rayleigh en surface en fonction de la fréquence pour un modèle de sol bicouche $1D$ (d'après Poggio et al., 2014 in Geopsy Courses). Le sens du mouvement peut être horaire ou anti-horaire. En noir, le mode fondamental et en gris, la première harmonique (Source : Brûlé, 2022 – Logiciel GEOPSY).

Si on considère le mode fondamental en trait noir continu, on note un premier pic vers $0.55\ Hz$ qui traduit une forte amplification du mouvement horizontal par rapport au mouvement vertical du sol. Ce mouvement horizontal nécessite plus d'attention vis-à-vis des constructions.

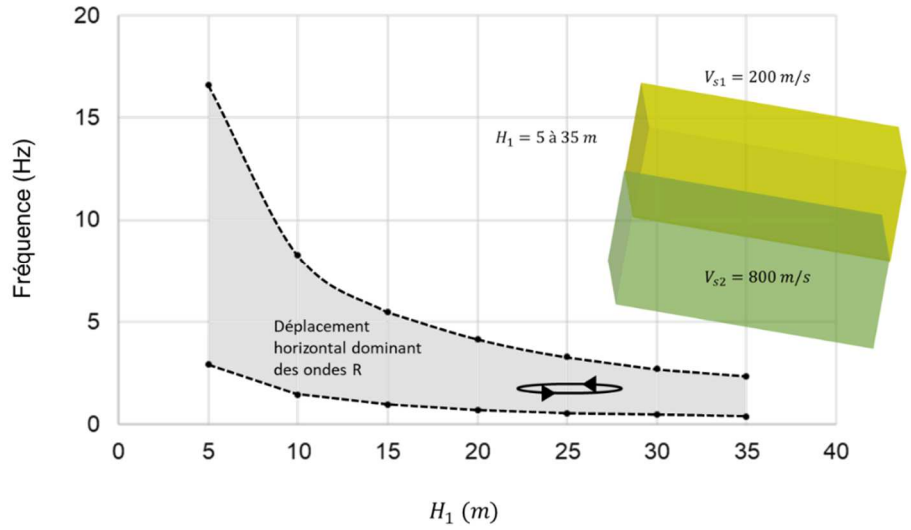


Figure 5. Mode fondamentale des ondes de Rayleigh. Domaine des déplacements de surface à dominante horizontale (zone en gris) pour un sol superficiel avec $V_{s1} = 200\ m/s$ reposant sur un substratum caractérisé par $V_{s2} = 800\ m/s$. L'épaisseur H_1 varie de 5 à 35 m. Le coefficient de Poisson est pris à 0.4 pour les deux couches.

La Figure 5 illustre un exemple de conditions géométriques et mécaniques du modèle de sol bicouche pouvant nécessiter une attention particulière sur la polarisation des ondes de Rayleigh en surface. Chaque paire de points, pour une épaisseur donnée H_1 est obtenue sur la base de la lecture d'une courbe identique à celle de la Figure 4. Sont pointées les valeurs de fréquence correspondant à une ellipticité telle que la composante horizontale devient plus grande que la verticale. La verticalisation du mouvement pourrait aussi être pointée mais elle n'est pas présentée ici. Il faut lire la Figure 5 en considérant une fréquence du signal émis sur l'axe des ordonnées et connaître l'épaisseur du sol de couverture sur la base de l'axe des abscisses. Si le point se situe dans le domaine grisé, alors une instrumentation particulière est requise en cas de mitoyens pour contrôler les énergie émises en travaux, en raison de l'amplitude du mouvement horizontal induit.

Cette analyse vient en complément de l'approche décrite en §2 pour le maximum de la vitesse particulaire en fonction de la distance. Elle maximalise les effets des ondes de Rayleigh car les approches effectuées en §4.1 et §4.2 sous-entendent que la technique de travaux développe une énergie mobilisant un volume important de sol, conduisant jusqu'à un état de résonance pour les ondes de Rayleigh mais aussi pour les ondes de cisaillement S. On notera à ce titre que la valeur de la fréquence fondamentale du sol de couverture vis-à-vis des ondes de cisaillement $f_0 = V_{s1}/4H_1$ pour un modèle $1D$, se situe toujours dans le domaine grisé.

Les sols avec un substratum sismique profond, ne sont pas concernés. On peut même préciser que dès qu'il se localise à plus de $15\,m$ de profondeur, les phénomènes décrits plus hauts ne sont plus tangibles en raison de la fréquence des sources à impact. Si le substratum sismique se situe entre 5 et $10\,m$ de profondeur, on retrouve aussi d'autres phénomènes d'onde comme le « guide d'onde » pour des ondes de surface de type Love, polarisées horizontalement et dont l'énergie se déplace dans le sol de couverture en priorité.

On rappelle ici que les modèles de sol sont élastiques et ne tiennent pas compte de la décroissance de l'amplitude avec la distance au point d'impact (atténuation géométrique).

5. Conclusions

Dans un contexte de travaux urbains en développement vis-à-vis des techniques de densification des sols, la prévention des effets des vibrations sur les constructions mitoyennes, appelle à de l'auscultation plus poussée mais aussi à identifier les configurations géotechniques à même d'exacerber les mouvements du sol.

Après avoir illustré le concept de polarisation du mouvement en surface avec un modèle semi-infini, homogène et isotrope, une étude de sensibilité de l'orientation du mouvement elliptique a été menée sur un modèle bicouche.

Pour la configuration de bicouche présentée ici, les ondes de Rayleigh générées par des impacts surfaciques sur le sol, ont une ellipticité en surface, fonction de leur longueur d'onde λ_R et de l'interaction avec la profondeur du substratum sismique. Pour le cas étudié, une vigilance sera apportée pour les situations telles que $2.3 \leq \lambda_R/H_1 \leq 13$. C'est une autre façon de traduire le phénomène de dispersion des ondes de surface dans un milieu hétérogène, ici constitué de deux couches.

Pour les situations réelles, l'amortissement matériel dans le sol est significatif (pouvant représenter 10%) et les effets de non-linéarité ne sont pas négligeables. Toutefois, cette approche complémentaire à celles qui existent, permet d'identifier les sites à géologie particulière pour lesquels il faut instrumenter prioritairement.

Le référentiel documentaire usuel pourrait être complété pour le cas des sources à impacts en surface, notamment pour les sols bicouches car il y a une dépendance à la fréquence de la polarisation du mouvement surfacique.

6. Références bibliographiques

Bodet L. (2005). Limites théoriques et expérimentales de l'interprétation de la dispersion des ondes de Rayleigh : apport de la modélisation numérique et physique, Thèse de l'Ecole Centrale et de l'Université de Nantes.

Brûlé S., Javelaud E., Meneveaux P (2010). Réhabilitation des friches industrielles par les techniques Ménard d'amélioration des sols, Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur JNGG 2010, 7-9 juillet 2010, Grenoble, France, pp. 933-940.

Brûlé S., Javelaud E., Marchand B. (2012). Auscultation d'une cheminée de grande hauteur située à proximité d'un chantier de compactage dynamique haute énergie. JNGG 2012 – 4 au 6 juillet 2012. Bordeaux, 919-926.

Brûlé S., Champmartin F., Le Meaux R. (2020). Interaction sol-structure avec maintien des vestiges de fondations dans les friches industrielles. JNGG 2020. Lyon, France.

Brûlé S. (2022). Propagation d'ondes sismiques dans les sols superficiels structurés artificiellement. Approche théorique et expérimentale. Les métamatériaux sismiques. Thèse de Doctorat de l'Université Aix-Marseille.

Chu J., Varaksin S., Ulrich K., Mengé P. (2009). Construction Processes, State of the Art Report. 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, TC17 meeting ground improvement, Alexandria, Egypt.

Foti S. (2000). Multistation Methods for Geotechnical Characterisation using Surface Waves. Ph. D. thesis, Politecnico di Torino.

Gucunski N., Woods R. D. (1991). Use of Rayleigh modes in interpretation of SASW test, Proc. 2nd Int. Conf. on Rec. Adv. in Geotech. Earth. Eng. and Soil Dyn., S. Louis 2, 1399–1408.

Liausu P. (1981). Vibrations engendrées par le compactage dynamique. Revue Française de Géotechnique, n°43bis, pp.134-138.

Semblat J.F., Pecker A. (2009). Waves and vibrations in soils: earthquakes, traffic, shocks, construction works. IUSS Press, Pavia.

Tokimatsu K., Tamura S., Kojima H. (1992). Effects of multiple modes on Rayleigh wave dispersion characteristics. J. Geotech. Eng. 118 (2), 1529–1543.

Woods R.D. (1968). Screening of surface waves in soil. J. Soil. Mech. Found. Eng. (ASCE) 1968; 94(4): 951–79.

Sites internet

https://www.cfms-sols.org/sites/default/files/seance-20160405/03---Leblond-Jean-Jacques---CEREMA.pdf (dernière consultation au 18/02/2022).

https://www.cfms-sols.org/sites/default/files/seance-20160405/04---Erbeja-Gillian---MENARD.pdf (dernière consultation au 18/02/2022).

ESTIMATION DE LA REPONSE STATIQUE EN POINTE A PARTIR D'ESSAIS DYNAMIQUES ET DES MODELES ANALYTIQUES D'INTERACTION SOL-POINTE

STATIC TIP REACTION ESTIMATION THROUGH DYNAMIC PENETRATION TEST AND SOIL-TIP ANALYTICAL INTERACTION MODELS

Caroline FORESTTI OLIVEIRA[1,2], Miguel BENZ-NAVARRETE[1], Pierre BREUL[2], Bastien CHEVALIER[2]

[1] *Sol Solution, Bureau d'études Géotechnique et Géophysique, Riom, France*
[2] *Institut Pascal, Université Clermont-Auvergne, Clermont-Ferrand, France*

RÉSUMÉ – Des essais pénétrométriques de chargement en pointe (dynamiques DCLT et statiques CLT) ont été réalisés en chambre de calibration sur des sables de référence. En exploitant les courbes DCLT, on estime les courbes CLT. Celles-ci présentent une bonne correspondance avec les courbes expérimentales. Cette analyse permet de dissocier l'effet statique de l'effet dynamique et ouvre la voie à une meilleure interprétation de l'essai DCLT.

ABSTRACT – Cone loading penetrometer tests (dynamic: DCLT, and static: CLT) were carried out with reference sands. By interpreting the DCLT curves with interaction models, it is possible to estimate the static loading curves which showed a good correspondence with the experimental CLT curves. The analysis enables to dissociate the static effect from the dynamic effect during penetration paving the way for a better interpretation of DCLT.

1 Introduction

La caractérisation de sols est une condition indispensable pour le dimensionnement des fondations. Pour ce faire, les essais de pénétration dynamique (DPT : Dynamic Probing Test) sont une des techniques les plus utilisées à travers le monde. Ils permettent d'ausculter aisément, rapidement et à faible coût le sol dans son état de contrainte naturel. Toutefois, à l'état actuel de la pratique, les DPT ne fournissent qu'une mesure reliée à la rupture du sol. En effet, l'essai de pénétration classiquement connu ne permet pas d'établir une relation effort-déplacement en pointe au cours de l'essai facilitant la détermination des paramètres de déformation du sol. L'essai CLT (CLT : Cone Loading Test) consiste à coupler un essai de chargement statique avec l'essai pénétrométrique (statique ou dynamique) (Arbaoui, 2003). L'essai de chargement dynamique en pointe pénétrométrique (DCLT) récemment proposé en France permet d'obtenir, pour chaque impact, une courbe de chargement dynamique (courbe DCLT : Dynamic Cone Loading Test) exprimant la contrainte en pointe en fonction de l'enfoncement (Benz Navarrete et al., 2021). La courbe DCLT est qualitativement comparable à la courbe de chargement statique. A partir de l'utilisation de modèles d'interaction, inspirés des essais de chargement de pieux, il est possible d'obtenir une courbe de chargement en pointe (CLT) et d'autre part d'étudier la déformabilité des sols in situ.

2 L'essai de chargement dynamique en pointe pénétrométrique (DCLT)

L'essai DCLT, réalisé à l'aide du pénétromètre PANDA 3®, consiste à enfoncer par battage dynamique une tige munie d'une pointe conique (section transversale de 4 cm^2) dans le sol (Figure 1a). Pour chaque impact, les capteurs de déformation, d'accélération et de déplacement permettent d'obtenir des enregistrements de : force F(t), vitesse v(t) et

enfoncement s(t) (Figure 1b). Une analyse des enregistrements qui se base sur la résolution de l'équation de l'onde, le découplage et la reconstruction des ondes élémentaires permet d'obtenir en pointe : force $F_p(t)$, vitesse $V_p(t)$ et enfoncement $s_p(t)$. On trace ainsi la contrainte en fonction de l'enfoncement pour obtenir la courbe DCLT (Figure 1c). Une description complète de l'appareil, du principe de mesure ainsi que des résultats obtenus sont fournis par (Benz Navarrete et al., 2021).

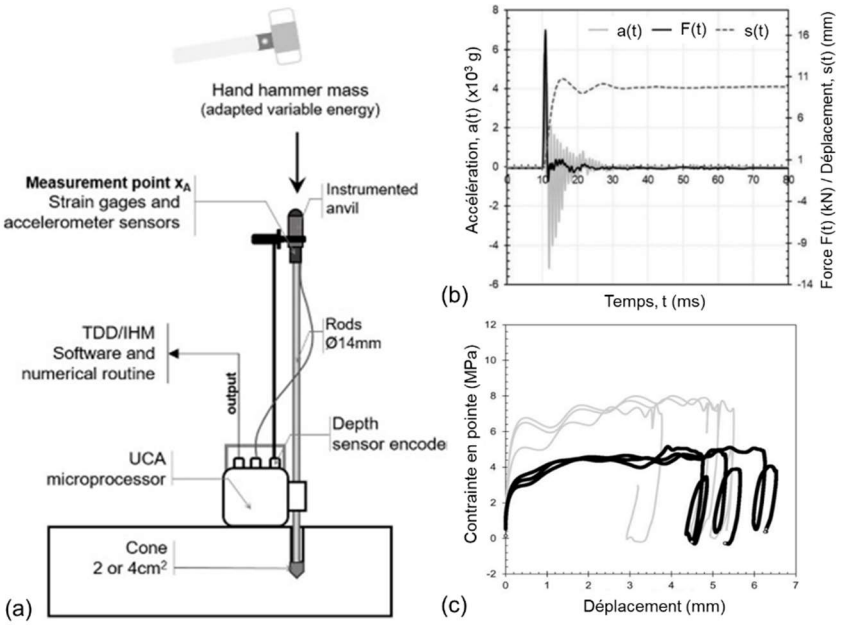


Figure 1. (a) Schéma de l'appareil, (b) signaux F(t), v(t) et s(t) mesurés et (c) exemple de courbes DCLT de trois impacts consécutifs pour un sable testé à deux profondeurs 30 cm (courbe noires) et 70 cm (courbes grises) (Benz Navarrete et al., 2021)

3 Modèles analytiques d'interaction sol-pointe

Différents travaux se sont intéressés à l'interprétation des courbes issues des essais de chargement, statique ou dynamique, des pieux et pénétromètres. Originalement, l'interprétation de ces essais était basée sur des relations empiriques nommées formules « de battage » (*e.g.* formule des Hollandais). Ces relations découlaient souvent d'une analyse newtonienne (théorie des chocs) et de la prise en compte de quelques hypothèses simplificatrices, car la plupart de ces essais ne permettaient pas d'établir la relation effort-enfoncement au cours d'essai.

Certains chercheurs ont constaté les limitations de ces relations et la nécessité d'intégrer l'analyse de la propagation des ondes afin de mieux comprendre le phénomène du battage pénétrométrique. En plus de réduire le niveau d'empirisme de la technique, l'instrumentation et l'application de l'équation d'ondes a permis d'obtenir la courbe de chargement dynamique. Différents modèles ont été proposés afin d'exploiter cette courbe (Lysmer, 1965). Souvent appliqués aux essais de chargement de pieux, ceux-ci modélisent la réaction en pointe R_t comme un système de ressorts et d'amortisseurs (Eq. 1). Les coefficients de ces modèles (M_b, C_b, K_b) sont reliés aux paramètres rhéologiques du sol. Considérant que le pénétromètre est assimilable à un pieu à échelle réduite travaillant en pointe, il est possible d'exploiter la courbe DCLT à l'aide des modèles proposés pour les pieux. La masse du pénétromètre utilisée étant largement plus petite que celle d'un pieu, la première composante (M_b) est donc négligeable.

Sur la base de cette équation, différents modèles d'interaction en pointe existent. Le plus célèbre dans la pratique des pieux est le celui proposé par Smith (1960). Malgré son importance, c'est un modèle assez simpliste qui est alimenté par des paramètres très peu utilisés dans les dimensionnements courants (*quake* Q, amortissement J_b). D'autres modèles plus intéressants, comme celui de Lysmer (1965) ont été proposés par la suite.

Ceux-ci sont alimentés par des paramètres caractérisant le comportement en déformation du sol (*e.g.* module de cisaillement G, vitesse d'ondes de cisaillement v_s, coefficient de Poisson ν). Toutefois, ces modèles n'intègrent pas des concepts tels que la non-linéarité de la réponse du sol en pointe ou l'effet de l'encastrement. Récemment, (Loukidis et al., 2008) proposent un modèle intégrant l'effet de la non-linéarité du comportement à l'interaction pointe/sol et l'effet de la profondeur d'essai. Dans ce travail, on s'intéresse à évaluer dans quelle mesure le modèle proposé par (Loukidis et al. 2008), dorénavant nommé modèle DCLT, permettrait d'exploiter au mieux les courbes obtenues à l'aide de l'essai DCLT. Pour ce faire, on applique ce modèle à des essais DCLT et on compare les courbes CLT estimées au courbes obtenues expérimentalement.

$$M_b\, a(t) + C_b\, v(t) + K_b\, s(t) = R_t\,(t) \quad (1)$$

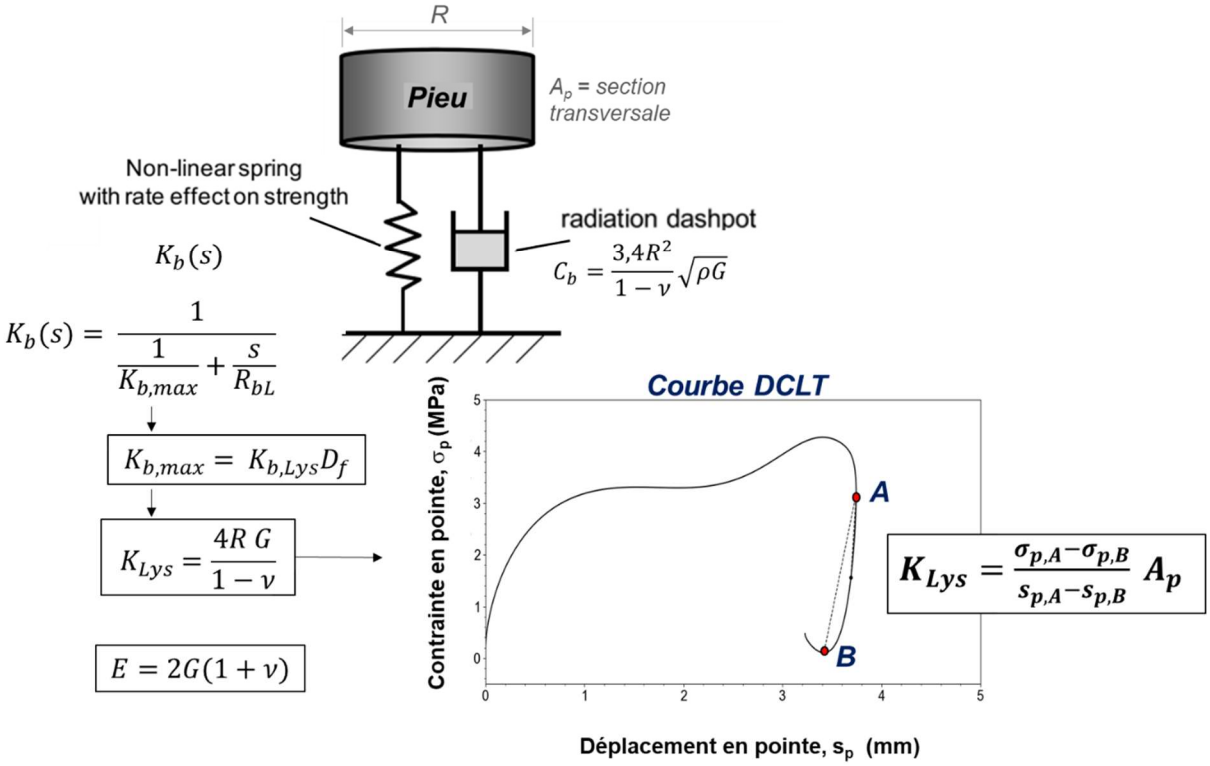


Figure 2. Modèles d'interaction sol-pointe proposé (modifié de Loukidis et al., 2008)

Pour son application pratique, on peut constater que ce modèle d'interaction est alimenté par des paramètres de résistance (R_{bL}) et de déformation (G, ν) (Figure 2). Les coefficients K_b et C_b sont obtenus à partir des paramètres de déformabilité du sol (*e.g.* G, v_s, E, v_p). On adopte le coefficient de Poisson ν égale à 0,33. La profondeur z d'essai étant très supérieure au diamètre D de la pointe (z > 8D), on applique un coefficient d'encastrement qui vaut 1,8 (Loukidis et al., 2008). En outre, en phase de chargement, la raideur K_b considérée est non-linéaire et on suppose une valeur maximale comme celle proposée par Lysmer ($K_{b,max} = K_{b,\,Lys}\, D_f$). Celle-ci décroît en fonction du déplacement en suivant une loi hyperbolique simple. La raideur $K_{b,Lys}$ est obtenue à partir de l'exploitation de la courbe DCLT en phase de déchargement. Comme dans les modèles (Lysmer, 1966 ; Loukidis et al. 2008), l'exploitation de la courbe de chargement dynamique permet de remonter au module de déformation E du sol ausculté (Figure 2). Pour l'adaptation de ce modèle, il s'avère nécessaire de définir expérimentalement la valeur de résistance ultime R_{BL}. Pour ce faire, il faut définir le critère de rupture qui s'adapte le mieux à l'essai DCLT. Dans ce travail, nous avons appliqué et comparé cinq méthodes couramment utilisées des essais de chargement dynamique instrumentés (pieux, SPT, essai de choc) (Tableau 1).

Tableau 1. Méthodes appliquées aux essais de chargement dynamique pour la détermination de la résistance ultime

Méthode de (Paikowsky & Chernauskas, 1992)	$\frac{\int F(t)V(t)\,dt}{\frac{s_{max}-s_f}{2}+s_f}\cdot\frac{1}{A_p}$	(2)
Méthode de (Schnaid et al., 2007)	$\frac{\int F(t)V(t)\,dt}{s_f}\cdot\frac{1}{A_p}$	(3)
Méthode de l'intégration de la courbe DCLT	$\int_0^{s_{max}}\frac{\sigma_p(t)\,ds_p}{s_{max}}$	(4)
Méthode du point de déchargement (*Unloading Point Method*, UPM) (Middendorp et al., 1992)	$F_p(t_1)$ avec $V_p(t_1) \approx 0$ m/s	(5)
Méthode d'(Aussedat, 1970)	$F_p(t_2)$ avec $V_p(t_2) = \max(V_p)$	(6)

4 Etude expérimentale : essais DCLT et CLT en chambre d'étalonnage

Une série d'essais de chargement dynamique (DCLT) et statique (CLT) en pointe pénétrométrique a été réalisée en laboratoire. L'objectif de ces essais est d'une part de comparer les courbes de chargement en pointe issues de deux techniques et d'évaluer la pertinence du modèle proposé. Les sols étudiés sont des sables propres de référence, à savoir : sable d'Hostun HN31 (SH) et le sable de Fontainebleau NE34 (SF). Chaque échantillon testé a été reconstitué à différents états de densité (Tableau 2).

Tableau 2. Caractéristiques des éprouvettes

Eprouvette	Sable	Densité sèche initiale (kg/m^3)	Teneur en eau (%)	Densité relative initiale (%)
SFM1	SF	1490	1,80	46
SFM2	SF	1573	1,90	71
SHM1	SH	1482	0,80	51
SHM2	SH	1527	1,80	67

Les éprouvettes ont été reconstituées dans une chambre de calibration métallique de 372 mm de diamètre et 805 mm de hauteur (Figure 3a). Les conditions aux limites de la chambre d'étalonnage sont : déplacements empêchés radialement (condition œdométrique) et contrainte verticale nulle en surface. Par ailleurs, afin de minimiser le frottement latéral, une membrane plastique a été collée aux parois latérales intérieures de la chambre d'étalonnage. De même, un système de guidage est fixé à la chambre d'étalonnage afin de garantir la verticalité du pénétromètre et de minimiser le possible flambement des barres au cours des chargements. Le compactage a été effectué par damage dynamique. Chaque échantillon a été confectionné en huit couches d'environ 10 cm d'épaisseur afin de garantir l'homogénéité du massif. A la fin des essais de chargements, trois échantillons sont prélevés afin de déterminer la teneur en eau de chaque éprouvette.

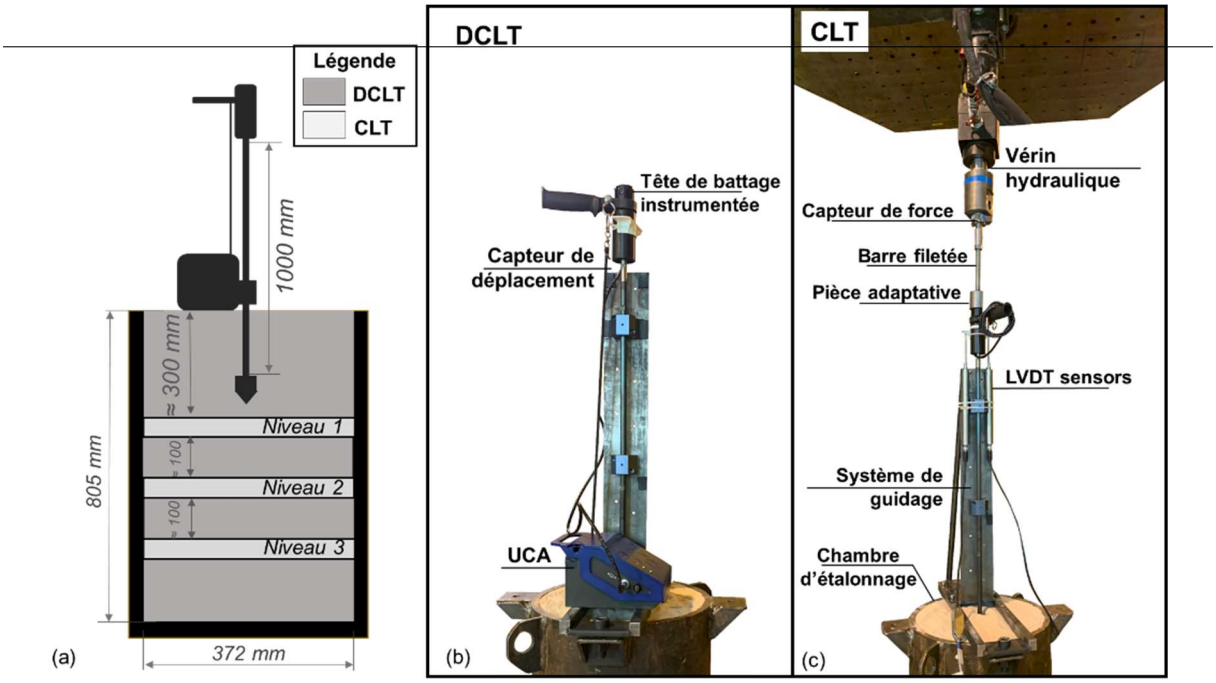


Figure 3. (a) Schéma de la chambre d'étalonnage montrant l'emplacement des essais en profondeur et l'appareillage mis au point pour la réalisation des essais (b) DCLT et (c) CLT

Pour chacune des éprouvettes et une fois que le compactage a été finalisé, les essais de chargement ont été exécutés dans l'axe de l'échantillon. Le pénétromètre est battu manuellement jusqu'à différentes profondeurs. Chaque impact est enregistré et une courbe DCLT est obtenue. Une fois la profondeur voulue atteinte, le battage est arrêté et le bâti pour les essais CLT est installé. Le matériel de chargement statique est constitué (Figure 3) :

- d'un vérin hydraulique de 10 T fixé à une structure de réaction (portique métallique) relié à une centrale hydraulique. Une barre filetée et une pièce adaptative permettent d'associer le pénétromètre à la structure de réaction (portique en métal fixé au dallage) ;
- de capteurs de mesure des déplacements et capteur d'efforts correspondants. On utilise un capteur de force de 10 kN à 0,01 kN près et deux capteurs de déplacement de type LVDT d'une course utile de 40 mm et de résolution de l'ordre de 2/1000^{e} de mm ;
- d'un système de guidage fixé au moule et relié en trois niveaux au train de tige permettant de conserver la verticalité du système ;
- d'un ordinateur et d'une centrale d'acquisition des données de type spider 8 HBM à laquelle sont reliés les capteurs. Les données sont enregistrées, à raison d'une mesure par seconde.

Une fois le matériel installé, on poursuit avec l'essai CLT. La force et le déplacement sont enregistrés directement pendant qu'on impose une vitesse de chargement constante de l'ordre de 0,01 mm/s. Le pilotage s'effectue en déplacement. Pour chaque éprouvette, trois séries d'au moins 5 cycles de chargement statique ont été réalisés à différentes profondeurs (≈ 30 cm, ≈ 43 cm et ≈ 56 cm). Chaque essai CLT est mené jusqu'à un enfoncement de l'ordre de 5 mm. On réalise de cinq à six cycles de chargement-déchargement-rechargement. Le déchargement est rapide jusqu'à une pression nulle et le rechargement est mené suivant le même chemin emprunté lors d'un chargement monotone. Une fois que les cycles de chargement, déchargement et rechargement des essais CLT sont finalisés ; on procède à l'enlèvement du dispositif d'enfoncement statique et on poursuit l'essai DCLT sur environ 10 cm de profondeur. Cette procédure est répétée de façon à avoir réalisé des séries de chargement CLT à trois profondeurs différentes. Une fois le chargement CLT réalisé à la troisième profondeur, on poursuit avec l'essai DCLT jusqu'au fond de l'éprouvette.

5 Résultats

Dans la Figure 4a, on présente les pénétrogrammes des éprouvettes testées. Pour les analyses qui suivent, on compare les résultats DCLT des 5 impacts précédant l'essai CLT et les 5 impacts ultérieurs à l'essai CLT. A titre d'exemple, on a présenté dans la Figure 4b les courbes DCLT et CLT pour le niveau 2 de l'éprouvette SHM2. On constate de manière générale une bonne répétabilité des courbes. Par ailleurs, on observe les mêmes ordres de grandeur pour les contraintes au palier des courbes issues de ces deux techniques.

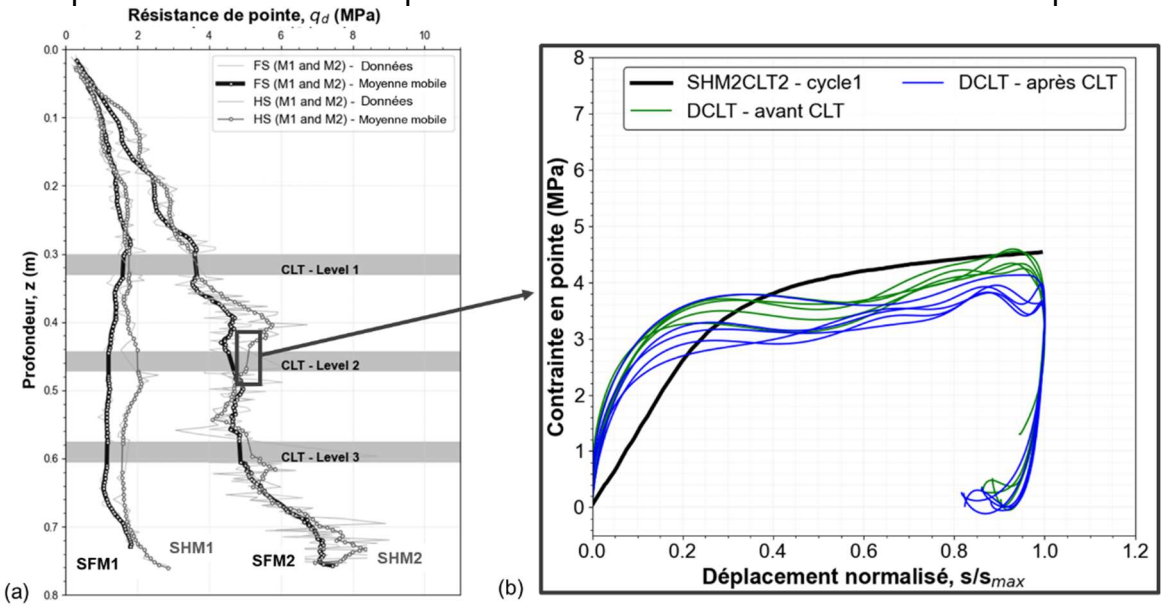


Figure 4. (a) Pénétrogramme de l'éprouvette SHM2 (b) exemple de courbes de chargement (Niveau 2) : courbes DCLT avant l'essai CLT, courbe CLT et courbes DCLT après l'essai CLT

5.1 Détermination de la résistance ultime alimentant le modèle d'interaction

En exploitant les 5 courbes DCLT obtenues avant et après les chargements CLT à l'aide des méthodes présentées (Tableau 1), on obtient différentes valeurs de résistance qui sont comparées dans la Figure 5 aux valeurs issues des courbes CLT. Pour cette analyse, on définit q_{CLT} selon le critère proposé par Terzaghi : la résistance ultime étant la contrainte correspondante à un déplacement de 10% du diamètre.

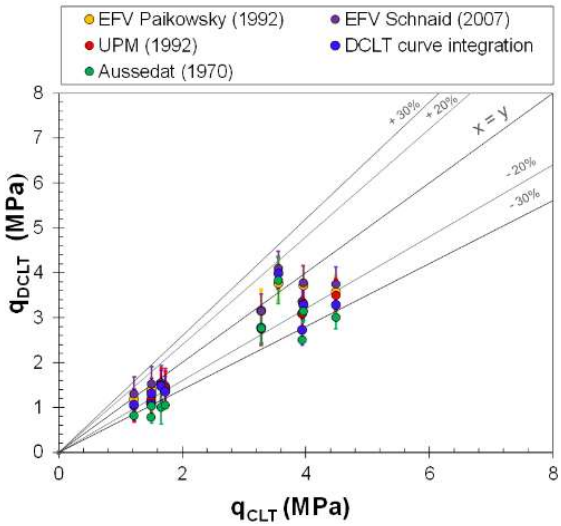


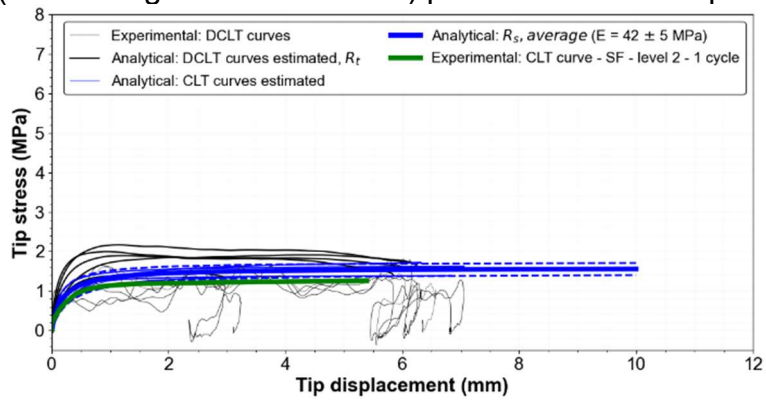
Figure 5. Comparaison des valeurs de résistances ultimes obtenues

On constate que les différentes méthodes testées fournissent des valeurs comparables aux valeurs de résistance issues de l'essai CLT. Parmi ces différentes méthodes testées, on retient la méthode UPM car celle-ci fournit les valeurs les plus proches de q_{CLT} avec la dispersion la plus faible.

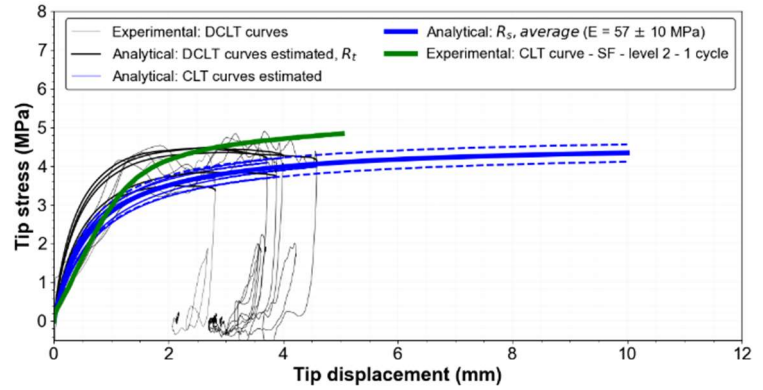
5.2 Application des modèles d'interaction : comparaison entre les courbes DCLT et CLT expérimentales et estimées

On applique le modèle proposé en utilisant les paramètres (q_{DCLT} et E) définis et déterminés dans les sections précédentes et la valeur de résistance ultime obtenue à partir des courbes DCLT à l'aide de la méthode UPM. Dans la Figure 6, on présente la comparaison entre les courbes estimées (DCLT en noir et CLT en bleu) par le modèle proposé et celles obtenues expérimentalement (DCLT en gris et CLT en vert) pour le niveau 2 de profondeur.

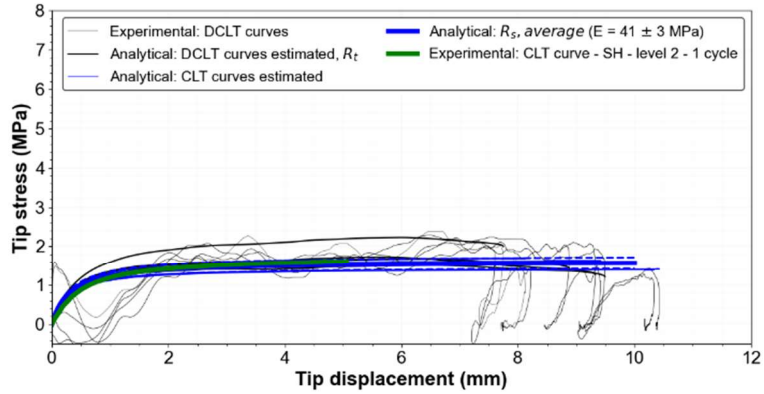
(a)



(b)



(c)



(d)

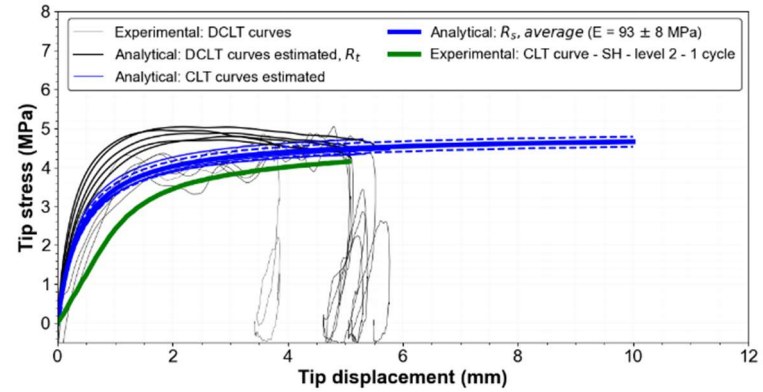


Figure 6. Courbes expérimentales et estimées à l'aide du modèle d'interaction : (a) SFM1, (b) SFM2, (c) SHM1 et (d) SHM2

6 Conclusions

L'essai DCLT permet d'obtenir une courbe de chargement dynamique en pointe pour chaque impact, comparable à une courbe statique CLT. Cette courbe peut être exploitée à l'aide des méthodes et des modèles proposés pour les essais de chargement dynamiques des pieux afin de remonter à des paramètres de rupture, mais aussi de déformation. Dans ce travail on a présenté les résultats obtenus à partir d'une série d'essais de chargement DCLT et CLT en laboratoire réalisés au sein des éprouvettes des sables de Hostun et Fontainebleau compactées à différents états de densité. En plus d'une comparaison qualitative des courbes, on applique un modèle d'interaction afin d'estimer les courbes statiques à partir de l'essai DCLT.

Afin de définir la méthode d'obtention de la résistance ultime alimentant ce modèle, on compare différentes méthodes de calcul appliquées à des essais de chargement dynamique en pointe. La méthode UPM, qui présente la meilleure correspondance entre les deux techniques et la dispersion la plus faible, est retenue. La méthode d'obtention de la résistance ultime choisie, on applique le modèle d'interaction proposé.

Globalement, on observe une bonne correspondance entre les courbes estimées et celles obtenues expérimentalement, notamment plus les éprouvettes moins denses. Cette analyse a montré que à l'aide d'un modèle d'interaction adapté, il est possible de dissocier l'effet statique de l'effet dynamique lors de la pénétration. Cela ouvre la voie à une meilleure interprétation de l'essai DCLT.

7 Références bibliographiques

Arbaoui, H. (2003). *Mésure de la déformabilité des sols en place à l'aide d'un pénétromètre*. Thèse doctorale, Université Blaise Pascal – Clermont II.

Aussedat, G. (1970). *Sollicitations rapides des sols*. thèse doctorale, Faculté des Sciences de l'Université de Grenoble.

Benz Navarrete, M. A., Breul, P., & Gourvès, R. (2021). Application of wave equation theory to improve dynamic cone penetration test for shallow soil characterisation. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, *14*(1), 289-02.

Loukidis, D., Salgado, R., & Abou-Jaoude, G. (2008). *Assessment of Axially-Loaded Pile Dynamic Design Methods and Review of INDOT Axially-Loaded Design Procedure* (Numéro FHWA/IN/JTRP-2008/6).

Lysmer, J. (1965). *Vertical motion of rigid footing*. thèse doctorale, University of Michigan.

Middendorp, P., Bermingham, P., & Kuiper, B. (1992). Statnamic load testing of foundation piles. *4th Int. Conf. on the Application of Stresswave Theory to Piles*, *19*(5), 265-272.

Paikowsky, S. G., & Chernauskas, L. R. (1992). Energy Approach for Capacity Evaluation of Driven Piles. *4th International Conference on the Application of Stress-Wave Theory to Piles*, 595-601.

Schnaid, F., Odebrecht, E., & Rocha, M. M. (2007). On the mechanics of dynamic penetration tests. *Geomechanics and Geoengineering*, *2*(2), 137-146.

Smith, E. A. L. (1960). Pile-driving analysis by the wave equation. *Journal of the soil mechanics and foundations division*, *86*(4), 35-61.

EVALUATION DES PERFORMANCES D'UN PENETROMETRE DYNAMIQUE LEGER DANS DES MASSIFS DE SABLE EN CHAMBRE D'ETALONNAGE

EVALUATION OF THE PERFORMANCE OF A LIGHT DYNAMIC PENETROMETER IN SAND SPECIMEN IN A CALIBRATION CHAMBERS

Sebastian López Retamales[1], Jean-Claude Dupla[2], Jean Canou[3], Miguel Benz[4]
[1] *Ecole des Pont ParisTech, Laboratoire NAVIER, France*
[2] *2Laboratoire Navier – IFSTTAR, CNRS : UMR8205, Ecole des Ponts ParisTech (ENPC), Université Paris Est (UPE) – France*
[3] *Laboratoire Navier (NAVIER) – IFSTTAR, CNRS : UMR8205, Ecole des Ponts ParisTech (ENPC), Université Paris Est (UPE), France*
[4] *Sol Solution – Bureau d' études Géotechniques et Géophysiques – Riom, France*

RÉSUMÉ – En raison de la difficulté de prélèvement d'échantillons non remaniés de sable, la possibilité d'évaluer directement sur site, à partir d'essais in situ, des paramètres de comportement contrainte-déformation pour les sables constitue un enjeu important en géotechnique. Récemment, un nouveau type d'essai au pénétromètre dynamique léger, à énergie variable, associé à une méthode d'analyse dynamique spécifique, a été développé. Le dispositif est entièrement instrumenté et le principe de base est d'analyser le phénomène de propagation d'ondes dans les tiges au cours de l'impact en vue d'obtenir, pour chaque impact, la courbe de chargement force-déplacement de la pointe et d'en tirer des paramètres élémentaires du sol. Dans ce contexte, un programme expérimental a été réalisé à l'aide de ce dispositif évalué en chambre d'étalonnage sur un sable de référence, le sable de Fontainebleau NE34. On a, en particulier, étudié l'influence de paramètres tels que l'état de densité du sable, l'état de contraintes appliqué au massif et l'état du sable (sec ou saturé) sur les résultats obtenus à l'aide de ce dispositif. Sur la base de l'analyse de ces résultats, on donne quelques pistes de réflexion concernant l'utilisation de ce dispositif pour l'évaluation du risque de liquéfaction des sables.

ABSTRACT – Due to the difficulty of collecting undisturbed sand samples, the possibility of directly evaluating the stress-strain behavior parameters of sands in situ is an important issue in geotechnical engineering. Recently, a new type of lightweight dynamic penetrometer test, with variable energy, associated with a specific dynamic analysis method has been developed. The device is fully instrumented and the basic principle is to analyze the phenomenon of wave propagation in the rods during impact in order to obtain, for each impact, the force-displacement load curve of the tip and to derive the elementary parameters of the soil. In this context, an experimental program was carried out with this device, evaluated in a calibration chamber on a reference sand, the Fontainebleau NE34 sand. In particular, the influence of parameters such as the state of sand density, the state of stress applied to the bed and the state of the sand (dry or saturated) on the results obtained with this device was studied. From the analysis of these results, some reflections on the use of this device for the evaluation of the liquefaction risk of sands are presented.

1 Introduction

Les équipements de pénétration permettent une évaluation rapide et économique de la réponse du sol à la pénétration par une pointe conique ou un échantillonneur activé par une énergie constante ou dynamique. Cependant, l'effet de l'état du sol et les conditions

de compactage du sol sont complexes à évaluer avec les méthodes conventionnelles actuellement utilisées.

L'évaluation des résultats de ces essais est généralement basée sur l'expérience antérieure et les essais en laboratoire, ces derniers étant complexes en raison de la difficulté de reproduire les conditions du sol. En revanche, les méthodes d'évaluation des résultats basés sur les taux de pénétration sont limitées à un seul paramètre et à l'application de facteurs de correction généralisés..

Le but de cet article est de présenter les résultats de l'analyse comportementale d'un sol granulaire, soumis à un essai dynamique avec un pénétromètre dynamique léger à énergie variable (PANDA 3) (AFNOR, 2000; M. Benz, 2009). L'analyse des résultats est effectuée en appliquant l'équation des ondes à l'aide des enregistrements de force et de vitesse (M. Benz, 2009; M. A. Benz et al., 2013; Escobar et al., 2016; Escobar Valencia, 2015; López et al., 2018, 2019; Navarrete et al., 2018). Les enregistrements sont obtenus à partir d'essais réalisés sur des spécimens reconstitués à différents niveaux d'indice de densité et soumis à différents niveaux de surcharge effective verticale, qu'il est possible de contrôler dans une chambre d'étalonnage K0.

Les résultats montrent que l'essai est sensible à l'indice de densité, aux contraintes effectives de surcharge et qu'en analysant la courbe charge-déplacement, il est possible de décrire un phénomène de liquéfaction locale.

Cet article présente l'équipement utilisé pour les essais de pénétration, la chambre d'étalonnage utilisée pour la reconstitution des spécimens, le programme expérimental réalisé, les résultats obtenus et quelques conclusions tirées de ceux-ci.

2 Campagne expérimentale

2.1 Dynamic Penetrometer Test (DPT)

Un pénétromètre dynamique léger à énergie variable (PANDA 3) a été utilisé pour évaluer la résistance à la pénétration dynamique. (M. Benz, 2009; M. A. Benz et al., 2013; Escobar et al., 2016; Escobar Valencia, 2015; López et al., 2018, 2019; Navarrete et al., 2018). L'équipement de pénétration est instrumenté avec des accéléromètres et des capteurs de déformation. Cette fonction permet d'appliquer des techniques d'analyse sur les signaux pour évaluer la réponse du sol, en se basant sur l'analyse de l'équation des ondes. (M. Benz, 2009).

L'équipement consiste en une pointe conique de 4 cm2 qui est vissée à des barres de 14 mm de diamètre. Les barres sont vissées à une tête de taraudage, dans laquelle sont installés l'accéléromètre et le capteur de déformation.

Pour obtenir les signaux de résistance et de déplacement à l'interface cône-sol, sur la base de l'analyse des ondes, on a utilisé la méthode proposée par Benz (2009), qui, par le biais d'un processus itératif de reconstruction du signal de force et de la vitesse des ondes, permet d'obtenir la résistance dynamique à l'interface sol-pointe.

La méthode de reconstruction consiste à enregistrer les signaux de force et de vitesse (en intégrant le signal d'accélération) (figure 2(a)). Ensuite, si les caractéristiques du pénétromètre sont connues, il est possible d'appliquer une méthode de découplage des ondes incidentes et réfléchies pour reconstruire les signaux. (Casem et al., 2003) (Figure 2(b)).

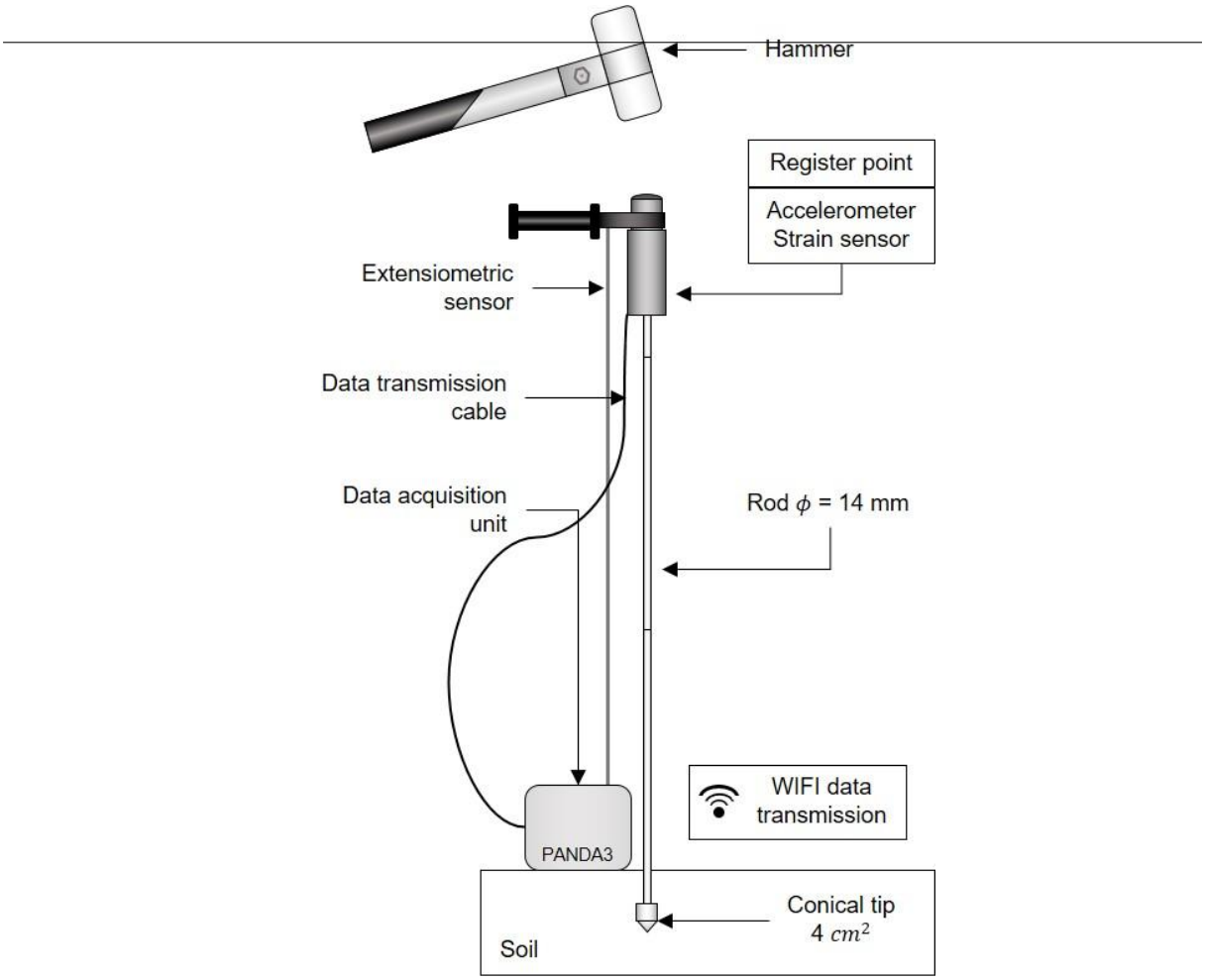


Figure 1- Schéma d'un pénétromètre dynamique PANDA 3®.

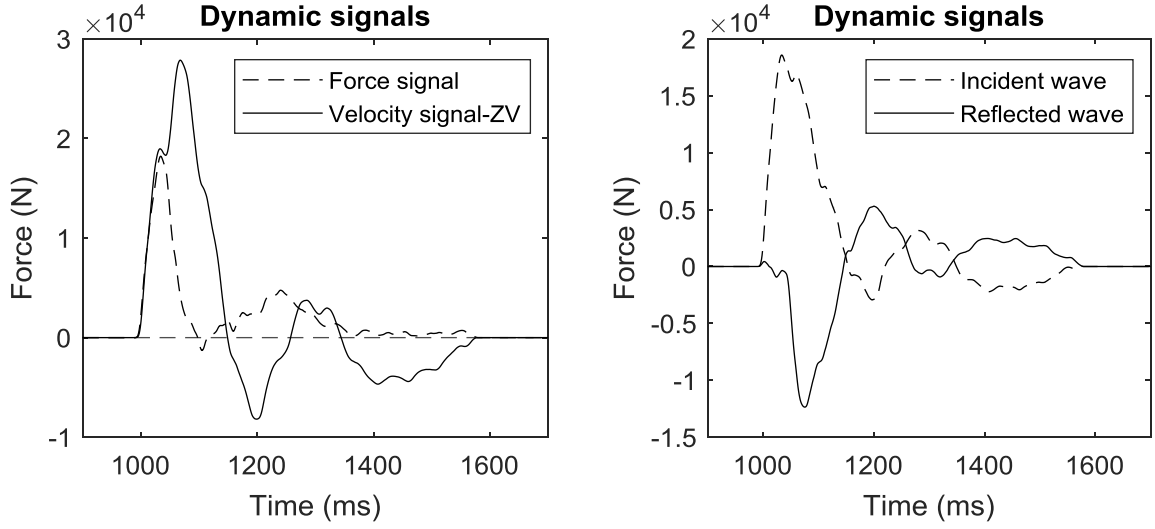


Figure 2- Signaux de force et de vitesse enregistrés au niveau de la tête de frappe (a). Les ondes incidentes et réfléchies sont découplées.

Le signal de force reconstruit à l'interface cône-sol permet d'obtenir la réponse de résistance dynamique du sol, et les déplacements dans le cône peuvent être obtenus en intégrant le signal de vitesse. Ensuite, si le signal de résistance est disponible et que le signal de vitesse est déplacé, il est possible d'obtenir le déplacement dans le cône en

intégrant le signal de vitesse. Ensuite, si le signal de résistance et de déplacement est disponible, il est possible de construire une courbe dynamique charge-déformation.

A partir de l'analyse de la courbe dynamique reconstituée, il est possible d'évaluer les paramètres de résistance, d'énergie élastique et de pénétration, entre autres. Il est également possible d'observer des phénomènes tels que la liquéfaction dans les sols saturés.

2.2 Essais en laboratoire

Une chambre d'étalonnage k_0 a été utilisée pour les essais en laboratoire. La chambre se compose d'une base cylindrique avec un couvercle supérieur et deux cylindres supérieurs supplémentaires qui permettent de placer un échantillon de sol de 730 mm de hauteur et 550 mm de diamètre dans la chambre.

Le système est fermé et fixé avec des tiges filetées qui sont vissées en haut et en bas avec des écrous. Sous le couvercle supérieur et sur le dessus de l'échantillon, un système de pression hydraulique est installé, constitué d'une membrane en caoutchouc ayant la possibilité de se dilater sous l'effet de la pression hydraulique pour exercer une tension de consolidation verticale. Le contrôle de la pression de consolidation verticale est généré par une cellule de charge, comme le montre la Figure 3.

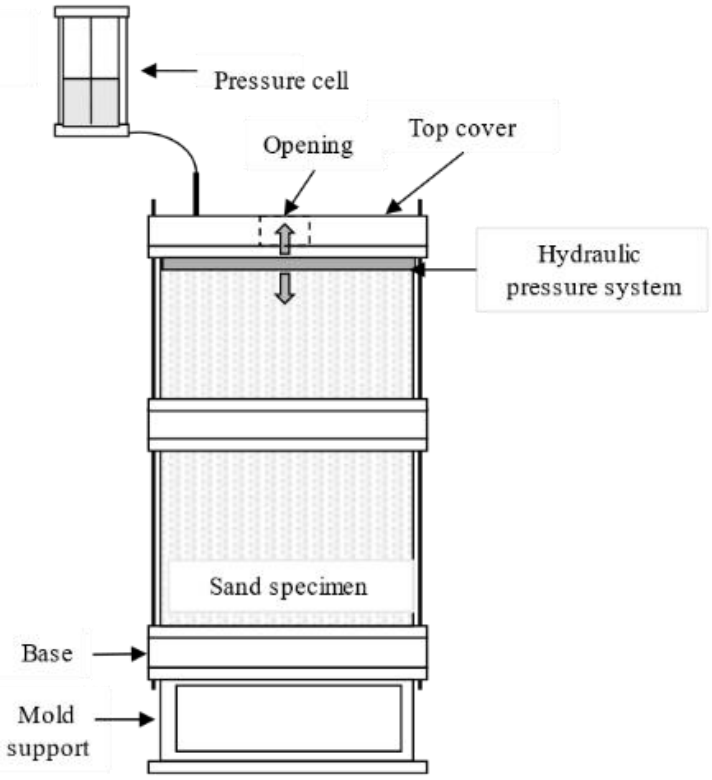


Figure 3- Schéma de la chambre d'étalonnage k_0.

Pour analyser l'effet de l'état de densité du sol sur la réponse du sol à la pénétration dynamique, des essais ont été réalisés sur des éprouvettes de sable reconstitué de Fontainebleau NE34 à des indices de densité de 0,30, 0,60 et 0,90. Pour évaluer les effets de la pression verticale, une série de charges verticales de 10 kpa à 400 kpa ont été appliquées.

Tabla 1- Configuration de l'essai de pénétration dynamique dans la chambre d'étalonnage k_0.

Nombre de essais	I_d	Contrainte de consolidation verticale (kPa)
essais 1	0.3	10 - 25 - 50 - 75 - 100 – 200 - 300 - 400
essais 2	0.6	
essais 3	0.9	

3 Résultats et discussion

Les figures 1 (a) et (b) présentent les résultats des courbes dynamiques et des signaux d'affleurement reconstitués à l'interface cône-sol pour des impacts sur un spécimen reconstitué de sable NE34 de Fontainebleau à un indice de densité de 0,60 et sous différents niveaux de surcharge.

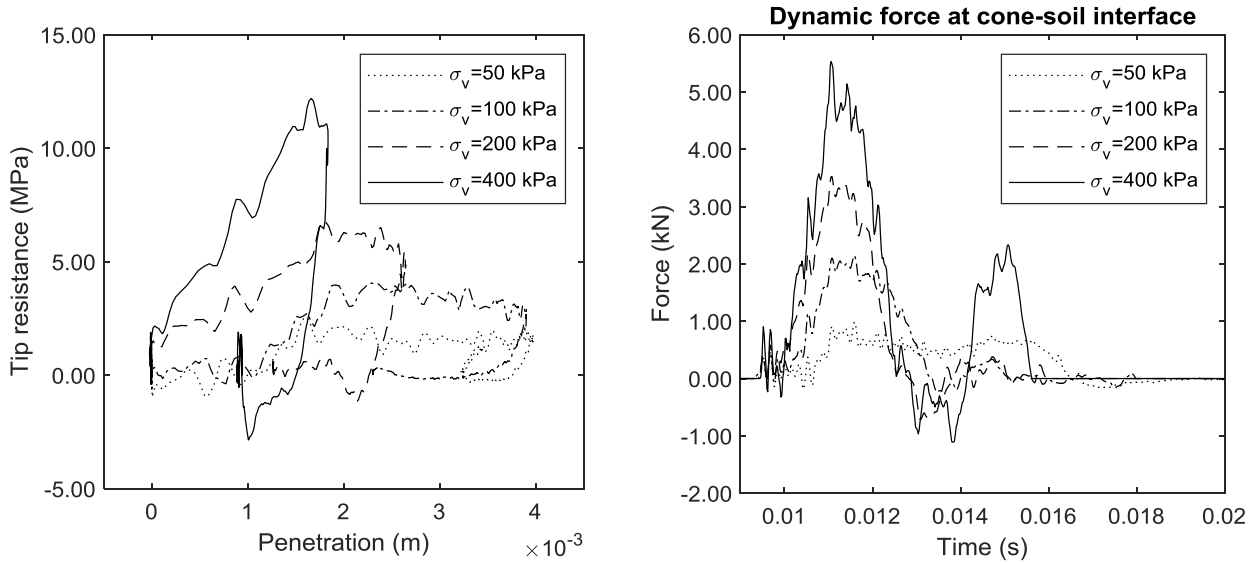


Figure 4- Courbes dynamiques charge-déplacement (a). Signaux de force reconstruits.

Les courbes dynamiques montrent une augmentation de la résistance maximale de pénétration associée à une augmentation de la surcharge effective, de même, on observe que plus la surcharge effective est faible, plus le niveau de pénétration est élevé sous un niveau de résistance autour de la résistance dynamique maximale.

Dans les signaux de force reconstruits à l'interface cône-sol, des pics de résistance de faible amplitude sont observés au début de l'enregistrement. Ces pics sont liés au bruit produit par les interférences externes liées à l'interaction du pénétromètre avec les éléments environnants, ainsi qu'au rebondissement du front d'onde à l'intérieur de la tête de taraudage du pénétromètre.

Dans tous les dossiers, il est possible d'observer l'apparition de coups de marteau secondaires dus au qutof. Dans le cas des courbes dynamiques, ces pics associés aux coups de marteau secondaires sont perçus comme des cycles de chargement secondaires dans la phase de résistance élastique du sol.

La Figure 5 montre les pénétrogrammes résultant des essais réalisés sur des éprouvettes de sables de Fontainebleau NE34, reconstituées à des indices de densité de 0,30, 0,60 et 0,90, soumises à différents niveaux de surcharge verticale effective.

Les résultats montrent une sensibilité à la fois au niveau de l'indice de densité et à la contrainte verticale effective. Plus le niveau de l'indice de sensibilité est élevé, plus la résistance enregistrée augmente et plus le niveau de surcharge effective est élevé, plus la résistance à la pénétration est élevée.

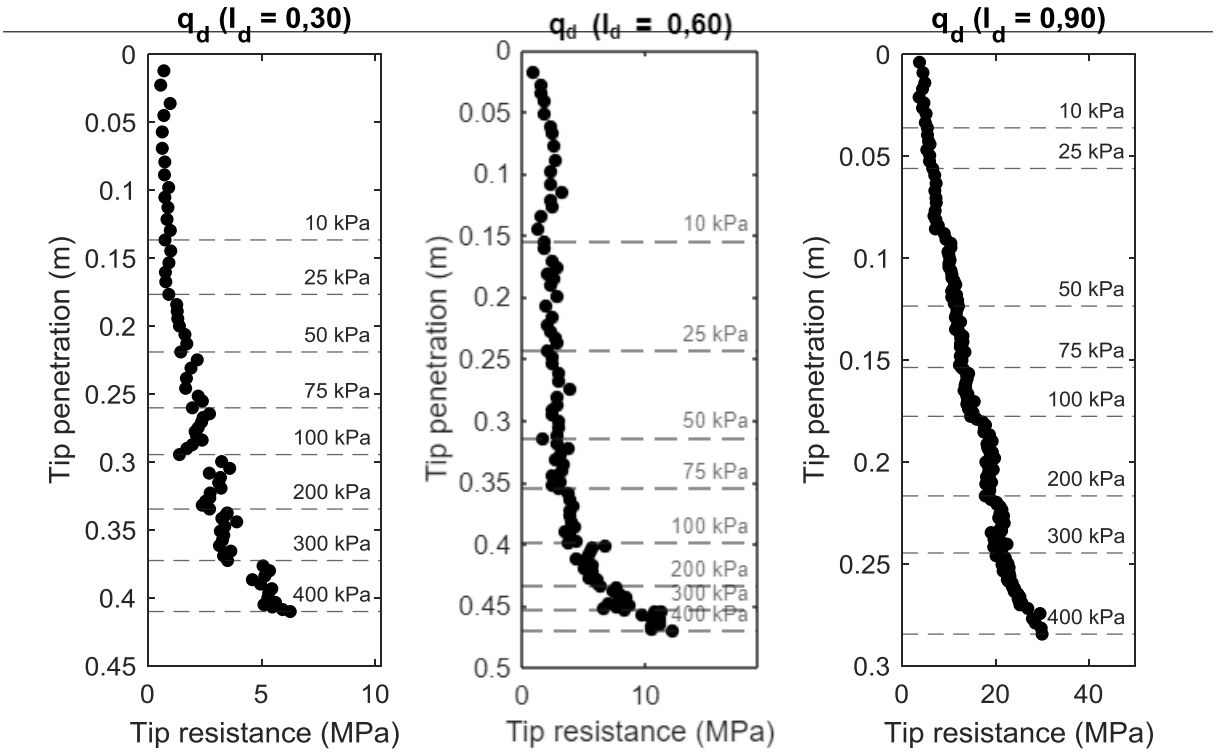


Figure 5-Penetragrams of tests in K_o calibration chamber

Il est important de noter que les valeurs de résistance ne varient pas sensiblement sous des pressions verticales effectives de surcharge inférieures à 50 kPa dans les échantillons de densité faible à moyenne. Au-dessus de 50 kPa, les valeurs de résistance dynamique montrent une augmentation régulière et progressive, facilement perceptible.

La Figure 6 présente des sections transversales dynamiques charge-déplacement obtenues à partir d'un essai dynamique de battage de pieux sur une éprouvette de sol saturé et d'un autre sur une éprouvette sèche. Les deux spécimens ont été reconstruits avec un indice de densité de 0,30 et les enregistrements ont été obtenus avec le spécimen soumis à une contrainte verticale effective de 100 kpa.

La Figure 6 montre une courbe charge-déplacement obtenue dans un sol sec et une autre dans un spécimen saturé. Les deux spécimens ont été reconstitués à un indice de densité de 0,30 et la charge effective verticale appliquée était de 100 kpa.

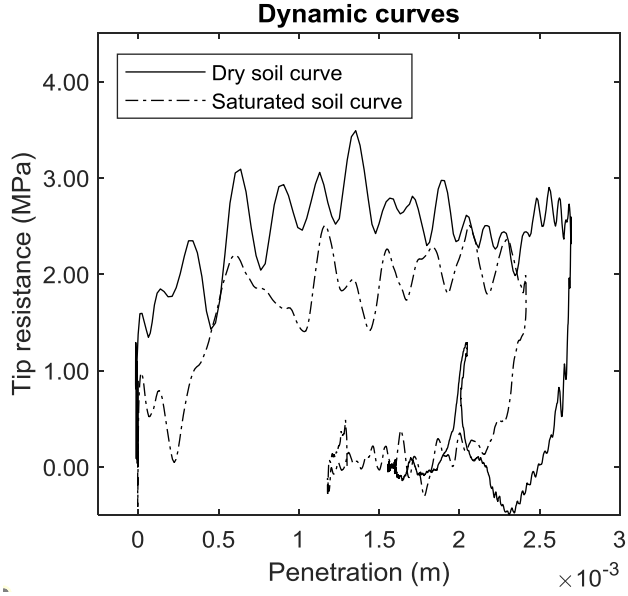


Figure 6 - Courbes dynamiques charge-déplacement pour un sol sec et saturé.

Les résultats montrent que dans les deux cas, il y a une augmentation rapide de la résistance, ce qui démontre une réponse très rigide. Après avoir atteint un point critique, la résistance du sol sec continuera à augmenter jusqu'à atteindre une valeur maximale. Dans le cas de l'éprouvette saturée, l'augmentation rapide est suivie d'une diminution rapide associée à la liquéfaction du sol. Ce phénomène de liquéfaction est produit par l'augmentation rapide des pressions sur la masse du sol, qui est initialement soutenue par le squelette granulaire et ensuite transférée au fluide, cependant, la vitesse de drainage n'est pas suffisante pour détendre la pression interstitielle et le phénomène de liquéfaction est déclenché. (Iskander et al., 2015; Seed & Lundgren, 1954). Après la perte de résistance, il y a une augmentation graduelle de la résistance jusqu'à ce qu'une résistance stable autour d'une valeur à peu près constante soit atteinte, similaire au comportement de l'échantillon sec.

4 Conclusions

Les résultats obtenus à partir des tests effectués permettent de tirer les conclusions suivantes:

- La courbe dynamique charge-déplacement obtenue à partir des essais représente la réponse du sol granulaire sous une charge de pointe conique et est affectée par les paramètres de densité, de contrainte effective verticale et d'état de saturation de l'échantillon.
- L'équipement de pénétration et la méthode d'analyse des résultats basée sur l'analyse de l'équation des ondes sont sensibles à l'indice de densité du sol, cette sensibilité augmentant avec l'augmentation de la contrainte effective verticale.
- Lorsque la contrainte effective verticale augmente, la magnitude de la résistance générée par le sol augmente également, ceci est dû à l'augmentation des contraintes de confinement générées.
- Dans les sols saturés, il est possible d'observer l'apparition du phénomène de liquéfaction, mais la durée du phénomène est limitée. Ce phénomène de liquéfaction est limité au contour immédiat de l'interface sol-cône car les charges à leur amplitude maximale se produisent presque au début du chargement et les chaînes de force ne se développent pas en extension.

5 Références bibliographiques

Contrôle de la qualité du compactage, 36 (2000).

Benz, M. (2009). Mesures dynamiques lors du battage du penetrometre panda 2.

Benz, M. A., Escobar, E., Haddani, Y., Breul, P., & Bacconnet, C. (2013). Charge-Enfoncement Dynamique En Pointe Penetration Curve. Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, 499–502.

Casem, D. T., Fourney, W., & Chang, P. (2003). Wave separation in viscoelastic pressure bars using single- point measurements of strain and velocity. Polymer Testing, 22, 155–164.

Escobar, E., Navarrete, M. B., Gourvès, R., Breul, P., & Chevalier, B. (2016). Dynamic Characterization of the Supporting Layers in Railway Tracks using the Dynamic Penetrometer Panda 3 ®. International Conference on Transportation Geotechnics (ICTG 2016), 143(Ictg), 1024–1033. https://doi.org/10.1016/j.proeng.2016.06.099

Escobar Valencia, E. J. (2015). Mise au point et exploitation d'une nouvelle technique pour la reconnaisance des sols: le PANDA 3.

Iskander, M., Bless, S., & Omidvar, M. (2015). RAPID PENETRATION INTO GRANULAR MEDIA Visualizing the Fundamental Physics of Rapid Earth Penetration.

López, S., Benz, M., & Moustan, P. (2019). Comparación de los ensayos de penetración de cono dinámico (DCP) y penetrómetro de cono dinámico de energía variable PANDA®. XVI Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. https://doi.org/10.3233/STAL190206

López, S., Benz, M., Navarro, J., & Zamora, D. (2018). Control geotécnico de obras viales mediante penetrómetro dinámico ligero de energía Variable PANDA 2. X Congreso Chileno de Geotecnia.

Navarrete, B., Moustang, P., Haddani, Y., Breul, P., & Villavicencio A, G. (2018). The PANDA , Variable Energy Lightweight Dynamic Cone Penetrometer : a quick state of art.

Seed, H. B., & Lundgren, R. (1954). Investigation of the effect of transient loading on the strength and deformation characteristics of saturated sands. Proceedings-American Society for Testing and Materials, 1288–1306.

ANALYSE COMPARATIVE DES METHODES D'EVALUATION DE LA RESISTANCE A LA PENETRATION DYNAMIQUE DES SABLES

COMPARATIVE ANALYSIS OF METHODS FOR ASSESSING THE DYNAMIC PENETRATION RESISTANCE OF SANDS

Sebastian López Retamales[1], Jean-Claude Dupla[2], Jean Canou[3], Miguel Benz[4]
[1] Ecole des Pont ParisTech, Laboratoire NAVIER, France
[2] Laboratoire Navier – IFSTTAR, CNRS : UMR8205, Ecole des Ponts ParisTech (ENPC), Université Paris Est (UPE) – France
[3] Laboratoire Navier (NAVIER) – IFSTTAR, CNRS : UMR8205, Ecole des Ponts ParisTech (ENPC), Université Paris Est (UPE), France
[4] Sol Solution – Bureau d'études Géotechniques et Géophysiques – Riom, France

RÉSUMÉ – Les pénétromètres dynamiques sont des équipements de caractérisation du sous-sol, largement utilisés dans la pratique géotechnique. L'évaluation de la résistance en pointe est l'un des paramètres les plus importants pour la caractérisation de la réponse du sol. L'objectif de cet article est de comparer différentes méthodologies d'évaluation de la résistance en pointe en utilisant un pénétromètre dynamique léger. Des essais de pénétration ont été réalisés avec ce pénétromètre, instrumenté avec des jauges de déformation et un accéléromètre, sur des massifs de sable d´Hostun HN31 reconstituée dans une chambre d'étalonnage K_0. Les résultats montrent que les méthodes basées sur l'analyse de l'équation d'onde et la technique de découplage et de reconstruction des signaux à l'interface pointe-sol présentent des avantages par rapport aux méthodes basées sur des équations théoriques-empiriques.

ABSTRACT – Dynamic penetrometers are subsoil characterization equipments, widely used in geotechnical practice. The evaluation of the peak strength is one of the most important parameters for the characterization of the soil response. The objective of this paper is to compare different methodologies for peak strength evaluation using a lightweight dynamic penetrometer. Penetration tests were performed with this penetrometer, instrumented with strain gauges and an accelerometer, on HN31 Hostun sand mass reconstructed in a K0 calibration chamber. The results show that methods based on wave equation analysis and the technique of decoupling and reconstructing signals at the tip-soil interface have advantages over methods based on theoretical-empirical equations.

1 INTRODUCTION

Les essais de pénétration dynamique sont des essais rapides et peu coûteux qui permettent d'évaluer la réponse dynamique du sol à la pénétration d'une pointe conique ou d'un échantillonneur. Cependant, l'évaluation des résultats des essais peut être abordée en utilisant différentes techniques et approches.

Les approches les plus couramment employées sont basées sur l'utilisation d'équations de conduite dynamique, de corrélations empiriques et l'application de l'équation des ondes. Ces trois approches sont basées sur des hypothèses de calcul différentes qui ne permettent pas une homogénéisation dans l'évaluation des résultats.

L'objectif de cet article est de présenter une analyse comparative de deux méthodes de calcul de la résistance à la pénétration dynamique q_d et de la résistance à la pénétration statique q_c. Les méthodes de calcul de la résistance dynamique utilisées sont l'application de l'équation des ondes et la formule de conduite dynamique néerlandaise.

Cet article présente les méthodes de calcul de la résistance à la pénétration dynamique utilisées et décrit leur mode d'application au pénétromètre dynamique à énergie variable (PANDA). L'équipement de pénétration dynamique et les éléments associés à la calibration de la chambre sont décrits. Enfin, une analyse comparative et les conclusions des résultats obtenus sont présentées.

Les résultats montrent que les méthodes de calcul de la résistance dynamique utilisant la formule Néerlandais sont un moyen rapide et cohérent de calculer la résistance à la pénétration dynamique. D'autre part, lorsqu'on les compare aux résultats de la pénétration statique, les résultats de la résistance dynamique obtenus à l'aide de l'équation des ondes sont cohérents avec les autres valeurs présentées dans la littérature (Benz, 2009; Cassan, 1978).

2 ÉVALUATION DE LA RÉSISTANCE DE LA POINTE

2.1 Dynamic Penetrometer Test (DPT)

Un pénétromètre dynamique PANDA 3® (AFNOR, 2000) (Figure 1) a été utilisé pour évaluer la résistance à la pénétration dynamique (Benz Navarrete, 2009; Escobar et al., 2016; Escobar Valencia, 2015; López & Benz, 2019; López et al., 2018; Navarrete et al., 2018).

Le DPT est un pénétromètre à énergie variable instrumenté avec des capteurs d'accélération et de déformation. Cette caractéristique permet l'évaluation de la résistance de pointe par l'application d'équations semi-empiriques de calcul de la résistance de pointe et en plus de l'application de méthodes basées sur l'évaluation de l'équation d'onde et l'application de techniques de reconstruction d'onde (Benz Navarrete, 2009), ce qui permet d'évaluer les signaux en tout point du pénétromètre si les caractéristiques du pénétromètre sont connues (Benz et al., 2013; Benz Navarrete, 2009; Escobar Valencia, 2015).

Pour l'évaluation de la résistance à la pénétration dynamique basée sur une approche newtonienne, l'équation de conduite dynamique néerlandaise a été utilisée (Frazer, 1971). Il est possible de trouver de multiples équations semi-empiriques développées pour calculer la résistance à la pénétration dynamique d'un sol (Frazer, 1971; Likins et al., 2012; Mosley & International, 1970; Querelli & Massad, 2017; Salgado et al., 2016; Selamat & Ng, 2011; Tokhi et al., 2011).

Dans cette recherche, l'équation hollandaise a été adoptée pour l'évaluation de la résistance dynamique de la pointe (Eq. 1).

$$q_d = \frac{1}{A} \cdot \frac{E}{e} \cdot \frac{1}{1 + \frac{P}{M}} \qquad \text{(Eq. 1)}$$

Avec:
e = Pénétration de la pointe.
A = Surface de la pointe.
M = Masse du marteau.
P = Masse de l'ensemble entraîné (pénétromètre : pointe, tige et tête).
E = Énergie d'impact.

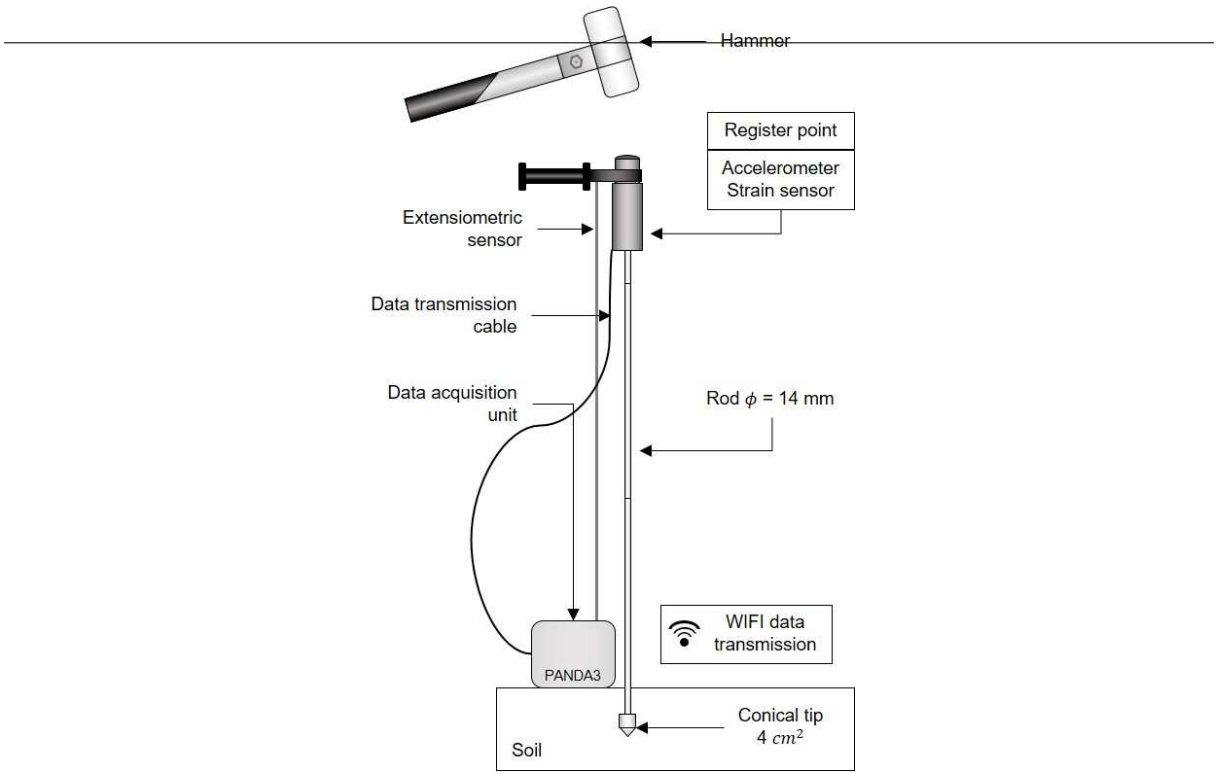


Figure 1-PANDA 3® Dynamic Penetrometer Schematic Diagram

Pour l'approche basée sur l'analyse des ondes, il a été employé la méthode proposée par Benz (2009), qui, au moyen d'un processus itératif de reconstruction du signal de force et de vitesse des ondes, permet d'obtenir la résistance dynamique à l'interface sol-pointe. La méthode consiste à obtenir des enregistrements de force et de vitesse (Figure 2a), au moyen de l'intégration du signal d'accélération. Ensuite, si les caractéristiques du pénétromètre sont connues, il est possible d'appliquer une méthode de découplage des ondes incidentes et réfléchies pour reconstruire les signaux (Figure 2b), et obtenir le registre de force à l'interface sol-pointe.

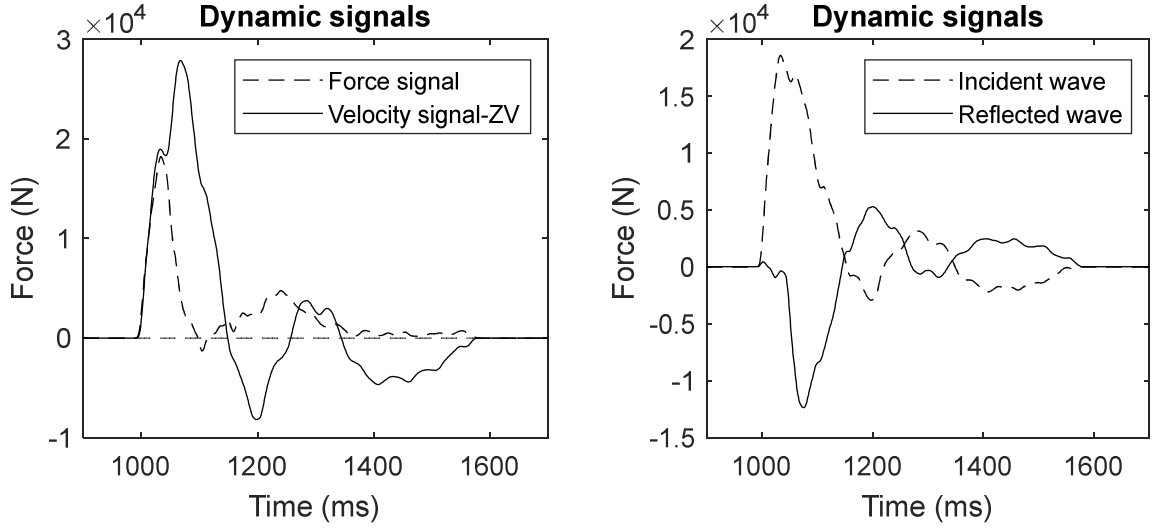


Figure 2- (a) Signaux de force et de vitesse enregistrés au niveau de la tête de frappe. (b) Les ondes incidentes et réfléchies sont découplées.

Le signal de force reconstruit à la pointe conique permet d'obtenir la réponse dynamique de résistance du sol, aussi, il est possible d'obtenir la vitesse à l'interface pointe-sol, qui par intégration représente les déplacements à l'interface pointe-sol. Si la résistance et les déplacements sont disponibles, il est possible de construire une courbe de contrainte-déformation dynamique (Figure 3). La courbe dynamique contrainte-déformation représente la réponse dynamique du sol. La résistance maximale est considérée comme la valeur maximale obtenue à partir de la courbe.

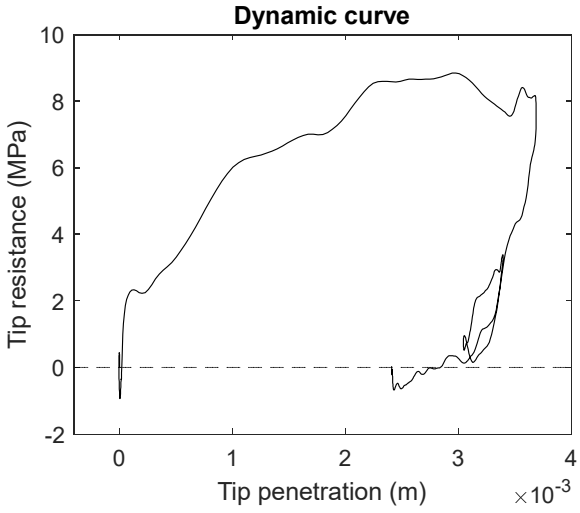


Figure 3-Courbe de résistance à la pénétration dynamique PANDA3®.

2.2 Essais en laboratoire

Une chambre de calibration K_0 a été utilisée pour les tests en laboratoire. La chambre se compose d'une base cylindrique avec deux cylindres supplémentaires et un couvercle supérieur qui permettent la construction d'un échantillon de sol de 730 mm de hauteur et 550 mm de diamètre. Le système est fermé et serré avec des tiges filetées qui sont fixées en haut et en bas par des écrous. Sous le couvercle supérieur et sur le dessus de l'échantillon, un système de pression hydraulique est installé qui consiste en une membrane en caoutchouc avec la possibilité de se dilater pour exercer une contrainte de consolidation verticale. Le contrôle de la pression de consolidation verticale est généré par une cellule de charge, comme le montre la figure 4.

Pour analyser la réponse du sol, des essais ont été réalisés sur des spécimens reconstitués de sables de Fontainebleau NE34, à un indice de densité de 0,3, 0,6 et 0,9. Des niveaux de surcharge effectifs de 10 kPa à 400 kPa ont été appliqués à chacun des spécimens reconstitués (tableau 1).

Tabla 1- Configuration de l'essai de pénétration dynamique dans la chambre d'étalonnage K_0.

Nombre de essais	I_d	Contrainte de consolidation verticale (kPa)
essais 1	0.3	10 - 25 - 50 - 75 - 100 – 200 - 300 - 400
essais 2	0.6	
essais 3	0.9	

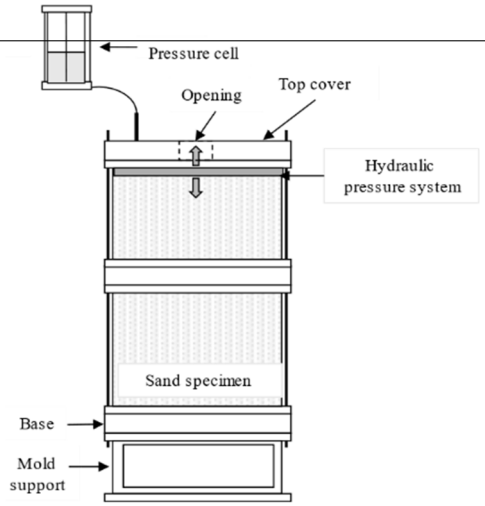


Figure 4- K_0 Calibration chamber scheme

3 RÉSULTATS ET DISCUSSION

La figure 5 montre les pénérogrammes de la résistance de la pointe à la pénétration dynamique q_d obtenus par l'analyse des ondes (q_d) et par l'application de l'équation Néerlandais (q_{dh}), à partir d'essais réalisés dans une chambre d'étalonnage K_0.

Les résultats montrent une résistance à la pénétration dynamique inférieure lorsqu'on applique l'équation Néerlandais. La sous-estimation est d'autant plus importante que la valeur de la pression verticale effective appliquée sur l'éprouvette est élevée.

Dans le cas des valeurs de résistance obtenues à l'aide de l'équation des ondes, les résultats montrent une plus grande sensibilité à l'application de la contrainte verticale effective, qui est plus perceptible pour des valeurs d'indice de densité plus élevées.

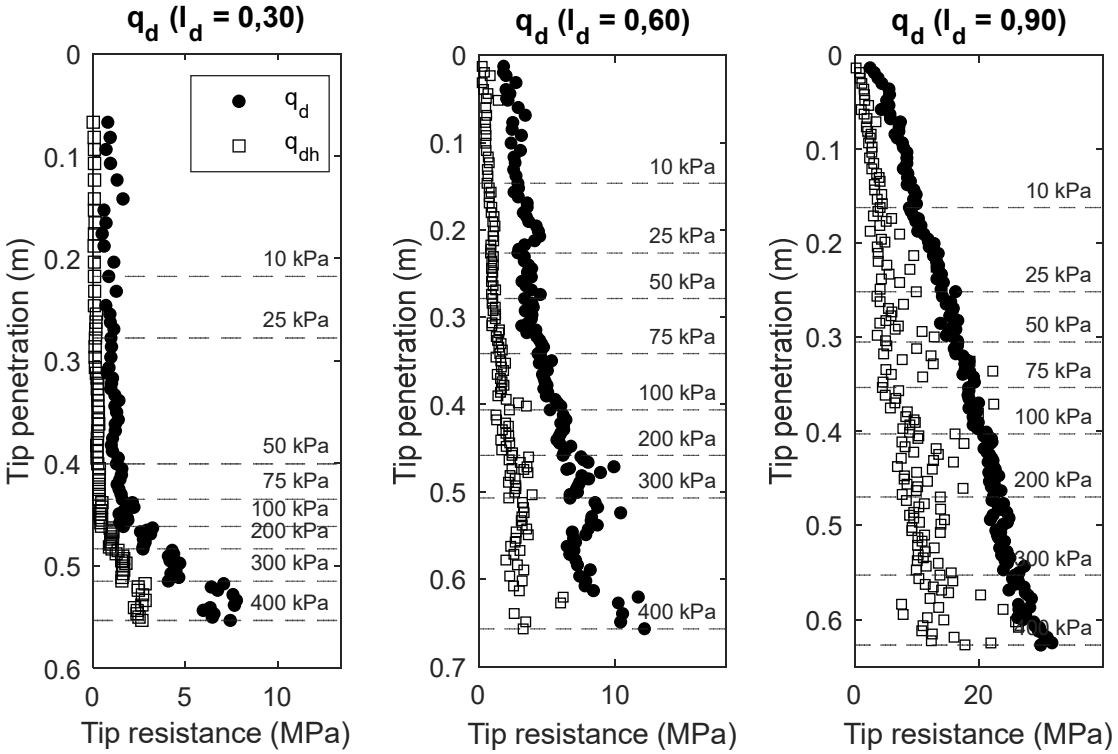


Figure 5- Pénétragrammes des essais dans la chambre d'étalonnage K_0

Il est important de noter que les valeurs de résistance ne varient pas de manière significative sous des pressions verticales effectives de recouvrement inférieures à 50 kPa dans des spécimens de densité faible à moyenne. Au-dessus de 50 kPa, les valeurs de résistance dynamique montrent une augmentation soutenue et graduelle qui est facilement perceptible.

La figure 6 montre les relations entre la résistance à la pointe obtenue par l'analyse de la forme d'onde et l'application de la formule Néerlandais. Dans les trois niveaux de densité, on observe une relation qui peut être décrite au moyen d'une fonction linéaire, dans laquelle les valeurs de résistance obtenues au moyen de la formule Néerlandais correspondent à environ 70% de la grandeur de résistance obtenue au moyen de l'analyse basée sur l'équation des ondes. D'autre part, une bonne corrélation est observée entre les valeurs obtenues avec les deux méthodes de calcul, présentant des valeurs de dispersion plus élevées dans l'essai réalisé à densité moyenne (I_D 0,6). La dispersion observée peut être associée à la méthode de reconstruction du spécimen.

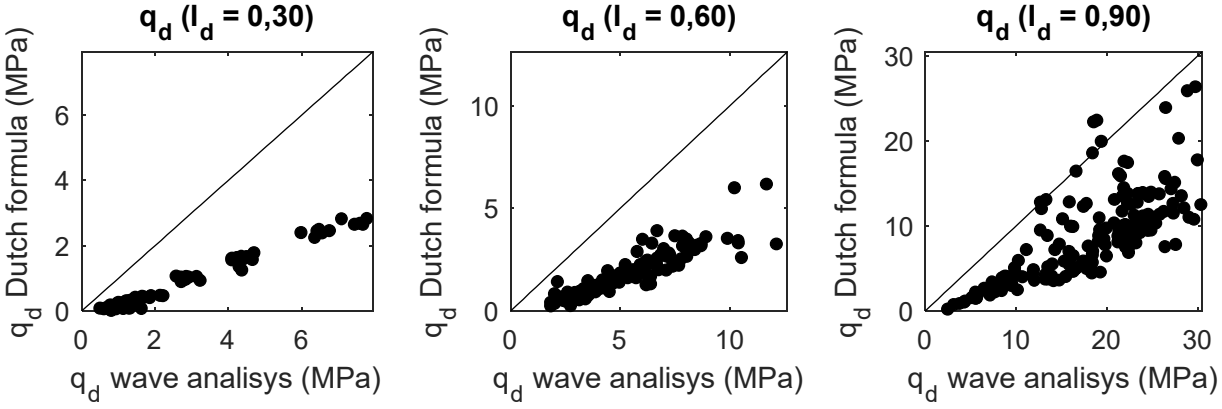


Figure 6- Relations entre la résistance et la pénétration dynamique (formule Néerlandais et équation de la vague).

Le bon ajustement des valeurs de résistance dynamique est lié à la méthodologie d'application des calculs. Dans les deux cas, l'origine des enregistrements est la même. Pour l'équation néerlandaise, les valeurs d'énergie sont calculées directement à partir des enregistrements dynamiques en appliquant la méthode EFV. Les mêmes enregistrements dynamiques sont utilisés pour le découplage et la reconstruction des signaux de force et de vitesse dans la pointe conique.

4 CONCLUSIONS

Sur la base des résultats et des comparaisons établis, il est possible de conclure ce qui suit :

- Les méthodes d'évaluation de la résistance à la pénétration dynamique sont cohérentes entre elles, cependant, l'application de l'équation Néerlandais donne des valeurs de résistance plus faibles.
- Bien que l'équation Néerlandais fournisse des valeurs de résistance plus faibles, sa mise en œuvre rapide par rapport à l'application de l'équation des ondes en fait un outil utile pour l'analyse de la réponse dynamique du sol à la pénétration, Cependant, il est nécessaire de prendre en compte la sous-estimation des valeurs de résistance et d'appliquer des mesures correctives telles que des facteurs de sécurité.

- Bien que les trois méthodes puissent donner des valeurs de résistance différentes, toutes les trois sont capables de décrire la variabilité stratigraphique du sol, cependant, les méthodes de calcul de la résistance dynamique peuvent être plus affectées par la présence de clastes plus grands, ce qui se traduit par l'apparition de pics de résistance maximale locaux.
- La caractérisation du sol au moyen d'essais de pénétration est une technique rapide et économique, cependant, l'évaluation des résultats doit être effectuée rationnellement et en considérant les caractéristiques des méthodes utilisées dans l'évaluation de la résistance à la pénétration. Dans le cas du CPT, la résistance statique est un résultat fiable car il s'agit d'un enregistrement direct de la réponse du sol, dans le cas de l'évaluation par équation d'onde, les résultats décrivent correctement la réponse dynamique du sol car ils sont basés sur un enregistrement dynamique obtenu directement dans un pénétromètre. Dans le cas de l'application de l'équation hollandaise, les résultats peuvent présenter un degré d'imprécision plus élevé car ils sont basés sur des concepts théoriques-empiriques, cependant, l'utilisation d'enregistrements dynamiques obtenus directement dans le pénétromètre et pour chaque impact réduit l'incertitude associée aux aspects théoriques de l'équation hollandaise.
- En général, la résistance à la pénétration statique q_c et la résistance à la pénétration dynamique q_d obtenues à partir de l'équation des ondes présentent des valeurs approximativement égales, ce qui est cohérent avec les données présentées dans la littérature disponible (Benz Navarrete, 2009 ; Cassan, 1978). Dans le cas de la formule néerlandaise, dans tous les cas évalués, la résistance était d'une magnitude inférieure.
- Finalement, les méthodes d'évaluation de la résistance à la pénétration considérées sont fiables si le mode de mise en œuvre est effectué de manière rationnelle et en considérant les caractéristiques intrinsèques de chaque méthode.

5 RÉFÉRENCES

XP P 94-105 Contrôle de la qualité du compactage, 36 (2000).

Benz, M. (2009). Mesures dynamiques lors du battage du penetrometre panda 2. Université Blaise Pascal Clermont II.

Benz, M. A., Escobar, E., Haddani, Y., Breul, P., & Bacconnet, C. (2013). Charge-Enfoncement Dynamique En Pointe Penetration Curve. Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, 499–502.

Benz Navarrete, M. A. (2009). Mesures dynamiques lors du battage du pénétromètre Panda 2. Phd thesis of Université Blaise Pascal, Clermont II (Clermont Ferrand, France).

Benz Navarrete, M. A., Escobar Valencia, E. J., Gourvès, R., Haddani, Y., Breul, P., & Bacconnet, C. (2013). Mesures dynamiques lors du battage pénétromètrique – Détermination de la courbe charge-enfoncement dynamique en pointe. Proceedings of the 18th International Conférence on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, 499–502.

Cassan, M. (1978). Les essais in-situ en mécanique de sols. Tome 1 réalisation et interpretation.

Escobar, E., Navarrete, M. B., Gourvès, R., Breul, P., & Chevalier, B. (2016). Dynamic Characterization of the Supporting Layers in Railway Tracks using the Dynamic Penetrometer Panda 3 ®. International Conference on Transportation Geotechnics (ICTG 2016), 143(Ictg), 1024–1033.

Escobar Valencia, E. J. (2015). Mise au point et exploitation d'une nouvelle technique pour la reconnaisance des sols: le PANDA 3. Université Blaise Pascal.

Frazer, B. (1971). Formulas de hinca dinámica. Revista de Obras Pública, 977–990.

Likins, G., Fellenius, B. H., & Holtz, R. D. (2012). Pile Driving Formulas: Past and Present Garland. GeoCongress 2012, 737–753.

López, S., & Benz, M. (2019). Comparación de los ensayos de penetrómetro de cono dinámico de energía variable PANDA® ensayo de placa de carga estática y dinámica. XVI Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering.

López, S., Benz, M., Navarro, J., & Zamora, D. (2018). Control geotécnico de obras viales mediante penetrómetro dinámico ligero de energía Variable PANDA 2. X Congreso Chileno de Geotecnia.

Mosley, E. T., & International, R. (1970). Pile-Driving Formulas. 49th Annual Meeting of the Highway Research Board, 23–32.

Navarrete, B., Moustang, P., Haddani, Y., Breul, P., & Villavicencio A, G. (2018). The PANDA, Variable Energy Lightweight Dynamic Cone Penetrometer : a quick state of art.

Querelli, A., & Massad, F. (2017). Simplified Hiley's formula calibration for precast concrete piles in duque de caxias. March.

Salgado, R., Zhang, Y., Abou-jaoude, G., Loukidis, D., & Bisht, V. (2016). Pile driving formulas based on pile wave equation analyses. Computers and Geotechnics, 81, 307–321.

Selamat, M. M. A. M. R., & Ng, S. S. Y. W. K. (2011). On the Study of Pile Driving Formula Based on Blow Counts. 351–361.

Tokhi, H., Ren, G., & Xie, Y. M. (2011). Improving the Predictability of Hiley Pile Driving Formula in the Quality Control of the Pile Foundation. 263, 1292–1296.

ETUDE DE L'ÉVOLUTION DU MODULE DE CISAILLEMENT D'UN SOL RÉSIDUEL TROPICAL COMPACTÉ

STUDY OF THE SHEAR MODULUS EVOLUTION FOR A COMPACTED TROPICAL RESIDUAL SOIL

Lila MOUALI[1], Guillaume VEYLON[2], Daniel DIAS[1], Eric ANTOINET[1], Laurent PEYRAS[2]
[1] Antea Group, Orléans, France
[2] INRAe, Aix en Provence, France

RÉSUMÉ – Une caractérisation en laboratoire de l'évolution du module de cisaillement à petites déformations (G_{max}) d'un sol résiduel tropical compacté a été réalisée. Le G_{max} a été évalué par rapport à l'indice des vides initial (e), au taux de surconsolidation (OCR) et à la pression effective moyenne (p') à l'aide d'une colonne résonnante. Une équation prédictive est développée en fonction de e et de p' pour ce type de sol.

ABSTRACT – A laboratory study of the shear modulus evolution at small strains (G_{max}) of a compacted tropical residual soil was carried out. The G_{max} was evaluated with respect to the initial void ratio (e), the overconsolidation rate (OCR) and the confining pressure (p') using a resonant column. A predictive equation is developed as a function of e and p' for this soil type.

1. Introduction

L'utilisation des sol résiduels tropicaux comme matériaux de remblai pour la construction de barrages en terre est un enjeu important (Marulanda, 2017). Les sols résiduels sont les produits d'altérations physico-chimiques in-situ des roches ignées, sédimentaires et métamorphiques. La spécificité des sols résiduels réside dans la déformabilité des agrégats, leur potentielle cimentation et l'anisotropie de leur microstructure. La déformabilité des matériaux et leur résistance limitée confère aux sols résiduels une compressibilité importante. L'anisotropie de la microstructure trouve son origine dans le processus d'altération différentié au sein de la roche mère. La cimentation provient de la formation d'oxydes de fer en présence d'écoulements d'eau. Lors de la déshydratation, elle favorise l'apparition de macropores au sein du matériau (Blight et al, 2017).

Les projets de barrages dans les régions tropicales sont souvent soumis au risque sismique. Le comportement dynamique d'un barrage en terre dépend des propriétés dynamiques du remblai constitué de sols résiduels compactés, saturés lors du remplissage du réservoir. Afin d'obtenir des dimensionnements fiables de ces ouvrages, il existe donc un fort besoin de déterminer les propriétés dynamiques des sols résiduels tropicaux compactés et saturés, dont notamment le module de cisaillement à petites déformations, G_{max}.

Dans le présent article, une étude expérimentale portant sur G_{max} pour un sol résiduel tropical aux Antilles françaises est présentée. G_{max} a été mesuré à l'aide de tests à la colonne résonante pour des indices des vides e compris entre 1.00 et 1.50, des rapports de surconsolidation OCR entre 1,0 et 7,5 (liés aux effets du compactage) et des pressions effectives moyennes p' comprises entre 50 et 300 kPa.

De nombreuses équations empiriques ont été développées pour prédire le module de cisaillement à très petites déformations. Des comparaisons ont été réalisées entre les G_{max} mesurés à la colonne résonnante et les G_{max} issus des formules empiriques.

2. Caractérisation des matériaux

Les sols résiduels tropicaux prélevés pour les essais présentés dans cette étude proviennent d'une zone d'emprunt d'un barrage en Guadeloupe. Les matériaux ont été prélevés par une pelle mécanique et placés dans des sacs hermétiquement fermés. Les sols résiduels sont extrêmement hétérogènes. Ainsi, une procédure d'homogénéisation a été mise en oeuvre. Le matériau a été mélangé avec une pelle manuelle et tamisé avec un tamis de 20 mm. Un quartage a été effectué pour homogénéiser et améliorer la reproductibilité des résultats des tests de laboratoire.

Une partie de la fraction argileuse a été utilisée pour des analyses de la minéralogie et de la chimie par diffraction aux rayons X (DRX) et Plasma à couplage inductif (ICP). Les analyses DRX montrent que la phase la plus abondante est constituée de kaolinite (environ 44 %). La goethite et la gibbsite, qui sont des oxydes de fer et d'aluminium hydratés, représentent pour leur part environ 20 et 10% du poids. Les résultats des analyses ICP montrent que les constituants oxydés représentent environ 45% de la fraction argileuse. Cela suggère un niveau modéré d'altération du sol.

Pour le moulage des éprouvettes, la méthode utilisée est le compactage direct (compactage statique). Cette méthode consiste à verser le matériau dans un cylindre à la teneur en eau cible, puis à placer délicatement quatre couches à l'aide d'une petite cuillère et d'un entonnoir. Chaque couche est ensuite compactée à l'aide d'un poussoir enfoncé sous une contrainte de 400 kPa.

Deux tests Proctor préliminaires ont été réalisés (AFNOR, 2014). Une densité comprise entre 1,24 et 1,29 g/cm3 a été trouvée pour une teneur en eau optimale (w_{OPN}) comprise entre 35,5 et 36,6% ce qui correspond à un indice des vides compris entre 1,05 et 1,14. Afin d'obtenir différentes densités sèches, le compactage a été effectué pour trois teneurs en eau différentes : 34,5 %, 37,5 % et 40 %, correspondant à 96%, 104% et 110% de w_{OPN}.

3. Module de cisaillement à petites déformations (G_{max})

Afin d'étudier le comportement hydromécanique du sol tropical sous sollicitations cycliques, des essais à la colonne résonnante ont été réalisés. Après saturation et consolidation de l'éprouvette à une contrainte donnée, des essais de torsion ont été réalisés sur plusieurs éprouvettes. Les indices des vides testés sont compris entre 0,97 et 1,48 et les pressions de confinement effectives sont comprises entre 50 et 300 kPa. La procédure expérimentale utilisée par Fedrizzi F. (2015) a été mis en œuvre dans ces essais. Des chargements et déchargements ont été réalisés afin de déterminer l'impact de l'histoire du chargement. Le Tableau 1 résume les caractéristiques des éprouvettes testées.

Tableau 1 : Caractéristiques des éprouvettes lors des essais à la colonne résonnante

Echantillons	σ'_c (kPa)	W (%)	ρ_d (g/cm^3)	e
RC– Epr1	100, 200, 300	34,7	1,36	0,97 – 1,01
RC – Epr2	100, 200, 300	35,4	1,35	0,99 – 1,01
RC – Epr3	100, 200	35,1	1,35	0,94 – 1,03
RC – Epr4	100, 200, 300	36,6	1,33	1,02 – 1,07
RC – Epr5	100, 200	37,2	1,31	1,03 – 10,8
RC – Epr6	100, 200, 300	37,7	1,31	1,08 – 1,13
RC – Epr7	50, 75, 100, 150, 200, 250, 300	38,8	1,10	1,26 - 1,45
RC – Epr8	50, 75, 100, 150, 200, 250, 300	39,5	1,09	1,26 - 1,47
RC – Epr9	50, 75, 100, 150, 200, 250, 300	40,1	1,08	1,23 - 1,48

4. Résultats du module de cisaillement à petites déformations (G_{max})

Les modules de cisaillement à petites déformations ont été mesurés pour différentes pressions de confinement effectives (50 – 300kPa) et différents indices des vides. La Figure 1 et Figure 2 représentent les résultats obtenus. Le module de cisaillement maximal augmente avec la contrainte de consolidation et avec la diminution de l'indice des vides (Figure 1). L'écart de G_{max} entre un indice des vides de 0,94 à 1,49 est d'environ 80 MPa.

Sur la Figure 2, l'influence de l'histoire de chargement sur le module de cisaillement maximal (Eprouvette 9) est présentée. Pour une même pression de confinement effective, le module de cisaillement maximal augmente après avoir subi un cycle de chargement/déchargement.

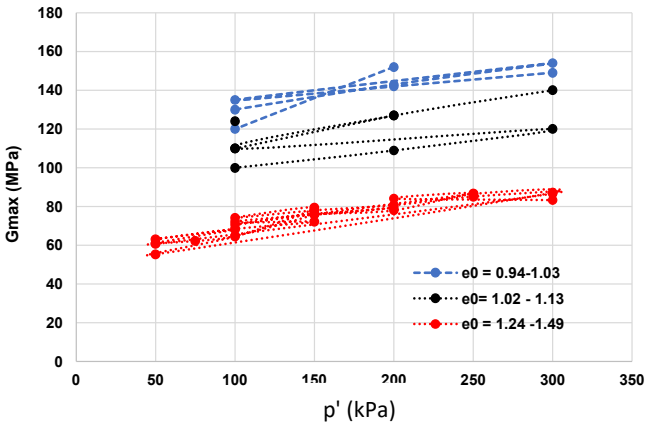


Figure 1 : G_{max} en fonction de la contrainte de consolidation pour différents indices des vides

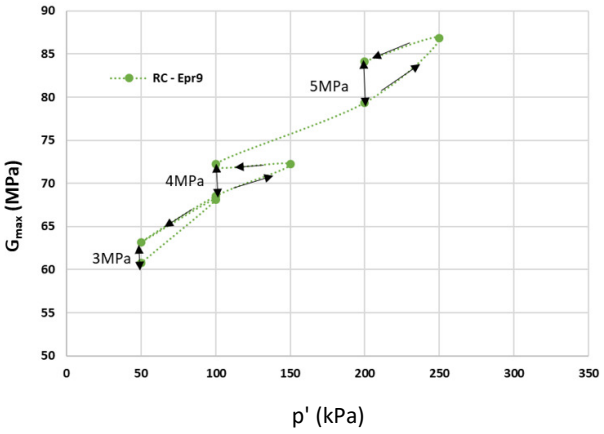


Figure 2 : G_{max} en fonction de la contrainte de consolidation – Epr 9

4.1. Confrontation à des modèles empiriques

Des comparaisons avec quelques formulations empiriques existantes ont été faites sur le sol résiduel tropical étudié. Le choix s'est porté sur les équations les plus utilisées dans le domaine des argiles : Hardin, 1968 (eq.1) ; Viggiani, 1995 (eq. 2) et Shibuya, 1997 (eq. 3).

Barros J. (1997) a réalisé des essais à la colonne résonnante (CR) sur différents sols résiduels brésiliens. L'auteur a proposé une formule empirique (eq. 4). Une comparaison a été faite entre les résultats expérimentaux obtenus de G_{max} et la formule proposée par Barros J. (1997).

$$G_{max} = A\frac{(2.973-e)^2}{(1+e)}p^{0,5} \quad (1) \qquad G_{max} = A\,(\frac{p'_p}{P_r})^{0,25}\,(\frac{p'}{P_r})^{0,51} \quad (2)$$

$$G_{max} = A\,(1+e)^{-2,4}\,p'^{0,5} \quad (3) \qquad G_{max} = A\,e^{-0.949}p'^{0,515}P_a^{0,485} \quad (4)$$

La Figure 3 présente la comparaison entre le module de cisaillement maximal obtenu par les équations empiriques et celui mesuré par les essais à la colonne résonnante.
Pour un G_{max} inférieur à 100 MPa, les formules de Hardin, 1968 ; Viggiani, 1995 ; Shibuya, 1997 ont tendance à sous-estimer G_{max}. Pour des valeurs plus grandes de G_{max}, aucune tendance ne se dessine. La dispersion de G_{max} est de l'ordre de 50% autour de la valeur mesurée. Les valeurs de G_{max} calculées par la formule empirique de Viggiani (1995) sont déterminées à l'origine pour une distorsion de 10^{-3} %. Par conséquent, il était

attendu que le module de cisaillement mesuré par la colonne résonante soit plus grand que celui trouvé par cette relation empirique. Il convient de mentionner que la plupart de ces formulations empiriques ont été établies pour des sols sédimentaires trouvés dans les zones tempérées.

La seule équation connue pour G_{max} et développée pour les sols latéritiques compactés du Brésil a été proposée par Barros (1997). Cependant, cette équation a également tendance à surestimer la valeur de G_{max} (60% d'erreur). On peut conclure qu'aucune équation publiée n'est capable de prédire G_{max} avec une précision acceptable pour le sol résiduel considéré dans cette étude. La raison réside probablement dans ses spécificités en termes de degré d'altération, de minéralogie des argiles, de distribution granulométrique et de cimentation. Il est donc nécessaire de développer une nouvelle équation spécifique pour la prédiction de G_{max} pour le sol résiduel étudié.

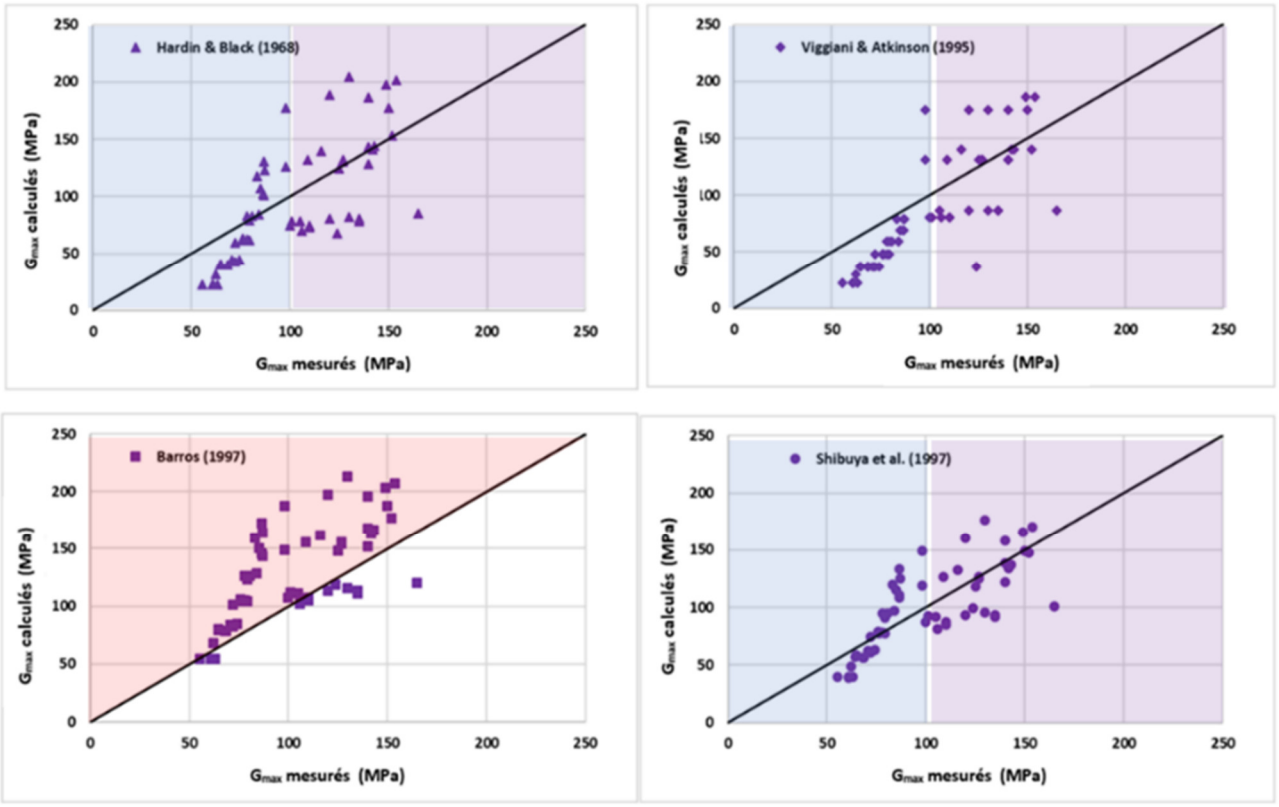


Figure 3 : Comparaison des valeurs de Gmax mesurées et calculées pour les équations proposées dans la littérature.

4.2. Proposition d'une formule empirique

A partir des différents paramètres qui influencent l'évolution du module de cisaillement à petites déformations, différents auteurs se sont basés sur des résultats expérimentaux afin de développer des formules empiriques (Hardin, 1968 ; Viggiani, 1995 ; Shibuya, 1997 ; Vardanega, 2013). Dans des conditions de contraintes isotropes, les expressions existantes font intervenir généralement la contrainte effective moyenne, l'indice des vides et le degré de surconsolidation (Hardin B., 1968). Les formules peuvent être écrites sous la forme générique suivante :

$$G_{max} = S\ \mathrm{f(e)R^k}\left(\frac{p'}{P_r}\right)^n \quad (5)$$

R représente le rapport de surconsolidation. Le paramètre S a la même unité que Gmax, f(e) est une fonction analytique de e, k est un exposant dépendant de l'indice de plasticité, le paramètre n est un exposant dépendant de la géométrie des contacts entre

particules et P_r est une pression de référence prise généralement égale à 1kPa. Le paramètre S dépend du type de sol. Le rapport de surconsolidation, R, permet de tenir compte de l'histoire des contraintes subies par le sol. Le taux de surconsolidation est exprimé par R = pe/p' par Rampello (1997) (Figure 4). L'avantage de cette dernière approche est que R est obtenu directement à partir de la ligne de compression initiale, limitant ainsi les incertitudes liées à la détermination de la pression de préconsolidation et du coefficient de gonflement. La plupart des formules existantes considèrent n=1/2 (Hardin, 1968 ; Vardanega, 2013). L'effet de la plasticité est généralement introduit via l'exposant k en considérant des sols standards, Vucetic et al (1987). Ces valeurs n'ont toutefois pas été validées pour des sols résiduels. L'équation générale pour la détermination du module de cisaillement en petites déformations peut être simplifiée comme suit :

$$G_{max} = A(\frac{P_e}{p'})^k(\frac{p'}{P_r})^n \quad (6)$$

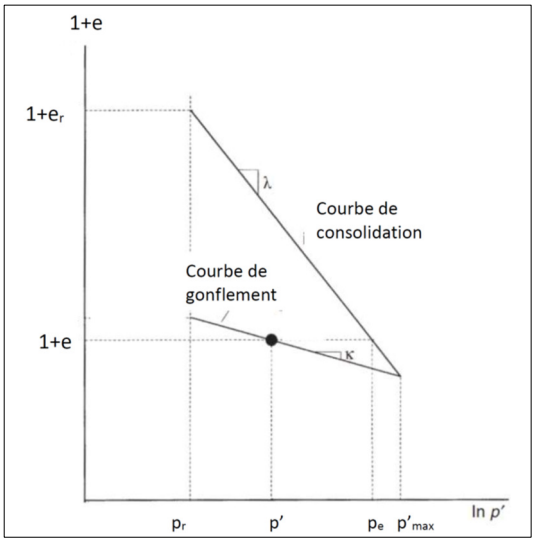


Figure 4 : Les différents termes utilisés par Rampello S. (1997)

Butterfield R. (1979) a montré que la droite de compression peut être représentée sur les axes log(1 + e)-log(p'). Par conséquent, en notant λ l'indice de compression, il est possible d'écrire :

$$\frac{1+e}{1+e_r} = (\frac{P_e}{P_r})^{-\lambda} \quad (7)$$

où e_r est l'indice des vides correspondant à une pression de confinement Pr=1 kPa.
Enfin, une expression alternative pour G_{max} est :

$$G_{max} = A(\frac{1+e_r}{1+e})^{k/\lambda}(\frac{p'}{P_r})^{n-k} \quad (8)$$

Les équations (6) et (8) sont rigoureusement équivalentes. Comme k apparaît dans les deux exposants de l'équation (8) , il est plus pratique de dériver l'équation (8).
Lors de la réalisation de l'éprouvette, le matériau a été versé sans être compacté. De ce fait, les éprouvettes sont supposées être normalement consolidées.
En utilisant les points expérimentaux des échantillons RC-8 et RC-9 correspondant à des échantillons normalement consolidés. La Figure 5 montre que, comme suggéré par Butterfield R. (1979), la ligne de compression peut être approchée par une fonction de type puissance dans les axes (1 + e) – p'/P_r. Une régression suggère qu'une bonne approximation de la relation est donnée par

$$\frac{1+e}{1+e_r} = \left(\frac{P_e}{P_r}\right)^{-\lambda} \quad (9)$$

avec e_r=2,82, λ=0,095 et un coefficient de corrélation R^2=0,97. Pour la plupart des auteurs, n=1/2 est admis. En traçant les courbes dans l'espace $G_{max}/(p'/Pr)^{1/2}$ en fonction de P_e/p' en échelle logarithmique, les points expérimentaux semblent suivrent des droites (Figure 6) qui ont toutes la même pente égale à k=0,32. La valeur optimale de A est égale à 5,95 (R^2=0,88) et tous les résultats expérimentaux se situent dans la plage d'incertitude de ± 20 %.

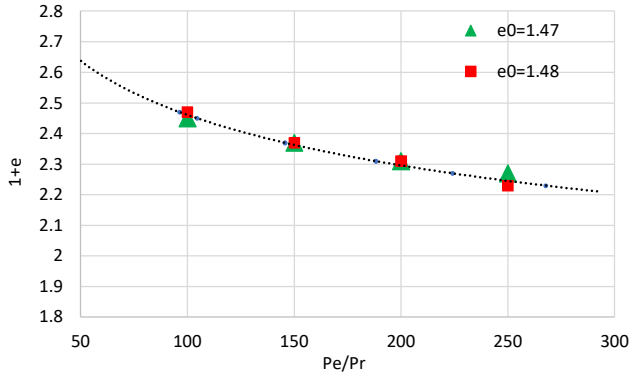


Figure 5 : Relation entre p'/Pr et e le longde la ligne de compression vierge - RC-8 et RC-9 (p'=Pe)

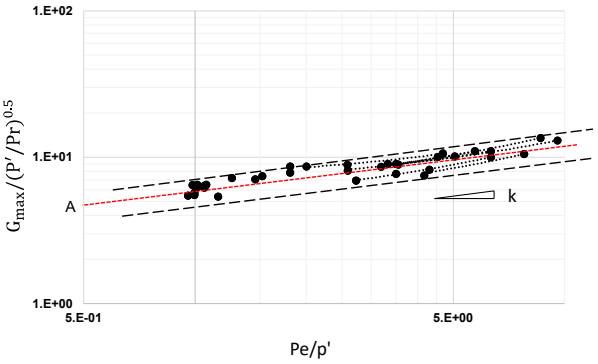


Figure 6 : Normalisation en fonction du taux de surconsolidation R = Pe/p'

Les valeurs de n et k ne sont pas indépendantes. Il existe plusieurs couples de valeurs théoriquement admissibles. Pour les données présentées dans cette étude, les valeurs optimales déduites d'une régression sur l'ensemble des données conduisent à n = 0,40 et k = 0,30. Cependant, si l'on considère les tests effectués après déchargement (échantillons RC-8 et RC-9) et pour lesquels l'indice des vides e ne varie pas, G_{max} devrait théoriquement être proportionnel à $(p'/P_r)n-k$. La Figure 8 montre que c'est le cas et que la pente des courbes est proche de k=0,18 ce qui a été obtenu en postulant n=0,5. Cependant, la valeur k=0,10 obtenue des valeurs de régression n'est pas pertinente. Ceci confirme donc le choix de retenir la valeur n = 0,5, qui est une valeur communément admise et qui résulte de nombreux travaux sur une grande variété de sols.

La valeur calibrée de k diffère significativement de celle proposée par Vucetic (1991) considérant une valeur moyenne de l'indice de plasticité PI= 19 (k=0.16). Ceci confirme la spécificité du sol résiduel étudié et la nécessité de réaliser des essais en laboratoire pour comprendre le comportement de ce type de matériau.

La comparaison entre les valeurs mesurées et prédites de G_{max} est illustrée sur la Figure 9. La différence observée entre les valeurs mesurées et prédites est inférieure à 20 %, ce qui est satisfaisant d'un point de vue pratique et se situe dans la plage des incertitudes obtenues par d'autres études publiées. Par exemple, Viggiani (1995) a obtenu une erreur maximale proche de 15 %, Jamiolkowski (1994) entre 12 % et 22 % et Vardanega (2013) autour de 25 %. Ces résultats suggèrent que l'un des modèles proposés peut être utilisé pour prédire avec précision les valeurs de G_{max}.

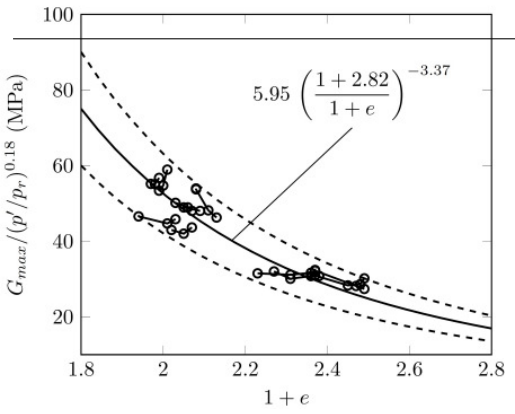


Figure 7 : Gmax/(p'/Pr)0.18 en fonction de e. Les lignes pointillées représentent la droite de régression ± 20 %.

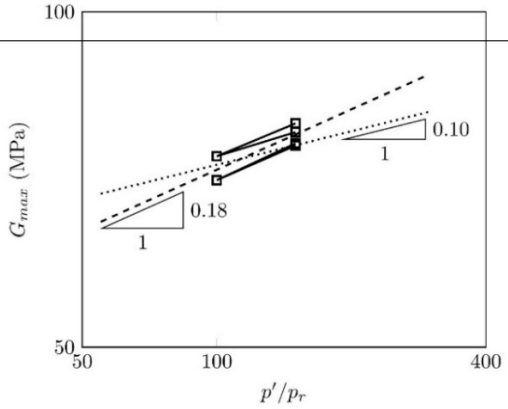


Figure 8 : Gmax en fonction de p'/Pr. Les lignes pointillées correspondent à la droite de régression ± 20 %.

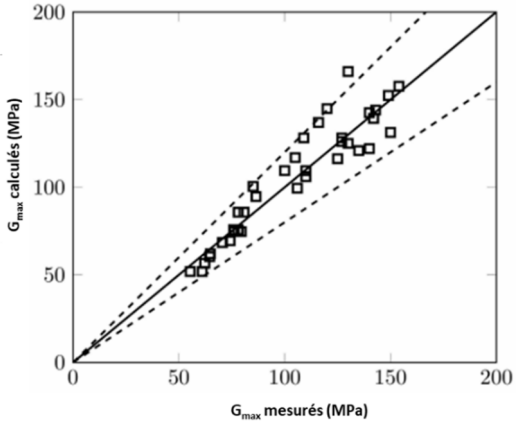


Figure 9 : G_{max} calculés en fonction de G_{max} mesurés

5. Conclusions et discussions

L'étude expérimentale mise en œuvre a permis de montrer que le module de cisaillement à très faibles déformations dépend principalement de l'indice des vides et du taux de sur consolidation, et dans une moindre mesure, de la pression de confinement. Ces résultats expérimentaux ont été comparés aux modèles existants pour la détermination du module de cisaillement à petites déformations. Les modèles existants ne sont pas adaptés au sol considéré. La raison réside essentiellement dans ses spécificités en termes de degré d'altération, de minéralogie de l'argile, de distribution granulométrique et de cimentation.

Une nouvelle formulation spécifique a donc été développée pour la prédiction de G_{max} pour ce sol résiduel tropical. Pour cela, deux équations ont été proposées, l'une basée sur R et p' et l'autre sur e et p'. L'étalonnage des deux modèles nécessite la détermination des paramètres de la ligne de compression initiale afin de mettre en relation l'indice des vides e et la pression de consolidation équivalente P_e. L'établissement d'un modèle prédictif fiable pour G_{max} nécessite d'avoir des essais de compression pour pouvoir déterminer les paramètres de la ligne de compression vierge er et λ. Il est également conseillé d'effectuer des essais après déchargement (variation de la pression effective moyenne sous un indice de vide constant) afin de déterminer les paramètres k et n compatibles avec le comportement observé du matériau. Cet aspect est crucial pour l'établissement d'un modèle représentatif du comportement du matériau soumis à des cycles de chargement-déchargement, et n'est pas accessible par une simple régression statistique.

6. Bibliographie

AFNOR. (2014). Sols : reconnaissance et essais - Détermination des références de compactage d'un matériau - Essai Proctor Normal - Essai Proctor modifié. *Groupe AFNOR. La Plaine Saint-Denis, FR*.

AFNOR. (1992). NF P94-057-Sols : reconnaissance et essais - Analyse granulométrique des sols - Méthode par sédimentation. *Groupe AFNOR. La Plaine Saint-Denis, FR*.

AFNOR. (1995). XP P94-041-Sols : reconnaissance et essais. Identification granulométrique. Méthode de tamisage par voie humide. *Groupe AFNOR. La Plaine Saint-Denis, FR.*

Barros J. (1997). *Dynamic Shear modulus of tropical soils. .* Ph.D. thesis. Sao Polo, BR. .

Blight G.E. & Leong E.C. (2017). *Mechanics of Residual Soils.* New York: Taylor et Francis Group.

Butterield R. (1979). A natural compression law for soils (an advance on e–log p′). *Géotechnique, volume 29*, 469-480.

Fedrizzi F. (2015). Resonant column and cyclic torsional shear experiments on soils of the Trentino valleys (NE Italy). in: Publishing, I. (Ed.), Proceedings of the 16th ECSMGE Geotechnical Engineering for Infrastructure and Development, 3437–3442.

Hardin B., B. W. (1968). Vibration modulus of normally consolidated clays. *Journal of the Soil Mechanics and Fountions Division 94*.

Jamiolkowski M. (1994). Remarks on the stiffness at small strains of six italian clays,. *In S. Shibuya, T.M., Miura, S. (Eds.) , Prefailure behavior of geomaterials. Balkema, Rotterdam, The Netherlands. volume 2*, 817–854.

Marulanda A., R. V. (2017). Bulletin 151 - Tropical residual soils as dam foundation and fill material. *Technical Report. ICOLD.*

Rampello S., V. G. (1997). Small strain stiffness of reconstituted clay compressed along constant triaxial effective stress ratio paths. *Géotechnique 47*, 475–489.

Shibuya S. (1997). Elastic shear modulus of soft clays from shear wave velocity measurement . *Géotechnique 47*, 593-601.

Vardanega P. (2013). Stiffness of clays and silts: Normalizing shear modulus and shear strain. . *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 139*, 575-1589.

Viggiani G. (1995). Stiffness of fine grained Stiffness of fine grained. *Géotechnique 45*, 249–265.

Vucetic M. (1991). Effect of Soil Plasticity on Cyclic Response. *ASCE, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 117*, 89-107.

CARACTÉRISATION DYNAMIQUE D'UN SITE NUCLÉAIRE EN CONTEXTE BRITANNIQUE

DYNAMIC CHARACTERIZATION OF A NUCLEAR SITE IN THE UK

Baptiste PELLETIER[1]
[1] EDF S.A. service Géologie & Géotechnique, Aix-en-Provence, France

RÉSUMÉ – Du fait de la sollicitation sismique très élevée prise en compte dans les études d'interaction sol-structure dynamique et de réponse de site des ouvrages nucléaires, la caractérisation géotechnique du site requiert une attention particulière. L'article présente le contexte historique et réglementaire du projet, les méthodes employées et leur intérêt dans l'analyse pour aboutir à un modèle de sol robuste pour le dimensionnement sismique.

ABSTRACT – Given the very high seismic solicitation taken into account in soil-structure interaction and seismic site response studies for new nuclear buildings, the geotechnical characterization of the site requires specific attention. This article presents the historical context and regulatory framework, the investigation methods that have been used and their specific interest in the analysis which lead to a robust soil model for the seismic design.

1. Introduction

Dans le cadre du renouvellement de son parc nucléaire, le Royaume-Uni construit actuellement 2 tranches EPR 1600 MW à Hinkley Point, et en envisage (entre autres) 2 nouvelles sur le site de Sizewell, dans le Suffolk sur la côte est de l'Angleterre. Le projet est actuellement développé par EDF. Le Service Géologie & Géotechnique est responsable des définition, suivi, et analyse des reconnaissances, et de l'élaboration du modèle de sol.

Le site de Sizewell C est adjacent à l'implantation des tranches A (2 réacteurs Magnox exploités entre 1966 et 2006) et B (1 réacteur REP 1200 MW exploité depuis 1995). L'implantation couvre environ 18 ha à terre, les ouvrages en mer courent sur près de 4 km en mer (tunnels de prise et de rejet d'eau).

2. Cadre de travail

Le code pour la conception et la construction nucléaire retenu pour l'EPR au Royaume-Uni est le code ETC-C (2012) de l'AFCEN, qui impose notamment les éléments suivants :

- Des reconnaissances au droit des ouvrages à terre et en mer jusqu'à 2B ;
- Une caractérisation spécifique de l'aléa sismique, incluant un calcul de réponse de site sismique depuis le substratum rocheux ;
- Des études d'interaction sol-structure (ISS) dynamique incluant les terrains jusqu'à 2B, et d'éventuels contrastes majeurs (ratio de Vs de l'ordre de 3) jusqu'à 6B.

Dans le cas étudié, du fait de la taille des ouvrages considérés, la largeur des fondations B est grande : on retient par exemple 50 m pour le radier principal de l'EPR. Cela implique donc une caractérisation exhaustive jusqu'à environ 100 m de profondeur, et une analyse stratigraphique qualitative jusqu'à au moins 300 m pour justifier l'absence de contraste fort, et potentiellement plus pour l'évaluation de la réponse de site sismique si le substratum rocheux n'est pas atteint.

Par ailleurs, la pratique britannique conduit à réaliser les études d'effet de site sismique de façon probabiliste (PSHA) et non déterministe (DSHA). Une attention particulière est réservée à la caractérisation des paramètres de sol moyens, mais également de leur variabilité. Ceci implique de disposer d'un grand nombre d'essais pour avoir des résultats significatifs afin de pas pénaliser le projet avec des hypothèses trop conservatives.

De ce point de vue, la pratique britannique d'organisation des projets, qui mène à impliquer un grand nombre de bureaux de contrôle pour le compte des différentes instances (client, autorité de sûreté, bureau d'étude en charge des études aval, gouvernement, etc.), conduit à muscler fortement les reconnaissances et va dans le même sens.

Cet article se concentre sur la caractérisation dynamique du site, utilisée pour les études ISS et PSHA. Naturellement, les études de caractérisation de site comprennent également des volets géomécanique statique, hydrogéologie, recherche de failles, etc.

3. Les données

Le développement du site de Sizewell commence en 1957 aux débuts du programme nucléaire britannique. La construction des tranches A, puis B, et les projets successifs de futures tranches C ont conduit à réaliser 17 campagnes de reconnaissances géotechniques distinctes avant la reprise du projet par EDF. À partir de 2009, deux phases de reconnaissances dédiées au nouveau projet ont été réalisées, comprenant 3 campagnes chacune (sondages à terre respectivement en 2011 & 2019, en mer en 2013 & 2019, et sismique marine en 2010 & 2015).

Les campagnes de la seconde phase étaient principalement dédiée à la caractérisation dynamique (sondages à terre et en mer de 2019) et à préciser la stratigraphie le long du tracé des tunnels (sismique marine de 2015), comprenant de nombreux essais PSSL (mesures des vitesses des ondes P et S en forage), sondages carottés pour réaliser des essais cycliques en laboratoire, essai cross-hole, et plusieurs autres méthodes listées au § 5.1 pour comparer les résultats ou compléter les acquisitions.

L'ensemble des logs des campagnes historiques a été revu en 2019 suivant un guide établi avec le British Geological Survey (BGS, homologue du BRGM au Royaume-Uni) et les sociétés de sondage afin d'homogénéiser le repérage des marqueurs et l'interprétation stratigraphique, rendant ainsi la comparaison entre campagnes la plus fiable possible. Parallèlement, une base de données a été créée pour l'ensemble des logs et résultats d'essais des campagnes historiques, et les nouvelles données y sont intégrées au fur et à mesure.

4. La géologie du site de Sizewell

Sur la base de ce travail, un modèle stratigraphique 3D a été établi utilisant 609 sondages. Le pendage général des couches est vers la mer. Une attention particulière a été apportée à la cartographie du toit des sables des Norwich Crag, qui est la couche retenue pour la fondation des ouvrages nucléaires.

La stratigraphie est résumée dans le Tableau 1. Les interfaces entre les grandes unités (sables des Crag, argiles de Thames / Lambeth / Montrose, craie) sont plus aisées à identifier que les limites intermédiaires, ce qui explique les variations du nombre de sondages utilisables dans le modèle pour chaque couche.

Les glaciations récentes ont érodé les dépôts sableux les plus jeunes (comme les Wroxham Crag), ainsi que la partie supérieure des Norwich Crag. L'activité glaciaire se traduit également par une légère surconsolidation des dépôts qui subsistent.

En-deçà de la craie, on rencontre l'argile du Gault (27 m estimés) puis le rocher du Silurien. On retrouve cette succession et les profondeurs des interfaces dans les sondages profonds historiques (pétroliers) disponibles proches du site, et sur les profils de sismique réflexion effectués en mer le long du tracé des futurs tunnels du projet en 2010 et 2015.

5. La colonne de sol

Les résultats sont discutés pour les V_S uniquement, le même travail a été réalisé sur les V_P. Le modèle est établi autant que possible à l'aide des mesures invasives (§ 5.1), puis sur les mesures géophysiques de surface pour les profondeurs plus importantes (§ 5.2).

Tableau 1. Succession stratigraphique du site et description géologique

Couche	Description	Âge	Épaiss. moy.	Nb. sond.
Remblais (MG)	Remblais (à terre, issus des Crag) et débris de construction	60 dernières années	4 m	-
Récents (URD)	Tourbes et argiles Sables fins remaniés et graviers	Holocène	7 m	247
Glaciation (il y a 0,45 Ma) – Pleistocène Moy.				
Crag (CG)	Norwich Crag (NCG) : sable fin. Contient des lits faiblement cimentés, des bancs de débris coquillers et des lentilles d'argile.	Fin du Tertiaire – début du Quaternaire	32 m	408
	Transgression au Pleistocène Inf.			
	Red Crag (RCG) : similaire au NCG			74
	Transgression			
	Coralline Crag (CCG – en mer, dépôts érodés à terre) : calcarénites cimentées			-
Importante érosion de l'Oligocène au Miocène. Le dépôt des Crag débute au Pliocène				
Thames (TG)	Londres (LCF – en mer) : argile silteuse fortement surconsolidée	Paleogène – Éocène	13 m	142
	Harwich (HWH) : argile silteuse fortement surconsolidée. Comprend un marqueur stratigraphique important (succession de 3 à 4 bancs calcaires centimétriques)			
Lambeth (LG)	Reading (RSB) : lits sablo-silteux puis silto-argileux fortement surconsolidés	Paleogène	11 m	64
	Upnor (UPR) : argile sableuse		2 m	
Montrose (MTG)	Lista (LIST) : marnes glauconitiques et argiles. Lit basal riche en silex.		11 m	56
Le toit de la craie est érodé de façon significative du fait des variation du niveau marin				
Chalk (CH)	Craie blanche avec des bancs de silex	Crétacé	≈ 200 m	65

5.1. Jusqu'au toit de la craie

En termes de caractérisation dynamique, le site compte les essais in-situ suivants :

- 6 cross-hole (réalisés en 1975, 1980, 1989, 1994, 2011, 2019) ;
- 28 PSSL (dont 20 en mer, 2013 et 2019) ;
- 14 down-hole (dont 9 en mer, 2019) ;
- 19 acquisitions acoustiques en forage (réalisées en 1989 et 2019) ;
- 2 profils MASW (2019) ;
- 1 mesure de bruit de fond en réseau (AMV, 2019) et 16 individuelles (H/V, 2016) ;
- 7 dilatomètres sismiques sDMT et 3 pénétromètres sismiques sCPT (2019).

Tous les essais ont été revus méthodiquement, ce qui a conduit à valider la plupart des acquisitions, et en écarter certaines – pour les V_S :

- les acquisitions acoustiques ont été écartées, car les vitesses dans le terrain sont trop faibles pour que les résultats soient pertinents, selon Vergniault et Mari (2018) ;
- de sérieux doutes sur les protocoles des essais de 1975 down-hole et cross-hole ont été émis : source en tête du train de tige, le temps de trajet non corrigé pour sa longueur, résonnances parasites dans les tiges, pas de mesure de la déviation des forages, absence de cimentation du puits récepteur ;

- les essais cross-hole présentent des indices de réfraction sur les bancs calcaires dans l'argile de Harwich et dans les dépôts quaternaires récents ;
- les mesures cross-hole dans la craie ont un contenu fréquentiel très élevé ce qui limite la précision du pointage ;
- le ratio signal/bruit des mesures PSSL dans les premiers 20 m est très mauvais ;
- les sCPT sont très bruités.

De 20 m de profondeur jusqu'à la craie, les résultats des PSSL et des cross-hole sont dépendants de la qualité de la cimentation du tubage au terrain, mais les valeurs et la dispersion des mesures sont comparables. Pour les 20 premiers mètres, les données down-hole et sDMT aident à préciser les données.

Une fois le jeu de données fiables établi, chaque mesure est affectée à une couche de la stratigraphie à l'aide du modèle 3D (le log n'est pas toujours disponible – ou fiable – dans le sondage où a été faite l'acquisition) par un script d'interface entre les grilles issues de la modélisation et la base de données des sondages.

Le modèle de poids volumique est obtenu en prenant la moyenne directe des mesures de laboratoire pour chaque couche, toutes campagnes confondues (922 valeurs en tout). L'ensemble du modèle (ρ, V_S, V_P) retenu jusqu'à la craie est représenté Figure 1.

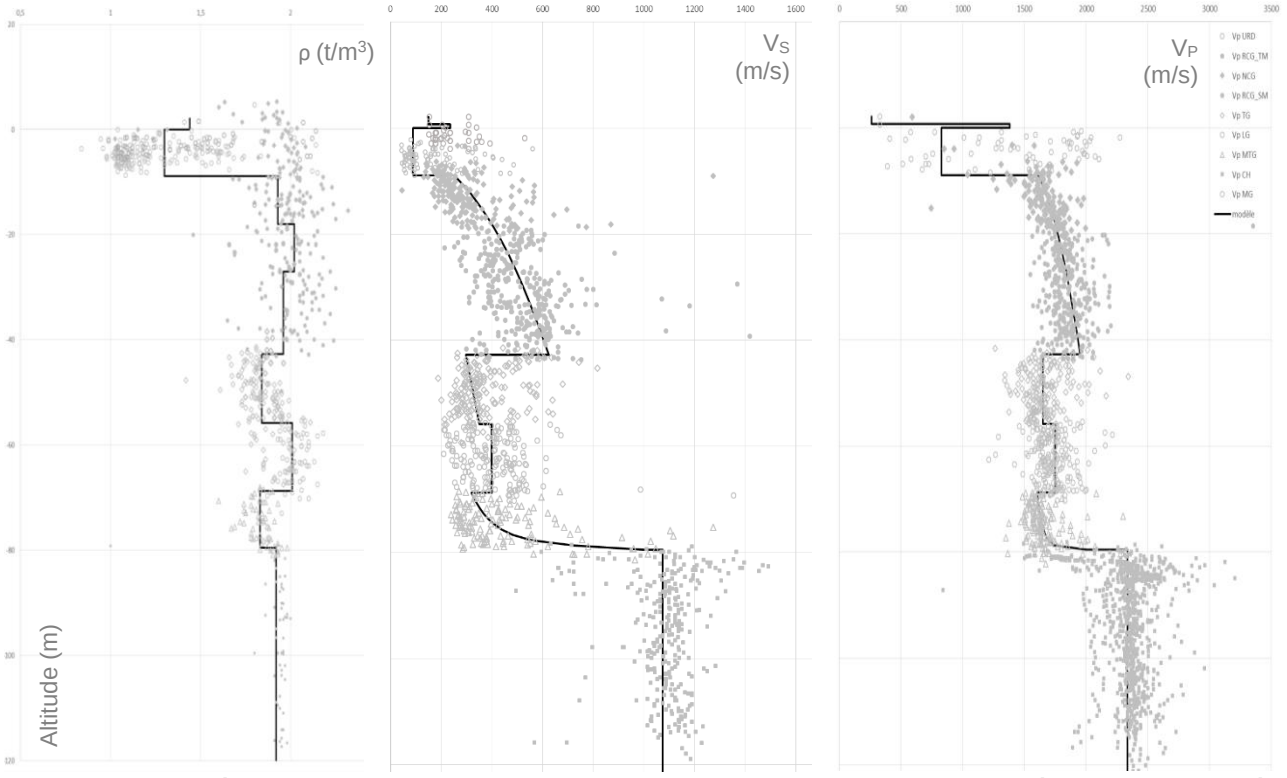


Figure 1. Modèle de colonne de sol (ρ, Vs, Vp) pour les 100 premiers mètres superposé aux données acquises à terre en fonction de l'altitude

Les valeurs de V_S dans les Crag sont très élevées pour des sables (entre 200 et 600 m/s), ce qui s'explique par la forte consolidation glaciaire mentionnée lors de l'étude géologique. Les Coralline Crag, légèrement plus anciens et cimentés par rapport aux Red Crag à terre présentent toutefois des valeurs similaires (moyenne des V_S dans les CCG de 555 m/s).

La comparaison des mesures faites à terre et en mer montre des écarts dans les Crag et les argiles de Harwich, qui s'expliquent par l'histoire géologique présentée au § 4 :

- les valeurs dans les Crag sont plus élevées en mer du fait de leur plus grande profondeur – et donc leur consolidation glaciaire plus importante ;

- l'argile de Harwich est érodée à terre, les valeurs moyennes sont plus élevées car elles ne représentent que le bas de la couche alors qu'en mer la couche est présente toute entière ;
- dans les autres niveaux, les écarts n'excèdent pas 10%.

Ces justifications conduisent à intégrer l'ensemble des valeurs dans la définition de la variabilité, à condition de correctement représenter la progression des valeurs au sein d'une même couche quand cela est nécessaire. Par exemple, en plus des Crag et Harwich cités précédemment, dans l'argile de Lista la présence de lits comprenant des silex induit une forte augmentation des valeurs près du toit de la craie, les valeurs sont donc toutes rapportées à leur distance au toit de la craie pour établir le modèle (Figure 2).

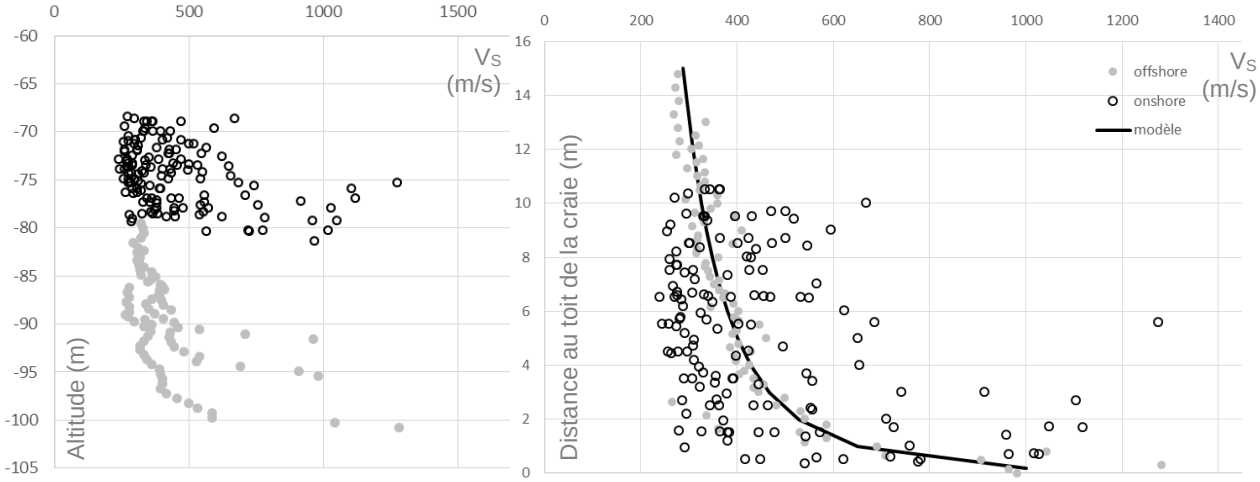


Figure 2. Réalignement des valeurs au toit de la craie dans l'argile de Lista : mesures en fonction de l'altitude (à gauche), et rapportées à l'altitude du toit de la craie (à droite)

Pour les études probabilistes de réponse de site sismique, la variabilité autour du modèle retenu est représentée sous la forme d'une loi lognormale par couche (sur les données corrigées de la tendance). Ceci s'avère bien représenter la distribution des données autour du modèle, hormis pour les dépôts récents et les remblais, du fait de leur nature hétérogène. Les données issues de chaque type d'essai sont intégrées et pèsent le même poids dans l'estimation de la variabilité.

Aucune variabilité n'est appliquée au poids volumique.

5.2. Jusqu'au toit du Silurien

L'analyse des mesures de bruit de fond en réseau (AMV) ou ponctuelles (H/V) montre une fréquence propre du site f_0 = 0,70 Hz, et un second pic f_1 = 1,52 Hz.

L'inversion montre que le contraste au toit de la craie est associé au second pic (f_1), et que le pic fondamental (f_0) est lié au toit du Silurien, à environ 350 m de profondeur. De ce fait, l'étude de réponse de site sismique doit considérer cette seconde interface comme substratum rocheux, plus profond que celui retenu en ISS (Cabas et al, 2014).

Le modèle établi pour les 100 premiers mètres est complété par des hypothèses pour la craie, le Gault et le Silurien basées sur les études bibliographiques. Il s'ensuit une phase de minimisation de l'écart aux mesures sur trois critères :

- la vraisemblance géologique du modèle ;
- la comparaison de la fonction de transfert aux mesures de bruit de fond H/V ;
- la comparaison de la courbe de dispersion à celles issues du MASW et de l'AMV.

Le modèle final présente une f_0 = 0,71 Hz, et une f_1 = 1,37 Hz (Figure 3). La courbe de dispersion est jugée très satisfaisante (Figure 4). Le calcul de la fonction de transfert est décrit dans Javelaud et Semblat (2017).

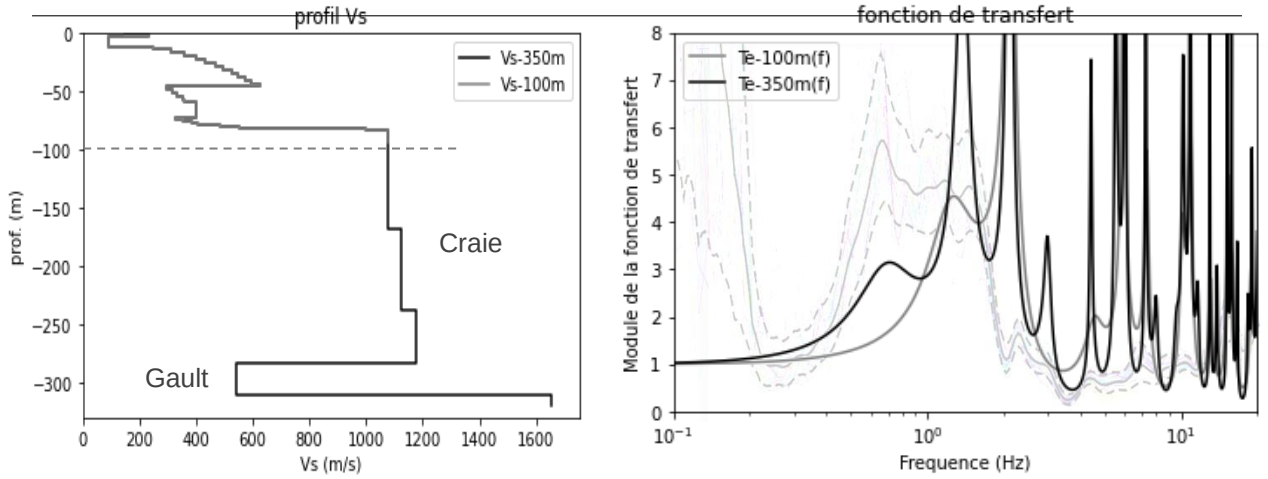


Figure 3. Modèle (à gauche) et comparaison de la fonction de transfert aux mesures H/V (à droite) jusqu'à la craie (100 m) et la colonne complète (350 m)

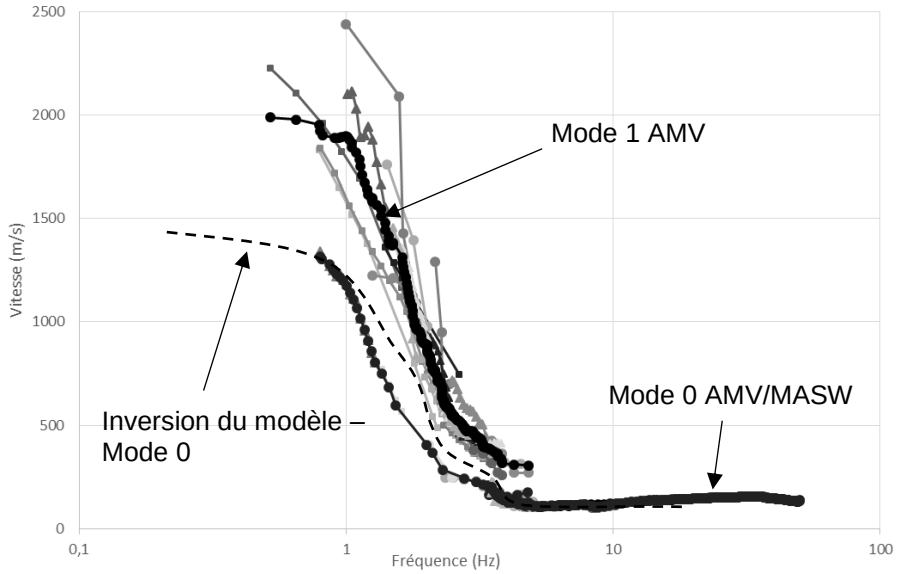


Figure 4. Courbe de dispersion du modèle et des acquisitions AMV et MASW

6. Les courbes de dégradation et d'amortissement

Les essais dynamiques historiques sont constitués principalement de 31 essais triaxiaux avec des cycles de chargement-déchargement réalisés dans les Crag et de colonnes résonnantes dans les argiles tels qu'en grande partie décrits dans Hight et al (1997).

Lors des campagnes de 2019, des essais dynamiques ont été réalisés en laboratoire : 39 au triaxial cyclique et 26 à la colonne résonnante. 3 essais triaxiaux ont échoué (données aberrantes). Le reste des essais a été jugé exploitable, portant la base de données à 93 essais (provenant de 17 sondages différents), répartis comme indiqué dans le Tableau 2.

Dans les sables Norwich et Red Crag, les échantillons ont été recompactés (le prélèvement a été réalisé au carottier "sonic", assurant une bonne récupération, mais empêchant tout prélèvement intact). Dans les argiles et Coralline Crag, les échantillons ont été prélevés au carottier double, et la bonne tenue mécanique des terrains a permis des prélèvements jugés de très bonne qualité. Dans la mesure du possible, les échantillons ont été prélevés par paire, afin d'associer un essai triaxial à une colonne résonnante et limiter les effets de la variabilité du matériau au sein d'une même couche. Une partie des essais a été réalisée au laboratoire géotechnique d'EDF d'Aix-en-Provence. Les protocoles ont été cadrés au mieux afin d'obtenir la meilleur reproductibilité possible entre les différents laboratoires impliqués.

Tableau 2. Quantités d'essais par couche (et indice de plasticité des niveaux argileux)

Couche		IP (%)	2019 (à terre)	Essais hist.	2019 (en mer)	Total
NCG et RCG	Sables	-	16	8	-	24
CCG		-	-	-	8	8
LCF	Argiles	69	-	-	9	9
HWH		52	10	12	2	24
LG		33	10	2	-	12
MTG		93	7	9	-	16

Grâce aux précautions prises, les résultats des deux types d'essais se raccordent correctement le plus souvent, tant au niveau des modules que des amortissements.

Les valeurs de modules maximales obtenues sont comparées aux mesures in-situ :

- les ratios in-situ/laboratoire dans les NCG et RCG (sables tertiaires surconsolidés) vont jusqu'à 4, que l'on impute au remaniement des échantillons ;
- dans les argiles, les ratios sont le plus souvent inférieurs à 2.

Dans la suite, on raisonne sur les courbes adimensionnées (G/G_{max}) pour les modules et les pourcentages d'amortissement, en fonction de la distorsion γ (simple amplitude).

Comparés aux fuseaux de Seed et al (1986), les Norwich et Red Crag dégradent et amortissent peu, sans en sortir pour autant. Dans la mesure où les échantillons ne sont pas intacts, cet effet est attribué à la compaction appliquée – et non à la structure liée à l'âge et à la consolidation. Dans les Coralline Crag (prélevés intacts du fait de la meilleure tenue des terrains et la légère cimentation), la dégradation est cependant similaire malgré le fait que leur structure ait a priori été conservée : si un effet de la structure semble net sur la V_S (ratio in-situ/laboratoire jusqu'à 4), ce ne semble donc pas être le cas pour la courbe de dégradation. L'amortissement en revanche est plus faible dans les Coralline Crag que dans les Norwich et Red Crag, probablement du fait de la légère cimentation.

Dans les formations argileuses, les résultats se corrèlent bien avec les courbes proposées par Vucetic et Dobry (1991) en fonction de l'indice de plasticité – même si la correspondance est moins bonne pour le Lambeth, ce qui s'explique probablement par son caractère plus sablo-silteux qu'argileux à proprement parler.

Plusieurs contraintes de confinement ont été testées (de 300 à 1000 kPa en fonction des couches testées). En effet, le calcul de réponse de site prend en compte l'état de contrainte en champ libre, tandis que les calculs d'ISS intègrent l'incrément lié aux ouvrages.

Les essais montrent que la dépendance à la contrainte de confinement est très faible sur la courbe adimensionnée (elle joue en revanche sur la valeur du module, comme elle jouait sur la V_S mesurée in-situ), elle sera négligée dans les calculs. Dans des études antérieures de 1993, une dépendance était introduite dans les Crag mais l'influence restait faible : le fuseau s'écartait d'au plus 10% de la médiane.

Les amortissements mesurés à la colonne résonnante sont souvent très importants dans les argiles à faible distorsion (3 à 5% pour $\gamma < 1.10^{-4}$). Une piste d'explication pourrait être la fréquence plus élevée (jusqu'à 100 Hz) dans la colonne par rapport au triaxial cyclique ($\approx$ 1 Hz). Des corrections ont été appliquées suivant Ciancimino et al (2019), qui rapportent tout à une fréquence unitaire et permettent de retrouver des amortissements crédibles dans cette plage de distorsion.

Les courbes retenues sont exprimées suivant un modèle hyperbolique comprenant une limite élastique (1). L'amortissement D est exprimé à l'aide d'un modèle adapté d'après Darendeli (2001) dans les sables, et d'une loi plus simple dans les argiles (2). Les modèles et leurs paramètres sont choisis pour coller au mieux aux données de laboratoire.

Dans la craie, les courbes sont reprises de EPRI (1993) pour les études de réponse de site sismique (et n'ont que peu d'influence du fait de la très faible distorsion dans les couches profondes).

$$\frac{G}{G_{max}} = \frac{1}{1 + \left(\frac{\gamma - \gamma_{elas}}{\gamma_{ref}}\right)^{\alpha}} \quad (1)$$

$$D = D_{min} + b\left(\frac{G}{G_{max}}\right)^{p} \cdot \frac{1}{\pi}\left[4 \cdot \frac{\gamma - \gamma_{ref} \cdot ln\left(\frac{\gamma + \gamma_{ref}}{\gamma_{ref}}\right)}{\frac{\gamma^2}{\gamma + \gamma_{ref}}} - 2\right] \text{(sable) ou } D = b\left(\frac{G}{G_{max}}\right)^{p} \cdot \gamma^{q} \text{ (argile)} \quad (2)$$

La variabilité (pour les études probabilistes de réponse de site) sur les courbes (3) est reprise de Darendeli (2001), et il est ensuite vérifié que le modèle couvre bien les données.

$$\frac{G}{G_{max}} \equiv \overline{\left(\frac{G}{G_{max}}\right)} + \mathcal{N}(0, \sigma_{NG}) \quad \text{et} \quad \sigma_{NG} = 0.015 + 0.16 \cdot \sqrt{0.25 - \left[\overline{\left(\frac{G}{G_{max}}\right)} - 0.5\right]^2} \quad (3)$$

où $\mathcal{N}(0,\sigma_{NG})$ est la loi normale centrée d'écart-type σ_{NG}, et $\overline{\left(\frac{G}{G_{max}}\right)}$ la courbe médiane retenue. Les courbes sont écrêtées au-dessus de 1 (afin de ne pas mélanger la variabilité sur la courbe adimensionnée avec celle des V_S elles-mêmes) et en-dessous de 0.

7. Conclusion

Les nombreux essais in-situ et en laboratoire réalisés lors des campagnes dédiées, ainsi que la revue méthodique des essais historiques a permis une caractérisation complète des propriétés dynamiques du site de Sizewell C dans le cadre du projet de centrale nucléaire.

Ce travail a abouti grâce à une forte collaboration entre géologues, géotechniciens, géophysiciens et sismologues.

Le modèle de sol dynamique est utilisé dans les études probabilistes de réponse de site via des tirages de Monte-Carlo (les colonnes obtenues sont ensuite filtrées avec des critères sur les fréquences propres et la courbe de dispersion). Les études d'ISS dynamique sont déterministes et imposent une variabilité plus forfaitaire sous forme d'analyse de sensibilité.

Association Française des Constructeurs Électronucléaires (2012). EPR Technical Construction Code for Civil works (ETC-C)

Cabas A., Carcamo P., Rodriguez-Marek A., Godfrey B. et Olgun G. (2014). Where to locate the elastic half-space in site response analysis. Proceedings of the second European conference of Earthquake Engineering and Sismology, Istanbul

Ciancimino A., Lanzo G., Alleanza G.A., Amoroso S., Bardotti R., Biondi G., Cascone E., Castelli F., Di Giulio A., d'Onofrio A. et Foti S. (2019). Dynamic characterization of fine-grained soils in central Italy by laboratory testing. Bulletin of Earthquake Engineering, 1-29

Darendeli M.B. (2001). Development of a new family of normalized modulus reduction and material damping curves. Texas University, Austin

Electric Power Research Institute (1993). Method and guidelines for estimating earthquake ground motion in eastern North America, 1

Hight D.W., Bennell J.D., Chana B., Davis P.D., Jardine R.J. et Porovic E. (1997). Wave velocity and stiffness measurements of the Crag and Lower London Tertiaries at Sizewell. Géotechnique, 47-3

Javelaud E. et Semblat J.F. (2017) Effets de site sismiques pour les ouvrages de surface. Techniques de l'Ingénieur, C260

Seed H.B., Wong R.T., Idriss I.M. et Tokimatsu K. (1986). Moduli and damping factors for dynamic analyses of cohesionless soils. Journal of Geotechnical Engineering, 112-11

Vergniault C. et Mari J.L. (2018). Shear velocity measurement in boreholes. Well seismic surveying and acoustic logging, EDP Sciences

Vucetic M. et Dobry R., (1991). Effect of soil plasticity on cyclic response. Journal of Geotechnical Engineering, 117-1

ETUDE DES EFFETS DE BORD DANS LES ESSAIS CENTRIFUGES SOUS CHARGEMENT SISMIQUE PAR MODELISATION NUMERIQUE

EVALUATION OF BOUNDARY EFFECTS IN CENTRIFUGAL TESTS SUBJECTED TO SEISMIC LOADING BY NUMERICAL MODELLING

Chedid SAADE, Zheng LI, Sandra ESCOFFIER, Luc THOREL
Département GERS, Centrifugeuses Géotechniques, Université Gustave Eiffel, France

RÉSUMÉ – Le comportement d'un remblai sur sol liquéfiable soumis à des sollicitations sismiques sera étudié sur modèle réduit centrifugé. Une étude numérique, faite en amont, contribue à la conception du modèle réduit et à l'évaluation des effets de bord de deux conteneurs, l'un rigide et l'autre laminaire.

ABSTRACT – The behaviour of the embankment on a liquefiable soil under seismic loads will be studied on a reduced centrifugal model. A numerical study is carried out in advance to help the design of the model and to evaluate the boundary effects that will possibly exist in the dynamic centrifuge test.

1. Introduction

Le phénomène de liquéfaction induit par tremblement de terre est à l'origine de désastres importants tels que les glissements de terrain, les tassements de sols et les effondrements de bâtiments. Ces dommages peuvent mener à la rupture de certaines grandes structures comme les barrages en terre. Durant les séismes d'Arménie (1988) et du Japon (2011), certains sites ont connu d'importantes ruptures de remblais et de barrages construits sur des sols liquéfiables (Tokimatsu et *al.*, 2012; Yegian et *al.*, 1994). Suite aux retours d'expériences et afin de prévenir d'éventuels dommages, l'étude de la liquéfaction et du comportement du remblai en surface est un sujet en plein essor (Adalier et Sharp, 2004; Elgamal et *al.*, 2002; Oka et *al.*, 2012; Rapti, 2016).

L'objectif général de ces travaux est l'étude du comportement de remblais construits sur sol liquéfiable en tenant en compte de la présence de fines. Dans ce cadre, une série d'essais sur modèles réduits centrifugés va être réalisée à l'Université Gustave Eiffel. En parallèle à la modélisation physique, des simulations numériques sont menées afin de réaliser à terme un « jumelage numérique », mais aussi, en amont, pour concevoir le modèle physique.

Ici est menée une étude numérique visant à évaluer les effets de bord des deux conteneurs (rigide et laminaire) utilisés dans les essais en centrifugeuse. La simulation numérique est effectuée avec le code OpenSees (Mazzoni et al., 2006) en utilisant la loi de comportement avancée PM4Sand (Boulanger et Ziotopoulou, 2015). Premièrement, la calibration du modèle PM4Sand est réalisée pour les deux modes de dépôt de sable (pluviation et compactage humide) sur des expérimentations effectuées sur le sable d'Hostun HN31. Ensuite, la validation du modèle des colonnes de sol (15 m et 9 m) a permis, par une extension de la colonne, la construction du modèle 2D avec remblai. Les modèles avec remblai ainsi construits reproduisent les conditions du conteneur rigide d'une part et celles du conteneur laminaire d'autre part. Une série de signaux dynamiques de différentes amplitudes est appliquée pour comparer les effets des deux cas envisagés en vue d'investiguer le comportement du sol de fondation et la réponse du remblai en surface. La largeur de la zone influencée par les bords du conteneur rigide est enfin quantifiée.

2. Définition du problème

Le modèle numérique est construit à l'échelle du prototype (en vraie grandeur). Dans cette section, la géométrie et le matériau utilisés sont présentés.

2.1. Géométrie du modèle

La géométrie du modèle (figure 1) prend en considération : 1) l'accélération centrifuge de 60×g appliquée sur le modèle réduit ; 2) les dimensions des conteneurs rigide et laminaires utilisés dans le cadre de l'étude expérimentale ; 3) les règles de similitude (Garnier et *al.*, 2007). Les dimensions prototype et modèle de la géométrie envisagée sont présentées dans le Tableau 1.

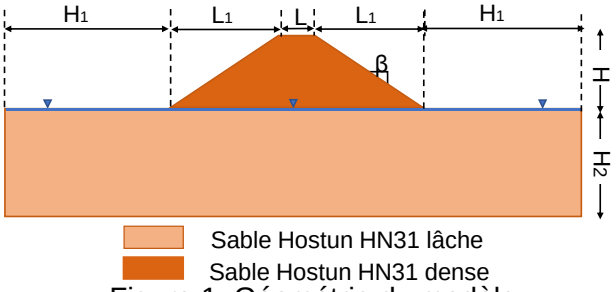


Figure 1. Géométrie du modèle

Tableau 1. Dimensions du modèle

Dimensions		Prototype (m)	Modèle centrifugé (mm)
Hauteur	$H + H_2$	15	250
Largeur	$2 L_1 + 2 H_1 + L$	48	800
Hauteur du remblai	H	6	100
Largeur de la crête	L	3	50
Pente du remblai	β	1/1,5	
Distance aux bords	H_1	13,5	225
Epaisseur du sol de fondation	H_2	9	150

2.2. Matériau du modèle

Le modèle physique, inspiré d'Adalier et Sharp (2004), comporte une couche de sable lâche sur laquelle est installé le remblai (Figure 1), ces deux éléments étant constitués de sable d'Hostun HN31 (tableau 2). La couche inférieure, d'épaisseur 15 cm (échelle modèle) et de densité relative D_r=50 % est constituée par la méthode de damage humide (Ladd, 1978). Le remblai, d'une hauteur de 10 cm (échelle modèle) de densité relative D_r=80%, est construit en une couche par pluviation à sec au-dessus de la couche compactée. Cette couche est ensuite arasée pour obtenir la géométrie voulue.

Tableau 2. Caractéristiques du sable d'Hostun HN31 (Benahmed, 2001)

Sol	D_{50} (mm)	e_{min} (-)	e_{max} (-)	G_S (g/cm^3)	ρ_{dmin} (g/cm^3)	ρ_{dmax} (g/cm^3)
Hostun HN31	0,35	0,648	1,049	2,65	1,33	1,6

3. Calibration et validation du modèle

Dans cette section, la calibration de la loi de comportement et la validation de la colonne de sol, nécessaires pour la construction du modèle numérique 2D, sont présentées.

3.1. Calibration de la loi de comportement PM4Sand

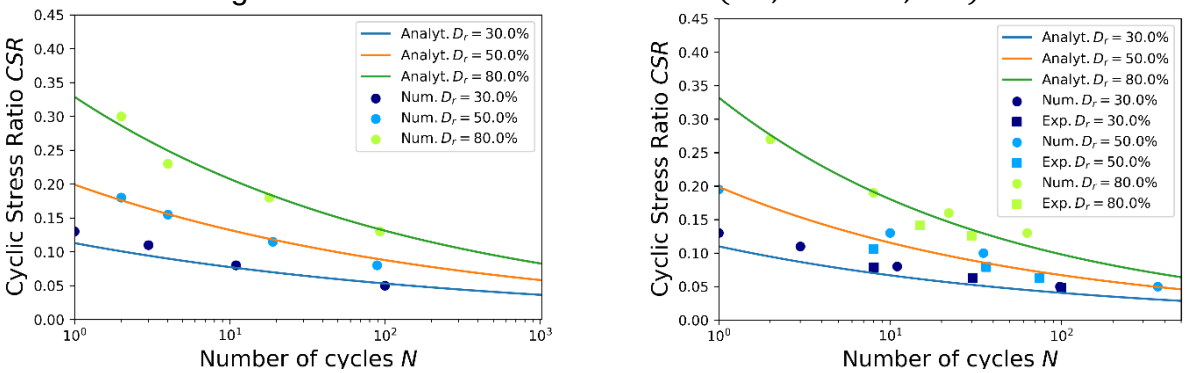
La modélisation numérique est effectuée en utilisant le code de simulation OpenSees-Version 3.2.2. (Mazzoni et *al.*, 2006), qui se base sur la méthode des éléments finis. La loi de comportement PM4Sand (Boulanger et Ziotopoulou, 2015) est utilisée pour

caractériser le sable d'Hostun (Kassas, 2021). La calibration nécessite la définition de 27 paramètres d'entrée (6 paramètres primaires et 21 paramètres secondaires). Selon Benahmed (2001), le mode de préparation d'une éprouvette de sable HN31 a un effet significatif sur sa réponse vis à vis la liquefaction. La couche inférieure et le remblai sont donc modélisés avec la même loi de comportement mais avec des valeurs de paramètres différentes. Le tableau 3 résume les principaux paramètres liés au sable HN31 et leurs expressions.

La calibration du modèle est réalisée par une simulation d'un test de cisaillement cycliques non drainés avec un seul élément quadrilatère SSPquadUP utilisé dans l'analyse dynamique des milieux poreux saturés (McGann et *al.*, 2012). Les résultats numériques sont comparés (Figure 2) à des expressions analytiques mettant en évidence l'évolution du CSR (Cyclic Stress Ratio) avec le nombre de cycles (Idriss et Boulanger, 2008) nécessaire pour initier la liquefaction. Ces expressions analytiques découlent d'un ajustement sur des résultats expérimentaux obtenus précédemment (Gobbi, 2020; Kassas, 2021). L'équation (1) est déjà proposée par Kassas (2021) pour la pluviation à sec. L'équation (2) est proposée pour le damage humide.

Pluviation à sec (Kassas, 2021) : $CSR = (-1{,}078e + 1{,}114)\, N^{(0{,}179e - 0{,}33)}$ (1)

Damage Humide : $CSR = (-1{,}109e + 1{,}14\ )\, N^{(0{,}24\ e - 0{,}44)}$ (2



a) Pluviation à sec (Kassas, 2021) b) Damage humide (Gobbi, 2020)

Figure 2. Comparaison des résultats numériques et résultats précédents des courbes CSR-N

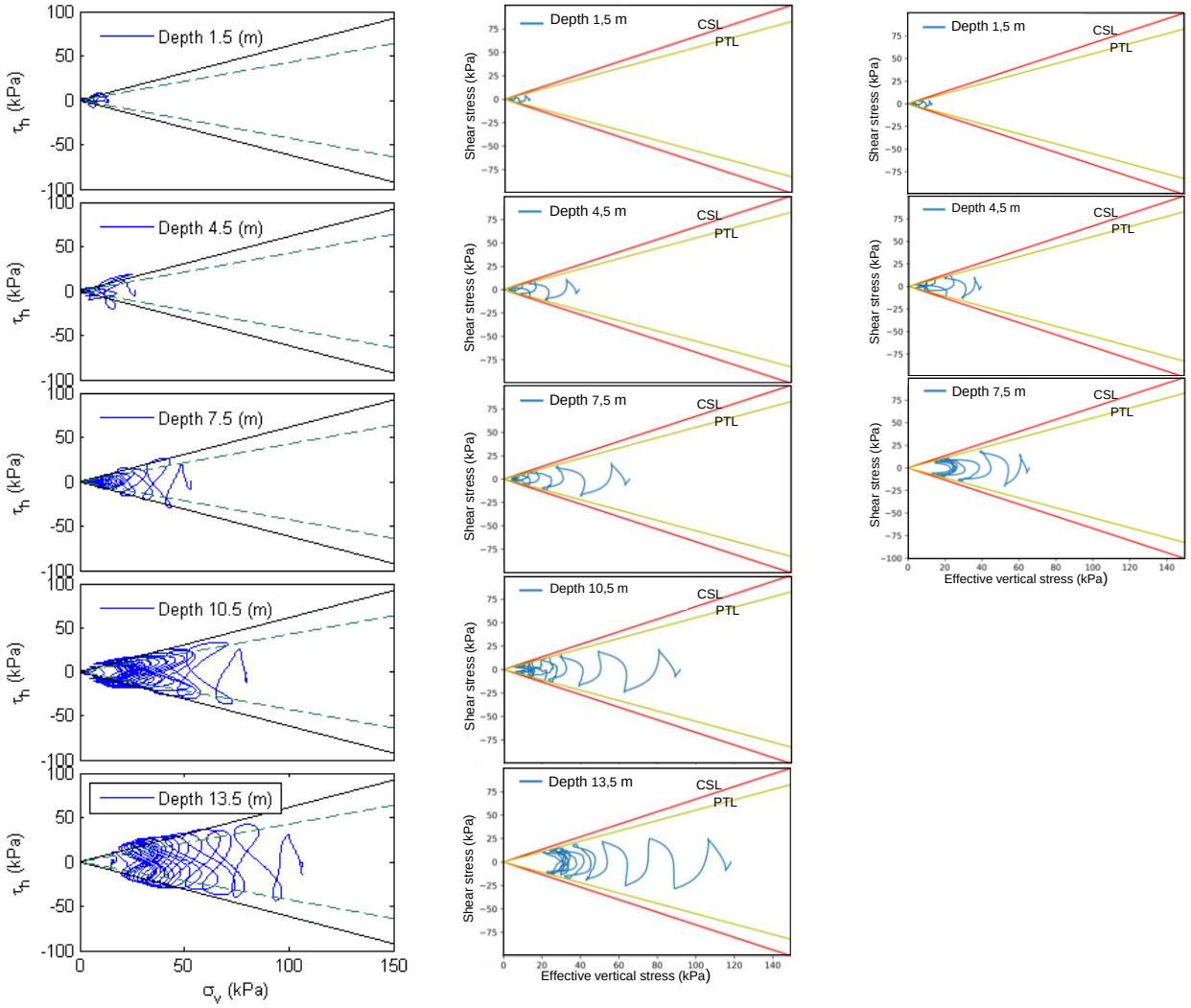
Tableau 3. Paramètres principaux pour la calibration du PM4Sand

Paramètres		Valeur	
		Compactage humide (Sol liquéfiable)	Pluviation à sec (Remblai)
Densité relative	D_r (%)	50	80
Indice des vides	e (-)	0,85	0,73
Angle de frottement	Φ (°)	33,8	
Coefficient du module de cisaillement maximal	$G_0(-) = 293\frac{(2{,}97 - e)^2}{1 + e}$	712	850
Perméabilité	$k\ (m/s) = 2{,}92 \times 10^{-3}\frac{e^3}{(1+e)}$	$9{,}68 \times 10^{-4}$	$6{,}56 \times 10^{-4}$
Taux de contraction	hp_0 (Ajusté sur la courbe CSR-N)	0,16	0,02
Constante de Bolton	Q (-)	8,4	
Constante de Bolton	R (-)	0,78	

3.1. Validation du modèle par colonne de sol

Dans un premier temps le modèle « colonne de sol » est comparé aux résultats du projet ISOLATE (Li et Escoffier, 2022) obtenus en champ libre sur une couche de 15 m d'épaisseur préparée par compactage humide à une densité relative de 50%. Dans un second temps le modèle de « colonne 9m » qui sera utilisé dans cette étude est validé en le comparant aux 9 premiers mètres du modèle de « colonne 15 m ». Les deux modèles

sont construits selon les maillages présentés dans le tableau 4. Pour chaque paire de nœuds de même profondeur, les déplacements horizontaux sont imposés égaux comme condition aux limites, reproduisant le comportement d'un champ libre. Les chemins des contraintes obtenus numériquement pour les deux colonnes de sols (9 m et 15 m) sont similaires aux résultats expérimentaux de Li et Escoffier (2022), la comparaison est présentée dans la figure 3.



a) Résultats expérimentaux (Li et Escoffier, 2022)

b) Résultats numériques (Colonne de sol 15 m)

c) Résultats numériques (Colonne de sol 9 m)

Figure 3. Validation du modèle colonne de sol
(CSL : Ligne d'état critique et PTL : Ligne d'état caractéristique)

4. Extension du modèle de colonne de sol au modèle remblai 2D

Deux configurations de modèle 2D sont ensuite construites en se basant sur la validation de la colonne de sol de 9 m : 1) configuration en champ libre sans remblai ; 2) configuration avec remblai. Le maillage est constitué d'éléments SSPquadUP quadrilatères. La géométrie, le maillage, le nombre de nœuds et d'éléments sont présentés dans la figure 4 et le tableau 4. Pour les 2 configurations, deux conditions aux limites, représentant les 2 types de conteneurs envisagés pour les essais, sont étudiées. Dans le cas du conteneur rigide, les bords transversaux et la base sont fixés (les bords et la base se déplacent en bloc). Dans le cas du conteneur laminaire, qui est considéré par la suite comme le modèle référent, le modèle est construit pour reproduire les conditions de champ libre (cas d'un conteneur laminaire parfait). Les conditions imposées dans ce

modèle référent sont des déplacements horizontaux égaux sur les bords transversaux de chaque cadre du conteneur.

Au niveau de la base du conteneur, le modèle est soumis à un chargement sinusoïdal (figure 5) d'une fréquence de 1,5 Hz (échelle prototype). Dans le modèle numérique l'amortissement est introduit par les paramètres d'amortissement de Rayleigh où le taux d'amortissement considéré est 3% pour les deux premières fréquences naturelles (Talkeshwar et Sukumar, 2017). Une série de simulations est faite pour les deux configurations (champ libre et avec remblai) pour différentes accélérations maximales a_{max} (0,1 ; 0,15 ; 0,2 ; 0,25 ; 0,3 et 0,35 g).

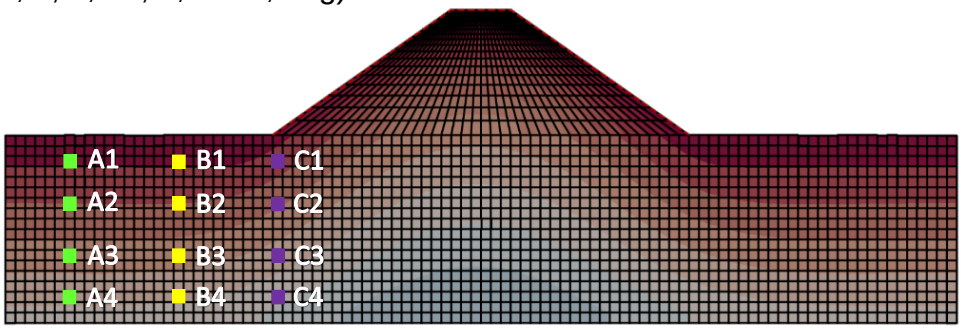


Figure 4. Maillage du modèle 2D avec remblai

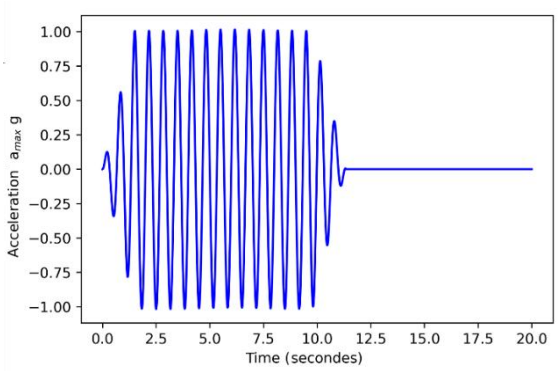


Figure 5. Profil du signal d'entrée avec une amplitude normalisée (F=1,5 Hz)

Tableau 4. Maillage des modèles FEM

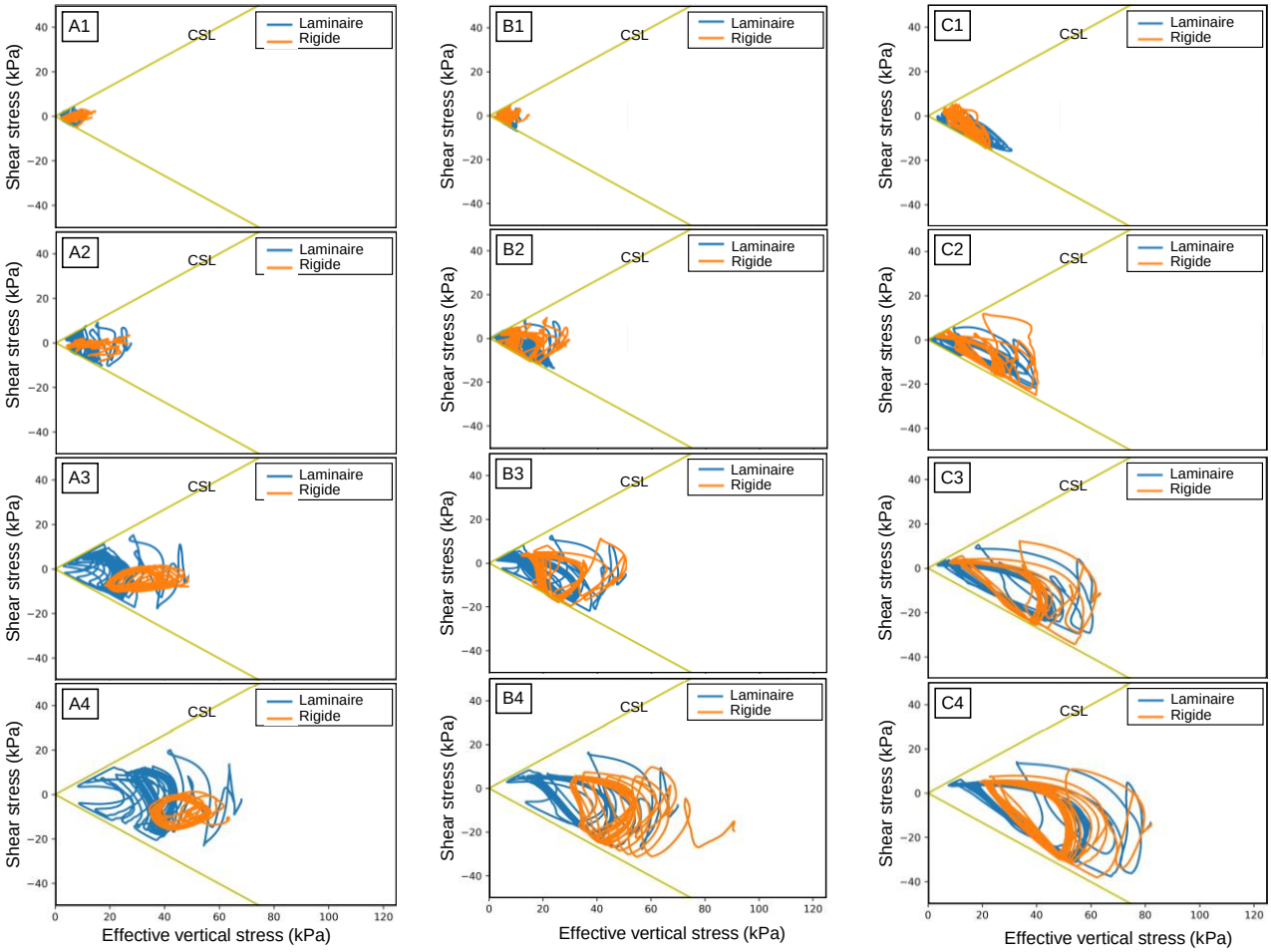
Modèle		Maillage	Dimensions du maillage	Nombre d'éléments	Nombre de nœuds	Mode de dépôt
Colonne de sol 15 m		Quadrilatère	1 m × 1 m	15	32	Compactage humide
Colonne de sol 9 m		Quadrilatère	1 m × 1 m	9	20	Compactage humide
Champ libre		Quadrilatère	0,5 m × 0,5 m	1728	1843	Compactage humide
Avec remblai	Sol de fondation	Quadrilatère	0,5 m × 0,5 m	1728	1843	Compactage humide
	Remblai	Quadrilatère	L/l <1,5	756	774	Pluviation à sec

5. Résultats et discussions

5.1. Influence des conditions aux limites sur la liquéfaction du sol

Le comportement du sol de fondation est évalué dans le modèle numériques pour les différentes amplitudes appliquées. La liquéfaction a lieu ainsi pour les deux conditions aux limites imposées lorsque l'amplitude du signal d'entrée est supérieure à 0,2 g. Pour différents points du massif (figure 4), la figure 6 présente les chemins de contrainte obtenus pour les deux conditions limites appliquées au modèle avec remblai, soumis à un chargement d'amplitude 0,25 g. Le modèle dans le conteneur laminaire se liquéfie plus rapidement (après 1 cycle) que dans le conteneur rigide (après 3 cycles). Pour les deux conditions aux limites, les réponses du sol convergent dans la partie centrale du modèle

(figures 6 b et c) alors que des effets importants sont observés au niveau des zones proches des bords (figure 6.a).

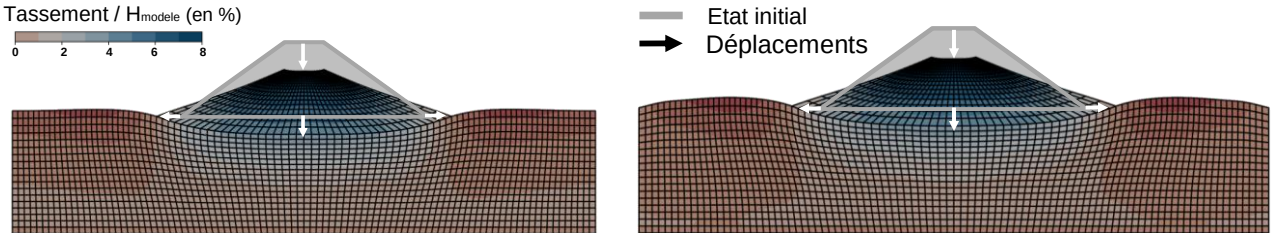


a) Position x=3.25 m b) Position x=8.75 m c) Position x=13.75 m

Figure 6. Comparaison des chemins de contrainte pour les deux conditions limites (rigide et laminaire) soumises à un signal d'amplitude 0,25 g (CSL : Ligne d'état critique)

5.2. Influence des conditions aux limites sur le comportement du remblai

Pour les deux conditions limites, rigide et laminaire, le remblai subit des déformations importantes pour les amplitudes supérieures à 0,2 g où la liquéfaction a lieu. De plus, un tassement de la crête et des déplacements horizontaux de la base sont observés (figure 7). Les valeurs du tassement de la crête dans les deux conditions (rigide et laminaire) sont quantifiées pour différentes amplitudes (figure 7). Les tassements sont importants en partie centrale du modèle. Le tassement de la crête avec conteneur rigide (1,24 m) est plus grand que dans le cas du conteneur laminaire (1,2 m). Cependant, la différence des tassements entre le conteneur rigide et laminaire ne dépasse pas 5% de la valeur du tassement pour n'importe quelle amplitude. Dans le modèle réduit centrifugé, cette différence est estimée à 1 mm entre le conteneur rigide et le conteneur laminaire.



a) Conteneur laminaire b) Conteneur rigide

Figure 7. Déformations à la fin du chargement a_{max} =0,25×g appliqué (facteur d'amplitude 2)

5.3. Estimation des effets de bord du conteneur rigide

La comparaison des effets des deux conditions de bord, sur la liquéfaction du sol de fondation et sur le comportement du remblai en surface, permet d'estimer et de quantifier la zone affectée par les effets de bord dans le cas du conteneur rigide. Pour cela, les accélérations, les chemins de contraintes et les surpressions interstitielles obtenus avec le conteneur rigide sont comparés à ceux du modèle référent (modèle laminaire parfait). La différence des résultats est très importante sur les bords et diminue simultanément jusqu'à la partie centrale du conteneur (figure 6). D'autre part, le remblai se comporte de façon similaire avec des déplacements très proche pour les deux conteneurs. Suite à ces comparaisons, la largeur de la zone d'influence présentée dans la figure 8 est estimée à 8 m (échelle prototype). Dans cette zone, les accélérations, les contraintes et les pressions hydrauliques sont affectées par les bords. Dans la zone comprise entre la position x=8 m et la position x=40 m le comportement du massif de sol et du remblai peuvent être considérés comme similaires pour les deux conteneurs rigides et laminaire.

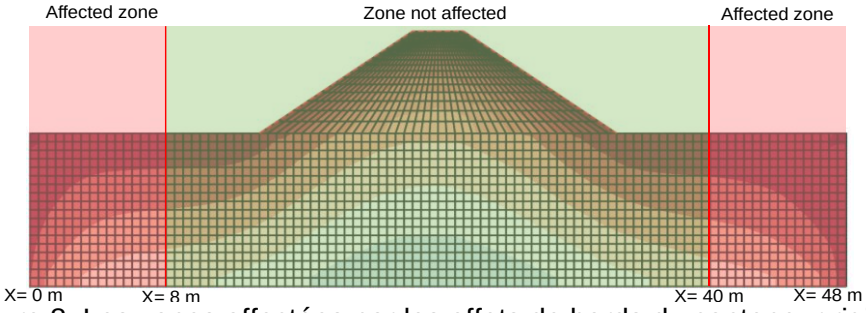


Figure 8. Les zones affectées par les effets de bords du conteneur rigide

6. Conclusions

Un modèle numérique FEM reproduisant des essais en centrifugeuse est construit avec la plateforme OpenSees avec la loi de comportement avancé PM4Sand. Pour les deux configurations testées (champ libre et avec remblai), la liquéfaction a lieu pour les deux conditions limites envisagées expérimentalement (conteneurs rigide et laminaire) lorsque l'amplitude de la sollicitation est supérieure à 0,2 g. Cependant, les modèles considérant des conditions limites assimilable à un conteneur laminaire parfait ont tendance à se liquéfier plus rapidement. Le remblai en surface subit des déformations très proches dans les deux conteneurs (5 % de différence). La zone d'influence des bords du conteneur rigide sur le modèle est estimée à 8 m (échelle prototype). Dans la zone non influencée par les bords, le conteneur rigide et le conteneur laminaire présentent des comportements similaires du point de vue de la réponse du sol de fondation et du remblai. Donc, le modèle réalisé dans la zone centrale (zone comprise entre x=8m et x=40 m) du conteneur rigide peut reproduire le comportement réel.

7. Remerciements

Le premier auteur tient à remercier l'Université Gustave Eiffel et la Région Pays de la Loire pour le financement de ses travaux de thèse. Les auteurs tiennent également à remercier l'Agence National de Recherche (ANR) et surtout les membres du projet ISOLATE (Projet-ANR-17-CE22-0009).

8. Références bibliographiques

Adalier K., Sharp M. K. (2004). Embankment dam on liquefiable foundation dynamic behavior and densification remediation. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, vol. 130, n°11, pp. 1214-1224. doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2004)130:11(1214)

Benahmed N. (2001). Comportement mécanique d'un sable sous cisaillement monotone et cyclique-Application aux phénomènes de liquéfaction et de mobilité cyclique. Thèse de doctorat. Ecole nationale des ponts et chaussées, France.

Boulanger R. W., Ziotopoulou K. (2015). PM4Sand version 3 : a sand plasticity model for earthquake engineering applications. Report No. UCD/CGM-15/01, Center for Geotechnical Modeling, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Davis, CA, March, 112 pages.

Elgamal A., Yang Z., Parra, E. (2002). Computational modeling of cyclic mobility and post-liquefaction site response. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, vol. 22, pp. 259-271. doi.org/10.1016/S0267-7261(02)00022-2

Garnier J., Gaudin C., Springman S. M., Culligan P. J., Gooding D., Konig D., Kutter B., Phillips R., Randolph M. F., Thorel L. (2007). Catalogue of scaling laws and similitude questions in geotechnical centrifuge modelling. International Journal of Physical Modelling in Geotechnics, vol. 3, pp. 1-23. doi.org/10.1680/ijpmg.2007.070301

Gobbi S. (2020). Characterization of liquefaction parameters for saturated soil under dynamic loading using laboratory tests and calibration of constitutive laws by numerical modelling. Thèse de Doctorat. Université Paris Est, France.

Idriss I. M., Boulanger R. W. (2008). Soil liquefaction during earthquakes. Earthquake Engineering Research Institute (EERI), Oakland, California, USA.

Kassas K. (2021). Structure – soil – structure interaction (Sssi) of adjacent buildings founded on liquefiable soil. Thèse de doctorat. ETH Zurich, Switzerland. doi.org/10.3929/ethz-b-000511100

Ladd R. S. (1978). Preparing test specimens using undercompaction. Geotechnical Testing Journal, vol. 1, n°1, pp. 16–23. doi.org/10.1520/GTJ10364J

Li Z., Escoffier S. (2022). Characterization at the scale of the foundation soil and the assessment of scale effects (centrifuge experiments, shaking table tests, innovative laminar boxes) Characterizing and Improving soils against liquefaction - ISOLATE, WP2, project report.

Mazzoni S., McKenna F., Scott M. H., Fenves G. L. (2006). OpenSees command language manual. University of California, Berkeley.

McGann C. R., Arduino P., Mackenzie-Helnwein P. (2012). Stabilized single-point 4-node quadrilateral element for dynamic analysis of fluid saturated porous media. Acta Geotechnica, vol. 7, pp. 297-311. doi.org/10.1007/s11440-012-0168-5

Oka F., Tsai P., Kimoto S., Kato R. (2012). Damage patterns of river embankments due to the 2011 off the Pacific Coast of Tohoku Earthquake and a numerical modeling of the deformation of river embankments with a clayey subsoil layer. Soils and Foundations, vol. 52, n°5, pp. 890–909. doi.org/10.1016/j.sandf.2012.11.010

Rapti I. (2016). Numerical modeling of liquefaction-induced failure of geostructures subjected to earthquakes. Thèse de doctorat. Université Paris-Saclay - CentraleSupélec, France.

Talkeshwar R., Sukumar B. (2017). Use of rayleigh damping in geotechnical finite element analysis : An Evaluation. Indian Geotechnical Conference 2017 GeoNEst, December, pp. 2-4.

Tokimatsu K., Tamura S., Suzuki H., Katsumata K. (2012). Building damage associated with geotechnical problems in the 2011 Tohoku Pacific Earthquake. Soils and Foundations, vol. 52, n°5, pp. 956–974. doi.org/10.1016/j.sandf.2012.11.014

Yegian M. K., Ghahraman V. G., Harutiunyan R. N., Harutiunyan R. N. (1994). Liquefaction and embankement failure case histories, 1988 Armenia earthquake. Journal of Geotechnical Engineering, vol. 120, n°3, pp. 581-596. doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1994)120:3(581)

Massifs rocheux fracturés, géothermie, stockage de déchets en surface et souterrain

Application de l'impression 3D-sable pour l'étude du comportement mécanique des joints rocheux associé à leur morphologie

Joint Behavior during shear process using an innovative equivalent geometrical and 3DP technology

Emilio ABI AAD[1], Marianne CONIN[1], Olivier DECK[1], Marwan AL HEIB[2]
[1]*Université de Lorraine, CNRS GeoRessources, Ecole des Mines de Nancy, Campus Artem CS14234, 54042 Nancy Cedex, France*
[2]*Ineris – Institut National de l'Environnement Industriel et des Risques, 54042 Nancy Cedex, France*

RÉSUMÉ – L'objectif de cette étude est d'examiner l'occurrence des mécanismes d'ouverture et fermeture d'un joint rocheux soumis à des sollicitations mécaniques. Une méthodologie innovante basée sur la technologie 3DP a été appliquée pour construire la matrice et le joint. La morphologie des surfaces est assimilée à une surface fractale. Une fois imprimées, ces surfaces sont cisaillées.

ABSTRACT – The purpose of the paper is to examine how the joint aperture or closure occurs in the joint, discussing the relationship with normal stress, joint morphology, and intact matrix mechanical properties. To do this, an innovative methodology based on 3DP technology was applied to construct the matrix and joint. The surface roughness was considered to have fractal. The constructed joint underwent eighteen shear tests.

1 Introduction

Le comportement au cisaillement des joints rocheux est depuis longtemps reconnu comme un élément clé dans la compréhension du comportement mécanique des massifs rocheux fracturés ainsi que de leurs processus d'écoulement et de transport de fluides. (Chang, Konietzky, and Frühwirt 2019). La morphologie de la discontinuité rocheuse, souvent appelée rugosité, couplée aux paramètres mécaniques de la matrice et aux conditions in situ, joue un rôle important dans le comportement au cisaillement. Cependant, l'écoulement des eaux souterraines et le transport des solutés sont régis par les vides développés au contact des joints pendant le mécanisme de cisaillement ce qui correspond au phénomène de dilatance. Patton (1966) a reconnu que la rugosité apparait à plusieurs échelles et a classé les aspérités en deux catégories : (i) l'aspérité secondaire, soit l'aspérité à petite échelle contrôlant majoritairement le comportement au cisaillement pour un faible déplacement, (ii) l'aspérité primaire, soit l'aspérité à grande échelle gouvernant le comportement au cisaillement pour un grand déplacement. Barton (1973)a également spécifié, à la suite d'une campagne d'essais de cisaillement sur un joint rugueux naturel, que le comportement au cisaillement est contrôlé par les aspérités secondaires à faible contrainte normale, tandis qu'en augmentant cette dernière ces aspérités sont cisaillées et le comportement est régi par les aspérités primaires. Yang, Di, and Yen (2001) confirment ces recherches en réalisant des essais de cisaillement sur des surfaces rugueuses assimilées à un objet fractal 1D et moulées dans du polystyrène. De nombreuses études ont été menées pour examiner l'effet de la forme et de la dégradation de l'aspérité sur le comportement au cisaillement pendant le processus de cisaillement. (Zhang et al. 2019; Bahaaddini et al. 2016). Asadi, Rasouli, and Barla (2013) ont montré, sur la base d'essais de cisaillement réalisés sur des joints de mortier de forme triangulaire et ondulée, qu'en augmentant l'angle d'inclinaison de l'aspérité le mode de rupture passe du glissement de l'aspérité à l'écrasement et à la propagation de la fissuration dans la matrice; par

conséquent, la rupture se produit au sein de la matrice et le comportement post-pic dépend des propriétés mécaniques du matériau. Plus tard, Song et al. (2015) ont conclu que pour une aspérité auto-similaire à l'échelle du micromètre, la contrainte de cisaillement maximale augmente avec l'amplitude de l'aspérité. Lorsque la longueur d'onde ou l'amplitude de l'aspérité est importante, celle-ci commence à se fracturer ; dans le cas contraire la plasticité est observée dans la matrice sous l'aspérité.

Trois méthodes permettent de décrire quantitativement la rugosité de la surface d'une fracture : (i) La méthode empirique subjective JRC (joint roughness coefficent) proposée par N. Barton and Choubey (1977), et adoptée par l'ISRM. Cependant, afin de minimiser la subjectivité de la détermination du JRC, d'autres approches ont été proposées : (ii) l'analyse statistique qui a établi de nombreux paramètres pour quantifier la forme de la rugosité, classés en trois groupes : amplitude, espacement et paramètres hybrides (Zeynep Bade Sozer 2005; Myers 1962; Tatone and Grasselli 2009) ; (iii) la méthode fractale proposée pour la première fois par Mandelbort (Benoit 1985). Par la suite, de nombreuses études ont été consacrées à l'identification d'une surface fractale avec une réplication auto-affine ayant un grand potentiel pour décrire la rugosité de surface d'un joint rocheux naturel, par exemple le granit, le grès ou le marbre, sur plusieurs ordres de grandeur (Odling 1994; Candela et al. 2012; Li et al. 2017). De telles surfaces garantissent une invariance d'échelle, et sont statiquement invariantes par transformation.

$$\mathbf{x} \to \boldsymbol{\lambda}\,\mathbf{x};\ \mathbf{y} \to \boldsymbol{\lambda}\,\mathbf{y};\ \mathbf{z}(\mathbf{x},\mathbf{y}) \to \boldsymbol{\lambda}^{\mathbf{H}}\,\mathbf{z}(\mathbf{x},\mathbf{y}) \quad (1)$$

Avec *H* appelé l'exposant de Hurst.

Par conséquent, l'objectif de ce travail est d'analyser expérimentalement la relation entre la rugosité de la fracture, le comportement au cisaillement et la dilatation à diverses charges normales pour un joint rocheux constitué d'un matériau granulaire cohésif. A cette fin, une approche innovante basée sur la technologie d'impression 3D (3DP) utilisant du sable et un liant liquide est adoptée pour fabriquer le joint rocheux rugueux artificiel en raison de sa grande précision et de sa répétabilité (Perras and Vogler 2019; Nyembwe et al. 2016; Jaber et al. 2020). Différentes surfaces rugueuses reproduisant les joints rocheux naturels (de lisses à plus rugueux) sont générées numériquement comme objet 3D fractal auto-affine en contrôlant précisément leurs paramètres géométriques.

2 Matériel artificiel : 3DP

2.1 Impression 3D

Dans cet article, le matériau analogue à la roche est un matériau artificiel, alliant sable de silice GS140 et liant phénolique, imprimé par procédé 3DP « Binder Jetting » grâce à l'imprimante 3D VX1000 de Volxejet. Ce procédé consiste à appliquer un liant sélectif pour agglomérer les grains de sable et créer les formes requises. L'épaisseur de la couche imprimée est comprise entre 250 µm et 300 µm. Les propriétés du matériau analogue dépendent de la teneur en liant, du sens d'impression et des conditions de stockage, notamment le temps et la température.(Jacques-hulin 2019)

2.2 Préparation des spécimens pour les essais mécaniques

Une campagne d'essais de compression uniaxiale et de flexion trois points a été réalisée pour caractériser le comportement macro-mécanique de la roche analogue. Deux types d'éprouvettes sont imprimés : cylindrique (D=38 mm, H=76 mm) et prismatique (w=e=34 mm, L=150 mm) (Figure 1). En raison de l'anisotropie induite par le processus d'impression 3D, les échantillons sont imprimés dans trois directions perpendiculaires X, Y et Z, avec trois

teneurs en liant différentes : 6,5 % (pourcentage le plus élevé), 5,7 % (pourcentage intermédiaire) et 5 % (pourcentage minimum pour assurer la cohésion du matériau).

Figure 1 Echantillons cylindriques et poutres imprimées en 3D en direction X

2.3 *Résultats des essais de compression uniaxiale et de flexion trois points*

Les essais de compression uniaxiale et de flexion trois points sont respectivement réalisés sur les éprouvettes cylindriques et prismatiques. Ces dernières sont chargées jusqu'à la rupture à une vitesse constante de 0,2 mm/s lors des essais de compression et de 0,1 mm/s ou 0,05 mm/s lors des essais de flexion. Au moins trois essais sont réalisés pour chaque configuration (sens d'impression ; taux de liant W). Les échantillons sont testées à température ambiante et après un temps de stockage identique de deux mois. Les résultats montrent la répétabilité des essais de compression. Dans 90% des cas, les éprouvettes imprimées dans les directions X et Y présentent un comportement fragile, tandis qu'un comportement ductile (un léger plateau) est observé pour la direction Z. Les résultats indiquent que l'UCS, σ_t et E dépendent fortement de la teneur en liant (W) et de la direction d'impression (Figure 2 et Figure 3). Dans le détail, UCS, σ_t et E augmentent avec la teneur en liant. Les propriétés les plus élevées sont mesurées pour les éprouvettes imprimées selon la direction Y. Par conséquent, ce procédé 3DP pourrait être une reproduction intéressante d'une roche intacte anisotrope altérée, faible à moyennement rigide, très faible à faible résistance, et très faible à faible fragilité (UCS/ σ_t<10)

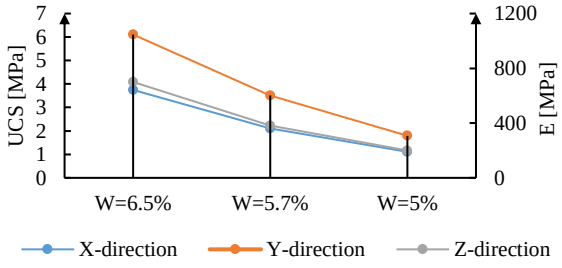


Figure 2. UCS et module de Young (E) des éprouvettes 3DP en fonction de la teneur en liant (W)

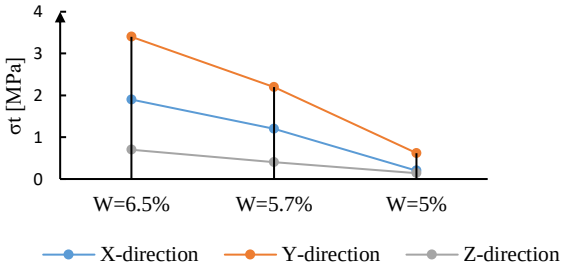


Figure 3. Résistance à la traction (σt) des éprouvettes 3DP en fonction de la teneur en liant (W)

3 Joint rocheux artificiel

3.1 *Caractérisation de la morphologie du joint rocheux*

Le « Power Spectrum Density (*PSD*) » est défini comme la transformée de Fourier de la fonction d'autocorrélation des ondes composant un signal (1D) ou une surface (2D). Cette méthode a été utilisée avec succès comme description quantitative pour générer une surface fractale 3D en additionnant différentes ondes périodiques à diverses échelles.(Persson 2014; Nie et al. 2019). Pour une surface fractale auto-affine, le trace log-log (PSD) révèle une tendance linéaire entre le logarithme de l'amplitude de l'onde et sa fréquence : -2(H+1), où H est appelé l'exposant de Hurst lié aux dimensions fractales D_f via H=3-D_f (Kulatilake, Um, and Pan 1998).Le *PSD* d'une surface fractale auto-affine dépend de six paramètres caractérisant la topographie de la surface (**Erreur ! Source du renvoi introuvable.**).

Tableau 1. Paramètres de surface fractale auto-affine utilisés dans la méthode PSD

Paramètres r		Description	Rough corrélation
H	Exposant de Hurst	Varie entre 0,5 (surface rugueuse) et 0,99 (surface lisse)	-
σ	Ecart type	Contrôle l'amplitude de l'aspérité	+
q_{min}	Smaller wave-vector	Plus petit vecteur d'onde possible selon la taille de la surface	+
q_{max}	Cut-off wave-vector	Plus grand vecteur d'onde possible selon l'échelle de mesure	+
$q_{roll-off}$	Roll-off wave-vector	Longueur de corrélation auto-affine : aucune corrélation fractale avec la topographie pour une longueur d'onde supérieure ou égale à roll-off wave	+

Six surfaces rugueuses auto-affines idéales similaires à un joint rocheux naturel de dimension 150mm × 150mm sont générées par la méthode PSD. Elles présentent la même forme de rugosité mais des valeurs différentes du couple (H_i= 0,5-0,75-0,99 ; σ_j =0,75-1). La longueur d'onde « roll-off » est fixée à environ 42 mm et la plus petite est 1 mm. La Figure 4 présente deux exemples de surfaces numériques.

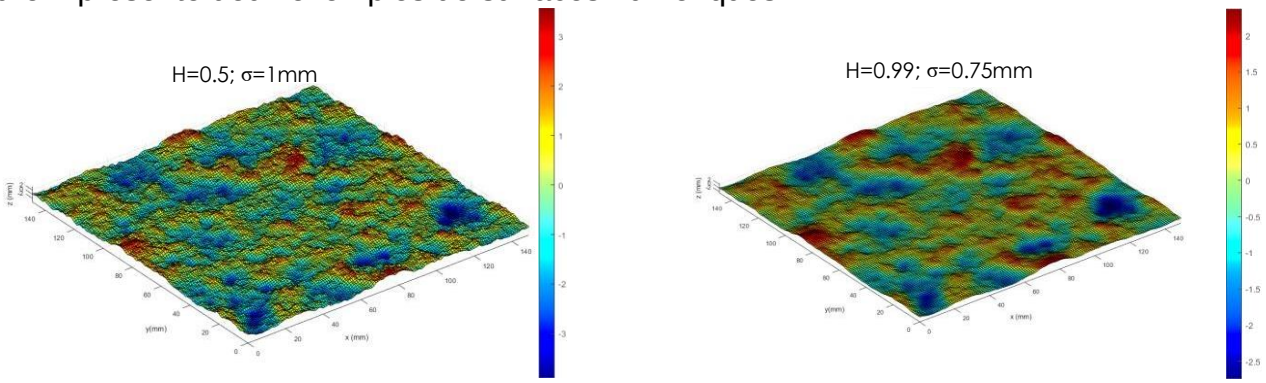


Figure 4. Surface numérique 150×150cm auto-affine, avec δx=δy=1mm, a) (H=0.5 ; σ=1mm) surface rugueuse b) (H=0.99 ; σ=0.75mm) surface lisse

Tableau 2 Propriétés fractales des surfaces rugueuses numériques

Surface	$[H_i]_{initial}$	$[\sigma_j]_{initial}$ .10-3	Rugosité
S1	0.99	0.75	lisse ↓ Rugeuse ↓
S2	0.75	0.75	
S3	0.99	1.0	
S4	0.5	0.75	
S5	0.75	1.0	
S6	0.5	1.0	

3.2 Impression et scanning 3D des joints artificiels

Les joints artificiels ont été imprimés avec un W de 5,7% selon Z, puis scannés avec un scanner 3D DEA Gamma basé sur le concept de triangulation optique. La vitesse de numérisation est de 5mm/s avec une précision de 50µm, et δx,y=300µm. Les résultats confirment que les surfaces imprimées sont isotropes dans le plan X-Y. Les écarts entre les surfaces numérisées et imprimées mettent en évidence les limites de résolution (longueur d'onde entre 8 et 2.5mm) de l'imprimante 3D. (Figure 6).

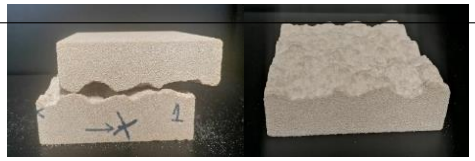


Figure 5. Echantillon de cisaillement imprimé en 3D

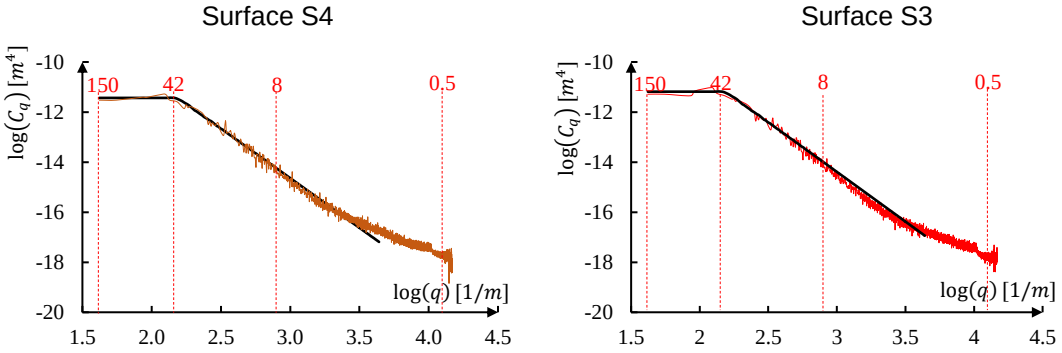


Figure 6. Comparaison entre le PSD des surfaces numériques (lignes noires) et les surfaces imprimées (orange pour la surface S4, rouge pour la surface S3)

4 Essai de cisaillement direct

Les essais de cisaillements directs sont réalisés avec une de boite de casagrande composée de deux demi-boîtes et conçue pour des échantillons d'une surface maximale de 1500 mm × 1500 mm. La partie supérieure se déplace verticalement dans la direction (-Z) et horizontalement dans (-X), alors que la partie inférieure se déplace horizontalement dans (X). Le dispositif est équipé de trois capteurs de force pour mesurer les charges normales et tangentielles, ainsi que de six capteurs différentiels linéaires variables (LVDT) mesurant le déplacement normal de la moitié supérieure et le déplacement tangentiel des deux boîtes. Les valeurs moyennes des deux capteurs de cisaillement et des LVDT sont utilisées pour les charges de cisaillement et le déplacement normal et tangentiel. Les essais sont effectués sous condition de charge normale constante (σ_n/UCS=20%, σ_n/UCS=35% et σ_n/UCS=55%).

5 Résultats des essais de cisaillement

Les six surfaces présentent la même tendance pour les résultats de cisaillement. Les contraintes de cisaillement maximales et résiduelles (τ_p, τ_r) augmentent avec la contrainte normale. L'exposant de Hurst (H) et l'écart type (σ) n'influent pas sur les contraintes de cisaillement maximales (Tableau 3). La Figure 7 montre les résultats pour les surfaces S3 et S4. La contrainte de cisaillement atteint une valeur maximale, puis diminue jusqu'à une valeur résiduelle constante d'environ 70%-90% de la valeur maximale. Cet écart est classiquement observée lors d'essais de cisaillement sur des joints de roche naturelle (Olsson and Barton 2001) et est interprétée comme la conséquence de l'endommagement de la surface.

Tableau 3. Résultats des contraintes de cisaillement au pic (τ_p) et résiduelles (τ_r)

Surface	σ_n / UCS =20%		σ_n / UCS =35%		σ_n / UCS =55%	
	τ_p [MPa]	τ_r [MPa]	τ_p [MPa]	τ_r [MPa]	τ_p [MPa]	τ_r [MPa]
S1	0.23	0.21	0.49	0.43	0.72	0.65
S2	0.27	0.24	0.50	0.44	0.70	0.63
S3	0.32	0.29	0.54	0.43	0.76	0.51
S4	0.19	0.16	0.45	0.38	0.76	0.66
S5	0.24	0.20	0.47	0.41	0.79	0.66
S6	0.23	0.17	0.49	0.40	0.76	0.64

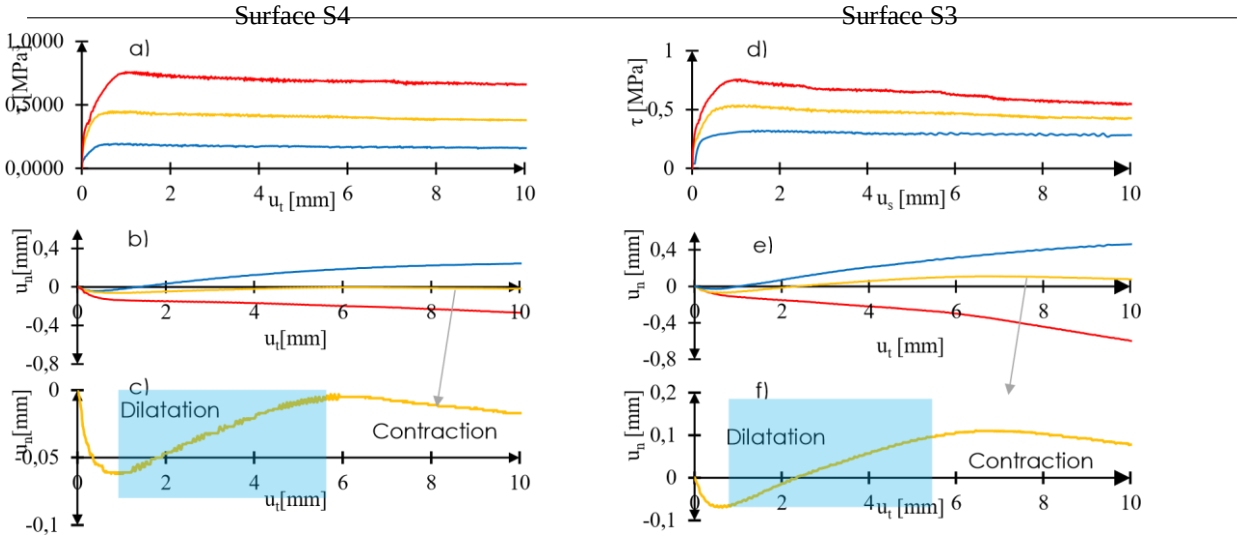


Figure 7. Comportement en cisaillement (a,d) et dilatation (b,c,e,f) pour les surfaces S3 et S4 pour σ_n/UCS=20% (courbe bleue), σ_n/UCS=35% (orange), et σ_n/UCS=55% (rouge)

Cet endommagement est principalement observé sur les aspérités secondaires (figure 8). La Figure 8 montre que la dégradation des aspérités évolue avec l'augmentation de la contrainte normale. Sous une contrainte faible σ_n/USC=20%, les aspérités primaires et secondaires sont nettement moins endommagées et accompagnées d'un comportement de dilatation, tandis que dans le cas de σ_n/USC=55%, toutes les aspérités sont complètement cisaillées et une contraction est observée. (Figure 7b, e et Figure 8). Pour la contrainte intermédiaire, une phase de dilatation est suivie d'une phase de contraction. (Figure 7c, f). La Figure 9 montre des photos de la surface S4 à la fin de l'essai de cisaillement (après 15mm de déplacement tangentiel) sous une contrainte normale égale à σ_n/USC=20%, σ_n/USC=35% et σ_n/USC=55%, respectivement. Les observations révèlent que : (i) la dilatation du joint est associée à une ouverture (zone bleue), (ii) des zones de contraction et d'endommagement (zone rouge) sont détectées même sous faible contrainte normale au même endroit, et augmentent avec la contrainte normale, (iii) des fissures se développent progressivement au cours des essais. Elles s'étendent progressivement à l'intérieur de la matrice. Trois séries de fissures (lignes bleue, jaune et verte) sont identifiées. Elles s'initient toujours au même endroit, quelle que soit la contrainte normale, mais sont plus nettes sous contrainte normale intermédiaire et supérieure.

Figure 8. S4 avant et après cisaillement pour σ_n/UCS=20%, σ_n/UCS=35%, et σ_n/UCS=55%. Les zones vertes et jaunes sont les mêmes dans les 4 cas (avant et après cisaillement). La zone verte correspond à la zone endommagée dans la direction perpendiculaire au cisaillement, et la zone jaune correspond à la zone endommagée dans la direction du cisaillement.

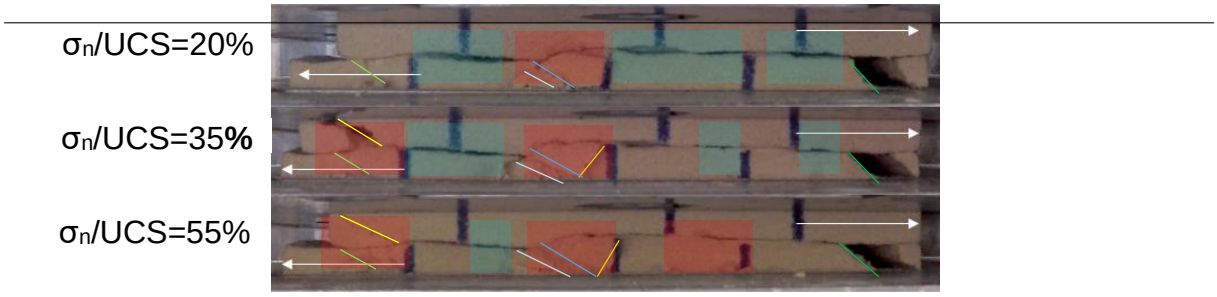


Figure 9. Photos de la surface S4 cisaillée sous différentes contraintes normales σn/UCS=20%, σn/UCS=35%, and σn/UCS=55%, ouverture mécanique (zones bleues), contraction et endommagement (zones rouges), fissures (bleues, jaunes et vertes).

Les différentes surfaces rugueuses sont décomposées en quatre plages de longueur d'onde (λ) : [150mm, 42mm], [150mm, 8mm], [150mm, 2.5mm], et [150mm, 0.5mm] en utilisant la technique FFT. Les plages sont définies en fonction de la variation de l'exposant de Hurst détecté sur les surfaces imprimées. (Figure 6). Le Tableau 4 présente les calculs des pentes au quantile 95 % de chaque plage de longueur d'onde de chaque surface. Les résultats montrent que l'angle de dilatation est approximativement égal à la pente au quantile de 95% de la longueur d'onde au-dessus de 42mm, ce qui prouve que les aspérités primaires contrôlent principalement la dilatation indépendamment des aspérités secondaires.

Tableau 4. Comparaison entre l'angle de dilatation expérimental et le quantile 95 % de la distribution des angles des surfaces numériques pour différentes longueurs d'onde.

	Θ [°]-95% Quantile				Angle de dilatance ψ [°]
	λ > 42mm	λ > 8mm	λ > 2.5mm	λ > 0.5mm	
S1	3.8	12.5	14.7	19.7	4.1
S2	3.3	13.5	17.2	21.4	3.8
S3	5.0	16.4	18.9	22.3	4.2
S4	3.2	14.9	21.8	25.7	4.1
S5	5.0	18.2	23.2	26.6	Contraction
S6	4.3	19.7	28.0	31.5	Contraction

6 Conclusion

Cette étude présente une nouvelle méthode pour reproduire des joints rocheux artificiels avec des paramètres géométriques et mécaniques contrôlables en utilisant la technologie 3DP « Binder Jetting » à base de sable et liant phénolique. Ce procédé permet de reproduire un joint rocheux naturel altéré constitué d'un matériau rocheux granulaire cohésif de faible résistance. Pour caractériser mécaniquement le comportement du joint artificiel, des essais de compression et de flexion trois points sont d'abord réalisés sur le matériau, puis des essais de cisaillement sur différentes configurations de joints. Les principales conclusions sont :
(i) En augmentant la contrainte normale au-dessus de 35% de la valeur UCS, on remarque une fermeture des ouvertures associées aux zones de contraction et d'endommagement. Ainsi, la matrice cède, et les fissures se propagent dans la matrice,
(ii) Pour un joint de roche altérée de morphologie naturelle, la contrainte de cisaillement et l'angle de dilatation dépendent de la plus petite aspérité, non cassée.
En complément de cette étude, une série d'essais de cisaillement sera prochainement effectuée sur des surfaces rugueuses avec d'autres géométries fractales pour confirmer ces résultats, et découvrir quelle échelle d'aspérités contrôle les comportements pré-pic et post-pic.

7 Références bibliographies

Asadi, M. S., V. Rasouli, and G. Barla. 2013. "A Laboratory Shear Cell Used for Simulation of Shear Strength and Asperity Degradation of Rough Rock Fractures." *Rock Mechanics and Rock Engineering* 46 (4): 683–99. https://doi.org/10.1007/s00603-012-0322-2.

Bahaaddini, M., P. C. Hagan, R. Mitra, and M. H. Khosravi. 2016. "Experimental and Numerical Study of Asperity Degradation in the Direct Shear Test." *Engineering Geology* 204: 41–52. https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2016.01.018.

Barton, N., and V. Choubey. 1977. "The Shear Strength of Rock Joints in Theory and Practice." *Rock Mechanics Felsmechanik Mécanique Des Roches* 10 (1–2): 1–54. https://doi.org/10.1007/BF01261801.

Barton, Nicholas. 1973. "Review of a New Shear-Strength Criterion for Rock Joints." *Engineering Geology* 7 (4): 287–332. https://doi.org/10.1016/0013-7952(73)90013-6.

Benoit, B Mandelbrot. 1985. "Self-Affine Fractals and Fractal Dimension." *Physica Scripta* 32 (4): 257. http://stacks.iop.org/1402-4896/32/i=4/a=001.

Candela, Thibault, Franois Renard, Yann Klinger, Karen Mair, Jean Schmittbuhl, and Emily E. Brodsky. 2012. "Roughness of Fault Surfaces over Nine Decades of Length Scales." *Journal of Geophysical Research: Solid Earth* 117 (8): 1–30. https://doi.org/10.1029/2011JB009041.

Chang, Lifu, Heinz Konietzky, and Thomas Frühwirt. 2019. "Strength Anisotropy of Rock with Crossing Joints: Results of Physical and Numerical Modeling with Gypsum Models." *Rock Mechanics and Rock Engineering* 52 (7): 2293–2317. https://doi.org/10.1007/s00603-018-1714-8.

Jaber, Jana, Marianne Conin, Olivier Deck, Mohamed Moumni, Olivier Godard, and Samuel Kenzari. 2020. "Investigation of the Mechanical Behavior of 3D Printed Polyamide-12 Joints for Reduced Scale Models of Rock Mass." *Rock Mechanics and Rock Engineering* 53 (6): 2687–2705. https://doi.org/10.1007/s00603-020-02064-9.

Jacques-hulin, Marjorie. 2019. "Développement d'une Méthode de Conception de Moules Hybrides En Fonderie. Thèse de Doctorat de l'univerité de Reims Champagne-Ardenne, France."

Kulatilake, P. H.S.W., J. Um, and G. Pan. 1998. "Requirements for Accurate Quantification of Self-Affine Roughness Using the Variogram Method." *International Journal of Solids and Structures* 35 (31–32): 4167–89. https://doi.org/10.1016/S0020-7683(97)00308-9.

Li, Y., J. Oh, R. Mitra, and I. Canbulat. 2017. "A Fractal Model for the Shear Behaviour of Large-Scale Opened Rock Joints." *Rock Mechanics and Rock Engineering* 50 (1): 67–79. https://doi.org/10.1007/s00603-016-1088-8.

Myers, N. O. 1962. "Characterization of Surface Roughness." *Wear* 5 (3): 182–89. https://doi.org/10.1016/0043-1648(62)90002-9.

Nie, Zhi hong, Xiang Wang, Dong liang Huang, and Lian heng Zhao. 2019. "Fourier-Shape-Based Reconstruction of Rock Joint Profile with Realistic Unevenness and Waviness Features." *Journal of Central South University* 26 (11): 3103–13. https://doi.org/10.1007/s11771-019-4239-8.

Nyembwe, K., M. Mashila, P. J.M. van Tonder, D. J. de Beer, and E. Gonya. 2016. "Physical Properties of Sand Parts Produced Using a Voxeljet Vx1000 Three-Dimensional Printer." *South African Journal of Industrial Engineering* 27 (3SpecialIssue): 136–42. https://doi.org/10.7166/27-3-1661.

Odling, N E. 1994. "Natural Fracture Profiles, Fractal Dimension and Joint Roughness Coefficients." *Rock Mechanics and Rock Engineering* 27 (3): 135–53. https://doi.org/10.1007/BF01020307.

Olsson, R., and N. Barton. 2001. "An Improved Model for Hydromechanical Coupling during Shearing of Rock Joints." *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 38 (3): 317–29. https://doi.org/10.1016/S1365-1609(00)00079-4.

Patton, F D. 1966. "Multiple Model of Shear Failure in Rock." In *Proceedings of the 1st Congress of the International Society for Rock Mechanics (ISRM)*, 509–13.

Perras, Matthew A., and Daniel Vogler. 2019. "Compressive and Tensile Behavior of 3D-Printed and Natural Sandstones." *Transport in Porous Media* 129 (2): 559–81. https://doi.org/10.1007/s11242-018-1153-8.

Persson, B. N.J. 2014. "On the Fractal Dimension of Rough Surfaces." *Tribology Letters* 54 (1): 99–106. https://doi.org/10.1007/s11249-014-0313-4.

Song, H., R. J. Dikken, L. Nicola, and E. Van Der Giessen. 2015. "Plastic Ploughing of a Sinusoidal Asperity on a Rough Surface." *Journal of Applied Mechanics, Transactions ASME* 82 (7): 1–8. https://doi.org/10.1115/1.4030318.

Tatone, Bryan S.A., and Giovanni Grasselli. 2009. "A Method to Evaluate the Three-Dimensional Roughness of Fracture Surfaces in Brittle Geomaterials." *Review of Scientific Instruments* 80 (12). https://doi.org/10.1063/1.3266964.

Yang, Z Y, C C Di, and K C Yen. 2001. "The Effect of Asperity Order on the Roughness of Rock Joints." *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 38 (5): 745–52. https://doi.org/10.1016/S1365-1609(01)00032-6.

Zeynep Bade Sozer. 2005. "TWO DIMENSIONAL CHARACTERIZATION OF TOPOGRAPHIES OF GEOMATERIAL PARTICLES AND SURFACES A Dissertation Presented To The Academic Faculty By Zeynep Bade Sozer In Partial Fulfillment Of the Requirements for the Degree Doctor of Philosophy in Civil and Enviro."

Zhang, Xiaobo, Qinghui Jiang, P. H.S.W. Kulatilake, Feng Xiong, Chi Yao, and Zhicheng Tang. 2019. "Influence of Asperity Morphology on Failure Characteristics and Shear Strength Properties of Rock Joints under Direct Shear Tests." *International Journal of Geomechanics* 19 (2): 1–13. https://doi.org/10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0001347.

MODELISATION DU COMPORTEMENT A LONG TERME D'UN ALVEOLE DE STOCKAGE DU PROJET CIGEO

MODELLING OF THE LONG TERM BEHAVIOR OF A DISPOSAL TUNNEL IN CIGEO PROJECT

Marco CAMUSSO[1], Minh-Ngoc VU[2], Odile OZANAM[2]
[1] *Itasca Consultants SAS, Lyon, France*
[2] *ANDRA, Châtenay-Malabry, France*

RÉSUMÉ – Cet article présente une analyse du comportement à long terme d'un alvéole de stockage MAVL (déchets exothermiques de Moyenne Activité à Vie Longue). L'influence du taux de déconfinement à la pose des voussoirs (représentatif de la distance de calage de l'anneau au terrain) et celle du dégagement de la chaleur des colis sont étudiées en termes d'évolution des efforts dans le béton lors de la phase d'exploitation du stockage.

ABSTRACT – The paper analyses the long-term behavior of a large diameter tunnel in which exothermic intermediate-level long-lived waste canisters are disposed of. The work focuses on the influence of the stress release ratio at the installation of the tunnel support and the thermal power released from the waste canisters on the concrete stress evolutions during the operational phase, through coupled thermo-mechanical analyses.

1. Introduction

Dans le cadre des études de faisabilité du projet CIGEO, des analyses thermomécaniques couplées ont été réalisées avec le logiciel *FLAC3D* (Itasca, 2019) pour analyser le comportement à long terme d'un alvéole de grand diamètre (environ 10 m) dans lesquelles seront stockés des déchets exothermiques MAVL (Moyenne Activité à Vie Longue). Ces ouvrages seront creusés au tunnelier avec la mise en place de voussoirs calés au massif par l'intermédiaire d'un matériau compressible. Cette couche présente une déformabilité importante (~50%) sous une faible contrainte radiale (2-3 MPa) et permettra de retarder et ainsi limiter le développement des contraintes dans le béton lors de la phase d'exploitation du stockage.

L'accent est mis dans cette étude sur l'influence du taux de déconfinement à la pose des voussoirs, et donc de la distance de calage de l'anneau de revêtement au terrain. On observe notamment que la prise en compte du couplage thermomécanique tout comme l'utilisation d'un taux de déconfinement plus important favorisent l'évolution des convergences de l'argilite et donc le développement de contraintes plus importantes dans le béton. Cependant, la fin du palier plastique du matériau compressible n'étant jamais atteinte, ce matériau continue de jouer son rôle de matériau « fusible », ce qui permet de garder les efforts dans les voussoirs en-deçà de leurs valeurs admissibles.

2. Conceptualisation des modèles numériques

2.1. Géométrie de l'alvéole MAVL et du modèle

Le principe de base du stockage des déchets proposé par l'ANDRA est celui d'un stockage modulaire et fractionné, situé sur un seul niveau au sein de la couche des argilites du Callovo-Oxfordien. Cette étude se concentre sur l'un des alvéoles de la zone de stockage dédiée aux déchets MAVL, dont la géométrie de la section est présentée en Figure 1 : les voussoirs en béton de classe C60/75 de diamètre intrados de 8,7m et d'épaisseur de 0,5m sont calés au terrain par une épaisseur de 20 cm de matériau compressible. Le diamètre

extrados de revêtement de l'alvéole est donc de 10,1m, ce qui dans le modèle numérique correspond également au diamètre d'excavation. Dans la réalité, l'excavation réalisée par un tunnelier nécessite une surcoupe, qui conduit à un diamètre excavé un peu plus grand. Le vide annulaire restant entre le revêtement et le terrain est ensuite comblé par un matériau de remplissage, mais cet élément n'est pas pris en compte dans la simulation.

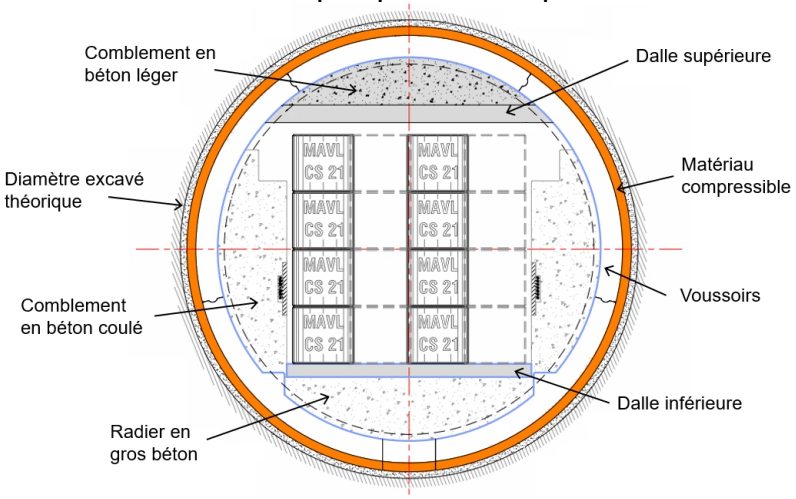


Figure 1. Géométrie de la section de l'alvéole MAVL étudiée.

2.2. Modèle de comportement de l'argilite

L'argilite du massif est simulée dans le logiciel *FLAC3D* avec une loi de comportement permettant de décrire à la fois les phénomènes à court et long terme. Dans sa version initiale, dont le développement a été basée sur les travaux de Souley et al. (2011), le comportement court terme est modélisé avec une loi de Hoek-Brown à double écrouissage, positif dans un premier temps pour simuler l'endommagement, puis négatif pour reproduire le passage de la résistance du pic au résiduel. Le comportement différé est modélisé par une loi de type Lemaitre avec seuil (Souley et al., 2011), dont les déformations viscoplastiques sont accélérées par la plasticité. Le paramètre d'écrouissage, gouvernant l'évolution de la résistance de l'argilite et son comportement différé, est la déformation plastique de cisaillement.

Depuis cette version initiale, plusieurs modifications ont été apportées à la loi, dans l'objectif de mieux reproduire – avec un seul jeu de paramètres – le comportement du terrain tel qu'observé dans les ouvrages du Laboratoire Souterrain de Meuse/Haute-Marne (LSMHM), pour des galeries orientées selon les deux directions de contraintes horizontales principales, σ_H et σ_h. Notons que $\sigma_h \approx \sigma_v$ (avec σ_v la contrainte verticale) et $\sigma_H \approx 1{,}3\sigma_h$. Parmi ces modifications, les plus importantes concernent :

- la redéfinition du paramètre d'écrouissage, défini non plus seulement comme l'intégrale des incréments de la déformation plastique de cisaillement, mais également de la déformation viscoplastique. Le fluage lui-même est donc pris en compte comme un phénomène pouvant transformer le matériau et donc produire un endommagement ;
- la transition du comportement fragile à ductile sous l'effet de l'augmentation de la contrainte de confinement, σ_3 (fragile pour σ_3=0, ductile pour $\sigma_3=\sigma_{3,ref}$=20MPa).
- le couplage du modèle de comportement à une modélisation explicite de la zone fracturée, générée autour de la galerie lors de son creusement, telle qu'illustrée au paragraphe suivant.

Le calage de l'ensemble des paramètres mécaniques de la loi et géométrique de la zone fracturée a fait l'objet de plusieurs études réalisées par ITASCA et a permis d'aboutir à une reproduction satisfaisante des convergences mesurées sur le terrain à court et moyen terme au LSMHM, sur une durée d'une dizaine d'années. Ces courbes expérimentales ont par

ailleurs été extrapolées sur une durée plus longue (200 ans) avec une loi de type empirique, ce qui a également permis de vérifier la réponse de la loi sur cette période de temps.

Concernant l'effet thermique, et notamment l'influence de la température sur le comportement viscoplastique de l'argilite, cette étude s'appuie sur les résultats des campagnes d'essais de fluage, indiquant une augmentation de la vitesse de fluage d'un facteur d'environ 3, en moyenne, lorsque la température augmente de 60°C (passant de 20°C à 80°C).

2.3. Modélisation de la zone de préfracturation autour de l'alvéole

L'étude analyse le comportement thermomécanique de l'ouvrage lors de la période d'exploitation en se focalisant principalement sur l'évolution des contraintes dans le béton des voussoirs. L'étape initiale d'excavation des galeries n'est donc reproduite que partiellement. De ce fait, l'apparition à cette étape de fractures dans l'argilite, documentée par l'ANDRA dans le laboratoire souterrain, n'est pas reproduite explicitement : en effet, ceci exige une simulation fine du procédé d'excavation ainsi que du maillage, incompatible avec l'échelle de temps à représenter (200 ans). Pour pallier cela, et dans le cadre de la modélisation *FLAC3D* du massif comme un milieu continu, une zone de préfracturation caractérisée par des propriétés mécaniques réduites est introduite autour de l'excavation en amont du calcul « initial » (Saitta et al, 2017, Camusso et al., 2020). En effet, de multiples relevés de la fracturation autour des galeries sont aujourd'hui disponibles, ce qui permet une description détaillée de la géométrie ainsi que de l'extension des fractures. Pour les ouvrages orientés selon la contrainte principale majeure σ_H (ouvrages caractérisés par un état de la contrainte initiale quasi-isotrope dans la section du tunnel), on observe toujours une anisotropie de la zone affectée par l'excavation : l'extension est plus importante dans la direction horizontale (de l'ordre de 1D à partir de la paroi, avec D le diamètre d'excavation) que dans la direction verticale (de l'ordre de 0,1D). Par ailleurs, les observations géologiques semblent indiquer que ces extensions ne dépendent pas de la taille des excavations, qu'il s'agisse des forages comme des galeries du laboratoire. Le modèle conceptuel de la zone fracturée est donc repris dans les modèles des alvéoles MAVL, orientés selon la contrainte principale majeure σ_H et de diamètre plus important (de l'ordre de 10m), en utilisant une transposition par homothétie, comme indiqué en Figure 2.

Notons que pour simplifier la modélisation de la zone fracturée, seules les propriétés mécaniques des éléments volumiques y afférant en sont affectées, tandis que les propriétés thermiques restent identiques à celles de la zone saine.

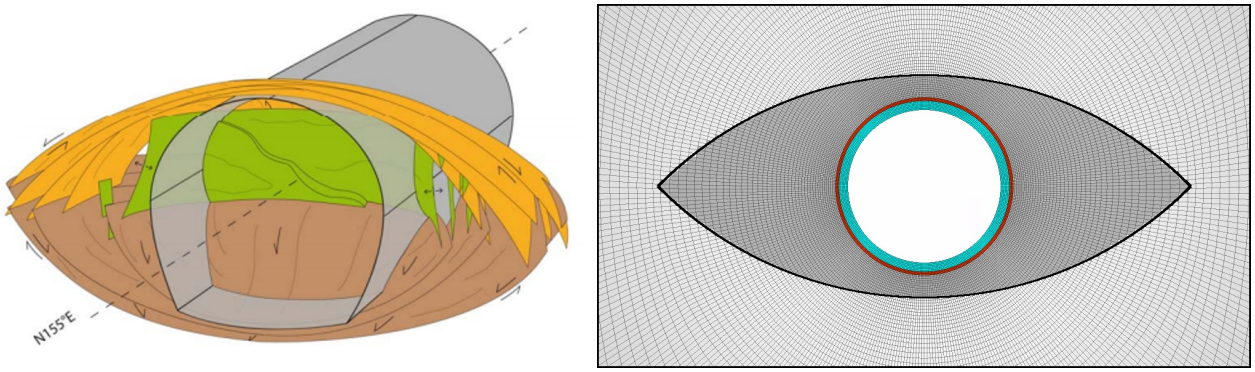


Figure 2. Modèle conceptuel de la fracturation induite par le creusement d'une galerie du LSMHM orientée selon la contrainte principale majeure (σ_H) et géométrie de la zone fracturée introduite dans le modèle *FLAC3D* de l'alvéole MAVL.

2.4. Modèle numérique et simulation du couplage thermomécanique

La longueur de l'alvéole (~500m) est beaucoup plus grande que son diamètre (~ 10m). De ce fait, l'hypothèse de la déformation plane est prise et le modèle *FLAC3D* ne reproduit

qu'une coupe 2D verticale perpendiculaire à l'axe du tunnel. Les limites latérales du modèle sont placées à 25 m de l'axe de l'alvéole, soit la moitié de la distance entre deux alvéoles adjacents du futur stockage. L'excavation est modélisée par un déconfinement progressif des forces appliquées aux parois de l'alvéole, d'abord par pas de 10% jusqu'à un taux de déconfinement de 50%, puis par pas de 1% pour suivre précisément le développement de la plasticité dans la roche autour de l'excavation. Les voussoirs sont activés pour un taux variable entre 85% et 95%, ce qui permet d'étudier de manière paramétrique l'influence de la distance de calage de l'anneau au terrain. Une fois le processus de déconfinement terminé, un temps de fluage de 4 ans est simulé avant l'introduction des déchets dans l'alvéole. L'effet des colis exothermiques est alors introduit par l'application, en paroi de l'alvéole, d'une puissance thermique équivalente et variable dans le temps, avec un calcul thermomécanique.

Le problème est partiellement découplé en effectuant d'abord un calcul thermique puis en injectant les champs de température obtenus dans un calcul mécanique. Cette approche est possible en raison de la faible énergie cinétique associée aux processus de déformation mécanique, ce qui rend le couplage thermomécanique unidirectionnel (effet de T→M mais pas de M→T, avec M le processus mécanique et T le processus thermique). Cette technique permet d'utiliser deux maillages différents pour les deux calculs, d'où des temps de calcul et des discrétisations spatiales optimisés pour les deux modélisations. En effet, l'extension importante de la diffusion de la chaleur au sein de la masse argileuse nécessite un modèle thermique, avec des limites supérieures et inférieures très éloignées du tunnel, alors que ces mêmes conditions peuvent être plus proches du tunnel lors du calcul mécanique. Au même titre, le calcul mécanique nécessite une discrétisation fine des voussoirs, pour une estimation fiable des contraintes, alors que dans le modèle thermique une discrétisation plus grossière n'affecte que marginalement les résultats et permet l'utilisation d'un pas de temps plus élevé et donc des temps de calcul plus courts.

La Figure 3 montre les deux modèles *FLAC3D*. Pour le calcul thermique, la puissance thermique des déchets est uniformément répartie sur les faces internes du béton de la chambre de stockage. Dans le modèle mécanique, ce béton du génie civil secondaire n'est pas modélisé dans les calculs présentés ici, l'objectif premier étant d'évaluer l'impact des choix de modélisation sur les efforts dans le revêtement en béton. D'autres analyses non présentées ici ont évalué l'impact du génie civil secondaire sur les efforts développés.

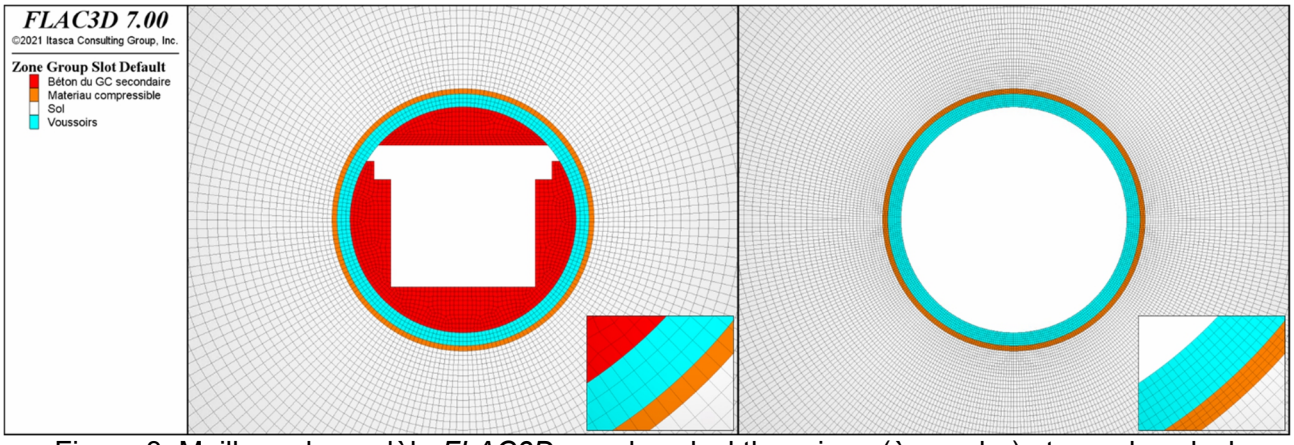


Figure 3. Maillage du modèle *FLAC3D* pour le calcul thermique (à gauche) et pour le calcul thermomécanique (à droite).

3. Influence du taux de déconfinement à la pose des voussoirs

Cette section analyse l'influence du taux de déconfinement à la pose des voussoirs sur le comportement à long terme de l'alvéole, lors de la phase d'exploitation du stockage. La Figure 4 illustre l'état de l'argilite autour de l'alvéole, à la fin du processus d'excavation et après 200 ans de fluage. On observe logiquement un passage progressif de la roche du

pré-pic au post-pic, puis au résiduel avec le temps, la déformation viscoplastique intervenant dans la définition du paramètre d'écrouissage. Par ailleurs, le calage tardif de l'anneau de voussoirs au terrain (λ passant de 85 à 95%) se traduit par un endommagement plus important, avec notamment le développement des bandes de cisaillement en parois de l'alvéole, où la zone de préfracturation introduite dans le modèle est plus développée. Ceci a un impact direct sur le chargement transmis aux voussoirs, la vitesse de fluage étant couplée - entre autres – à l'endommagement subi par la roche. La contrainte orthoradiale développée dans les voussoirs devient donc d'autant plus importante au fur et à mesure que le taux de déconfinement considéré pour le calage de l'anneau augmente (Figure 5). Cette figure illustre également l'ovalisation du revêtement à 200 ans, avec un facteur d'exagération des déplacements de 200, ce qui permet d'aboutir aux mêmes conclusions quant à l'impact de la distance de calage de l'anneau.

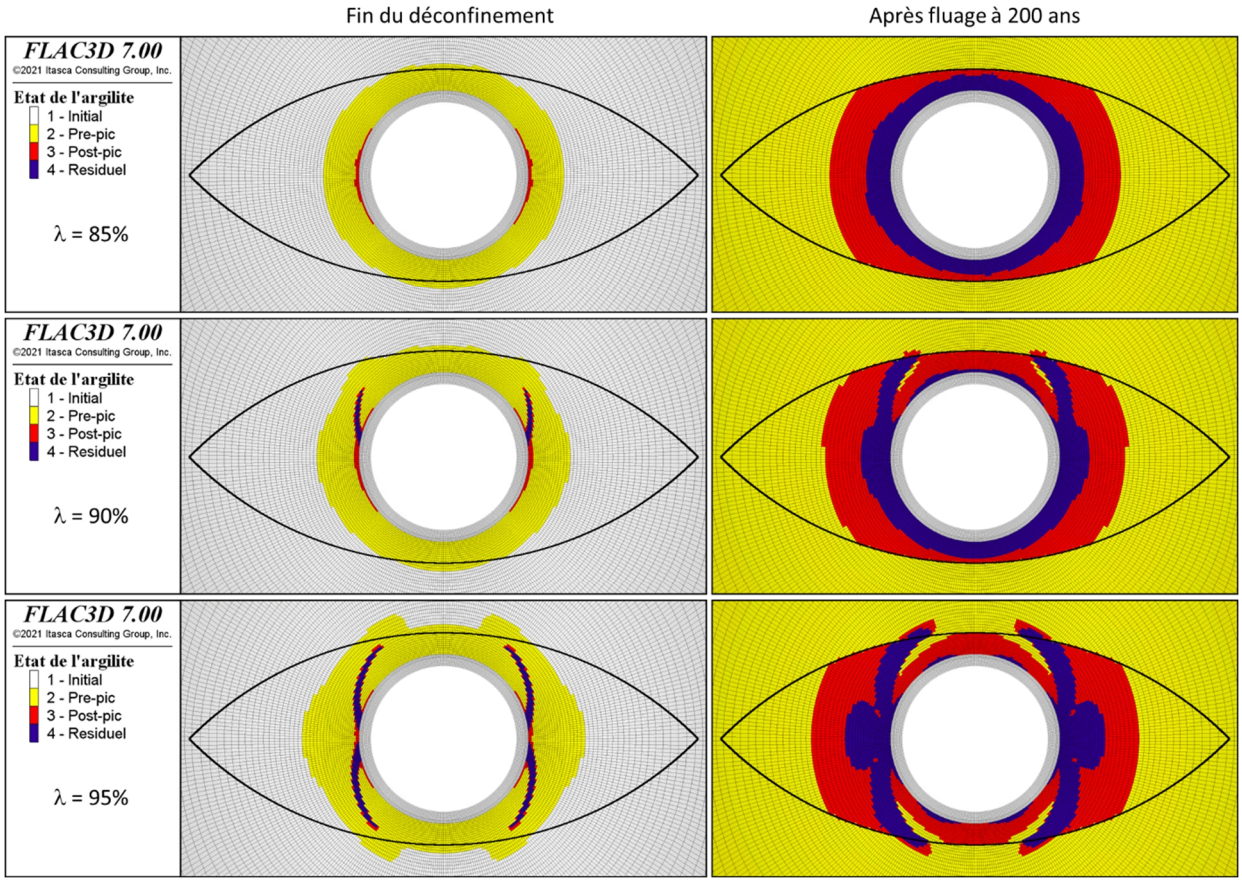


Figure 4. Etat de l'argilite autour de l'excavation, à la fin du déconfinement de l'excavation et à 200 ans, en fonction du taux de déconfinement (λ) à la pose des voussoirs.

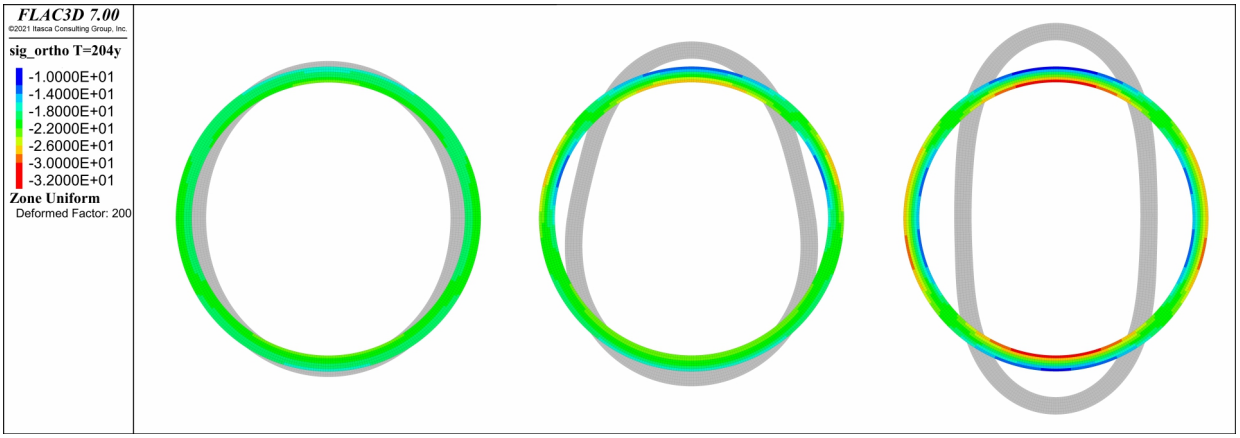


Figure 5. Contour de la contrainte orthoradiale dans les voussoirs à 200 ans, en fonction du taux de déconfinement λ à la pose des voussoirs (valeurs négatives = compression).

L'analyse des efforts induit dans les voussoirs est donnée en Figure 6 en termes de diagrammes d'interaction N-M et T-N en considérant une épaisseur des voussoirs de 50 cm et un béton de classe C60/75. Logiquement, l'apparition des bandes de cisaillement dans l'argilite en parement de l'alvéole tel qu'observé pour les cas 90% et 95%, et donc l'ovalisation de l'anneau plus prononcée, se traduit par des moments fléchissant, *M*, plus grands. On remarque cependant que les efforts restent largement en dessous des valeurs admissibles, même dans le cas d'une vérification à l'ELU. Pour cette dernière, un facteur de sécurité équivalent de 1,755 est utilisé dans les figures, valeur calculée comme la combinaison du facteur sur la contrainte développée dans le béton (1,35) et le facteur sur la résistance du béton préfabriqué des voussoirs (1,3).

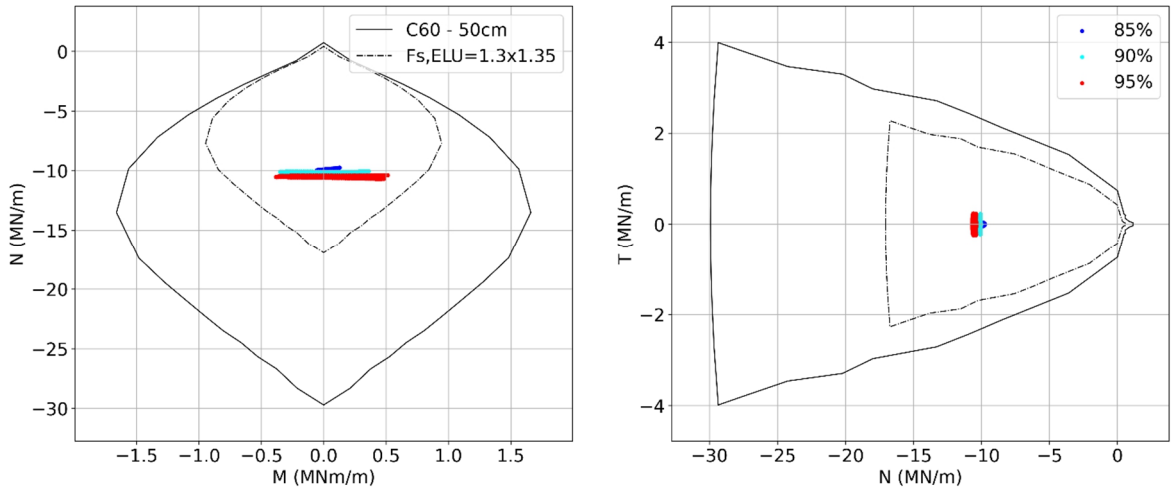


Figure 6. Diagrammes d'interaction des voussoirs à 200 ans, en fonction du taux de déconfinement (λ) à la pose des voussoirs (valeurs négatives = compression).

La présence d'une couche de matériau compressible de 20 cm, fixée à l'extrados des voussoirs mis en place à l'avancement, contribue largement à ce résultat. En effet, après une première phase élastique, ce matériau se caractérise par un palier plastique très étendu (jusqu'à une déformation de l'ordre de 50%), ce qui lui permet de reprendre efficacement les déformations différées du terrain tout en limitant le chargement transmis à l'anneau. La Figure 7 montre les profils angulaires de la déformation et de la contrainte radiale développées dans ce matériau. Les limites du palier plastique sont également indiquées, ainsi que la loi de comportement en compression œdométrique de ce matériau. On remarque des déformations, et donc des contraintes, plus importantes en correspondance de la localisation des bandes de cisaillement développées dans le terrain, mais avec des valeurs toujours situées à l'intérieur du palier plastique.

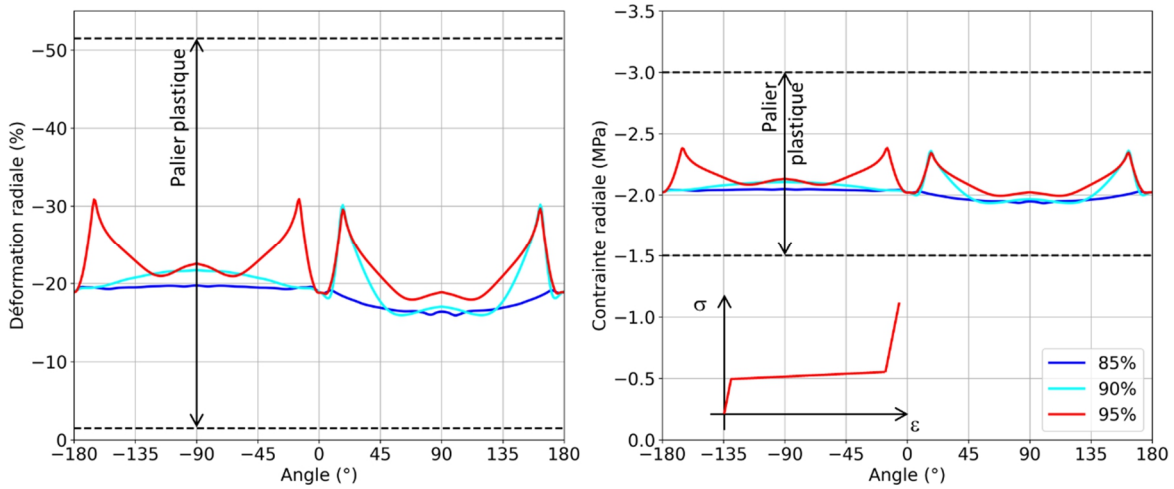


Figure 7. Profils angulaires de la déformation radiale (à gauche) et de la contrainte radiale (à droite) dans le matériau compressible à 200 ans, en fonction du taux (λ) à la pose des voussoirs.

4. Influence du couplage thermomécanique

L'influence du couplage thermomécanique est ici analysée pour un taux de déconfinement à la pose des voussoirs de 95%, en comparant le calcul thermomécanique (TM) à un calcul purement mécanique (M).

L'évolution des convergences de l'alvéole illustre une évolution plus rapide quand l'effet thermique est pris en compte, du fait de l'augmentation de la vitesse de fluage avec la température (augmentation x3, pour une augmentation de la température de 20 à 80°C) et de la dilatation thermique de la roche hôte (Figure 8). L'incrément est plus fort dans la direction horizontale, ce qui induit une ovalisation légèrement plus importante de l'anneau des voussoirs. On observe par ailleurs une augmentation plus rapide entre 30 et 50 ans, soit en correspondance du pic de la courbe de puissance thermique introduite dans l'alvéole par les colis exothermiques (pic apparaissant peu après l'arrêt du système de ventilation supposé avoir lieu dès la fin du remplissage de l'alvéole).

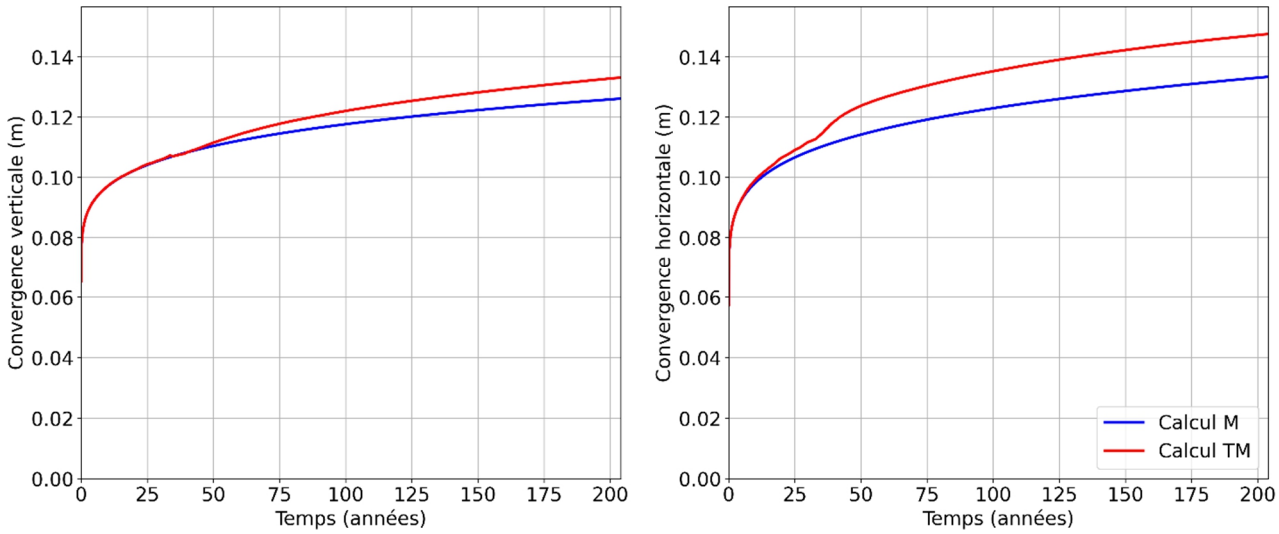


Figure 8. Evolution de la convergence verticale (à gauche) et horizontale (à droite) lors de la période d'exploitation du stockage, en fonction du type de calcul réalisé (M et TM).

L'analyse des contraintes et des efforts dans les voussoirs montre cependant des résultats similaires pour les deux calculs. Ceci est dû encore une fois à la présence du matériau compressible dont la déformabilité importante permet de reprendre efficacement les déformations du terrain induites par le fluage et la dilatation thermique.

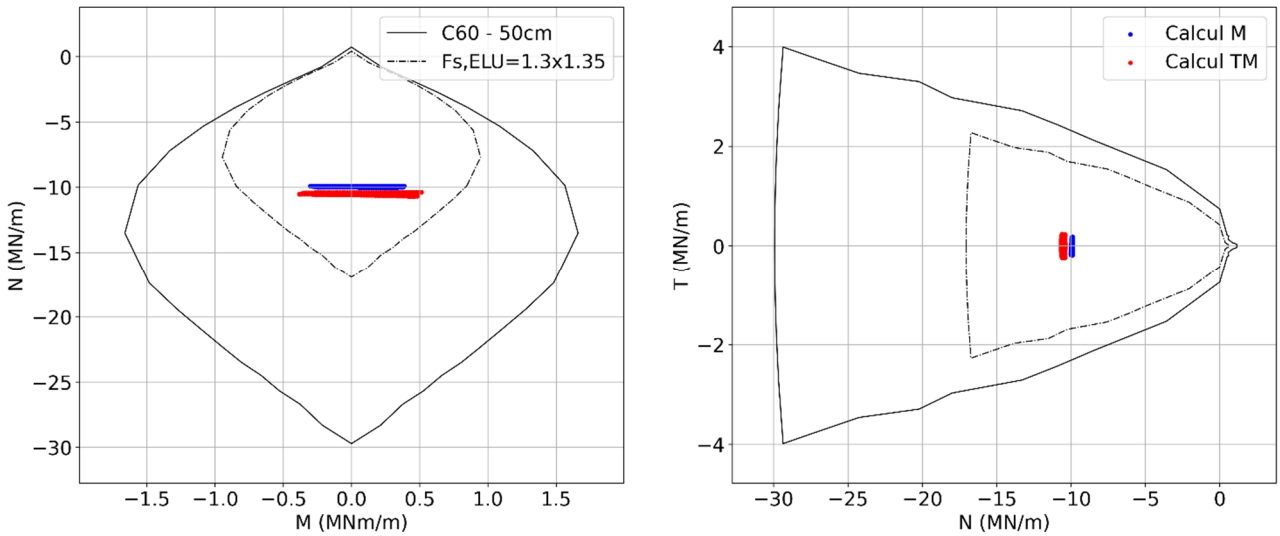


Figure 9. Diagrammes d'interaction des voussoirs à 200 ans, en fonction du type de calcul réalisé (valeurs négatives = compression).

5. Conclusions

Cette communication présente les résultats d'une étude réalisée dans le cadre du projet CIGEO dont l'objectif est de simuler le comportement d'une galerie de grand diamètre dans laquelle seront stockées des déchets exothermiques MAVL. La galerie sera creusée au tunnelier avec la mise en place de voussoirs en béton, calés au massif par l'intermédiaire d'un matériau compressible. La couche compressible est caractérisée par une déformabilité importante sous une faible contrainte permettant d'absorber la déformation différée de la roche hôte et de limiter la transmission des efforts aux voussoirs en béton.

La modélisation, bien qu'utilisant une approche continue, prend explicitement en compte la présence d'une zone fracturée autour de la galerie, induite par le processus d'excavation dont le comportement influence fortement l'ouvrage à court comme à long terme. Ceci est possible en introduisant une zone de caractéristiques mécaniques plus faibles que celles de la roche intacte, dont la forme et l'extension sont issues de l'analyse des nombreuses données, à partir d'essais et d'auscultations réalisés dans les galeries du laboratoire souterrain de Meuse/Haute-Marne.

La communication présente les résultats d'une des études de sensibilité réalisées, portant sur l'influence du taux de déconfinement à la pose des voussoirs (variable entre 85 et 95%). Les résultats sont analysés et comparés entre eux en termes d'état d'endommagement de l'argilite (pré-pic, post-pic, résiduel), ce qui permet de mettre efficacement en évidence la formation des bandes de cisaillement en parement de l'excavation. Les déformations et les contraintes, dans les voussoirs et dans le matériau compressible, sont également analysées. On observe notamment que la prise en compte du couplage thermomécanique favorise l'évolution des convergences de l'argilite et donc le développement de contraintes plus importantes dans le béton. Cette tendance de comportement est également observée, de manière contre intuitive, avec l'utilisation d'un taux de déconfinement plus important à la pose des voussoirs (et donc avec l'augmentation de la distance de calage de l'anneau de béton au terrain). Cependant, la fin du plateau plastique du matériau compressible n'étant jamais atteinte, ce matériau continue de jouer son rôle de matériau « fusible » lors de la phase d'exploitation du stockage, ce qui permet de garder les efforts dans les voussoirs en-deçà de leurs valeurs admissibles.

Les résultats présentés ici dépendent fortement des hypothèses de modélisation retenues (comme l'homogénéisation des propriétés dans la zone fracturée autour de l'excavation, la non prise en compte de l'écoulement sur la transmission de la chaleur, …), dont l'influence n'est pas analysée dans cet article mais fait l'objet d'autres publications (Alonso et al, 2021).

6. Références bibliographiques

Alonso M., Vu M., Vaunat J., Armand G., Gens A., Plua C., De Lesquen C., Ozanam O. (2021). Effect of thermo-hydro-mechanical coupling on the evolution of stress in the concrete liner of an underground drift in the Cigéo project. IOP Conference Series. Earth and Environmental Science, Vol. 833, N°1.

Camusso M., Saitta A., Ozanam O., Vu M., (2020). CIGEO radioactive waste repository project – An observation-based model of claystone behavior for thermomechanical FLAC3D simulations. Applied Numerical Modeling in Geomechanics. Billaux, Hazzard, Nelson & Schöpfer (eds.) Paper: 12-07.

Itasca Consulting Group, Inc. (2019). FLAC3D - Fast Lagrangian Analysis of Continua in Three Dimensions, Ver. 7.0., Minneapolis.

Saitta, A., Lopard, G., Petizon, T., Armand, G. (2017). Projet Cigéo – Modélisation du comportement des argilites de la galerie GRD du laboratoire souterrain de Meuse/Haute-Marne – Congrès AFTES, Paris.

Souley M., Armand G., Su K., Ghoreychi M. (2011). Modeling the viscoplastic and damage behavior in deep argillaceous rocks. Physics and chemistry of the earth. Vol. 36, issues 17-18, pp. 1949-1959.

MODELISATION NUMERIQUE DES INTERACTIONS HYDRO-MECANIQUES ENTRE FISSURES DE DESSICCATION DANS UNE ROCHE ARGILEUSE

NUMERICAL MODELING OF HYDRO-MECHANICAL INTERACTIONS BETWEEN DESICCATION CRACKS IN AN ARGILLACEOUS ROCK

Richard GIOT[1], Stephen HEDAN[1], Philippe COSENZA[1], Kassem NEJMEH[1]
[1]*UMR 7285 IC2MP, CNRS, Université de Poitiers, ENSI Poitiers, France*

RÉSUMÉ – Cette communication présente une modélisation 3D par éléments finis des interactions hydromécaniques en condition non saturée entre fissures de dessiccation d'une roche argileuse. Cette modélisation couplée à une procédure d'inversion de type Monte Carlo a permis d'estimer les profondeurs de propagation des fissures dans le massif rocheux et les paramètres des équations de Van Genuchten Mualem.

ABSTRACT – This paper presents a 3D finite element modeling of hydromechanical interactions in unsaturated condition between desiccation cracks in an argillaceous rock. This modeling coupled with a Monte Carlo-type inversion procedure made it possible to estimate the propagation depths of cracks in the rock mass and the parameters of the Van Genuchten Mualem equations.

1. Introduction

Les roches argileuses sont actuellement étudiées pour le stockage en formations géologiques profondes de déchets radioactifs de haute activité. La sûreté à long terme d'un tel stockage repose en partie sur la sûreté de la zone dite endommagée en paroi des ouvrages souterrains. En effet, l'excavation d'ouvrages souterrains induit l'apparition d'une zone dans laquelle des modifications significatives des propriétés mécaniques, hydrauliques et minéralogiques de la roche argileuse sont observées. Cette zone endommagée pourrait constituer un chemin préférentiel pour la fuite de radionucléides vers la surface.

La zone endommagée dans le massif rocheux est souvent caractérisée après excavation et les résultats montrent que sa forme et son étendue diffèrent suivant l'orientation des galeries par rapport aux directions des contraintes principales initiales dans le massif rocheux. En outre, des études expérimentales ont montré que des fissures de dessiccation se développent sur les parois et le front des galeries dans les massifs rocheux argileux (Cabrera et al. 1999).

L'ouverture et la fermeture de ces fissures de dessiccation ont été investiguées in situ en galerie et les résultats obtenus ont montré qu'elles étaient sensibles aux variations d'humidité relative dans la galerie (Hédan et al. 2014). Ces données expérimentales ont été acquises par métrologie optique, et se sont donc limitées à la quantification d'ouverture de fissures observées au front du massif rocheux argileux. Aucune donnée concernant la propagation des fissures dans la masse rocheuse n'a pu être obtenue. En conséquence, l'étendue de la zone endommagée et, en corolaire, celle des fissures de dessiccation dans la masse rocheuse restent inconnues par ce moyen.

Le présent travail vise à comparer les données d'ouverture de fissure acquises par méthode optique (Hédan et al. 2014) avec celles acquises par modélisation numérique, en

tenant compte de l'influence de la propagation de fissure, qui est un paramètre inaccessible par la méthode expérimentale utilisée. De cette comparaison, par une analyse inverse, il est possible d'évaluer la propagation des fissures dans le massif rocheux. Par ailleurs, divers auteurs ont montré que lorsque plusieurs fissures se développent, leur interaction mutuelle peut affecter également leur propagation, entraînant la déviation et l'arrêt de certaines d'entre elles (Paul et al., 2018). La plupart de ces études sont numériques et ont été réalisées dans le cadre de la fracturation hydraulique. Ainsi, le présent travail porte sur trois fissures fermées observées sur la paroi de la galerie de la station expérimentale de Tournemire afin de rendre compte des possibles interactions mutuelles entre ces fissures.

2. Suivi in situ des fissures de dessiccation

Des fissures induites par la désaturation des massifs argileux ont été observées sur des parois dans plusieurs laboratoires souterrains de recherche, comme la station expérimentale de Tournemire (Cabrera et al. 1999) et le laboratoire du Mont Terri (Möri et al., 2010). Cette fissuration hydrique se traduit notamment in situ par des fissures de dessiccation principalement parallèles à la stratification, bien que des fissures perpendiculaires puissent être aussi détectées. En hiver, qui correspond à l'état sec, l'ouverture des fissures peut atteindre plusieurs millimètres, tandis qu'en été, qui correspond à l'état humide, les fissures sont fermées. Au cours d'une expérimentation conduite sur un front de galerie de la station expérimentale de Tournemire de l'IRSN (Institut de Radioprotection de Sûreté Nucléaire), des ouvertures de fissures de l'ordre de 500 microns au maximum ont été mesurées par métrologie optique i.e., par corrélation d'images numériques (CIN) (Hédan et al., 2014).

2.1. Méthode expérimentale

De nombreux travaux ont montré que la CIN était capable de non seulement quantifier les déformations dans les géomatériaux mais aussi de détecter des fissures dans les roches argileuses (Hédan et al. 2014). Cette méthode non invasive et non destructive permet à la fois d'extraire les champs de déplacements plans et également de mesurer localement l'ouverture de fissures, i.e., par différence des déplacements des deux lèvres de chaque fissure.

Le suivi expérimental des ouvertures de fissures de dessiccation à la station expérimentale de Tournemire par CIN a débuté en mars 2011, quinze ans après le creusement de la galerie 1996. Il a été réalisé sur un cycle complet d'un an. Au cours de cet essai, la température (T) et de l'humidité relative (HR) ont été mesurées par un capteur proche de la zone d'étude (Figure 1).

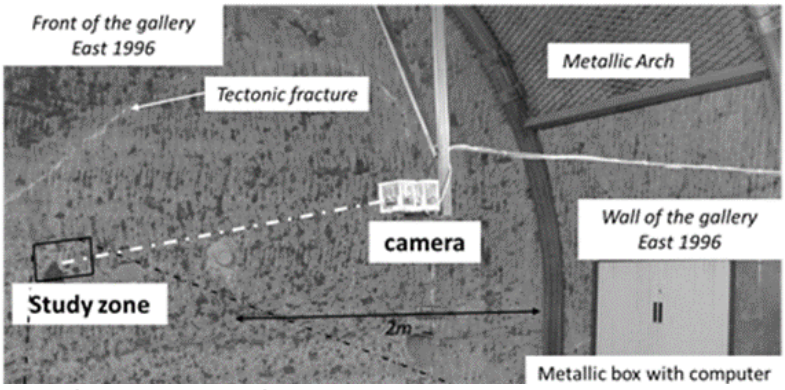


Figure 1. Dispositif expérimental utilisé pour le suivi optique des fissures de dessiccation sur une paroi de la galerie 1996 de la station expérimentale de Tournemire.

2.2. Résultats expérimentaux

La figure 2 présente les valeurs d'HR mesurées dans la galerie lors du suivi annuel des ouvertures de fissures. Cette figure présente notamment deux courbes, en noir et gris, correspondant respectivement aux évolutions des valeurs d'HR brutes mesurées à l'intérieur de la galerie, et des valeurs lissées considérées dans la modélisation numérique présentée dans la suite. La figure 2 montre également l'ouverture de deux fissures horizontales (courbes bleues).

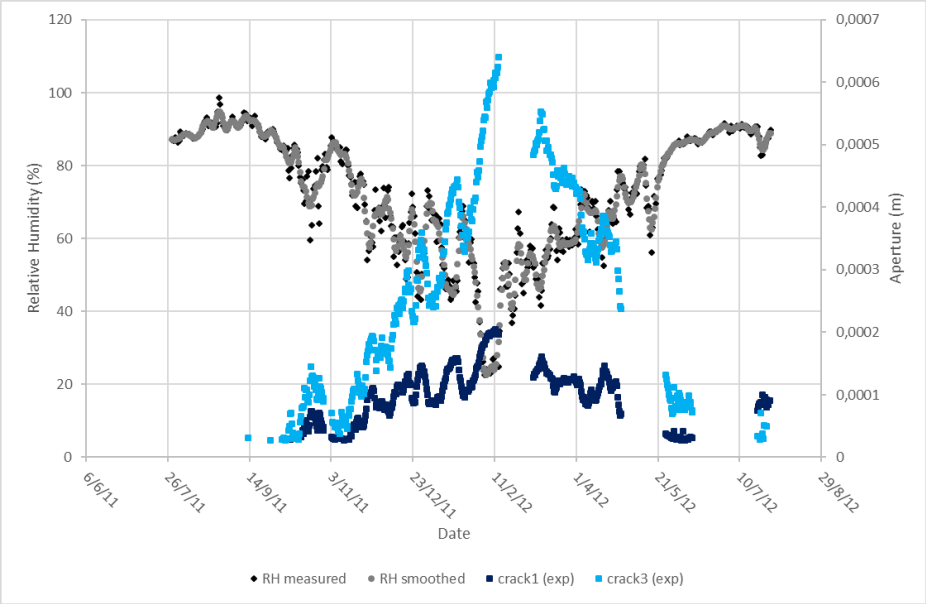


Figure 2 Evolution de l'humidité relative (HR) (en noir et gris) et des ouvertures de deux fissures (courbes bleues) mesurées in situ.

La figure 2 montre que les fissures de dessiccation étaient fermées pendant au moins trois mois en été, ce qui correspond à une HR supérieure à 80-90%. Les ouvertures maximales des fissures subhorizontales ont été observées en février 2012 et leurs valeurs ont varié entre 0,2 et 0,65 mm. Cette ouverture maximale correspond à une faible valeur d'HR dans la galerie (environ 20 %). La précision de mesure de l'ouverture est liée à la configuration du montage expérimental et de la CIN. La CIN détecte en théorie la présence d'une fissure lorsque son ouverture est supérieure à 1/10 de pixel, soit dans notre cas, 27 µm.

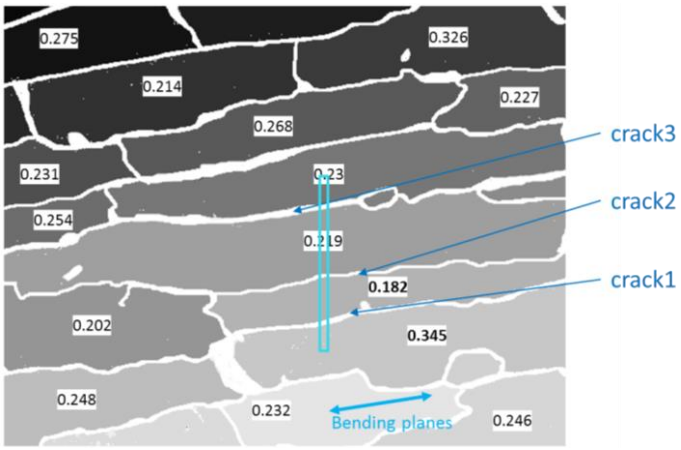


Figure 3. Déformation et fissures de dessiccation observées en paroi de la galerie 1996 de la station expérimentale de Tournemire. Les nombres donnés dans chaque bloc fissuré correspondent aux valeurs du rapport d'anisotropie, déformation horizontale sur déformation verticale.

La figure 3 montre les blocs fissurés par dessiccation et leur déformation au niveau de la zone d'étude de la paroi de la galerie 1996. Les déformations ont été calculées entre deux états hydriques extrêmes soit un écart d'HR de 73,7 % et un écart de T de 7,2°C. Le nombre dans chaque bloc dans la figure 3 est le rapport d'anisotropie de déformation i.e., le rapport déformation horizontale sur déformation verticale. Dans ce qui suit, afin d'étudier les effets des interactions entre fissures voisines, nous nous concentrerons sur la modélisation numérique de trois fissures indiquées sur la figure 3. L'évolution temporelle de l'ouverture des fissures 1 et 3 (crack1 et crack3) est fournie sur la figure 2. L'évolution de l'ouverture de la fissure 2 (crack2) n'est pas disponible à l'heure où cette communication est écrite.

3. Modélisation numérique des fissures de dessiccation en interaction

Dans ce travail, nous utilisons la modélisation numérique pour estimer la profondeur de propagation des fissures dans la masse rocheuse, car cette profondeur ne peut pas être obtenue directement avec la CIN. La modélisation numérique est réalisée avec le code éléments finis Code_Aster (EDF) avec des hypothèses simplificatrices (Giot et al. 2019). L'approche utilisée ici pour identifier la profondeur de propagation de la fissure est une méthode de recherche inverse de type Monte Carlo (Giot et al., 2005).

2.1. Géométrie

Afin de rendre compte des interactions entre fissures, nous avons considéré la distribution spatiale des 3 fissures de dessiccation donnée sur la figure 3. Nous avons utilisé un modèle 3D afin de pouvoir prendre en compte l'anisotropie de la roche, même si dans la modélisation numérique présentée ici, nous nous sommes limités dans une première approche au cas isotrope. Compte tenu du rapport entre la longueur des fissures observées au front de la galerie et leur ouverture, nous avons considéré ces fissures d'extension latérale infinie dans le plan défini par le front de galerie. Ainsi, la géométrie considérée dans notre modélisation numérique est constituée d'un mince bloc 3D normal au front de la galerie (Figure 4). La figure 4 montre également un exemple de géométrie et de maillage considéré dans notre modélisation numérique. La frontière à gauche, en bleu turquoise, correspond au rectangle bleu turquoise de la figure 3 et donc à l'intersection avec le front de la galerie. Les plans bleu foncé correspondent aux lèvres des 3 fissures considérées. Le maillage est progressif, les éléments sont plus petits près des fissures que dans le massif rocheux, permettant un compromis entre temps de calcul et précision des résultats.

Les frontières sur lesquelles les conditions aux limites sont imposées en ce qui concerne l'humidité relative, correspondant au front de la galerie et aux lèvres des fissures, sont les plans en bleu turquoise et en bleu dans la figure 4. Pour une modélisation donnée, les profondeurs de propagation des fissures sont fixées. Nous ne modélisons pas la propagation des fissures, mais la réouverture/refermeture de fissures existantes. On suppose ainsi que les fissures ont été créées lors de l'excavation de la galerie et ont pu se propager durant les premières années de la ventilation de cette dernière. En conséquence, dans notre modélisation, ces fissures ne peuvent que se fermer et se réouvrir lors de variations de HR. La longueur du modèle est fixée à 5 fois la longueur de pénétration dans le massif de la plus longue des fissures. Compte tenu de ce dernier critère, nous avons donc considéré plusieurs géométries et maillages, correspondant à différentes longueurs de fissure dans le massif, afin de quantifier au mieux les profondeurs de propagation des trois fissures considérées.

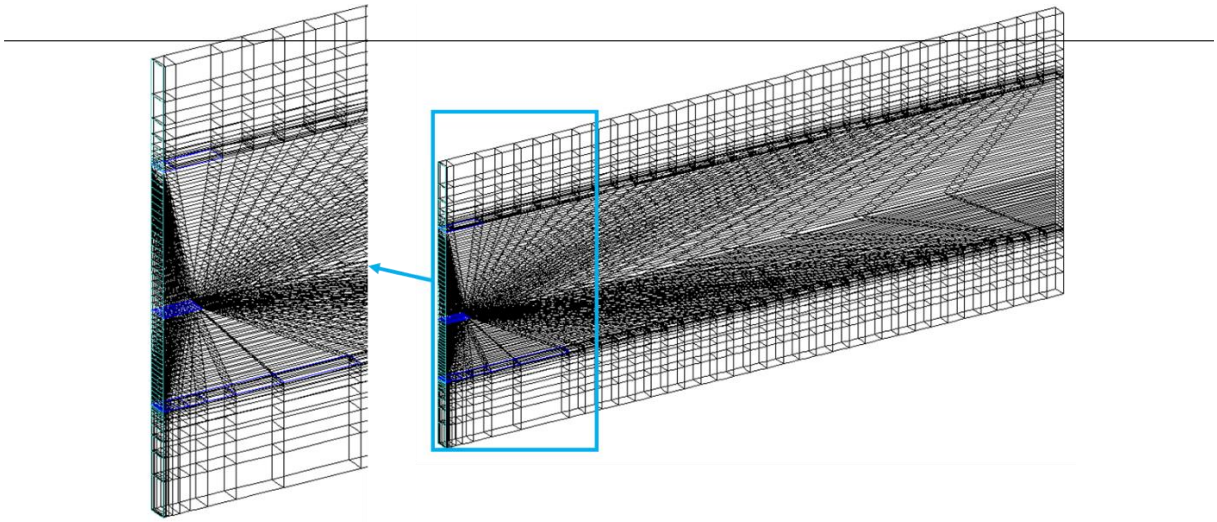


Figure 4. Géométrie et maillage du modèle. Trois fissures horizontales sont indiquées en bleue.

2.2. Modèle théorique

Dans le Code_Aster, nous avons considéré une modélisation avec une inconnue mécanique (champ de déplacement) et deux inconnues hydrauliques (pression de liquide et pression de gaz) et une loi de comportement couplée pour un milieu poreux partiellement saturé avec un liquide (eau) et un gaz (air), ce dernier étant maintenu à la pression atmosphérique. La pression capillaire est définie comme la différence entre la pression du gaz et la pression du liquide. Dans une première approche, nous avons considéré une loi de comportement mécanique poroélastique isotrope (Coussy, 2004) :

$$d\sigma_m = K_O d\varepsilon_v + d\sigma_p \quad (1)$$

$$d\sigma_p = -b\left(dp_g - Sdp_c\right) \quad (2)$$

$$ds_{ij} = 2Gde_{ij} \quad (3)$$

$$d\sigma_{ij} = d\sigma'_{ij} + d\sigma_p\delta_{ij} \quad (4)$$

$$dm_l + dm_v = C_{l\varepsilon}d\varepsilon_v + C_{lc}dp_c + Cg_{lg} \quad (5)$$

$$dm_a = C_{g\varepsilon}d\varepsilon_v + C_{gc}dp_c + C_{gg}dp_g \quad (6)$$

σ_m, s, σ', ε_v, e, m_i, K_O et G sont respectivement la contrainte moyenne totale, le tenseur des contraintes déviatoriques, le tenseur des contraintes effectives, la déformation volumique, le tenseur des déformations déviatoriques, le contenu massique du fluide des constituants, et les coefficients de compressibilité drainée et de cisaillement. La contrainte σ_p représente la contrainte mécanique due aux fluides saturant les pores, et S le degré de saturation en eau. Les paramètres de couplage C_{ij} sont fonctions de la saturation et de sa dérivée par rapport à la pression capillaire, ainsi que des pressions partielles (Giot et al., 2019). En négligeant les effets de la gravité, la loi de Darcy généralisée pour la diffusion de l'eau et du gaz s'écrit :

$$\frac{\boldsymbol{w_i}}{\rho_i} = -\lambda_i \nabla \boldsymbol{p}_i \qquad \lambda_i = \frac{k k_r^i [S]}{\mu_i} \quad (7)$$

k est la perméabilité intrinsèque, λ_i, w_i, k_r^i, ρ_i et μ_i représentent respectivement la conductivité hydraulique, le flux hydraulique, la perméabilité relative, la densité et la viscosité dynamique du fluide i. Les équations de conservation des masses d'eau et d'air sec, ainsi que la conservation du moment sont également prises en compte. Dans le cas d'un milieu partiellement saturé, deux fonctions de première importance sont les isothermes de sorption, qui donnent la relation entre la pression capillaire et le degré de saturation, et la

fonction de la perméabilité relative. Dans la modélisation présentée ici, nous avons examiné les équations empiriques proposées par Van Genuchten et Mualem qui ont déjà démontré leur pertinence pour les roches argileuses (Guillon et al., 2012):

$$S_{we} = \frac{1}{\left[1 + \left(\frac{p_c}{p_r}\right)^n\right]^{1-\frac{1}{n}}} \qquad S_{we} = \frac{S - S_{wr}}{1 - S_{wr}} \tag{8}$$

(9)

$$k_r^w = \sqrt{S_{we}}\left[1 - (1 - S_{we})^{\left(1-\frac{1}{n}\right)}\right]^2 \tag{10}$$

$$k_r^g = \sqrt{1 - S_{we}}(1 - S_{we})^{2\left(1-\frac{1}{n}\right)} \tag{11}$$

S, p_c, k_r^w and k_r^g sont respectivement le degré de saturation en eau, la pression capillaire, la perméabilité relative à l'eau et la perméabilité relative à l'air. n , S_{wr} (saturation résiduelle en eau) et p_r sont les paramètres d'expressions empiriques de Van Genuchten Mualem et sont calibrés à partir de tests spécifiques. Pour l'argilite de Tournemire, nous avons considéré comme premier jeu de paramètres les valeurs proposées par Millard et Rejeb (2008). Les autres paramètres de la loi de comportement poro-élastique ont été fixés aux valeurs proposées dans la littérature pour les argilites de Tournemire (Hédan et al., 2014).

2.2. Conditions aux limites, conditions initiales et phasage

En ce qui concerne les conditions aux limites, sur les frontières supérieure, inférieure et droite du modèle, nous définissons des déplacements normaux nuls et des flux d'eau et d'air nuls. La frontière gauche du modèle, correspondant au front de la galerie, ainsi que les lèvres de la fissure, sont soumises aux conditions expérimentales mesurées in situ. Hormis la phase de modélisation de l'excavation de la galerie, ces frontières sont libres de contrainte. Concernant la condition aux limites hydrauliques sur ces frontières, nous imposons une pression capillaire, calculée à partir de l'humidité relative mesurée dans la galerie in situ (voir figure 2), via la relation de Kelvin.

La modélisation numérique comprend trois étapes. La première étape vise à imposer des contraintes initiales dans l'ensemble du domaine, déduites de Cabrera et al. (1999). La deuxième étape consiste en une modélisation simplifiée de l'excavation et des 15 premières années de ventilation avant le suivi optique des ouvertures de fissures. Le but de ces deux premières étapes est d'obtenir un état de contrainte et de pression réaliste, proche des conditions expérimentales au début du suivi optique des fissures.

La dernière phase correspond à la modélisation du cycle de ventilation lors du suivi optique des ouvertures de fissures. Les frontières correspondant à la paroi de la galerie et aux lèvres des fissures sont soumises à une pression capillaire dont l'évolution est donnée par les valeurs d'humidité relative mesurées in situ dans la galerie expérimentale. La figure 2 fournit le cycle d'humidité relative imposée, qui a été lissé par rapport au cycle expérimental, afin d'assurer la stabilité numérique des calculs. Notre objectif ici est de faire coïncider l'évolution de l'ouverture calculée par modélisation numérique et celle associée aux ouvertures mesurées in situ. Pour cela, nous ajustons les profondeurs de propagation des fissures dans le massif rocheux, ainsi que les paramètres des relations de Van Genuchten Mualem. De cette façon, nous réalisons une identification de la profondeur de propagation des fissures dans le massif rocheux, ainsi que des paramètres de Van Genuchten, par une approche directe consistant à effectuer un certain nombre de modélisations numériques dans lesquelles les longueurs (de propagation) des fissures sont modifiées, jusqu'à atteindre un bon ajustement entre l'ouverture expérimentale et l'ouverture numérique de la fissure. En pratique, cette approche par essais/erreurs consiste à effectuer

plusieurs dizaines d'essais i.e., plusieurs dizaines de calculs. D'un calcul à l'autre, les longueurs de propagation varient, mais lors d'un calcul donné, ces longueurs sont figées puisque l'on ne considère pas le processus de propagation lui-même. On notera que cette approche ne garantit pas complétement l'unicité du résultat obtenu.

4. Résultats et discussion

La figure 5 donne la comparaison entre les ouvertures expérimentales des fissures 1 et 3 (le suivi temporel mesuré n'est pas disponible pour la fissure 2 ; seule l'évolution modélisée de cette dernière est indiquée sur la figure 5) et les ouvertures calculées par calcul par éléments finis, pour le meilleur ajustement trouvé.

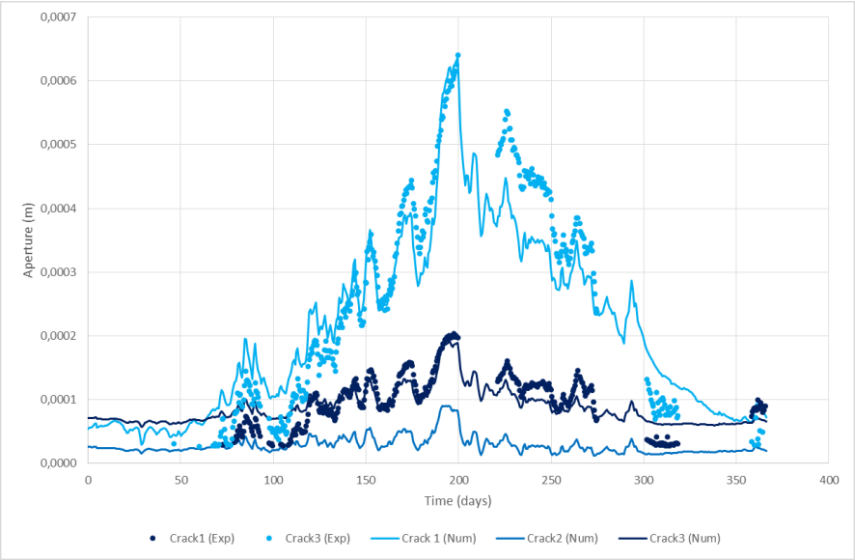


Figure. 5 Comparaison entre ouvertures expérimentales de fissures et ouvertures calculées numériquement.

On peut voir que, bien que plusieurs hypothèses simplificatrices aient été prises en compte, il est possible de trouver un bon ajustement entre les ouvertures expérimentales et numériques pour les fissures 1 et 3. Néanmoins, des écarts existent et l'ajustement est meilleur dans la phase de séchage (ouverture des fissures) que dans la phase d'imbibition (fermeture des fissures). Ceci est essentiellement dû à l'isotherme de sorption. Les expressions proposées par Van Genuchten et Mualem ont surtout prouvé leur efficacité pour de faibles variations d'HR alors que dans l'expérimentation considérée ici, l'HR varie entre 20 et 100 %. Guillon et al. (2011) a montré qu'il est difficile de trouver un ensemble de paramètres des expressions de Van Genuchten et Mualem qui corresponde correctement à l'ensemble des variations de masse expérimentales mesurées lors des essais de séchage en considérant une large gamme d'HR. Nos résultats semblent confirmer les résultats de Guillon et al. (2011), ce qui signifie que ces expressions empiriques ne sont pas en mesure de capturer la physique complète du séchage et de l'imbibition sur une large plage d'HR.

Avec l'ensemble des paramètres inversés pour l'isotherme de sorption et la perméabilité relative (m=1,05, S_{wr}=0,2, p_r=360 MPa), on peut conclure que l'étendue de la zone désaturée est très limitée dans le massif rocheux, à quelques centimètres autour des galeries. Pour atteindre une désaturation significative, il faut considérer une valeur assez élevée de pression capillaire, qui ne peut se trouver qu'à proximité des galeries.

Enfin, le meilleur ajustement, représenté sur la figure 5, correspond à des profondeurs de propagation de 4 cm, 0,5 cm et 0,5 cm respectivement pour les fissures 1, 2 et 3. A titre

de comparaison, une approche similaire limitée à l'étude d'une seule fissure a fourni des valeurs allant de 4 à 12 cm (Giot et al., 2019). Même si les résultats obtenus dans le présent travail avec trois fissures en interaction sont dans une plage inférieure, il apparait donc que négliger les interactions des fissures entraîne une surestimation des profondeurs de pénétration des fissures.

5. Conclusion

Une modélisation par éléments finis hydromécanique totalement couplée en milieu partiellement saturé associée à une méthode d'identification de type Monte-Carlo permet d'ajuster convenablement des valeurs d'ouverture expérimentale de fissures de dessiccation obtenues par un suivi optique sur un front de galerie, au cours d'un cycle de ventilation d'un an (séchage et imbibition). Nous avons modélisé trois fissures, permettant de rendre compte de l'interaction potentielle entre elles.

Même si l'ajustement n'est pas parfait, les résultats obtenus sont encourageants et permettent d'envisager plusieurs perspectives pour de futurs travaux. Les perspectives les plus naturelles sont d'une part la prise en compte de la propagation des fissures dans la modélisation du processus de dessiccation et d'autre part, il apparait judicieux de considérer le comportement anisotrope (isotrope transverse) de la roche argileuse.

6. Références bibliographiques

Cabrera J, Volant Ph, Baker C, Pettit W, Young RP (1999). Structural and geophysical investigations of the EDZ in indurated argillaceous media: the tunnel and the galleries of the IPSN Tournemire Site, France. Proceedings of the 37th US Rock Mechanics Symposium, Vail, USA, 6th 9th June 1999, pp. 957-964.

Coussy O (2004). Poromechanics. John Wiley and Sons, Chichester.

Giot R, Giraud A, Homand F (2005) Three-Dimensional modelling of stress relaxation tests with finite element in anisotropic clayey medium: direct problem and back analysis. Geotechnical and Geological Engineering 24:919-947.

Giot R, Hédan S, Cosenza P (2019) Hydro-mechanical numerical modelling of the opening and closing of desiccation cracks in claystone. Computational & Geoenvironmental Geomechanics for Underground and Subsurface Structures (COGGUS2), Nancy, France, 12th-14th February 2019.

Guillon T, Giot R, Giraud A, Armand G (2012) Response of Callovo-Oxfordian claystone during drying tests. Acta Geotechnica 7:313-332.

Hedan S, Fauchille AL, Valle V, Cabrera J, Cosenza P (2014) One-year monitoring of desiccation cracks in Tournemire argillite using digital image correlation. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences 68:22-35.

Millard A, Rejeb A (2008) Simulation of Short Term and Long Term Responses of the Tournemire Argillite in a Mine-by-test Experiment. Proceedings of the 12th International Conference of International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics (IACMAG), Goa, India, 1st-6th October 2008, 555-560.

Möri A, Bossart P, Matray JM, Franck E, Fatmi H, Ababou R (2010) Mont Terri Project: cyclic deformations in the Opalinus Clay. Proceedings of the International Meeting of Clay in Natural and Engineered Barriers for Radioactive Waste Confinements, Nantes, France, 29th March – 1st April 2010, 103-124.

Paul B, Faivre M, Massin P, Giot R, Colombo D, Golfier F, Martin A (2018) 3D coupled HM–XFEM modeling with cohesive zone model and applications to non-planar hydraulic fracture propagation and multiple hydraulic fractures interference. Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering 342:321–353.

Matériaux et géomatériaux : caractérisation et modélisation

IMPACT D'INSTABILITÉS HYDRAULIQUES SUR L'AMPLITUDE DE DÉFORMATION DU MILIEU GRANULAIRE DURANT LE DRAINAGE

IMPACT OF HYDRAULIC INSTABILITIES ON THE DEFORMATION AMPLITUDE OF GRANULAR MEDIUM DURING DRAINAGE

Rana AL NEMER[1], Giulio SCIARRA[1], Julien RETHORE[1]
[1] *Nantes Université, Ecole Centrale Nantes, CNRS, GeM, UMR, Nantes, France*

RÉSUMÉ – Dans le cadre du stockage souterrain des hydrocarbures dans les aquifères, cette étude examine l'impact de chargements hydromécaniques sur la déformation d'un milieu granulaire durant un processus de drainage. Une nouvelle machine biaxiale dotée d'un système optique a été mise en œuvre. La déformation du milieu granulaire due aux instabilités hydrauliques est quantifiée par la corrélation d'images numériques.

ABSTRACT – In the context of underground storage of hydrocarbons in the aquifer formations, this study investigates the impact of hydromechanical loadings on the deformation of a granular medium during drainage process. A new biaxial apparatus endowed with an optical system has been implemented. The deformation of the granular medium due to hydraulic instability is quantified using digital image correlation.

1. Introduction

Le stockage souterrain des hydrocarbures dans les roches aquifères est adopté afin d'assurer l'approvisionnement durant les périodes de forte consommation. Cependant, les cycles d'injection et de soutirage peuvent favoriser les fuites d'hydrocarbures stockés et générer des instabilités locales au niveau de la roche couverture.

L'écoulement biphasique est un sujet intéressant pour une partie de la communauté scientifique depuis plus de 30 années. L'un des résultats les plus importants de ces investigations a été la caractérisation d'un diagramme de phase (Lenormand, 1990) mettant en relation les motifs formés par un fluide injecté dans une cellule de Hele-Shaw initialement saturée par un autre fluide de caractéristiques différentes. En fonction du ratio entre la viscosité des deux fluides et de forces capillaires et visqueuses mises en jeu, soit dans un processus de drainage soit d'imbibition, trois régimes d'écoulement ont été identifiés: un régime stable et deux régimes instables, celui de digitation visqueuse et de digitation capillaire.

Ces études ont été menées soit sans chargement mécanique (Guo et al., 2019), soit avec un chargement mécanique de compression uniaxiale (Holtzman et al., 2012). D'autre part, des études récentes commencent aussi à s'intéresser aux instabilités couplées hydro-mécaniques. En (Hall., 2013), la vitesse d'écoulement du fluide saturant l'espace poreux est suivie lorsqu'une bande de déformation apparait à l'intérieur d'un milieu granulaire sous chargement triaxial.

Dans ce contexte, l'étude simplifiée et préliminaire proposée prend en compte un sable saturé en eau drainé par l'air afin de simuler le processus de drainage; la déformation induite dans le milieu granulaire est quantifiée.

La nouveauté de ce travail concerne la quantification de la déformation du milieu granulaire en conditions de saturation partielle dûe à un couplage hydromécanique en utilisant une nouvelle machine biaxiale dotée d'un système optique à haute résolution. Des cartes de déformation volumétrique en plein champ ont été obtenues en développant

des méthodes de corrélation d'images numériques adaptées au problème. Dans cet article, le processus de drainage sera traité.

Cet article est divisé en 5 sections: la section 2 est consacrée à la description du dispositif expérimental, dans la section 3 les résultats expérimentaux sont illlustrés et dans la section 4 une discussion des résultats est présentée. La dernière section est dédiée aux conclusions et aux perspectives de cette recherche.

2. Méthode expérimentale

Comme déjà mentionné, une nouvelle machine biaxiale a été conçue à l'école centrale de Nantes afin d'étudier le réarrangement granulaire d'un géomatériau sous un chargement hydromécanique. Il s'agit d'une machine adaptée aux conditions de saturations partielles qui permet un contrôle en pression de 3 fluides (2 liquides et 1 gaz) simultanément avec une pression de confinement et un chargement axial piloté en force ou déplacement. La pression maximale applicable est 1600 kPa.

Ce dispositif est caractérisé par deux couples de fenêtres transparentes dont une en contact avec les deux surfaces de l'échantillon et l'autre constitue les parois externes de la chambre de confinement. Ces fenêtres permettent une visualisation directe de la surface de l'échantillon de telle sorte à pouvoir garantir un suivi spatio-temporel de la propagation d'un fluide injecté dans l'espace poreux et des déplacements induits, à une fréquence maximale de 30 Hz. Cela est obtenu grâce à deux caméras de 50 Mpx chacune, montées avec un objectif télécentrique de part et d'autre de la machine (voir Figure *1*). La résolution spatiale de ce système optique est 6,1 µm/pixel.

Cependant, cet avantage est accompagné par le défi d'étanchéité car contrairement aux machines biaxiales ou triaxiales standards, l'échantillon de dimensions 40 mm en largeur, 50 mm en hauteur et 11 mm en épaisseur, n'est pas entouré d'une membrane. Les côtés latéraux de l'échantillon sont donc confinés par deux membranes qui à l'intérieur, possèdent un sytème mécanique intégré pour garder la forme prismatique de l'échantillon durant sa phase de préparation. Les parties inférieure et supérieure de l'échantillon sont délimitées par deux pierres poreuses qui permettent une entrée et sortie uniforme des fluides. La Figure *2* montre un schéma simplifié des différentes parties de l'échantillon. La préparation de l'échantillon est effectuée dans une configuration plane afin que le sable de Fontainebleau NE34 de diamètre moyen de 210 µm soit pluvié dans son siège.

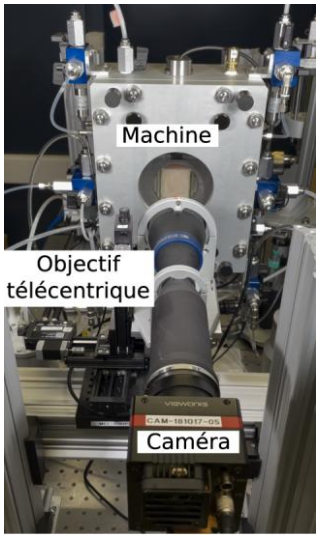


Figure 1: Machine biaxiale dotée d'un système optique

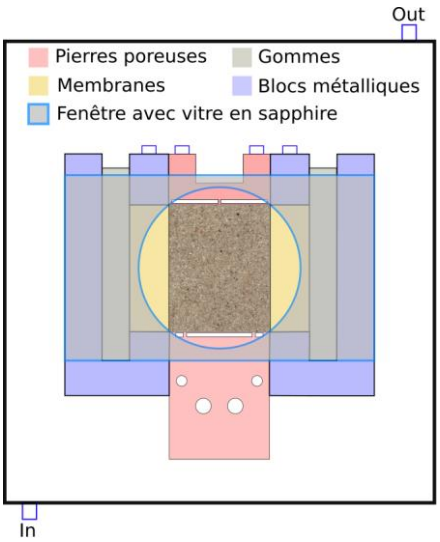


Figure 2: Schéma montrant les différentes parties formant l'échantillon

2.1. Procédure d'un test de drainage

L'essai de drainage consiste à injecter un fluide non mouillant par exemple de l'air dans un échantillon initialement saturé par un fluide mouillant (l'eau). Une saturation complète de l'échantillon est alors primordiale avant de débuter l'injection de l'air.

Un confinement de 45 kPa est appliqué au départ à l'échantillon en conditions drainés. Ensuite, l'eau déaérée est circulée à plusieurs reprises afin d'expulser le plus possible les bulles d'air piégées. Pour atteindre une saturation complète de l'échantillon, la procédure de Skempton, décrite en détails dans (Head, 1998) a été suivie. Le système est placé en conditions non drainées puis un incrément de confinement de 50 kPa est appliqué et ainsi une mesure de l'évolution de la pression interstitielle est notée. Le coefficient de Skempton *B* qui évoque le ratio entre l'évolution de la pression intertitielle par rapport à l'incrément de la pression de confinement est considéré comme un indicateur de la saturation complète, lorsqu'il tend vers un. Après l'application de l'incrément de confinement et la mesure de l'évolution de pression interstitielle, une contre-pression est appliquée afin de repositionner la contrainte effective à la fin de chaque palier à 10 kPa. Ces étapes sont répétées séquentiellement, comme le montre la Figure 3, jusqu'à la stabilisation du coefficient de Skempton.

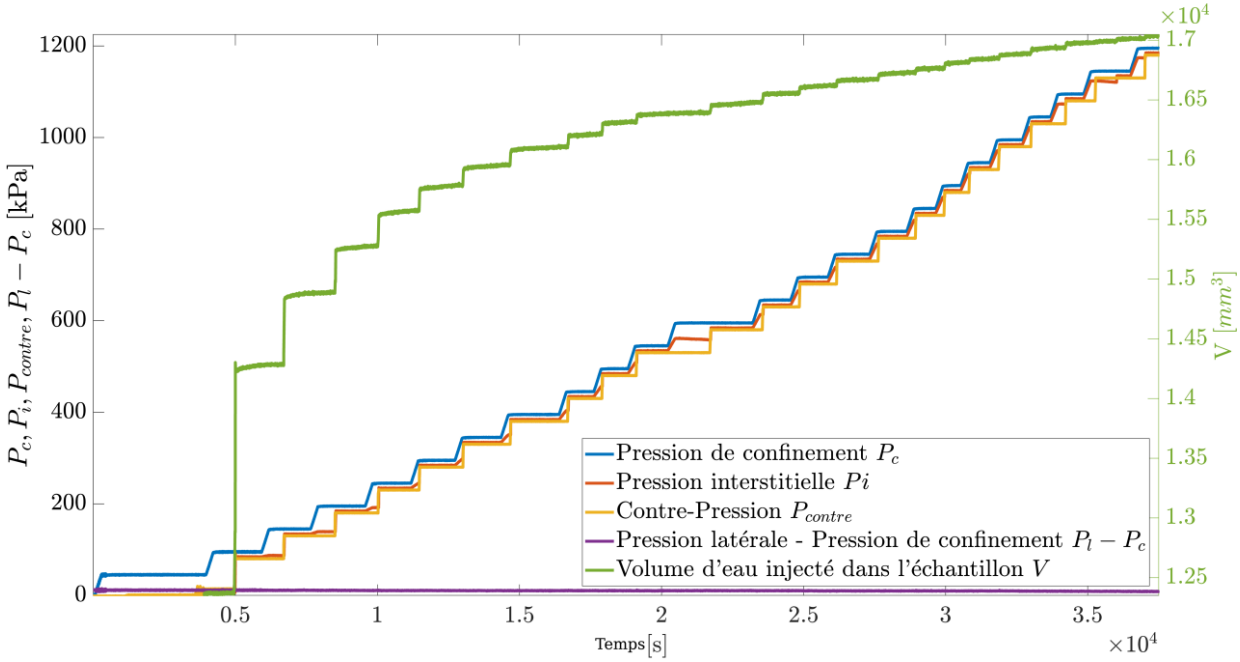


Figure 3: Séquence d'étapes appliquées durant la phase de Skempton

Une fois l'échantillon saturé, une source de gaz (de l'air), contrôlée en pression, est connectée à la base de l'échantillon de telle sorte que le gaz soit réparti uniformément sur toute la section de l'échantillon. Un incrément de pression par rapport à la pression d'eau en place, est donné au gaz, générant ainsi la percolation du gaz dans le sable saturé en eau, sous le chargement hydromécanique imposé.

3. Résultats

Le chargement hydromécanique testé correspond à une pression capillaire, définie comme la différence entre la pression du fluide non mouillant (le gaz) et celle du fluide mouillant (l'eau) $P_{cap} = P_g - P_e$, de 30 kPa et une contrainte effective de 40 kPa. Une séquence d'images à une fréquence de 30 Hz a été acquise lors du drainage et est

présentée dans la Figure *4*. Ces images montrent une localisation de la propagation du gaz sous forme d'un doigt suivant la direction d'injection. En considérant les propriétés des deux fluides utilisés et l'état de chargement hydraulique, cet essai se positionne dans le régime de digitation capillaire du diagramme de phase de Lenormand.

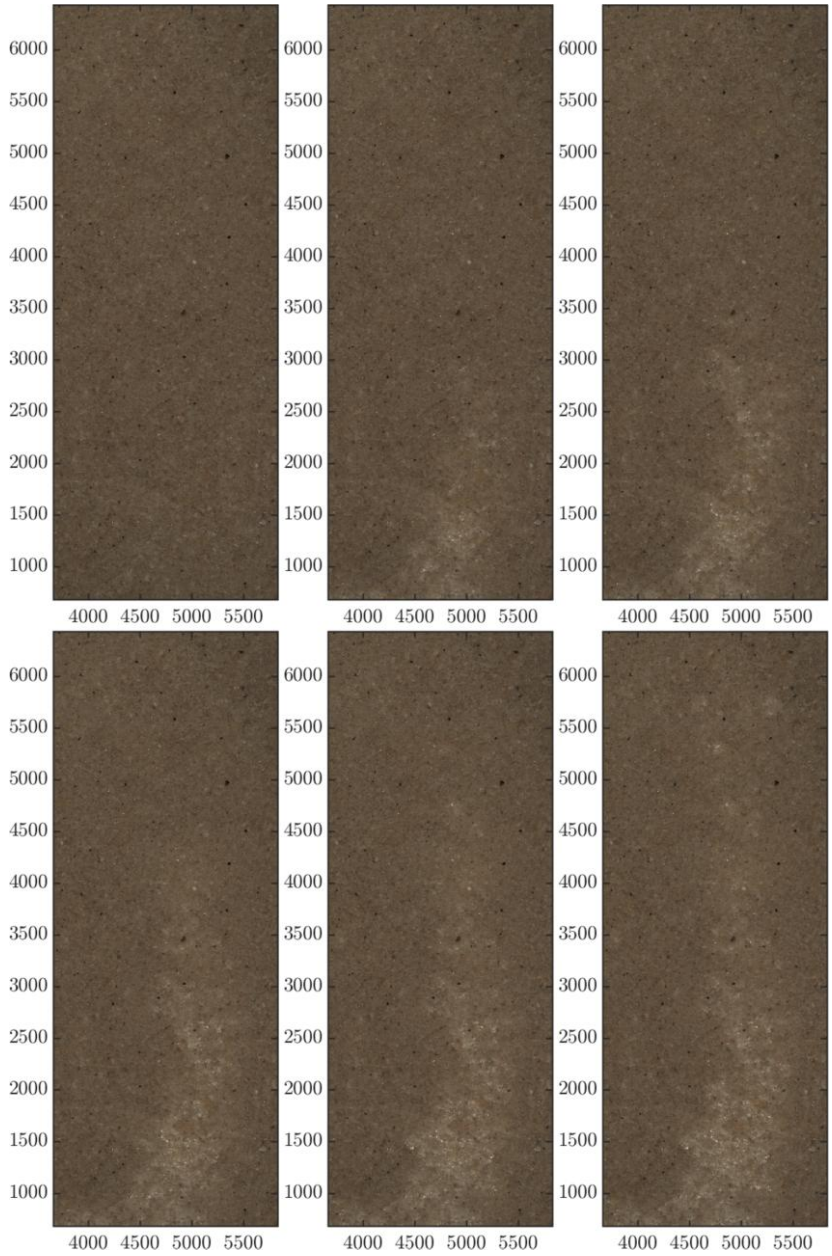


Figure 4: Série d'images brutes obtenue durant le drainage. La taille de ces images est en pixels et le pas de temps est de 0,14s. La couleur sombre correspond à la zone saturée alors que celle plus claire à la zone dé-saturée. L'image en haut à gauche correspond à l'image de référence.

En parallèle à l'identification du front de gaz, le réarrangement granulaire durant le drainage a été étudié. La méthode utilisée pour la quantification du déplacement et de la déformation est la corrélation d'images numériques. Elle est basée sur la conservation de niveaux de gris entre l'image de référence prise avant l'arrivée du gaz et les images déformées prises durant la percolation du gaz. Cette conservation est traduite par l'équation suivante:

$$f(x) = g(x + u) \tag{1}$$

où $f(x)$ correspond au niveau de gris dans une position x de l'image de référence et $g(x+u)$ le niveau de gris du même point matériel mais à une position $x+u$ dans l'image déformée. La méthode utilisée est la méthode globale basée sur un maillage d'éléments finis qui permet de déterminer le champ de déplacement en minimisant l'erreur de corrélation $f-g$ sur toute la zone d'intérêt.

Vu que l'entrée du gaz altère le niveau de gris entre l'image de référence et l'image déformée, ce qui pose un problème à la corrélation d'images, une correction locale de niveaux de gris a été introduite élément par élément afin de ramener le niveau de gris de chaque élément de l'image déformée à celui de l'image de référence.

Pour examiner l'impact de la fuite d'un gaz à travers un milieu saturée en eau sur le squelette granulaire, le premier invariant du tenseur de déformation, est estimé. Les résultats de la déformation volumétrique, obtenus pour la séquence d'image montrée dans la Figure *4* sont illustrés sur la Figure 5. L'interface qui sépare la zone saturée de la zone sèche est délimitée par la courbe noire.

4. Discussion

La propagation du gaz génère des déformations concentrées dans la zone envahie, comme montrée dans la Figure 5. Ces déformations s'altèrnent entre valeurs positives indiquant une dilatation du réseau poreux et valeurs négatives indiquant une compaction de ce dernier. En outre, ces déformations apparaissent simultanément et persistent le long du processus de drainage. Une moyenne des déformations volumétriques positives et négatives à l'intérieur du doigt, a été calculée en fonction du temps et présentée sur la Figure *6* ainsi que l'écart-type de ces déformations sur la Figure *7*. L'infiltration du gaz produit alors des déformations positives et négatives du même ordre de grandeur et qui s'amplifie avec la propagation du gaz. En plus, ces déformations présentent une certaine variabilité par rapport à la valeur moyenne étant donnée l'hétérogénéité du milieu.

Le phénomène physique qui peut justifier l'apparition de déformations positives et négatives peut être mis en relation aux évènements de sauts de Haines qui se manifestent largement lors d'un processus de drainage. Ce type d'instabilités, bien documenté dans la litérature, voir par exemple dans (Zacharoudiou I et al., 2016), est lié à la chute de la pression capillaire lorsque le fluide non-mouillant, qui s'écoule à travers le milieu granulaire, passe d'une gorge au pore voisin, ce qui induit une variation brutale de la courbure de l'interface fluide-fluide. Cette chute de pression est accompagnée au même temps par l'imbibition des gorges voisines où la pression capillaire par conséquent augmentera. Ainsi la diminution de la pression capillaire génère une dilatation du milieu alors que l'augmentation de cette dernière induit un contraction. Un résultat qui confirme ce type de comportement a été obtenu par (Sun et al., 2019) pour un drainage effectué dans des tuyaux capillaires.

5. Conclusions et perspectives

Dans ce papier, une nouvelle machine biaxiale conçue pour les milieux partiellement saturés a été présentée. Les résultats préliminaires d'un essai de drainage montre à l'échelle granulaire des réarragements des grains. Des déformations volumétriques ont été quantifiées en utilisant la technique de corrélation d'images numériques.

Une étude plus approfondie sera menée afin d'investiguer la relation entre les phénomènes de sauts de Haines et le réarrangement granulaire. En outre, plusieurs couples de (pression capillaire, contrainte effective) seront employés pour déterminer

l'effet du chargement hydromécanique sur la propagation du front et sur la déformation engendrée.

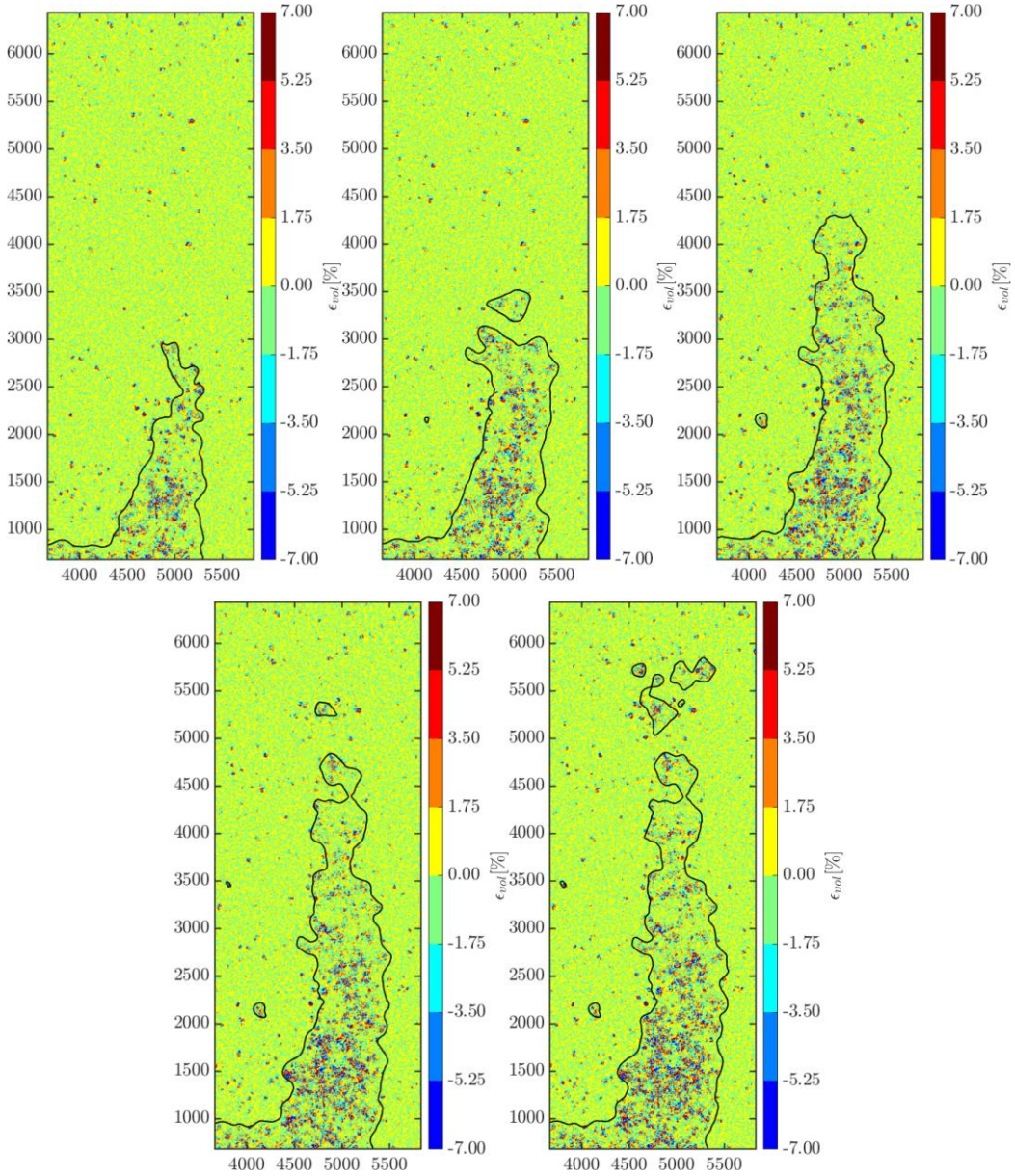


Figure 5: Cartes de déformations volumétriques du milieu granulaire dues à la percolation du gaz

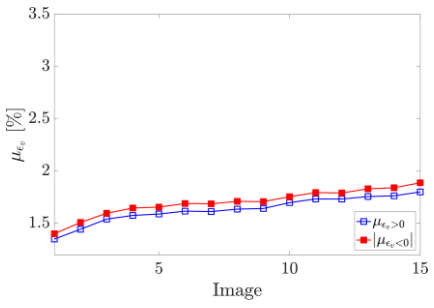


Figure 6: Moyenne de la déformation volumétrique en fonction du temps

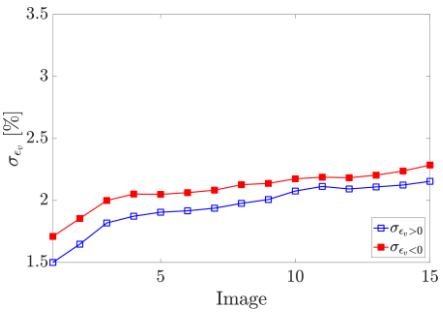


Figure 7: Écart-type de la déformation volumétrique en fonction du temps

6. Références bibliographiques

Guo, F., & Aryana, S. A. (2019). An experimental investigation of flow regimes in imbibition and drainage using a microfluidic platform. Energies, 12(7), 1390.

Hall, S. A. (2013). Characterization of fluid flow in a shear band in porous rock using neutron radiography. Geophysical Research Letters, 40(11), 2613-2618.

Head, K. H. (1998). Manual of soil laboratory testing. Volume 3: effective stress tests (No. Ed. 2). John Wiley & Sons.

Holtzman, R., Szulczewski, M. L., & Juanes, R. (2012). Capillary fracturing in granular media. Physical review letters, 108(26), 264504.

Lenormand R. (1990). Liquids in porous media. Journal of Physics: Condensed Matter 2, SA79.

Sun, Z., & Santamarina, J. C. (2019). Haines jumps: Pore scale mechanisms. Physical review E, 100(2), 023115.

Zacharoudiou, I., & Boek, E. S. (2016). Capillary filling and Haines jump dynamics using free energy Lattice Boltzmann simulations. Advances in water resources, 92, 43-56.

IMPACT DES INCLUSIONS DE SOL DANS LA MATRICE DU MATERIAU DEEP SOIL MIXING

IMPACT OF SOIL INCLUSIONS IN THE DEEP SOIL MIXING MATRIX

Juba AMRIOUI[1], Alain LE KOUBY[1], Myriam DUC[1], Jeanne-Sylvine GUEDON[1], Lucile SAUSSAYE[2]

[1] *Université Gustave Eiffel, IFSTTAR/GERS/SRO, Marne-la-Vallée, France*

[2] *Cerema, Equipe Recherche ENDSUM, Blois, France*

RÉSUMÉ – Une procédure d'essai est présentée afin d'évaluer le pourcentage d'inclusions dans la matrice cimentaire de matériaux produits par Deep Soil Mixing. L'impact de la présence de deux types d'inclusions (sol non malaxé et cailloux) sur les propriétés mécaniques (R_c et V_p) mesurées en laboratoire sur des échantillons prélevés sur site est étudié et des corrélations entre les paramètres sont proposées.

ABSTRACT – A test procedure is presented to evaluate the percentage of inclusions in the cementitious matrix of materials produced by Deep Soil Mixing. The impact of the presence of two types of inclusions (unmixed soil and pebbles) on the mechanical properties (R_c and V_p) measured in the laboratory on samples taken on site is studied and correlations between the parameters are proposed.

1. Introduction

Plusieurs techniques d'amélioration des sols sont utilisées pour créer des écrans étanches au sein des digues en terre de protection contre les inondations (CFBR, 2021). Parmi les techniques de renforcement in situ, la méthode Deep Soil Mixing (DSM) par voie sèche consiste à mélanger mécaniquement le sol en place avec du ciment anhydre et/ou d'autres additifs minéraux, tout en injectant de l'eau via l'outil de malaxage. Le liant peut être également introduit dans le sol sous forme de coulis via l'outil de malaxage dans le cas de mélange en profondeur. Ceci correspond à la méthode humide. Cependant, en fonction de l'outil et de la procédure de mélange, des inclusions de sol non malaxé avec le ciment et l'eau ajoutés apparaissent dans le mélange en pourcentage plus ou moins important. En effet, sur site, la nature des sols malaxés n'est pas complètement maîtrisée, et les paramètres de mise en œuvre du DSM varient en fonction de leurs caractéristiques. Par conséquent, des mottes de sol non malaxé apparaissent de manière aléatoire au sein du mélange sol-ciment et la quantité, la taille, la forme et la répartition plus ou moins homogène de ces inclusions peuvent agir simultanément sur les performances hydrauliques et mécaniques du matériau DSM.

La présence d'inclusions de sol non malaxé est d'autant plus marquée que le sol est limoneux ou argileux, la cohésion du sol favorisant la création de mottes. La quantification de ces inclusions (voire leur caractérisation plus complète) est donc nécessaire pour anticiper de potentiels problèmes à long terme et contribuer à l'amélioration de la technique de mise en œuvre du matériau Deep Soil Mixing.

Dans la littérature, de nombreux travaux de recherche expliquent les caractéristiques d'usage des matériaux réalisés par la méthode du DSM. Cependant, la présence d'inclusions est rarement mentionnée excepté par quelques auteurs comme par exemple Ganne et al. (2011) et Denies et al. (2012) qui ont travaillé sur des éprouvettes de chantiers ou Laefer et al. (2009) et Hessouh et al. (2018) qui ont confectionné des éprouvettes en laboratoire. Dans ces études, les pourcentages d'inclusions de sol ont été évalués en utilisant une méthode 1D « de ligne » et/ou une méthode 2D « de surface » développées par Denies et al. (2012). La méthode 1D est une procédure simplifiée qui

peut être réalisée manuellement sur chantier alors que la méthode 2D est réalisée à partir de l'analyse d'images.

Laefer et al. (2009) ont rapporté que de l'argile, même en petites quantités soit 1%, peut réduire de manière considérable la résistance à la compression et la rigidité du sol traité au ciment par la méthode du jet grouting qui prévoit l'injection de coulis cimentaire sous pression dans le sol. Cette réduction de performance est plus importante si le matériau contient des pourcentages d'inclusions élevés (Denies et al., 2012 ; Hessouh et al., 2018). Par ailleurs, Van Lysebetten et al. (2014) ont réalisé une étude purement paramétrique par modélisation numérique afin d'étudier l'effet de caractéristiques des inclusions (pourcentage, forme, taille et disposition spatiale variables) sur la résistance mécanique ainsi que sur la rigidité des échantillons de matériau DSM. Les résultats ont montré que les inclusions anguleuses ont un impact plus néfaste sur la résistance et la rigidité que les inclusions arrondies. De plus, la présence d'une grande inclusion dans une éprouvette de taille donnée peut réduire la résistance et la rigidité par plus de trois par rapport aux caractéristiques d'une éprouvette contenant de plus petites inclusions avec la même forme et représentant le même pourcentage de sol non malaxé. Enfin, il a été rapporté que les inclusions inclinées à 26° par rapport à l'axe de l'éprouvette cylindrique et réparties de manière groupée ont un effet plus dégradant sur la réponse mécanique que les inclusions orientées le long de l'axe du cylindre et réparties de manière homogène.

Le travail présenté dans cette communication propose de comparer des résultats issus des méthodes 1D et 2D sur un certain nombre de matériaux DSM, et de montrer comment le développement d'une méthode 3D basée sur le traitement d'images et la découpe des éprouvettes permet de valider ou non les résultats des précédentes méthodes voire d'extraire des informations plus précises. Quelques prélèvements de matériaux sur des écrans étanches en place ont servi à tester les méthodes d'évaluation du pourcentage d'inclusions et l'effet du type d'inclusions (sol non malaxé ou cailloux) sur la résistance à la compression simple R_c et la vitesse d'onde de compression V_p a été discuté à partir des caractéristiques des inclusions.

2. Protocole expérimental

1.1. Préparation des échantillons de DSM

Des sondages carottés verticaux de 100 mm de diamètre, descendus entre 6 et 8 m de profondeur, ont été réalisés sur toute la hauteur d'écrans étanches en DSM réalisés sur les digues de la Loire moyenne (Fig. 1a). Des éprouvettes cylindriques de 100 mm de diamètre et de 200 mm de hauteur (élancement 2) ont été retaillées pour mesurer les performances mécaniques des matériaux prélevés. Le Tableau 1 présente les 4 écrans sur lesquels les matériaux testés ont été prélevés. Les carottes ont été découpées à l'aide d'une scie circulaire sous eau (Fig. 1b). Les éprouvettes ont été stockées en laboratoire dans une double enveloppe hermétique avec un papier imbibé d'eau introduit entre les deux sachets afin de garantir l'absence de séchage (Fig. 1d).

Tableau 1. Références des carottes et paramètres physiques des sols malaxés.

Chantier	Méthode de DSM	Dosage en ciment C (kg/m^3)	Dosage en eau E (l/m^3)	Nombre d'éprouvettes	0/80 µm (%)	0/2 µm (%)	Limite de liquidité W_L (%)	Valeur au bleu du sol Vbs (g/100g de sol)
SC4 – G	Sèche	218	424	4	48	18	25	0.8
SC4 – S	Humide	329	468	14	62	26	32	1,9
SC1 – M	Sèche	206	314	18	25	8	22	0,7
SC2 – S	Sèche	222	297	9	58	21	27	2,4

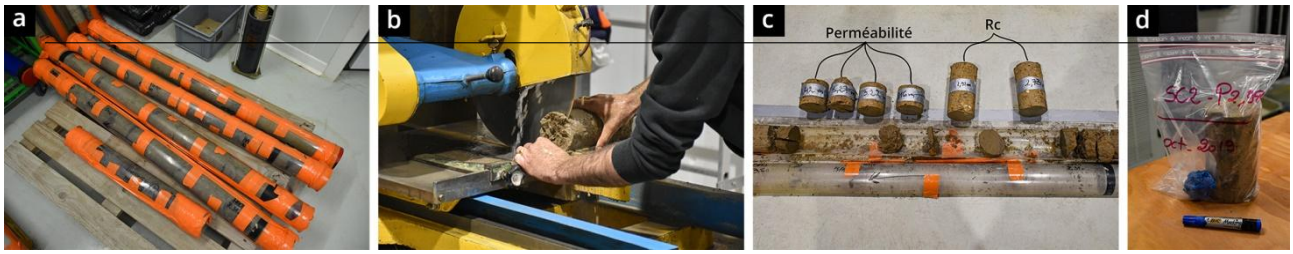


Figure 1. a) Carotte SC4-G dans une gaine étanche ; b) Découpage des éprouvettes ; c) Eprouvettes découpées en fonction de la qualité de la carotte prélevée et d) Eprouvette conservée dans une double enveloppe hermétique.

1.2. Evaluation de l'hétérogénéité en termes d'inclusions des matériaux DSM

1.2.1. Méthode 1D (pourcentage d'inclusions sur une ligne)

La méthode 1D est décrite en détail par Denies et al. (2012). Ces derniers ont évalué le pourcentage linéaire des inclusions sur la surface latérale des éprouvettes cylindriques de DSM. Cette méthode consiste à tracer quatre lignes parallèles à 90° l'une de l'autre sur la surface extérieure des éprouvettes. La première ligne est tracée de manière aléatoire. Ensuite, la longueur cumulée des inclusions sur les lignes est mesurée à l'aide d'un mètre. Le pourcentage 1D est enfin calculé en rapportant la longueur cumulée des inclusions à la longueur totale de la ligne qui égale 4 fois la hauteur de l'éprouvette.

1.2.2. Méthode 2D (pourcentage d'inclusions en surface)

La méthode 2D présentée par Denies et al. (2012) a été améliorée dans le cadre de cette étude pour la rendre plus automatique au niveau du traitement des images et applicable sur la surface latérale des éprouvettes cylindriques. Les améliorations apportées permettent d'extraire plus d'informations sur les inclusions soit leur pourcentage surfacique, leur taille, leur forme et leur disposition dans la matrice DSM. En effet, cette méthode peut fournir les coordonnées des contours d'inclusions numérisés. Pour cela, les éprouvettes sont photographiées de profil (avec un appareil photo numérique) en faisant tourner l'éprouvette d'un angle de 20° (soit 18 vues). La surface latérale déroulée (Fig. 2) est obtenue par l'assemblage des segments isolés dont la courbure (déformation) est négligée en utilisant le logiciel de traitement d'images Adobe Photoshop. Les caractéristiques géométriques des deux types d'inclusions repérées visuellement et contourées manuellement (inclusions > 3 mm) sont obtenues avec le même logiciel.

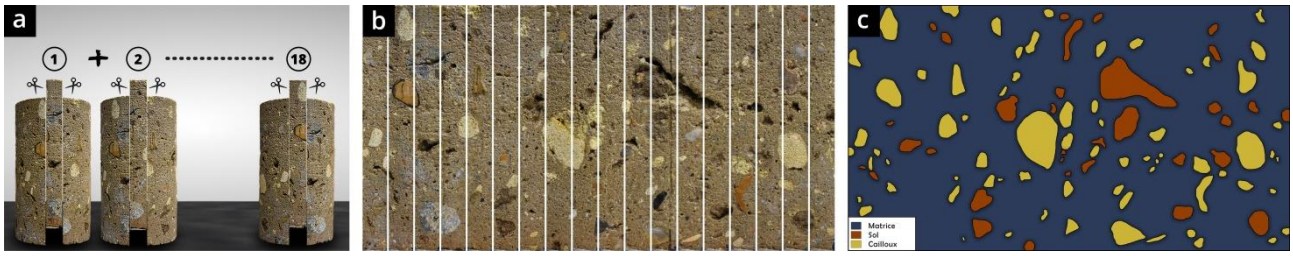


Figure 2. a) Isolement de chaque segment de photo de l'éprouvette en la faisant tourner de 20° à chaque photo ; b) Assemblage des 18 segments isolés et c) Traitement de l'image obtenue.

1.2.3. Méthode 3D (pourcentage d'inclusions en volume)

La méthode 3D permet de reconstituer l'éprouvette de DSM contenant des inclusions. Elle consiste à découper à l'aide d'une scie l'éprouvette en tranches de quelques

millimètres d'épaisseur (Fig.3) après avoir réalisé les essais mécaniques souhaités. La méthode 2D est alors appliquée sur la série d'images de la section de l'éprouvette afin de numériser les contours des deux types d'inclusions présentes. Ces contours sont importés ensuite dans le logiciel de conception assistée par ordinateur (CAO) SolidWorks afin de créer la géométrie 3D des inclusions (Fig. 4).

Figure 3. a) Système de maintien des éprouvettes qui ont subi l'essai de résistance à la compression simple (R_c) avant le sciage ; b) Sciage des éprouvettes en tranches à l'aide d'une scie à matériaux et c) Acquisition d'images à l'aide d'un appareil photo numérique.

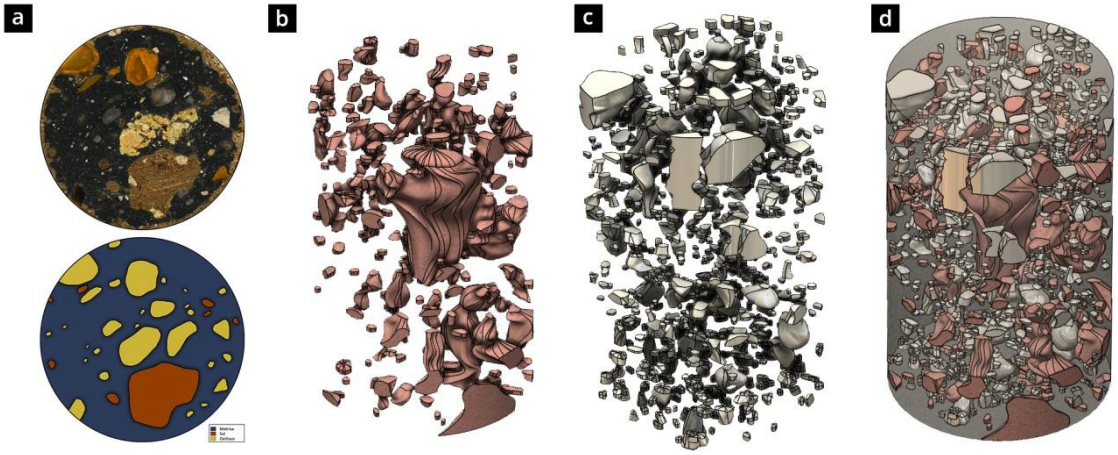


Figure 4. a) Numérisation des inclusions en utilisant la méthode 2D ; b) Inclusions de type sol non malaxé et c) Inclusions de type cailloux reconstruits en 3D à partir de 102 profils 2D issus de l'analyse d'images et d) Assemblage des inclusions de sol non malaxé + cailloux + matrice DSM.

1.3. Mesure des propriétés mécaniques des matériaux DSM

1.3.1. Vitesse des ondes sismiques primaires V_p

La vitesse d'onde de compression V_p a été mesurée sur les éprouvettes DSM avant l'essai de la résistance à la compression simple (essai non destructif). Un appareil de type « pund it », qui mesure la vitesse d'onde P à travers une éprouvette de matériau (Fig. 5c), a été utilisé. Cette mesure permet d'obtenir des informations sur la densité ainsi que les propriétés élastiques reliées à la présence d'inclusions dans les matériaux DSM étudiés.

1.3.2. Résistance à la compression simple R_c

La résistance à la compression simple a été mesurée selon la norme NF EN 13286-41 (2003). Pour les 4 sondages carottés testés, 45 éprouvettes ont été testées dont 25 jusqu'à rupture totale (Fig. 5c). Quant aux 20 éprouvettes restantes (10 de SC1-M et 10 de SC4-S), le test de résistance à la compression simple est arrêté à 90-95% de la valeur de la force à la rupture estimée afin de ne pas endommager trop fortement les éprouvettes, ce qui empêcherait de réaliser la caractérisation des inclusions.

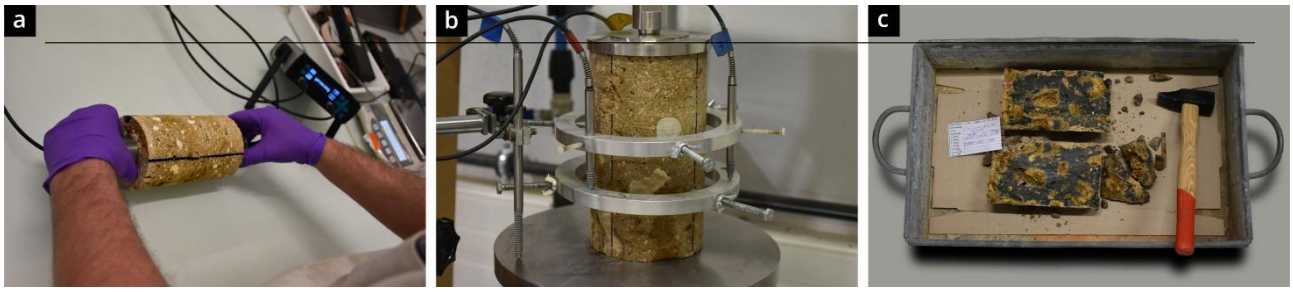


Figure 5. a) Mesure de la vitesse d'onde V_p à l'aide de l'appareil « pund it » ; b) Montage de l'essai R_c avec les capteurs de mesure de déplacement et c) Eprouvette après rupture.

3. Résultats expérimentaux et discussions

3.1. Evaluation des pourcentages d'inclusions dans les matériaux DSM

Les pourcentages d'inclusions (sol non malaxé et cailloux) évalués en s'appuyant sur la méthode 1D, 2D et 3D sont tracés sur la Fig. 6. Indépendamment de la méthode d'évaluation et du chantier, la quantité d'inclusions de sol non malaxé et de cailloux varie entre 2 et 22%. Dans un premier temps, la comparaison entre les deux méthodes non destructives 1D et 2D montre que les pourcentages linéaires d'inclusions P_{1D} sont supérieurs aux pourcentages surfaciques P_{2D} avec un écart d'environ 5% (Fig. 6a). Ensuite, pour tester la représentativité de ces deux méthodes par rapport à la méthode 3D considérée ici comme la référence, deux paramètres indicateurs $A_{3D/1D}=P_{3D}/P_{1D}$ et $A_{3D/2D}=P_{3D}/P_{2D}$ sont proposés en négligeant la position des points (au-dessus ou en dessous) par rapport à la droite x=y (i.e. A>1). Les résultats montrent que pour les méthodes 1D et 2D, la valeur moyenne <A> est égale à 1,8. Or, la méthode d'évaluation des inclusions est d'autant plus satisfaisante si la valeur moyenne <A> est proche de 1. En revanche, le domaine de pertinence de l'évaluation des pourcentages par les méthodes 1D et 2D défini sur les Fig. 6b et Fig. 6c respectivement (zone verte) montre que 63% des pourcentages estimés par la méthode 1D et 55% estimés par la méthode 2D sont satisfaisants avec A<1,5 (seuil fixé dans cette étude, au-delà duquel les pourcentages 1D ou 2D sont considérés comme étant sous-estimés ou surestimés). Enfin, du point de vue du taux de correspondance entre les pourcentages volumiques et linéaires par rapport aux pourcentages surfaciques, la méthode manuelle 1D semble être plus prometteuse par rapport à la méthode 2D basée sur l'analyse d'image, notamment en tenant compte de la simplicité de mise en œuvre sur la surface extérieure des éprouvettes cylindriques de matériau DSM.

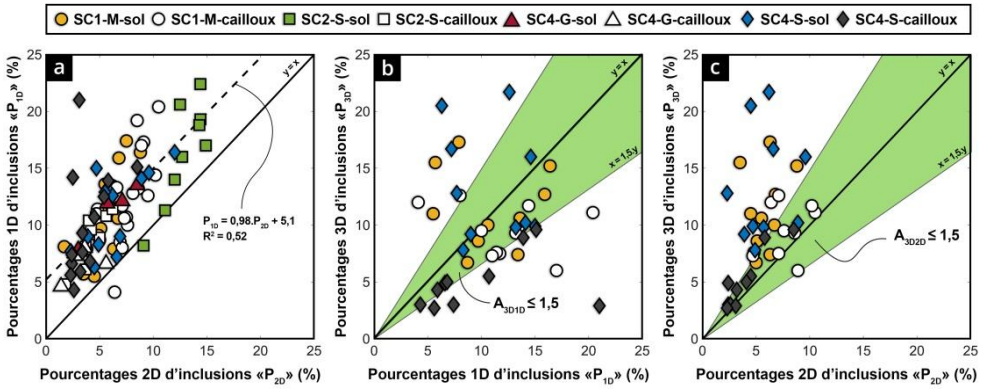


Figure 6. a) Pourcentages 1D versus pourcentages 2D (45 éprouvettes x 2 types d'inclusions = 90 points) ; b et c) Pourcentages 3D versus 1D et 2D respectivement (10 éprouvettes de SC1-M + 10 éprouvettes de SC4-S x 2 types d'inclusions = 40 points).

3.2. Propriétés mécaniques en fonction de la profondeur de prélèvement

Indépendamment de l'origine des échantillons testés et comme attendu, une bonne corrélation est observée entre la vitesse d'onde V_p et la densité apparente (Fig. 7a) déterminée par la mesure des dimensions et de la masse humide des éprouvettes et entre la résistance à la compression simple R_c et V_p sur les éprouvettes de DSM (Fig. 7b).

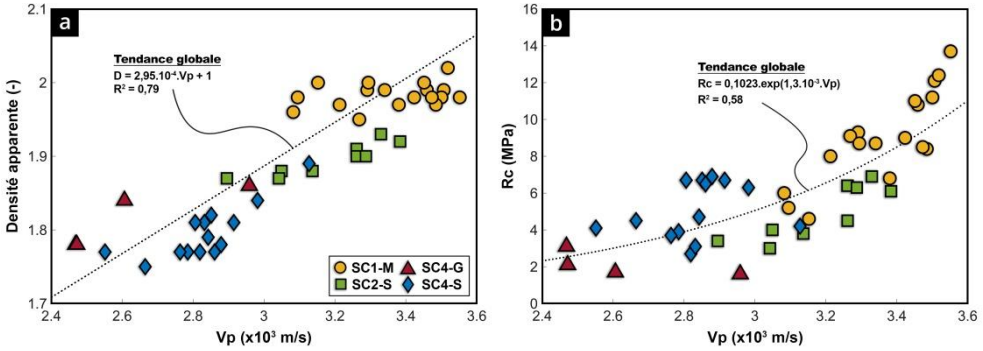


Figure 7. Evolution a) des densités apparentes et b) de R_c en fonction de V_p.

Les éprouvettes de la carotte SC1-M présentent les valeurs de densité les plus élevées (idem pour V_p et R_c) car ces dernières sont formées à partir d'un sol sableux et elles contiennent moins d'inclusions de sol non malaxé et plus de cailloux selon les pourcentages moyens 1D, 2D et 3D dans le Tableau 2, par rapport aux éprouvettes des autres sites. Concernant les matériaux du site S sur lequel la méthode humide (pour SC4-S) et la méthode sèche (pour SC2-S) ont été testées, la gamme de R_c semble être la même malgré les temps de cure in situ, soit 3 ans pour SC2-S et 8 ans pour SC4-S, avec une vitesse de son plus élevée pour le matériau SC2-S qui est plus dense (Fig. 7a).

Par ailleurs, la Fig. 8 montre la variation de R_c et de la vitesse d'onde V_p en fonction de la profondeur de prélèvement. L'objectif est de vérifier si l'outil de malaxage induit ou non un mélange de qualité homogène sur la hauteur de l'écran. Or, une tendance à la diminution des propriétés mécaniques R_c et V_p avec la profondeur est observée pour le sondage carotté SC1-M (sol majoritairement sableux). Cette diminution est cohérente avec l'augmentation de la fraction volumique d'inclusions de sol non malaxé évaluées avec la méthode 3D (Fig. 8c).

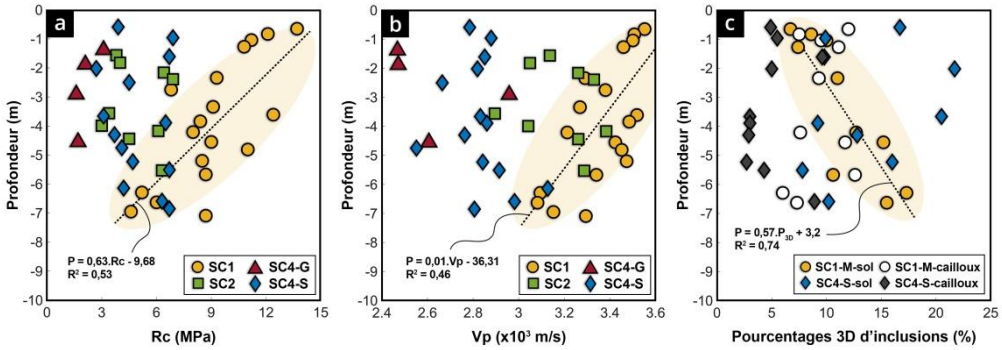


Figure 8. Evolution des propriétés mécaniques a) R_c ; b) V_p et c) du pourcentage d'inclusions en fonction de la profondeur dans l'écran.

Concernant les autres carottes testées, soit SC2-S, SC4-G et SC4-S, aucune corrélation n'apparaît clairement entre les propriétés mécaniques et la profondeur. L'homogénéité mécanique du mélange sur la hauteur des écrans étanches sur ces trois sites (avec la méthode sèche ou humide) semble donc plus importante qu'au droit du site M au niveau du sondage SC1-M. Cette homogénéité mécanique s'observe malgré une

dispersion importante des pourcentages 3D d'inclusions de sol non malaxé estimés en fonction de la profondeur sur la carotte SC4-S (méthode humide). En conclusion, une base de données plus large serait nécessaire afin de distinguer l'effet de la nature lithologique des terrains malaxés et de la méthode DSM utilisée (sèche ou humide) sur l'évolution des propriétés mécaniques et des pourcentages volumiques d'inclusions.

Tableau 2. Pourcentages moyens d'inclusions déterminés par les méthodes 1D, 2D et 3D.

Carotte	$P_{1D\text{-}moy}$ sol	$P_{1D\text{-}moy}$ cailloux	$P_{2D\text{-}moy}$ sol	$P_{2D\text{-}moy}$ cailloux	$P_{3D\text{-}moy}$ sol	$P_{3D\text{-}moy}$ cailloux
SC4 – G	11,5	6,6	6,1	3,5	--	--
SC4 – S	10,5	10,1	6,1	3,8	13,5	5
SC1 – M	11	12,6	5,5	7,8	11,5	9,5
SC2 – S	16,4	8,8	12,8	4,3	--	--

3.3. Impact des inclusions sur les propriétés mécaniques des matériaux DSM

La Fig. 9 présente l'impact de la présence d'inclusions de sol non malaxé au cœur de la matrice DSM, évaluée par la méthode 3D, sur les propriétés mécaniques des matériaux. Comme attendu, les résultats montrent une tendance à la baisse de la résistance à la compression simple R_c et de la vitesse d'onde primaire V_p avec l'augmentation du pourcentage volumique d'inclusions de sol non malaxé avec le ciment et l'eau. Cette tendance est observée sur l'ensemble des 20 éprouvettes provenant du site M (soit SC1-M – méthode sèche) et du site S (soit SC4-S – méthode humide).

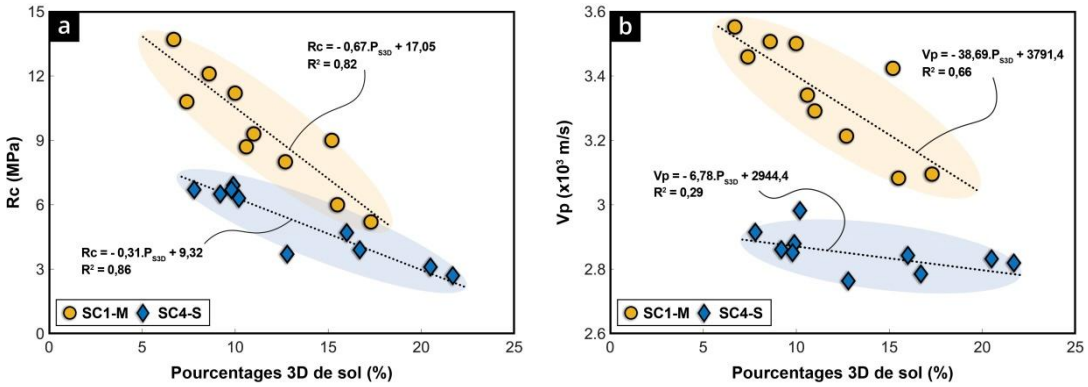


Figure 9. Evolution des propriétés mécaniques avec les pourcentages 3D d'inclusions de sol.

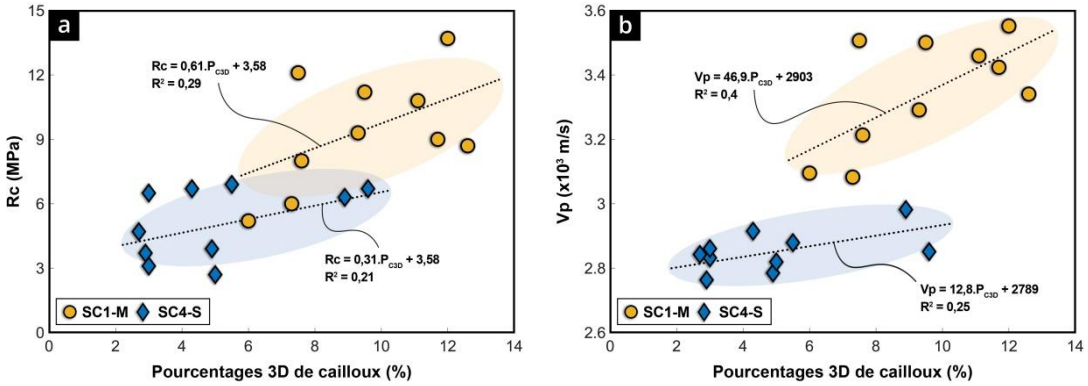


Figure 10. Evolution des propriétés mécaniques avec les pourcentages 3D de cailloux.

La présence des boulettes de sol non malaxé entraîne une dégradation des propriétés mécaniques du matériau DSM telle que rapportée dans la littérature (Ganne et al., 2011 ; Denies et al., 2012 ; Hessouh et al., 2018). De ce fait, la Fig. 10 montre un effet plutôt

bénéfique de la présence de cailloux sur les performances mécaniques des matériaux DSM car ceux-ci compenseraient l'effet défavorable des inclusions de sol non malaxé sur les éprouvettes SC1-M et SC4-S. Malgré les faibles valeurs du coefficient R^2, une augmentation de R_c et V_p avec le pourcentage volumique de cailloux (avec des tailles supérieures à 3 mm) est observée sur les deux carottes testées.

4. Conclusions et perspectives

Les résultats présentés contribuent à mieux cerner le caractère hétérogène des matériaux produits par DSM et l'impact de ces hétérogénéités (inclusions) sur leur comportement mécanique. Bien que les méthodes 1D et 2D donnent entre 55 et 63% d'estimations satisfaisantes des pourcentages d'inclusions par rapport à la méthode 3D prise comme référence, une base de données plus large contenant les caractéristiques des inclusions dans une gamme étendue de matériaux DSM est nécessaire afin de corréler de manière fine les pourcentages d'inclusions fournis par les méthodes 1D et 2D (méthodes de quantification non destructives) et la méthode 3D la plus précise mais entraînant la destruction de l'éprouvette par sciages successifs. Il s'agit au final d'établir une méthode d'évaluation des pourcentages d'inclusions la plus pratique, rapide et bien entendu la plus représentative, pouvant être utilisée idéalement sur chantier.

La méthode 3D développée dans le cadre de cette étude permet de construire une base de données d'inclusions en 3D dans laquelle les pourcentages, la taille, la disposition spatiale ainsi que la forme d'inclusions de sol non malaxé et de cailloux seraient connus. Grâce aux différentes configurations d'inclusions, un matériau homogénéisé ayant des propriétés moyennes peut être généré numériquement à partir des propriétés locales de chaque phase présente dans le matériau DSM (matrice cimentaire, sol non malaxé et cailloux). Ce matériau moyen peut être ensuite utilisé dans la simulation de la réponse de l'ouvrage in situ réalisé par la technique de DSM qui est soumis à différentes sollicitations hydriques, hydrauliques et mécaniques au sein du corps de digue.

5. Références bibliographiques

CFBR (2021). Recueil de méthodes et de techniques de confortement et réparation des digues de protection en remblai. Comité Français des Barrages et réservoirs, 501 p.

Denies N., Huybrechts N., De Cock F., Lameire B., Vervoort A., Maertens J. (2012). Mechanical characterization of Deep Soil Mix material – procedure description. Proceedings, International Symposium of ISSMGE - TC211 on recent research, advances & execution aspects of ground improvement works, vol. 3, pp. 117-126, Brussels, Belgium.

Ganne P., Denies N., Huybrechts N., Vervoort A., Tavallali A., Maertens J., Lameire B., De Cock F. (2011). Soil mix: influence of soil inclusions on structural behaviour. Proceedings, 15th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, pp. 977-982, Athens, Greece.

Hessouh J. J., Eslami J., Beaucour A.L., Helson O., Noumowe A., Gotteland P. (2018). Study of effect of soft inclusion on the mechanical behavior of soilcrete mixtures: experimental and modeling approaches. Materials and Structures, vol. 51(5), 10 p.

Laefer D.F., O'Neill D., O'Mahony C. (2009). Impact of clay on early jet grouting strength. Proceedings, DFI 34th Annual Conference on Deep Foundations, 10 p, Kansas City, USA.

Van Lysebetten G., Vervoort A., Maertens J., Huybrechts N. (2014). Discrete element modeling for the study of the effect of soft inclusions on the behavior of soil mix material. Computers and Geotechnics, vol. 55, pp. 342–351.

LES LIMONS TRAITES DU CANAL SEINE NORD EUROPE POUR UN RE-EMPLOI OPTIMAL EN BAJOYER D'ÉCLUSE

TREATED SILTS FROM THE NORTH EUROPE-SEINE CHANNEL FOR A BETTER USE IN LOCK WALL

Charles BIZIEN[1], Olivier QUESTE[1], Véronique BERCHE[1], Sonia FANELLI[2], Yasmina BOUSSAFIR[2], Fabien SZYMKIEVICZ[2], Philippe REIFFSTECK[2], Nathalie DUFOUR[3], Rémy MATTRAS[4], Mickael LECOEUR[4]
[1] *Société du Canal Seine Nord Europe, France*
[2] *Université Gustave Eiffel, Département GERS, laboratoire Sols Roches Ouvrages géotechnique, campus de Marne-la-Vallée, France*
[3] *Cerema, DTer Méditerranée, Equipe de recherche GéoCoD*
[4] *EGIS, Groupement de Maitrise d'œuvre ONE*

RÉSUMÉ – Le projet Canal Seine Nord Europe, va constituer le plus important chantier de terrassement des années à venir. Dans ce contexte, des solutions innovantes de réutilisation des matériaux du site sont recherchées. Les limons issus des déblais font l'objet d'études en vue de leur utilisation dans le cadre des ouvrages du projet. Ces études comportent notamment un programme d'essais spécifiques qui est décrit dans cet article.

ABSTRACT – The Canal Seine Nord Europe project, a wide-gauge channel that extends over more than 100 km between Compiègne and Cambrai, will be the largest earthworks project in the years to come. In this context, innovative solutions for reusing materials extracted from the site are considered. The use of treated silts for the optimization of lock structures is thus the subject of specific test programs described in this article.

1. Contexte

Le projet Canal Seine Nord Europe, itinéraire fluvial à grand gabarit qui s'étend sur plus de 100km entre Compiègne et Cambrai, va constituer le plus important chantier de terrassement des années à venir. La réalisation des travaux du canal Seine Nord Europe est un projet majeur des années 2020, qui permettra avec 100km de tracé de canal neuf jalonnés de sept écluses, d'assurer le trafic fluvial à grand gabarit entre l'Ile de France et le Nord de l'Europe. Les travaux de terrassement se feront en traversant les limons de surface et les craies d'âge secondaire.

Les travaux étant excédentaires en matériaux, les enjeux techniques ont porté sur la valorisation maximale des matériaux extraits en déblais pour réaliser les ouvrages géotechniques. Les études se sont entre autres concentrées sur les limons des sites, classés A1/A2.

Les travaux de recherche de ces dernières années ont permis d'envisager des solutions de traitements de sols pour remplir des fonctions spécifiques aux ouvrages. Par exemple, le réemploi des limons a été étudié pour une utilisation en étanchéité du canal, en protection d'étanchéité, et pour constituer des remblais contigus au sas des écluses.

Des études sont conduites par la SCSNE relatives à l'utilisation de limons dans le but de mieux appréhender les caractéristiques de ces matériaux après traitement. Les études en cours comprennent notamment :

- une campagne d'identification de la ressource en limons sur une partie du tracé,
- des essais mécaniques spécifiques sur les sols traités,
- des essais sur des matériaux mis en œuvre sur un chantier expérimental,

Deux enjeux sont à considérer pour ces matériaux

- l'analyse des effets de la fatigue sous l'effet des sollicitations cycliques (comme les sassées des écluses),
- le comportement du matériau sous l'effet du vieillissement.

On présente ci-dessous en figure 1 un profil type d'une écluse du Canal Seine Nord Europe.

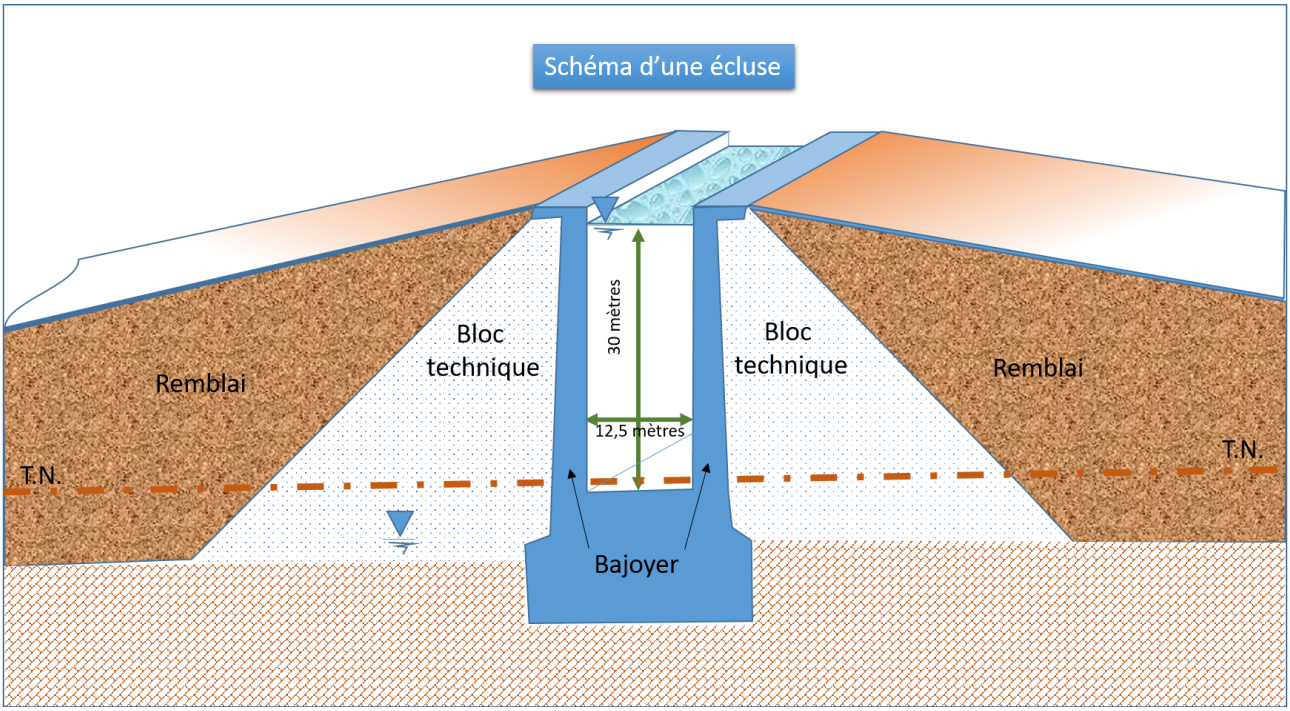


Figure 1. Représentation schématique d'une écluse et localisation des blocs techniques associés aux bajoyers

Cette communication décrit un programme d'essais conduit par la SCSNE concomitamment aux études de conception, et plus particulièrement les essais mécaniques spécifiques réalisés sur ces matériaux.

2. Présentation du programme d'essais sur les limons traités du CSNE

Dans le cadre des études de conception des écluses, la SCSNE et son Maître d'œuvre ONE ont défini et mis en œuvre un programme d'essai spécifique destiné à mieux caractériser le comportement de ce matériau.

Ces essais auront ainsi pour objectif de mieux appréhender les performances mécaniques complétant les études et connaissances existantes comme les données bibliographiques existantes et de guides utilisés par la profession (LCPC-Sétra, 2000).

Les résultats obtenus permettront de contribuer aux études de dimensionnement des ouvrages.

Le programme en cours de mise en œuvre comprend ainsi les étapes suivantes.

- **Une campagne de prélèvements in situ**, et d'identification physique en laboratoire permettant de caractériser les principaux gisements de limons présents sur le tracé du canal, en quantité et en qualité. Cette première étape menée en 2021 a permis d'identifier les sites qui présentent une qualité et une homogénéité de limons compatibles avec leur réutilisation).
- **La réalisation d'études de traitement pour les gisements retenus**, destinées à définir une formulation pour la suite des essais. Cette étude est réalisée en

plusieurs étapes, avec dans un premier temps des essais sous maturation accélérée (28 jours à 40°c) puis des essais normalisés (90 jours à 20°c).

- La réalisation, pour la formulation retenue, **d'essais de mécanique des sols** destinés à appréhender les propriétés mécaniques des limons traités :
  - Pour différentes conditions de préparation :
    - durées de maturation (28 jours à 40°c, et 90 jours ou 270 jours à 20°c)
    - conditions hydriques: air ou immersion
  - Pour différentes contraintes de confinement correspondantes à la position des échantillons dans les ouvrages,
  - Pour différents niveaux de déformation :
    - essais triaxiaux monotones en conditions drainées et non drainées,
    - essais triaxiaux cycliques,
    - essais de résonance en torsion,
    - mesure de la célérité des ondes S et P.

- Un programme pour contribuer à caractériser le vieillissement et le fluage des limons traités qui s'est inspiré d'essais développés habituellement pour la caractérisation des bétons. Ils comprennent des essais de laboratoires couplés à des modélisations numériques :
  - Les essais de fluage en laboratoire sont réalisés pendant au moins six mois en conditions thermiques et hydriques contrôlées.
  - Le comportement observé en laboratoire sur les premiers mois est intégré dans la modélisation, ce qui permet de simuler le comportement au-delà des mois d'observation et d'obtenir une prédiction du comportement à long terme (50 000 jours).

- Un chantier expérimental destiné à fiabiliser la conception et à consolider les données de laboratoire, a été conduit. Le chantier du démonstrateur vise les objectifs suivants:
  - Objectif 1 : Mettre au point une ou des méthodes permettant d'obtenir l'homogénéité et le monolithisme d'un massif en limons traités à l'échelle d'un ouvrage.
  - Objectif 2 : Appréhender les paramètres mécaniques « en grand » du massif en limon traité et ainsi apprécier les écarts entre les propriétés mécaniques des limons traités (modules et résistance au cisaillement) obtenues en laboratoire à l'échelle de l'échantillon et celles obtenues dans des conditions de mise en œuvre de chantier
  - Objectif 3 : définir et tester des solutions de construction pour fiabiliser le comportement et la performance du matériau au contact avec le béton c'est-à-dire l'interface entre massif en sol traité et bajoyers en béton armé.

3. Comportement mécanique des limons traités, sous sollicitations statiques et cyclique

Les écluses se caractérisent par un fonctionnement avec des cycles successifs de remplissage et vidange du sas. Ces ouvrages sont pour certains en interaction avec les nappes phréatiques. Les essais de caractérisation considèrent :

1. des sollicitations mécaniques cycliques
2. des conditions hydriques différentes,

Ainsi, le programme prévisionnel a pour objet de réaliser un ensemble d'essais de mécanique des sols sur des éprouvettes de limons traités reconstituées en laboratoire pour caractériser ces matériaux en essayant de reproduire ces principales sollicitations. Les objectifs de ce programme sont les suivants :

- Déterminer la résistance au cisaillement des limons traités en fonction du temps de maturation.
- Déterminer les modules sécants au premier chargement (E_{50}) et module d'Young de décharge/ recharge (E_{ur}), coefficient de Poisson et dilatance en fonction du temps de maturation.
- Mesurer le module de cisaillement G et l'amortissement D pour différentes gammes de déformation afin d'obtenir l'évolution du module de cisaillement et l'amortissement en fonction de la distorsion ;
- Mesurer les modules au moyen d'essais triaxiaux cycliques et évaluer l'impact de la fréquence de sollicitation sur les modules ;
- Déterminer les modules en très petites déformations (G_{max}, E_{max}) à différentes contraintes de confinement ;
- Mesurer l'évolution des modules d'Young sous un chargement cyclique (jusqu'à 1 000 000 cycles) ;
- Déterminer la résistance au cisaillement des limons traités après une sollicitation cyclique de 1 000 000 cycles.

Une des originalités de ce programme repose sur la prise en compte des sollicitations mécaniques cycliques probablement induites par le fonctionnement de l'écluse et les cycles de montée et de descente du niveau d'eau dans le sas de l'écluse.
Les résultats obtenus permettront de plus d'améliorer la compréhension du comportement des sols fins traités en vue d'une utilisation en remblai contigu d'Ouvrage d'Art, qui est à ce jour peu répandue (Sétra, 2012).

3.1. Préparation des éprouvettes

Pour répondre à ce programme, plus de cent éprouvettes seront reconstituées en laboratoire et testées mécaniquement. Elles seront fabriquées par compactage statique avec le bâti de chargement présenté en Figure 2.

Ce procédé présente plusieurs avantages : l'enregistrement de la courbe de compactage, qui constitue « l'histoire » de l'éprouvette, l'homogénéité et la répétabilité des éprouvettes ainsi fabriquées pour des essais de mécanique des sols assurées par le contrôle de l'effort axial pendant la phase de compactage. En cas d'écart sensible entre les courbes de compactage, l'éprouvette sera écartée de la campagne expérimentale et une nouvelle éprouvette serait immédiatement recompactée (Serratrice, 2018). La plupart des éprouvettes ainsi fabriquées auront un diamètre de 5 cm (élancement 2).

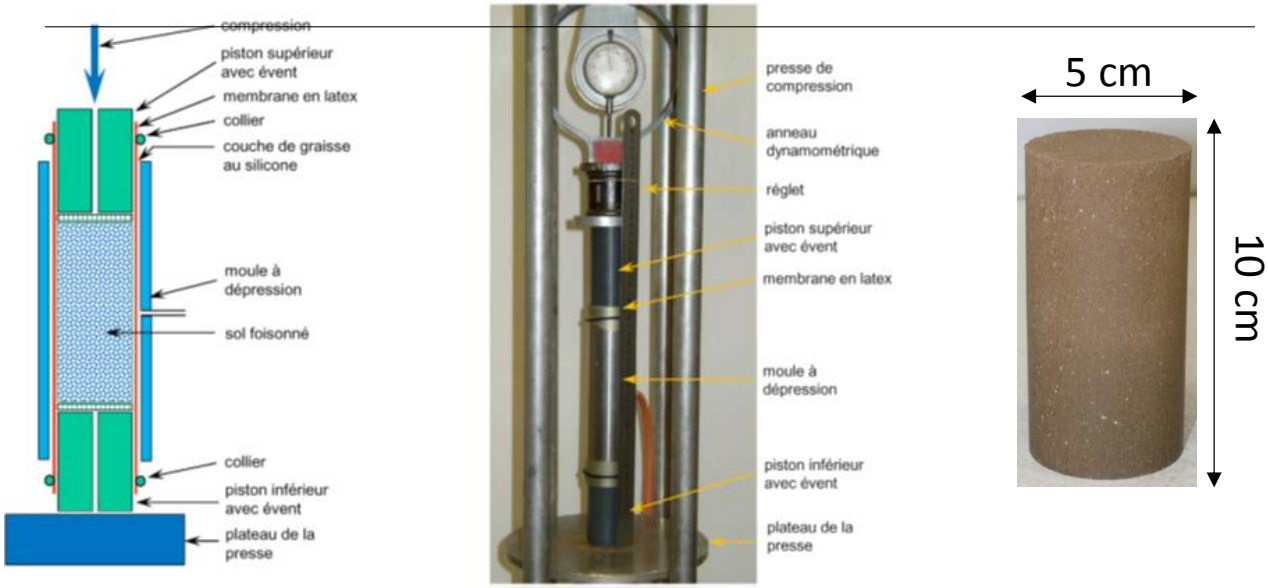


Figure 2. Procédé de compactage statique d'un sol : Schéma du moule de compactage (à gauche) ; photo du bâti de chargement et du moule (au milieu) ; éprouvette de limon traité (à droite) (d'après (Serratrice 2018))

3.2. Résistance

Le premier enjeu de ce programme expérimental sera de mettre en évidence la résistance des limons traités. Des essais triaxiaux consolidés isotropiquement et drainés (CID) et non consolidés non drainés (anciennement UU) pour différentes conditions de cure et pour différentes pressions de consolidation seront effectués. La réalisation de ces essais classiques pour la caractérisation mécanique des sols dans leur état naturel l'est beaucoup moins pour les sols traités. Ils permettent notamment dans le cas présenté ici de mesurer l'évolution des paramètres de résistance au cisaillement en fonction des conditions de maturation des éprouvettes.

Les résultats attendus devraient confirmer l'augmentation de la résistance au cisaillement du matériau traité avec l'augmentation de la durée de cure, en lien avec ce qui est observé classiquement par la mesure des résistances en compression simple lors des études de traitement (LCPC-Sétra, 2000).

Les normes existantes relatives à ces essais serviront de base à leurs réalisations (AFNOR, 2018a ;2018b). Leur transposition à des sols traités amènera les équipes à réfléchir aux problématiques de saturation des éprouvettes traitées, préalables aux essais, et à la qualité du développement de la prise cimentaire attendue, caractérisée indirectement par la durée de cure.

3.3. Déformabilité

Le deuxième enjeu de ce programme est de mesurer les paramètres de déformabilité (modules) du limon traité pour différentes plages de déformation.

En très petites déformations, la raideur du sol est représentée par le module de cisaillement G_{max} qui est en lien direct avec la vitesse des ondes de cisaillement Vs. Dans la gamme des déformations faibles à moyennes, le comportement des sols est non linéaire et hystérétique. La raideur du sol est représentée par le module de cisaillement sécant G. Il est d'usage de l'exprimer aussi par le rapport G/G_{max}. La dissipation d'énergie par le sol au cours des cycles est représentée par le coefficient d'amortissement D. L'existence d'un amortissement minimal D_{min} en très petite déformation est admise généralement. Comme beaucoup de propriétés mécaniques des sols, G et D dépendent à la fois de la contrainte de confinement et du niveau de déformation de cisaillement et dans le cas des sols traités des conditions de maturation (Serratrice, 2016).

La Figure 3 présente la courbe de réduction du rapport G/G_{max} en fonction de la distorsion visée, pour différentes gammes de déformation propres aux ouvrages (dans le cas présent un bajoyer d'écluse) et aux essais en laboratoire.

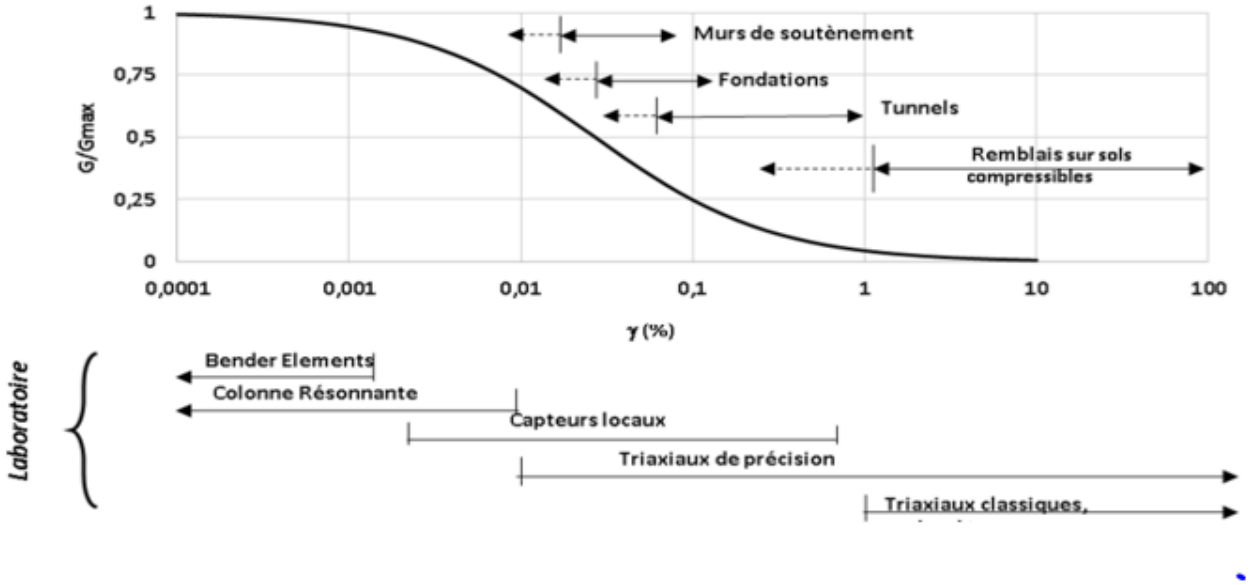


Figure 3. Courbe de réduction du rapport G/G_{max} en fonction de la distorsion pour les différentes plages de déformation propres aux ouvrages et aux essais de laboratoires (d'après Reiffsteck, 2002)

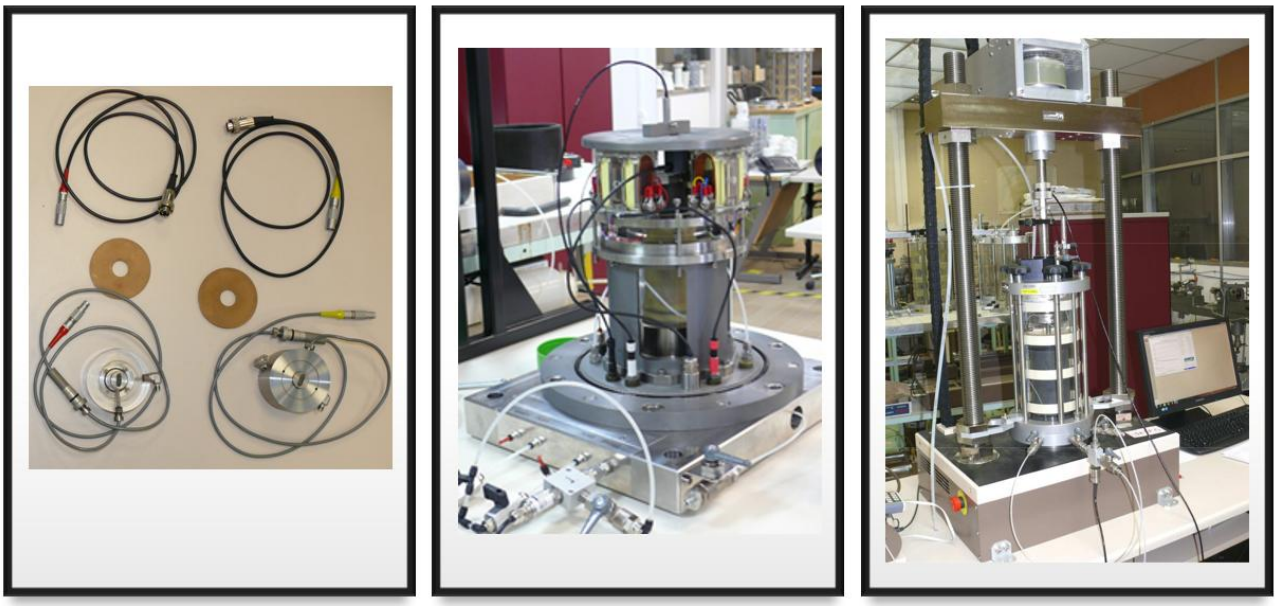


Figure 4. Matériel utilisé au Cerema pour la caractérisation dynamique et cycliques des sols traités en laboratoire : Capteurs piézoélectriques (à gauche) ; Colonne résonante (au milieu) ; Presse triaxiale cyclique asservie (à droite).

En pratique, le recueil des propriétés dynamiques des éprouvettes de limons traités se fera à l'aide de capteurs piézoélectriques (Bender Element) mesurant la célérité des ondes S et P, d'essais de résonance en torsion (colonne résonante) et d'essais triaxiaux cycliques (presse triaxiale cyclique asservie). Les moyens de mesures sont présentés en Figure 4.

En reproduisant des sollicitations cycliques et dynamiques appropriées et contrôlées, les essais de laboratoire permettent d'identifier les paramètres représentatifs du comportement linéaire et non linéaires du limon traité.

Cette caractérisation est extrêmement rare sur des sols fins traités en particulier en ce qui concerne la mise en œuvre d'essais triaxiaux cycliques et d'essais de résonance en torsion. Lors de leur réalisation, des attentions particulières seront apportées sur la mesure des modules (moyen de mesure locale de la déformation fixée sur l'éprouvette par exemple) et aux conditions de saturation, la perméabilité du matériau traité évoluant pendant sa phase de maturation.

Les normes existantes relatives à ces essais serviront de base à leur réalisation (ASTM, 2020 ; 2021).

3.4. Comportement de fatigue sous sollicitations cycliques

Le troisième enjeu de ce programme expérimental sera de préciser le comportement de fatigue du limon traité sous l'effet des sollicitations cycliques. Le comportement de fatigue sera simulé en laboratoire par des essais triaxiaux cycliques avec un nombre de cycles adapté. De plus, à la fin de chaque essai cyclique, un essai triaxial permettra d'évaluer l'évolution des paramètres de résistance du matériau après un nombre de cycles donné.

La fatigue du limon traité sera évaluée pour un nombre de cycles correspondant à 100 ans. Les fréquences de remplissage – vidange d'une écluse serviront de base pour l'évaluation des fréquences d'essai. Une optimisation de ces fréquences sera nécessaire pour reproduire en laboratoire les sollicitations *in situ* dans un temps raisonnable.

La performance des matériaux sous sollicitations cycliques peut dépendre du nombre total de cycles appliqués avant cisaillement, de la fréquence et amplitude appliquée ainsi que des conditions de drainage. La fréquence à appliquer dans l'idéal, reproduit la réalité du site. Cela conduit à prévoir des essais de très longue durée. La réalisation d'essais avec une fréquence plus élevée permet de réduire ce temps mais peut dans certaines conditions influer sur le résultat des essais. Des sollicitations mécaniques cycliques plus rapides peuvent en effet ne pas reproduire la réalité des phénomènes qui se passent au niveau de la prise cimentaire et de la microstructure, notamment au niveau de la circulation des fluides internes à l'éprouvette.

Dans le but de fiabiliser les résultats des essais cycliques sous presse, il est prévu plusieurs séries de tests avec un nombre de cycles réduit pour évaluer l'effet de l'augmentation de la fréquence, des modifications du confinement ou du drainage sur la réponse en dynamique du matériau, et sur l'évolution du module.

4. Conclusions

La réutilisation des matériaux du site est un enjeu des chantiers de terrassement de grande ampleur, que ce soit du point de vue environnemental ou économique.

Avec plusieurs dizaines de millions de mètres cubes de terrassements, le projet Canal Seine Nord Europe qui s'étend sur plus de 100km de longueur s'inscrit dans cette démarche.

Dans ce cadre, le Maître d'Ouvrage SCSNE et le Maître d'œuvre Ecluses (groupement ONE), ont lancé un programme d'essais à l'échelle de l'ensemble du projet afin de quantifier la ressource disponible en limons de plateau, en vue de leur réutilisation en remblai technique d'ouvrage, notamment dans le cadre des écluses

Un nombre important d'essais de mécaniques des sols, réalisés selon des méthodes complémentaires, est en cours au sein des laboratoires du Cerema et de l'Université Gustave Eiffel. Ces essais permettront à terme de préciser les caractéristiques mécaniques, ainsi que les lois contrainte-déformation pour les limons traités.

Les premiers résultats des essais réalisés en laboratoire ont confirmé l'atteinte des objectifs de performances mécaniques visés (Rc, Module et résistance au cisaillement).

5. Références bibliographiques

AFNOR (2018a). NF EN ISO 17892-8. Reconnaissance et essais géotechniques — Essais de laboratoire sur les sols — Partie 8 : essai triaxial non consolidé non drainé. 27p.

AFNOR (2018b). NF EN ISO 17892-8. Reconnaissance et essais géotechniques — Essais de laboratoire sur les sols — Partie 9 : Essais en compression à l'appareil triaxial consolidés sur sols saturés. 39 p.

ASTM. (2020). D3999/D3999M-11e1. Standard test methods for the determination of the modulus and damping properties of soils using the cyclic triaxial apparatus. In: Annual book of ASTM standards. ASTM Inter- national, 14 p.

ASTM. (2021). D4015-21. Standard test methods for modulus and damping of soils by fixed-based resonant column devices. Annual Book of ASTM Standards. USA: ASTM International. 22 p.

LCPC-Sétra (2000). Traitement des sols à la chaux et/ou aux liants hydrauliques. Application à la réalisation des remblais et des couches de forme. Guide technique. Réf. D9924. 246 pages.

Reiffsteck P. (2002). Nouvelles Technologies d'essai en mécanique des sols-Etat de l'art, Symp. Int. PARAM2002, Paris, Presses de l'ENPC, pp. 201-242.

Serratrice, J.-F. (2016). Mesures des propriétés cycliques des sols limoneux ou argileux au laboratoire. Revue Française de Géotechnique, n° 148.

Serratrice, J.-F. (2018). Apport expérimental de la méthode de compactage statique des sols au laboratoire. Revue Française de Géotechnique, n° 156.

Sétra (2012). Construire des remblais contigus aux ouvrages d'art - Murs de soutènement et culées de pont. Note d'information Ouvrgaes d'art n°34. Janvier 2012

ANALYSE MULTI-ECHELLE DU COMPORTEMENT DES CARBONATES POREUX SOUS CHARGEMENT TRIAXIAL

MULTI-SCALE ANALYSIS OF A POROUS CARBONATE ROCK UNDER TRIAXIAL CONDITIONS

Catherine DORE-OSSIPYAN[1,2], Michel BORNERT[1], Patrick AIMEDIEU[1], Alexandre DIMANOV[2], Vincent de GREEF[2], Jean SULEM[1]
[1] Laboratoire Navier, ENPC, Université Gustave Eiffel, CNRS UMR 8205, Marne-la-Vallée, France
[2] Laboratoire de Mécanique des Solides, CNRS UMR 7649, École Polytechnique, 91128 Palaiseau, France

RÉSUMÉ – Des bandes de déformation sont observées dans les carbonates poreux sous différentes conditions de chargement triaxiales et à toutes les échelles. Un nouveau dispositif triaxial insérable dans un microtomographe de laboratoire permet d'observer en 3 D la localisation des déformations à une échelle caractéristique de la microstructure, sur des échantillons de 15 mm ou moins d'un matériau déjà étudié à plus grande échelle.

ABSTRACT – Deformation bands are observed in porous carbonates rocks under different triaxial loading conditions and at all scales. A new triaxial device that can be inserted in a laboratory micro-CT setup allows us to observe in 3D strain localization phenomena in millimeter-sized samples (15 mm in diameter or less), at the microstructure scale of a limestone previously studied at a larger scale.

1. Introduction

La compréhension de la compaction inélastique dans les roches carbonatées est d'une importance capitale pour évaluer les performances hydrauliques des géosystèmes. La formation de bandes de déformation, telle qu'observée dans les carbonates poreux en laboratoire (Baxevanis *et al.*, 2006 ; Papazoglou *et al.*, 2017 ; Huang *et al.*, 2019 ; Chen *et al.*, 2020 ; Leuthold *et al.*, 2021) et sur le terrain (Tondi, 2007 ; Rath *et al.*, 2011, Rustichelli *et al.*, 2012 ; Cilona *et al.*, 2014) des deux dernières décennies, est souvent associée à une réduction intense de porosité due à un effondrement de l'espace poreux, un écrasement des grains, un réarrangement granulaire, des phénomènes chimiques tels que la dissolution par pression, etc. Les bandes de compaction pure, qui se forment perpendiculairement à la contrainte principale maximale, peuvent affecter négativement et de manière permanente les propriétés de transport et le rendement des opérations de géosystèmes telles que le stockage du CO_2 ou la géothermie. Des processus de sédimentation et de diagenèse variables et complexes peuvent induire une grande hétérogénéité de la microstructure de la roche à des échelles variées, ce qui entraîne une grande diversité des micromécanismes impliqués à ces différentes échelles pour accommoder les processus de déformation.

Un calcaire modèle choisi pour sa porosité importante et hétérogène, le calcaire de Saint-Maximin, est étudié dans le cadre d'une campagne expérimentale d'essais triaxiaux à micro-échelle (échantillons de taille millimétrique). Un nouveau dispositif triaxial permettant des essais *in situ* au sein d'un microtomographe de laboratoire a été développé, permettant une meilleure quantification de la localisation des déformations à l'échelle micrométrique, en combinant la microtomographie en contraste d'absorption de rayons X avec des méthodes d'analyse par corrélation d'images numériques. La structuration des bandes de déformation est explorée à partir d'expériences réalisées à petite échelle. Des essais sur des échantillons de taille standard (40x80 mm) sur le même matériau ont déjà

été réalisés au cours de travaux précédents (Baud *et al.*, 2009 ; Baud *et al.*, 2017 ; Abdallah, 2019 ; Abdallah *et al.*, 2020a, b). Les nouveaux essais permettront de rendre compte des effets d'hétérogénéités, et notamment de comprendre l'influence des variations de porosité dans le processus de formation de bandes de compaction dans le matériau Saint-Maximin et de construire un modèle de comportement multi-échelle.

2. Méthode expérimentale

2.1. Description du matériau

Le Saint-Maximin (SML) est un calcaire poreux (>37%) à matrice granulaire, riche en quartz (20-40%). Il provient de la carrière Rocamat à Saint-Maximin-sur-Oise, au nord de Paris (Oise). Le matériau est composé de coquilles fossiles, d'agrégats de grains de calcite microporeux et de grains de quartz, cimentés par de la micrite ou de la sparite carbonatées (Fig. 1a). L'analyse d'images obtenues par micro-tomographie à rayons X des échantillons plus grands (40x80 mm) révèle une alternance de zones de taille centimétrique denses (25%) apparaissant plus claires et de zones poreuses (40-45%) (plus sombres) De grands pores (millimétriques) isolés sont fréquemment observés dans les zones denses, ainsi qu'une surabondance de gros grains et de ciment.

Un échantillon très poreux (41%) de 14 mm de diamètre et 33 mm de hauteur a été carotté et testé. Des essais précédents n'ont détecté aucune orthotropie. On n'observe pas dans cet échantillon de grandes zones très poreuses ou très denses (Fig. 1b et c). La porosité serait plutôt répartie de manière homogène, avec des fluctuations locales à une échelle plus petite que l'échantillon et quelques inclusions distribuées aléatoirement.

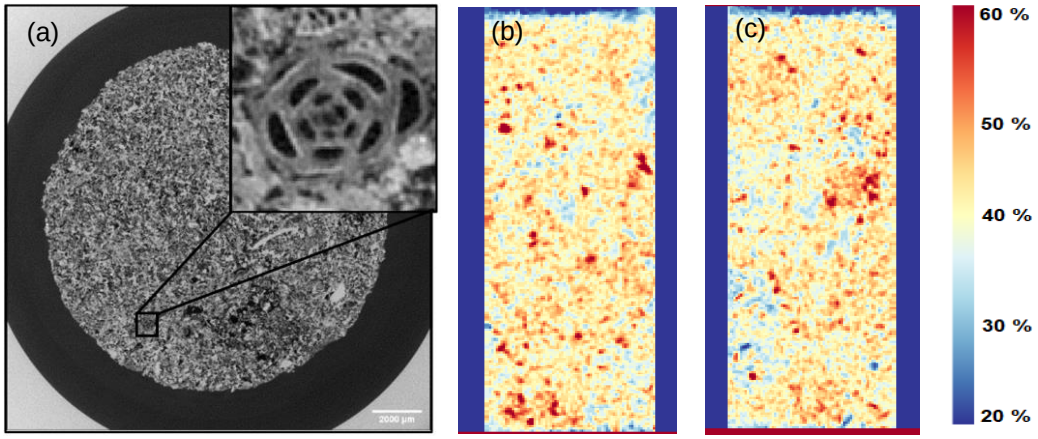


Figure 1. (a) Section de l'échantillon testé imagée par microtomographie. Cartes de porosité locale, calculée sur des fenêtres de taille 40 voxels, de deux sections orthogonales de l'échantillon de SML testé (b) section à 0° et (c) section à 90° (échelle des couleurs à droite pour les deux cartes).

2.2. Description de la procédure expérimentale

L'essai est conduit sur le microtomographe UltraTom (RX Solutions, Chavanod, France) du Laboratoire Navier, équipé de deux sources Hamamatsu (Fig. 2a), l'une en réflexion à 230 kV et d'intensité maximale de 1 mA, l'autre en transmission avec deux cathodes (W ou LaB_6) différentes, à 160 kV et 100 kV, d'une intensité maximale de 10 µA. Toutes deux peuvent être utilisées avec la cellule triaxiale, dont la géométrie est conçue de sorte à pouvoir minimiser la distance source-objet et ainsi atteindre les meilleures résolutions spatiales en laboratoire. Elle diffère de ce point de vue des dispositifs utilisés sous rayonnement synchrotron (Lenoir *et al.*, 2007) pour lesquels les contraintes géométriques sont moins critiques. Une platine tournante permet la rotation précise du dispositif

expérimental devant la source utilisée pendant l'acquisition de l'image. Les radiographies sont acquises avec un imageur récent Varex 4343 DXI, formé de 3072x3072 pixels de 139µm de côté, présentant un rapport signal/bruit notablement amélioré par rapport aux capteurs de générations antérieures.

Une pression de confinement maximale de 20 MPa peut être imposée dans la cellule triaxiale. Le confinement est assuré par de l'eau. Dans ce premier essai, le chargement hydrostatique est appliqué manuellement, par paliers de 2 bars en 2 bars, radialement, puis axialement. La force axiale est appliquée par le piston inférieur, activé par un vérin électromécanique (Fig. 2b) et mesurée par deux cellules de force. La déformation axiale moyenne de l'échantillon peut être estimée à partir des tours moteurs, si l'on connait la souplesse de la machine. De plus, tout au long des phases de chargement, des radiographies ont été prises de manière à suivre qualitativement et quasiment en continu la déformation de l'échantillon : la déformation axiale moyenne sur l'échantillon peut ainsi être aussi estimée par application de la Corrélation d'Images Numériques 2D (CIN) sur les radiographies 16-bit ainsi acquises. La déformation peut aussi être évaluée plus localement au sein des radiographies, pour en particulier détecter les toutes premières manifestations de localisation.

Un échantillon est préparé et monté sur l'appareil triaxial, qui est lui-même monté sur la platine tournante. L'échantillon est glissé dans une membrane en silicone, qui est serrée contre les pistons, enduits de graisse à vide, à l'aide d'un collier en fil de fer fin, pour assurer l'étanchéité. Des talons en aluminium protègent les conduits d'injection pour le contrôle de la pression de pores du bouchage par des grains de calcite. Deux paires de feuillets circulaires de Téflon sont ajoutés entre le matériau testé et les talons, afin de réduire l'effet du frottement entre l'échantillon et l'aluminium.

L'essai est conduit à température ambiante sur un échantillon sec. Une pression hydrostatique de 2 MPa est d'abord appliquée. Un scan de référence est fait à ce moment-là (étape 0). Les scans sont réalisés avec la source en réflexion sous une tension de 120 kV et une intensité de 70 µA. Un filtre en cuivre de 0.1 mm d'épaisseur a été rajouté sur la fenêtre de la source pour supprimer tout artéfact de durcissement de faisceau, que les parois en aluminium de la cellule triaxiale réduisent déjà considérablement. Les scans sont réalisés en mode « stack » pour couvrir la totalité de l'échantillon, en deux balayages. Les volumes sont reconstruits avec une taille de voxel de 8.5 µm à l'aide du logiciel X-Act (RX Solutions). Un second scan est réalisé au confinement de 8 MPa (étape 0bis). Pendant la phase déviatorique, on contrôle le déplacement du piston à une vitesse de 0.1µm/s, et sa position finale. Entre chaque pas de chargement, variant entre 2 et 50 µm, une radio de l'échantillon est prise. À 0.1, 0.7, 1.5, 2.4 et 3.9% de déformation axiale totale, évaluée à partir du déplacement machine, un scan de 16h de l'échantillon complet sous pression et déplacement machine maintenus est mené. Une relaxation de l'échantillon peut être clairement relevée pendant ces scans (Fig. 3). Une étude métrologique préliminaire a montré que la CIN 2D menée sur les radiographie ne fournit une précision suffisante que si l'on réduit le bruit des radiographies par moyennage d'image ; 32 radiographies sont ainsi nécessaires pour chaque niveau de chargement, ce qui impose d'interrompre le chargement pendant leur acquisition. Les fluctuations en dents de scie sont dues à ces arrêts plus courts.

Les images volumiques, de 2800x2800x4000 voxels, codées en 8-bit, sont ensuite analysées à l'aide de la Corrélation d'Images Volumiques (CIV), l'extension à 3 dimensions de la CIN (Bornert *et al.*, 2004, Lenoir et al, 2007), permettant ainsi de produire des cartes de déformations du matériau pendant l'essai. Cette méthode nous permet également d'estimer précisément la déformation axiale moyenne de l'échantillon.

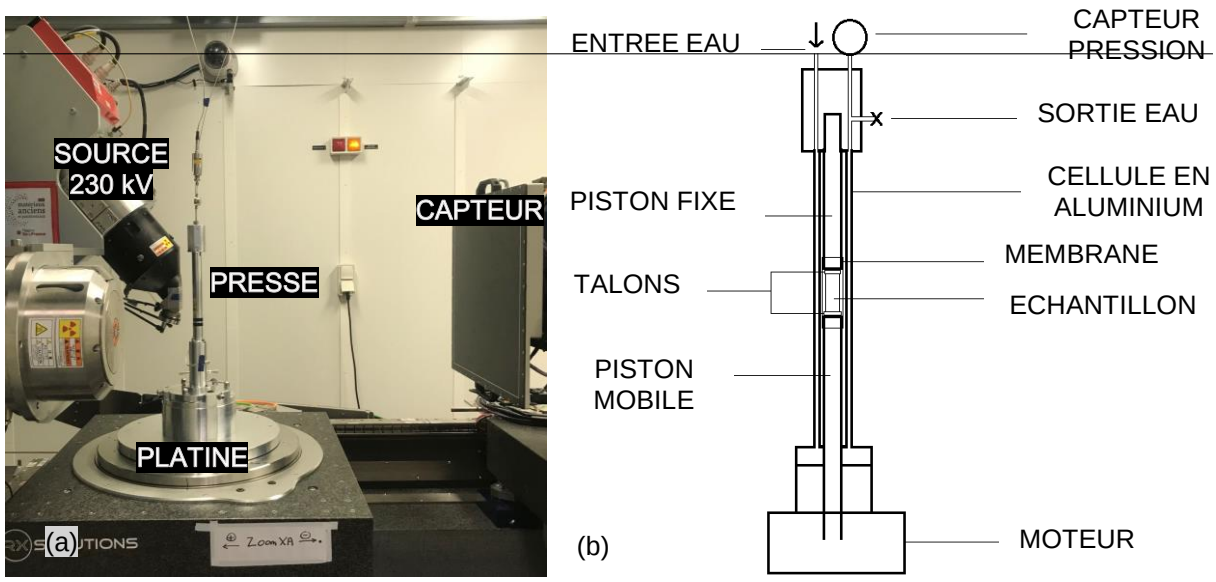


Figure 2. (a) Photo du dispositif expérimental monté (au centre) dans la chambre du tomographe avec source à gauche et détecteur à droite (b) Schéma de la presse triaxiale avec échantillon monté.

2.3. Corrélation d'Images

La corrélation d'images volumiques (Bornert *et al.*, 2004 ; Lenoir *et al*., 2007) est une extension à trois dimensions de la corrélation d'images numériques (Sutton *et al.*, 1983 ; Doumalin, 2000) classique. Grâce à la corrélation d'images, il est possible de quantifier et de caractériser les micro-mécanismes de déformation à l'échelle locale. Cette méthode consiste à déterminer le champ de déplacements à partir de la comparaison de deux images numériques tridimensionnelles avant et après déformation. Des sous-volumes, appelés domaines de corrélation, sont définis dans l'image de référence et sont chacun identifiables par la distribution spatiale de leurs niveaux de gris. On recherche la transformation qui associe la distribution des niveaux de gris des voxels la plus semblable dans l'état déformé. Ceci suppose alors que l'on ait des images suffisamment contrastées à l'échelle étudiée et que chaque domaine ait des niveaux de gris uniques. Les matériaux hétérogènes tels que les carbonates sont très adaptés à l'utilisation de la CIV, car ils présentent naturellement de très bons contrastes locaux. Il faut par ailleurs supposer que la variation des niveaux de gris ne traduit que la transformation matérielle, éventuellement, selon le critère de ressemblance retenu, à des variations de contraste et de brillance globales près. Cette dernière hypothèse de conservation des niveaux de gris n'est cependant pas tout à fait vraie, notamment en cas de déformation locale intense au sein des domaines de corrélation, qui apparaissent en cas de localisation.

La ressemblance entre deux configurations est évaluée à partir du minimum d'un coefficient de corrélation, dépendant de la transformation locale, dans un domaine entourant la solution finale. Cette évaluation est d'abord menée « au voxel près » par l'exploration exhaustive de l'ensemble des positions discrètes possibles. Pour accéder à une précision subvoxel, on minimise le coefficient de corrélation vis-à-vis des composantes de déplacement continues en faisant appel à une interpolation des niveaux de gris de l'image finale, au moyen d'un algorithme de descente de premier gradient. La CIN est ainsi un problème d'optimisation. L'algorithme peut facilement être parallélisé pour limiter les temps de calcul.

Pour cette campagne d'essai, un domaine de corrélation cubique de 20 voxels de côté (0.17 mm) a été retenu Cette même distance définit aussi la base de mesure pour l'évaluation des déformations locales calculées à partir d'une formulation aux éléments finis dont les déplacements nodaux sont les mesures par CIV.

3. Résultats

Le déviateur en fonction de la déformation axiale (estimée ici à partir du déplacement du piston inférieur, corrigé de la souplesse machine, et divisé par la longueur initiale de l'échantillon) est présenté sur la Figure 3. Le déviateur augmente linéairement jusqu'à un niveau d'environ 0.3 MPa, puis se stabilise sur un palier court, de 0.1% à 0.7%, qui est suivi par une augmentation linéaire du déviateur jusqu'à 3.9% de déformation axiale.

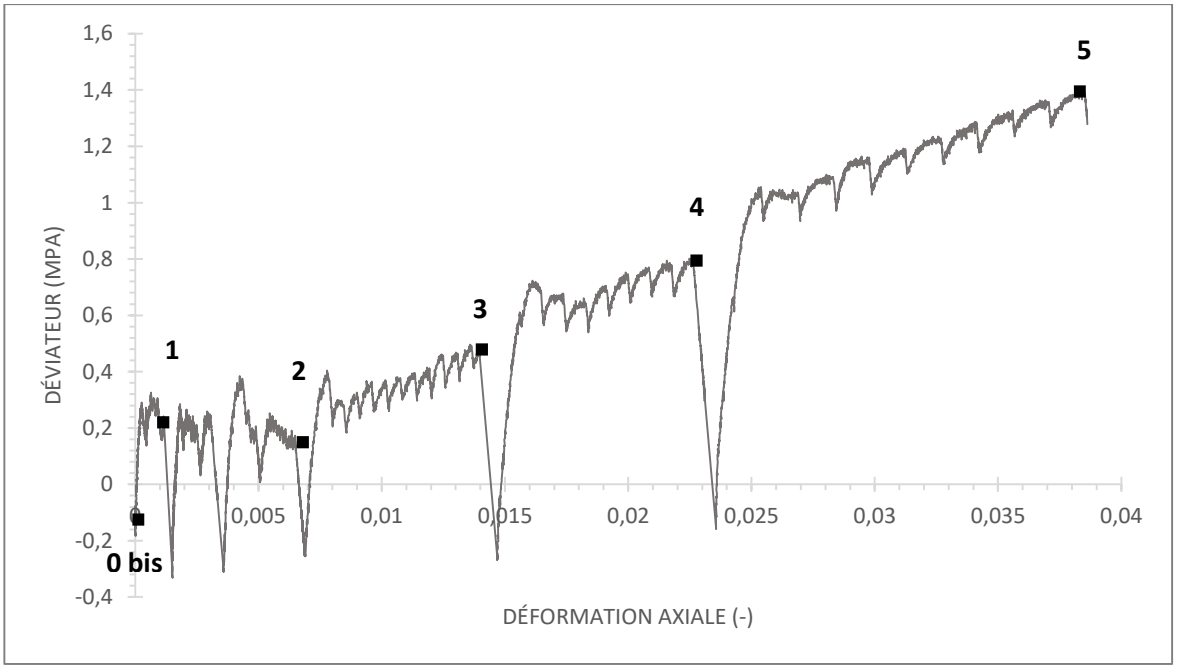


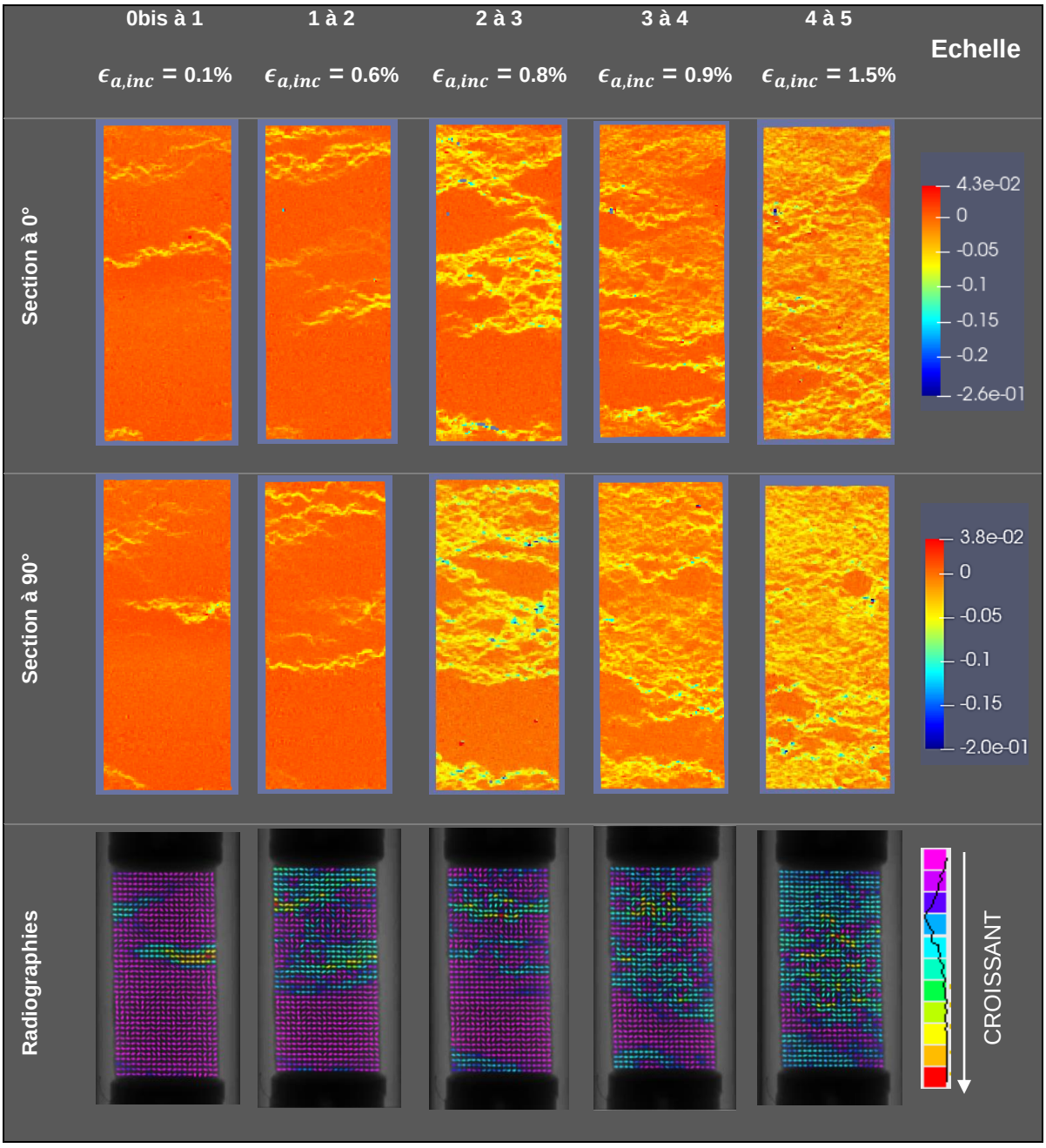
Figure 3. Estimation de la déformation de l'échantillon à partir des tours moteurs de la presse triaxiale. Le déviateur est représenté en fonction de la déformation axiale d'un échantillon de SML de 14 mm de diamètre et 33 mm de hauteur. Les étapes 0 bis à 5 indiquent les différents scans.

Le Tableau 1 présente les déformations volumiques locales incrémentales sur deux sections verticales à différentes étapes de chargement, ainsi que les radiographies incrémentales prises pendant l'essai. Dès le début du chargement déviatorique, deux zones de localisation subhorizontales marquées par une compaction intense apparaissent dans le matériau. Elles ont une structure anastomosée, composée de fins branchements de nombreuses bandes secondaires plus fines, qui semblent apparaître au cours du chargement. Une troisième bande est visible entre les étapes 2 et 3, puis entre les étapes 3 à 5 d'autres bandes se propagent progressivement à partir des bandes initiales pour couvrir les zones n'ayant pas encore été déformées. À l'étape 5, tout l'échantillon est parcouru de bandes fines, mis à part quelques petites zones. Ces zones intactes correspondent aux zones les plus denses du matériau. La largeur apparente des bandes incrémentales se situe entre 20 et 40 voxels, soit 0.17-0.34 mm. Mais cette évaluation est limitée par la résolution spatiale de la mesure de champs qui est contrainte par la taille des fenêtres de corrélation et la base de mesure des déformations associée. Il est probable que la largeur réelle des bandes soit inférieure. À 3.9% de déformation axiale, les bandes saturent l'échantillon. Les radiographies ont été utilisées pour voir qualitativement si des localisations apparaissent. Elles correspondent dans l'ensemble de manière satisfaisante avec les cartes de déformations volumiques à 90° et donnent une idée des mécanismes globaux en temps réel.

4. Discussion

Les valeurs du déviateur à partir duquel apparaissent les localisations sont très faibles. Ceci pourrait s'expliquer par le fait que l'échantillon présente une porosité très forte (41%) et nous sommes très proches de l'enveloppe de rupture. En effet, pour un échantillon plus grand et moins poreux (38%), la contrainte critique hydrostatique P* est estimée à 15.9 MPa (Abdallah *et al.*, 2020).

Tableau 1. Cartes de déformations volumiques (compaction négative) entre deux étapes successives de deux sections orthogonales et échelle des déformations à droite, déformation axiale incrémentale moyenne par étape indiquée à la première ligne. La ligne du bas contient les radiographies incrémentales traitées par CIN. L'échelle des couleurs est seulement indicative.



La courbe contrainte-déformation est typique de matériaux montrant un développement de bandes de manière diffuse. Une transition depuis un mode de localisation discret vers diffus est relevé entre les étapes 2 et 3, où on remarque un changement de pente. Il existe des cas dans les carbonates (Chen *et al.*, 2020 ; Leuthold et al., 2021) ou les grès (Baud *et al.*,

2004) où coexistent des bandes de localisation discrètes et diffuses. Par ailleurs, Chen *et al.* (2020) ont aussi pu observer une croissance diffuse de bandes depuis une bande originelle, dont la nucléation est contrôlée par l'hétérogénéité de porosité locale.

L'écrouissage progressif se manifeste par l'apparition de microbandes compactantes dans l'échantillon depuis une bande initiale, qui saturent rapidement le matériau. L'échantillon testé ici présente une porosité plutôt homogène et plus importante, mais ce sont les quelques inclusions très poreuses qui semblent s'effondrer en premier, entre les étapes 0 bis et 1, comme dans un échantillon plus grand (40x80 mm) (Abdallah, 2019 ; Abdallah *et al.*, 2020). De plus, à seulement 3.9% de déformation axiale, l'échantillon est saturé de bandes, ce qui n'est pas observé dans un échantillon plus grand, plus hétérogène et moins poreux (37%), à même déformation macroscopique.

Il y a trois fronts de propagation de bandes dans l'échantillon : au centre et aux extrémités. Contrairement aux bandes aux bords qui peuvent être dues à des effets de bord, la bande centrale peut être considérée comme intrinsèquement représentative du matériau.

5. Conclusions et perspectives

Une méthode récente d'étude des localisations quantitativement et qualitativement dans les carbonates poreux est présentée ici, utilisant des techniques d'imagerie et d'analyse d'images avancées, ainsi qu'un nouvel appareil triaxial. Ceci permet de réaliser une analyse en trois dimensions de la déformation et de l'évolution des mécanismes dans un matériau ayant déjà été étudié à plus grande échelle.

Une transition depuis un mode de localisation des déformations discret vers diffus est remarqué pour un échantillon poreux (41%) de Saint-Maximin à 8 MPa de confinement.

Les premières bandes de localisations apparaissent aux extrémités de l'échantillon et l'on peut suspecter qu'elles soient initiées par les imperfections de chargement du dispositif ; mais d'autres apparaissent aussi au centre de l'échantillon et sont ainsi plus susceptibles d'être induites par une propriété intrinsèque du matériau, comme la porosité locale. La nucléation de ces bandes est suivie par une progression de leurs bords par diffusion de petites bandes compactantes. Cette propagation des bandes contourne les quelques inclusions denses présentes dans l'échantillon.

D'autres essais triaxiaux seront nécessaires pour comprendre le comportement du matériau et ses variabilités à cette échelle-là, en établissant par exemple l'enveloppe de rupture à différentes porosités du SML, en considérant des échantillons présentant différentes microstructures, plus ou moins poreuses et en explorant d'autres niveaux de confinement. L'analyse cinématique locale tout au long du processus de chargement permettre d'identifier les différents types de mécanismes de localisation impliqués.

6. Remerciements

Ces travaux ont été réalisés dans le cadre du Centre Interdisciplinaire Energie4Climat (E4C) de l'IP Paris et de l'Ecole des Ponts ParisTech. Ces travaux de recherche ont été soutenus par le 3ème Programme d'Investissements d'Avenir [ANR-18-EUR-0006-02].

Les auteurs remercient le programme PEPS INSIS Energie, dans le cadre du projet AquifAir, qui a permis le financement de la cellule.

L'acquisition du capteur d'images a été financée par le projet 3M3 dans le cadre du programme DIM/MAP de la Région Île de France et le projet MMELED financé par l'ANR.

7. Références bibliographiques

Abdallah Y. (2020). Compaction banding in high-porosity limestones : Experimental observations and modelling.

Abdallah Y., Sulem J., Bornert M., Ghabezloo S., Stefanou I. (2021). Compaction Banding in High-Porosity Carbonate Rocks: 1. Experimental Observations. Journal of Geophysical Research: Solid Earth, 126 (1), pp. 1–24.

Baud P, Klein E, T-f W (2004) Compaction localization in porous sandstones: spatial evolution of damage and acoustic emission activity. J Struct Geol 26: 603–624.

Baud, P., Vinciguerra, S., David, C., Cavallo, A., Walker, E., & Reuschlé, T. (2009). Compaction and failure in high porosity carbonates: Mechanical data and microstructural observations.

Baud, P., Schubnel, A., Heap, M., and Rolland, A. (2017a). „Inelastic Compaction in High-Porosity Limestone Monitored Using Acoustic Emissions". In: Journal of Geophysical Research: Solid Earth 122.12, p. 9989.

Baxevanis, T., Papamichos, E., Flornes, O., & Larsen, I. (2006). Compaction bands and induced permeability reduction in Tuffeau de Maastricht calcarenite. Acta Geotechnica, 1 (2), 123–135.

Bornert M., Chaix J.M., Doumalin P., Dupré J.C., Fournel T., Jeulin D., Maire E., Moreaud M., Moulinec H. (2004) Mesure tridimensionnelle de champs cinématiques par imagerie volumique pour l'analyse des matériaux et des structures, Instrumentation, Mes. Métrologie. 4, pp. 43–88.

Chen X., Roshan H., Lv A., Hu M., Regenauer-Lieb K. (2020). The dynamic evolution of compaction bands in highly porous carbonates: the role of local heterogeneity for nucleation and propagation. Progress in Earth and Planetary Science.

Cilona, A., Faulkner, D. R., Tondi, E., Agosta, F., Mancini, L., Rustichelli, A., Vinciguerra, S. (2014). The effects of rock heterogeneity on compaction localization in porous carbonates. Journal of Structural Geology, 67 (PA), 75–93.

Doumalin P. (2000). Microextensométrie locale par corrélation d'images numériques. Application aux études micromécaniques par microscopie électronique à balayage.

Huang, L., Baud, P., Cordonnier, B., Renard, F., Liu, L., & fong Wong, T. (2019). Synchrotron X-ray imaging in 4D: Multiscale failure and compaction localization in triaxially compressed porous limestone. Earth and Planetary Science Letters, 528 , 115831.

Lenoir N., Bornert M., Desrues J., Bésuelle P., Viggiani G. (2007) Volumetric digital image correlation applied to x-ray microtomography images from triaxial compression tests on argillaceous rock. Strain, 43(3), pp. 193-205.

Leuthold, J., Gerolymatou, E., & Triantafyllidis, T. (2021). Effect of Compaction Banding on the Hydraulic Properties of Porous Rock - Part II: Constitutive Description and Numerical Simulations. Rock Mechanics and Rock Engineering, 54 (6), 2685–2696.

Papazoglou, A., Shahin, G., Marinelli, F., Dano, C., Buscarnera, G., & Viggiani, G. (2017). Localized Compaction in Tuffeau de Maastricht: Experiments and Modeling. In (pp. 481–488).

Rath, A., Exner, U., Tschegg, C., Grasemann, B., Laner, R., & Draganits, E. (2011). Diagenetic control of deformation mechanisms in deformation bands in a carbonate grainstone.

Rustichelli, A., Tondi, E., Agosta, F., Cilona, A., & Giorgioni, M. (2012). Development and distribution of bed-parallel compaction bands and pressure solution seams in carbonates (Bolognano Formation, Majella Mountain, Italy). Journal of Structural Geology, 37 , 181–199.

Sutton M., Wolters W., Peters W., Ranson W., McNeill S. (1983) Determination of displacements using an improved digital correlation method. Image and Vision Computing, 1 (3), pp. 133-139.

Tondi, E. (2007). Nucleation, development and petrophysical properties of faults in carbonate grainstones: Evidence from the San Vito Lo Capo peninsula (Sicily, Italy). Journal of Structural Geology, 29 (4), 614–628.

CARACTÉRISATION DES PLAQUETTES DE PNEUS POUR LEUR VALORISATION EN REMBLAI ALLÉGÉ

CHARACTERIZATION OF TIRE-DERIVED AGGREGATES FOR USE AS LIGHTWEIGHT EMBANKMENT FILL

Samer GHOSN[1,2], Laurent BRIANÇON[1], Jean-Philippe FAURE[2]
[1] *INSA Lyon, Laboratoire GEOMAS, Lyon, France*
[2] *ALIAPUR*

RÉSUMÉ – Les sociétés ALIAPUR et FRP produisent des plaquettes de caoutchouc type Draingom issues du recyclage des pneumatiques et ont souhaité caractériser ce matériau en vue d'une utilisation en remblai allégé et/ou technique. Dans ce cadre, des essais ont été réalisés au laboratoire GEOMAS de l'INSA Lyon pour caractériser ce matériau en termes de poids volumique, densité, paramètres de cisaillement, et compressibilité.

ABSTRACT – The companies ALIAPUR and FRP produce tire-derived aggregates (TDA) resulting from the recycling of used tires and wished to characterize this material with a view to use it as lightweight embankment fill. Within this framework, tests were carried out in the GEOMAS laboratory at INSA Lyon to characterize this material in terms of unit weight, density, shear parameters, and to study its compressibility.

1. Introduction

ALIAPUR et FRP sont des sociétés spécialisées dans la collecte, le recyclage et la valorisation des pneus usagés en France. En 2020, 355000 tonnes de pneus ont été collectées par ALIAPUR (ALIAPUR, 2021). Parmi les différents types de valorisation de pneus usagés, ALIAPUR et FRP produisent des plaquettes de caoutchouc issues du recyclage des pneumatiques et ont souhaité caractériser ce matériau en vue d'une utilisation en remblai allégé et/ou technique.

Dans ce cadre, les sociétés se sont rapprochées du laboratoire GEOMAS de l'INSA Lyon pour étudier le comportement de ce matériau. L'objectif est de réaliser des tests de caractérisation sur les plaquettes de pneus et d'établir leurs caractéristiques géotechniques en remblais. Pour cela, des appareils d'essai de grandes dimensions, adaptés à ce type de matériaux constitués de gros éléments, ont été utilisés et adaptés à ce géo-matériau.

Les plaquettes de pneus possèdent des propriétés qui les rendent adaptées à un certain nombre d'applications de génie civil. Leur poids léger les rend appropriés pour remplacer les matériaux de remblai conventionnels en réduisant les efforts dans les remblais, les murs de soutènement, les culées de pont et les zones de glissement de terrain (Cheng, 2016). Les caractéristiques viscoélastiques des plaquettes de pneus en font un bon matériau pour l'amortissement des vibrations ferroviaires et éventuellement les utiliser pour des applications sismiques. Les plaquettes de pneus sont également très perméables, ce qui en fait un bon matériau de drainage. C'est également un matériau très durable : il n'est pas biodégradable et ne perd pas ses propriétés mécaniques.

Dans les remblais, les plaquettes de pneus pèsent la moitié à un tiers du poids d'un matériau de remplissage conventionnel et produisent donc des pressions plus faibles sur le matériau sous-jacent. Cela réduit la quantité de tassement qui se produira dans les zones de sols de fondation faibles et réduit également le risque de rupture d'un remblai en raison des effets de pressions verticales excessives. Étant donné que les plaquettes sont

également drainantes, leur utilisation comme remblai réduira considérablement la possibilité de rupture due à une couche de fondation saturée.

Dans cette étude, les résultats des essais visant à déterminer le poids volumique, l'indices des vides, la densité, l'absorption et les paramètres de cisaillement des plaquettes de pneus sont présentés, en plus des résultats de l'essai de compressibilité.

2. Synthèse bibliographique

Comme déjà indiqué, l'utilisation des plaquettes de pneus en remblais présente de nombreux avantages potentiels, et plusieurs études ont caractérisé leurs propriétés géotechniques.

Les plaquettes de pneu sont des matériaux largement compressibles et, pour cela, leur poids volumique peut changer considérablement pendant la construction. Le poids volumique des plaquettes augmente avec la mise en place et le compactage, puis augmente encore avec l'application d'une contrainte verticale de surcharge. Humphrey et al. (1993) ont trouvé que le poids volumique non compacté du matériau en vrac est 3,35 kN/m^3, et le poids unitaire compacté avec un effort équivalent à 60 % de l'effort Proctor normal était de 6,07 kN/m^3. Ahn et al. (2015) ont rapporté que les poids volumiques non compactés varient entre 3,30 à 4,90 kN/m^3, et les poids volumiques compactés varient entre 4,47 et 6,92 kN/m^3.

Humphrey et al. (1992) ont mesuré la densité et l'absorption des plaquettes de pneus. Les résultats ont donné des valeurs variantes entre 1.01 et 1.05 pour la densité, et entre 2 et 4,3% pour l'absorption. D'autre part, Rodríguez-Abad et Estaire (2010) ont rapporté des valeurs de 1,25 pour la densité et de 3,9% pour l'absorption.

Les paramètres de résistance au cisaillement des plaquettes de pneus sont difficiles à déterminer car les essais de cisaillement nécessitent un appareil expérimental de grande taille pour s'adapter à la taille des plaquettes. Les plaquettes nécessitent également un large déplacement horizontal pour atteindre la résistance au cisaillement maximale (Ahn et al., 2015). Les données disponibles sur la résistance au cisaillement donnent une cohésion apparente entre 13 et 14 kPa, et un angle de frottement largement variable, entre 22 et 36°. Ghaaowd et al. (2017) ont constaté que l'enveloppe de la rupture interne en cisaillement est non linéaire, l'angle de frottement sécant diminuant de 39,6° à 30,2° lorsque la contrainte normale augmente de 19,5 à 76,7 kPa.

Différents chercheurs ont décrit la compression des plaquettes de différentes manières. Warith et al. (2004) l'ont décrit comme initialement plastique sous contraintes verticales, la compression plastique pouvant aller jusqu'à 40% de l'épaisseur de mise en place initiale, et ensuite la compression est élastique et dépendante de la réduction de la porosité. Ahmed et Lovell (1993) l'ont décrit comme consistant de trois mécanismes : le premier est le réarrangement des plaquettes résultant en une compression plastique minimale pendant le chargement initial ; le second est la flexion et l'aplatissement des plaquettes entraînant la majorité de la compression récupérable ; la troisième est la compression élastique des plaquettes (compression du volume solide des plaquettes), qui est minimale et entièrement récupérable.

Les tassements immédiats et à long terme des plaquettes de pneus doivent être considérés pour la conception en raison de la compressibilité élevée du matériau. L'ampleur du tassement immédiat peut être importante et dépend principalement de la taille des plaquettes, de l'épaisseur de la couche de plaquettes, et des conditions de contraintes appliquées. Pendant la construction, le tassement immédiat peut être compensé par l'ajout de remblais supplémentaires. Cependant, le tassement à long-terme peut également être important et influencer la performance. La majorité du tassement en fonction du temps se produit dans les 60 jours suivant la construction (Wartman et al., 2007).

Sur la base des études précédentes sur les plaquettes de pneus présentées ci-dessus, on peut conclure qu'il n'est pas simple de caractériser les propriétés des plaquettes en utilisant les appareils d'essais conventionnels utilisés pour la caractérisation des sols. Pour cela, des appareils d'essai de grandes dimensions, adaptés à ce type de matériaux constitués de gros éléments, seront utilisés et adaptés à ce géo-matériau.

3. Matériaux et méthodes

Les plaquettes de pneus qui seront utilisées dans cette étude proviennent du recyclage des pneus usagés non réutilisables (PUNR) des véhicules légers (VL). 80% des pneus collectés sont du VL, il est donc plus simple de fournir des quantités importantes pour les terrassiers sur cette catégorie. De plus, les pneus poids lourds (PL) ont des quantités de fils métalliques plus importantes et la qualité de coupe est donc plus complexes à réaliser. Les 3 composantes du pneu sont encore présentes : caoutchouc, textile, métal.

Dans cette étude, les essais sont réalisés sur des plaquettes de format SMALL A. Ce format est celui qui est majoritairement produit et livré aujourd'hui pour toutes les voies de valorisations, il est donc aisément disponible.

Pour le SMALL A, plus de 85% des plaquettes sont entre 20 et 110 mm, plus de 97% des plaquettes sont inférieures à 125 mm et plus de 93% des plaquettes sont sans fils métalliques supérieurs à 20 mm. Le Tableau 1 résume les caractéristiques de ce format. Les valeurs présentées dans le tableau ont été établies à partir des retours d'expérience par les clients sur les formats sur les formats qui leur sont adaptés, et le contrôle de la distribution granulométrique des plaquettes a été fait suivant la norme XP T47-753 en utilisant un appareil développé par ALIAPUR (Figure 1.a) qui mesure automatiquement la plus grande longueur projetée des plaquettes sans déformation et hors barbules (excroissances métalliques) en traitant les images des échantillons de plaquettes.

Tableau 1. Caractéristiques du format SMALL A

Produits cisaillés issus de PUNR de catégories A		SMALL A
PNC[(a)]	Plus de $85\%\ ^{+3}_{-3}$ des pièces dans classes centrales* *Classes 1,2,3,4,5,6	Classe 1 20 - 35 Classe 2 35 - 50 Classe 3 50 - 65 Classe 4 65 - 80 Classe 5 80 - 95 Classe 6 95 - 110 Classe 7 110 - 150 35-110 mm
PNG[(b)]	Moins de $3\%\ ^{+2}_{-2}$ des pièces supérieures à	125 mm
PMF[(c)]	Masse des fines (< à 20mm) inférieure à	10 %
PNB[(d)]	Moins de $7\%\ ^{+1}_{-1}$ des pièces ayant une barbule supérieure à	20 mm

[(a)]PNC : Pourcentage en Nombre des plaquettes en classes Centrales, [(b)]PNG : Pourcentage en Nombre de pièces Grosses, [(c)] PMF : Pourcentage en Masse de la fraction Fine,, [(d)]PNB : Pourcentage de pièces ayant une barbule dont la longueur est supérieure à … mm

Les essais pour déterminer le poids volumique et l'indice des vides ont été réalisés sur des plaquettes de pneus placées dans un cylindre métallique d'un diamètre de 100 cm et d'une hauteur de 100 cm. L'essai a été fait pour des plaquettes de pneus non compactées

placées en vrac et pour des plaquettes compactées en couches de 20 cm avec un effort équivalent à 60% de l'effort Proctor normal.

Les essais pour déterminer la densité et l'absorption ont été faits suivant la norme NF EN 1097-6.

Les essais de cisaillement ont été réalisés sur des plaquettes de pneus placées dans une boîte de cisaillement composée d'une boîte inférieure de 46 cm de long, 30 cm de large et 20 cm de haut, et d'une boîte supérieure de 30 cm de long, largeur et hauteur étant identiques à la boîte inférieure (Figure 1.b). Pour le cisaillement, la boîte supérieure est fixe et un déplacement horizontal est appliqué sur la boîte inférieure avec une vitesse constante de 4 mm/min et la force horizontale nécessaire pour imposer ce déplacement a été mesurée. Le déplacement horizontal maximal de la boîte est de 60 mm. L'essai a été réalisé pour trois contraintes verticales différentes : 10 kPa, 20 kPa et 30 kPa et l'essai a été répété 4 fois pour chacune d'entre elles, et pour des échantillons différents.

Les essais de compressibilité ont été réalisés sur des plaquettes de pneus placés sans compactage dans une boîte d'une longueur de 200 cm, d'une largeur de 100 cm et d'une hauteur de 100 cm (Figures 1.c, 1.d). La charge a été appliquée en utilisant un vérin pneumatique. La charge appliquée a été augmentée de 0 à 50 kPa avec paliers de charge de 10 kPa, puis diminuée jusqu'à 0 kPa suivant la même méthode. Le passage d'un palier de charge à l'autre a été fait lorsque la variation de tassement à la surface des plaquettes est inférieure à 0,1mm pour deux périodes consécutives de 10 minutes. Des capteurs de pression totale ont été installés au fond de la cuve sur les parois et entre les plaquettes et le vérin pneumatique. Un capteur de tassement a été placé à la surface des plaquettes, et un autre à mi-hauteur. Les contraintes et les tassements ont été enregistrés toutes les deux minutes.

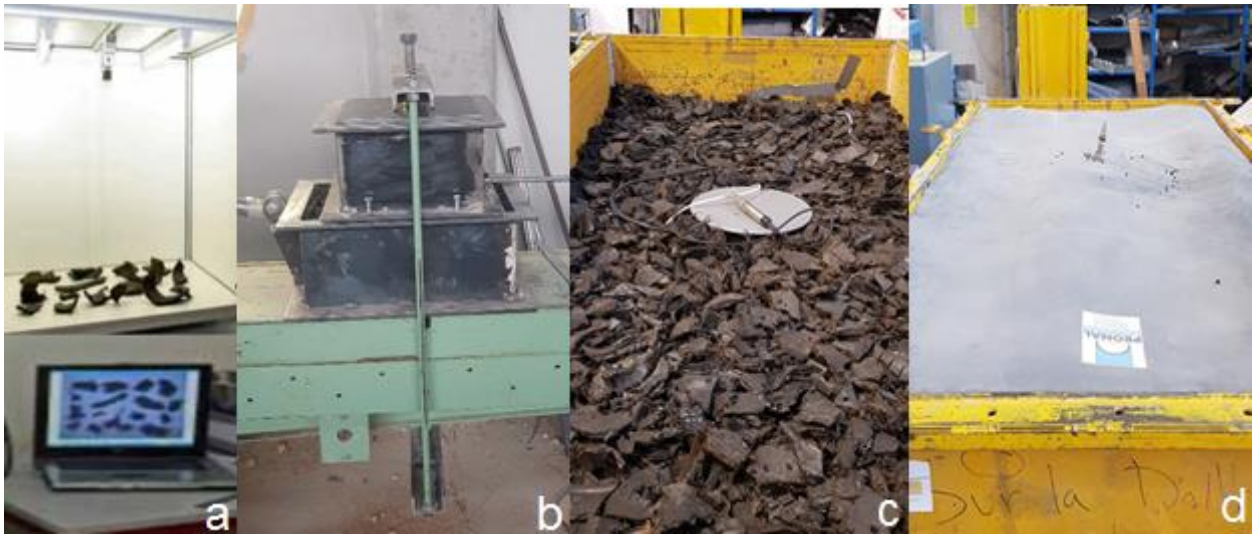


Figure 1. Appareils expérimentaux utilisés pour cette étude

4. Résultats et discussions

4.1. Poids volumique et indice des vides

Les résultats des essais de poids volumique et indices des vides, présentés dans le Tableau 2, donnent des valeurs comparables à ceux trouvées dans la bibliographie. L'effet du compactage est considérable, puisque le poids volumique des plaquettes augmente

d'environ 35% et leur indice des vides diminue de plus que 40% lorsqu'elles sont compactées.

Tableau 2. Poids volumique et indice des vides des plaquettes de pneus

Sans compactage			Avec compactage		
	Poids volumique (kN/m³)	Indices des vides		Poids volumique (kN/m³)	Indices des vides
Essai 1	4,77	2,09	Essai 1	6,25	1,27
Essai 2	4,56	2,17	Essai 2	6,36	1,28
Moyenne	4,67	2,13	Moyenne	6,31	1,28

4.2. Densité et absorption

Les résultats de la mesure de la densité et l'absorption sont présentés dans le Tableau 3. L'absorption est dans le même intervalle que celui donné par Humphrey et al. (1992), alors que la densité est entre les valeurs données par Humphrey et al. (1992) et Rodríguez-Abad et Estaire (2010).

Tableau 3. Densité et absorption des plaquettes de pneu

	Densité	Absorption (%)
Echantillon 1	1,13	3,2
Echantillon 2	1,16	3,4
Moyenne	1,14	3,3

4.3. Paramètres de cisaillement

La Figure 2 présente les courbes typiques pour chaque charge verticale, et les résultats de tous les essais sont donnés dans le Tableau 4.

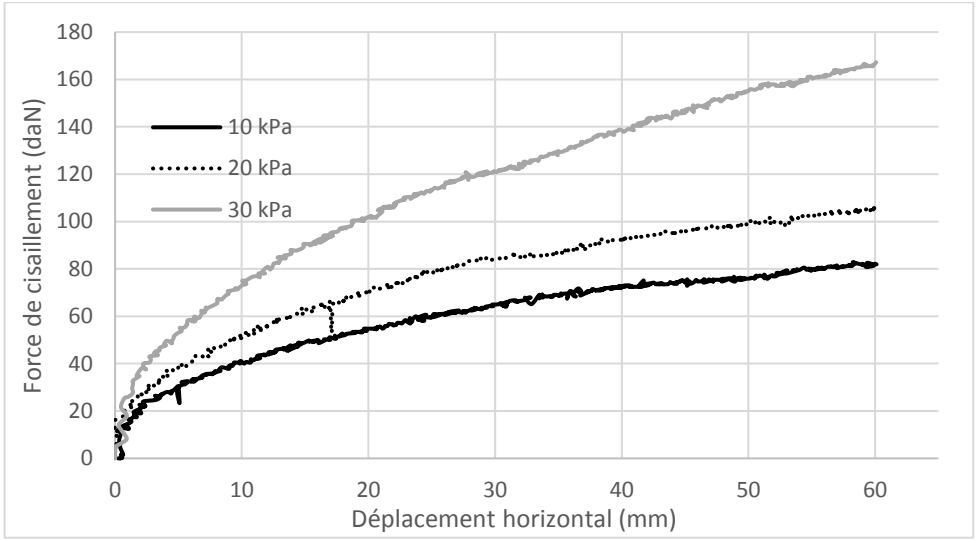


Figure 2. Courbes des forces de cisaillement en fonction du déplacement

Tableau 4. Résultats des essais de cisaillement

Contrainte verticale (kPa)		10	20	30
Force de cisaillement maximale (daN)	Essai 1	79,5	107	163
	Essai 2	82	101,8	172,2
	Essai 3	73,75	122,5	168,9
	Essai 4	90	106,5	152,5
	Moyenne	81,31	109,45	164,15
Contrainte de cisaillement maximale τ_{max} (kPa)	Moyenne	9,03	12,16	18,24

Comme dans la majorité des études précédentes, les résistances maximales au cisaillement n'ont pas été atteintes et donc les résultats représentent les résistances mobilisées dans des conditions de service et non de rupture et peuvent être utilisées comme des estimations conservatives de la résistance au cisaillement pour l'analyse technique. En raison de la grande capacité de déformation de ces plaquettes, ces conditions peuvent être plus pertinentes pour la conception que les conditions de résistance maximale.

La détermination des paramètres de cisaillement est présentée dans la Figure 3. Les résultats montrent que les plaquettes de pneus ont une cohésion apparente c = 3,9 kPa et un angle de frottement ϕ = 24,7 °. La cohésion apparente est due à l'engrènement des plaquettes lorsqu'elles sont sollicitées en cisaillement et l'angle de frottement est proche de l'enveloppe inférieure des valeurs trouvées dans la bibliographie.

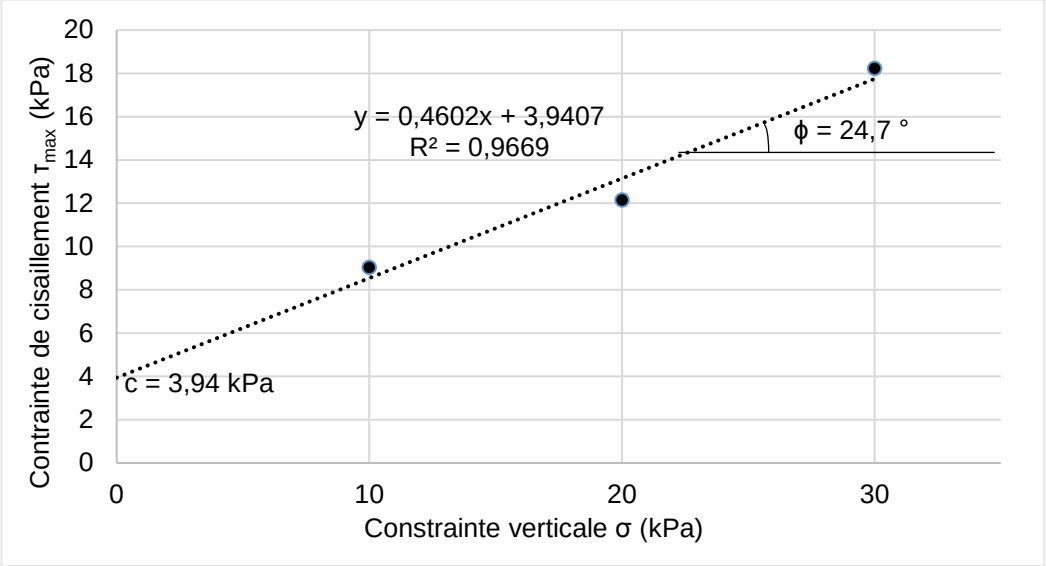


Figure 3. Détermination des paramètres de cisaillement

4.4. Compressibilité

Les tassements en fonction du temps dans la phase de chargement pour la couche inférieure (hauteur < 50 cm), couche supérieure (hauteur > 50 cm), et la hauteur totale sont présentés dans la Figure 4.

Les courbes présentent un tassement immédiat important lors de l'application de la charge, suivi par un tassement moins important avec le temps. Pour quantifier la compressibilité des plaquettes, le module M, défini comme le rapport entre la variation de la contrainte verticale et la variation de la déformation verticale ($M = \frac{\Delta\sigma_v}{\Delta\varepsilon_v}$), a été calculé.

Les résultats présentés dans le Tableau 5 montrent que le module des plaquettes de pneu augmente presque linéairement avec l'augmentation de la charge verticale, ce qui est en accord avec les résultats de Ahn et al. (2015) qui ont proposé une équation linéaire qui prédit l'évolution du module des plaquettes de pneu en fonction de la contrainte verticale.

En plus, après déchargement total des plaquettes, un tassement résiduel d'environ 90mm a été constaté. Ceci confirme que la compressibilité des plaquettes de pneu est due à deux phénomènes, l'un élastique et l'autre plastique.

La contrainte verticale mesurée au fond de la boîte est presque égale à celle mesurée à la surface des plaquettes pour une charge de 10 kPa, puis la différence entre les deux augmente avec la charge, jusqu'à ce que la charge au fond atteigne 80% de celle à la surface pour une charge à la surface de 50 kPa. Figure 5 présente l'évolution de la contrainte horizontale σ_h en fonction de la contrainte verticale σ_v au fond de la boîte. Cette évolution est linéaire, avec un coefficient de poussé moyen $k = \sigma_h / \sigma_v = 0,46$.

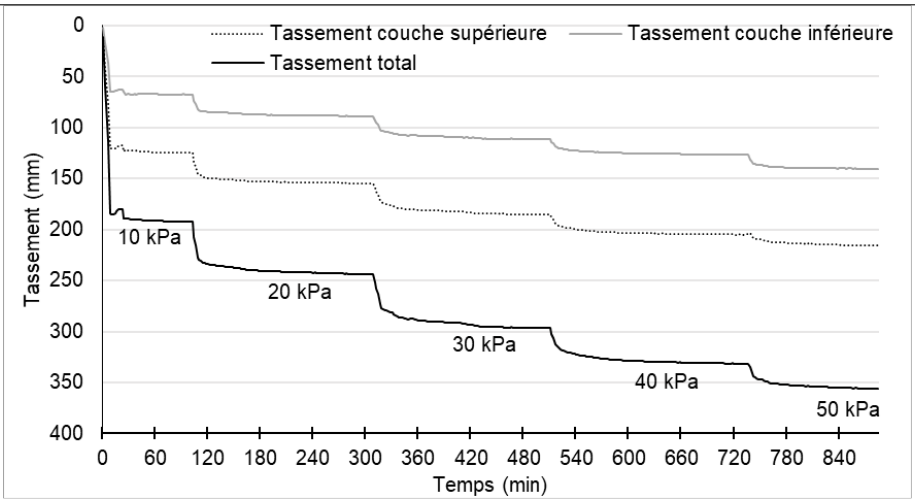


Figure 4. Tassement en fonction du temps, phase de chargement

Tableau 5. Résultats du module des plaquettes de pneus

Charge (kPa)	M pour couche supérieure (kPa)	M pour couche inférieure (kPa)	M pour hauteur totale (kPa)
10	40,04	73,75	51,90
20	64,63	112,09	81,99
30	80,99	134,36	101,06
40	97,62	157,91	120,66
50	116,16	177,76	140,50

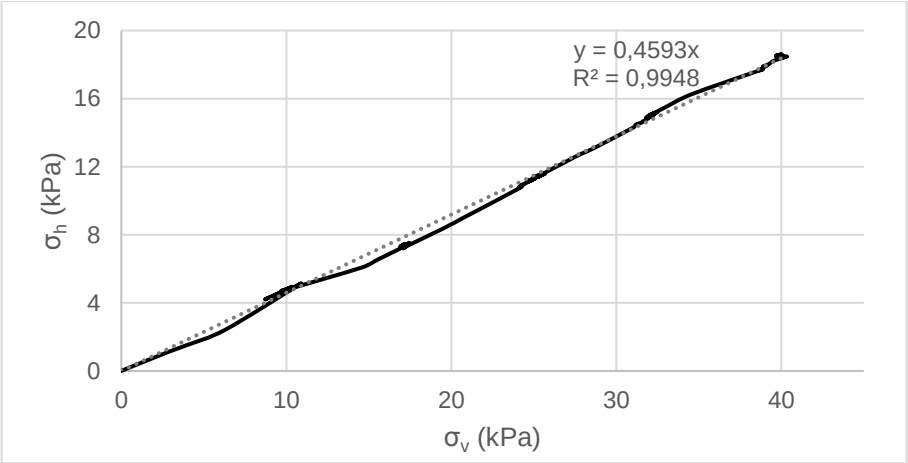


Figure 4. Evolution de la contrainte horizontale en fonction de la contrainte verticale

5. Conclusions

Cette étude avait comme objectif de déterminer les caractéristiques géotechniques des plaquettes de pneus usagés en vue de les utiliser en remblai allégés et/ou technique. Les essais réalisés ont permis de tirer les conclusions suivantes :

- Les plaquettes des pneus non-compactées ont un poids volumique de 4,67 kN/m^3 et un indice de vides de 2,13. Ces valeurs deviennent 6,31 kN/m^3 et 1,28 pour les plaquettes compactées.

- Les plaquettes de pneu ont une densité intrinsèque moyenne de 1,14 et une absorption de 3,3%.
- La cohésion apparente et l'angle de frottement des plaquettes sont 3,94 kPa et 24,7°. Ces valeurs correspondent à des conditions de service et non de rupture.
- La compressibilité des plaquettes de pneus est divisée en deux parties : un tassement immédiat, suivi par un tassement avec le passage du temps et qui est moins important.
- Le module des plaquettes des de pneu augmente linéairement avec la charge verticale appliquée.
- Les plaquettes de pneu ont un coefficient de poussé k = 0,46.

Des essais complémentaires seront réalisés pour vérifier l'incidence du compactage et de la taille des plaquettes sur ces résultats.

6. Références bibliographiques

Abad-Rodriguez, R. and Estaire, J. (2010). "Geotechnical and environmental properties of tire-used shreds for use in civil construction." Proceedings of the 6th International Congress on Environmental Geotechnics, 8th-12th Nov., New Delhi, India

Ahmed, I. and Lovell, C. W. (1993). Tire chips as permeable aggregate in landfills. In Proceedings of the 1st Annual Great Lakes Geotechnical/Geoenvironmental Conference, Toledo Section of the American Society of Civil Engineers, Toledo, USA, pp. 83-90.

Ahn, I. S., Cheng, L., Fox, P. J., Wright, J., Patenaude, S., and Fujii, B. (2015). Material properties of large-size tire derived aggregate for civil engineering applications. Journal of Materials in Civil Engineering, 27(9).

ALIAPUR (2021). L'essentiel, rapport d'activité 2020. www.aliapur.fr

Cheng (2016). Usage guide for tired-derived aggregate, California Department of Resources Recycling and Recovery.

Ghaaowd, I., McCartney, J. S., Thielmann, S. S., Sanders, M. J., and Fox, P. J. (2017). Shearing behavior of tire-derived aggregate with large particle size. I: Internal and concrete interface direct shear. JGGE, 143(10).

Humphrey, D. N, and Sandford, T. C. (1993). Tire chips as lightweight subgrade fill and retaining wall backfill. In Symposium on Recovery and Effective Reuse of Discarded Materials and By-Products for Construction of Highway Facilities Denver, Colorado October 19-22, Vol 5, pp 87-99.

Humphrey, D.N. and Eaton, R.A. (1993). Tire chips as subgrade insulation – field trial. In Proceedings of the Symposium on Recovery and Effective Reuse of Discarded Materials and By-Products for Construction of Highway Facilities, Federal Highway Administration, Denver, Colorado, USA, pp. 5-55 - 5-68.

NF EN 1097-6 (2014). Essais pour déterminer les caractéristiques mécaniques et physiques des granulats - Partie 6 : détermination de la masse volumique réelle et du coefficient d'absorption d'eau.

Warith, M. A., Evgin, E., and Benson, P. A. (2004). Suitability of shredded tires for use in landfill leachate collection systems. Waste Management, 24(10): 967–979.

Wartman, J., Natale, M. F., and Strenk, P. M. (2007). Immediate and time dependent compression of tire derived aggregate. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 133(3): 245-256.

XP T47-753 (2007). Pneus usagés non réutilisables (PUNR) - Détermination du format des produits issus du broyage primaire - Méthode basée sur la mesure automatisée de la plus grande longueur projetée.

MODÉLISATION NUMÉRIQUE DES CYCLES HYDRIQUES SUR UN ÉCHANTILLON D'UN SOL TRAITÉ A LA CHAUX

NUMERICAL MODELING OF DRYING-WETTING CYCLES OF A LIME TREATED SOIL SAMPLE

Sahar HEMMATI[1], Margot DE BAECQUE[1], Christophe CHEVALIER[1]
[1] *GERS-SRO, Univ Gustave Eiffel, IFSTTAR, F-77447 Marne-la-vallée, France*

RÉSUMÉ – Les cycles séchage-humidification d'un sol traité à la chaux sont modélisés à l'aide du code de calcul COMSOL. Les cycles hydriques commencent par la phase de séchage qui s'enchaine avec une phase d'humidification à l'eau. Les résultats de la modélisation numérique permettent d'observer de très bonnes cohérences avec les mesures expérimentales au laboratoire.

ABSTRACT – The drying-wetting cycles of a lime-treated soil are modeled using the COMSOL calculation code. The water cycles begin with the drying phase which is followed by a phase of humidification with water. The results of the numerical modeling had shown very good consistency with the experimental measurements in the laboratory.

1. Introduction

L'étude de la durabilité d'un ouvrage ou d'un matériau s'appuie sur l'évaluation de la vitesse d'évolution de ses propriétés dans un environnement donné. Dans le cadre du projet CPER-FEDER PACA Digue2020 (Faisant et al., 2019), cette étude a porté sur une digue maritime expérimentale en sol chaux et son matériau constitutif. En environnement maritime et côtier, la salinité et les alternances immersions-émersions sont deux sollicitations majeures susceptibles de détériorer les propriétés initiales d'un matériau. Dans la littérature, les travaux sur la durabilité des sols traités ciblent l'impact du temps de cure et parfois des cycles hydriques sur les propriétés mécaniques et hydromécaniques du matériau Le Runigo et al., 2011 ; Mehenni, 2015). Or d'autres propriétés du matériau sont également à prendre en compte, comme la résistance à l'érosion interne ou externe, ces processus d'érosion étant à l'origine de 98% des ruptures d'ouvrages hydrauliques (Foster et al., 2000 ; Mehenni, 2015). De plus, dans le cas des sols traités à la chaux, très peu de travaux existent quant à l'influence de la salinité sur le comportement au long terme du matériau. Au préalable à la construction de la digue maritime expérimentale en sol chaux (projet CPER-FEDER PACA Digue2020), une étude multi-physique de la durabilité du matériau a ainsi été menée au laboratoire. L'objectif y a été d'accélérer le vieillissement du matériau par l'imposition cyclique des sollicitations environnementales et de caractériser le matériau à différents stades de vieillissement. L'influence des paramètres initiaux du matériau sur son comportement au cours du temps et sur sa durabilité a été étudiée pour établir des critères de durabilité (De Baecque, 2019 ; De Baecque et al., 2021).

Une étape importante et complémentaire des approches menées au laboratoire et sur le terrain est la compréhension des phénomènes multi-physiques dans les matériaux puis l'ouvrage. Les cycles séchage-humidification sont modélisés à l'aide du code de calcul COMSOL. Les cycles hydriques commencent par la phase de séchage qui s'enchaine avec une phase d'humidification à l'eau de mer, et ainsi de suite jusqu'au nombre de cycles défini dans le protocole d'essai. Ces conditions se rapprochent de l'exposition environnementale d'un matériau proche de la surface de la digue. Après une première

partie de description de la modélisation, les résultats seront présentés et discutés avant de conclure.

2. Modélisation numérique des cycles séchage-humidification

Un échantillon cylindrique du sol traité soumis aux cycles de séchage-humidification est modélisé à l'aide du code de calcul en éléments finis COMSOL.

2.1. Ecoulement d'eau dans le sol non saturé et choix des paramètres hydrauliques

L'écoulement d'eau dans le sol non saturé est décrit par l'équation de Richards (1931) :

$$Q_m = \frac{\partial}{\partial t}(\rho\theta) + div(\rho \boldsymbol{u}) \quad (1)$$

où ρ est la masse volumique de l'eau, $\boldsymbol{u}$ est le vecteur vitesse d'écoulement de l'eau dans le milieu, θ est la teneur en eau volumique, Q_m est le débit massique.

La vitesse est décrite par :

$$\boldsymbol{u} = -\frac{K}{\rho g}(\nabla p + \rho g) \quad (2)$$

avec p la succion et g l'accélération de la gravité.

La perméabilité $K(m/s)$ est décrite par :

$$K = K_s k_r(S_e) \quad (3)$$

où k_r est la perméabilité relative en fonction du degré de saturation S_e , et K_s est la perméabilité à l'état saturé.

La courbe de rétention d'eau de van Genuchten (1980) permet d'obtenir la teneur en eau volumique :

$$\theta = \theta_r + \frac{(\theta_s - \theta_r)}{(1+|\alpha h|^n)^m} \quad (4)$$

où $h(m)$ représente la charge de pression d'eau équivalente de la succion.

Les paramètres utilisés dans la modélisation sont présentés dans le Tableau 1.

Tableau 1. Paramètres utilisés dans la modélisation

$\rho(kg/m^3)$	$K_s(m/s)$	θ_r	θ_s	$\alpha(1/m)$	n	m
1000	$5x10^{-6}$	0	0,39	0.0127	1,4	0,286

La courbe de rétention d'eau illustrée sur la Figure 1 est établie à partir des mesures présentées dans la thèse de Y. Wang (2016), réalisée au laboratoire Navier, sur un silt traité à la chaux. Afin de pouvoir utiliser cette courbe de rétention d'eau dans ces calculs, la courbe est ajustée pour que la teneur en eau atteigne à 16% environs à l'état saturé conformément aux mesures expérimentales présentées dans la thèse de De Baecque (2019).

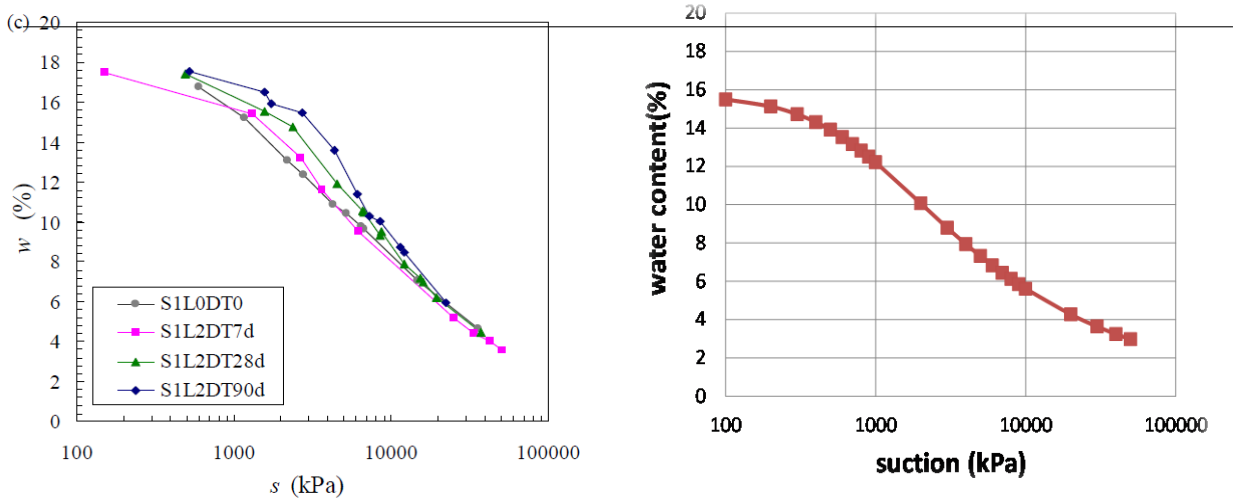


Figure 1. Courbe de rétention d'eau prise en compte pour la modélisation (à droite) établie à partir des mesures de Y. Wang (2016) (à gauche)

Il faut noter que les succions calculées sont directement reliées aux valeurs de teneur en eau par la courbe de rétention d'eau. La courbe de rétention d'eau pour le sol modélisé étant estimée, les succions calculées avec cette dernière seront donc approximatives.

2.2. Géométrie et maillage du modèle

L'échantillon cylindrique (D=7cm et H=14cm) a été modélisé en 2D axisymétrique. Le maillage du modèle est présenté sur la Figure 2.

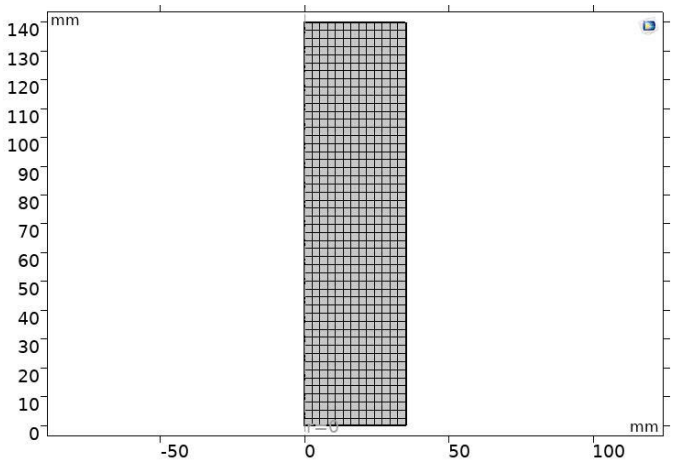


Figure 2. Modèle axisymétrique

2.3. Conditions aux limites : cycles de séchage-humidification

Les cycles de séchage-humidification sont imposés sur les frontières du modèle selon les différentes phases du chargement hydrique. La Figure 3 représente l'humidification alternée des deux faces de l'échantillon comme pratiquée au laboratoire.

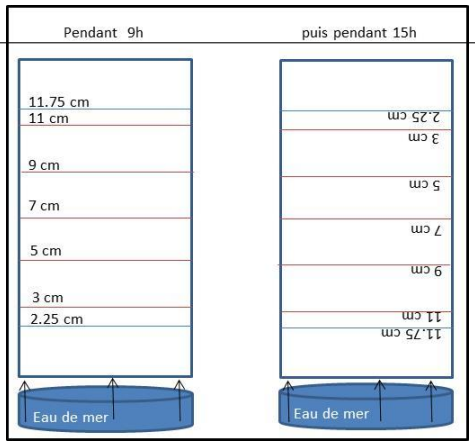


Figure 3. Humidification de l'échantillon par deux faces

2.4. Phasage de la modélisation

2.4.1. Phase (a) : séchage initial

Le modèle est considéré initialement saturé. Sur le modèle axisymétrique l'évaporation est modélisée en appliquant un débit vers l'extérieur des frontières en fonction de leur degré de saturation. Le débit sortant est maximum à l'état saturé et diminue avec la diminution du degré de saturation sur les frontières. La Figure 4 montre la teneur en eau volumique à la fin de la phase de séchage initial. Cette phase dure 48 heures.

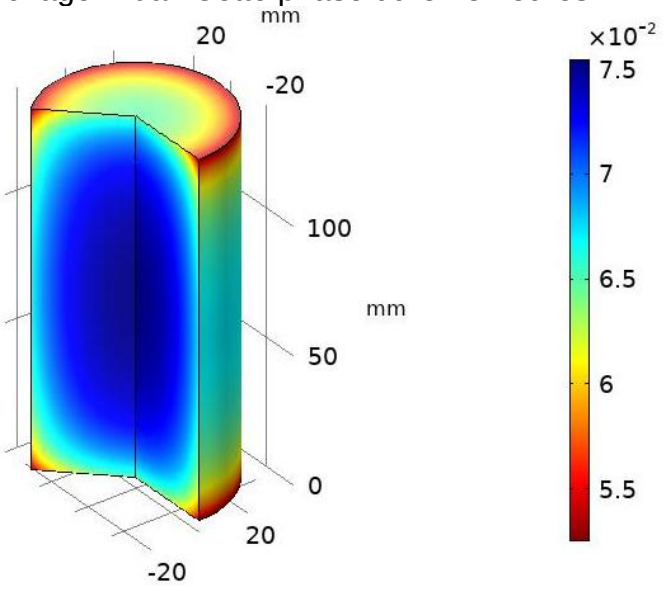


Figure 4. Séchage du modèle

2.4.2. Phase (b) : réhumidification par la première face mise en contact avec l'eau :

La face inférieure du modèle séché pendant la première phase, est ensuite mise en contact avec l'eau libre en imposant une charge hydraulique nulle sur cette frontière. L'évaporation continue sur le reste des frontières. Cette phase dure 9 heures. La Figure 5 montre la teneur en eau du modèle au début (à gauche) et à la fin (à droite) de la première phase (b) de réhumidification.

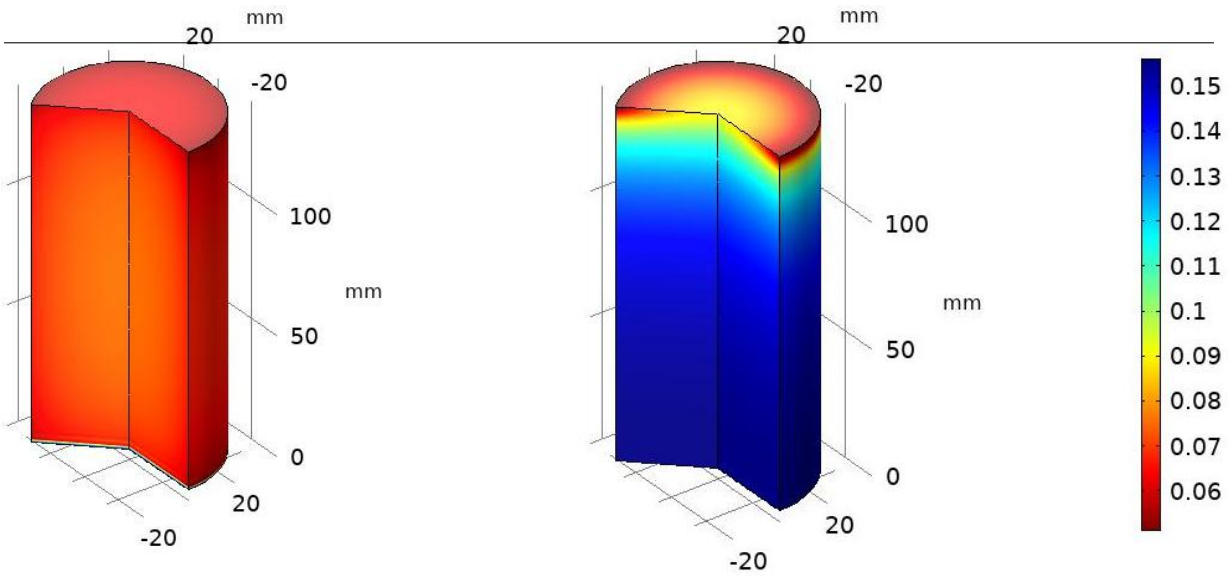


Figure 5. Réhumidification du modèle (par la face inférieure)

2.4.3. Phase (c) : réhumidification par la deuxième face mise en contact avec l'eau

La face supérieure du modèle est ensuite mise en contact avec l'eau libre en imposant une charge hydraulique nulle sur cette frontière. Sur le reste des frontières, y compris la face inférieure l'évaporation est appliquée et ces conditions aux limites sont maintenues pendant 15 heures. La Figure 6 montre la teneur en eau du modèle au début (à gauche) et à la fin (à droite) de la deuxième phase (c) de réhumidification.

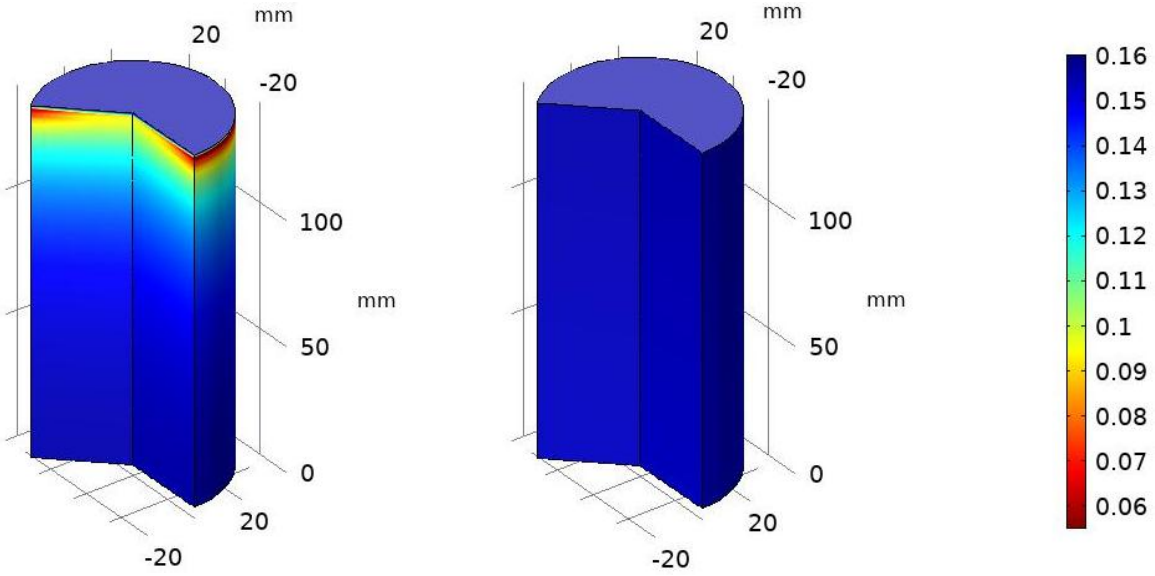


Figure 6. Réhumidification du modèle (par la face supérieure)

2.4.4. Phase (d) : séchage puis répétition des cycles

Cet étape ressemble à la première phase mais sa durée a été fixée à 72 heures pour correspondre aux contraintes expérimentales des essais au laboratoire.

Les phases s'enchainent ensuite, le cycle démarrant par une phase (a) : (a), (b), (c), (d), (b), (c), (a), (b), (c), (d), (b), (c), (a), (b), (c), (d)…

3. Résultats et observations

Les résultats de calcul de teneur en eau sur les 3 points du modèle, (en bas à 2,25 cm, au milieu à 7 cm et en haut à 11,75 cm) sont présentés sur la Figure 7.

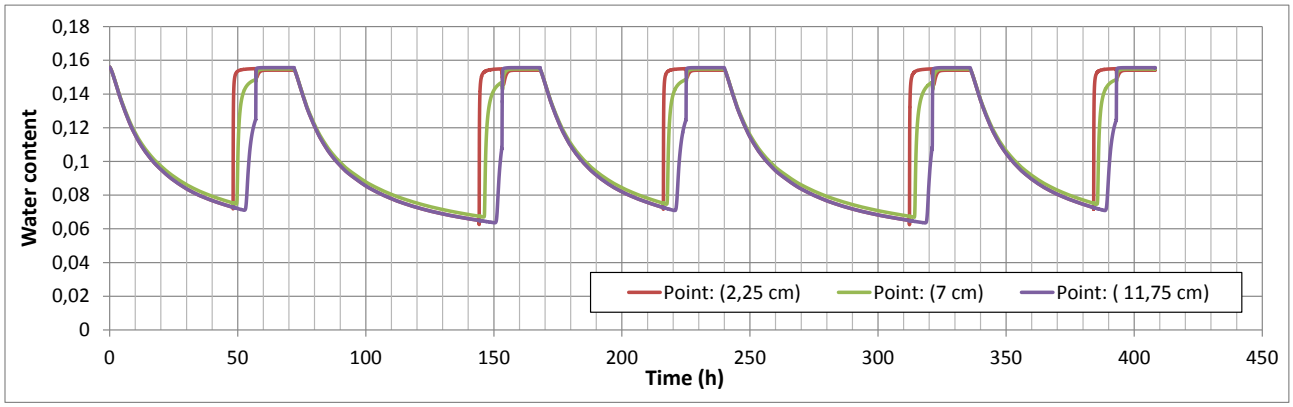


Figure 7. Cycles de séchage-réhumidification (sur les trois points, bas (2,25 cm), milieu (7 cm) et haut du modèle (11,25 cm)

Les variations de teneur en eau dans les différents niveaux de l'échantillon sont assez proches avec un léger décalage dans le temps, ce qui est cohérent avec les phases successives (b) et (c) de réhumidification et la petite taille de l'échantillon.

La valeur moyenne des teneurs en eau à trois différents niveaux est calculée afin de pouvoir comparer les résultats de calcul avec les mesures au laboratoire, car une seule valeur est disponible à chaque mesure pour la teneur en eau de l'échantillon. La figure 8 mmontre les valeurs moyennes de teneurs en eau calculées. Les mesures de teneurs en eau au laboratoire sont également illustrées sur la Figure 8.

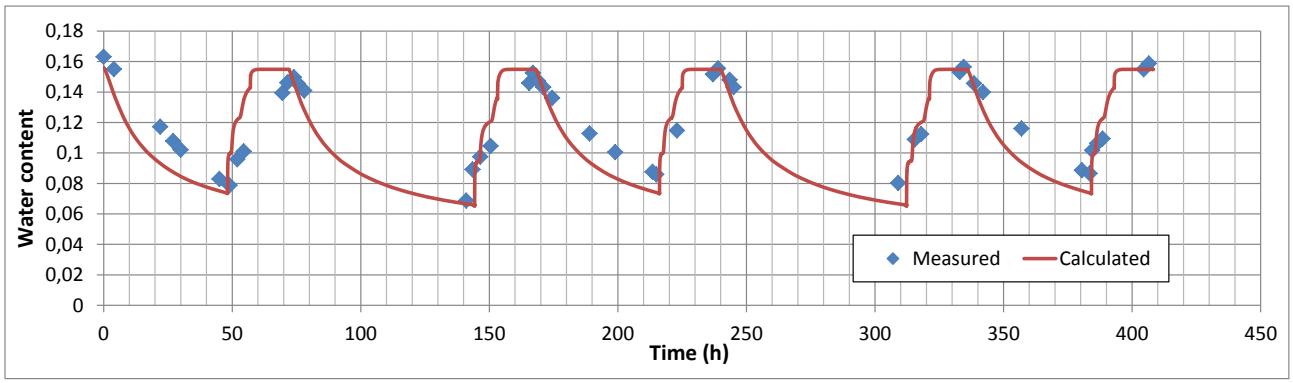


Figure 8. Cycles de séchage-réhumidification : teneur en eau mesurée (De Baecque, 2019) et calculée par la modélisation

Les teneurs en eau calculées montrent une bonne cohérence avec les mesures effectuées pendant les cycle de séchage-réhumidification.

4. Conclusion

Les variations de teneurs en eau d'un échantillon du sol traité à la chaux sont étudiées par la modélisation numérique à l'aide du code de calcul COMSOL. Les paramètres hydrauliques du sol n'étant pas mesurés, la courbe de rétention d'eau d'un sol similaire a été utilisée. Les résultats de modélisation sont en bon accord avec les mesures effectuées au laboratoire. Afin de mieux modéliser les variations de teneur en eau d'un sol, la courbe de rétention d'eau ainsi que la porosité et ses variations ainsi que la perméabilité du sol sont les paramètres indispensables. Cependant, à l'aide des modélisations numériques une analyse inverse pour estimer les paramètres manquants est possible et permet de justifier les paramètres utilisés en comparant les mesures disponibles avec les résultats de calcul.

Cette approche est prometteuse car elle permettra de comprendre certains aspects de la durabilité du matériau à l'échelle de l'éprouvette jusqu'à l'échelle de la structure. Elle permettra aussi de donner des pistes de développement (voire d'outils de prédiction) pour comprendre le fonctionnement des sols traités de l'échelle du matériau contrôlé (en laboratoire / vieillissement accéléré) à l'échelle du site (ouvrage réel / sollicitations réelles sur une longue durée).

5. Remerciements

Le projet Digue202 est un projet financé avec le concours de l'Union Européenne avec le Fonds Européen de Développement Régional et inscrit dans le contrat plan État-Région 2015-2020. Nous remercions l'ensemble des financeurs pour leur contribution au projet à savoir : l'Union Européenne, l'État, la Région PACA et le Département des Bouches-du-Rhône.

6. Références

COMSOL Multiphysics® v. 5.6. www.comsol.com

De Baecque, M., (2019). Caractérisation multi-physique de la durabilité d'un sol traité à la chaux pour une application aux digues maritimes. Thèse de Doctorat de l'Université Paris-Est. https://tel.archives-ouvertes.fr/tel-02899988

De Baecque, M., Chevalier, C., Le Feuvre, M., Palma Lopes, S. & Reiffsteck, P. (2021). Influence of sea water and wetting-drying cycles on the erosion of a lime treated soil : perspectives to marine dike improvement. Tenth International Conference on Scour and Erosion (ICSE-10), Virtual, Oct. 2021.

Digue2020, Projet CPER/FEDER 2014-2020 "Digues maritimes & Risque de submersion", https://www.digue2020.fr/ .

Faisant, T., Peyras, L., Jeanniot, C., Tekatlian, A., Gendrey, S., Chevalier, C., De Baecque, M., Schleyer-Lindenmann, A., Bertoldo, R., De Paris, C. & Mallet, T. (2019). Projet de R&D DIGUE 2020 : réalisation d'une plateforme de recherche en site maritime pour l'étude des actions de la mer sur les digues, la durabilité, et la perception du risque de submersion. 3ème colloque national Digues Maritimes et Fluviales de Protection contre les Submersions, Aix-en-Provence, France, Mar. 2019.

Foster, M., Fell, R. & Spannagle, M. (2000). "The statistics of embankment dam failures and accidents." Canadian Geotechnical Journal 37, 1000–1024.

Le Runigo, B., Ferber, V., Cui, Y.J., Cuisinier, O. & Deneele, D., (2011). Performance of lime-treated silty soil under long-term hydraulic conditions. Engineering Geology 118, 20-28

Mehenni, A., (2015). Comportement hydromécanique et érosion des sols fins traités (Thèse de doctorat). Université de Lorraine

Richards, L.A. (1931) Capillary Conduction of Liquids through Porous Mediums. Journal of Applied Physics, 1, 318-333.

Van Genuchten M.T., (1980) Closed-form Equation for Predicting the Hydraulic Conductivity of Unsaturated Soils. Soil Sci. Soc. Am. J., 44, 892-898

Wang Y.J., (2016) Étude des propriétés thermo-hydro-mécaniques des sols fins traités à la chaux (Thèse de doctorat), Université Paris-Est

LA PRESSION DE PRÉCONSOLIDATION : DÉTERMINATION ET USAGES

PRECONSOLIDATION PRESSURE: DETERMINATION AND USES

Jean-Pierre MAGNAN[1,2], Grégory MEYER [2]
[1] *Université Gustave Eiffel, Département Géotechnique, Environnement, Risques naturels et Sciences de la terre, Marne-la Vallée, France*
[2] *SYSTRA, Paris, France*

RÉSUMÉ – Cette communication analyse les difficultés pratiques rencontrées lors de la détermination de la pression de préconsolidation des sols argileux comme marqueur de l'histoire géologique de ces sols sédimentaires. Elle distingue les sols peu et très surconsolidés et explore les effets du remaniement associé au prélèvement des carottes et des procédures d'essai. Ce paramètre reste très difficile à déterminer avec précision.

ABSTRACT – This paper analyses the difficulties met in practice when assessing the preconsolidation pressure of clayey soils, as a marker of the geological history of these sedimentary deposits. The cases of slightly overconsolidated and heavily overconsolidated soils are discussed separately. The effects of remoulding associated to core sampling and test procedures are analysed. It is difficult to determine precisely the value of this parameter.

Introduction

La pression de préconsolidation est un concept géotechnique qui traduit l'influence de l'histoire des sols sur leur comportement mécanique. Il est admis que sa valeur peut être estimée par les essais de compressibilité à l'œdomètre. La pression de préconsolidation sert de base pour déterminer le rapport de surconsolidation, qui est utilisé dans certaines lois de comportement et pour évaluer le coefficient de pression des terres au repos. La détermination de ce paramètre rencontre de nombreuses difficultés dans la pratique, dues à la qualité des éprouvettes qui servent aux essais, mais aussi à la variabilité des sols dans les directions horizontales et verticale. On peut s'interroger sur son utilisation dans la pratique des études géotechniques.

L'étude des sols sédimentaires dont font partie les sols argileux s'appuie sur quelques idées fondamentales situées aux confins de la géologie et de la mécanique. On fait référence à un processus de formation idéalisé, dans lequel la déposition progressive des particules dans une masse d'eau douce ou salée conduit à augmenter l'épaisseur des particules empilées et à accroître progressivement la contrainte verticale. La contrainte verticale, appelée effective dans la mécanique des sols moderne, augmente avec l'épaisseur et la densité du sol. Pour de très grandes différences de densité, l'empilement des particules peut être fortement modifié et le comportement mécanique en termes de contraintes et déformations peut varier de façon importante. Les nombreuses études consacrées au comportement mécanique des argiles montrent l'influence d'autres facteurs comme la température, le temps (la durée d'application des charges et leur vitesse de variation, ce que l'on traduit en viscosité et fluage) et la vitesse d'écoulement des liquides dans les pores du sol.

Depuis le milieu du vingtième siècle, on fait référence au modèle de la figure 1, qui représente la formation d'un sol argileux en termes de contrainte effective (axe horizontal) et indice des vides (axe vertical). Si le sol n'a subi aucun chargement ni déchargement après sa formation, son état de contrainte correspond à l'effet du poids du sol situé au-dessus du point considéré, en tenant compte des pressions interstitielles existant dans le

massif. Cette situation est limitée aux argiles et vases récentes (post-glaciaires, c'est-à-dire postérieures à la dernière glaciation du Quaternaire). Il existe très peu d'argiles antérieures qui n'aient jamais été chargées ou déchargées géologiquement par la suite.

Si le sol a été déchargé après avoir atteint son état d'équilibre initial, le point représentant son état s'éloigne vers la gauche de la ligne de compression (contraintes plus faibles). L'irréversibilité générale des déformations des sols fait que l'indice des vides varie peu lors de ce déchargement, le plus souvent dû à l'érosion. Dans le massif de sol dont on veut caractériser le comportement mécanique, cet état de contrainte est celui qui décrit l'état initial du sol (contrainte effective initiale σ'_{vo}). L'état final de la contrainte après prélèvement et installation dans le laboratoire est σ'_{vi} (valeur très faible ou imposée par la succion).

L'idée de base de la caractérisation œdométrique des sols est que le prélèvement des carottes est la suite du déchargement géologique naturel et que les essais qui seront réalisés permettront de retrouver l'état de contrainte de préchargement géologique du sol.

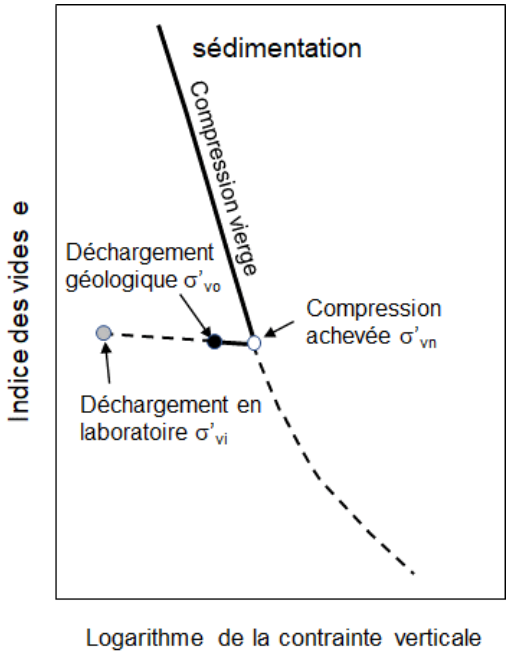


Figure 1. Schéma idéalisé de la formation des sols sédimentaires argileux

L'effet du temps sur la compression œdométrique des sols argileux est communément caractérisé par des lignes parallèles correspondant chacune à une durée d'application de la charge (Figure 2). L'espacement vertical de ces lignes est lié à la vitesse de fluage (paramètre C_α ou $C_{\alpha e}$). Dans l'état naturel du sol, la valeur de l'indice des vides e_o dépend de l'âge de la courbe de compressibilité. L'exécution d'un essai œdométrique ne peut produire qu'un point situé sur la courbe à 24h, puisque c'est la durée normalisée des paliers de chargement successifs des essais. La pression de préconsolidation à un jour est plus forte que les pressions de consolidation correspondant à des temps plus élevés. La procédure d'essai a donc pour effet de surestimer les pressions de préconsolidation. La pression de préconsolidation à 1 jour doit donc être nécessairement utilisée avec un calcul de fluage pour tenir compte de l'évolution de l'indice des vides au cours du temps.

Effet du prélèvement du sol sur la pression de préconsolidation

Une fois la pression de préconsolidation définie comme mémoire de l'histoire géologique du sol, les difficultés rencontrées pour l'évaluer sont nombreuses. Elles sont toutes liées à la modification de l'état du sol lors du prélèvement, du transport et de la conservation des échantillons ainsi qu'à la procédure adoptée pour installer les éprouvettes dans les appareils et bâtis de mesure et réaliser les essais.

Les difficultés sont différentes selon l'état de surconsolidation des sols, lié à la profondeur des prélèvements. Nous allons d'abord traiter le cas des sols argileux mous que l'on rencontre dans les dépôts quaternaires superficiels récents. Nous examinerons ensuite le cas des sols argileux fortement surconsolidés.

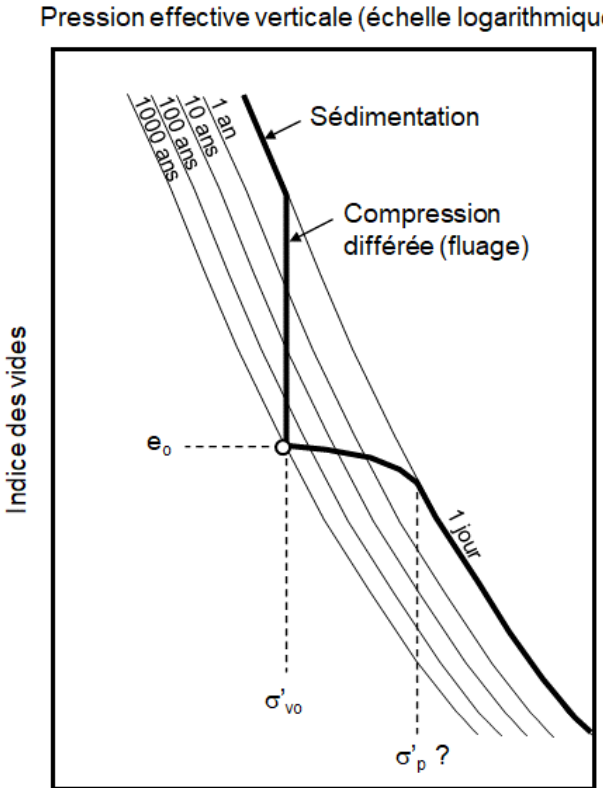


Figure 2. Influence du temps sur la pression de préconsolidation

Analyse des sols mous peu surconsolidés

Le comportement mécanique des vases et argiles molles est un sujet d'intérêt très ancien pour la communauté géotechnique mondiale. De nombreux travaux ont été effectués aux Etats-Unis d'Amérique, à l'époque de la 2ème guerre mondiale. Ils ont porté en particulier sur l'effet du remaniement dû au prélèvement sur les courbes de compressibilité œdométrique.

La figure 3, issue des travaux de Rutledge (1944, cité par Holtz et Kovacs (1981)), montre l'effet du remaniement sur une éprouvette d'argile de Chicago. On observe que l'éprouvette remaniée est plus déformée que l'éprouvette intacte (sa déformabilité est plus élevée) et que la pression de préconsolidation est plus forte pour l'éprouvette intacte.

La figure 4 (Holtz et Kovacs, 1981) résume la position des courbes œdométriques par rapport au schéma théorique de la relation des contraintes et indices des vides sur le terrain. Ces courbes, inspirées des possibilités réelles des essais sur échantillons carottés, suggèrent qu'il reste une différence réelle entre les courbes expérimentale et l'information recherchée. Elles rappellent aussi que le remaniement des carottes et des éprouvettes que l'on y découpe est une source importante de problèmes.

Les travaux des laboratoires des Ponts et Chaussées, à la grande époque des travaux de construction d'autoroutes sur sols mous en France (années 1970-1990) se sont beaucoup préoccupés de la meilleure façon de prélever les carottes pour respecter le plus possible la structure et le comportement mécanique des argiles et vases molles.

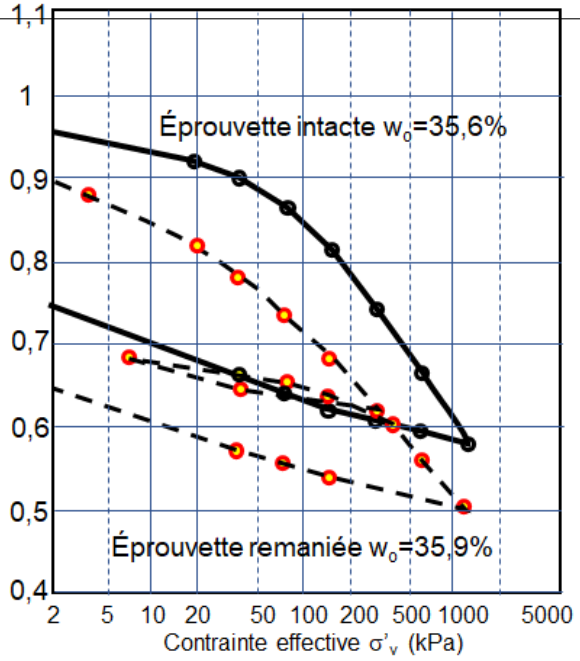


Figure 3. Argile de Chicago intacte et remaniée

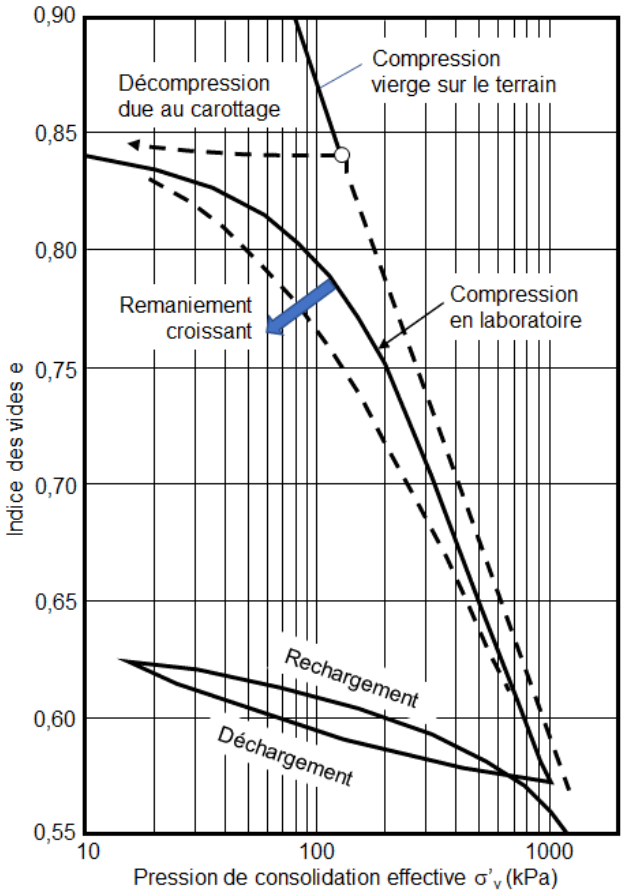


Figure 4. Schéma de principe de l'essai œdométrique par rapport au terrain naturel

Les argiles et vases de la vallée de la Dordogne (site expérimental de Cubzac-les-Ponts) et de la vallée de l'Adour (remblais d'essais de Guiche) ont été les lieux principaux de ces études. Sur le site de Guiche, Khemissa et al. (1997) ont comparé deux types de carottiers, un carottier à piston stationnaire de 100 mm de diamètre et le carottier développé à l'Université Laval, qui est un carottier à piston stationnaire et enveloppe rotative (carottes de 200 mm de diamètre). Les carottes prélevées entre 10 et 15m de

profondeur ont permis d'obtenir des résultats très satisfaisants, avec un remaniement très faible jusqu'à 12,5m de profondeur. La figure 5 montre les résultats d'un essai réalisé à 12,5m de profondeur, représenté de façon classique (indice des vides en fonction du logarithme de la contrainte). Le même essai est représenté en coordonnées linéaires sur la figure 6. Il est clair que la forme bilinéaire de la courbe œdométrique est liée pour beaucoup au mode de représentation choisi. Dans les études anciennes sur les essais œdométriques dans les argiles, il est expliqué que la proportionnalité des déformations au logarithme des contraintes a été choisie pour tenir compte de la relation linéaire observée entre les modules de déformation $M = d\sigma'/d\varepsilon$ et les contraintes σ'. Aarhaug (1984) utilise des relations non linéaires non logarithmiques pour les autres types de sols. Toute la procédure de détermination de la pression de préconsolidation appliquée aux argiles s'appuie sur cette hypothèse.

La linéarisation directe de la courbe de compressibilité œdométrique, telle qu'appliquée sur la figure 6, est certainement acceptable tant que l'on reste dans des intervalles de variations de contraintes réduits.

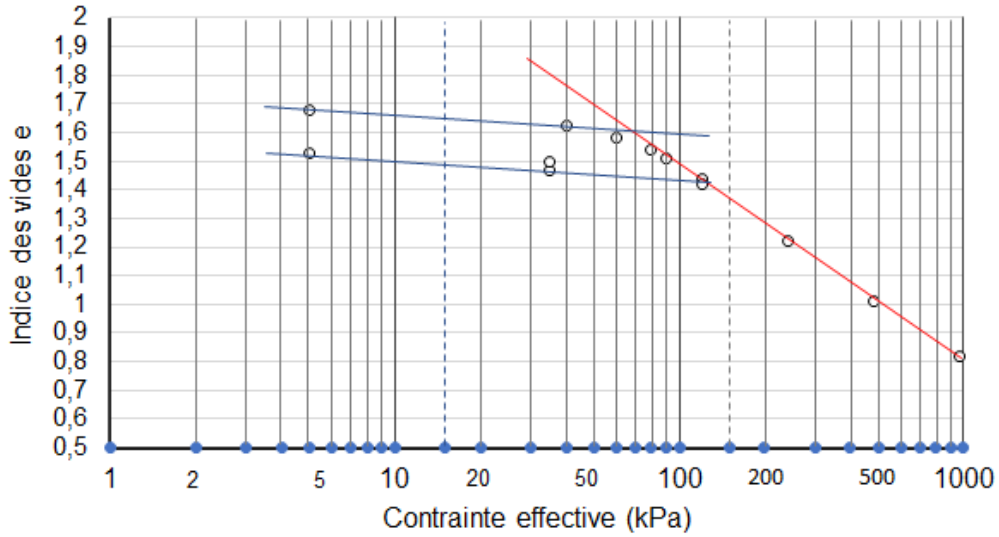


Figure 5. Essai œdométrique en coordonnées semi-logarithmiques

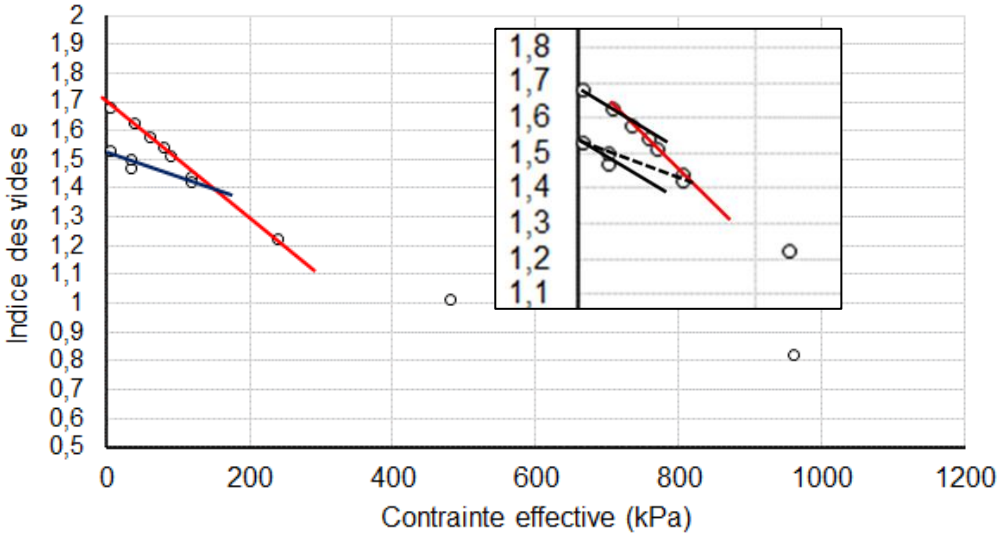


Figure 6. Essai œdométrique en coordonnées linéaires

En conclusion, le prélèvement de carottes quasi-intactes est possible dans les sols mous de surface jusqu'à 10-12m de profondeur et l'on peut dans ce cas déterminer les pressions de préconsolidation de façon fiable, à condition d'utiliser un matériel adapté, mais pas toujours usuel de nos jours.

Analyse des sols argileux surconsolidés

Le modèle de la figure 1 sert aussi de référence quand les sols argileux ont été chargés par d'autres couches de terrains que l'érosion a fait disparaître par la suite. En France, cette situation est rencontrée pour l'argile des Flandres er pour les dépôts argileux du sous-sol de la région parisienne (argile verte de Romainville et argile plastique de l'Yprésien). Les études menées sur l'argile des Flandres par H. Josseaume et le réseau des laboratoires des Ponts et Chaussées (Josseaume et al., 1991) ont conclu que le choix de l'appareillage conditionne fortement les résultats des essais œdométriques. Avant de recourir à un système de chargement à haute pression, des œdomètres classiques dont la charge maximale est inférieure à 2 MPa ont été utilisés pour faire les essais et ont très souvent produit des courbes œdométriques inutilisables (pression de préconsolidation inférieure à la contrainte effective actuelle en place), ce qui est inacceptable pour ce type de sol.

Deux exemples de courbes avec des œdomètres limités à 2 MPa sont présentés sur la figure 7. La pression de préconsolidation déduite de l'essai est de l'ordre de 300 à 400 kPa.

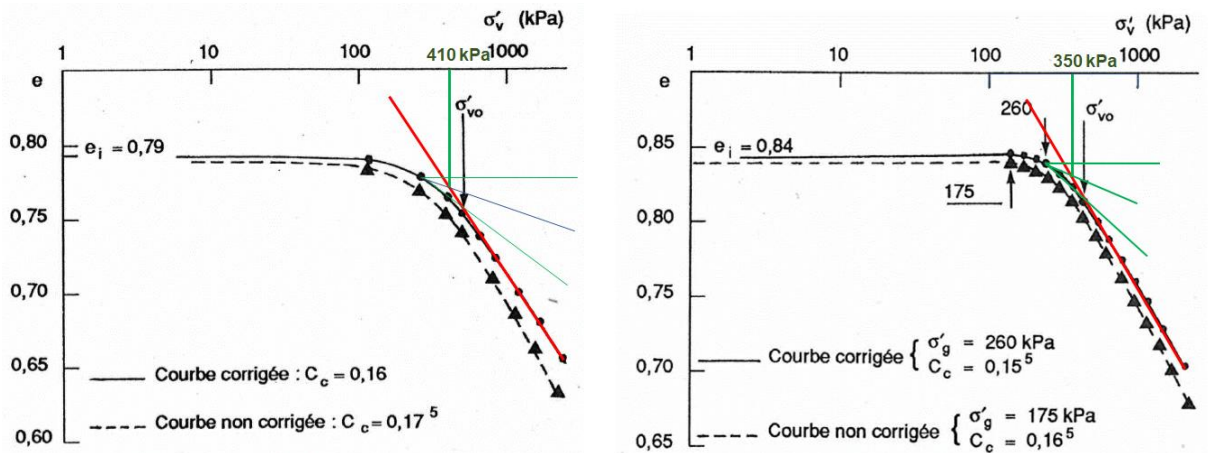


Figure 7. Deux essais œdométriques sur l'argile des Flandres (charge limitée à 2 MPa)

Une série d'essais a été réalisée ultérieurement avec un œdomètre montant à 20 MPa. La figure 8 présente le résultat d'un essai à haute pression (pour une profondeur 43m), qui donne une pression de préconsolidation de 3400 kPa, plus proche de ce que l'on attend pour l'argile des Flandres. Les deux courbes à « basse pression » de la figure 7 ont été reportées sur cette figure. L'utilisation d'un matériel permettant un chargement suffisant est donc indispensable. Ces exemples suggèrent qu'il faut se préoccuper aussi de la déformabilité du matériel.

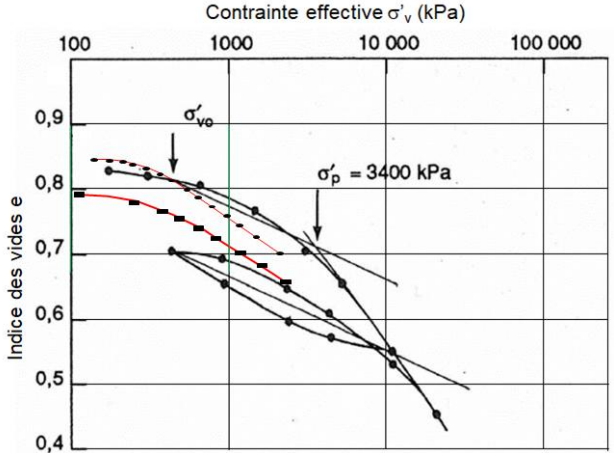


Figure 8. Essai œdométrique à haute pression sur l'argile des Flandres.

Les procédures utilisées pour ces essais à haute pression comportent des cycles de chargement préalable sans mettre l'éprouvette en contact avec de l'eau. Ces cycles ont pour objectif de limiter et réparer un peu les effets du prélèvement sur l'état des éprouvettes. Les différentes opérations effectuées lors du carottage créent, même dans le cas des carottiers triples, des distorsions et décompressions dans les carottes qui fragilisent le sol et favorisent sa fissuration et sa désaturation.

Des essais œdométriques réalisés sur des carottes de sols argileux très surconsolidés prélevés à une dizaine de mètres de profondeur ont été réalisés avec un premier cycle de chargement sans mettre l'éprouvette en contact avec l'eau. Un exemple est montré sur la figure 9. Dans beaucoup d'essais, ce cycle préalable a créé un tassement de 6 à 10%, repris en grande partie lors de la mise en eau de l'éprouvette. Ce fort tassement témoigne du remaniement provoqué par le prélèvement des carottes au carottier triple. De tels phénomènes perturbent l'interprétation des résultats des essais.

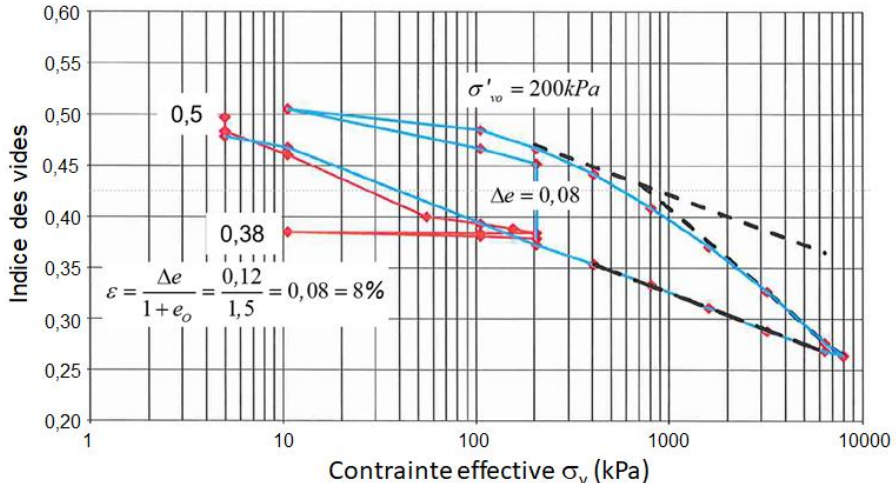


Figure 9. Essai à haute pression avec cycle initial à sec (en rouge).

Variabilité des résultats d'essais

La variabilité naturelle du terrain peut être une source importante de variation des valeurs de la pression de préconsolidation. Le graphique de la Figure 10 montre les variations de σ'_p sous le remblai expérimental D du site expérimental de Cubzac-les-Ponts (Haghgou, 1983), ainsi que l'influence du diamètre du carottier utilisé. Si la pression de préconsolidation est un paramètre lié à l'histoire géologique du sol, ces variations sont plutôt des erreurs de mesure, car une telle variabilité du sol est peu probable.

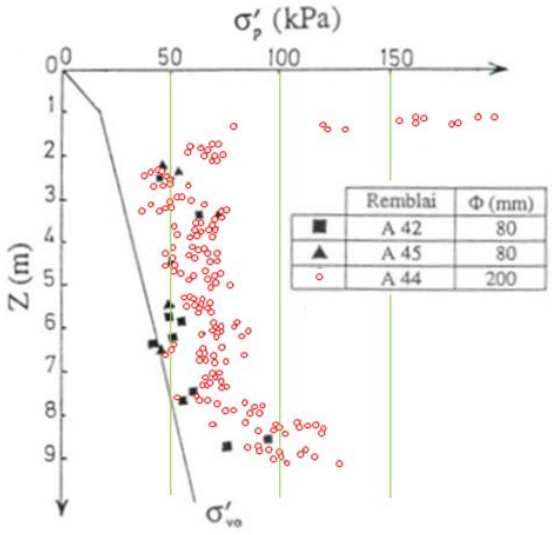


Figure 10. Variations des pressions de préconsolidation sous le remblai D de Cubzac

Pour les sols argileux surconsolidés, la variabilité des résultats d'essais est aussi impressionnante. Dans l'argile plastique de l'est parisien (Yprésien), les valeurs de σ'_p déduites des essais œdométriques varient de 28 et 2255 kPa (Figure 10).

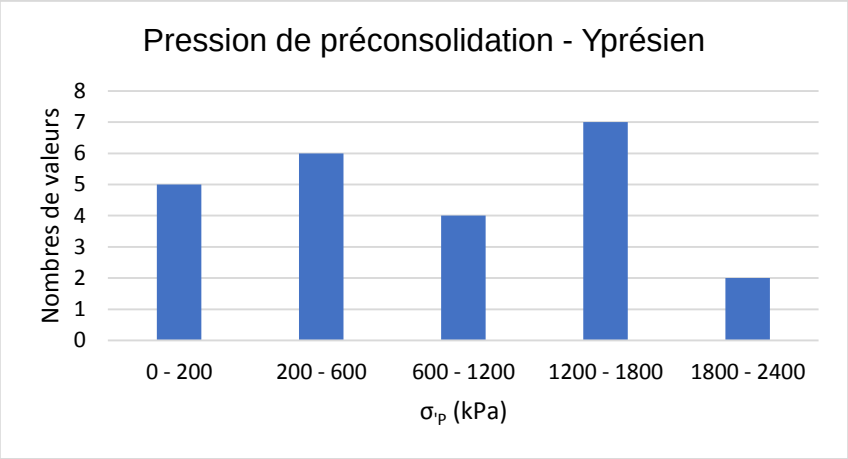


Figure 11. Histogramme des valeurs mesurées de la pression de préconsolidation

Ces variations sont beaucoup plus importantes que ce que l'on peut attendre dans une couche sédimentaire âgée de dizaines de millions d'années. Cette fois encore il faut probablement incriminer les conditions de prélèvement des sols et l'exécution des essais.

Conclusion

Il est plus facile de limiter le remaniement des sols argileux mous de surface qui n'ont été préconsolidés que par leur propre poids et les fluctuations du niveau de la nappe. L'emploi de carottiers de plus gros diamètre permet de limiter les effets du prélèvement jusqu'à une dizaine de mètres de profondeur.

Pour les sols fortement surconsolidés, qui ont souvent été déchargés au cours de leur histoire géologique, le remaniement associé au prélèvement à quelques dizaines de mètres de profondeur, même avec un carottier triple, produit une décompression importante (des contraintes en place aux contraintes plus faibles du laboratoire), qui s'ajoute à la perturbation de la structure du sol argileux (succession de compression et décompression lors de la pénétration du carottier, cisaillement lors de la remontée du carottier). Les éprouvettes testées peuvent être fissurées, décomprimées, voire désaturées, et leur comportement est celui d'un matériau remanié, avec une modification importante de la courbe œdométrique et de la pression de préconsolidation, qu'il est difficile d'empêcher.

Références bibliographiques

Aarhaug O.R. (1984). Geoteknikk og fundamenteringslaere 1. NKI-forlaget, Norvège, ISBN 82-562-0493-1, 262 pages

Haghgou M. (1983). Étude du comportement d'un remblai expérimental sur sols compressibles. Thèse de docteur-ingénieur, Université Pierre et Marie Curie, Paris.

Holtz R.D., Kovacs W.D. (1981). An introduction to geotechnical engineering. Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, New Jersey, 733 pages.

Josseaume H., Hieng I.O., Stempfelet J.-P. (1991). Détermination des paramètres de compressibilité d'une argile raide à partir d'essais œdométriques à haute pression. Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussées, N° 172, pp. 109-120.

Khemissa M., Magnan J.P., Josseaume H. (1997). Étude en laboratoire des propriétés mécaniques de l'argile molle de Guiche (vallée de l''Adour). Revue Française de Géotechnique, n°81, pp. 3-25.

CALIBRATION D'UN MODELE THEORIQUE DE COURBE DE RETENTION POUR DES SOLS PEU PLASTIQUES

CALIBRATION OF A THEORETICAL RETENTION CURVE MODEL FOR LOW-PLASTIC SOILS

Jacques MONNET[1], Luc BOUTONNIER[2], Dino MAHMUTOVIC[2]
[1] *Gaiatech , 22 rue Antoine Chollier, Seyssinet F-38170, France*
[2] *EGIS , 3 rue docteur Schweitzer, F-38180, Seyssins, France*

RÉSUMÉ L'article présente un modèle physique et théorique basé sur l'arrangement élastique des particules sphériques, de granulométrie uniforme et étalée. Il donne une détermination directe de la courbe de rétention pour le mouillage et le séchage, ainsi que la répartition des pores dans le sol. Il utilise des paramètres faciles à atteindre. Trois sols sont testés, le limon de Livet-Gavet et les argiles de Saf-Saf et Boughrara

ABSTRACT – The paper presents a physical and theoretical model based on the elastic arrangement of spherical particles, of uniform and spread particle size. It gives a direct determination of the retention curve for wetting and drying, as well as the distribution of pores in the soil. It uses parameters that are easy to achieve. Three soils are tested, the Livet-Gavet silt and the clay from Saf-Saf and Boughrara

1 Introduction

Le développement des calculs numériques et l'augmentation de la puissance des micro-ordinateurs permettent de déterminer le comportement des grandes constructions de sol telles que les digues, les remblais, les terrassements. Toutes ces structures de terre sont compactées à l'optimum Proctor avec un degré de saturation compris entre 80 et 98% de sorte que le sol est insaturé. Pour une estimation précise de l'état final de la densité du sol, il est nécessaire de modéliser le compactage du sol le long d'un chemin de mouillage. De plus, lorsque la construction de la structure en terre est terminée, il apparaît des événements de séchage et d'humidité associés à des conditions pluvieuses et ensoleillées. Ces événements nécessitent donc le développement d'un modèle capable de simuler les trajectoires de séchage et de mouillage pour anticiper les futures déformations du sol. Cette étude est une première étape pour calculer la relation entre la teneur en eau ou le degré de saturation et la succion.

Pour modéliser les courbes de rétention on peut utiliser des relations expérimentales, comme dans le modèle de Brooks and Corey (1966) qui relie la succion s au degré de saturation S_r et nécessite (1) la détermination de la succion d'entrée d'air s_{air} et du paramètre expérimental (δ :pente de la relation log entre la succion et le degré de saturation) ; van Genuchten (1980) a utilisé une nouvelle relation expérimentale (2) permettant de simuler des courbes de rétention plus grandes avec 3 paramètres expérimentaux (α, n: coefficients empiriques, m : identique à δ). Gallipoli et al. (2003) ont suivi le même schéma de recherche et ont proposé une relation expérimentale complète (3) avec 4 paramètres expérimentaux (Φ, Ψ, ν: coefficients empiriques, δ).

On peut aussi utiliser la modélisation physique. Avec cette approche, la forme de la courbe de rétention n'est pas choisie à l'avance, mais est une conséquence d'hypothèses physiques. On peut considérer le sol comme un milieu poreux (Or and Tuller, 1999)-(Kutilek et al., 2007) dans lequel l'eau se répands à travers un réseau complexe de canaux de différents diamètres. On peut aussi considérer le sol comme une structure constituée de particules sphériques dans laquelle l'eau se fixe sous la forme de

ménisques comme dans cette étude. Dans cette théorie les particules sont sphériques et élastiques. Cette approche permet d'expliquer le phénomène physique de rétention et de calculer avec un nombre limité de paramètres physiques.

$$S_r = (s/s_{air})^{-\delta} \quad (1)$$

$$S_r = [1+(\alpha.s)^n]^{-m} \quad (2)$$

$$Sr = \{ 1/[(\Phi.(\nu-1)^{\Psi}.s]\}^{-\delta} \quad (3)$$

2 Modéle théorique de courbe de rétention

Le modèle théorique a déjà été présenté auparavant (Monnet et al., 2016) ;(Monnet et al., 2020), seules les principales hypothèses sont présentées :

2.1. Hypothèses de saturation

- Domaine D1: $s \geq s_{air}$ et $S_r \leq S_{rair}$

La phase gazeuse est continue dans le sol. Cet état donne une succion s supérieure à la succion d'entrée d'air s_{air} et un degré de saturation S_r plus faible que le degré de saturation à l'entrée d'air S_{rair}.

- Domaine D2: $s \leq s_{air}$ et $S_{rair} \leq S_r \leq S_{re}$ et $u_w \leq 0$

Dans ce domaine, l'air libre disparaît. L'air est occlus dans le sol. L'air est en contact avec les particules du sol. La succion a pour effet d'augmenter la résistance des contacts interparticulaires. Le degré de saturation est supérieur au degré de saturation à l'entrée d'air S_{rair} mais inférieur au degré de saturation pour une succion nulle S_{re}.

- Domaine D3: $S_{re} < S_r < 1$ et $u_w > 0$

L'air est occlus dans l'échantillon de sol sous la forme de bulles en faible interaction avec le squelette. La tension capillaire n'a aucun effet sur les forces de contact entre les particules du sol. Nous supposons ici que D3 correspond au cas des pressions interstitielles positives avec un degré de saturation inférieur à 1.

- Domaine D4: $S_r = 1$

Il n'y a pas d'air à l'état gazeux dans le sol. Le sol est saturé. La limite entre D3 et D4 peut également être exprimée par la pression interstitielle qui permet la saturation du sol par dissolution de l'air dans l'eau.

Dans le cadre de cet article, nous nous intéressons aux domaines D1 et D2.

2.2. Hypothèses d'arrangement granulométrique

Le modèle suppose quatre arrangements des particules sphériques et uniformes

- Arrangement tétraédrique (4 sphéres empilées ; e=1.315)
- Arrangement cubique (4 sphéres en cube ; e=0.910)
- Arrangement octahédrique (9 sphéres ; e=0.470)
- Arrangement dodécahédrique (10 sphères ; e=0.343)

A partir de ces arrangements, on ajoute la théorie des mélanges de (De Larrard, 1999) pour introduire les différentes classes de particules dans un mélange polydispersé.

2.3. Hypothèses de distribution d'eau

Le modèle suppose la répartition uniforme de l'eau adsorbée sur l'ensemble de la surface des grains solides (Santamarina et al., 2002). La distribution de l'eau libre se fait :

- d'abord par saturation des plus petits vides intergranulaires ;
- puis par celui des plus gros vides ;
- la succion en humidification est liée à la Non Saturation de la frange de petits grains à la limite de la saturation totale ;
- la succion au séchage est liée au diamètre de la bulle percolante, qui commence à traverser le sol pour le diamètre dominant.

2.4. Hypothèse de porosité

La porosité théorique relative est calculée par (4), avec par classe i de grains, le refus R_i, l'indice des vides e_i et e l'indice des vides total du sol.

$$R_e = V_{vi}/V_v = e_i.R_i/e \quad (4)$$

3 Application à des sols naturels

Le modèle théorique a été utilisé pour le calcul de la courbe de rétention du sable de Fontainebleau et d'Hostun, du limon de Livet-Gavet (Andrianatrehina, 2016) et de deux argiles Boughrara et Saf-Saf (Benchouk, 2014). Les paramètres sont indiqués (tableau 1).

Tableau 1 : Paramètres utilisés pour le calcul

Paramètres		Sable Fontainebleau NEI-1	Sable Fontainebleau NEI-2	Sable Hostun HNI	Sable Hostun HNII	Limon Livet-Gavet compacté OPN	Argile Boughrara compacté OPN	Argile Saf Saf compacté OPN
e	séch. hum.	0,538	0,639	0,754	0.818	0.525 0.519	0.345 0.383	0.308 0.347
w_r	séch. hum.	0.21	0.23	0,20	0,20	0,18 0.18	0.12 0.14	0.10 0.12
γ_s kN/m^3		25.5	25.5	25.5	25.5	25.5	25.5	25.5
E_p GPa		65	65	65	65	65	65	65
ν_p		0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
θ_c Deg	séch. hum.	0 30	0 30	0 30	0 30	0 5	0 5	0 5
T_c kN/m^2		7,28	7,28	7,28	7,28	7,28	7,28	7,28
θ Deg.		20	20	20	20	20	20	20
VBS cm^3/100g		0	0	0	0	0.43	6.91	5
S_{rair}		0.994	0.913	0.876	0.964	0.920	0.988	0.990
C_c		0.1	0.1	0.1	0.1	0.063	0.398	0.171
C_s		0.015	0.015	0.015	0.015	0.023	0.213	0.103

3.1. Sables de Fontainebleau et Hostun

Les courbes granulométrique des quatre sables sont indiquées dans (Feia et al., 2014). Les grains sont supposés sphériques ; le modèle permet de retrouver les courbes expérimentales de rétention, sur le chemin de drainage et de saturation (Figure *3*, Figure 5, Figure 7, Figure 9) avec une précision moyenne de 3kPa. Le modèle permet également de trouver le diamètre de percolation avec une précision de 0,02mm (Figure 2, Figure 4, Figure 6, Figure 8)

3.2. Limon de Livet-Gavet compacté à l'OPN

Le sol naturel a un D_{max} de 30mm et un D_{min} de 1μm (Figure 1.a). La partie inférieure de la courbe, inférieure à 0,2 mm, a été analysée au laser. Dans calcul le sable limoneux est écrêté à 2mm comme expérimentalement. Le tamisat à 80 μm est de 43% et la Valeur de Bleu du Sol VBS est de 0,43cm^3/100g. Ce sol est classé A1 (LCPC et SETRA, 2000) comme un limon faiblement plastique avec une épaisseur d'eau adsorbée maximale de 0,44 nm à 20°. Les mesures de succion sont effectuées sous pression atmosphérique sans translation d'axe, de sorte que les propriétés du gaz, de l'eau et de la dissolution de l'air dans l'eau ne soient pas modifiées par rapport au terrain.

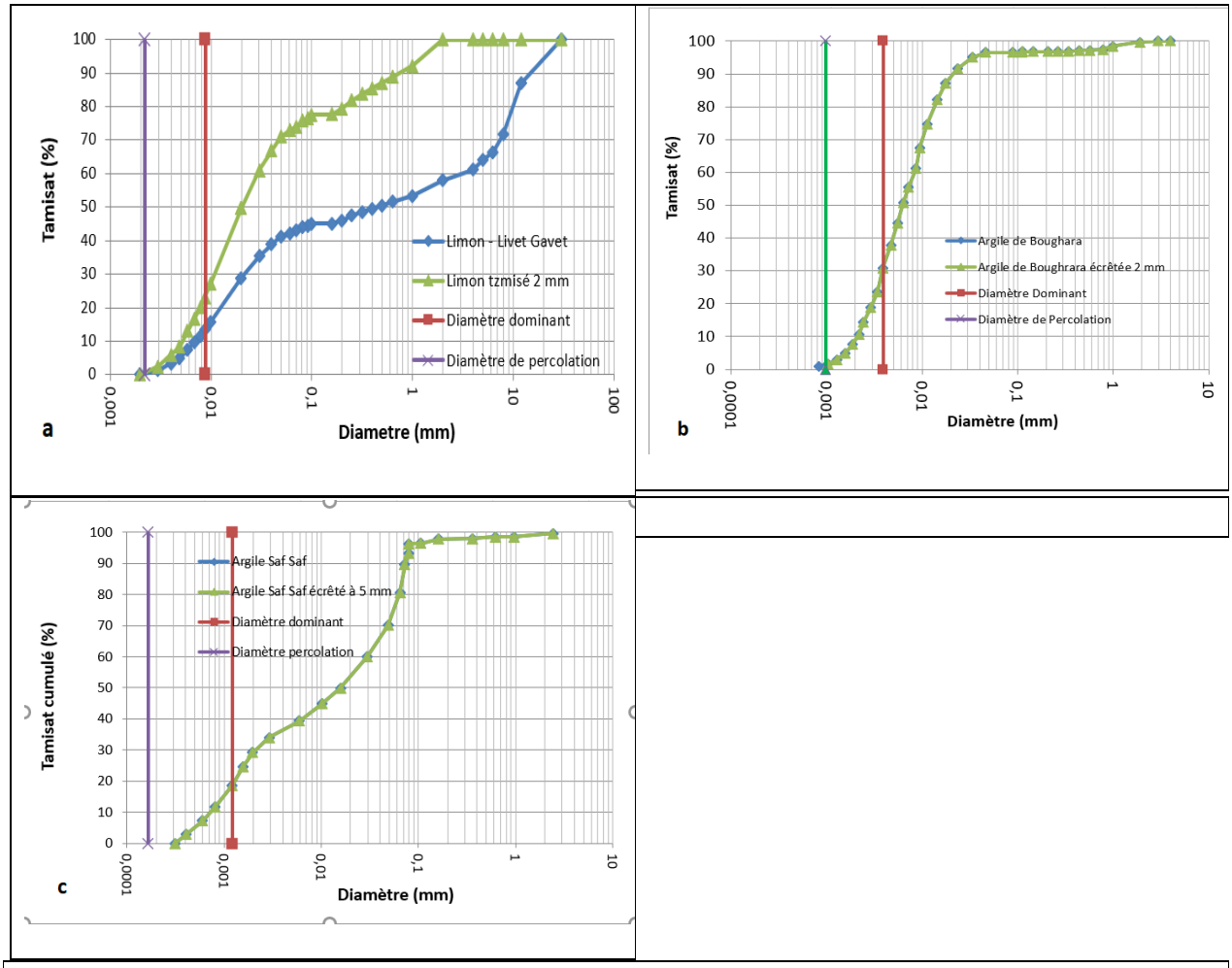


Figure 1 : Courbes granulométriques – a : limon de Livet Gavet ; b : argile de Boughrara ; c : argile de Saf Saf

La surface spécifique théorique des grains sphériques du mélange donne une surface spécifique de 0,310m²/g pour un indice des vides de 0,52, tandis que l'indice VBS de 0,43cm^3/100g conduit à une surface spécifique de 10,52m²/g. Le coefficient de forme φ_a est alors de 0,029. L'échantillon a été séché au four pendant 24 heures, puis réhumidifié pour être compacté à différents niveaux d'humidité jusqu'à ce que la teneur en eau de l'optimum Proctor soit atteinte. Le limon est compacté sous 25 coups par couche de poids de Proctor, avec une teneur en eau de 16% et un rapport de vide de 0,52.

La relation entre la teneur en eau et la succion est indiquée sur la (Figure 11). Pour le chemin de séchage, le modèle estime correctement la succion, mais avec une petite sous-estimation de succion d'entrée d'air. Pour le chemin de mouillage, le modèle sous-estime légèrement la succion avec une différence maximale de 270kPa. Les chemins de

séchage et le mouillage se différencient pour les succions inférieures à 20MPa ; ce seuil marque l'adsorption complète avec une réponse réversible au drainage et à l'humidification. Pour les succions supérieures, l'épaisseur de la couche adsorbée diminue. Le modèle permet de trouver (Figure 10) les deux plus grands diamètres expérimentaux de pores mais pas le plus petit. Cela peut s'expliquer par le fait que la courbe granulométrique n'est pas connue pour les diamètres de grains inférieurs à 2μm.

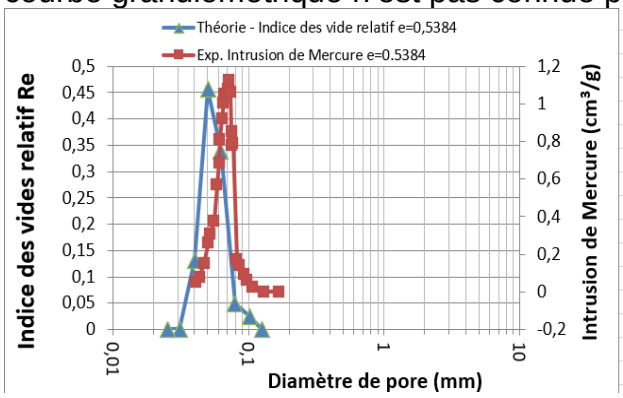


Figure 2 Comparaison entre l'intrusion de mercure et l'indice des vides théorique relatif – sable de Fontainebleau NE1-1

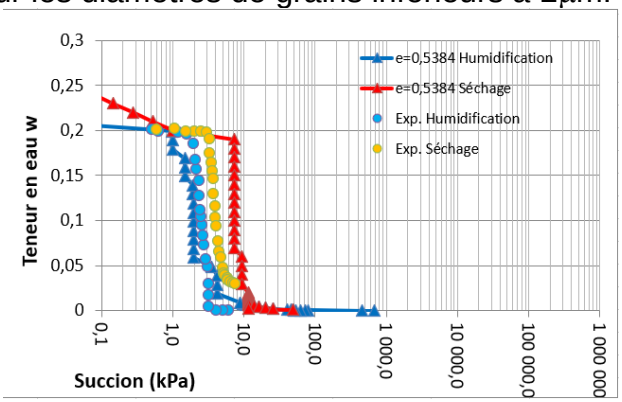


Figure 3 Courbe de rétention pour le chemin de séchage et de mouillage - sable de Fontainebleau NE1-1

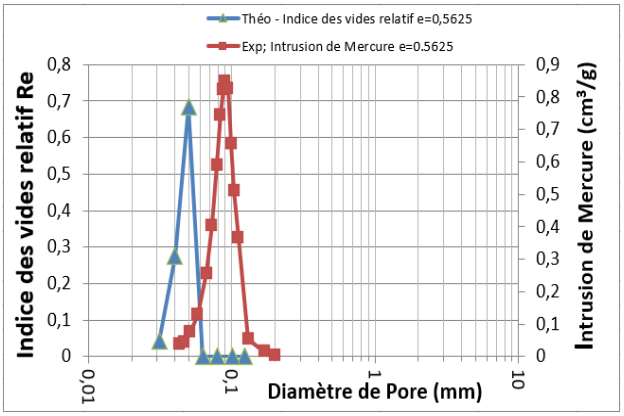


Figure 4 Comparaison entre l'intrusion de mercure et l'indice des vides théorique relatif - sable de Fontainebleau NE1-2

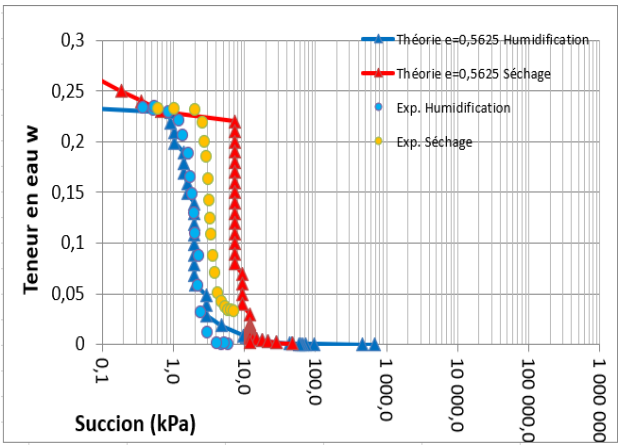


Figure 5 Courbe de rétention pour le chemin de séchage et de mouillage - sable de Fontainebleau NE1-2

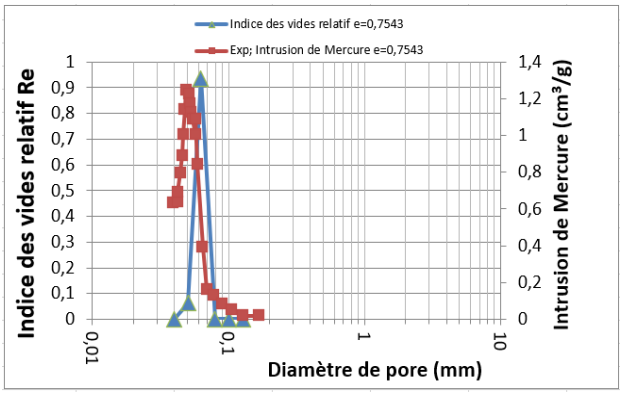


Figure 6 Comparaison entre l'intrusion de mercure et l'indice des vides théorique relatif - sable Hostun HNI

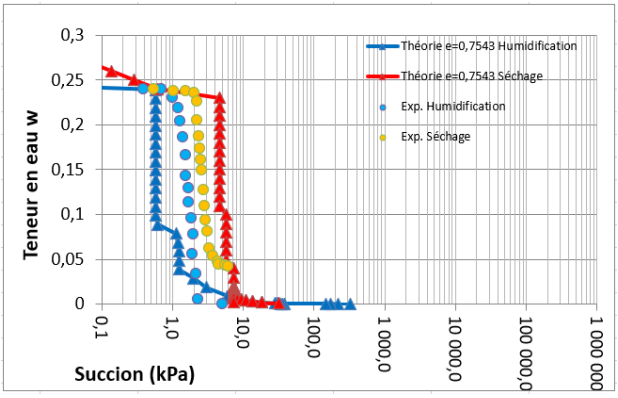


Figure 7 Courbe de rétention pour le chemin de séchage et de mouillage - sable Hostun HNI

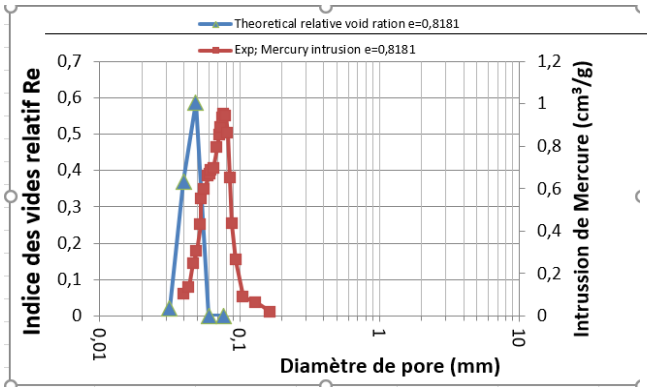


Figure 8 Comparaison entre l'intrusion de mercure et l'indice des vides théorique relatif - sable Hostun HNII

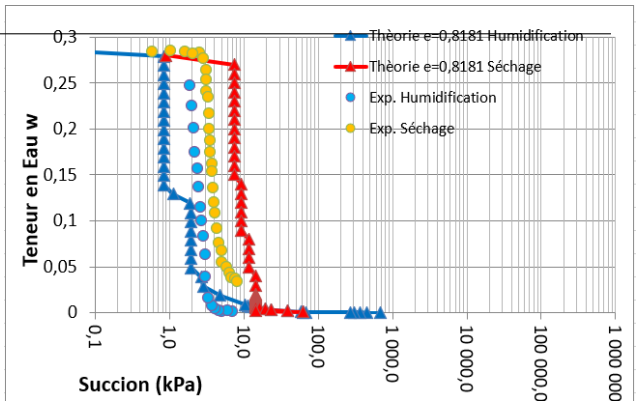


Figure 9 Courbe de rétention pour le chemin de séchage et de mouillage - sable Hostun HNII

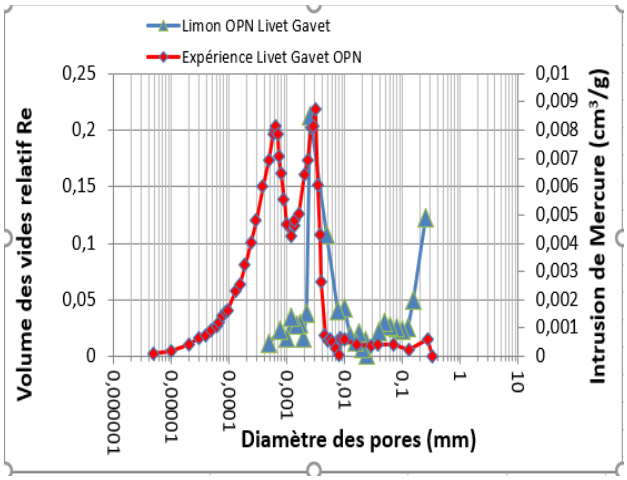


Figure 10 Comparaison entre l'intrusion de mercure et l'indice des vides théorique relatif – Limon compacté à l'OPN de Livet Gavet

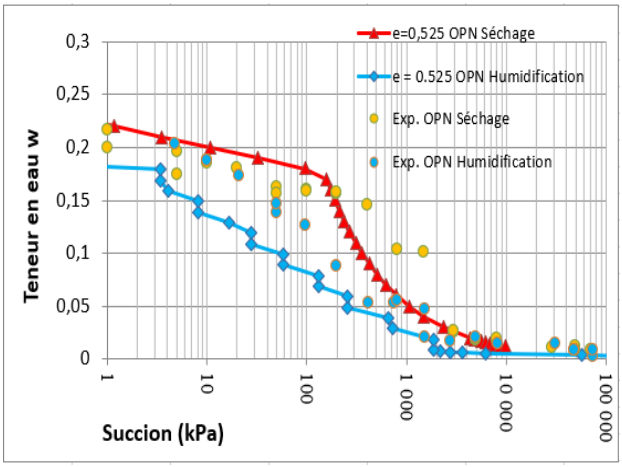


Figure 11 Courbe de rétention pour le chemin de séchage et de mouillage - Limon compacté à l'OPN de Livet Gavet

3.3. Argile de Boughrara compactée à l'OPN

Le sol a été prélevé sur le site du barrage de Boughrara (Tlemcen, Algérie) et les données peuvent être trouvées dans (Benchouk, 2014). La courbe granulométrique (Figure 1.b) du sol naturel a un D_{max} de 2,5 mm et un D_{min} de 0,3 μm. Le bas de la courbe inférieure à 0,1 mm, a été analysée au laser. Le tamisat à 80 μm est de 97% et le VBS est de 5,11cm^3 /100g. Ce sol est classé A2 comme une argile à faible plasticité avec une épaisseur d'eau adsorbée maximale de 0,44 nm à 20°. Les mesures de succion sont effectuées par la méthode osmotique. La surface spécifique théorique des particules du sol sphériques donne une surface spécifique de 3,6m²/g pour un indice des vides de 0,345, tandis que l'indice VBS de 1,1cm3/100g conduit à une surface spécifique de 169,1m²/g. Le coefficient de forme φ_a est alors de 0,006. L'échantillon a été séché au four pendant 24 heures, puis réhumidifié pour être compacté à la teneur en eau de l'optimum Proctor. L'argile est compactée sous 25 coups par couche de masse Proctor, avec une teneur en eau de 21% et un indice des vides de 0,345. L'évolution de la teneur en eau en fonction de la succion est indiquée (Figure 13). La comparaison entre la ration relative théorique de vide et l'intrusion de mercure (Figure 20), La relation entre la teneur en eau et l'aspiration (Figure 13). Une correspondance correcte est trouvée entre les résultats du modèle et le chemin de séchage expérimental malgré une petite sous-estimation de la succion d'entrée d'air. Il n'y a pas de différence significative entre le chemin de mouillage

et le chemin de séchage. Le modèle (Figure 12) identifie le premier plus grand pore, mais surestime le pore intermédiaire et ignore le plus petit (diamètres inférieures à 2μm).

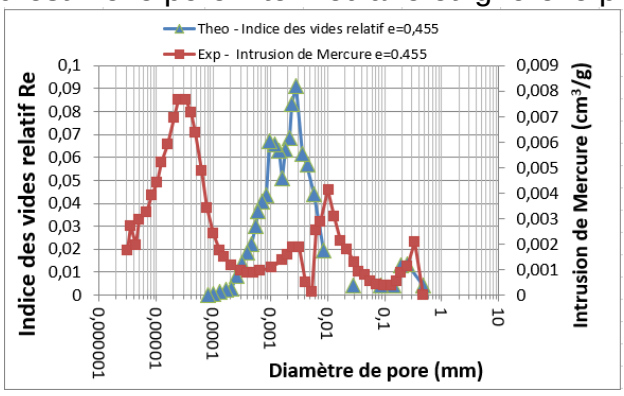


Figure 12: Comparaison entre l'intrusion de mercure et l'indice des vides théorique relatif – Argile compactée OPN de Boughrara

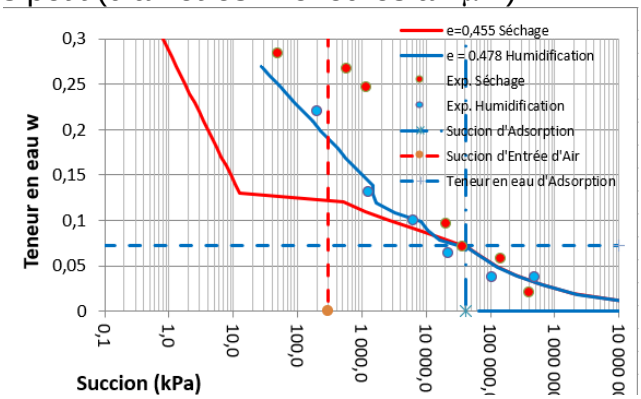


Figure 13: Courbe de rétention pour le chemin de séchage et de mouillage – Argile compactée OPN de Boughrara

3.4. Argile de Saf-Saf compactée à l'OPN

Le sol a été prélevé sur le site du Saf Saf (Tlemcen, Algérie) et les données peuvent être trouvées dans (Benchouk, 2014). La courbe granulométrique (Figure 1.c) du sol naturel a un D_{max} de 2,5 mm et un D_{min} de 0,3μm. La partie basse de la courbe, inférieure à 0,1 mm, a été analysée au laser. Le tamisat à 80 μm est de 96% et l'indice VBS est de 5. Ce sol est classé A2 comme une argile à faiblement plastique avec une épaisseur d'eau adsorbée maximale de 0,44 nm à 20°. Les mesures de succion sont effectuées avec la méthode osmotique. La surface spécifique théorique des particules sphériques du sol donne une surface spécifique de 0,99m²/g pour un indice des vides de 0,31, alors que l'indice VBS de 5cm^3/100g conduit à une surface spécifique de 122,4m²/g. Le coefficient de forme φ_a est alors de 0,013. L'échantillon a été séché au four pendant 24 heures, puis réhumidifié pour être compacté à l'optimum Proctor. L'argile est compactée sous 25 coups par couche de masse Proctor, à la teneur en eau de 21% et un indice des vides de 0,35.

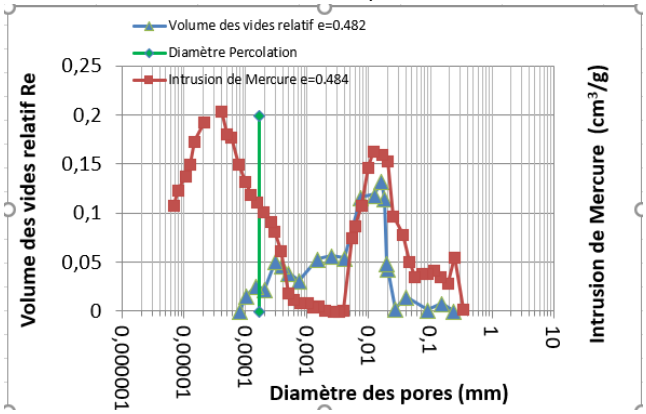


Figure 14: Comparaison entre l'intrusion de mercure et l'indice des vides théorique relatif – argile compactée OPN de Saf-Saf

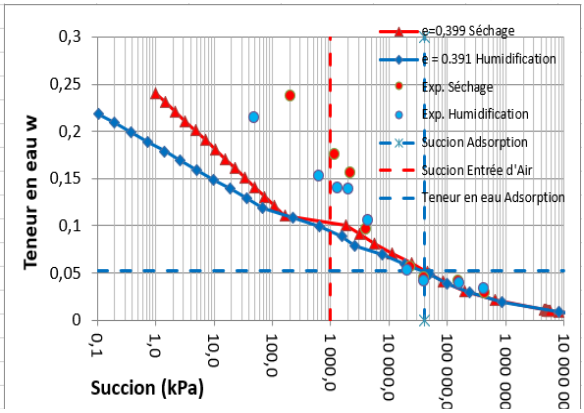


Figure 15: Courbe de rétention pour le chemin de séchage et de mouillage – argile compactée OPN de Saf-Saf

On trouve l'évolution de la teneur en eau en fonction de la succion (Figure 15) ; une correspondance correcte est trouvée entre les résultats du modèle et l'expérience au séchage, une estimation correcte de la succion d'entrée d'air. Pour le mouillage, le comportement est bien identifié avec une estimation précise de la succion. La partie réversible de la courbe de rétention se trouve au-dessus de 40000kPa qui est liée au comportement d'adsorption. Le modèle (Figure 14) trouve le premier pore le plus grand, mais surestime le pore le plus petit (pour les particules inférieures à 2μm).

4 Conclusion

Un modèle a été développé pour représenter le comportement d'un sol non-saturé dans sa phase de rétention d'eau sur un chemin de séchage, mais aussi sur un chemin d'humidification. Le modèle utilise une distribution granulométrique non uniforme et prend en compte le degré de compactage des différentes classes de granulométrie. Il explique le comportement de rétention le long du mouillage par le développement de ménisques entre les particules et le long du séchage par la percolation des bulles d'air à travers la plus petite porosité du sol. Les deux chemins se recouvrent lorsqu'il n'y a plus d'eau capillaire et qu'il ne reste que l'eau adsorbée. Il utilise uniquement des paramètres géotechniques accessibles par des expériences de laboratoire usuelles et sera développé pour d'autres types de sols. Ce modèle a permis de retrouver les principaux comportements du sol, l'évolution de la teneur en eau en fonction de la succion, mais aussi la succion d'entrée d'air pour les trois types de sol testés, ainsi que la distribution de la porosité. Il a permis de montrer l'importance de l'eau adsorbée dans la rétention.

La principale limite du modèle est l'hypothèse de l'homogénéité, alors que le sol présente souvent des agrégats avec une teneur en eau différente de celle de la partie inter-agrégat, de plus la représentation des particules d'argile par une sphère est loin d'être exacte et n'est qu'un raccourci théorique pour permettre des calculs ; ce modèle permettra de calculer les constructions géotechniques dans des conditions non-saturées pour se prémunir des risques géoenvironnementaux de variation de teneur en eau.

Les auteurs remercient le projet ANR Français TerreDurable pour son soutien financier

5 References

Andrianatrehina, S.R., 2016. Comportement hydro-mécanique des sols fins compactés au voisinage de la saturation. : application aux remblais routiers. Thèse Univ.Havre

Benchouk, A., 2014. Comportement hydro-mécanique des sols fins compactés au voisinage de la saturation. Université Abou-Bekr Belkaid, Tlemcen.

Brooks, R.H., Corey, A.T., 1966. Properties of porous media affecting fluid flow. ASCE, Journal of the Irrigation and drainage division IR, 61–88.

De Larrard, F., 1999. Structures granulaires et formulation des bétons, Etudes et Recherches des Laboratoires des Ponts et Chaussées. LCPC

Feia, S., Ghabezloo, S., Bruchon, J.-F., Sulem, J., Canou, J., Dupla, J.-C., 2014. Experimental Evaluation of the Pore-Access Size Distribution of Sands. Geotechnical Testing Journal 37.

Gallipoli, D., Wheeler, S.J., Karstunen, M., 2003. Modelling the variation of degree of saturation in a deformable unsaturated soil. Géotechnique 53, 105–112.

Kutilek, K., Nielsen, M., Reichardt, K., 2007. Soil Water Retention Curve, Interpretation, in: International Centre for Theoretical Physics. ICTP TRIESTE, Trieste.

LCPC, SETRA, 2000. Réalisation des remblais et des couches de formes - Facscicule 1 - Principes généraux.

Monnet, J., Boutonnier, L., Mahmutovic, D., Taibi, S., Branque, D., 2020. Modélisation théorique de la courbe de rétention - Application au limon de Livet Gavet, JNGG2020, Lyon, p. p8.

Monnet, J., Mahmutovic, D., Boutonnier, L., Taibi, S., Hoang, N.L., 2016. A theoretical retention model for non-saturated uniform and graded soils, ISSMGE Paris 2016.

Or, D., Tuller, M., 1999. Liquid retention and interfacial area in variably saturated porous media, Water Ressource Research . 35, 3591–3605.

Santamarina, J.C., Klein, K.A., Wang, Y.H., Prencke, E., 2002. Specific surface : determination and relevance. Canadian Geotechnical Journal 39, 233–241.

van Genuchten, Th.V., 1980. A closed-form equation for predictong the hydraulic conductivity of unsaturated spils. Soil Science Society 44, 892–898.

CARACTERISATION HYDROMECANIQUE ET MODELISATION DU COMPORTEMENT DE LA CRAIE DE CHATEAU-LANDON (77)

HYROMECHANICAL CHARACTERIZATION AND MODELING OF THE BEHAVIOR THE CHATEAU-LANDON CHALK (77)

Danielle Rita PAJIEP[1,2], Nathalie CONIL[1], Jian-Fu SHAO[2], Mountaka SOULEY[1]
[1] *Institut national de l'environnement industriel et des risques – Ineris, France*
[2] *Laboratoire de Mécanique, Multiphysique, Multiéchelle – Université de Lille, Centre National de la Recherche Scientifique : UMR9013, Lille, France*

RÉSUMÉ – Cet article présente les résultats d'essais obtenus sur des échantillons saturés visant à une caractérisation du comportement hydromécanique de la craie de Château-Landon (77). Un modèle de comportement élastoplastique de ladite craie, inspiré de la micromécanique est en cours de développement. Les premières simulations associées aux résultats expérimentaux vont permettre d'enrichir sa formulation.

ABSTRACT – This paper presents the experimental results of tests carried out on saturated samples as a part of a wide laboratory characterization of the hydromechanical behavior of the Château-Landon chalk (77). An elastoplastic model of this chalk inspired by micromechanics is under development. The first simulations associated with the experimental results will allow to enrich its formulation.

1. Introduction

L'évaluation des risques liés à la présence d'ouvrages souterrains (carrières, mines, cavités naturelles) en cours d'exploitation et/ou abandonnés pose légitimement la question de la stabilité dans le temps de ces ouvrages. Dans cette étude, nous nous intéressons plus particulièrement aux carrières souterraines de craie abandonnées qui sont soumises à des sollicitations hydromécaniques, notamment, des cycles d'humidification / séchage et/ou d'ennoyage souvent en liaison avec les saisons. Le comportement de la craie de Château-Landon a fait l'objet de plusieurs études (Lafrance 2016, Gombert et al., 2018, Souley et al., 2019). Toutefois très peu de données ont finalement pu être collectées en raison de sa sensibilité à l'eau, rendant ainsi les essais de laboratoire difficiles à réaliser en dépit de la mise en œuvre d'une méthodologie expérimentale particulière. Les principaux objectifs des travaux actuels visent donc à l'amélioration des connaissances du comportement hydromécanique de cette craie lorsqu'elle est soumise à des sollicitations mécaniques et hydriques monotones et/ou cycliques et le développement d'une approche de modélisation numérique pertinente pour l'analyse de la stabilité à long terme des cavités exposées à des conditions environnementales complexes. Ces nouveaux travaux doivent permettre de compléter la base de données expérimentales issues des études antérieures et de comprendre les mécanismes d'interaction eau-roche à l'origine du comportement rhéologique de cette craie.

2. Contexte du projet

En janvier 1910 est survenu l'effondrement de la carrière souterraine dite « Beaulieu », située dans la commune de Château Landon (77), après une suite de précipitations et la forte crue d'un cours d'eau, le Loing, situé en pied de carrière. Cet effondrement a généré

un ~~glissement de terrain important emportant ainsi plusieurs habitations et causant~~ la perte de 7 vies humaines.

La carrière de Château-Landon (propriété du département de la Seine-et-Marne), localisée sur la Figure 1 et voisine de la carrière Beaulieu, a été instrumentée par l'Ineris depuis 2020.

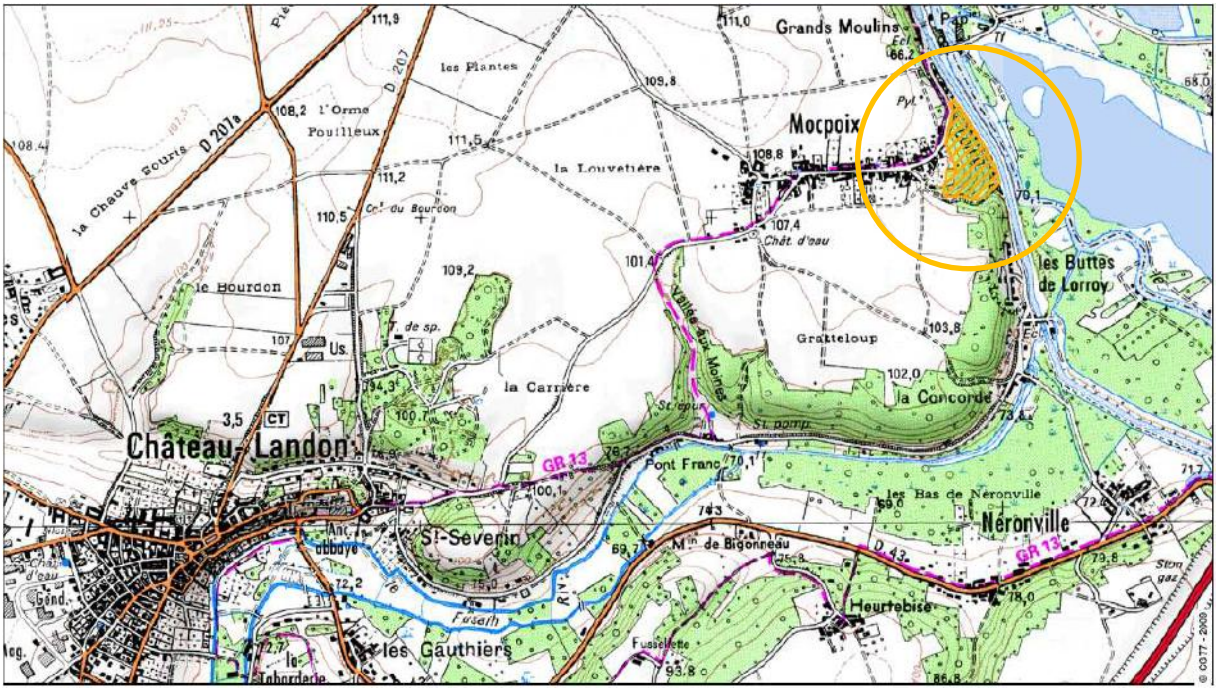


Figure 1 : Localisation de la carrière de Château-Landon – en jaune sur la figure

Elle a été retenue comme site pilote car elle présente de fortes similitudes géologiques et géomécaniques avec la carrière effondrée.

3. Schéma expérimental

Afin de compléter les données expérimentales existantes sur le comportement de la craie de Château-Landon (Lafrance, 2016, Munoz-Castelblanco et al., 2011), un programme expérimental destiné essentiellement à étudier l'influence du degré de saturation sur le comportement mécanique de la craie, a été constitué. Des essais à court et à long terme sont envisagés sous 4 degrés de saturation différents (allant d'un état sec correspondant à 59% à un état saturé du matériau). Il s'agit :

- D'essais de compression hydrostatique : afin d'identifier le seuil de pore-collapse en fonction de la saturation.
- D'essais de compression uniaxiale et triaxiale : les échantillons sont d'abord soumis à un état de contrainte hydrostatique donné maintenu constant jusqu'à la stabilisation des déformations et dont les valeurs varient entre 0 et 3 MPa pour différents degrés de saturation (Tableau 1). Les variations de déformations induites pendant ces cycles (mécaniques) sont mesurées pendant les essais.
- D'essais de fluage et de relaxation sous conditions hydriques imposées : pour les essais de fluage les paliers de contrainte sont déterminés à partir des résultats des essais à court terme. Par ailleurs, dans l'objectif de valider le modèle de comportement retenu, les essais de relaxations seront réalisés dans un état proche de la saturation et en condition saturée.

Tableau 1 : Programme expérimental

	Type d'essai	Pression de confinement (MPa)	Degré de saturation (%)			
			S1	S2	S3	S4*
Essais à court terme	Compression hydrostatique	-	59	85	97	100
	Compression uniaxiale	0	59	85	97	100
	Compression triaxiale	1	59	85	97	100
	Compression triaxiale	0,5 ; 1,5 ; 2 ; 3	-	-	-	100
Essais à long terme	Fluage	1	59	85	97	100
	Relaxation	1	-	-	97	100

*la saturation se fait avec de l'eau mis en équilibre avec la craie du site

4. Préparation des échantillons et dispositif expérimental

Les échantillons ont été prélevés sur site puis enrobés dans du film plastique et conservés dans des sacs hermétiquement fermés et dépourvus d'air. Une fois au laboratoire, ils sont carottés à l'eau puis taillés à la longueur désirée et rectifiés pour assurer la précision des formes géométriques. Pour les essais à court terme, les caractéristiques géométriques moyennes des éprouvettes sont : un diamètre de 36 mm et une hauteur de 72 mm.

Une cellule triaxiale de révolution a été utilisée pour réaliser les essais. Elle comprend trois parties principales : un chapeau auto-compensé, une enceinte de confinement et une embase. Le chapeau auto-compensé permet d'appliquer la contrainte déviatorique au moyen d'un système de pression par la descente du piston. Cette contrainte déviatorique est directement mesurée par un capteur de force. L'enceinte de confinement se compose de l'échantillon, du système LVDT (Linear Variable Differential Transformers) et d'un collier qui mesurent respectivement les déformations axiales et latérales. De l'huile a été utilisée comme fluide de confinement pour ne pas perturber le système de capteur LVDT, en raison de sa faible conductibilité électrique.

Avant les essais les échantillons sont resaturés, la saturation est réalisée de la manière suivante :

- concernant les 3 premiers degrés de saturation du Tableau 1 (S1 à S3), les échantillons sont placés dans des enceintes climatiques qui contrôlent l'humidité relative pendant 2 semaines environ jusqu'à une stabilisation de leurs masses. Différentes solutions sont disposées au fond des enceintes en fonction du degré de saturation visé. Suivant la dilution de ces solutions, il est possible d'obtenir différentes humidités relatives. L'avantage est que l'on peut avoir une variation continue de l'humidité relative, l'inconvénient est que l'hygrométrie est très sensible aux échanges gazeux quand on ouvre l'enceinte. Les produits utilisés pour les solutions sont les suivants :
    - Bromure de sodium NaBr (S1 = 59%)
    - Chlorure de potassium KCl (S2 = 85%)
    - Sulfate de potassium K_2SO_4 (S3 = 97%)

  Les solutions sont composées d'environ 20-40 g de produit ajouté à 50 à 100 g d'eau. L'hygrométrie est mesurée à l'aide d'un hygromètre placé à l'intérieur de l'enceinte. Il faut noter également que les humidités relatives restent toutefois sensibles à la température, la pression et les échanges d'air : elles ont donc fluctué, mais sont restées globalement assez stables, la pièce où sont placées les enceintes ne montrant pas trop de variation de température. Les variations de

masse obtenues permettent de déduire la teneur en eau puis le degré de saturation de l'échantillon selon la formule :

$$Sr = \frac{w.\gamma_d}{n.\gamma_w} \; avec \; \gamma_d = \frac{\gamma_h}{1+w}$$

où w est la teneur en eau, γ_d est le poids volumique du matériau sec, γ_h celui du matériau "humide" (ou naturel) et γ_w celui de l'eau, enfin, n est la porosité.

- pour la saturation à 100% (S4 =100%), elle est réalisée en injectant directement de l'eau dans l'échantillon. Une fois l'éprouvette mise en place dans la cellule et mise sous confinement, l'eau en équilibre chimique avec la craie, préparée au préalable, est injectée par l'une des faces de l'échantillon (par le bas) jusqu'à l'obtention d'un débit constant sur l'autre face (sortie de l'eau par le haut).

5. Résultats expérimentaux

Les essais triaxiaux drainés permettent d'étudier le comportement global de notre craie. Ces essais ont été réalisés en deux phases : la première consiste, après saturation, à soumettre l'échantillon à un champ de contraintes hydrostatiques maintenu constant jusqu'à la stabilisation des déformations (celles-ci étant enregistrées) et la deuxième phase consiste à imposer une contrainte déviatorique en augmentant uniquement la contrainte axiale par l'application d'une force axiale à l'aide d'une pompe à un débit constant. L'essai est alors mené jusqu'à grande déformation (aucune rupture n'a été observée pour l'instant). La mise en charge est suffisamment lente pour assurer le drainage simultané de l'échantillon. Les pressions de confinement utilisées jusqu'à présent sont 3, 2 et 1,5 MPa pour des échantillons entièrement saturés à l'eau.

L'ensemble des courbes contraintes-déformations obtenues sur la craie de Château-Landon est présenté sur la Figure 2.

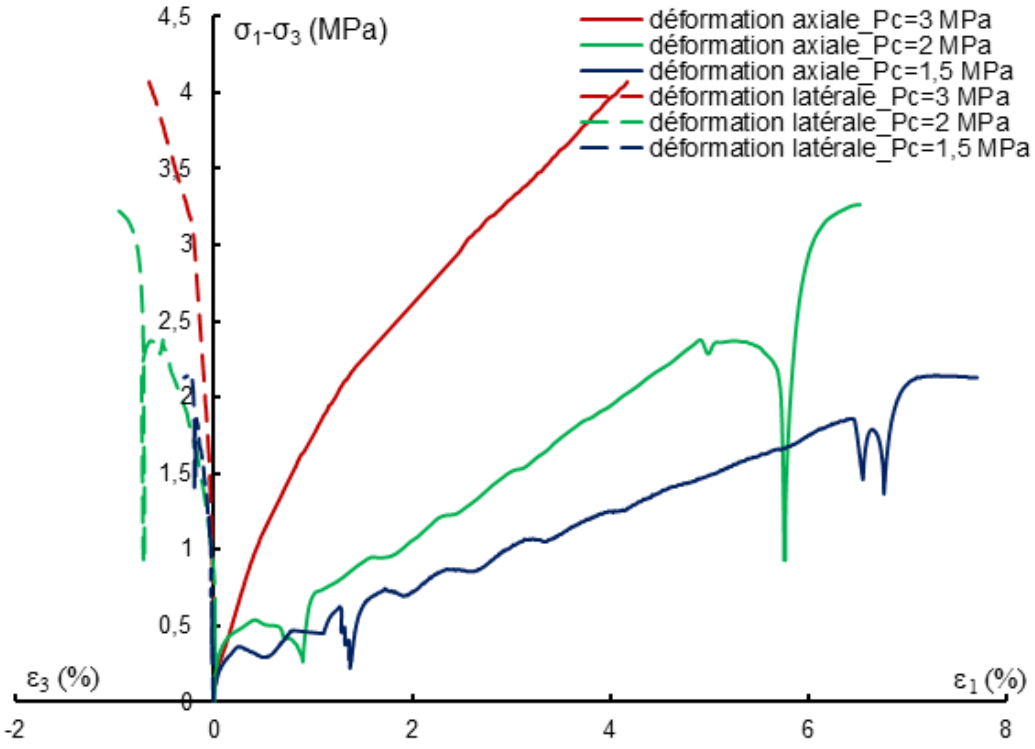


Figure 2 : Essais triaxiaux de compression sur échantillons saturés sous différentes pressions de confinement : 3, 2 et 1,5 MPa

Ces premiers résultats montrent que la craie de Château-Landon présente un comportement de type élastoplastique ductile en conditions saturées pour la gamme des

contraintes de confinement investiguées jusqu'ici (1,5 à 3 MPa). Aucune rupture n'est alors observée en dépit des déformations importantes enregistrées lors des essais. Toutefois les déformations axiales sont beaucoup plus importantes que les déformations latérales : ce qui se traduit par des déformations contractantes. La résistance de l'échantillon augmente avec la pression de confinement : ce qui est classique en mécanique des roches.

D'autres essais vont être réalisés pour compléter ces premiers résultats. Par ailleurs les essais de fluage actuellement en cours permettront également une description complète du comportement hydromécanique différé de cette roche, en plus du comportement instantané.

6. Le modèle de comportement de la craie de Château-Landon

Plusieurs modèles constitutifs ont été développés à partir des principaux mécanismes observés sur les craies les plus étudiées : qu'ils soient purement mécaniques ou couplés en conditions saturées et non saturées, avec ou sans prise en compte de la nature du fluide saturant, avec ou sans le comportement différé, avec ou sans dissolution des grains et endommagement chimique, etc. (Xie et Shao 2006 ; Alonso et al. 1990 ; Collin et al. 2002). Une attention particulière a été portée sur l'un des modèles micromécaniques développés par Shen et Shao (2018). Dans ce modèle, les auteurs considèrent la roche poreuse comme un matériau composite constitué d'une matrice solide et de pores sphériques. La matrice solide est décrite par un critère proposé par Shen et al. (2015) qui présente une meilleure description de la forte asymétrie entre les contraintes de compression et traction. Ce modèle utilise une surface de charge pour décrire la forte dépendance à la pression et le processus d'effondrement des pores et prend également en compte l'effet de la porosité en introduisant des paramètres qui varient en fonction de celle-ci. La fonction de charge macroscopique se présente alors comme suit :

$$\Phi(\Sigma, f, \alpha, \bar{\sigma}) = \frac{\frac{\Sigma_{eq}^2}{\bar{\sigma}^2}}{\left(\frac{1-f}{1-\Gamma}\right)^2 - 3\alpha\frac{(1-f)}{(1-\Gamma)^2}\frac{\Sigma_m}{\bar{\sigma}}} + 2\Gamma\cosh\left(Aln\left(1-3\alpha\frac{\Sigma_m}{\bar{\sigma}}\right)\right) - 1 - \Gamma^2$$

Avec comme paramètres :

$$A = \mathrm{sign}(\Sigma_m)\frac{8 + \alpha^2 W^2(fp) + 2\alpha^2 W(fp)}{18\alpha}$$

$$\Gamma = [\alpha^2 W^2(fp) + 2\alpha^2 W(fp)]^A$$

Où

- $\begin{cases} p_+ = z_+ \exp(z_+), \ \ z_+ = \frac{-\alpha+\sqrt{\alpha^2+1}}{\alpha}, \ \text{Traction} \\ p_- = z_- \exp(z_-), z_- = \frac{-\alpha-\sqrt{\alpha^2+1}}{\alpha}, \ \text{Compression} \end{cases}$
- W représente la fonction de Lambert définie par $W(x)e^{W(x)} = x$
- f la porosité
- Σ_m la contrainte moyenne du point de vue macroscopique
- α un paramètre qui contrôle la compressibilité plastique de la pression sur la matrice solide

Dans un premier temps, cette version de base du modèle de Shen et Shao (2018) a été programmée en langage Python. A titre de validation de cette implémentation numérique, un essai de compression triaxiale réalisé par les auteurs sur la craie de Lixhe

a été simulé. La Figure 3 montre les résultats de la simulation mis en regard des résultats expérimentaux. On remarque une très bonne concordance.

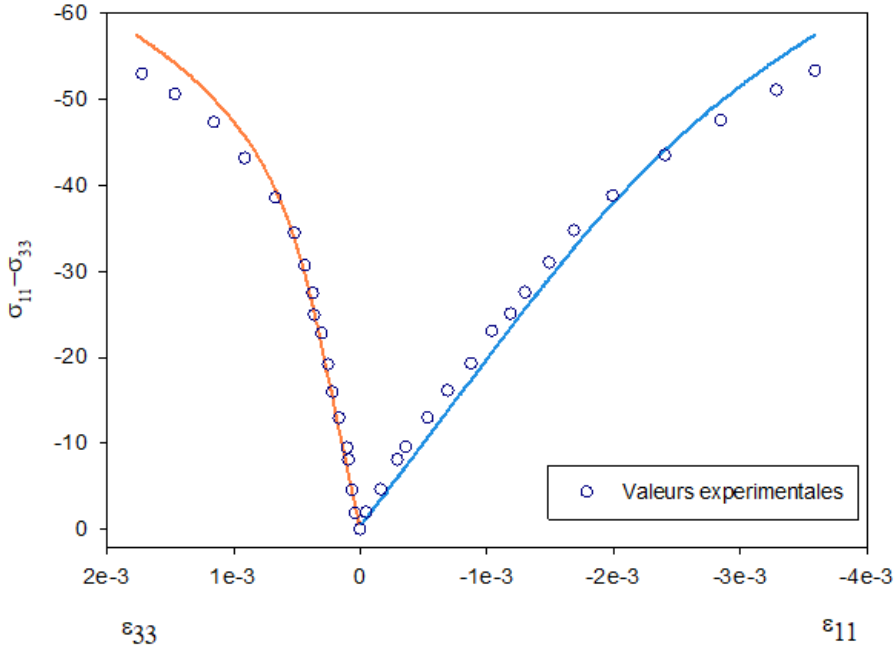


Figure 3 : Résultat de la simulation de l'essai de compression triaxiale sur la craie de Lixhe pour un confinement de 5 MPa en langage Python – Comparaison avec les données expérimentales (Shen et Shao, 2018)

Les études expérimentales menées sur La craie de Lixhe montrent que les caractéristiques mécaniques de la craie de Lixhe sont différentes de celles de la craie de Château Landon. Ainsi sous une pression de confinement de 2 MPa Xie (2005) met en évidence qu'elle présente plutôt un comportement de type élastoplastique fragile. La rupture de l'échantillon est observée pour de faible valeur de déformation. Par la suite ce modèle va être adapté aux caractéristiques de notre matériau et enrichi pour tenir compte des principaux mécanismes mis en évidence dans cette campagne d'essais en cours et à venir (Tableau 1) à savoir :

- La dépendance de la craie à la saturation à l'eau S_w
- L'influence de la porosité de la craie : la craie étant un milieu poreux, son comportement macroscopique est fortement influencé par sa microstructure et son évolution
- La transition d'un comportement fragile à ductile avec l'augmentation du confinement : introduction d'un mécanisme d'endommagement et quantification après réalisation des essais à faible confinement ($\sigma_3 \to 0$)
- Le comportement différé de la craie à travers la fonction de charge dans laquelle l'influence de la viscoplasticité et de l'hygrométrie sur la viscosité du matériau seront également prises en compte.

7. Conclusions

Les premiers résultats de l'étude expérimentale du comportement hydromécanique de la craie de Château-Landon ont été présentés. Ils ont montré que cette craie présente un comportement de type élastoplastique ductile en conditions saturées pour la gamme des contraintes de confinement investiguées (1,5 à 3 MPa). Des essais de fluage sont en cours ils permettront de caractériser le comportement à long terme de cette craie. Un modèle micromécanique prenant en compte les principales caractéristiques de ce

matériau est en cours de développement. Il s'appuie sur le modèle proposé par Shen et Shao (2018). Ce dernier a été programmé en langage Python et validé sur un essai de compression triaxiale réalisé sur la craie de Lixhe. Le modèle final sera implémenté dans un code de calcul et validé sur des chemins de contraintes d'essais classiques de mécanique des roches. Des modélisations de quelques cas simplifiés mais représentatifs de la carrière seront ensuite réalisées.

8. Références bibliographiques

Alonso E. E., Gens A., Josa A. (1990). A constitutive model for partially saturated soils. Géotechnique 40(3): 405-430.

Collin F., Cui Y. J., Schroeder C., Charlier R. (2002). Mechanical behaviour of Lixhe chalk partly saturated by oil and water: experiment and modelling. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics 26: 897-924.

Gombert P., Auvray C., Al Heib M. (2013). In-situ and laboratory tests to evaluate the impact of water table fluctuations on stability of underground chalk mines. Procedia Earth Planet. Sci. 7, 304–308.

Lafrance N. (2016). Étude des effets de l'eau sur les phénomènes de rupture et de déformation affectant les carrières souterraines de craie. Thèse de doctorat, Université de Lorraine, France.

Munoz-Castelblanco J., Pereira J.M., Minh Tang A., Delage P. (2011). Comportement de la craie du site de Lorroy. Rapport de recherche. Ecole des Ponts ParisTech, Laboratoire Navier/CERMES, 15/12/2010, 15 p.

Shen W. Q., Shao J. F. (2018). A micro-mechanics-based elastic–plastic model for porous rocks : Applications to sandstone and chalk. Acta Geotechnica, 13, 329-340.

Shen W. Q., Shao J. F., Kondo D., De Saxcé G. (2015). A new macroscopic criterion of porous materials with a Mises-Schleicher compressible matrix. European Journal of Mechanics - A/Solids, 49, 531-538.

Souley M., Lafrance N., Auvray C., Labiouse V., Belem T. (2016). An elastoplastic and viscoplastic model for porous geomaterials. Rock Mechanics and Rock Engineering: From the Past to the Future, 481- 486.

Xie S.Y. (2005). Contribution à l'étude du comportement mécanique du roche poreuse, Thèse de doctorat, Université des Sciences et Technologie de Lille, France

Xie S.Y., Shao J.F. (2006). Elastoplastic Deformation of a Porous Rock and Water Interaction. International Journal of Plasticity 22 (12), 2195- 2225.

Comportement dynamique et cyclique des limons traités à la chaux et au liant hydraulique : approche expérimentale et modélisations

Presentation of the PhD intentions: "Dynamic and cyclic behaviour of silt treated with lime and hydraulic binder"

Lucile PIGEOT[1,2], Nathalie DUFOUR[1], Anthony SOIVE[1], Fabienne DERMENONVILLE[3], Ahmed LOUKILI[2]
[1] *Cerema, UMR 7329 GEOAZUR, Aix-en-Provence, France*
[2] *Institut de Recherche en Génie Civil et Mécanique (GeM), UMR-CNRS 6183, Ecole Centrale de Nantes, Nantes, France*
[3] *Egis Structures et environnement, 38180, Seyssins, France*

RÉSUMÉ – L'article présente la méthodologie sur laquelle s'appuie une partie des travaux de thèse. La réalisation de l'ensemble du processus permettra de comprendre les évolutions des propriétés mécaniques d'un sol fin compacté et traité à la chaux et au liant hydraulique en fonction du temps de cure. Le travail tentera de passer de l'échelle des hydrates au comportement mécanique identifié par des essais au triaxial monotone.

ABSTRACT – The article presents the methodology on which is based the first part of the thesis. The realization of the whole process will contribute to understand the evolution of the mechanical properties of a fine compacted soil treated with lime and hydraulic binder in function of the curing time. The work will attempt to shift from the hydrate scale to the mechanical behavior identified by monotonic triaxial test.

1. Introduction : Présentation des intentions de thèse et contexte

Le traitement des sols est une technique largement utilisée en terrassement et plus généralement pour la construction d'ouvrages géotechniques dans une optique aussi bien économique qu'environnementale. En effet, cette ingénierie verte est basée sur une utilisation des sols en place et une diminution de l'utilisation de ressources non renouvelables issues de carrière et des émissions de CO_2 liées à leur transport. Dans le cadre des travaux de thèse présentés ici, un sol naturel fin traité à la chaux et au liant hydraulique puis compacté en laboratoire sera étudié.

Dans la littérature, l'évolution (et l'amélioration) des propriétés mécaniques de résistance en fonction des conditions de cure des sols traités s'appuie principalement sur des essais de compression simple sans confinement (UCS) qui permettent de mesurer la résistance à la compression simple (Rc) des sols traités non saturés (Ardah, Chen, et Abu-Farsakh 2017; Das 2021; Kogbara 2014; Mehenni 2015; Okyay et Dias 2010; Soltani et al. 2020). L'évolution de la cohésion et de l'angle de frottement après traitement est plus rarement suivie par le biais d'essais triaxiaux (Basma 1991; Shen et al. 2021), d'essais de cisaillement simple (Rosone, Ferrari, et Celauro 2018) ou d'essais de chargement *in situ* (Cuira 2013). Le couplage hydromécanique est quant à lui abordé par le biais d'essais de perméabilité (Cuira 2013; Cuisinier et al. 2011; Hibouche 2013; Le Runigo et al. 2009; Lemaire 2012; Wild, Arabi, et Rowlands 1987), d'analyses sur l'érosion interne et externe (Mehenni 2015) et le lessivage (Vitale, Deneele, et Russo 2020a) ou d'essais prenant en compte des cycles d'humidification-séchage (Das 2021; Tang, Vu, et Cui 2011; Wang et al. 2012).

A l'échelle des particules minérales de sol et de traitement, les matériaux traités sont étudiés grâce à l'imagerie au microscope électronique à balayage (MEB). Ces analyses

permettent de suivre l'évolution microstructurale liée au traitement et notamment le développement de liaisons et de coques d'hydrates autour et entre les grains de sol. A partir de ces observations, (Cabane 2004) propose une suite de schémas représentant le passage d'un sol homogène non traité à un ensemble d'agrégats entourés d'une coque d'hydrates qui se développe pendant la cure.

La bibliographie met ainsi en évidence d'une part une évolution des propriétés mécaniques à l'échelle de l'éprouvette ou de l'ouvrage et d'autre part des changements micromorphologiques du sol après traitement. Afin d'expliquer le lien entre ces deux échelles une compréhension plus fine des réactions liées à l'hydratation du matériau jusqu'à leur impact sur la résistance du sol est attendu. Des études sur l'hydratation des ciments et mortiers identifient par exemple les Silicates tricalciques (C_3S) comme étant ceux qui participent le plus à l'amélioration de leurs propriétés mécaniques en fonction de la cure (Benghazi s. d.; Jacquemot 2014).

Pour mener à bien ce travail, la caractérisation physico-chimique expérimentale de chacun des constituants du sol traité (sol naturel, chaux et liant hydraulique) est incontournable. Avec cette information, un modèle d'hydratation pourra être construit et permettra d'estimer la quantité d'hydrates formés dans le sol traité en fonction du temps de cure. Ces développement originaux (peu de modèles de comportement des sols traités prenant en compte la cinétique d'hydratation) se baseront sur des travaux dans le domaine des bétons où les analyses se mènent d'avantage à l'échelle de l'hydrate (Bary et al. 2013; Jacquemot 2014; Trauchessec 2013). Cette étape sera validée à plusieurs échéances de temps prédéfinies par des analyses expérimentales sur le sol traité. Dans un second temps, numériquement, il sera possible de calculer les propriétés mécaniques homogénéisées du matériau traité. Ces résultats seront comparés à ceux issus d'essais de mécanique des sols menés sur des éprouvettes de sol traité fabriquées en laboratoire. Enfin, les éprouvettes seront soumises à des sollicitations triaxiales monotones. Cette étape sera réalisée numériquement et expérimentalement pour observer et comprendre leur mécanisme de rupture.

Les paramètres tels que la nature et le dosage du traitement ou la densité du sol compacté ne seront pas variables dans ces travaux de thèse.

2. Les effets du traitement à la chaux et au liant hydraulique à l'échelle de l'hydrate

Compte tenu de la nature et de l'utilisation des sols, un traitement à la chaux et au liant hydraulique a été déterminé. Composé de clincker de ciment Portland et de laitiers de hauts fourneaux, l'hydratation du liant est estimée analogue à celle des bétons car le sol, un limon peu argileux est supposé inerte.

2.1. Les réactions chimiques

La chaux utilisée est composée de chaux vive CaO et d'un ensemble d'autres éléments (SiO_2, MgO, K_2O, Al_2O3..) (Boumehraz et al. 2020), elle peut également être déjà légèrement hydratée et comporter de la chaux éteinte (Portlandite). Dans le liant hydraulique utilisé, une quantité de CaO est également présente. A court terme, l'ajout de traitement entraine l'hydratation de la chaux vive en Portlandite ($Ca(OH)_2$) avec l'eau libre du sol selon la réaction suivante :

$$CaO + H_2O \rightarrow Ca(OH)_2 + 15{,}5kcal \quad (1)$$

Cette réaction exothermique peut se traduire par une modification de la distribution granulométrique du matériau (Osula, 1996) et de la distribution des pores (Lemaire et al. 2013). La libération de cations de calcium Ca^{2+} et d'hydroxydes anions HO^- dans le sol, augmente le pH du milieu poreux pour atteindre le seuil de 12,4.

Ensuite les réactions pouzzolaniques vont entrainer la consommation de la Portlandite qui s'associe à des minéraux présents dans le sol (silice et alumine) pour former des

hydrates. Ils sont définis comme des produits cimentaires secondaires ayant des propriétés liantes (Benezet 1999; Eid et al. 2015) :
-les hydrates de silicate de calcium (C-S-H) (2)
-les hydrates d'aluminate de calcium (C-A-H) (3)
-les hydrates d'aluminosilicate de calcium (C-A-S-H)

$$Ca(OH)_2 + SiO_2 \rightarrow CaO.SiO_2.H_2O \text{ (CSH)} \quad (2)$$

$$Ca(OH)_2 + Al2O_3 \rightarrow CaO.Al_2O_3.H_2O \text{ (CAH)} \quad (3)$$

Lors des réactions pouzzolaniques, la liaison des ions OH - provoque une réduction du pH, qui peut conduire à une décalcification progressive des hydrates de type CSH et/ou CAH nouvellement formés (Saussaye 2012).

La présence de minéraux argileux ou de perturbateurs tel que des composés sulfatés ou azotés peut modifier la formation des hydrates en intervenant dans les réactions pouzzolaniques (Cabane 2004).

2.2. Des outils numériques pour l'hydratation

Des logiciels tels que GEM-Selektor (Kulik et al. 2012) ou PHREEQC (Parkhurst et Appelo 2013) sont des outils efficaces permettant de résoudre des équations à l'équilibre en se basant sur les données thermodynamiques des éléments réactifs (Jacquemot 2014; Trauchessec 2013). Des bases de données supplémentaires comme CEMDATA18 (développé par EMPA) (Lothenbach et al. 2018) ou Thermoddem (développé par le BRGM) (Blanc et al. 2010) peuvent être couplées aux logiciels. CEMDATA18 par exemple, est spécifiques aux ciments et regroupe notamment les hydrates composants les ciments Portland. Pour que la cinétique entre en jeu dans les modèles, une notion de temps doit être prise en compte dans les réactions.

En données d'entrées, les quantités et compositions respectives des liant, chaux et limon naturel (massiques, molaires) sont attendues. Une validation de la nature et des quantités d'hydrates formés en fonction du temps obtenus dans le modèle est confrontée à des analyses chimiques et minérales du sol traité à plusieurs échéances de temps (Trauchessec 2013).

2.3. Caractérisation chimique à l'échelle microscopique : données d'entrée et validations du modèle

Un couplage des essais DRX et ATG est nécessaire pour obtenir les compositions minérale et chimique de la chaux, du liant hydraulique et du sol fin utilisés. De la composition chimique du sol il est possible d'obtenir l'équivalent en composition minérale, par le biais des formules de Bogue (Bogue 1955).

Une analyse initiale va permettre de déterminer les compositions de chacun des composants séparément, puis une analyse du mélange avant cure puis après différents temps de cure permettra d'estimer l'évolution de l'hydratation par le biais de la formation d'hydrates dans le sol (Al-Mukhtar, Lasledj, et Alcover 2010).

Utilisée dans le cadre des sols traités par (Deneele et al. 2016), (Cabane 2004), (Lemaire 2012) (Vitale, Deneele, et Russo 2020b) (Falah et al. 2018), la DRX ou diffraction des rayons X est une méthode d'analyse physico-chimique utilisée sur les matériaux sous forme de poudre. Elle permet une identification qualitative des matériaux cristallisés actifs et inertes, qui ne réagissent pas comme le quartz, la périclase, qui pourraient être présents dans le limon naturel et doivent être écartés lors de l'analyse. Il peut être couplée à un essai d'identification quantitatif comme l'ATG ou analyse thermogravimétrique. Cet essai consiste à mesurer la masse d'un échantillon en fonction du temps lorsque celui-ci est soumis à des variations de température pour en déduire ses différentes phases.

La validation des modèles d'hydratation à chaque échéance de temps étudiée est une étape clé avant d'estimer les propriétés mécaniques homogénéisées du sol traité.

3. L'homogénéisation numérique

3.1. Le principe

Le principe d'homogénéisation multi-échelle tend à estimer les propriétés homogénéisées d'un matériau hétérogène constitué d'inclusions en intégrant des informations sur la fraction volumique et les propriétés de chacun des constituants du matériau pris individuellement.

Des modèles d'homogénéisation multi-échelle sont utilisés pour estimer les propriétés élastiques et diffusives de matériaux cimentaires en se basant sur des principes de couches concentriques représentant les grains entourés de coques d'hydrates (Bary et al. 2013 ; Stora et al. 2009). Chaque niveau microstructurel correspond à un volume élémentaire représentatif (VER) qui doit être au moins trois fois plus grand que la taille de la plus grande hétérogénéité. Dans le cas des pâtes cimentaires, trois niveaux sont étudiés, avec pour chacun une proportion de pores correspondant à la distribution porale de la pâte dans sa totalité.

A ces échelles, des modèles ont été proposés pour comprendre les interactions au sein de feuillets d'argiles, dans des argilites notamment (Cariou 2010).

Dans le domaine des sols traités, quelques modèles ont été proposés à l'échelle du grain de sol, avec des coulis cimentaires englobant des squelettes périodiques représentant le sol (Vu 2008). Il existe aussi des modélisations du comportement mécanique d'éprouvettes d'argile traitée à la mousse, les bulles de mousses étant modélisées comme des inclusions sphériques réparties périodiquement dans une matrice argileuse (Selmi 2020). Ces modélisations s'appuient notamment sur le modèle de (Hashin et Shtrikman 1963) qui permet d'encadrer les valeurs des modules d'élasticité.

Les données d'entrée de l'homogénéisation du limon traité seront les résultats de la modélisation de l'avancement de l'hydratation croisées à des essais d'identification et de caractérisation en laboratoire spécifiques à chaque échelle.

3.3. Essais de laboratoire : données d'entrée et validation du modèle

3.3.1. Courbe granulométrique par diffraction laser

A l'échelle d'une éprouvette de laboratoire, le résultat de la granulométrie par diffraction laser est utilisé pour distinguer la proportion de sable, limon et argile du sol naturel en se basant sur le diamètre des particules. La granulométrie du sol est ensuite modifiée par le traitement.

3.3.2. Compositions minérales

Le cortège minéral du sol naturel, de la chaux et du liant déterminé à partir des essais de DRX et ATG sert également de donnée d'entrée.

3.3.3. Microstructure

L'estimation des modifications microstructurales induites par le traitement peuvent être suivies par imagerie au MEB (Microscope électronique à Balayage). (Cabane 2004) met en évidence la relation entre les conditions de cure et le développement des minéraux pendant l'hydratation. Par exemple, une cure immergée serait d'avantage susceptible d'entrainer un développement des minéraux sous forme d'aiguilles.

3.3.4. Distribution porale

La porosité est une caractéristique intrinsèque importante pour expliquer le comportement hydromécanique du sol et plus particulièrement les interactions fluide-solide qui interviennent sous l'effet de sollicitations externes, par le biais de la pression interstitielle (Le Runigo et al. 2009; Lemaire et al. 2013; Wang et al. 2016; Wild et al. 1987; Ying et al. 2020). Connaître l'espace poreux et les connexions entre les pores permet d'analyser le comportement des sols (Kherbouche 1994). L'estimation de la distribution porale des éprouvettes de limon naturel et de limon traités compactées mettent en évidence les deux types de pores qui se distinguent dans les sols : les macropores situés entre les agglomérats de sol et les micro-pores, à l'intérieur de ces agglomérats (Lemaire 2012).

Des essais de porosimétrie par intrusion de mercure sont utilisés pour étudier l'impact de la chaux et du liant sur la répartition et la taille des pores dans le sol en fonction du traitement. Pendant l'hydratation, la coque d'hydrate se développe sur la surface des grains et ils entrent en contact les uns avec les autres, modifiant la micromorphologie du sol et pouvant obstruer des pores.

Ces données sont utilisées pour estimer la proportion de pores à chaque échelle du modèle d'homogénéisation.

3.3.5. Perméabilité

La perméabilité, intrinsèquement liée à la microstructure, peut être obtenue par des essais de perméabilité réalisés sur des éprouvettes triaxiales de sol en appliquant un gradient hydraulique entre le haut et le bas de l'éprouvette. Liée à la loi de Darcy qui définit les écoulements fluides en milieu poreux, la perméabilité (k) est l'aptitude d'un matériau à se laisser traverser par un fluide sous l'effet d'un gradient de pression. Des liens entre cette donnée sur le sol naturel et de sol traité à différents temps de cure et le remplissage des pores à chaque échelle sont utiles pour identifier les états de saturation de chaque niveau structurel.

3.3. Validation des résultats de l'homogénéisation

Les calculs d'homogénéisation sont réalisés dans des milieux théoriques sans contraintes. Les modules d'élasticité (module d'Young et module de cisaillement) obtenus par les méthodes numériques seront confrontés à des mesures expérimentales réalisées sur des éprouvettes de sols traités fabriquées en laboratoire et non confinées. La mesure de la célérité des ondes S et P dans l'éprouvette à l'aide de capteurs piézoélectriques (Bender Element), permettra d'estimer les modules et coefficient de Poisson du matériau. Ces résultats seront des moyens de valider l'homogénéisation du sol naturel et du sol traité à plusieurs temps de cure. Ce type d'essai peut être aussi bien réalisé sur des sols naturels compactés que traités, saturés ou non (Tang et al. 2011).

4. A l'échelle de l'éprouvette

La dernière étape de ce processus de compréhension de l'évolution des propriétés mécaniques en partant de l'hydratation du sol traité est de soumettre des éprouvettes de sol à des chargements monotones et d'en observer les déformations résultantes. Les hypothèses régissant le principe de la poroélasticité en milieu poreux isotrope permettent l'utilisation des propriétés mécaniques du VER homogénéisé pour l'éprouvette (Kherbouche 1994).

4.1. Modélisation numérique d'essais triaxiaux monotones

Les essais triaxiaux sont réalisés numériquement en modélisant une éprouvette de sol dont les propriétés mécaniques initiales ont été déterminées précédemment. Les résultats permettront d'étudier l'évolution des paramètres de déformabilité et de résistance

(cohésion et angle de frottement) (Selmi 2020). La modélisation sera réalisée dans le cadre de la poromécanique, assurant ainsi un couplage entre la déformation de la partie solide et les écoulements de fluides. La prise en compte des conditions drainée ou non drainée aura un impact sur le remplissage des pores du matériau et passera par une exploitation de la perméabilité.

Le but est de pouvoir représenter l'évolution des propriétés à n'importe quel instant du traitement.

4.2. Essais triaxiaux monotones en laboratoire

Les résultats de la modélisation décrite précédemment seront confrontés aux résultats d'essais triaxiaux réalisés en laboratoire (AFNOR 2018) sur des éprouvettes de sols non traité et traités. Les conditions de cure, de drainage et les pressions de confinement seront variées.

5. Conclusions

Dans ces travaux de thèse, la modélisation est utilisée comme un outil de compréhension des mécanismes observés expérimentalement et non comme une représentation des essais. Des échanges entre les résultats expérimentaux et numériques seront nécessaires pour comprendre chaque étape développée précédemment : hydratation, homogénéisation, caractérisation du comportement mécanique sous sollicitation à l'échelle de l'éprouvette. Une fois que l'ensemble de ce processus sera validé, la partie des travaux de thèse sur le comportement dynamique et cyclique de ces sols traités pourra être abordée, par l'intermédiaire d'essais de résonance en torsion (ASTM D4015 - 21 2021).

6. Remerciements

Les travaux de thèse présentés dans cet article sont financés par EGIS STRUCTURES ET ENVIRONNEMENT et l'Ecole Centrale de Nantes. L'encadrement est assuré par le Cerema et l'Ecole Centrale de Nantes. Nous remercions également la société du Canal Seine Nord Europe.

7. Références bibliographiques

AFNOR. 2018. *Norme NBN EN ISO 17892-9:2018*.

Al-Mukhtar, Muzahim, Abdelmadjid Lasledj, et Jean-Francois Alcover. 2010. « Behaviour and Mineralogy Changes in Lime-Treated Expansive Soil at 50°C ». *Applied Clay Science* 50(2):199‑ 203. doi: 10.1016/j.clay.2010.07.022.

Ardah, Allam, Qiming Chen, et Murad Abu-Farsakh. 2017. « Evaluating the Performance of Very Weak Subgrade Soils Treated/Stabilized with Cementitious Materials for Sustainable Pavements ». *Transportation Geotechnics* 11:107‑ 19. doi: 10.1016/j.trgeo.2017.05.002.

ASTM D4015 - 21. 2021. *Test Methods for Modulus and Damping of Soils by Fixed-Base Resonant Column Devices*. ASTM International. doi: 10.1520/D4015-21.

Bary, Benoît, Nikos Leterrier, Estelle Deville, et Patrick Le Bescop. 2013. « Coupled Mechanical and Chemo-Transport Model for the Simulation of Cementitious Materials Subjected to External Sulfate Attack ». P. 85‑ 92 in.

Basma, Adnan A. 1991. « Strength and Stress-Strain Characteristics of a Lime-Treated Cohesive Soil ». *TRANSPORTATION RESEARCH RECORD* 10.

Benezet, Jean-Charles. 1999. « Influence de la taille des particules sur la réactivité pouzzolanique de poudres de quartz ». *BULLETIN DES LABORATOIRES DES PONTS ET CHAUSSÉES* (219):12.

Benghazi, Zied. s. d. « Cours : Technologie des Géomatériaux ; Chapitre : Le ciment ».

Blanc, Ph., X. Bourbon, A. Lassin, et E. C. Gaucher. 2010. « Chemical model for cement-based materials: Thermodynamic data assessment for phases other than C–S–H ». *Cement and Concrete Research* 40(9):1360‑74. doi: 10.1016/j.cemconres.2010.04.003.

Bogue, Robert Herman. 1955. *The Chemistry of Portland Cement.* New York: Reinhold Pub. Corp.

Boumehraz, Mohammed-Amin, Mekki Mellas, Farida Boucetta, Nour El, Houda Meghaichi, et Meriem Chebah. 2020. « Comportement mécanique du schiste traité par des ajouts du ciment et de la chaux ». 11.

Cabane, Nicolas. 2004. « Sols traités à la chaux et aux liants hydrauliques: Contribution à l'identification et à l'analyse des élèments perturbateurs de la stabilisation ». Thèse de doctorat, Université Jean Monnet - Saint-Etienne.

Cariou, Sophie. 2010. « Couplage hydro-mécanique et transfert dans l'argilite de Meuse/Haute-Marne: approches expérimentale et multi-échelle ». 347.

Cuira, F. 2013. « Modélisation numérique du comportement d'une colonne de soil-mixing et confrontation à un essai de chargement en vraie grandeur ». 4.

Cuisinier, Olivier, Jean-Claude Auriol, Tangi Le Borgne, et Dimitri Deneele. 2011. « Microstructure and Hydraulic Conductivity of a Compacted Lime-Treated Soil ». *Engineering Geology* 123(3):187‑93. doi: 10.1016/j.enggeo.2011.07.010.

Das, Geetanjali. 2021. « Evaluation of kneading compaction method and the long-term performances of lime-treated soils. » Thèse de doctorat, ÉCOLE CENTRALE DE NANTES.

Deneele, Dimitri, Barbara Le Runigo, Yu-Jun Cui, Olivier Cuisinier, et Valéry Ferber. 2016. « Experimental Assessment Regarding Leaching of Lime-Treated Silt ». *Construction and Building Materials* 112:1032‑40. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2016.03.015.

Eid, Joanna, Said Taibi, A. Lefebvre, et J. E. Dandjinou. 2015. « Le traitement des Sols à la chaux et aux liants hydrauliques - Aspects Physico-Chimiques ». 8.

Falah, Mahroo, Kaveh Ranjbar Pouya, Ali Tolooiyan, et Kenneth Mackenzie. 2018. « Structural Behaviour of an Australian Silty Clay (Coode Island Silt) Stabilised by Treatment with Slag Lime ». *Applied Clay Science* 157:198‑203. doi: 10.1016/j.clay.2018.02.045.

Hashin, Z., et S. Shtrikman. 1963. « A Variational Approach to the Theory of the Elastic Behaviour of Multiphase Materials ». *Journal of the Mechanics and Physics of Solids* 11(2):127‑40. doi: 10.1016/0022-5096(63)90060-7.

Hibouche, Akli. 2013. « Sol traités aux liants : performances hydro-mécaniques et hygro-thermiques : application en BTP ». Thèse de doctorat, Le Havre.

Jacquemot, François. 2014. « Accélération du durcissement des liants à base de laitier de haut fourneau pour les produits préfabriqués en béton ». Thèse de doctorat, Lille 1.

Kherbouche, Rochane. 1994. « Etude expérimentale du comportement poroélastoplastique de la craie ». Thèse de doctorat, Lille 1.

Kogbara, Reginald B. 2014. « A review of the mechanical and leaching performance of stabilized/solidified contaminated soils ». *Materials Science*. doi: 10.1139/ER-2013-0004.

Kulik, Dmitrii A., Thomas Wagner, Svitlana V. Dmytrieva, Georg Kosakowski, Ferdinand F. Hingerl, Konstantin V. Chudnenko, et Urs R. Berner. 2012. « GEM-Selektor Geochemical Modeling Package: Revised Algorithm and GEMS3K Numerical Kernel for Coupled Simulation Codes ». *Computational Geosciences*. doi: 10.1007/s10596-012-9310-6.

Le Runigo, Barbara, Olivier Cuisinier, Y. J. Cui, V. Ferber, et Dimitri Deneele. 2009. « Impact of initial state on the fabric and permeability of a lime-treated silt under long-term leaching ». *Canadian Geotechnical Journal* 46:1243‑57. doi: 10.1139/T09-061.

Lemaire, Kevin. 2012. « Evolution des caractéristiques physico-chimiques, microstructurales et hydromécaniques de limon traités aux liants lors d'une circulation d'eau ». Thèse de doctorat.

Lemaire, Kévin, Dimitri Deneele, Stéphanie Bonnet, et Michel Legret. 2013. « Effects of Lime and Cement Treatment on the Physicochemical, Microstructural and Mechanical Characteristics of a Plastic Silt ». *Engineering Geology* 166:255‑61. doi: 10.1016/j.enggeo.2013.09.012.

Lothenbach, Barbara, Dmitrii Kulik, Thomas Matschei, Magdalena Balonis, Luis Baquerizo, Belay Dilnesa, George Miron, et Rupert Myers. 2018. « Cemdata18: A chemical thermodynamic database for hydrated Portland cements and alkali-activated materials ». *Cement and Concrete Research* 115. doi: 10.1016/j.cemconres.2018.04.018.

Mehenni, Abdelwadoud. 2015. « Comportement hydromécanique et érosion des sols fins traités ». Thèse de doctorat, Université de Lorraine.

Okyay, U. S., et D. Dias. 2010. « Use of Lime and Cement Treated Soils as Pile Supported Load Transfer Platform ». *Engineering Geology* 114(1):34‑44. doi: 10.1016/j.enggeo.2010.03.008.

Parkhurst, David L., et C. A. J. Appelo. 2013. *Description of Input and Examples for PHREEQC Version 3: A Computer Program for Speciation, Batch-Reaction, One-Dimensional Transport, and Inverse Geochemical Calculations*. *Report*. 6-A43. Reston, VA. doi: 10.3133/tm6A43.

Rosone, Marco, Alessio Ferrari, et Clara Celauro. 2018. « On the Hydro-Mechanical Behaviour of a Lime-Treated Embankment during Wetting and Drying Cycles ». *Geomechanics for Energy and the Environment* 14:48‑60. doi: 10.1016/j.gete.2017.11.001.

Saussaye, Lucile. 2012. « Traitement des sols aux liants hydrauliques: aspects géotechniques et physico-chimiques des perturbations de la solidification ». Thèse de doctorat, Université de Caen.

Selmi, Moez. 2020. « Etude expérimentale et modélisation du comportement des sols meubles traités par un agent tensio-actif ». Thèse de doctorat, Université de Lyon.

Shen, Yuan-shun, Yong Tang, Jie Yin, Mei-ping Li, et Ting Wen. 2021. « An Experimental Investigation on Strength Characteristics of Fiber-Reinforced Clayey Soil Treated with Lime or Cement ». *Construction and Building Materials* 294:123537. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2021.123537.

Soltani, Amin, An Deng, Abbas Taheri, Mehdi Mirzababaei, et Mark B. Jaksa. 2020. « A Dimensional Description of the Unconfined Compressive Strength of Artificially Cemented Fine-Grained Soils ». *Journal of Adhesion Science and Technology* 34(15):1679‑1703. doi: 10.1080/01694243.2020.1717804.

Stora, Eric, Benoît Bary, Q. C. He, Estelle Deville, et P. Montarnal. 2009. « Modelling and simulations of the chemo-mechanical behaviour of leached cement-based materials. Leaching process and induced loss of stiffness ». *Cement and Concrete Research* 39:763‑72. doi: 10.1016/j.cemconres.2009.05.010.

Tang, A. M., M. N. Vu, et Y. J. Cui. 2011. « Effects of the Maximum Soil Aggregates Size and Cyclic Wetting–Drying on the Stiffness of a Lime-Treated Clayey Soil ». *Géotechnique* 61(5):421‑29. doi: 10.1680/geot.SIP11.005.

Trauchessec, Romain. 2013. « Mélanges de ciments sulfoalumineux et Portland ». Thèse de doctorat, Université de Lorraine.

Vitale, Enza, Dimitri Deneele, et Giacomo Russo. 2020a. « Microstructural Investigations on Plasticity of Lime-Treated Soils ». *Minerals* 10:386. doi: 10.3390/min10050386.

Vitale, Enza, Dimitri Deneele, et Giacomo Russo. 2020b. « Microstructural Investigations on Plasticity of Lime-Treated Soils ». *Minerals* 10(5):386. doi: 10.3390/min10050386.

Vu, Quoc Huy. 2008. « Modélisation micromécanique du comportement d'un sol injecté ». Thèse de doctorat, Université Pierre et Marie Curie - Paris VI.

Wang, Min, Lingwei Kong, Chong Zhao, et Meng Zang. 2012. « Dynamic Characteristics of Lime-Treated Expansive Soil under Cyclic Loading ». *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering* 4(4):352‑59. doi: 10.3724/SP.J.1235.2012.00352.

Wang, Yejiao, Yu-Jun Cui, Anh Minh A. M. Tang, Chaosheng Tang, et Nadia Benahmed. 2016. « Changes in thermal conductivity, suction and microstructure of a compacted lime-treated silty soil during curing ». *Engineering Geology* 202:114‑21. doi: 10.1016/j.enggeo.2016.01.008.

Wild, S., Mehdi Arabi, et G. O. Rowlands. 1987. « Relation between pore size distribution, permeability, and cementitious gel formation in cured clay–lime systems ». *Materials Science and Technology* 3:1005‑11. doi: 10.1179/026708387790329432.

Ying, Zi, Yu-jun Cui, Nadia Benahmed, et Myriam Duc. 2020. « Changes in Mineralogy and Microstructure of a Lime-Treated Silty Soil during Curing Time ». *E3S Web of Conferences* 195:03044. doi: 10.1051/e3sconf/202019503044.

UNE MÉTHODE POUR ÉVALUER LE TENSEUR CAPILLAIRE DANS LES SOLS NON SATURÉS

A METHOD TO EVALUATE THE CAPILLARY TENSOR IN UNSATURATED SOILS

Florent PRUNIER[1], Denis BRANQUE[2], Jérôme DURIEZ[3], Félix DARVE[4]
[1] *Université de Lyon, INSA Lyon, Laboratoire GEOMAS, Lyon, France*
[2] *Université de Lyon, ENTPE, LTDS, Lyon, France*
[3] *INRAE, Université Aix-Marseille, RECOVER, Aix-en-Provence, France*
[4] *Laboratoire 3S-r, UGA, Grenoble INP, Grenoble, France*

RÉSUMÉ – Dans un premier temps nous expliquons sur un schéma simplifié ce qui limite l'extension du principe de contraintes effectives au domaine non saturé. Mais il semble que ce principe reste le plus pertinent pour décrire le comportement des sols. Puis nous proposons une démarche pour évaluer le tenseur capillaire – qui peut être déviatorique – à faibles déformations et à la rupture avec des moyens de laboratoire standards.

ABSTRACT – First, we explain on a simplified diagram what limits the extension of the principle of effective stress to the unsaturated domain. But it seems that this principle remains the most relevant to describe the behavior of soils. Then we propose an approach to evaluate the capillary tensor - which can be deviatoric - at low strains and at failure with standard laboratory devices.

1. Introduction

Dans la pratique les pressions de pore sont en générale omises dans le domaine non saturé, ce qui tend à sur dimensionner alors que le concept de contraintes effectives de (Terzaghi, 1936) permet une description unique du comportement des sols et une mesure précise des pressions interstitielles en saturé. La définition de la contrainte effective est la suivante :

« *La contrainte effective est la contrainte qui gouverne la déformation du sol jusqu'à la rupture.* »

Mais depuis les premiers travaux de (Bishop et Blight, 1963 ; Van Genuchten, 1980), il n'y a pas eu de consensus international quant à l'extension du principe de contraintes effectives, ni quant à une théorie alternative permettant une description pertinente du comportement des sols non saturés, et ce malgré de nombreux programmes de recherches qui se sont intensifiées dans le monde dans les années 1990-2000. Partant de ce constat nous essayons dans ce travail de :

1. présenter de manière synthétique les principales difficultés à surmonter pour décrire le comportement des sols non saturés
2. proposer une procédure simplifiée qui permette la quantification des effets capillaires avec des essais de laboratoire standard

2. Quelques remarques sur le comportement des sols non saturés

La description du comportement des matériaux multiphasiques peut se faire dans un cadre général de la manière suivante :

1. définition des déformations de chacune des phases séparément et de leurs contraintes conjuguées par l'énergie de déformation : postulat d'existence d'une loi de comportement par phase.
2. écriture des lois de conservations (masse, quantité de mouvement et énergie) par phase
3. hypothèse d'additivité des énergies. L'énergie totale est la somme des énergies potentielles par phase plus des énergies potentielles d'interface entre phases plus des énergies cinétiques par phase moins le travail des forces externes.
4. l'application d'un principe variationnel permet de minimiser l'énergie totale du système et de résoudre son équilibre

Ceci permet d'éviter l'écueil de la recherche d'un comportement global unique du système qui n'existe pas dans un cadre général : c'est l'approche en contraintes totales des géotechniciens. Dans ce cadre il n'existe pas de comportement unique du matériau et il faut distinguer les différents « comportements » en fonction des conditions de chargement comme par exemple drainé ou non drainé. Dans certains cas, les interactions entre chaque phase sont très simples et le comportement global multiphasique s'écrit sous une forme de loi des mélanges : c'est le cas pour les milieux fluides multiphasiques. Mais pour les sols non saturés où les phases fluides sont aussi en interaction avec la phase solide, l'expression de la contrainte effective de Bishop :

$$\boldsymbol{\sigma}' = \boldsymbol{\sigma} - u_a \boldsymbol{I} + \chi(u_a - u_w)\boldsymbol{I} \tag{1}$$

avec χ=S_r (cas de la théorie des mélanges) a prouvé ses limites. Ceci est principalement dû aux effets capillaires dans les interfaces solides-liquides et liquides-gaz qui ne permet plus :

1. d'avoir cette simple additivité proportionnelles à la quantité des phases fluides
2. de garantir un tenseur des phases fluides homogénéisé sphérique

Ainsi la forme plus générale proposée initialement par (Coussy et Dangla, 2002) :

$$\boldsymbol{\sigma}' = \boldsymbol{\sigma} - \boldsymbol{\sigma}^{\boldsymbol{cap}} \tag{2}$$

est plus raisonnable, mais aussi bien plus complexe car elle suppose de devoir identifier l'évolution de $\boldsymbol{\sigma}^{\boldsymbol{cap}}$ avec des paramètres d'état comme la succion (s=u_a-u_w) ainsi que des variables internes du squelette granulaire comme par exemple certaines composantes du tenseur des déformations plastiques. Cette dernière forme de contraintes effectives semble l'approche la plus adaptée dans la description des sols non saturés de manière continue. Néanmoins, cette approche n'est encore pas tout à fait satisfaisante d'un point de vue conceptuel car nous avons émis l'hypothèse de l'existence d'une loi de comportement pour le squelette granulaire. En effet cette hypothèse fonctionne pour les milieux saturés par expérience, mais n'est pas garantie de manière générale. L'existence d'une loi de comportement pour le milieu solide dépourvu de pore ne fait aucun doute, mais celle pour « l'empilement de grains en interactions » dit « squelette granulaire » n'est pas trivial, comme le montre la Figure 1. Sur cette dernière on voit que l'ensemble des configurations géométriques statiquement admissibles en saturé est strictement inclus dans celui en non saturé. Ceci prouve qu'il n'existe pas de loi de comportement pour le squelette granulaire de manière générale. Néanmoins les travaux de (Duriez et Wan, 2018 ; Duriez et al., 2018) basés sur la méthode des éléments discrets nous encourage à penser que l'approche en contraintes effectives peut rester pertinente dans le domaine

quasi élastique ainsi qu'à la rupture. Ceci laisse de belles perspectives d'exploitation de l'équation (2) de manière quantitative en ingénierie tout en connaissant les réserves émises avec la Figure 1.

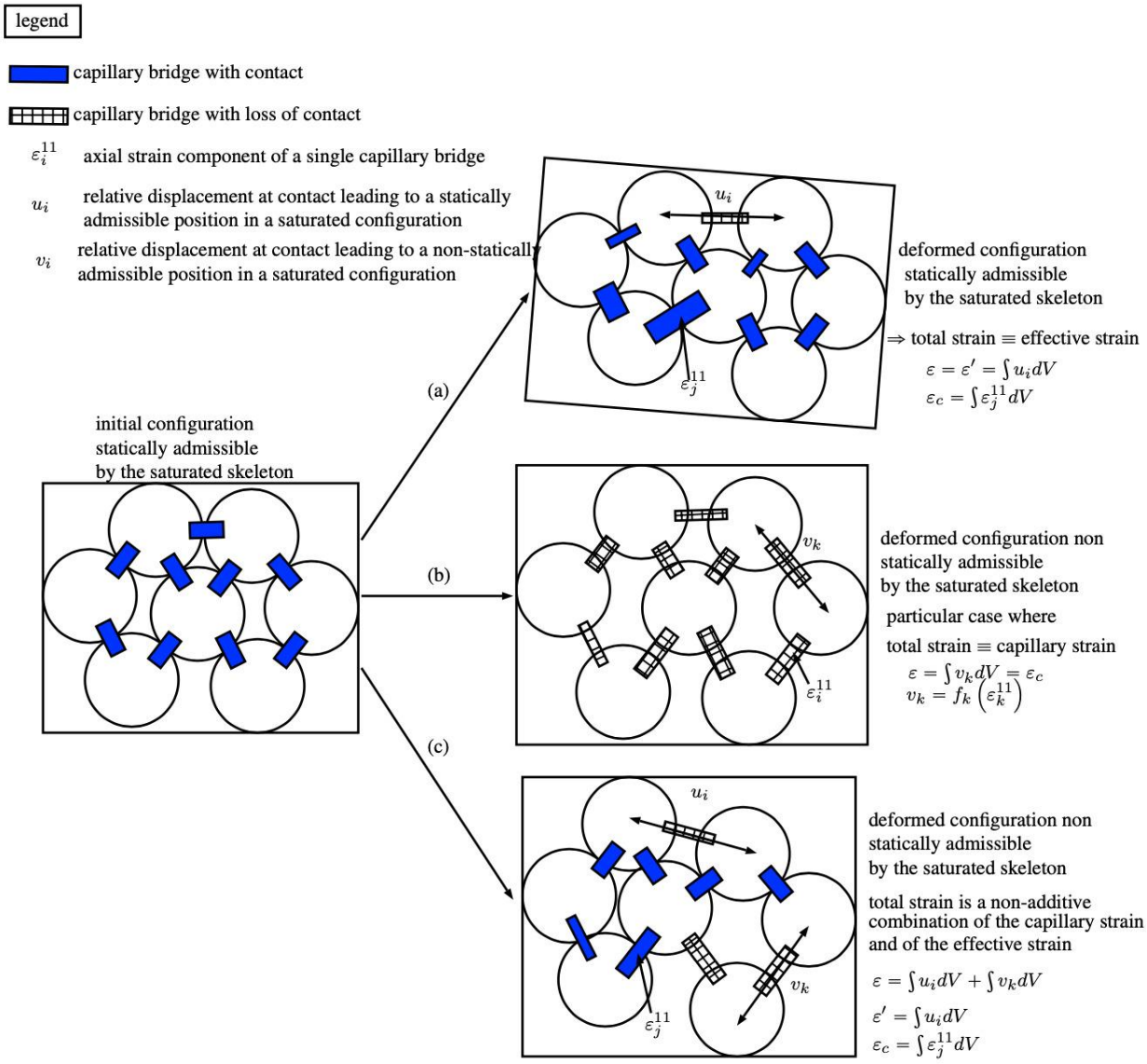


Figure 1. Diagramme de décomposition des déformations dans un milieu granulaire non saturé. Les grains et ponts capillaires sont représentés de manière schématique par des cercles et des rectangles. Le signe intégral indique une opération de sommation sans définition mathématique.

3. Une procédure conceptuelle pour évaluer le tenseur capillaire

Une mesure directe du tenseur capillaire ne peut se faire de manière simple. Actuellement différents procédés de tomographie sont en cours de développement (notamment au sein du 3S-r de Grenoble) afin de pouvoir visualiser la géométrie des phases fluides d'un sol non saturé. Mais même une fois ce type d'imagerie considérée comme fiable il faut nécessairement introduire une loi physique décrivant le comportement des interfaces (comme celle de Laplace Young par exemple) afin de remonter aux efforts locaux inter granulaires puis par moyennage sur l'échantillon à la contrainte capillaire. D'un point de vue pragmatique, il semble pour l'instant plus simple d'évaluer cette contrainte par application directe de l'équation (2) en supposant mesurable $\boldsymbol{\sigma}$ et $\boldsymbol{\sigma'}$. En utilisant un appareil triaxial ceci peut se faire en pratiquant au moins deux essais distincts : le premier en configuration non saturée et en mesurant les contraintes et déformations totales, puis

un second en configuration saturée en appliquant strictement le même chemin de déformations et en mesurant les contraintes effectives. La différence des contraintes totales et effectives sur les deux essais pour une déformation donnée donne théoriquement la contrainte capillaire. Dans la pratique, ceci n'est probablement pas trivial car il faut adapter les appareils standards afin de pouvoir mesurer précisément des déformations radiales en non saturé et surtout de pouvoir asservir précisément les contrôleurs pression-volume pour imposer un chemin de déformation précis tout en mesurant les contraintes avec une sensibilité et une précision acceptable. Le développement de tels essais expérimentaux semble prometteur pour identifier le comportement des sols non saturés. Compte tenu de la Figure 1 cette procédure ne peut être valable à coup sûr que pour les réponses du matériaux purement contractantes. En cas de réponse dilatante, il peut exister des cas où il est impossible d'imposer le chemin de déformation à l'échantillon saturé d'un point de vue théorique.

4. Évaluation pratique du tenseur capillaire à la rupture

A la rupture, dans les cas où le matériau présente une réponse dilatante, il n'est plus possible de comparer les états de contraintes totales et effectives pour une déformation donnée. Néanmoins, l'état de rupture d'un échantillon non saturé peut toujours être caractérisé et l'enveloppe de Mohr-Coulomb en conditions saturés peut être faite par ailleurs. L'idée est de pouvoir fournir un encadrement de la contrainte effective à la rupture sur l'échantillon non saturé grâce à des hypothèses physiques. La première est de remarquer que la contrainte capillaire moyenne est négative ou nulle en non saturée. Comme dans ce régime le tenseur capillaire peut aussi avoir une partie déviatorique non nulle, on généralise cette dernière hypothèse pour chaque composante du tenseur. Dans les axes principaux cela revient à dire :

$$\forall i \in [1;3]\ \sigma_i^{cap} \leq 0 \tag{3}$$

La Figure 2 illustre cette hypothèse dans un plan de contraintes principales.

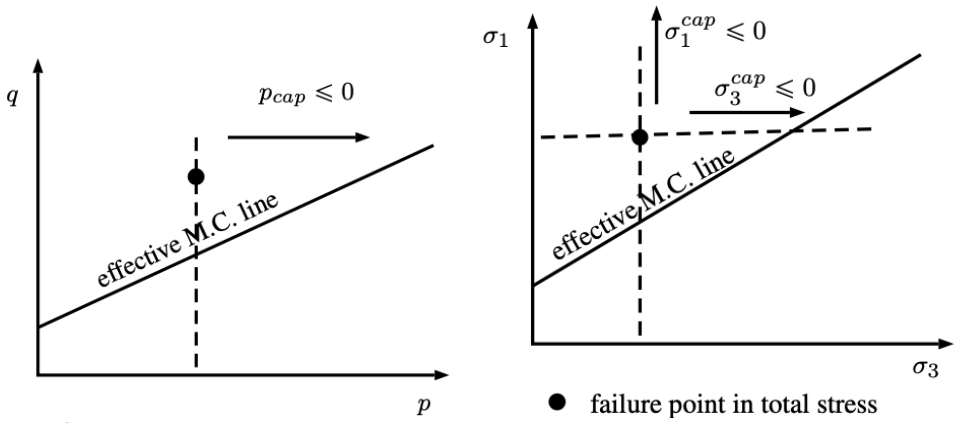


Figure 2. Schéma de projection de l'état de contrainte totale à la rupture sur l'enveloppe des contraintes effectives à la rupture.

Dans le cas d'un essai triaxial, une borne inférieure de σ^{cap} se déduit en maximisant le déviateur capillaire à la rupture. En effet :

$$q' \leq q \Leftrightarrow \sigma_3^{cap} - \sigma_1^{cap} \leq 0 \tag{4}$$

avec *1* la direction axiale et *3* la direction radiale. Un majorant de $|q^{cap}|$ est ainsi trouvé pour $|\sigma^{cap}{}_1|=0$, et une borne inférieure du tenseur capillaire en est déduite dans des

conditions axisymétriques. Ce même raisonnement donne une borne supérieure infinie pour les cas où *q'>q.* Une telle situation peut se produire physiquement et a été largement observée dans les calculs par éléments discrets de (Duriez et Wan, 2018 ; Duriez et al., 2018). Dans une approche d'ingénierie des calculs conservatifs sont souhaités. Dans l'état actuel des connaissances, la prudence recommande de considérer le cas d'un tenseur capillaire sphérique comme borne supérieure. C'est l'hypothèse généralement retenue en ingénierie pour déterminer la cohésion apparente. Néanmoins nous venons de voir que cette hypothèse n'est pas la plus conservative. Ainsi le cas *q'=q* couramment usité n'est à prendre en compte que dans les cas où on est sûr d'être dans un régime de saturation (proche de *1*) telle que $\boldsymbol{\sigma^{cap}}$ peut être considéré comme sphérique.

Afin d'illustrer cette notion d'encadrement de la contrainte effective à la rupture pour un sol non saturé, nous présentons succinctement les résultats d'essais triaxiaux effectués à l'ENTPE sur un limon non saturé (limon de Gavet situé dans la vallée de la Romanche dans les Alpes). Les propriétés mécaniques de ce limon avaient déjà été caractérisées en saturé dans une étude antérieure. Nous avons ensuite effectué trois essais triaxiaux drainé à succion initiale de *55 kP$_a$*. La compression a ensuite été imposée dans des conditions drainée sans contrôle de la succion. La teneur en eau s'est avérée rester constante au cours des essais. Les principales caractéristiques des échantillons sont résumées dans le Tableau 1.

Tableau 1. Principales caractéristiques des échantillons testés.

$\phi\ (mm)$ 54	$h\ (mm)$ 112	$w\ (\%)$ 10.5	$\rho_s\ (g/cm^3)$ 2.72
$\rho_d\ (g/cm^3)$ 1.82	e 0.5	$S_r\ (\%)$ 58	$s\ (kPa)$ 55

Les essais ont été fait pour des pressions de confinement (en contraintes totales) de *0 kP$_a$, 100 kP$_a$ et 150 kP$_a$*. Les états à la rupture ont été reporté dans un plan (*q-p).* La Figure 3 présente ces points, la droite de Mohr-Coulomb obtenue avec des essais saturés ainsi que les points de projection sur cette droite pour déterminer un encadrement de la contrainte effective associée à cet état de rupture en non saturé.

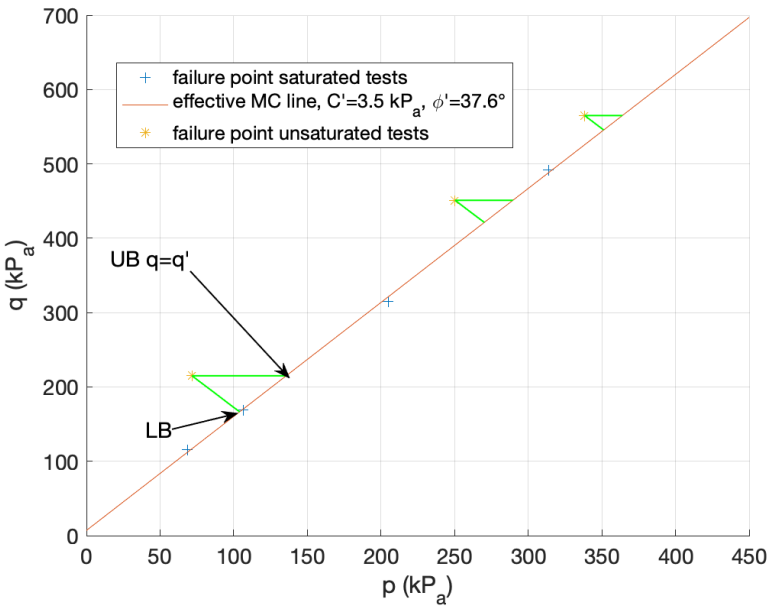


Figure 3. Encadrement de la contrainte effective pour les essais non saturés. La borne inférieure (LB) est donnée en maximisant $|q'|$ pour $q'<q$ et la borne supérieure (UB) est donnée pour $q'=q$ afin de rester conservatif.

Sur la Figure 4, nous présentons la gamme de valeurs possibles pour chacune des composantes de σ^{cap} en fonction de la contrainte effective moyenne correspondante.

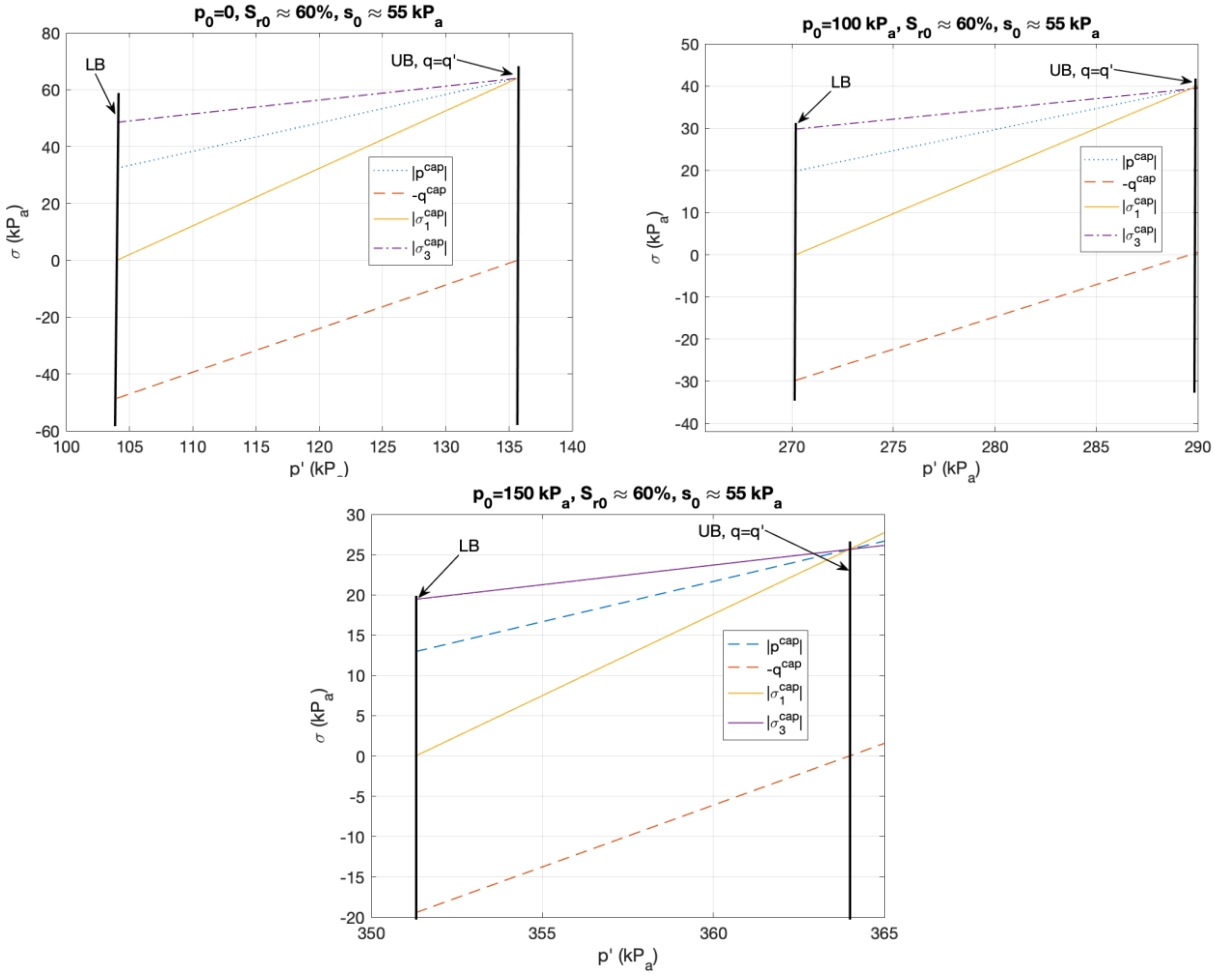


Figure 4. Encadrement des valeurs des composantes du tenseur capillaire à la rupture

Cette approche donne une première procédure simple dans la pratique afin de quantifier les effets capillaires à la rupture. En effet, avec les hypothèses exposées très conservatrices, des essais triaxiaux (voir de cisaillement direct) standards sont suffisants.

5. Conclusions

Dans ce travail nous avons exposé de manière succincte la principale raison pour laquelle le comportement des sols non saturés est si compliqué à décrire. Nous montrons grâce à un schéma de principe simple (Figure 1) qu'il n'existe pas de loi de comportement reliant la déformation totale d'un squelette granulaire à une contrainte effective dans le domaine non saturé. Mais dans la pratique il n'est pas envisageable de mener des calculs par éléments discrets à l'échelle d'un ouvrage. Malgré cette restriction fondamentale, il semble que l'approche en contrainte effective reste la moins hasardeuse. En effet, les travaux de (Duriez et Wan, 2018 ; Duriez et al. 2018), nous conforte dans l'idée que cette approche reste pertinente dans le domaine contractant ainsi qu'à la rupture. En ingénierie géotechnique, le domaine des petites déformations ainsi que celui de la rupture plastique permettent de dimensionner la plupart des ouvrages. Dans le cas de sollicitation avec réponse dilatante du matériau, la prédiction des modèles en termes de déformabilité pourra s'écarter de la réalité.

A partir de ces considérations théoriques, nous proposons une procédure pour quantifier l'évolution du tenseur capillaire au cours d'un chargement sur des essais de laboratoire en effectuant deux essais similaires dans des conditions non saturées et saturées, puis en différenciant les contraintes totales et effectives sur les deux essais. Néanmoins le matériel standard doit être adapté et des essais futurs doivent confirmer la pertinence d'une telle approche dans la pratique.

Enfin, en utilisant du matériel de laboratoire standard, nous avons proposé un schéma simple permettant de donner un encadrement du tenseur capillaire à la rupture. En particulier nous mettons en garde sur le fait que la cohésion apparente mesurée de manière classique en supposant $q'=q$ ne permet pas d'aboutir à un dimensionnement conservatif. Dans l'état actuel des connaissances et moyens dont dispose l'ingénieur en général nous proposons plutôt d'utiliser cette hypothèse comme borne supérieure pour les contraintes effectives. La borne inférieure donnant un calcul conservatif se trouve en supposant $q'<q$ tout en maximisant $|q^{cap}|$. Malgré ceci, cela permet à l'ingénieur d'obtenir un gain de résistance quantifié vis à vis d'un calcul en contraintes effectives qui néglige les effets capillaires.

6. Références bibliographiques

Bishop A.M., Blight G.E. (1963). Some aspects of the effective stress in saturated and unsaturated soils. Géotechnique, 13(3) :177–197.

Coussy O., Dangla P. (2002). Approche énergétique du comportement des sols non saturés. Dans O. Coussy et J.M. Fleureau, éditeurs : Mécanique des sols non saturés, pages 137–174. Traité MIM Hermes Lavoisier.

Duriez J., Wan, R. (2018). A micromechanical μUNSAT effective stress expression for stress-strain behaviour of wet granular materials. Geomechanics for Energy and the Environment 15, 10– 18, doi:10.1016/j.gete.2017.12.003

Duriez J., Wan R., Pouragha M., Darve F. (2018). Revisiting the existence of an effective stress for wet granular soils with micromechanics. Internationnal Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics 42, No. 8, 959–978, doi: 10.1002/nag.2774.

Terzaghi K., (1936). The shearing resistance of saturated soils and the angle between the planes of shear. In 1st International Conference for Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol. 1, Cambridge, pp. 54–56.

Van Genuchten M.T., (1980). A closed form for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. Soil Science Society of America Journal 4, 892–898.

EFFET DE LA SATURATION ET DU CHARGEMENT SUR LE COMPORTEMENT AU GEL-DÉGEL D'UN MATÉRIAU TERRE

EFFECT OF SATURATION AND LOADING ON FREEZING-THAWING BEHAVIOR OF AN EARTHEN MATERIAL

Lassana Bakary TRAORE[1,2], Antonin FABBRI[1], Fabrice ROJAT[2], Fionn MCGREGOR[3]
[1] Université de Lyon, ENTPE, LTDS, Vaulx-En-Velin, France
[2] CEREMA Centre-Est/DTerCE/DRIM/RN, Bron, France
[3] Université de Pau et des Pays de l'Adour, UPPA, SIAME, Anglet, France

RÉSUMÉ – Cette étude propose d'évaluer l'effet de la saturation liquide et du chargement axial sur les déformations au gel-dégel d'un matériau terre non-saturé. Des contraintes axiales de 0 et de 100 kPa ont été appliquées sur des échantillons conditionnés à trois saturations liquides initiales différentes. Les résultats montrent que le chargement mécanique accentue significativement les déformations résiduelles dues au gel-dégel.

ABSTRACT – This study proposes to investigate the effect of liquid saturation and axial loading on freezing-thawing deformations of an unsaturated earthen material. Axial stresses of 0 and 100 kPa were applied on samples conditioned at three different initial liquid saturations. The results show that mechanical loading emphasizes significantly residual deformations due to freezing and thawing.

1. Introduction

L'utilisation de la terre comme matériau de construction connaît un fort regain d'intérêt en raison de sa faible énergie grise et de ses performances hygrothermiques. Les murs en terre crue peuvent contribuer à la régulation de l'humidité et de la température à l'intérieur de l'habitat (McGregor et al. 2014). Également, les murs offrent une capacité de portance mécanique suffisantes pour des constructions d'habitats. Cependant, ses performances mécaniques varient avec sa teneur en eau (Bui et al. 2014), (Champiré et al. 2016). Dans des conditions humides importantes, la résistance mécanique et le module d'élasticité sont fortement réduites, ce qui met en péril la stabilité de la structure.

De plus, une combinaison de l'attaque humide et du gel-dégel peut induire une forte augmentation de la teneur en eau ainsi que de sévères dégradations comme l'écaillage et la fissuration (Traoré et al. 2021). Ce résultat est illustré dans une étude conduite dans la région Auvergne-Rhône-Alpes par (Scarato and Jeannet 2015) qui ont observé que l'endommagement au gel se produit majoritairement au niveau du soubassement avec des teneurs en eau proches de la saturation totale. Aussi, comme les contraintes axiales sont maximales dans cette zone basse du mur, un couplage entre la chute de résistance due à la saturation liquide, l'endommagement dû au gel et le chargement mécanique peut être à l'origine des effondrements des murs en terre observés au dégel. Cependant cette vision reste qualitative, et il n'existe pas aujourd'hui d'essais faisant consensus pour évaluer la résistance au gel-dégel des murs en terre. Certes, quelques méthodes expérimentales basées sur la norme ASTM D560 (ASTM International 2016) ont été proposées. Il s'agit entre autres de protocoles d'inspections visuelles, de mesures de perte de masses par écaillage, de prise de masse par humidification et de résistance à la compression après un certain nombre de cycles de gel-dégel (Netinger et al. 2014) (Narloch and Woyciechowski 2020). Bien que ces études donnent une quantification de l'endommagement au gel-dégel, elles ne précisent pas les mécanismes et les conditions conduisant à cet endommagement.

Ainsi, ce travail a pour objectif d'étudier le comportement au gel-dégel du matériau terre sous chargement mécanique. Un dispositif a été développé pour exercer des contraintes axiales de 0 et de 100 kPa sur des échantillons cylindriques afin de reproduire l'effet de la charge mécanique sur le mur en terre. Deux niveaux d'humidité ont été étudiés expérimentalement. Des échantillons de terre ont été équilibrés à une humidité relative de 95% (RH95) pour reproduire l'état d'humidité normale d'une structure en terre. Des saturations liquide initiales de 75% (S75) et 85% (S85) ont été choisies pour étudier le cas pathologique (cas où la teneur en eau est importante). Le comportement au gel-dégel des sols compactés est évalué par la mesure de la déformation axiale au cours de 12 cycles de gel-dégel entre +10 °C et -20 °C.

2. Matériels et méthodes

2.1. Caractéristiques du matériau terre

L'étude est effectuée sur le tamisât à 2 mm d'un sol issu d'une ancienne construction en terre crue dans la commune de Dagneux en région Auvergne-Rhône-Alpes. La terre tamisée est composée de 18% d'argiles (particules de taille inférieure à 0.002 mm), de 52% de limons (particules de taille comprise entre 0.002 et 0.063 mm) et 30% de sables (particules de taille entre 0.063 mm et 2 mm) avec une masse volumique des grains égale à $2.67.10^3$ kg/m^3. La valeur au bleu est de 1.18 et la diffraction au rayons X sur la fraction 0/80 µm indique entre autres une présence de quartz (44%), d'argiles gonflantes (17%), de kaolinite (9%), d'Illites (8%) et des traces de chlorites (1%).

2.2. Préparation des échantillons

Des échantillons cylindriques de 35 mm de diamètre et de 70 mm d'hauteur ont été fabriquées par double compaction aux caractéristiques de l'Optimum Proctor Modifié (OPM) de la terre avec une teneur en eau (ω_{opm}) égale à 14% et une masse volumique apparente sèche (ρ_{opm}) égale à 1850 kg/m^3. Les échantillons compactés présentent initialement un degré de saturation liquide (rapport entre le volume d'eau liquide et le volume des vides) proche de 85%. Pour étudier l'influence de la saturation liquide sur le comportement au gel-dégel, quatre méthodes de cure humide ont été employées. Ces méthodes sont présentées dans le tableau 1.

Tableau.1 : Conditions de cure des échantillons

Notation	Méthode de conditionnement des échantillons
S0	Séchage par étuvage à T=105±5°C
HR95	Stockage dans une boite maintenue à HR=95±2%
S75	Séchage dans une ambiance normale jusqu'à S=75%
S85	Conservation immédiate après fabrication à l'OPM

Des échantillons (S0) sont séchés par étuvage à une température T=105±5 °C jusqu'à masse constante. Ils sont utilisés pour quantifier les déformations thermiques dues à la variation de température lors des cycles. D'une part, cinq autres échantillons (HR95) sont maintenus à une humidité relative HR=95±2% et une température T=20±2 °C dans une boîte hermétique contenant une solution saline KNO_3. En effet, une humidité relative de 95% est choisie pour reproduire les conditions d'humidités constatées en hiver dans la région. Également, un essai de sorption à la vapeur d'eau a montré qu'une humidité relative HR=95% conduisait à un degré de saturation liquide S=30% environ pour le matériau étudié. D'autre part, les situations de teneurs en eaux pathologiques sont étudiées via des échantillons équilibrés à des saturations liquides de 75% (S75) et de 85% (S85).

Pour les échantillons S75, le séchage est effectué jusqu'à atteindre la masse correspondant m_f à la saturation liquide S=75% estimée avec l'eq 1.

$$m_f = m_s(1 + S.\omega_{sat}) \quad (1)$$

Avec m_s la masse sèche de l'échantillon et ω_{sat} la teneur en eau maximale (pour S=100%)

$$m_s = \frac{m_{opm}}{1+\omega_{opm}} \quad (2)$$

Où m_{opm} et ω_{opm} sont respectivement la masse et la teneur en eau initiales de l'échantillon (mesurées après fabrication).

$$\omega_{sat} = \rho_L \left(\frac{1}{\rho_{opm}} - \frac{1}{\rho_s}\right) \quad (3)$$

ρ_L représente la masse volumique de l'eau liquide (ρ_L= 998 kg/m^3) et ρ_{opm} la masse volumique sèche du matériau compacté à l'OPM (ρ_{opm}=1850 kg/m^3). ρ_s est la masse volumique des grains du sol obtenue au pycnomètre (ρ_s =2670 kg/m^3).

Après la période de cure, chaque échantillon est immédiatement enveloppé dans un film plastique hermétique pour éviter toute variation d'eau lors de l'essai. Afin d'assurer une bonne homogénéisation hydrique, les échantillons sont conservés dans une chambre régulée à une température T=22±2 °C pendant au moins trois jours avant l'essai de gel-dégel.

2.3. Protocole expérimental

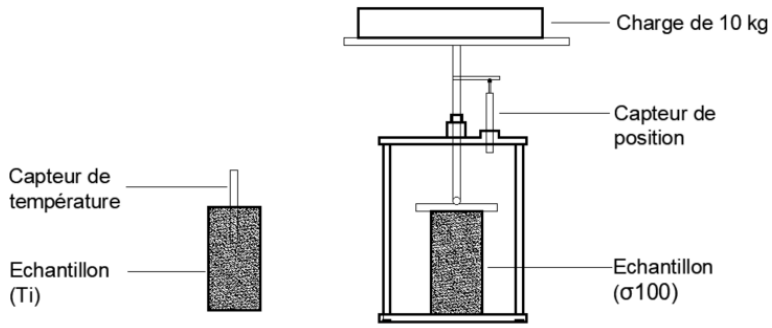


Figure 1. Dispositif d'essai de gel-dégel sous charge constante

La figure 1 montre le dispositif expérimental développé pour effectuer des cycles de gel-dégel sous chargement mécanique. Le déplacement axial des échantillons est mesuré par un capteur de position LVDT connecté à une centrale d'acquisition CR1000. Pour chaque saturation étudiée, une sonde de température est insérée au centre d'un échantillon (noté Ti) permettant d'obtenir le profil de température interne. Une charge métallique de 10 kg est placée sur le plateau du dispositif pour reproduire une contrainte axiale de 100 kPa sur les échantillons (σ100). Dans le cas où aucune charge n'est appliquée sur l'échantillon, ce dernier porte la mention σ0.

L'essai de gel-dégel est réalisé dans une enceinte climatique à température et hygrométrie contrôlées. Initialement, une température de +10 °C est maintenue pendant 4 heures. Ensuite, une descente en température est réalisée en 2 heures pour atteindre une température de gel de -20 °C. Un palier de 4 heures de gel est réalisée à -20 °C avant une remontée en température en 2 heures jusqu'à la température de dégel à +10 °C. Durant le

palier à +10 °C, une humidité relative de 20% est également imposée dans l'enceinte pour éviter toute condensation et solidification de la vapeur d'eau sur le dispositif pouvant bloquer le déplacement du piston lors de l'essai. 12 cycles de gel-dégel sont réalisés durant lesquels les mesures de température (enceinte et échantillons) et déplacement axial sont enregistrés toutes les 10 secondes.

Durant l'essai, les variations de température induisent aussi des contractions et dilatations thermiques du dispositif. Ces déplacements thermiques doivent être prises en compte dans la mesure des déplacements afin de déterminer précisément la déformation axiale des échantillons. Pour cela, le bâti est étalonné grâce à un cylindre en Invar® de mêmes dimensions que les échantillons en terre. L'alliage en Invar® présente un coefficient de dilatation thermique d'une valeur de l'ordre de $2.10^{-6}\ K^{-1}$qui correspond au dixième de celle des métaux composant le dispositif (acier, aluminium) et de la terre. Ainsi, cet étalonnage permet de déterminer le déplacement thermique du dispositif ΔL_{th} en fonction de la température de l'enceinte climatique T_e. Finalement, la déformation axiale ε de l'échantillon à une température donnée T_e est calculée comme suit :

$$\varepsilon(T_e) = \frac{\Delta L(T_e) - \Delta L_{th}(T_e)}{L_0} \quad (4)$$

Avec ε la déformation axiale, ΔL le déplacement global mesuré par le capteur de déplacement, ΔL_{th} le déplacement thermique du dispositif, L_0 la hauteur initiale de l'échantillon et T_e la température de l'enceinte climatique.

3. Résultats et discussions

3.1. Effet de la saturation liquide initiale

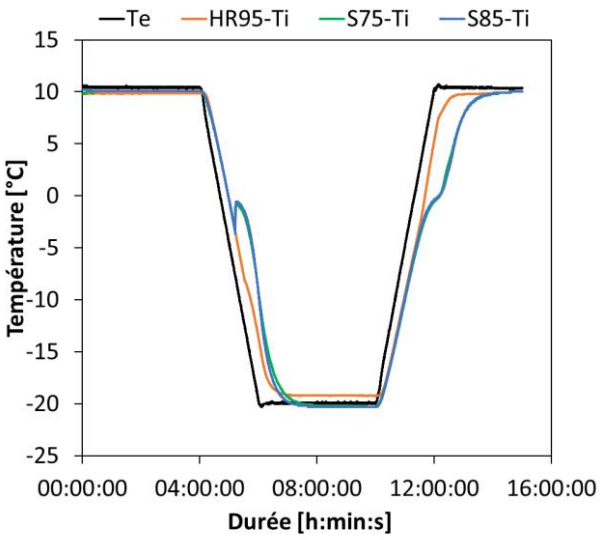


Figure 2. Profil de températures pour N=1

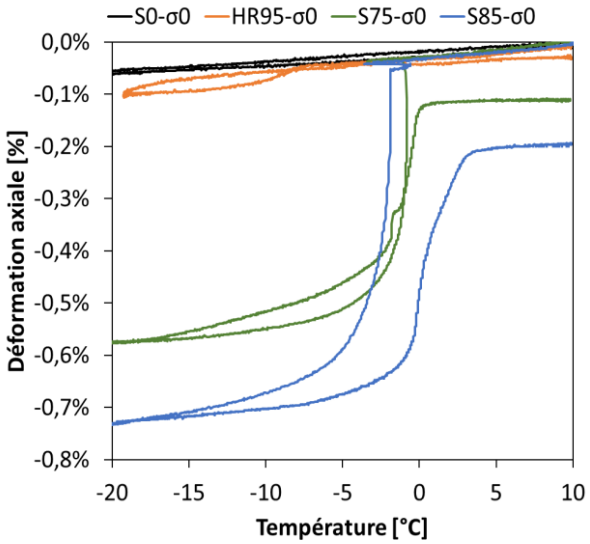


Figure 3. Profil de déformations pour N=1

Les profils de température pour chaque degré de saturation liquide étudié sont présentés dans la figure 2. En raison de l'inertie thermique du matériau, les résultats montrent un écart entre la température de l'enceinte (Te) et les températures internes des échantillons (Ti) lors des variations de température. Toutefois, les paliers de 4 h à température constante (+10 °C et -20 °C) est suffisant pour atteindre l'équilibre thermique.

Pour les échantillons S75-Ti et S85-Ti, deux phénomènes particuliers s'observent durant les variations de température. D'une part, lors de la descente en température, l'eau reste à

l'état liquide jusqu'à près de -3 °C : on dit que le liquide est dans un état de surfusion. Ensuite, on observe un pic de température (remontée jusqu'à 0 °C) due à la dissipation de chaleur latente associée à la formation instantanée de glace (réaction exothermique). D'autre part, un plateau de température à 0 °C apparaît lors de la phase de remontée en température. Ce deuxième phénomène correspond à l'absorption de chaleur nécessaire pour la fusion de la glace (réaction endothermique). Ces phénomènes propres au changement de phase de l'eau interstitielle interviennent significativement pour les teneurs en eau considérées pathologiques (S>75%). Dans les conditions normales d'humidité (HR<95%), aucun de ces phénomènes de changement de phase ne se produit, ce qui pourra justifier que le gel n'intervient pas, ou peu, pour des humidités relatives inférieures à 95%.

La figure 3 montre les déformations axiales des échantillons non-chargées (σ0) au cours du premier cycle de gel-dégel. Pour les échantillons secs, les résultats indiquent un retrait thermique d'environ 0.08% pour une variation de température de +10 °C à -20 °C. Cela permet d'estimer un coefficient de dilatation thermique $\alpha_{th} = (2.5 \pm 0.5).10^{-5}\ K^{-1}$ pour le matériau terre étudié. On observe que les déformations des échantillons équilibrés à HR=95% sont de la même amplitude des déformations thermiques. Ainsi, ce résultat confirme l'absence d'endommagement dans le cas des conditions normales d'humidité d'un mur en terre crue comme il a été constaté dans (Aubert and Gasc-Barbier 2012).

Pour les saturations liquides importantes (S75 et S85), la figure 3 montre des déformations significatives pouvant être associées au gel-dégel. Les échantillons présentent initialement une forte contraction au début du gel (entre -3 et -5 °C). Cette contraction se poursuit progressivement jusqu'à 0.6% et 0.7% pour S75 et S85 respectivement. On peut remarquer que le retrait au gel augmente avec la saturation liquide. Ce retrait au gel a aussi été observé dans des études expérimentales du gel des sols non-saturés (Hamilton 1966), (Konrad 1989), (Dagesse 2010). Ce mécanisme de retrait au gel peut être expliquée par le phénomène de cryosuccion. En effet, la glace se forme initialement dans les pores les plus larges (pores non-saturés) et lors de la descente en température, le front de gel se propage vers les pores de taille décroissante. Sachant que le potentiel chimique de la glace est inférieur à celle de l'eau liquide, un gradient de pression appelé potentiel de cryosuccion ou succion cryogénique est généré. De ce fait, un transport d'eau liquide des petits pores (pores non-gelés) vers les pores les plus larges (pores gelés) se produit. Ce phénomène provoque alors une diminution de la quantité d'eau au sein des argiles de la matrice solide ce qui induit un retrait. Lors du dégel, le gradient de pression diminue et l'eau liquide dégelée peut retourner dans les pores initialement désaturés lors du gel. Ainsi, le remouillage des particules d'argiles engendre un gonflement des échantillons. Néanmoins, après un cycle complet de gel-dégel, on remarque que les échantillons S75 et S85 présentent des déformations irréversibles.

Dans la suite, l'étude de l'impact du chargement mécanique sur les déformations au gel-dégel portera sur les échantillons gelables (S75 et S85).

3.2. Effet du chargement mécanique sur les déformatons au gel-dégel

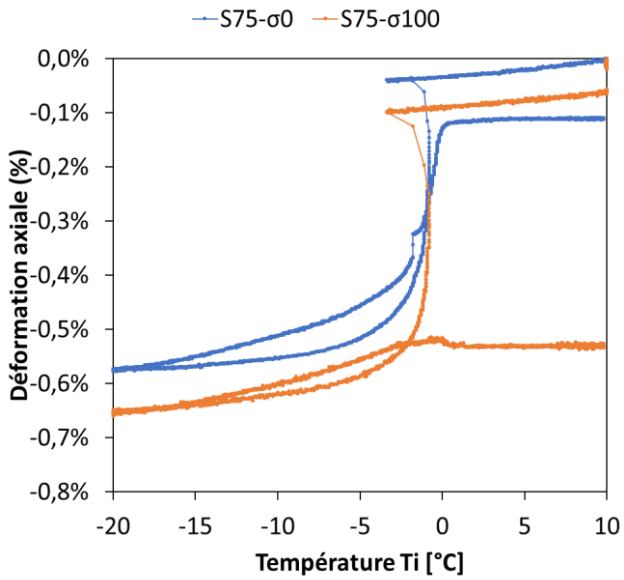


Figure 4. Impact de la contrainte axiale sur les déformations pour N=1 et S=75%

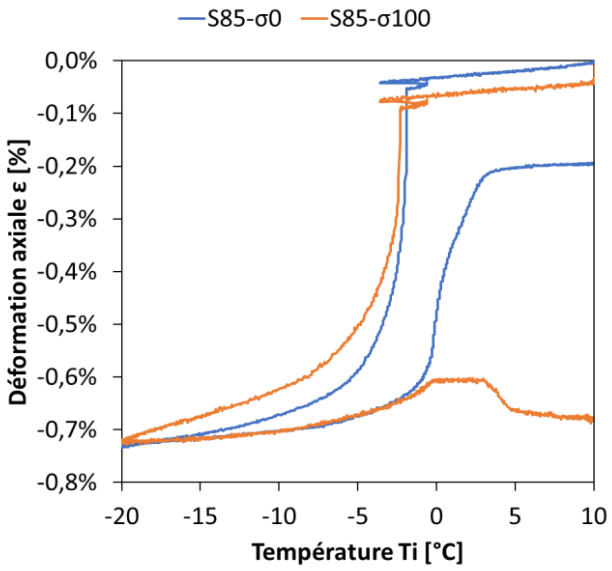


Figure 5. Impact de la contrainte axiale sur les déformations pour N=1 et S=85%

Les figures 4 et 5 illustrent l'influence de la contrainte axiale de 100 kPa sur les déformations au premier cycle de gel-dégel pour les échantillons saturés à S=75% et S=85% respectivement. Pour une même saturation liquide, les résultats montrent que la contrainte axiale de 100 kPa n'accentue pas significativement le retrait au gel. Le chargement mécanique provoque une limitation significative du gonflement au dégel lorsque la température est proche de la température de fusion (0 °C). Par conséquent, après un cycle complet, les échantillons sous-charge axiale présentent une déformation résiduelle plus importante. La déformation résiduelle ε_{res} se définit comme :

$$\varepsilon_{res} = \varepsilon_f - \varepsilon_i \qquad (5)$$

ε_i et ε_f sont respectivement les déformations au début et à la fin du cycle considéré

3.3. Effet des sollicitations cycliques sur les déformations au gel-dégel

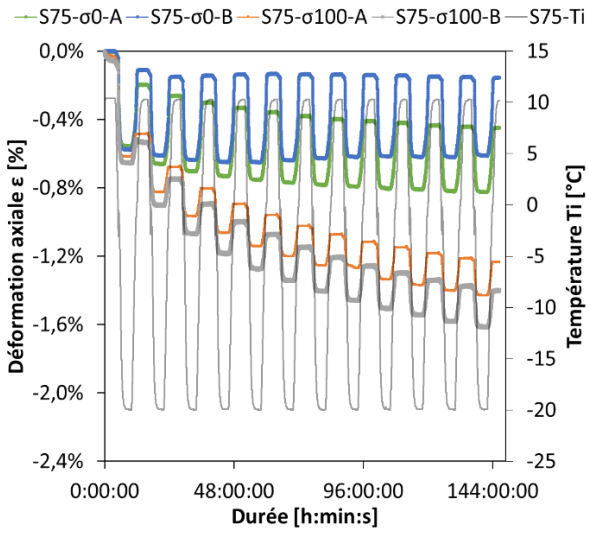


Figure 6. Evolution des déformations avec les cycles de gel-dégel pour S=75%

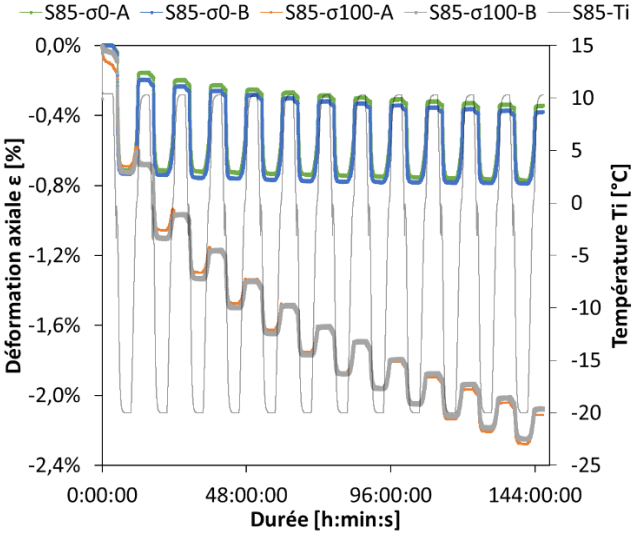


Figure 7. Evolution des déformations avec les cycles de gel-dégel pour S=85%

Les figures 6 et 7 montrent l'évolution des déformations pour les 12 cycles de gel-dégel pour S=75% et S=85% respectivement. On observe que la contrainte axiale de 100 kPa accentue significativement le retrait global au fur et à mesure des cycles. Ce phénomène de retrait est davantage marqué lorsque la saturation liquide est importante.

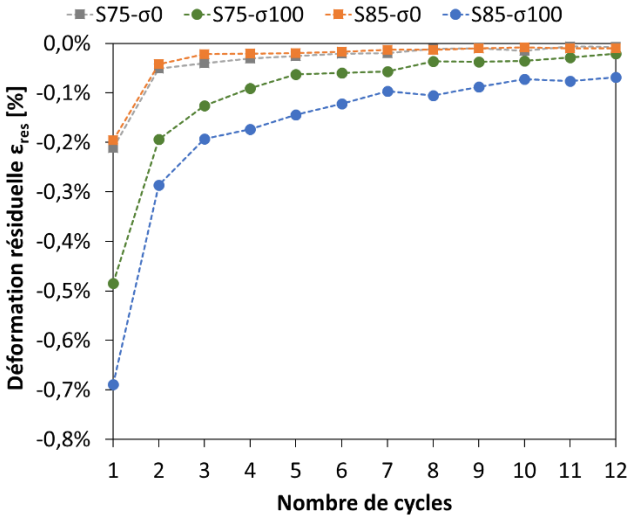


Figure 8. Evolution des déformations résiduelles générées lors d'un cycle de gel-dégel avec le nombre de cycles

La figure 8 présente le calcul des déformations résiduelles (suivant l'eq.5) à chaque cycle de gel-dégel pour les quatre configurations S75-σ0, S75-σ100, S85-σ0 et S85-σ100. Les résultats montrent que l'impact de la contrainte axiale est significatif lors des premiers cycles. Pour une saturation donnée, la différence de déformations résiduelles tend à disparaître dès le 8ème cycle. Ce résultat confirme bien que l'endommagement au gel-dégel intervient principalement lors des premiers cycles de gel-dégel. En effet, lors des premiers cycles, la structure poreuse peut subir une importante restructuration due au gel-dégel et à la contrainte axiale, ce qui induit une déformation résiduelle. Ensuite, cette restructuration progressive permet au matériau de s'accommoder aux sollicitations (gel-dégel et chargement mécanique) avec de moins en moins d'endommagement supplémentaire d'où une réduction de déformations résiduelles avec le nombre de cycles.

4. Conclusions

Cette étude expérimentale a pour objectif de comprendre l'influence de la saturation liquide et du chargement mécanique sur les déformations au gel-dégel d'un mur en terre crue. Dans le cas des teneurs en eau normales en hiver (HR<95%), les échantillons ne présentent que des déformations thermiques. Le phénomène de gel-dégel de l'eau dans le matériau terre intervient significativement pour des degrés de saturation liquide pathologiques (S>75%). Le retrait au gel pourrait être attribué au phénomène de cryosuction et de séchage des particules d'argiles. L'application d'une contrainte axiale de 100 kPa accentue significativement les déformations permanentes lors des premiers cycles.

5. Références bibliographiques

ASTM International. 2016. ASTM D560 / D560M-16, Standard Test Methods for Freezing and Thawing Compacted Soil-Cement Mixtures, issued 2016.

Aubert, J.E, and M Gasc-Barbier. 2012. "Hardening of Clayey Soil Blocks during Freezing and Thawing Cycles." *Applied Clay Science* 65–66: 1–5. https://doi.org/10.1016/j.clay.2012.04.014.

Bui, Quoc-Bao, Jean-Claude Morel, Stéphane Hans, and Peter Walker. 2014. "Effect of Moisture Content on the Mechanical Characteristics of Rammed Earth." *Construction and Building Materials* 54 (March): 163–69. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.12.067.

Champiré, Florian, Antonin Fabbri, Jean-Claude Morel, Henry Wong, and Fionn McGregor. 2016. "Impact of Relative Humidity on the Mechanical Behavior of Compacted Earth as a Building Material." *Construction and Building Materials, 110*, 2016.

Dagesse, D. F. 2010. "Freezing-Induced Bulk Soil Volume Changes." *Canadian Journal of Soil Science* 90 (3): 389–401. https://doi.org/10.4141/CJSS09054.

Hamilton, A B. 1966. "Freezing Shrinkage in Compacted Clays." *Canadian Geotechnical Journal* 3 (1): 1–17. https://doi.org/10.1139/t66-001.

Konrad, J.-M. 1989. "Physical Processes during Freeze-Thaw Cycles in Clayey Silts." *Cold Regions Science and Technology* 16: 291–3063. https://doi.org/10.1016/0165-232X(89)90029-3.

McGregor, Fionn, Andrew Heath, Andrew Shea, and Mike Lawrence. 2014. "The Moisture Buffering Capacity of Unfired Clay Masonry." *Building and Environment* 82 (December): 599–607. https://doi.org/10.1016/j.buildenv.2014.09.027.

Narloch, Piotr, and Piotr Woyciechowski. 2020. "Assessing Cement Stabilized Rammed Earth Durability in A Humid Continental Climate." *Buildings* 10 (2): 26. https://doi.org/10.3390/buildings10020026.

Netinger, Ivanka, Martina Vracevic, Jonjaua Ranogajec, and Snezana Vucetic. 2014. "Evaluation of Brick Resistance to Freeze / Thaw Cycles According to Indirect Procedures." *Gradjevinar* 66 (March): 197–209. https://doi.org/10.14256/JCE.956.2013.

Scarato, Pascal, and Jacky Jeannet. 2015. *Cahier d'expert bâti en pisé- Connaissance, analyse, traitement des pathologies du bâti en pisé en Rhône-Alpes et Auvergne*. ABITerre. Rhöne-Alpes.

Traoré, Lassana Bakary, Claudiane Ouellet-Plamondon, Antonin Fabbri, Fionn McGregor, and Fabrice Rojat. 2021. "Experimental Assessment of Freezing-Thawing Resistance of Rammed Earth Buildings." *Construction and Building Materials* 274 (March): 121917. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.121917.

ETUDE ET SUIVI DU CREUSEMENT D'UN PUITS DANS LES SCHISTES A BREST

STUDY AND MONITORING OF A WELL EXCAVATION IN THE SHALES IN BREST

Romain VALLENTIN[1], Florent KERDRAON[2] , Christopher CAPLANE[3]

[1] ISBA TP, Marseille, France, anciennement à FONDASOL, Marseille
[2] FONDASOL, Brest, France,
[3] FONDASOL, Biarritz, France,

RÉSUMÉ – Dans le cadre de la réparation du radier d'un aqueduc existant, un puits a été réalisé. Ce puits était constitué de deux tronçons distincts en fonction de la géologie et de la technique d'exécution. Le tronçon inférieur, objet de l'article, a été réalisé dans les schistes, sur une hauteur de 12 mètres, avec une paroi clouée. Les études d'exécution de cette paroi clouée ont été réalisées aux éléments finis en 2D et 3D. Un suivi géologique a permis d'ajuster le dimensionnement de la paroi clouée à l'avancement des travaux.

ABSTRACT – As part of the repair of the slab of an existing aqueduct, a shaft was built. This shaft is made up of two separate sections depending on the geology. The second part was carried out in the shales, to a height of 12 meters with a nailed wall. The execution studies for this nailed wall were carried out using 2D and 3D finite elements. Geological monitoring enabled the sizing of the nailed wall to be adjusted as work progresses.

1. Introduction

Le projet se situait au niveau de l'arsenal militaire de Brest. Les travaux de confortement d'un aqueduc existant (tunnel) nécessitaient la création d'un puits afin d'accéder par la voûte de l'aqueduc et permettre ainsi la reprise de son radier.

Ce puits d'accès a été par la suite conservé afin de permettre des visites ultérieures de l'aqueduc. Le tunnel est en effet en charge de façon quasi permanente et provisoirement vidangé afin de permettre des inspections périodiques.

Géologiquement, le puits était implanté dans la zone de métamorphisme de contact comportant des schistes Briovériens (670 à 540 Ma). Une couche de remblais et sables surmontait ce substratum rocheux.

FONDASOL est intervenu en sous-traitance de l'entreprise MARC SA afin de réaliser le dimensionnement puis le suivi d'exécution de la partie inférieure du puits, dans le cadre d'une mission G3 selon la norme française NF P 94-500.

INGEROP a réalisé la maîtrise d'œuvre de l'opération et, avec sa filiale GEOS, les missions de conception du puits et de supervision d'exécution (missions G2 et G4 selon la norme NF P 94-500).

Le Ministère de la Défense, Service d'Infrastructure de la Défense, ESID de Brest, a assuré la Maîtrise d'ouvrage.

1.1. Présentation des ouvrages

L'ensemble des ouvrages est décrit ci-après.

Le premier puits a été réalisé en paroi de pieux sécants en raison de la présence des remblais et des sables sous nappe. Le diamètre intérieur du puits était de 7.88 mètres.

Le deuxième puits a été construit avec une forme oblongue permettant de minimiser le ferraillage par effet voûte sur les parois courtes.

Des injections ont par ailleurs été réalisées sous le puits en pieux sécants afin de renforcer l'étanchéité des schistes.

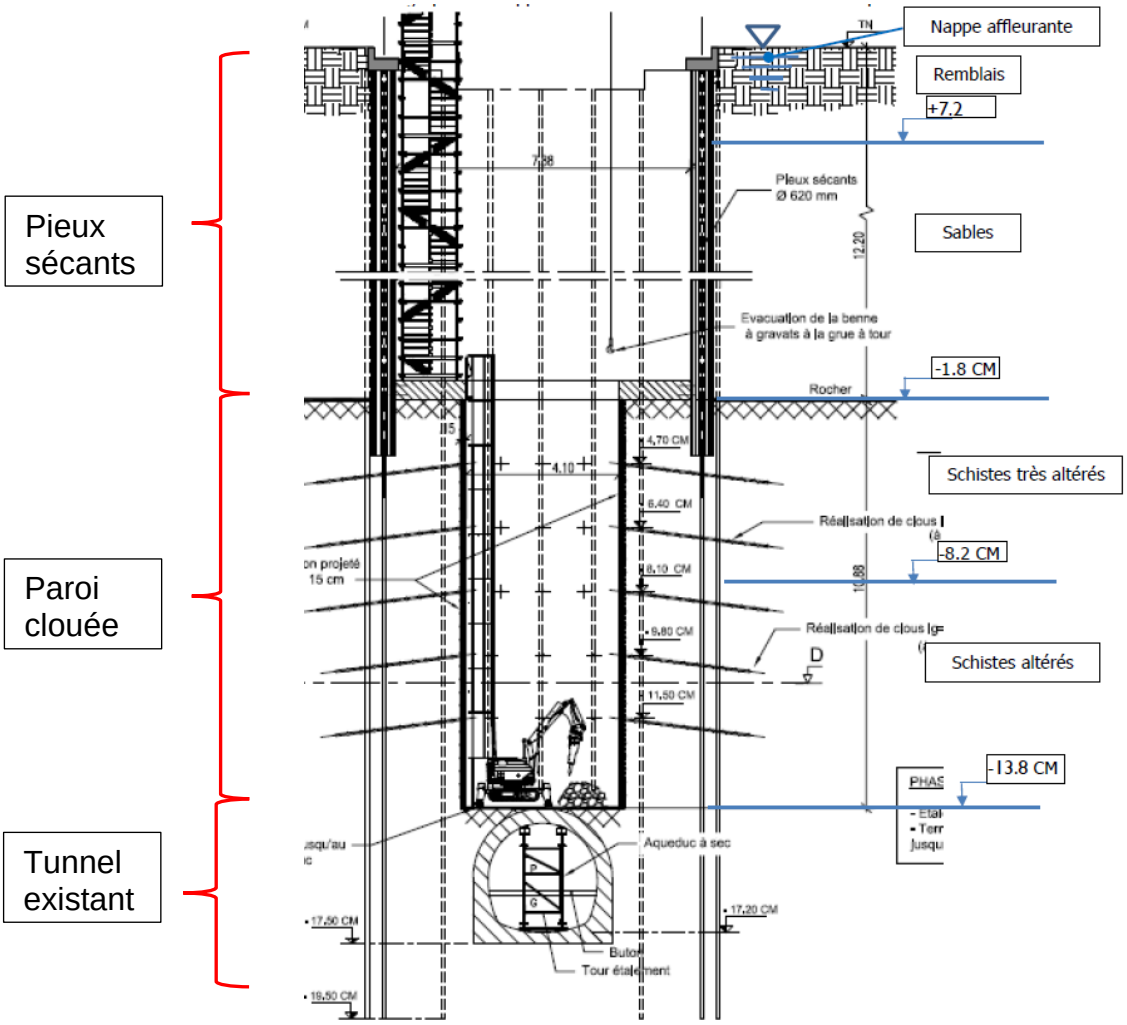


Figure 1. Elévation des deux puits et du tunnel existant (aqueduc) à conforter

L'aqueduc (tunnel) avait été initialement réalisé à l'explosif dans la roche lors de sa construction.

1.2. Puits dans le rocher (tronçon inférieur)

La longueur de ce puits était de 5.76 mètres et le bord court voûté était de 4 mètres de longueur d'arc environ.

A la base des pieux sécants, la mise en place d'une lierne bloquant le pied de la paroi a servi au démarrage du puits dans le rocher.

Le puits dans le rocher a été construit avec des levées de bétonnage d'une hauteur de 2.40 mètres. Cette hauteur de passe relativement importante a été possible au vu de la bonne tenue des terrains et de leur traitement préalable par injections.

2. Caractéristiques géotechniques

2.1. Caractéristiques générales

Les différentes campagnes de sondages intégraient :

- Des sondages carottés avec mesures de RQD, Rc, de l'imagerie de paroi (orientation de la fracturation), des essais de cisaillement sur discontinuités et des essais d'identification dans les terrains meubles,
- Des sondages destructifs, pressiométriques,
- Des essais d'eau : Lefranc dans les remblais et sables et Lugeon dans les schistes ;

Les essais d'eau ont montré des perméabilités de l'ordre de 10^{-5} à 10^{-6} m/s dans les remblais et sables. Par extrapolation à partir des essais Lugeon, les perméabilités dans les schistes ont été estimées dans un intervalle de 10^{-6} à 10^{-7} m/s.

Les calculs aux éléments finis 2D et 3D ont été réalisées avec le logiciel PLAXIS.

Tableau 1. Caractéristiques mécaniques générales retenues

N°	Description	γh (kN/m^3)	c' (kPa)	φ'(°)	E_M (MPa)	Pl* (MPa)	α
1	Remblais	18	0	31	20		1
2	Sables	18	2	32	15	0.85	1/2
3	Schistes très altérés	27	25	32	518	7	1/3
4	Schistes altérés	27	72	37	1 000	8	2/3

Pour les schistes fracturés à très fracturés, les valeurs de c' et φ' ont été estimées dans les études de projet selon l'approche de Hoek et Brown, en considérant des profondeurs de calculs de 15 et 24 m. Ces valeurs correspondent aux états de contrainte moyens du projet. Lors de vérifications spécifiques, ces profondeurs ont été toutefois ajustées.

Les paramètres sont présentés ci-dessous. Le RQD des schistes altérés était de l'ordre de 30 %, le Rc moyen retenu était de 20 à 39 MPa.

Tableau 2. Caractéristiques Hoek et Brown retenues

N°	Description	Erm (MPa)	σ_{ci} (MPa)	mi	GSI	D
3	Schistes très altérés	520	25	6	15	0.5
4	Schistes altérés	880	25	6	30	0.5

Des modèles avec plans de glissement ont également été employés. Dans ces cas, les caractéristiques des plans de glissement étaient c'= 0 et φ'= 25° (fourchette basse des essais de cisaillement sur joint).

2.2. Etude structurale des schistes

Le comportement des schistes a été modélisé en matériau discontinu en considérant des glissements plans à 2 dimensions.

Les diagraphies (relevés de fracturation) semblaient faire ressortir une direction principale (vecteur pendage) de N120 à 140 avec un pendage de 40 à 60 °.

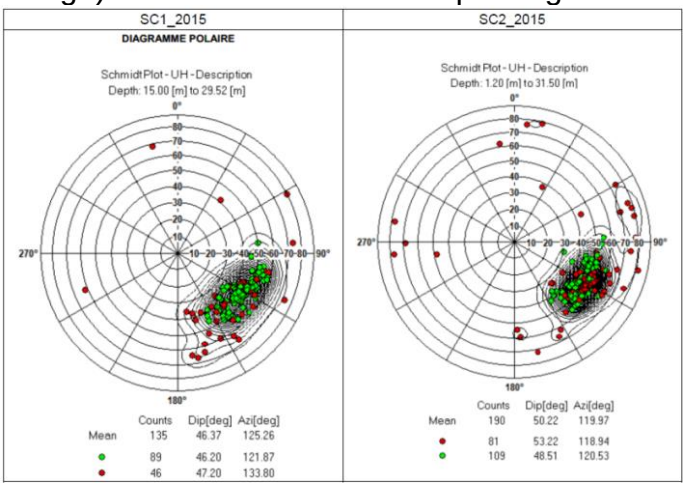


Figure 2. Représentation stéréographique de Schmidt des pôles des plans de fracturation

La trace du tunnel en plan suivait l'orientation N6°E. Une projection de l'ensemble des quatre principales hypothèses de fracturation et de la trace du tunnel a été réalisée. Le plan à 90 ° de la trace du tunnel permettait d'effectuer une projection pour l'étude de la stabilité plane sur cette coupe.

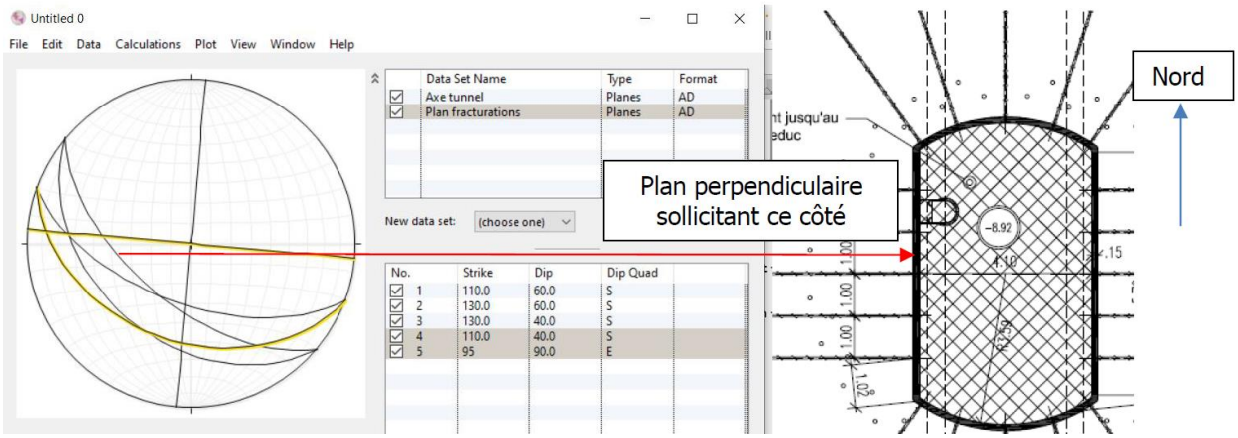


Figure 3. Représentation stéréographique de Schmidt des pôles des plans de fracturation

Les intersections des plans de fracturation et du plan perpendiculaire à la trace permettaient d'obtenir le pendage apparent suivant plusieurs configurations.

3. Méthodologie de calculs

Il a été réalisé plusieurs approches :

- Milieu continu équivalent : modèles 2D et 3D avec les lois de comportement de type Mohr Coulomb ou Hoek et Brown ;
- Une évaluation par plans de glissements banc sur banc en utilisant le modèle aux éléments finis : ce modèle a été employé en 2D ;

Les stabilités de fond de fouille ont été étudiées en considérant un milieu continu avec des méthodes analytiques et numériques (2D).

Les plans de glissement évalués ont été modélisés en éléments finis à l'aide d'interfaces mécaniques inclinées selon les pendages apparents obtenus à partir des projections stéréographiques. Les étapes de creusement du puits ont été ainsi modélisées et les efforts induits évalués. Les faibles déformations du puits en pieux sécants ont été directement modélisées par des déformations imposées. Cette modélisation a permis d'estimer, de façon sécuritaire, la stabilité des plans de glissements en fonction de l'état de contrainte et des pressions hydrauliques.

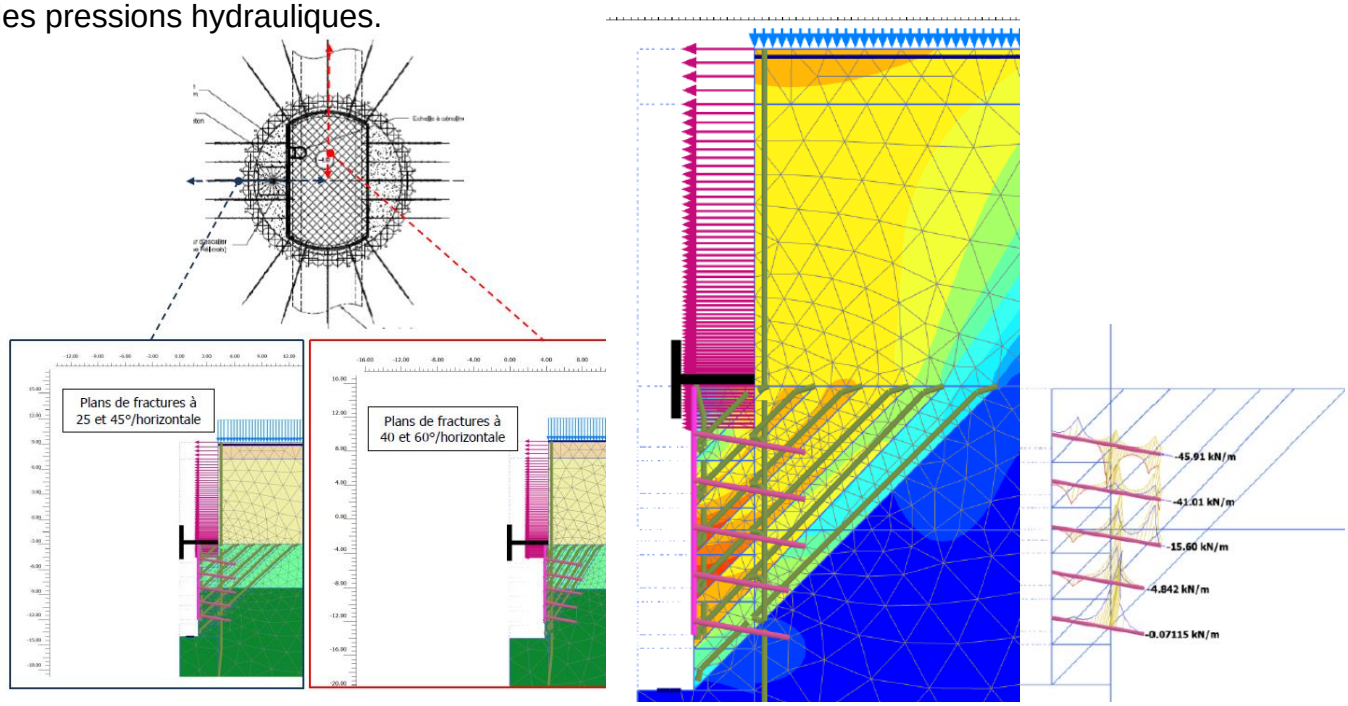


Figure 4. Modélisation des plans de glissements en 2D

Des modélisations 3D complètes ont ensuite permis d'optimiser le ferraillage du parement en béton en fonction des combinaisons de clouage. La poussée de l'eau derrière le parement conduit à des efforts importants dans les phases définitives de l'ouvrage.

Dans ce modèle, l'impact du tunnel sur la répartition des contraintes dans le sol a également pu être prise en compte.

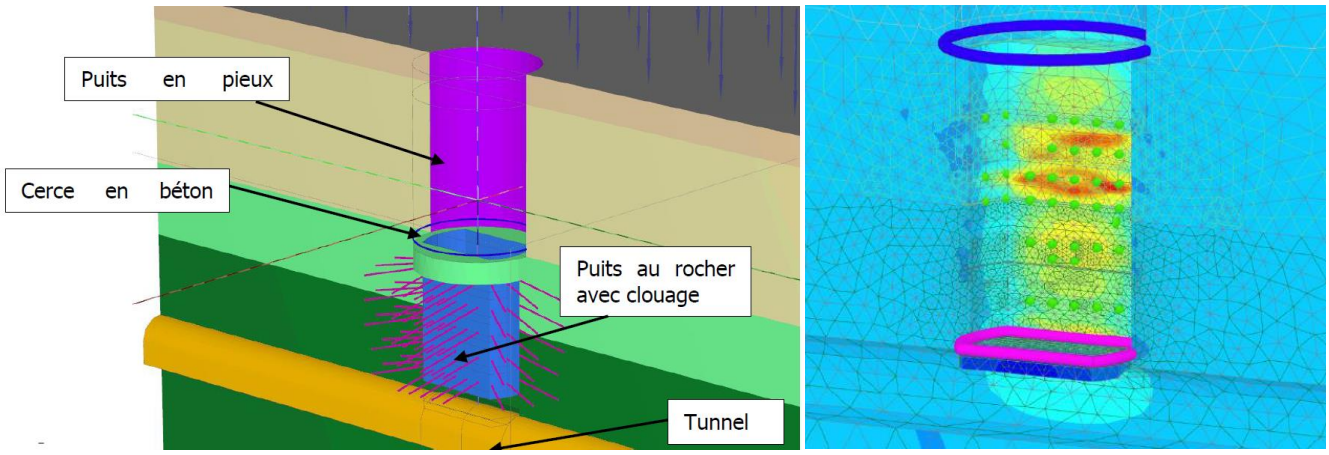


Figure 5. Modèle 3D et iso-valeurs de déformation obtenues

Les modèles 2D ou 3D ont été employés selon différentes combinaisons (ruptures planes, modèle continu axisymétrique). En fonction des hypothèses, il a été affecté un coefficient de sécurité spécifique sur la résistance des ancrages.

Le dimensionnement a conduit à retenir des clous de type barre GEWI 32 mm (limite élastique à 500 MPa) et de longueur 3.5 à 4 mètres. Le diamètre de forage était de 100 mm, l'espacement horizontal de 1,1 mètre en moyenne et l'espacement vertical de 1,5 à 2 mètres.

Il n'a pas été pas prévu de béton projeté, uniquement du béton coulé derrière le coffrage.

Les études ont mis en avant certains points particuliers devant faire l'objet d'une attention particulière lors de l'exécution :

- Démarrage des terrassements dans les schistes altérés : roches plus tendres, proximité du puits, risque fort de venues d'eau ;
- Fracturation : relevés à réaliser par un géologue/géotechnicien ;
- Venues d'eau/débits et stabilité du fond de fouille : déceler tout comportement anormal (venue d'eau voire de matériaux) ;
- Suivi topographique : sur les pieux sécants afin de contrôler la stabilité de ce premier puits.

Lors des études, des voies d'optimisation pendant les phases de travaux ont été envisagées sous réserve de conserver certaines lignes d'ancrage :

- Les ancrages sur les parties droites servant d' appuis pour les phases définitives ;
- Les ancrages sur les premières zones dans le schiste altéré, indispensables même dans les zones voûtées.

4. Suivi de chantier

Des visites ponctuelles assurées par un ingénieur géotechnicien étaient prévues pour conforter et compléter techniquement les différents retours du chantier :

- Aspects visuels des terrains : tenue, compacité, couleur, fracturation ;
- Relevé de l'orientation de la fracturation et nature de cette dernière (rugosité apparente, planéité, …) ;
- Ecoulements d'eau visibles : contrôler les faibles débits attendus et leurs localisations.

Les premières interventions, avant démarrage de la paroi au rocher proprement dite, ont consisté :

- En un constat de la nature des terrains en fond de terrassement, au niveau de la fiche de la paroi de pieux sécants, avant réalisation de la lierne en béton armé ;
- En une supervision d'essais de conformité sur des clous, visant à s'assurer de la pertinence de l'hypothèse de contrainte de frottement axial considérée au stade étude dans les schistes altérés.

Les clous d'essais sacrificiels réalisés pour les besoins de ces essais présentaient les caractéristiques ci-après.

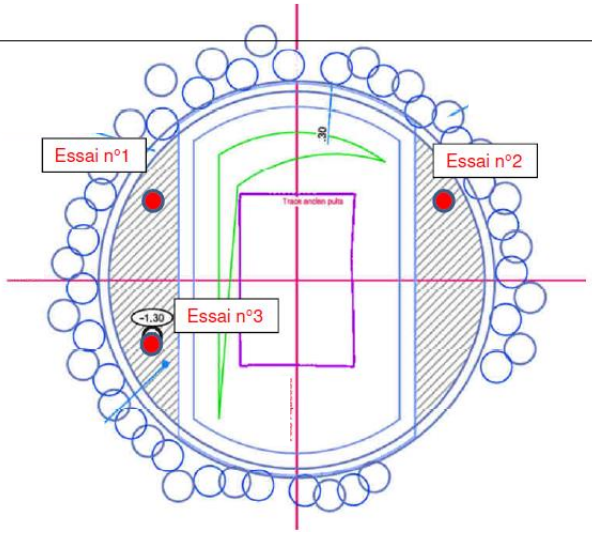


Figure 6. Vue en plan de l'implantation des essais de clous

Les valeurs obtenues à l'issue de ces 3 essais (980 kPa de q_s minimum et 950 kPa de qs moyen) ont permis de valider, après les abattements prévus dans la norme NF P94-270, l'hypothèse de 600 kPa considérée dans les calculs.

Tableau 3. Caractéristiques Hoek et Brown retenues

N° Essai	Tête d'ancrage	Longueur de scellement L_s	Longueur Libre L_l	Tranche testée	Diamètre de forage	Armature
1	-1.8 CM	1.5 m	1.7 m	-3.5 / -5.0 CM	100 mm	GewiØ40 mm
2			2.7 m	-4.5 / -6.0 CM		
3			3.7 m	-5.5 / -7.0 CM		

Les visites suivantes, effectuées au fur et à mesure de la descente dans le rocher, ont permis notamment des relevés de fracturation, qui ont montré certaines variations d'orientation des discontinuités.

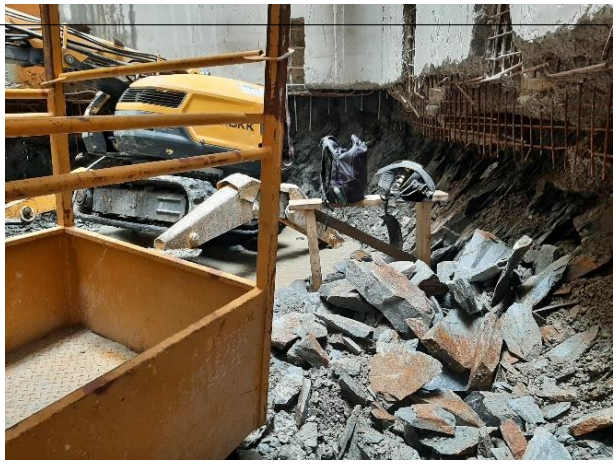
Des actualisations du dimensionnement sur des modèles simplifiés ont été proposées en conséquence, sans néanmoins que cela ne modifie significativement le clouage prévu. Le délai de réaction nécessaire en phase d'exécution ne permettait pas des reprises des calculs aux éléments finis.

On peut globalement retenir que les schistes, plus ou moins altérés et fragmentés, ont présenté une forte compacité, et que les arrivées d'eau dans la fouille présentaient des débits tout à fait gérables.

Les forages pour la mise en œuvre des ancrages de la paroi se sont révélés très majoritairement secs, les arrivées d'eau dans la fouille s'effectuant suivant quelques chenaux d'écoulement préférentiels, rapidement identifiés au démarrage du terrassement.

Les zones concernées ont localement fait l'objet de traitements complémentaires par injection de résine polyuréthane entre levées de bétonnage.

Clous en face Est – 2020-10-21



Face Ouest – 2020-10-21

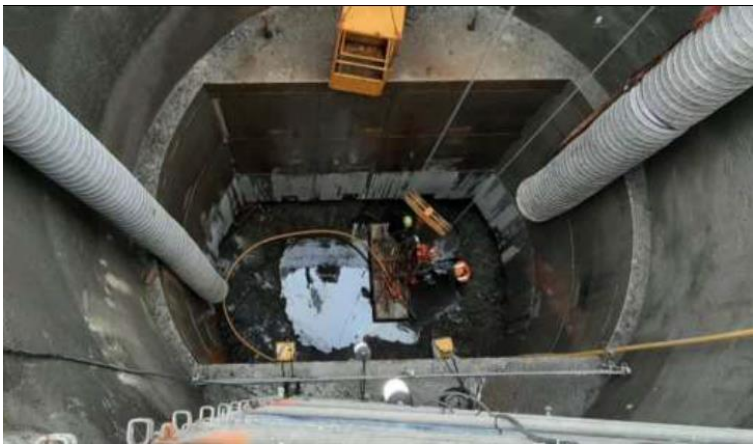


Figure 7. Photographies des terrassements en cours

5. Conclusions

Les parties étude et suivi de la mission G3 ont permis de s'assurer de la bonne cohérence des hypothèses retenues et de la réalité du terrain. Le pendage apparent des schistes a bien été identifié et dans l'ensemble conforme aux hypothèses. Les débits d'eau calculés ont également été proches de ceux effectivement observés, notamment en bénéficiant de l'apport des injections.

Des optimisations sur la quantité d'ancrages ont pu être envisagées. Cette possibilité d'optimisation avait été anticipée pendant les études d'exécution, de façon à être mise en œuvre rapidement sans perturbation du planning du chantier.

Les modèles de calculs complexes en études permettent d'identifier des mécanismes de rupture et de confirmer les risques principaux. Ils doivent être convertis en modèles simples permettant une adaptation réactive des travaux. Il convient de ne pas minimiser les temps d'échanges entre les différents intervenants afin de s'adapter aux conditions de chantier tout en maîtrisant le niveau de risque.

6. Références bibliographiques

E. Hoek, C. Carranza-Torres and B. Corkum, (2002), Hoek-Brown failure criterion – 2002 Edition, Proc. NARMS-TAC Conference, Toronto, 1, 267-273.

Plaxis, Bentley, (2020), Connect Edition V21.00, Material Models Manual,

CARACTERISATION DE ROCHES GYPSEUSES : MICROSTRUCTURE ET PROPRIETES MECANIQUES

GYPSUM ROCKS CHARACTERIZATION: MICROSTRUCTURAL AND MECHANICAL PROPERTIES

Thibault COPPEE[1], Myriam DUC[1], Jeanne-Sylvine GUEDON[1], Amade POUYA[2,] Béatrice BECHET[2]
[1] *GERS-SRO, Univ. Gustave Eiffel, IFSTTAR, F-77447 Marne-la-Vallée, France*
[2] *Lab Navier, Univ. Gustave Eiffel, ENPC, CNRS, F-77447, Marne-la-Vallée, France*
[3] *GERS-EE, Univ. Gustave Eiffel, IFSTTAR, F- 44344, Bouguenais, France*

RÉSUMÉ- Le gypse est une roche évaporitique avec une dissolution à l'origine de désordres géotechniques dont les propriétés hydromécaniques via la percolation sont peu étudiées malgré la présence d'une porosité intrinsèque au matériau. Cet article présente les caractéristiques microstructurales de 3 gypses aux textures et géologies différentes afin de mieux comprendre les écoulements en leur sein.

ABSTRACT - Gypsum is an evaporitic rock with dissolution causing geothechnices disorder whose hydromechanical properties via percolation are less studied despite the presence of a intrinsic porosity. This paper presents the microstructural characteristics of 3 gypsum rocks with different textures and geological origin in order to better understand the effect of water flows within them.

1 Introduction

Le développement des activités anthropiques conduit à l'aménagement de zones sur substratum gypseux (ancienne carrière, zone avec des poches de gypse non identifiées...). Les travaux d'excavation et de constructions peuvent conduire à une modification des écoulements dans le sous-sol (infiltration forcée, rabattement de nappe…) ou à la mise en relation d'une couche gypseuse jusque-là étanche avec une arrivée d'eau via le percement de canalisation ou la modification de couvertures argileuses. Or les roches évaporitiques telles que le gypse possèdent des propriétés de dissolution chimique extrêmement active, conduisant à une saturation rapide en calcium et en sulfates de la solution au contact du matériau. La cinétique de dissolution rapide, conduit généralement à considérer le phénomène comme un processus de surface (entrainant la disparition de la dite surface) et non pas comme un processus de dégradation de la structure poreuse de la roche. L'évolution interne de la masse gypseuse via l'écoulement dans la porosité est souvent jugée comme un processus permettant l'initiation d'une fissuration débouchant sur la formation de vastes cavités.

Les masses de gypse les plus exploitées sont le plus souvent de morphologies granulaires (saccharoïdes ou matricielles) contrairement aux gypses cristallisés en « fer de lance » ou « pied d'alouette » qui possèdent une structure monoclinique à plan de clivage. Au sein de ces formations, les volumes de vide structurel présentent une variabilité selon les morphologies et le contexte géologique allant de quelques pourcents à près de 20% (Tableau 1). Ces vides structurels ou liés à des fissures permettent la circulation de fluide et une dissolution interne du matériau. La connaissance de ces structures poreuses apparait importante pour mieux évaluer les vitesses d'écoulement au sein des massifs rocheux et la mise en place de gradient de dissolution au sein du matériau pouvant conduire à la formation de chemin préférentiel voire de karst (Klimchouk

et al., 1996). La présente étude se propose de décrire les caractéristiques microstructurales de 3 gypses au niveau porale et mécanique via des essais non destructifs.

Tableau 1. Propriétés microstructurales et mécaniques de gypses issues de la littérature.
* études tirées de Auvray (2003). BP : bassin parisien, ESP : Espagne, GB : Grande-Bretagne

	Source	Lieu	Age	Porosité totale (%)	R_C (MPa)	Masse volumique ($g.cm^{-3}$)	Vitesse du son V_P ($m.s^{-1}$)
Contextede bassin sédimentaire	*Asanza (1985)	BP	Eocène	11,5	21,5	2,24	4000
	*Durville (1993)	BP	Eocène	16,6	--	2,31 - 2,45	2000-4500
	*Gumusoglu (1982)	Turquie	Quaternaire	17,4	20,4	2,28	--
	*Massieu (1996)	BP	Eocène	16	12,5	--	4000
	*Massieu (1997)	BP	Eocène	10	17,7	2,1	--
	*Papadopoulos (1994)	Grèce	Néogène	12	8,3	2,05 - 2,67	
	(Moiriat, 2001)	BP	Eocène	4 – 12,1	7,6 – 25,6	2,1 – 2,2	2433-4431
	Auvray (2003)	BP	Eocène	5	17.3	2,33	2960
	(Moiriat et al., 2006)	BP	Eocène	3,5 - 15,5	13,7 - 23,5	--	--
	(Bustamante et al., 2020)	ESP	Oligocène	0,7 –13,8	26,6	2,2	3128
Contexte orogénique	*Bell (1981)	GB	Permien	3,4	30,5	--	--
	*El Ghorfi (1991)	Alpes	Trias	4,6	27,5	--	--
	*Fabre (1982)	Italie	Trias	1,3 - 6	34,5	--	--
	*Piguet (1986)	Jura	Trias	0,5	28,5	--	--
	*Olgaard (1995)	Jura	Trias	0,5	--	--	4000
	Fabre et Dayre, (1982)	Alpes	Trias	1,3 - 6	20 - 49	2,23 - 2,32	--
	*Auvray (2003)	Jura	Trias	<1	34.5	2,34	2230
	Arnaud et al. (2017)	Provence	Trias	--	3,3 - 29,6	2,2 - 2,3	1550 - 3700

2 Matériaux et méthodes

2.1 Matériaux étudiés

Deux gypses étudiés sont extraits dans l'Est de l'Ile de France. Ils proviennent de la base de la première masse du gypse priabonien. Le premier gypse est un gypse de type matriciel noté G1. Le second est de type saccharoïde et noté G2. Les 2 sites de prélèvement sont distants de 4 km environ. Le troisième gypse étudié, soit un gypse saccharoïde triasique noté G3, provient d'une carrière des Hautes-Alpes.

Une analyse par diffractométrie des rayons X montre que les deux gypses issus du bassin de Paris présentent des compositions similaires avec un taux de gypse supérieur à 90% auquel s'ajoutent du quartz et de la calcite. Le gypse saccharroïde parisien se caractérise par la présence en faible quantité de zircon ($ZrSiO_4$) et de sidérite ($FeCO_3$) conférant à la roche une couleur jaunâtre. Le gypse triasique est également composé majoritairement de gypse mais il comporte une diversité de minéraux plus importante comme de la phlogopite ($KMg_3AlSi_3O_{10}$ $(OH,F,Cl)_2$), des oxydes, des argiles, du quartz et du zircon.

2.2 Caractérisation des propriétés microstructurales, hydrauliques et mécaniques

Les capacités d'écoulement d'un fluide dans un massif rocheux ne dépendent pas uniquement du volume de vide de la roche encaissante mais principalement de la

structure de la porosité et de son accessibilité. Le seul volume de vide ne suffit pas à décrire la porosité mais une analyse plus fine doit être menée. On doit distinguer la porosité totale à l'eau (Nt), la porosité libre (N48) et la porosité piégée (Np) telles que définie par Bousquie (1979). La porosité libre est le volume de pores librement accessibles à l'eau par imbibition capillaire. La porosité piégée est le volume de pores restant occupé par l'air lors d'un essai d'imbibition. Cette porosité piégée résulte des variations dimensionnelles et de la rugosité des capillaires des roches considérées.

La porosité totale a été quantifiée selon la méthode de la triple pesée en suivant la norme NF EN 1936 (2007). Elle permet d'obtenir la masse volumique de l'échantillon ainsi que la porosité à partir de la différence de la masse saturée et la masse obtenue par pesée hydrostatique d'un échantillon.

Les porosités ouvertes (N48) et piégées (Np) ont été obtenues via le protocole de la norme NF B.10-513 (1991). Les échantillons après avoir été séchés à l'étuve (50°C), ont été immergés pour déterminer selon le même principe de la triple pesée, la porosité naturellement accessible à l'eau. La porosité totale (Nt) est obtenue à partir d'une saturation sous vide, celle ouverte (N48) par une saturation à l'air libre. La différence entre ces deux porosités permet de déterminer la porosité piégée (Np). Précisons que les essais ont été réalisés dans de l'eau présaturée en gypse dissous afin de bloquer la dissolution pendant la mesure de porosité et de préserver les échantillons lors des pesées.

Le coefficient de capillarité C_1 a été déterminé selon la norme NF EN 1925 (1999). Cette dernière consiste à suivre la prise de masse d'eau par unité de surface et de temps d'un l'échantillon déposé dans un conteneur au fond duquel une fine lame d'eau (2 à 3 mm) est présente. La vitesse d'ascension capillaire permet de mesurer C_1.

Les courbes de distributions des diamètres de pores ont également été déterminées par des essais de porosimétrie par intrusion de mercure après lyophilisation précédée d'une trempe dans l'azote liquide. Le gypse étant un minéral dihydraté ($CaSO_4.2H_2O$), des analyses par diffraction de rayons X confirment que la lyophilisation n'affecte pas l'eau de constitution du minéral. Tous les pores sont explorés exception faite des pores < 6 nm non accessibles compte tenu des pressions d'injection du mercure appliquées.

Du point de vue microstructural, une analyse pétrographique sur des lames minces de roche incluse avec une résine colorée permet d'observer directement les porosités compatibles avec la microscopie optique. Compte tenu de la dureté de 2 de la roche selon l'échelle de dureté MOHS et sa sensibilité à l'eau, la réalisation des lames a nécessité la mise au point d'un protocole particulier (sciage à l'huile, utilisation de résines basse température avec intégration de silice et d'un colorant bleu pour mettre en évidence la porosité).

Enfin, une méthode non destructive soit la mesure de la vitesse du son Vp (onde P) a permis d'évaluer les propriétés mécaniques des 3 gypses étudiés. Cette méthode permet de déterminer un module de Young (E_{dyn}) via la formule de l'Eq(1) avec L la longueur de l'éprouvette (m).

$$E\ dyn = Vp^2 \times L \qquad \text{Eq(1)}$$

La vitesse du son (mesurée sur les éprouvettes séchées) est évolutive en fonction de la quantité de vide et d'anomalie au sein du matériau. Un minéral sans défaut a ainsi une vitesse du son optimale Vt, vitesse qui va diminuer avec l'altération et la modification de la minéralogie. A partir de la différence entre la vitesse théorique optimale et celle mesurée sur une éprouvette donnée, un indice de qualité (ou de continuité) peut être calculé selon Eq(2). Cet indice est en relation directe avec la porosité selon Tourenq et al. (1971) et il permet de distinguer de manière simple la proportion de vides dus à la fissuration et celle directement issue de la porosité de la roche.

$$Ic = (Vp/Vt) \times 100 \qquad Eq(2)$$

Cet indice de continuité permet en lien avec la porosité totale mesurée de distinguer la porosité fissurale et porale, via une lecture graphique de la Fig. 4. Nous prenons dans cette étude pour vitesse du son maximale du gypse sans défaut (Vt), une valeur de 5200 +/- 200 m/s (Auvray, 2003).

3 Résultats expérimentaux

3.1 Observation microscopique et étude pétrographique des gypses testés

Le gypse G1 à grains fins est de type matriciel avec une couleur grise compte tenu des grains gris foncés disséminés dans la matrice (Fig.1A). Il se compose majoritairement d'une matrice finement divisée enserrant des grains de 0,2 mm de diamètre (Fig. 2A) subautomorphes à xénomorphes présentant de nombreuses traces d'altération chimique sur leurs pourtours et au sein des clivages. Les surfaces sont également marquées par la présence de microcristaux dans des teintes de polarisation du 3ème ordre en lumière polarisée analysée (LPA), identifiés comme de la calcite. La porosité observée au microscope optique à l'aide de résine colorée en bleu est principalement micrométrique et répartie de manière homogène au sein de la matrice. Quelques pores de 40 µm sont localement visibles mais peu présents à l'échelle des lames pétrographiques réalisées (lames de 6x4,5 cm). Des variations de granulométrie sont observées sur l'ensemble des éprouvettes avec des zones plus finement divisées.

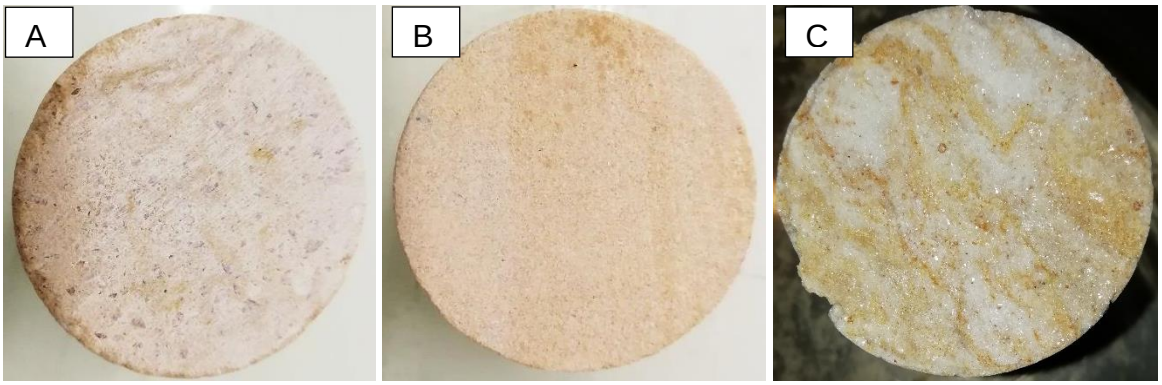


Figure 1. Visualisation des gypses étudiés (diamètre des éprouvettes = 5 cm). A) gypse matriciel parisien G1, B) gypse saccharoïde parisien G2, C) gypse saccharoïde triasique G3.

Le gypse G2 est un gypse saccharoïde de couleur ocre et d'aspect homogène (Fig. 1B). Il est constitué de grains sphériques d'un diamètre de 0.2 à 0.4 mm dans une matrice cimentée (Fig. 2B). Quelques grains plus grossiers sont disséminés. La phase de liaison (matrice) est de nature gypseuse et elle est peu présente. Ce gypse présente un aspect homogène malgré la présence locale d'un réseau de fissures et de poches de dissolution (de plusieurs cm d'extension) observés lors du carottage des éprouvettes. Une partie de ces vides est remplie partiellement par des cristallisations centimétriques sous forme de feuillets translucides de gypse pur (selon la DRX). La porosité de type inter-granulaire apparait bien développée et connectée. Des capillaires sont observés avec des dimensions supérieures à 10 µm. Des traces d'altérations et de précipitations de calcite similaires à celles observées pour le gypse matriciel sont observées.

Le gypse G3 étudié est un gypse de type saccharoïde avec de nombreux interlits d'argiles avec présence d'oxydes. Le contexte orogénique de formation de ce gypse lui a

donné un aspect légèrement plissé (Fig. 1C). Les éléments sont de formes sub-automorphes, allongés de 0.5 mm de long par 0.2 mm de large. De la phlogopite fortement altérées est présente en faible quantité mais avec une répartition homogène sur la lame pétrographique observée (Fig. 2C). Des traces d'altérations sous la forme de « bords rongés » et progressant suivant les plans de clivage sont également présentes ainsi que des microcristaux de calcite. La porosité est de type inter-granulaire avec 2 types de structure (Fig. 2C). Des réseaux fins de porosité (autour de 10 µm) se développent entre les faces longitudinales des minéraux et des pores plus importants (40 µm environ) sont observés au niveau des points de rencontre de ces fins capillaires. Ce type de structure à une répartition non homogène à l'échelle de la lame pétrographique observée.

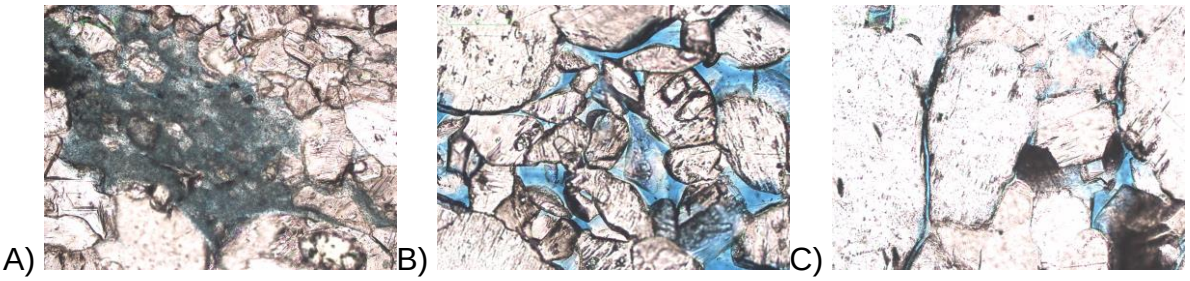


Figure 2. Observation de la porosité au microscope optique en lumière polarisée non analysé (LPNA). A) gypse matriciel G1 (x200), B) gypse saccharoïde G2 (x200), C) gypse saccharoïde G3 du Trias (x200). En bleu : résine colorée.

3.2 Quantification de la porosité des gypses testés

Les 3 roches étudiées présentent des volumes de vide assez similaires (Tableau 2). Les gypses parisiens G1 et G2 présentent des volumes de vides en moyenne de 9-10% contre 8% pour le gypse du Trias G3. Ces valeurs sont en accord avec la littérature (Tableau 1), avec environ 10% de porosité mesurée pour les gypses parisiens. La porosité du gypse G3 apparaît quant à elle légèrement supérieure avec 8% de porosité contre 6% au maximum selon la littérature (Fabre and Dayre, 1982). En comparaison, la porosimétrie par intrusion de mercure (porosité Hg dans le Tableau 2) révèle des porosités totales supérieures à celles obtenues par la méthode des triples pesées (Nt) pour les gypses saccharoïdes G2 et G3. Généralement c'est plutôt l'inverse qui est observé étant donné que la mesure à l'aide de mercure ne permet pas de sonder les pores les plus petits. Le procédé de lyophilisation qui nécessite une phase de refroidissement par trempe dans l'azote liquide pouvant entraîner une microfissuration via le choc thermique pourrait expliquer ces différences d'environ 2 à 4% respectivement.

Tableau 2. Caractérisation de la porosité des gypses étudiés.
Les mesures sont réalisées sur 12 éprouvettes pour établir les moyennes et écart type.

	Porosité totale Nt (porosité à l'eau)		Porosité ouverte N48		Porosité piégée Np		Capillarité C_1 ($g.m^2.s^{-1}$)		Porosité totale (Hg)
	Moy (%)	Ecart type	Moy (%)	Ecart type	Moy (%)	Ecart type	Moy (%)	Ecart type	(%)
Gypse G1	9,7	2,4	9,3	3,2	0,4	0,9	21.1	6.1	9.1
Gypse G2	10,5	2,8	7,0	2,6	3,5	0,5	13,3	11.9	15.4
Gypse G3	8,0	2,0	5,7	1,3	2,3	0,8	49.9	9.2	11.0

Concernant la porosité accessible à l'eau, la porosité du gypse matriciel G1 apparaît presque entièrement accessible avec seulement 0.4% de porosité piégée alors que les

gypses de type saccharoïde G2 et G3 possèdent une porosité piégée de 3,5% et de 2,3% respectivement (soit 33% et 28% de la porosité totale mesurée).

Les phénomènes de remontées capillaires permettent de mesurer sur les 3 gypses un coefficient de capillarité avec des valeurs inférieures à 50 g.m².s^{-1}. Le gypse saccharoïde G3 présente la valeur la plus élevée avec une capillarité atteignant 50 g.m².s^{-1} (contre 21.1 et 13.3 g.m².s^{-1} pour G1 et G2). Ces variations malgré des volumes de vide total et accessible (porosité ouverte) à l'eau assez similaires démontrent que d'autres paramètres du réseau poral doivent être pris en compte pour expliquer les écoulements. La capillarité du gypse saccharoïde parisien G2 a été obtenue en mettant de côté un certain nombre d'éprouvettes qui présentaient des fissures, ce qui entraîne des valeurs de capillarité supérieures à 100 g.m².s^{-1}. Ces valeurs sont exclues du calcul des moyennes. Il en a été de même pour les mesures de vitesse du son

La porosimétrie par intrusion de mercure (Fig. 3) met en évidence des distributions de taille de pores différentes entre le gypse matriciel G1 et les gypses saccharoïdes G2 et G3. Le gypse G1 possède deux familles de pores avec un diamètre moyen autour de 0,1 µm et 0.8 µm respectivement (mais avec une large distribution couvrant globalement toute la gamme de mesure entre 0.01 et 100 µm). Les gypses saccharoïdes G2 et G3 ont quant à eux des distributions de taille de pore assez similaires avec une majorité de pore de diamètre moyen égal à 15 µm pour G2 et à 9 µm pour G3. Ce dernier présente une largeur de pic plus importante montrant la présence de pores allant de 2 à 20-30 µm. Ces résultats montrent que les échantillons de gypse testés dans cette étude possèdent des diamètres de pore inférieurs à ceux obtenus par Bustamante et al. (2020) dont la porosité était majoritairement > 100 µm. Les gypses saccharoïdes G2 et G3 sont en revanche similaires aux gypses décrits par Ramon et al. (2021) et dont les pores avaient une dimension autour de 10 µm. Cette famille après observation en microscopie électronique à balayage serait à associer à un mélange entre porosité inter-granulaire (des grains faiblement liés) et microfissures alors que la porosité inférieure observée autour de 1 µm serait la porosité matricielle du gypse.

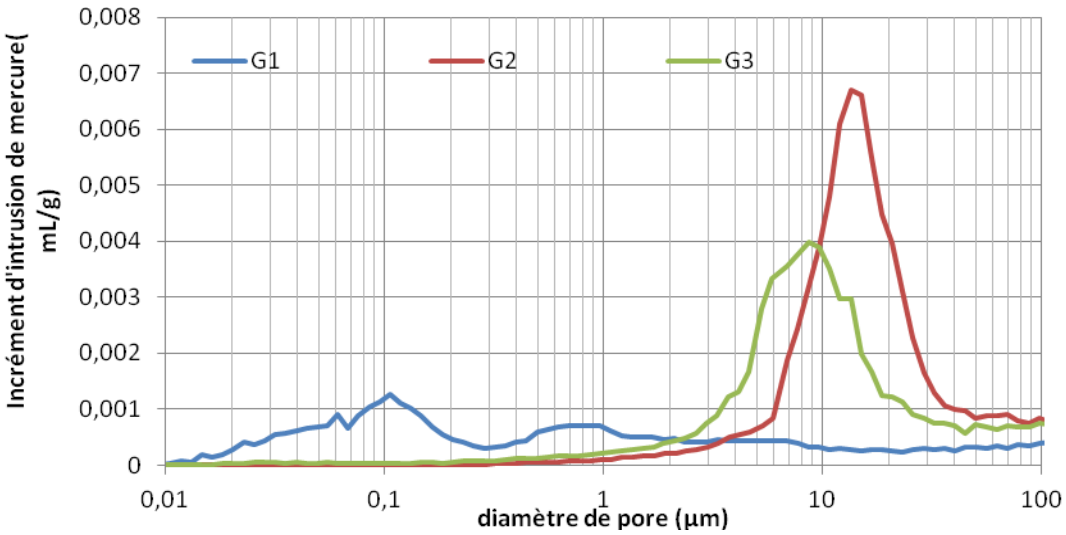


Figure 3. Distribution de taille de pores dans les gypses étudiés.

3.3 Propriétés mécaniques des gypses testés

Les vitesses du son mesurées sur les échantillons de gypse testés (Tableau 4) montrent des valeurs en accord avec la littérature (Tableau 1). Les vitesses du son mesurées autour de 3700 m et 3400 m/s pour G1 et G2 sont relativement proches de celles mesurées sur les gypses parisiens. Le gypse G3 une vitesse de propagation plus faible

d'environ 1000 m/sec. Cette variation peut être attribuée à la variabilité minéralogique qui caractérise ce gypse (la présence des interlits d'argiles/oxydes) ralentissant la propagation des ondes). Cette valeur approche celle obtenue par Auvray (2003) dans le Tableau 1. Dans le Tableau 4, les écarts types sur les mesures de Vp des gypses parisiens G1 et G2 sont variables. Dans le cas du gypse saccharoïde G2, la présence d'une fissuration doit expliquer en partie cette variabilité alors que dans le cas du gypse matriciel (G1), cette variabilité est causée par la variation de texture précédemment montrée par les observations pétrographiques et microscopiques. Les éprouvettes les plus homogènes présentent des vitesses du son avoisinant les 4000 m/s, tandis que celles alternant couche à grains fins et couches à grains plus « grossiers » ont des vitesses du son plus proches des 3000 m/s.

Enfin, l'indice de continuité (Ic) des échantillons testés apparaît comme modéré pour les gypses parisiens G1 et G2 et faible pour le gypse du Trias G3. Pour ce dernier, le rôle des stratifications et des variations minéralogiques sont là encore à l'origine de la différence observée. D'après la Figure 4, un pourcentage de 1 à 2% de leur porosité est attribuable à la fissuration.

Tableau 3. Mesure de la vitesse du son et calcul du module de Young dynamique.

	Gypse G1		Gypse G2		Gypse G3	
	moyenne	écart type	moyenne	écart type	moyenne	écart type
Vitesse du son Vp (m/s)	3706	562	3399	378	2590	7.66
E dyn	22,7	8,0	20,5	5,53	12,3	4,00
Ic (%)	0,7	--	0,65	--	0,5	--

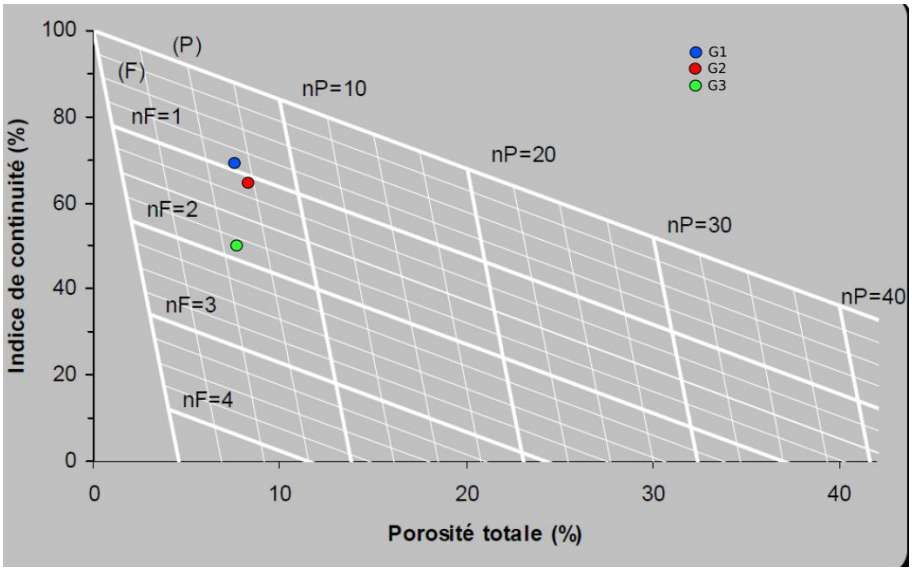


Figure 4. Evaluation par lecture du graphique de la porosité liée aux pores (nP en %) et de la porosité liée aux fissures (nF en %) à partir de l'indice de continuité qui est calculé par Eq(2) et de la porosité totale à l'eau (Nt) – Tourenq (1971) modifié par Saad (2011).

4 Conclusions

Le gypse est une roche évaporitique susceptible de se dissoudre au contact d'écoulement d'eau à sa surface mais également via sa porosité. La littérature montre une variabilité de la porosité des gypses en fonction de leur contexte de formation. La texture de la roche, notamment les familles de pores apparait comme déterminantes sur ses propriétés

hydrauliques voire mécaniques. Le gypse matriciel G1 et les gypses saccharoïdes (G2 et G3) présentent des volumes de vides similaires mais une structuration des pores différente avec une répartition plus hétérogène pour le gypse matriciel (avec des quantités de pores capillaires plus fins), tandis que les gypses saccharoïdes présentent une structure avec des pores de plus grande taille (> 10 µm). Cette différence génère des conditions d'écoulement qui diffèrent en fonction des gypses testés. Ces écoulements sont en partie conditionnés et favorisés par la fissuration qui est plus ou moins développée dans la masse du matériau gypseux. Ces écoulements, compte tenu de la cinétique rapide de dissolution du gypse, peuvent générer des gradients de porosité via l'élargissement des pores existants et l'apparition de chemins préférentiels. Mieux comprendre l'évolution des cavités gypseuses passe alors par une meilleure compréhension de l'évolution de ces gradients de porosité et de leurs impacts sur les propriétés hydromécaniques du massif rocheux.

5 Références bibliographiques

NF EN 1936 , 2007. Méthodes d'essai des pierres naturelles - Détermination des masses volumiques réelle et apprente et des porosités ouverte et totale. Norme AFNOR

NF EN 1925, 1999. Méthodes d'essai pour pierres naturelles, Détermination du coefficient d'absorption 'eau par capillarité. Norme AFNOR

NF B10-513, 1991. Produits de carrières - Pierres naturelles-Essai de gel. Norme AFNOR

Arnaud, S., Batilliot, L., Batista, D., Batteux, R., Séjourné, D., Valette, L., Serratrice, J.-F., 2017. Opération de recherche PRECAS (RPR2S12004) Sujet n°5 – Analyse de la stabilité des cavités – comportement, mécanismes de vieillissement dissolution. (No. PR2S12004). CEREMA, Aix en Provence.

Auvray, C., 2003. Vieillissement et comportement rhéologique du gypse (mémoire de thèse). Institut national Polytechnique de Lorraine, Nancy.

Bousquie, P., 1979. Texture et porosité de roches calcaires: Université Pierre et Marie Curie, Paris.

Bustamante, R., Vázquez, P., Cantarell, M., Monjo, J., 2020. Adapted ageing tests for the evaluation of alabaster used in the restoration of Bishop's Palace of Tarazona. Materiales de Construcción 70, 219–231. https://doi.org/10.3989/mc.2020.08619

Fabre, D., Dayre, M., 1982. Propriétés géotechniques de gypses et anhydrites du Trias des alpes de savoie (France). Bulletin de l'association internationale de géologie de l'ingénieur 91–98.

Klimchouk, A., Lowe, D., Cooper, A., Sauro, U., 1996. Gypsum karst of the world. international journal of speleology 25, 307.

Moiriat, D., 2001. Evolution des désordres dans les carrières souterraines abandonnées (sciences). Paris Xi Orsay, Paris.

Moiriat, D., Pothérat, P., Massieu, E., Durville, J.L., 2006. Données expérimentales sur le fluage du gypse saccharoïde en condition saturée.

Ramon, A., Caselle, C., Bonetto, S.M.R., Costanzo, D., Alonso, E.E., 2021. Effect of Microstructure and Relative Humidity on Strength and Creep of Gypsum. Rock Mechanics and Rock Engineering 54, 4121–4145. https://doi.org/10.1007/s00603-021-02510-2

Saad, A., 2011. Influence du changement climatique et des conditions extrêmes sur les massifs fracturés : rôle des fluides (H_2O, CO_2) dans leurs processus d'altération (géotechnique). Université de Paris Est, paris.

Tourenq, C., Fourmaintraux, D., Denis, A., 1971. Propagation des ondes et discontinuités des roches. Presented at the Proceedings Symposium, IRSM, nancy.

Gestion des risques : aléas naturels, prévention et dispositif

GLISSEMENT D'UN TALUS FERROVIAIRE A SEVRES – GESTION D'INCIDENT ET CONFORTEMENT

LANDSLIDE ON A RAILWAY TRACK IN SEVRES – MANAGEMENT AND REINFORCEMENT

Florence BELUT[1], Julien GABRIELLI[1], Maxime SOUDE[2], Dominique BATTISTA[3]
[1] SNCF Réseau, Paris, France
[2] NGE Fondation, Saint-Priest, France
[3] CEREMA, Aix-en-Provence, France

RÉSUMÉ – La réparation du glissement du talus ferroviaire de Sèvres en février 2020 a dû relever de nombreux défis, en lien avec le contexte climatique et géotechnique mais aussi avec les contraintes ferroviaires, urbaines et sanitaires. La paroi clouée réalisée sur trois niveaux a permis de rouvrir la ligne en trois mois, avec des adaptations en temps réel et la mise en place du premier protocole de travail sous covid 19.

ABSTRACT – Reinforcement of the landslide on the national french railway, in Sèvres, faced many challenges as bad weather, poor geotechnical soils, but also restraints in access and sanitary issues. A three levels nailed wall was built, allowing to reopen the track in three months, through many adjustments and with the first sanitary protocol of the French Public Works under covid 19.

1. Introduction

Le réseau ferré national français comporte un linéaire d'ouvrage en terre conséquent (29000 km) dont une bonne part sont des ouvrages meubles (80%) parfois affectés de désordres (mouvements gravitaires, fontis, inondations…) dont certains peuvent impacter le trafic. La gestion de l'incident nécessite alors la mise en place rapide de compétences et de moyens parfois importants afin de rétablir les circulations dans un délai court. Les contraintes peuvent être géotechniques ou climatiques, ferroviaires mais aussi environnemental au sens large (accès, environnement, milieu urbain) voire sanitaires.

Le présent article est un exemple d'un glissement dont la réparation a cumulé toutes ces contraintes et montre les moyens mis en œuvre pour réussir à rétablir les circulations.

2. Le glissement

2.1. Les faits

Le 4 février 2020 au soir, suite à un automne et à un début d'hiver très pluvieux, un glissement de plusieurs milliers de mètres cube s'est produit dans un talus d'une vingtaine de mètres de hauteur (fig. 1a), au niveau d'un ancien perré (fig. 1b, photo avant incident), en sortie de tunnel (au nord) et à l'entrée de la gare de Sèvres-Ville d'Avray (au sud). Un train heurte le pied du bourrelet à 22h48 en partant de la gare en direction du nord, heureusement sans faire de victimes ni de dégâts significatifs. Le trafic est interrompu sur deux axes transiliens importants.

Le décrochement, d'une trentaine de mètres de long et d'une hauteur d'environ 5 m, est situé à 1 m de la rue en crête de talus.

Le train est dégagé le lendemain et, après une tentative de léger déblaiement de la voie par train de travaux, le glissement descend de 2 m et avance d'environ 1m sur la voie en contrebas.

Figure 1. a) Glissement de talus du 4 février 2020 - b) photo avant glissement

2.2. Historique et contexte géotechnique

Le déblai, long d'environ 150 m, après la tête de tunnel, a connu de nombreux glissements par le passé (fig. 2a), sans doute depuis la construction, dont un avant 1910 au droit de la zone glissée en 2020 (zone 4). Le talus avait été conforté par trois éperons drainants (visibles sur la figure 1) et un perré maçonné à mi-talus. Le profil conforté n'a pas été retrouvé dans les archives mais il est probable qu'il soit similaire dans son principe au profil conforté en 1913 dans la zone 6, de l'autre côté de la passerelle (fig. 2b).

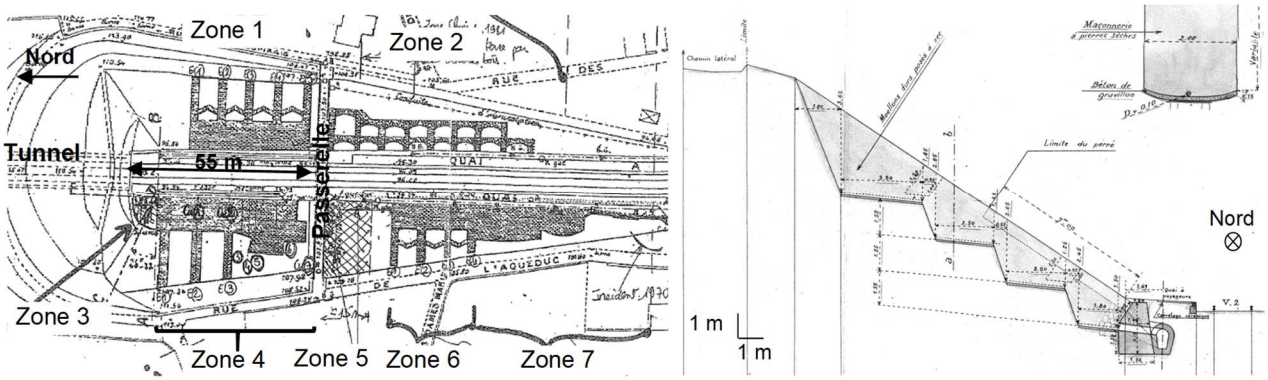


Figure 2 a) Vue en plan d'archives (1916) et b) profil conforté zone 6 (1913) – Archives SNCF

Plus récemment, la zone 4 a été l'objet de fontis au niveau du fossé de pied (1969, 1998, 2004 et 2014). Début 2001, des indices d'une réactivation du glissement ancien sont observés, sans doute suite aux intempéries successives de fin 1999 et des printemps 2000 et 2001 (fissures au niveau de la rue, déformation de l'éperon côté tunnel, légère déformation du pied du perré). Plusieurs campagnes d'investigations ont été réalisées entre 1999 et 2018 et le site a été instrumenté par inclinométrie et piézométrie en 2005 et 2018.

L'ensemble des reconnaissances indique la coupe type suivante, depuis la rue en crête située entre 112 et 110 NGF (voir coupe simplifiée figure 4 au § 4.1) : des formations de versant sur 1 à 2 m (mélange de Sables de Fontainebleau et de Marnes à huîtres) puis une fine couche d'argiles vertes, les Marnes de Pantin de 109 à 105 NGF environ puis les Marnes d'Argenteuil jusqu'à 94-94,5 NGF, tendres jusqu'à 98-98,5 NGF. En pied de talus, on retrouve les Masses et Marnes du Gypse et Infragypseuses, jusqu'à environ 4 m sous la plateforme ferroviaire puis les Calcaires de Saint-Ouen. Les couches sont légèrement pentées vers le sud d'après la coupe géologique du tunnel retrouvée dans les archives SNCF.

Du point de vue hydrogéologique, une source captée un peu à gauche de l'éperon drainant côté passerelle (visible sur la figure 1b) témoigne de l'existence d'une nappe perchée au niveau des formations superficielles, des argiles vertes et du toit des Marnes de Pantin, plus perméables que les marnes supragypseuses sous-jacentes, tandis que les

piézomètres posés en crête et à mi talus n'ont détecté qu'une nappe à 1-2 m sous le niveau de la plateforme dans les masses et marnes du gypse.

Le suivi inclinométrique a montré la présence d'une surface de rupture à 2-3 m de profondeur et une seconde surface plus profonde peu marquée. L'activité de la surface principale, faible au départ, a atteint progressivement des vitesses de l'ordre du millimètre par mois en 2018 et 2019. Des travaux de confortement étaient d'ailleurs prévus pour l'été 2020.

3. Gestion de l'urgence et organisation des travaux

Rapidement, une cellule de crise s'organise. Après expertise du site les 5 et 6 février et au vu des risques de régression, les canalisations en crête (gaz, eau potable et électricité) sont coupées et les circulations ferroviaires sont interrompues sur les deux voies car le bourrelet avance petit à petit. Un suivi topographique en continu du talus est mis en place depuis la passerelle.

L'organisation du chantier se met en place avec une équipe travaux dédiée à SNCF Réseau et la désignation de NGE Fondation pour les travaux en urgence. Des premières solutions de confortement sont imaginées : une solution par terrassement avec reconstitution par masque drainant (BE SNCF Réseau) ou une paroi clouée à plusieurs niveaux vu la hauteur du talus (BE NGE). Du fait de l'exiguïté des rues, la commune de Sèvres interdit les nombreuses rotations des camions qui auraient été nécessaires à un terrassement rapide et la paroi clouée est retenue.

A ce stade, la stratégie est de stabiliser le décrochement en partie supérieure puis de construire la paroi par clouage de haut en bas pour empêcher les régressions (enjeux des voiries et riverains en amont). Un premier planning indique déjà qu'il faudra plusieurs semaines avant de rouvrir la ligne.

Les accès se feront essentiellement par les voies, de nuit, malgré les difficultés (il faut engager les trains travaux à plusieurs kilomètres ce qui ralentit les rendements). Une partie du matériel peut néanmoins accéder par la route depuis la gare de Sèvres mais les quais gênent la descente des machines. Enfin, lors des phases travaux, le recours à la grue Kirov en pied pour gruter les engins sur le bourrelet de pied puis dans le talus est heureusement possible. Ensuite les travaux se font au moyen de pelles araignées vu la hauteur et la pente du talus. A noter par ailleurs, l'accès du personnel sur ce talus assez raide et glissant nécessite l'aménagement de pistes, escaliers et cheminement sécurisé.

4. Déroulement des travaux

4.1. Premières tentatives et adaptations suite aux évolutions de février-mars 2020

Une première phase de clouage incliné de la partie haute du décrochement est entamée le 12 février, dans l'espoir de conserver la rue et la maison (travaux d'urgence non dimensionnés). Mais le temps d'installation et les rendements ne suffisent pas à contrer les évolutions entretenues par les intempéries qui se poursuivent sans répit. Les matériaux glissés (essentiellement des marnes de Pantin) sont saturés et les sources supérieures, piégées à l'arrière du bourrelet, empêchent sa stabilisation et provoquent des régressions successives.

Le 13 février, la voie en contrebas est recouverte par le bourrelet, le 21 février, le glissement régresse en crête jusqu'à la rue (fig. 3a) et le 3 mars, celle-ci s'effondre jusqu'à la maison riveraine tandis que le glissement avance de plusieurs mètres (fig. 3b), recouvrant les deux voies. Les habitations riveraines sont évacuées.

En parallèle des travaux d'urgence, une mission G3 (conformément à la NF P 94-500) est confiée au bureau d'étude de NGE qui réfléchit aux solutions définitives envisageables en s'adaptant aux variations de géométrie de la zone glissée.

Figure 3. a) régression du 21 février b) 3 mars effondrement de la route

Dès le 24 février, une expertise conjointe par le CEREMA et SNCF Réseau conclut que le modèle géotechnique et hydrogéologique doit être modifié et que la solution de paroi clouée amont n'est pas suffisante seule pour stabiliser l'ensemble du phénomène (nécessité que la base de la paroi soit fichée dans un niveau sain) compte tenu d'un contexte de déconfinement/dissolution de gypse en pied de versant. Il faut donc en priorité bloquer le bourrelet. La solution clouage vertical par micropieux forés est retenue. L'idée est ensuite de dégager progressivement les voies en transformant ce clouage en premier niveau de paroi clouée et de rendre les circulations avant la fin des travaux.

Un pré dimensionnement est fourni le 3 mars par le CEREMA (pieux diamètre 300 mm de longueur 8 m tous les mètres) selon la méthode des modules de réactions (Baguelin et al., 1977 et Bourges et Frank, 1989) avec un objectif d'amélioration du coefficient de sécurité de 10 % par rapport à l'état endommagé, en se basant sur le guide technique de stabilisation des glissements de terrain (Sève et Pouget, 1998, Durville et al, 2010). Des reconnaissances complémentaires sont lancées pour vérifier l'état du sol support en pied.

Sans attendre le dimensionnement définitif, le clouage vertical débute le 11 mars (prétubes battus en 355 mm dans le bourrelet puis micropieux forés à l'intérieur) pendant que la partie amont du décrochement est renforcée par des clous inclinés provisoires (3 files de clous & 110 mm de 9 m, tous les 4 m^2). Mais le chantier s'interrompt brutalement le 16 mars avec le premier confinement lié au covid 19. Un peu plus de 50 % des pieux sont alors réalisés. Ce temps d'interruption est mis à profit par le bureau d'étude de NGE pour réaliser le dimensionnement de l'ouvrage définitif, avec l'appui des services géotechniques de SNCF Réseau et du CEREMA pour aboutir à un consensus sur le modèle géotechnique et la géométrie de la surface de rupture dont la partie inférieure est masquée par le bourrelet. L'hypothèse la plus défavorable d'un glissement profond jusqu'en pied de talus est retenue (fig. 4).

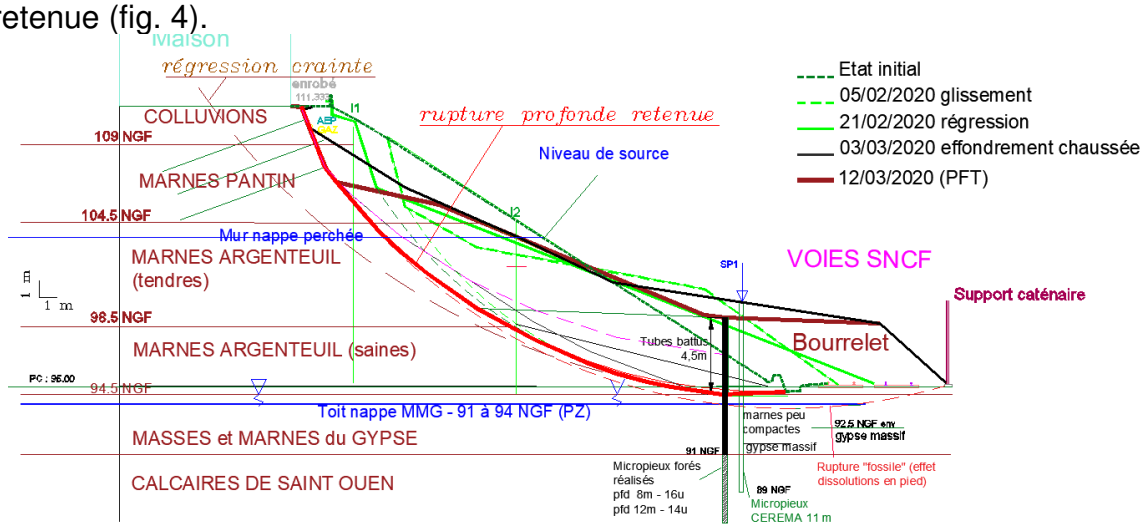


Figure 4. profil géotechnique de synthèse avec évolutions successives du glissement

Une première version de l'étude (fig. 5) propose un ouvrage définitif avec 3 niveaux de parois clouées dont deux niveaux amont et aval en écailles préfabriquées. En effet, ce dispositif permet de gagner du temps sur le dégagement des deux voies, en s'affranchissant des phases de béton projeté et des temps de séchage. Des drains subhorizontaux sont associés à ce confortement, en partie inférieure pour drainer les eaux du bourrelet de pied (pas complètement purgé), et en partie intermédiaire pour capter les eaux de la nappe perchée, la paroi amont étant drainante.

Le dimensionnement, réalisé aux Eurocodes 7 et conformément à la NF P 94-270, montre que le phasage est particulièrement délicat, avec la nécessité d'avancer en parallèle les niveaux amont et aval de paroi clouée et une attention particulière au moment de démarrer le niveau intermédiaire (coefficient de sécurité minimum dans cette zone lors des différentes phases de travaux : d'après l'indice A de la G3, selon l'approche 3, F = 0,85 à court terme une fois le clouage vertical achevé en partie inférieure puis F = 0.9 à court terme une fois les deux niveaux de parois amont et aval achevés et enfin F>1 à court terme à partir de la finalisation du premier lit d'ancrage de la paroi intermédiaire).

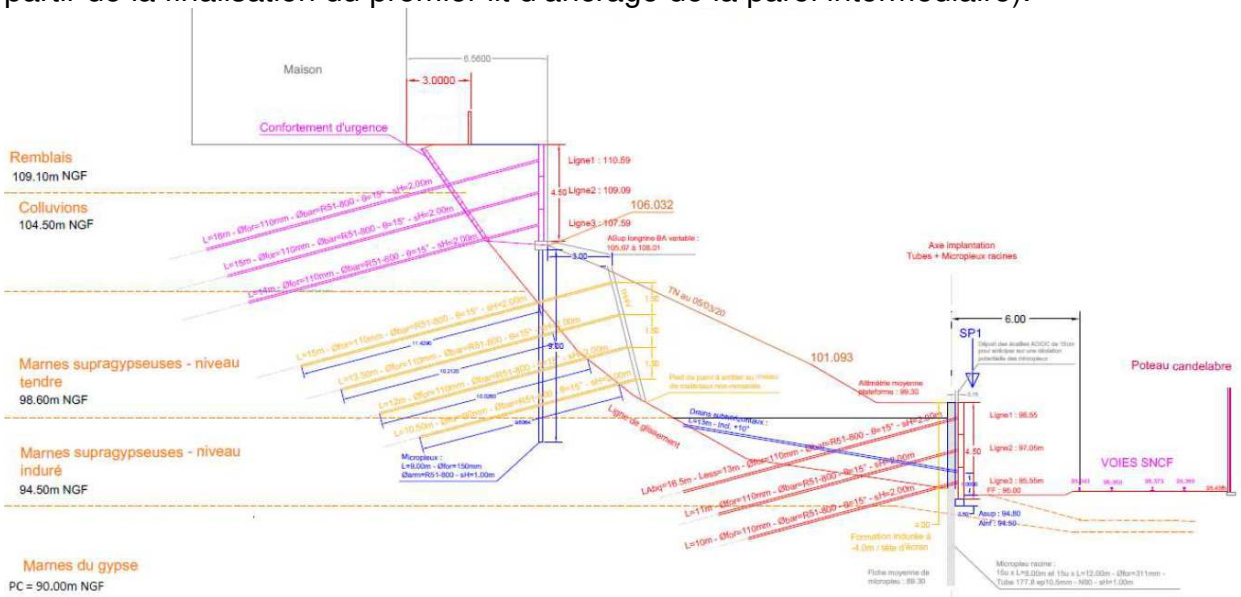


Figure 5. Profil de principe de la solution (indice A de l'étude G3 du 30 mars)

4.2 Impact du covid 19

Malgré le covid, le chantier, désigné comme prioritaire par l'Etat car impactant un axe de transport, est le premier de France à reprendre, et ce dès le 24 mars.

Un protocole sanitaire est expérimenté sur ce site, pilote en la matière. Un équilibre a dû être trouvé entre les moyens disponibles, les mesures de protection covid théoriques et leurs impacts sur les autres risques inhérents à ce type de chantier. Il a fallu gérer également le confinement sur place pendant plusieurs semaines. Aucun cas n'a finalement été répertorié pendant la durée du chantier.

La conséquence principale du protocole covid aura été essentiellement des rendements moindres et des difficultés accrues pour échanger sur les points techniques entre MOE études, travaux et entreprise, avec des réunions surtout à distance.

4.3 Poursuite des travaux et reprise des circulations

Le clouage vertical du bourrelet (fig.6) se poursuit du 24 au 28 mars 2020, sur la base cette fois de la note définitive du 18 mars transmise par le CEREMA qui préconise des pieux verticaux de 11m en diamètre 250 mm armés de tubes 177,8 mm espacés de 75 cm ou des pieux tubés de diamètre 355 mm espacés de 1 m. Les pieux restants seront finalement exécutés à 12 m de profondeur pour contrebalancer les premiers pieux un peu courts.

Figure 6. Poursuite du clouage vertical

Le 30 mars, les travaux de fondation de la paroi amont démarrent et le 1er avril, le dégagement du premier niveau de matériaux à l'aval du clouage vertical débute (évacuation par trains travaux de nuit), associé à la réalisation d'un premier lit de tirants (de jour). Les travaux se poursuivent en parallèle en amont et en aval avec réalisation des clous définitifs en partie amont (fig. 7a) et des clous en partie aval, au fur et à mesure de l'avancée des terrassements. Le 21 avril, les 3 lits de clous de la paroi aval sont achevés et les voies dégagées (fig. 7b).

Figure 7. Photos du 9 avril (début des clous amont) et du 22 avril (voies dégagées)

Les pieux verticaux sont liaisonnés par lierne le temps de finir la paroi clouée aval et de solidariser l'ensemble des éléments. Le phasage est schématisé sur la figure 8.

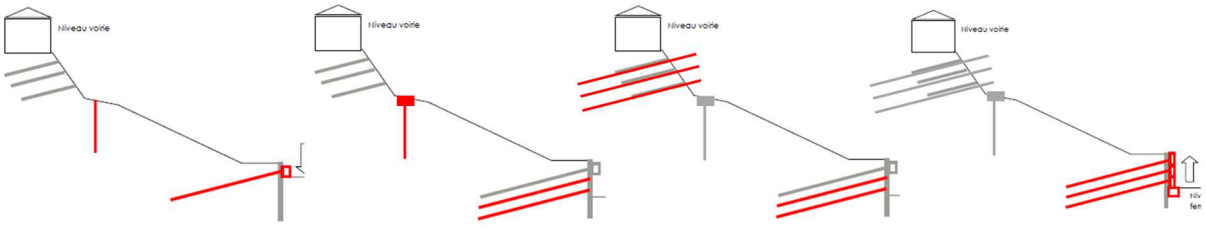


Figure 8. Phasage des travaux – parois aval et amont

Une fois les clous amont et aval réalisés, les écailles sont ensuite montées, d'abord en partie aval puis en partie amont, tandis que les nuits sont dédiées aux travaux d'épuration de la plateforme et de repose des voies et des caténaires provisoires.

Le 4 mai, les circulations ferroviaires reprennent (fig. 9), une semaine avant le déconfinement.

Figure 9. Restitution des circulations le 4 mai 2020

A noter que si durant cette phrase, le glissement se stabilise avec l'arrêt de la pluie pendant tout le confinement, on constate néanmoins quelques évolutions sur la joue droite de la cicatrice le 25 mars puis le 21 avril. Ces évolutions vont conduire à adapter la conception de l'ouvrage définitif (3 indices successifs à la première note de calcul) au niveau de la paroi intermédiaire et des parois latérales : adaptation de la géométrie, ajout d'une file supplémentaire, modification des drains subhorizontaux (fig. 10) au fur et à mesure du dégagement des matériaux glissés en partie intermédiaire, qui permet d'observer l'interface marnes de Pantin/ marnes d'Argenteuil et le niveau de source.

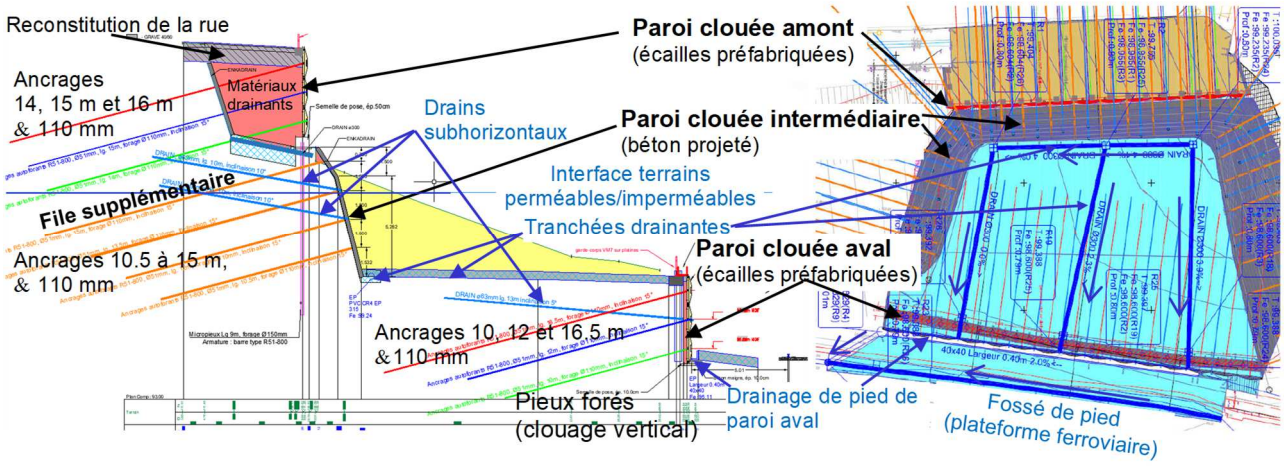


Figure 10. Profil de principe définitif de confortement (G3 ind. D)

La conception du drainage est affinée avec un système de tranchées drainantes à la base du niveau intermédiaire qui permet de collecter les eaux issues des niveaux supérieurs et de les renvoyer vers le drainage recréé en pied de paroi aval.

5. Finalisation des travaux sous circulations ferroviaire

Début mai, il reste encore à achever le niveau intermédiaire de la paroi clouée, les massifs drainants des parois amont et aval et des tranchées drainantes intermédiaires. Ces travaux nécessitent le terrassement à l'avancement des matériaux glissés en partie intermédiaire, avec un stockage provisoire mais limité en pied de talus et une évacuation de nuit par train de travaux. La paroi intermédiaire et les parois latérales se poursuivent jusqu'à début juillet puis les tranchées drainantes en pied de paroi intermédiaire sont réalisées pendant l'été, en même temps que les travaux préventifs déjà prévus et maintenus dans le reste du déblai.

Les raccordement du drainage de la paroi amont et des drains subhorizontaux aux tranchées drainantes intermédiaires, puis de ces tranchées drainantes au fossé de pied sont également réalisés. Les travaux se terminent dans cette zone début septembre 2020 (fig. 11).

Figure 11. Ouvrage achevé

6. Conclusion et perspectives

Les travaux ont été réalisés avec succès et dans un temps réduit au vu de la complexité des phénomènes géotechniques rencontrés sur le site. Ils montrent l'intérêt d'une collaboration étroite entre les géotechniciens des différentes entités (maitrise d'œuvre, bureau d'étude associé, entreprise et son bureau interne) pour aboutir à une solution satisfaisante. La mise en place d'une organisation spécifique dédiée dès les premiers instants de l'incident a grandement contribué à la réussite de l'opération. Le covid a été l'un des défis particuliers sur ce chantier.

L'ouvrage réalisé a rejoint à présent le patrimoine Ouvrage d'Art de SNCF Réseau en termes de surveillance et d'entretien, en particulier des dispositifs de drainage dont le bon fonctionnement conditionne la pérennité de l'ouvrage.

Par ailleurs, cet incident a été une des occasions pour SNCF Réseau d'approfondir ses réflexions sur la gestion de son patrimoine géotechnique. Il illustre l'importance de la connaissance de l'historique et la part d'incertitudes inhérente à l'évaluation des risques naturels. Afin de réduire ces incertitudes, SNCF Réseau explore et met en place de nouveaux modes de détection des mouvements sur son réseau, à différentes échelles (INSAR, capteurs automatiques télégérés…), selon les enjeux et la criticité des sites, compte tenu de la taille du réseau.

7. Références bibliographiques

Baguelin F., Frank R., Saïd Y.-H. : Etude théorique du mécanisme de réaction latérale des pieux, Bull. liaison Labo. P. et Ch. 92, nov.-déc. 1977, p. 35-58.

Bourges F., Frank R. (1989). Fondations Profondes Techniques de l'Ingénieur, C248-249.

Durville J.L., Magnan J.P., Blivet J.C., Pouget P., Chapeau C., Sève G., Reiffsteck P (2010). Prévention et stabilisation des glissements de terrain : conception, mise en œuvre et maintenance des dispositifs : Guide technique. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC), 161p.

Norme nationale NF P 94-500 (2013)- Missions d'ingénierie géotechnique – Classification et spécifications.

Norme nationale NF P 94-270 (2009) - Calcul géotechnique - Ouvrages de soutènement - Remblais renforcés et massifs en sol cloué.

Sève G., Pouget P., (1998). Guide technique Stabilisation des glissements de terrain, LCPC.

VERS UNE GESTION PATRIMONIALE DES FORAGES UTILISES DANS LE CONTEXTE DE L'APRES-MINE EN FRANCE

TOWARDS A PATRIMONIAL MANAGEMENT OF BOREHOLES USED IN THE CONTEXT OF THE POST-MINING ERA IN FRANCE

Frédérik BUGAREL, *BRGM/DPSM*, Orléans, France

RESUME –

Dans le cadre opérationnel de l'après mine en France, le Département Prévention et Sécurité Minière (DPSM) du BRGM gère près de 1000 forages. Le développement des opérations de diagnostic, pour connaitre leur état actuel et anticiper les coûts des travaux à venir, représente un enjeu économique très important. Une logique de gestion patrimoniale est progressivement mise en place et intègre la réalisation de nouveaux forages.

ABSTRACT –

Within the operational framework of the post-mining era in France, BRGM's Department of Mining Prevention and Safety (DPSM) manages nearly 1,000 boreholes. The development of diagnostic operations, to identify their current state and anticipate the costs of future works, represents a very important economic challenge. An asset management approach is gradually being implemented and includes the construction of new boreholes.

1. Introduction

Dans le cadre opérationnel de l'après mine en France métropolitaine, le Département Prévention et Sécurité Minière (DPSM) du BRGM assure, depuis sa création en 2006 et pour le compte de l'Etat, la surveillance des risques associés aux anciens sites miniers et leur mise en sécurité. Cette mission comprend notamment la gestion et la réalisation de forages de natures diverses dans des contextes variés, souvent complexes.
Au sein du DPSM, les Unités Territoriales Après-Mine (UTAM) mènent localement, en étroite relation avec les DREAL (donneurs d'ordres), des activités de surveillance et de mise en sécurité des sites et/ou ouvrages miniers selon une répartition géographique correspondant à la localisation des anciennes exploitations minières, par exemple l'UTAM Nord basée à Billy-Montigny (62) gère les équipements liés à la surveillance du bassin houiller des départements du Nord et du Pas-de-Calais.

2. Le patrimoine géré par le DPSM et l'ingénierie des projets de forage

2.1. Etat de connaissance du patrimoine forages et ses enjeux

Le DPSM gère près de 1000 forages sur l'ensemble du territoire national au titre de l'après-mine. La moitié de ces ouvrages est localisée dans l'Est de la France où se trouvent notamment d'anciennes exploitations minières de houille, de fer, de sel et de pétrole, un quart se trouve dans le Nord, le reste se trouvant réparti dans le Sud et le Centre-Ouest qui comptent une centaine de forages pour chacune de ces deux zones géographiques (cf. Figure 1). Ces forages sont utilisés comme des équipements de surveillance et sont intégrés selon différentes typologies d'ouvrages (ouvrage de contrôle profond, ouvrage de pompage d'eau souterraine, sondage de décompression de gaz…) dans les bases de données qui ont été créées pour répondre aux besoins des activités de surveillance. Une base de données spécifiques aux forages est en cours de réalisation.

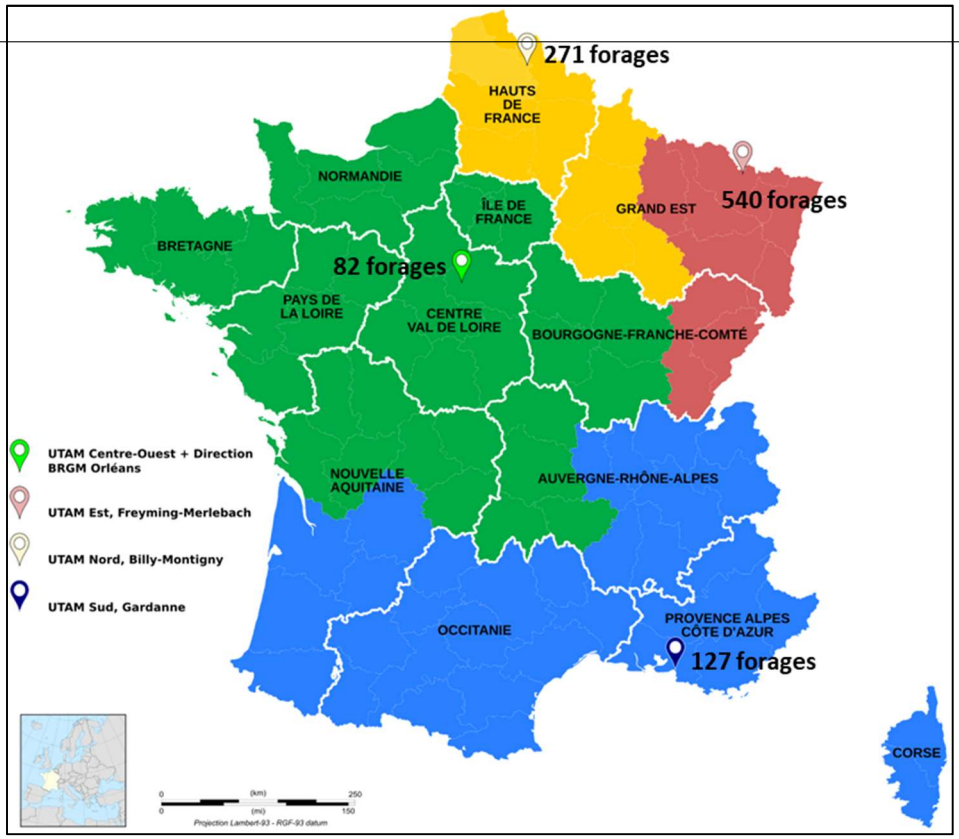


Figure 1. Répartition géographique des 1020 forages gérés par le DPSM

Leurs architectures ont été conçues afin d'assurer des fonctions différentes (forages de rabattement de nappe ou de décharge hydraulique de réservoirs miniers, piézomètres, sondages de décompression de gaz de mine, de contrôle de cavités souterraines ou de suivis microsismiques, …) et d'atteindre les formations géologiques cibles à des profondeurs de quelques dizaines de mètres à plusieurs centaines de mètres selon les sites miniers considérés. Le forage le plus profond atteint près de 800 mètres dans le bassin houiller du Nord et du Pas-de-Calais.

La grande majorité de ces forages a été réalisée par les anciens exploitants miniers, et pour la plus grande partie par Charbonnages de France. Les données techniques disponibles étant souvent lacunaires, le diagnostic par diagraphie de ces ouvrages est indispensable pour d'une part vérifier la coupe technique des forages, et d'autre part connaitre leur état actuel afin de contrôler leur intégrité et évaluer leur vieillissement. Le coût de ces opérations de diagnostic varie entre 5 et 15 k€ HT par forage, ce qui multiplié par le nombre total de forages gérés par le DPSM, représente plusieurs millions d'euros à budgétiser dans les prochaines années, afin de qualifier l'état de ce patrimoine et de pouvoir anticiper financièrement le coût des travaux à venir.

Dans la démarche initiée depuis quelques années, les actions menées par le DPSM sont orientées en priorité vers les forages qui présentent des anomalies de fonctionnement révélées lors des activités de surveillance (e.g. pression anormale du réservoir cible, débit d'exhaure instable, blocage des sondes de mesure…). Le cas notamment d'un forage relativement récent (une vingtaine d'années) présentant un état extrêmement dégradé (forage ciblant une ancienne galerie minière à environ 80 mètres de profondeur, obstrué à 15 mètres et totalement déstructuré dans sa partie sommitale) démontre la nécessité d'un suivi régulier de l'état de ces ouvrages confrontés à des phénomènes de corrosion très importants liés à la nature des fluides circulant dans les réservoirs miniers. Cette logique d'intervention curative atteint rapidement ses limites, en particulier lors des interventions dans les forages rendues complexes par leur état dégradé, remettant en cause leur intégrité,

rendant aléatoire la réussite des opérations de fermeture définitive de ces ouvrages en fin de vie et augmentant très significativement le coût de ces travaux.
Ponctuellement, le DPSM est également amené à traiter des projets de fermeture définitive de forages profonds, tels que des forages anciens (de l'ordre de 100 ans) captant l'aquifère stratégique de l'Albien en région Ile-de-France (projets en cours), ou de forages pétroliers (cas de la mise en sécurité d'un forage situé à Cébazat (63) en 2012) ou géothermiques (cas du forage de la Castillonne situé à Montagnac (34), projet en cours). Bien que cette problématique, qui devrait se multiplier en France dans les prochaines années, soit bien connue depuis de nombreuses années (Galin, 2000) au plan national, les conditions garantissant la pérennité de ces opérations font toujours actuellement l'objet de projets de recherche à l'échelle internationale (Al Ramadan et al., 2019 ; Vralstad et al., 2019).

2.2. L'ingénierie des projets de forage : rôle et responsabilité des acteurs

Selon l'état actualisé des forages, des travaux de nettoyage, de réhabilitation ou de fermeture définitive (voire de reconversion) peuvent être envisagés. Une phase d'étude de faisabilité technico-économique peut alors permettre de comparer différents scénarios afin d'identifier la solution la plus adaptée et d'éventuelle(s) solution(s) de repli en cas d'échec. La phase de conception du projet doit être affinée en phase d'avant-projet afin de préciser le programme de travaux et les moyens à mettre en œuvre pour garantir l'atteinte des objectifs techniques en maitrisant les risques, les budgets et les délais.
En tant que Maître d'Ouvrage Délégué (MOD), le DPSM établit les cahiers des charges pour la phase de consultation du (ou des) marché(s) de travaux et peut associer la Maîtrise d'œuvre (MOE) dès les phases préliminaires de conception du projet selon les enjeux techniques, environnementaux et économiques du projet.
En fonction des risques opérationnels, les rôles et responsabilités de la Maitrise d'oeuvre et des entreprises de travaux sont engagés selon la nature contractuelle des marchés (forfait ou régie) établis dans le cadre de la commande publique, et dans le respect du cadre règlementaire (arrêté interministériel du 11 septembre 2003 et son guide d'application de septembre 2004) ainsi que des règles de l'art (norme forage NF X10-999 d'août 2014).
Si le projet présente des risques opérationnels faibles, un marché de travaux forfaitaire peut être privilégié afin notamment de maîtriser l'aspect budgétaire. L'entreprise de travaux mobilise les moyens adaptés aux travaux à réaliser et s'engage sur des coûts opérationnels fixés à la signature du contrat, la Maîtrise d'œuvre ayant alors la responsabilité du contrôle de la qualité des travaux. Dans ce cadre contractuel, l'entreprise de travaux a une obligation de résultat(s) qui correspond à l'atteinte des objectifs techniques définis dans le cahier des charges, limité aux caractéristiques fonctionnelles de l'ouvrage à réaliser et/ou aux travaux à effectuer dans l'ouvrage. Cette obligation de résultats ne peut être appliquée aux caractéristiques hydrogéologiques d'un aquifère ou d'un réservoir minier cible qui doivent être associées à l'aléa géologique. Par contre elle peut s'appliquer aux caractéristiques visées de l'ouvrage telles que la qualité de la cimentation des espaces annulaires des tubages garantissant l'intégrité de l'ouvrage vis-à-vis des aquifères traversés (protection de la qualité des ressources en eau), ou à la trajectoire du forage (avec une certaine tolérance) permettant d'accéder à un vide minier (ancienne galerie par exemple). Ceci s'oppose totalement au chapitre « 4.2 Contrat/Marché » de la norme forage (AFNOR, 2014) où la première phrase stipule que « L'entreprise de forage n'a que des obligations de moyens et de conseils. » ce qui, du point de vue d'un Maître d'ouvrage, devrait être rediscuté dans le cadre d'une actualisation de cette norme.
Dans le cas où le projet présente des risques opérationnels (et donc financiers) importants, un marché de travaux en régie devra être privilégié par le MOD afin de tenir compte de l'impossibilité des entreprises de travaux de s'engager sur des coûts forfaitaires acceptables. Dans ce cadre contractuel, l'entreprise est effectivement limitée à une obligation de conseils et de moyens qu'elle aura définie dans son offre en réponse à un

cahier des charges plus détaillé, spécifiant l'ensemble des équipements requis pour la réalisation des travaux qui seront ensuite dirigés par la MOE.
Dans chacune des Unités Territoriales Après-Mine (UTAM), les retours d'expériences en matière d'opérations de forages, internes et externes au DPSM, alimentent les bonnes pratiques relatives à l'ingénierie des projets de forage (analyse des risques, conception, consultation, contractualisation, réalisation) et constituent une donnée d'entrée pour la réalisation de futurs travaux. Cette capitalisation vise à optimiser les moyens de surveillance des anciens sites miniers sur le long terme, dans une logique de gestion patrimoniale des forages.

3. Exemples de problématiques rencontrées dans le cadre des activités de surveillance et de travaux de forage menées par le DPSM

3.1 Diagnostics de sondages de décompression de gaz dans le bassin houiller du Nord (59) et du Pas-de-Calais (62)

En termes de gestion de forages, l'UTAM Nord du DPSM a lancé en 2021 une opération pilote de diagnostic de cinq sondages de décompression de gaz dans le cadre de la surveillance du bassin houiller du Nord (59) et du Pas-de-Calais (62). Cette opération vise à contrôler l'état de ces ouvrages méconnus en testant différents types d'instrumentations tout en maîtrisant les risques majeurs liés à la présence de gaz (méthane). La coupe technique ci-dessous (cf. Figure 2) présente l'architecture d'un forage (nommé PP2) utilisé dans le cadre de cette surveillance.
Ce forage de 470 mètres de profondeur est utilisé comme piézomètre pour le suivi de l'ennoyage du réservoir minier (houiller) dont le toit a été atteint à 150 mètres de profondeur. Trois tubages (diamètres 18''$^{5/8}$, 13''$^{3/8}$ et 9''$^{5/8}$, respectivement 473, 339 et 244 mm) ont permis de couvrir et d'isoler par cimentation (sections hachurées) les formations géologiques superficielles (comprenant l'aquifère de la Craie notamment). Un tubage de diamètre 7''$^{5/8}$ (193 mm), dont l'espace annulaire ne parait pas cimenté, couvre les schistes du Houiller jusqu'à un vide minier (probablement une ancienne galerie) repéré vers 347 mètres de profondeur. Un tubage de diamètre 5''$^{1/2}$ (139 mm) crépiné entre 263 et 463 mètres de profondeur a ensuite été mis en place, sans cimentation ni massif filtrant apparents.
Outre la position anormale de la section crépinée entre 263 et 347 mètres (déjà recouverte par le tubage 7''$^{5/8}$), voire l'absence de massif filtrant, le défaut de cimentation du tubage 7''$^{5/8}$ et du tubage 5''$^{1/2}$ au-dessus de la section crépinée (probablement lié à la présence du vide minier) doit être vérifié dans le cadre d'un diagnostic de l'ouvrage, afin de contrôler son intégrité et d'anticiper les travaux de fermeture définitive du forage qui imposeront de restituer l'étanchéité des formations géologiques identifiées entre les différents niveaux aquifères traversés. Cette incertitude relative à la cimentation des tubages est une problématique qui se retrouve de manière systématique sur l'ensemble des forages hérités des anciens exploitants. Des outils de diagraphie de type « CBL » (*Cement Bond Log*) sont classiquement utilisés pour révéler la présence de ciment à l'extrados des tubages, mais cette méthode acoustique est limitée si la mesure concerne plusieurs épaisseurs de tubages concentriques et elle ne fonctionne que sous eau (ou puits en boue) et que sur des tubages en acier. De plus, les acquisitions de données ou leurs interprétations peuvent parfois être remises en cause. Des sondes dotées d'une source radioactive peuvent également être utilisées, mais elles sont très peu disponibles sur le marché et elles présentent un risque environnemental très important surtout lorsque l'état du forage est inconnu. Pour des tubages en PVC, des outils de type mécanique (mesurant une résistance à une pression appliquée sur la paroi) pourraient être développés, au moins un opérateur français le propose actuellement suite à un dépôt de brevet.

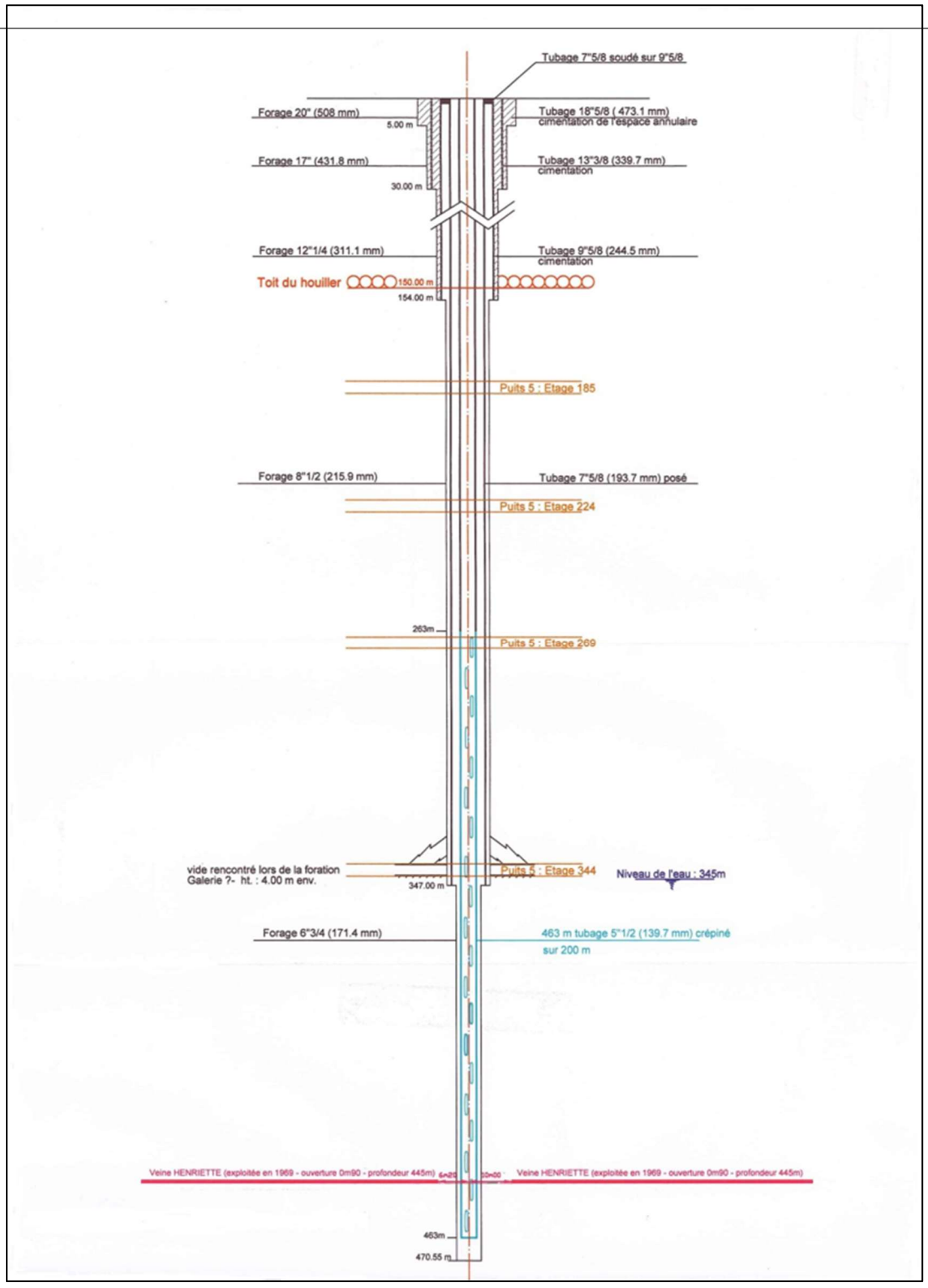


Figure 2. Coupe technique du forage PP2

Pour contrôler l'état des parois internes des tubages et des crépines, les inspections par caméra vidéo sont systématiquement réalisées dans les forages. Ces inspections sont très utiles mais elles sont limitées dès lors que l'eau dans le forage est trouble et elles ne quantifient pas l'évolution des épaisseurs de dépôt et de corrosion. Elles peuvent ainsi être complétées par des diagraphies employant les méthodes d'imagerie acoustique ou mécanique (outil de type diamétreur, utilisable hors section crépinée) qui permettent d'obtenir des mesures comparables entre deux (ou plusieurs) diagnostics afin d'évaluer les vitesses des phénomènes de dépôt / corrosion. Afin d'évaluer l'épaisseur résiduelle d'acier

des tubages (masqué par les dépôts), des outils électromagnétiques sont de plus en plus disponibles sur le marché, avec un coût plus important et une fiabilité qui serait à démontrer. Outre le test de ces instrumentions dans les forages considérés (quels résultats pour quels couts ?), l'opération pilote lancée par l'UTAM Nord sur cinq sondages de décompression de gaz a pour objectif de maîtriser les risques liés à la présence potentielle de méthane notamment. A défaut de pouvoir mettre en œuvre des outils de diagraphie répondant aux conditions de sécurité liées à la présence d'une atmosphère explosive (ATEX), les entreprises spécialisées françaises n'en disposant pas, le projet comporte une étude préparatoire qui doit identifier les solutions techniques permettant de réaliser les diagraphies en toute sécurité. Plusieurs pistes sont identifiées : travail sous sas étanche connecté à la tête de forage, pompage du gaz en continu, inertage par injection de gaz (argon) ou remplissage d'eau.
Cette opération pilote vise à établir les bases techniques et contractuelles pour généraliser ce type d'intervention sur la centaine de forages gérés par l'UTAM Nord dans ce contexte.

3.2 Travaux de forages de Lochwiller (67)

En termes de réalisation de nouveaux forages, l'UTAM Est du DPSM a récemment réalisé en tant que MOD une opération pilote de rabattement de la nappe du Muschelkalk à Lochwiller (67). Ce dispositif est constitué de quatre forages (un forage de rabattement et trois piézomètres) à proximité immédiate d'une sonde géothermique défectueuse de 140 mètres de profondeur ayant généré de graves désordres sur les infrastructures en surface (voirie et habitations proches notamment).
La photographie ci-dessous (cf. Figure 3) illustre le contexte de réalisation des forages sur une plateforme exigüe, en bordure d'un talus surplombant des habitations proches.
Réalisé en 2009 sur une parcelle privée, le forage de la sonde géothermique a mis en contact l'eau de la nappe captive du Muschelkalk avec le niveau sus-jacent du Keuper contenant de l'anhydrite. Cette communication hydraulique a provoqué le gonflement des terrains superficiels à l'origine des dégâts importants apparus en 2012. Une première tentative de rebouchage de la sonde géothermique, menée par le DPSM en 2015, s'est soldée par un échec lié à la forte déviation de l'ouvrage et à des pertes totales du fluide de forage dans les premiers mètres.
Le dispositif de rabattement, réalisé sur une durée totale d'un an entre juillet 2020 (début des travaux de forage) et juillet 2021 (mise en service), a pour objectif de pomper de manière continue l'eau de l'aquifère du Muschelkalk au plus près de la sonde géothermique afin d'abaisser le niveau de cette nappe artésienne en-dessous du niveau cible du Keuper. En parallèle, le DPSM gère un réseau de surveillance des mouvements en surface.
Compte tenu des incertitudes géologiques liées au défaut d'informations disponibles sur la réalisation de la sonde géothermique défectueuse d'un part, et aux risques associés d'autre part aux opérations de cimentation des tubages notamment (retour d'expérience issu de la tentative de rebouchage de 2015), cette opération été réalisée dans le cadre de marchés de travaux en régie correspondant à 12 lots distincts, coordonnés et dirigés par le MOE. Cet allotissement, appliqué à des forages relativement peu profonds (de l'ordre d'une centaine de mètres) à l'image des marchés de travaux de forages de type pétrolier contractualisés notamment dans le domaine de la géothermie profonde en France (doublets géothermiques ciblant le réservoir du Dogger entre 1600 et 1800 mètres de profondeur dans le Bassin Parisien), fait l'originalité de cette opération. Il a permis de définir clairement les responsabilités des différentes entreprises intervenant sur le chantier, en particulier pour ce qui concerne les deux entreprises de forage sélectionnées (l'une d'elles étant spécialisée dans le domaine du carottage), ainsi que pour les sociétés attributaires des lots spécifiques de cimentation des tubages, de fourniture du fluide de forage (et des produits associés) et de diagraphies. Dans ce cadre contractuel, les entreprises ont été rémunérées au temps

passé et aux quantités effectivement réalisées, contrôlés et optimisés par le MOE présent en permanence sur site. L'expérience du MOE, associé aux phases de conception et de consultation du projet, a été un élément clé de la réussite de cette opération. L'expérience en ingénierie de forage correspondait à un des critères de sélection prépondérant lors de la consultation pour le marché de Maîtrise d'œuvre.

Figure 3. Travaux de forage à Lochwiller (67) en février 2021

Le premier forage (nommé PMS) carotté jusqu'à 140 mètres de profondeur, puis alésé aux diamètres requis pour la mise en place et la cimentation des tubages, a permis de reconnaitre la série géologique jusqu'aux calcaires du Muschelkalk. Des essais hydrogéologiques intermédiaires ont permis de définir les profondeurs des différents aquifères traversés : nappe superficielle au sein des marnes du Keuper et nappe captive intermédiaire au sein de la formation dolomitique de la Lettenkohle. Les tubages ont été mis en place et cimentés de manière adaptée afin d'isoler chacun des aquifères rencontrés.
Sur la base des informations collectées au cours des 42 jours de réalisation de ce premier forage, converti en piézomètre de la nappe profonde du Muschelkalk, les trois autres forages ont été successivement réalisés : un piézomètre (nommé PKA) peu profond (53 mètres) ciblant le niveau du Keuper réalisé sur une durée de 11 jours, le forage de rabattement (nommé FRAB-1) ciblant l'aquifère du Muschelkalk à 120 mètres de profondeur et réalisé en 28 jours, et un piézomètre intermédiaire (nommé PL) ciblant l'aquifère de la Lettenkohle à 75 mètres de profondeur réalisé en 16 jours.
Ce dispositif intègre aujourd'hui le panel des moyens de surveillance géré par le DPSM. Pour cette surveillance particulière du site de Lochwiller, les performances hydrauliques du dispositif de rabattement et l'état des forages seront suivis sur le long terme suivant la logique d'une gestion patrimoniale des forages.

4. Conclusions

Afin d'anticiper la réalisation de travaux de forage à venir (nettoyage, réhabilitation, fermeture définitive, voire reconversion), il est actuellement nécessaire de développer les

diagnostics par diagraphies afin de connaître l'état actualisé des forages gérés par le DPSM dans le cadre de ses missions dédiées à l'après-mine en France métropolitaine.
L'opération pilote de diagnostic de cinq forages lancée en 2021 par l'UTAM Nord dans le bassin houiller du Nord et du Pas-de-Calais doit permettre de définir les conditions de sécurité requises pour maîtriser le risque majeur lié à la présence de gaz (méthane) et démontrer l'efficience des instrumentations proposées par les entreprises spécialisées. Cette opération pourra être ensuite dupliquée sur la centaine de forages gérés par l'UTAM Nord dans ce secteur géographique et adaptée aux autres secteurs où la problématique liée au gaz n'est pas systématique mais peut localement être rencontrée. Au total, le DPSM gère environ 1000 forages sur l'ensemble du territoire national. L'enjeu économique est par conséquent très important.
Il l'est d'autant plus que le diagnostic fiable et le plus complet possible d'un forage permet de réduire les aléas lors de la réalisation des travaux, dont les enjeux pour le DPSM, en tant que MOD, sont d'atteindre les objectifs techniques des projets tout en maîtrisant les risques, les budgets et les délais opérationnels. Des instrumentations spécifiques (diagraphies électromagnétiques, capteurs de gaz en forage…) pourraient être développées pour répondre à des besoins spécifiques rencontrés notamment dans le domaine de l'après-mine, de même que les pratiques et l'expérience des opérateurs qui n'ont pas l'habitude de travailler dans ces contextes particuliers (présence de gaz et/ou de vides miniers par exemple).
La capitalisation des expériences et les échanges techniques interne et externe au DPSM permettent d'enrichir le savoir-faire et d'adapter l'ingénierie des projets de forage en fonction des risques identifiés. Ceci doit conduire à l'établissement par le Maître d'ouvrage (délégué) de contrats robustes et cohérents, avec la MOE d'une part et les entreprises de travaux d'autre part, qui permettent d'optimiser les chances de succès d'un projet et d'anticiper l'échec en prévoyant la (ou les) solution(s) de repli.

5. Références bibliographiques

AFNOR (2014). Norme NF X10-999 « Forage d'eau et de géothermie - Réalisation, suivi et abandon d'ouvrage de captage ou de surveillance des eaux souterraines réalisés par forages » du 30 août 2014, 71 p.
Al Ramadan M., Salehi S., Kwatia G., Ezeakacha C., Teodoriu C. (2019). Experimental investigation of well integrity : Annular gas migration in cement column. Journal of Petroleum Science and Engineering 179, pp. 126-135.
Galin R. (2000). Les forages profonds : un autre après-mine ? Annales de Mines. pp 41-46.
Ministère de l'écologie et du développement durable et Ministère de la santé et de la famille et des personnes handicapées (2003). Arrêté du 11 septembre 2003 portant application du décret n° 96-102 du 2 février 1996 et fixant les prescriptions générales applicables aux sondage, forage, création de puits ou d'ouvrage souterrain soumis à déclaration en application des articles L. 214-1 à L. 214-3 du code de l'environnement et relevant de la rubrique 1.1.1.0 de la nomenclature annexée au décret n° 93-743 du 29 mars 1993 modifié.
Ministère de l'écologie et du développement durable (2004). Guide d'application de l'arrêté interministériel du 11 septembre 2003 relatif à la rubrique 1.1.0 de la nomenclature Eau. Sondage, forage, création de puits ou d'ouvrage souterrain non domestique exécuté en vue de la recherche, de la surveillance ou d'un prélèvement d'eau souterraine septembre 2004. 90 p.
Vralstad T., Saasen A., Fjaer E., Oia T., Ytrehus J.D., Khalifeh M. (2019). Plug & abandonment of offshore wells : Ensuring long-term well integrity and cost-efficiency. Journal of Petroleum Science and Engineering 173, pp. 478-491.

IDENTIFICATION ET SUIVI DE MOUVEMENTS DE TERRAIN A PARTIR DE DONNEES INSAR - PRESENTATION ET RESULTATS DU PROJET MOMPA

IDENTIFICATION AND MONITORING OF LANDSLIDES BASED ON INSAR DATA – PRESENTATION AND RESULTS OF THE MOMPA PROJECT

Muriel GASC[1], Anna BARRA[2], Jordi MARTURIA[3], Laura TRAPERO, Ivan FEBREGAT[3], Pere BUXO[3], Anna ECHEVERRIA[4], Michele CROSETTO[2]
[1] *GeoCoD, Cerema, Aix-en-Provence, France*
[2] *CTTC, Barcelone, Espagne*
[3] *ICGC, Barcelone, Espagne*
[4] *ARI, Andorre la vieille, Andorre*

RÉSUMÉ – MOMPA est un projet européen, co-financé par le programme Interreg V POCTEFA 2014-2020 (https://mompa.eu), qui vise à identifier puis suivre les mouvements de terrain dans une zone transfrontalière entre l'Espagne, l'Andorre et la France. L'objectif est d'améliorer l'anticipation et la réponse des acteurs territoriaux au risque mouvement de terrain et à la gestion des risques naturels, et d'unifier les pratiques transfrontalières.

ABSTRACT – MOMPA is a European project, co-funded by the Interreg V POCTEFA 2014-2020 program (https://mompa.eu). Its aim is to identify and monitor landslides in a cross-border area between Spain, Andorra and France. The objective is to improve the anticipation and response of territorial actors to the risk movement of ground and to the management of natural risks, and to unify cross-border practices.

1. Introduction

Les mouvements de terrain ont un impact important sur le cout direct et indirect des infrastructures. Néanmoins, pour les gestionnaires, il est impossible de tous les surveiller, d'une part parce que certains glissements peuvent survenir dans des zones non initialement identifiées et d'autre part parce que le coût élevé de la surveillance in situ peut souvent sembler prohibitif. La gestion du risque associé est alors souvent réactive : des mesures sont prises lorsque des problèmes sont survenus. En outre, les inventaires des glissements de terrain existants ne sont ni complets ni exhaustifs et ne couvrent souvent pas des zones éloignées des structures humaines. En parallèle, de plus en plus d'images satellites couvrant de vastes zones sont accessibles à un coût raisonnable, mais des questions demeurent aussi bien sur leur résolution que sur leur précision : peut-on les utiliser pour l'identification et/ou la surveillance des mouvements de terrain ?

L'objectif du projet MOMPA est d'améliorer la gestion des risques géologiques, de passer d'une approche réactive à une approche proactive. L'élément d'innovation du projet consiste à appliquer la technique interférométrique SAR (InSAR), basée sur l'imagerie satellitaire, pour améliorer la gestion des risques géologiques. Cette technique, sensible aux petites déformations du terrain, peut être utilisée pour une détection précoce des mouvements, la surveillance et l'évaluation des risques (Barra et al., 2018 ; Solari et al., 2018, 2020).

Le projet MOMPA a débuté le 1er décembre 2019 et se terminera en mai 2022. Cet article se concentre sur la méthodologie développée et les premiers résultats obtenus sur la zone d'étude française.

2. Présentation du projet et méthodologie développée

MOMPA est un projet européen, co-financé par le programme Interreg V en France-Espagne-Andorre (POCTEFA) 2014-2020 (https://mompa.eu), qui vise à suivre les mouvements de terrain connus, ou non encore identifiés, dont les impacts peuvent être visibles sur les infrastructures ou les habitations, en se basant sur le traitement et l'analyse de données provenant de Sentinelle et CosmoSkymed. Il couvre une zone transfrontalière entre l'Espagne, l'Andorre et la France, d'environ 4 000 km^2 (figure 1). Le choix a été fait de traiter uniformément l'ensemble de la zone, quel que soit le pays concerné, et ce, bien que les supports cartographiques ne soient pas homogènes, ce qui a demandé un travail d'adaptation supplémentaire.

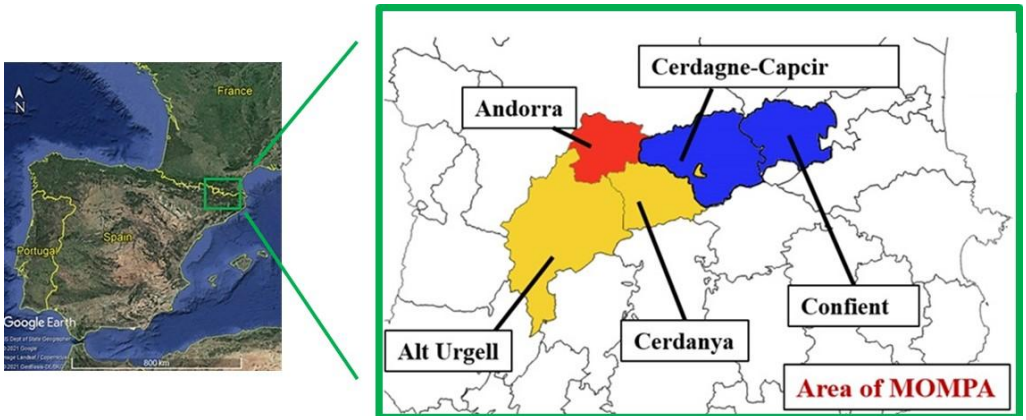


Figure 1. Zone étudiée : en bleu, la française, en jaune l'espagnole et en rouge, Andorre.

2.1. Cartographie des zones de déformations actives

Grâce à son expertise dans le domaine de l'interférométrie satellitaire (InSAR), le Centre Technologique de Télécommunication de Catalogne (CTTC) a fourni sur l'ensemble de la zone d'étude, 2 types de cartes : les DAM et les ADA. La méthodologie utilisée est décrite dans (Solari et al., 2020) et nous ne reprendrons ci-après que les éléments principaux.

La carte d'activité de déformation, (DAM- *Deformation Activity Map*), est une carte qui rend compte de vitesses de déplacement. Elle est générée à partir de données Sentinel-1 prises à différentes dates. Le traitement est automatisé grâce à une chaine de traitement développée par au sein du CTTC (Devanthéry et al, 2014). La DAM est donc une carte de points de mesure géoréférencés, chaque point étant caractérisé par une vitesse annuelle estimée et un mouvement cumulé entre chaque acquisition de satellite. Toutes les vitesses et les déplacements sont mesurés dans la direction de la ligne de visée (LOS) du satellite. Le niveau de bruit général de la carte des vitesses est évalué à l'aide de l'écart type des valeurs de vitesse.

La carte des zones de déformation active (ADA – *Active Deformation Area*) est générée grâce à une extraction semi-automatique à partir du DAM, qui se concentre sur les zones actives les plus importantes (Tomás et al., 2019 ; Navarro et al., 2018, 2020). Une ADA est un regroupement d'au moins 5 points dits « adjacents » avec une vitesse de déplacement supérieure à un seuil fixé par l'opérateur. Pour déterminer si deux points sont adjacents, la distance entre eux doit être inférieure à 2 fois leur rayon d'influence. Ici, le rayon d'influence des points a été fixé à 26 m, et le seuil de vitesse pour sélectionner les points actifs a été défini par 3 fois l'écart-type de la carte de vitesse. Pour chaque ADA, on donne : le nombre de points actifs agrégés, les valeurs moyennes, maximales et minimales des vitesses, et la valeur moyenne des déformations cumulées.

La période couverte par les images Sentinelle utilisées lors du projet, va du 4 juillet 2015 au 28 décembre 2020. Le traitement a permis d'identifier 878 ADA sur l'ensemble de la zone couverte.

2.2. Croisement automatique avec les données cartographiques et géologiques

L'Institut Géologique et Cartographique de Catalogne a ensuite proposé une méthodologie, à réaliser sous le logiciel libre QGIS, pour identifier des zones à risque :

1. séparation des ADA en classe de vitesse : Class_0, si la vitesse est inférieure à 5 mm / an; Class_1 si la vitesse est supérieure ;
2. préparation d'une carte géologique simplifiée à partir des données du siteeinfoterre (infoterre.brgm.fr) côté français. L'ensemble des terrains de la zone sont classés en fonction de leur aptitude aux glissements (2 classes) ou aux chutes de blocs (3 classes) ; une carte des pentes également simplifiée en 6 classes de pente est préparée, ces 2 cartes sont ensuite croisées pour identifiées la susceptibilité des terrains ;
3. croisement de cette carte résultante avec la carte des ADA pour obtenir une carte de susceptibilité globale, compte-tenu des mouvements estimés ;
4. et enfin, croisement de cette carte de susceptibilité avec une carte d'occupation des sols, au préalablement simplifiée en quelques classes : enjeux élevés (zones urbanisées), enjeux moyens (voies de communications, zones sportives…) enjeux faibles (cultures...), pas d'enjeux (sols nus, prairies, forets…).

Ces croisements successifs permettent d'identifier quelques zones présentant à la fois des mouvements non négligeables et des enjeux potentiels. Quelques-unes de ces zones (une en Espagne et en France et deux en Andorre) ont alors été suivies à l'aide des données CosmoSkymed (constellation de petits satellites radar italiens, pour l'observation du bassin méditerranéen.

3. Résultat sur la zone française

3.1. Traitement des données InSAR

Le traitement réalisé par le CTTC a fourni un ensemble de 300 ADA (figure 2a) sur une surface d'analyse de 1600km^2. Sur la zone d'étude, 109 ADA sont de classe 0 et 191 de classe 1.

3.2. Géologie et morphologie de la zone d'étude

La géologie et la géomorphologie du Conflent et du Capcir et plus généralement de la vallée de la Têt sont fortement liées à l'orogenèse pyrénéenne. Une première vallée d'abord creusée dans la base de l'ère primaire composée principalement de granites, de gneiss, de schistes, de marbres a ensuite été comblée par un dépôt marin continental du Miocène. L'actuelle vallée de la Têt s'est creusée parallèlement et est marquée par des cônes de progradation du Pliocène et des dépôts glaciaires quaternaires (figure 2b, infoterre.brgm.fr).

A partir de la carte de pente simplifiée (figure 2c) et de la méthodologie rapidement décrite en 2, nous avons identifié sur les 300 ADA, 48 à risque de glissements, 0 à risque de chutes de bloc et 252, non identifiées.

3.3. Croisement avec les données d'occupation des sols

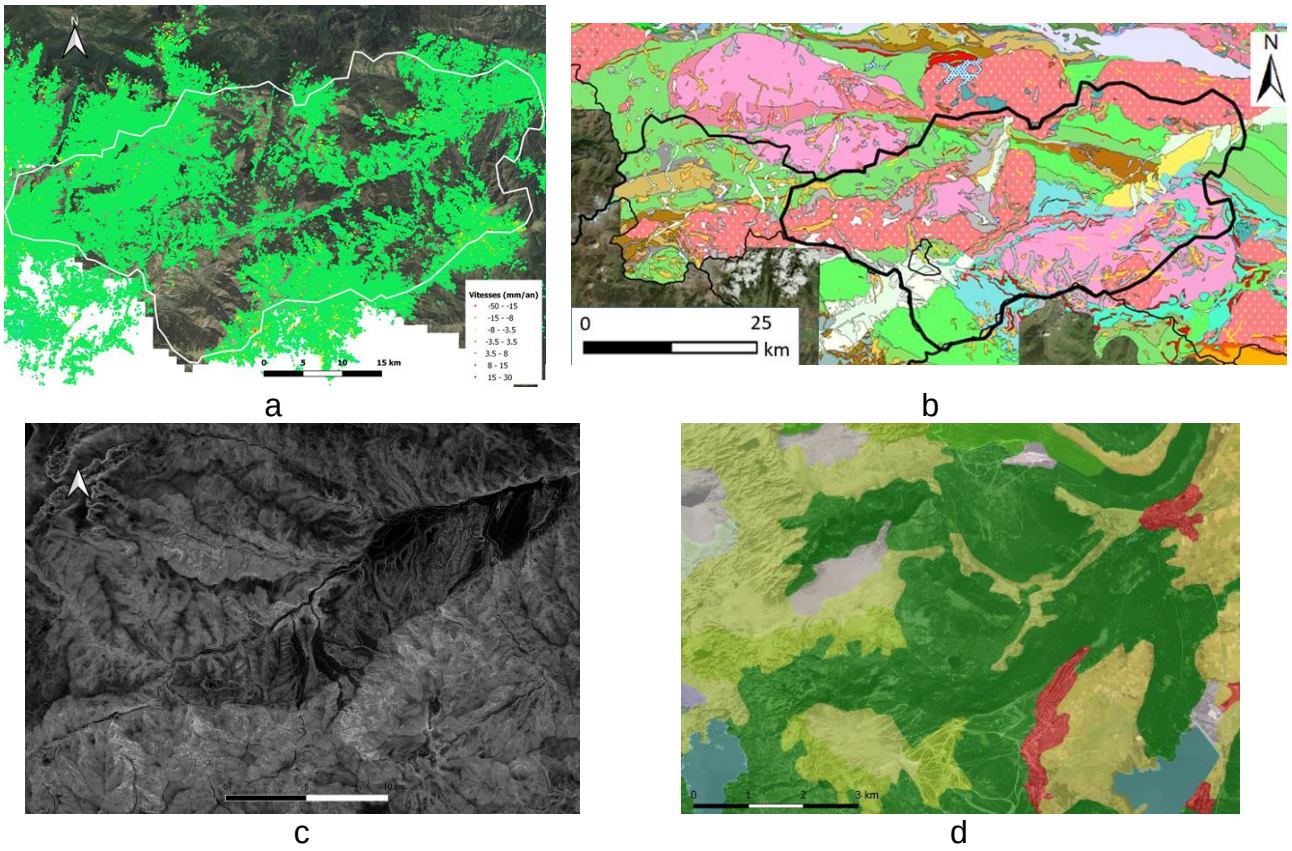
La carte d'occupation des sols fournie par l'IGN donne, dans la zone, 12 classes différentes. Conformément à la méthodologie préconisée par l'ICGC, ces classes ont été regroupées (figure 2d). Comme une ADA peut contenir des classes d'occupation des sols

différentes, nous avions 80 « sous-ADA », qui se découpent en 5 avec un enjeu élevé, 32, un enjeu moyen, 16 un enjeu faible et 27, sans enjeu.

A partir de la carte de pente simplifiée (Fig 2c) et de la méthodologie rapidement décrite en 2, nous avons identifié sur les 300 ADA, 48 à risque de glissements, 0 à risque de chutes de bloc et 252, non identifiées.

3.4. Bilan

Un tableau synthétique est finalement dressé qui reprend les différents éléments, et à partir duquel 6 sites ont été identifiés (figure 3), pour lesquels un travail de vérification sur le terrain a été réalisé. On remarquera que 4 d'entre eux sont le long de la RN 116.



a b

c d

Figure 2. Cartes de travail. a- DAM, b- carte géologique (extrait infoterre.brgm.fr) , c- carte de pente simplifiée, d- carte d'occupation des sols simplifiée.

Figure 3. Sites étudiés sur le terrain. Fond Google Maps.

4. Confrontation à la vérité terrain

Les 6 sites de la figure 3 ont donc été analysés à partir de données bibliographiques et historiques, et en s'appuyant sur les connaissances des sites des experts du Cerema Occitanie. Comme il n'est pas possible de tous les décrire dans le détail, nous nous concentrerons uniquement sur 2 sites.

4.1. Glissement du Pallat

Le glissement du Pallat est localisé le long de la route RN 116, près du village de Sauto (figure 3). Ce glissement est connu depuis les années 2000, suite à la décision d'agrandir la RN 116 pour créer un créneau de dépassement. De nombreux petits mouvements se sont produits pendant les travaux, suivis d'un, plus important, en 2007 (figure 4). D'après les investigations géotechniques menées, il s'agirait d'un mécanisme de glissements imbriqués, avec un rôle important du canal d'irrigation de Canaveilles situé en amont du versant. Ce glissement est régulièrement réactivé (dernièrement, lors de la tempête Gloria, en janvier 2020).

La zone en mouvement identifiée grâce aux données Sentinelle est présentée sur la figure 5. L'ADA identifiée correspond à un ensemble de 11 points (figure 5 b), avec des vitesses estimées comprises entre 3 et 10 mm/an. La visite sur le terrain a permis de montrer que, si l'enveloppe de la zone glissée correspond bien au volume observé, en revanche, sa localisation est décalée de 30 m sur le linéaire (figure 5c). Au-delà de la zone en mouvement et de son décalage, nous avons également essayé d'identifier si les points de l'ADA correspondent à des « points » sur le terrain. Cela n'a pas été le cas.

Figure 4. Lacets du Pallat, avant et après le glissement de terrain de 2007.

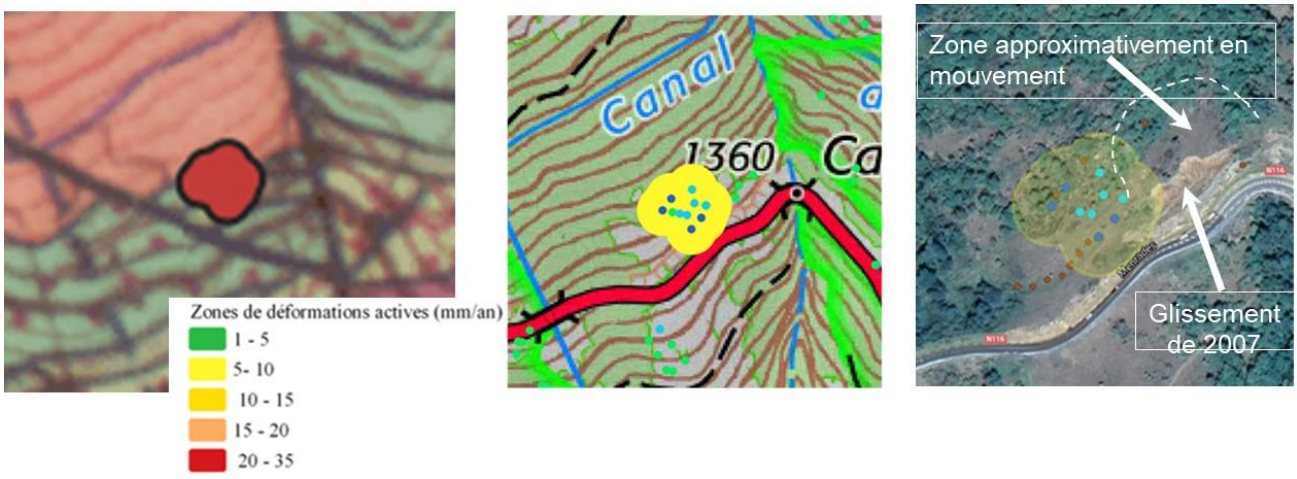


Figure 5. Site du Pallat. ADA, DAM et image du mouvement

Le décalage de la zone en mouvement s'explique très probablement par le fait que la vallée de la Têt est très encaissée, et présente une orientation sub-parallèle à la direction de la ligne de visée du satellite (LOS), ce qui ne constitue pas une utilisation optimale des données satellitaires. Aucune des zones identifiées le long de la RN116 ne sont donc recommandées pour un suivi dans le temps.

4.2. Glissement du Picôt

Le traitement des images Sentinelle a permis d'identifier un glissement de terrain lent en aval du barrage hydroélectrique de Soulcem, sur la rive droite. L'ADA rassemble un ensemble de 3253 points mobiles avec une vitesse allant jusqu'à 23,4 mm/an (figures 6 et 7). La zone est essentiellement constituée de gneiss et de micaschiste, injectés de nombreuses veines de pegmatites, ainsi que de zones d'éboulis (Thomaïdis, et al., 2001). Ce site n'est pas dans la zone d'étude de MOMPA, mais faisait partie de l'emprise de l'image sentinelle, d'où son traitement initial. Il se trouve que l'orientation du versant est optimum par rapport à la technologie développée, et ainsi, son évolution a pu être suivie sur les 6 dernières années, grâce au traitement des images CosmoSkymed (figure 7). On observe que dans la zone la plus en mouvement (points rouges) les déplacements estimés sont de l'ordre de 12 à 20 mm/an, ce qui correspond, en cumulé (encart de la figure 7) à près de 100 mm depuis 2015.

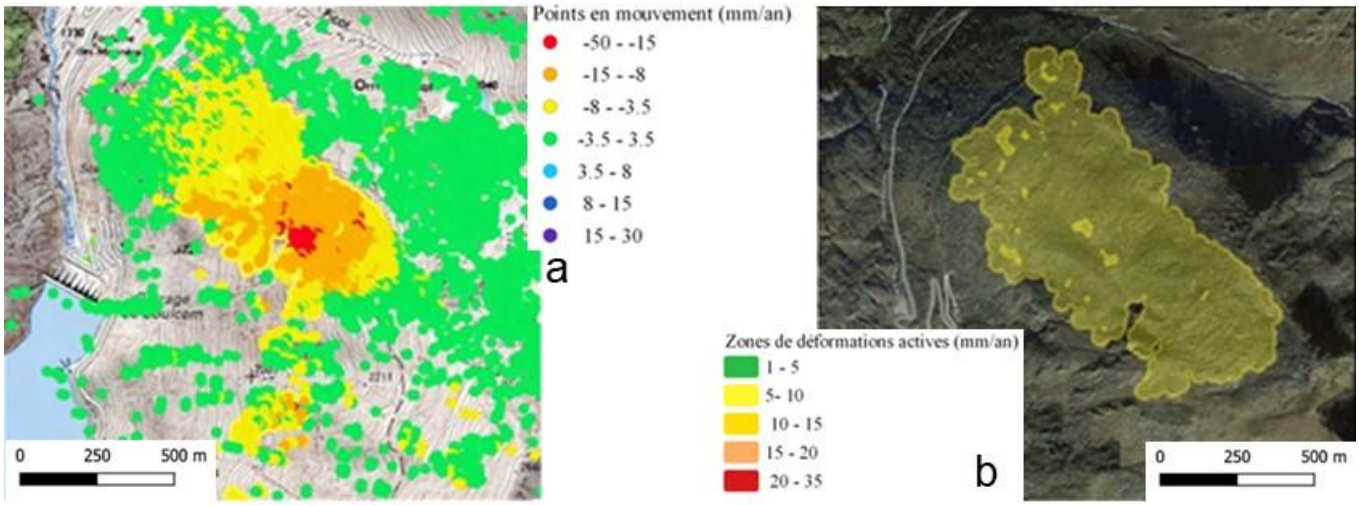


Figure 6. Vue cartographique de la zone en mouvement identifiée sur le site du Picôt. a- DAM, b- ADA.

5. Conclusions

L'objectif de MOMPA est d'améliorer la gestion des risques, de contribuer à tenter de passer d'une approche réactive à une approche proactive. Pour cela, nous avons proposé l'application de la technique interférométrique SAR (InSAR), basée sur l'imagerie satellitaire, pour améliorer la gestion des risques géologiques. Cette technique, sensible aux petites déformations du terrain, peut être utilisée pour une détection précoce des mouvements.

Un traitement systématique des images Sentinelle a été réalisé par le CTTC, sur l'ensemble de la zone inter frontalière couverte. Le filtrage géologie – pente- occupation des sols à l'aide de QGis proposé par l'ICGC a ensuite été appliqué l'équipe « locale » de chaque pays. Sur la zone française, nous sommes ainsi passés de 300 ADA à l'identification de 6 sites potentiellement à risque élevé.

L'analyse menée sur le terrain a montré les limites de la méthode, lorsque les vallées sont encaissées ou que la direction du satellite est proche de l'axe de la vallée.

Néanmoins, lorsque l'orientation est favorable, cette technique permet de suivre avec une grande précision de nombreux glissements comme le glissement du Picôt en France, mais également la Portalada et le Canillo en Andorre.

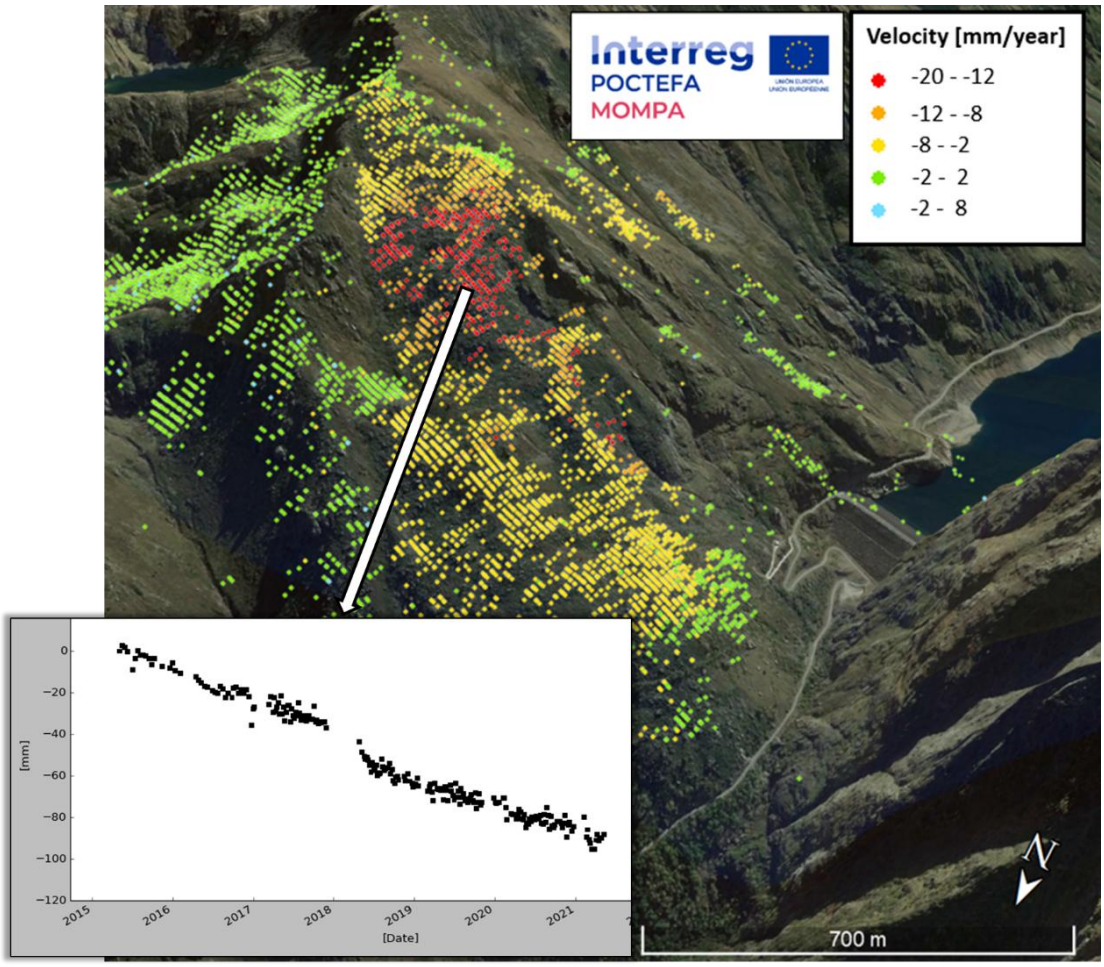


Figure 7. Déplacements et vitesses estimés, plaqués sur le glissement Picôt – vue pseudo 3D – fond google Earth.

6. Références bibliographiques

Barra A., Monserrat O., Solari L., Herrera G., Lopez C., Onori R., Reichenbach P., González Alonzo E., Mateos R.M., Bianchini S., Crosetto, M. (2018). The safety project: Sentinel-1 for the management of geological risk. WIT Transactions on Eng Sc 121: 247-258.

Barra A., Solari L., Bejar M., Monserrat O., Bianchini S., Herrera G., Crosetto M., Sarro R., Alonso E., Mateos R., Ligüerzana S., Lopez C., Moretti S. (2017). A Methodology to Detect and Update Active Deformation Areas Based on Sentinel-1 SAR Images. Remote Sensing, 9. Doi: 10.3390/rs9101002.

Devanthéry N., Crosetto M., Monserrat O., Cuevas-González M., Crippa B. (2014) An approach to Persistent Scatterer Interferometry: the PSIG chain, Remote Sensing , 6662-6679. doi:10.3390/rs6076662.

Navarro J.A., Cuevas-González M., Barra A., Crosetto M. (2018) Detection of Active Deformation Areas based on Sentinel-1 imagery: An efficient, fast and flexible

implementation." Proc. of the 18th Int. Scientific and Technical Conference, Crete, Greece. 2018.

Navarro J.A., Tomás R., Barra A., Pagán J.I., Reyes-Carmona C., Solari L., Vinielles J.L., Falco S., Crosetto M. (2020) ADAtools: Automatic detection and classification of active deformation areas from PSI displacement maps. ISPRS International Journal of Geo-Information 9.10: 584.

Solari L., Barra A., Herrera G., Bianchini S., Monserrat O., Béjar-Pizarro M., Crosetto M., Sarro R., Moretti S. (2018) Fast detection of ground motions on vulnerable elements using Sentinel-1 InSAR data. Geomatics, Natural Hazards and Risk 9.1: 152-174.

Solari L., Bianchini S., Franceschini R., Barra A., Monserrat O., Thuegaz P., Bertolo D., Crosetto M., Catani F. (2020) Satellite interferometric data for landslide intensity evaluation in mountainous regions. Int J of Applied Earth Observation and Geoinformation 87: 102028.

Thomaïdis C., Deveze G., Dubie J.Y. (2001) Mouvements de versants des retenues hydroélectriques - Retour d'expérience et gestion du risque. Revue Française de Géotechnique, 95–96, 165-176. Doi: 10.1051/geotech/2001095165.

Tomás R, Pagán J.P., Navarro J.A., Cano M, Pastor J.L., Riquelme A., Cuevas-González M., Crosetto M, Barra A., Monserrat O., et al. (2019) Semi-automatic identification and pre-screening of geological–geotechnical deformational processes using persistent scatterer interferometry datasets. Remote Sensing 11.14: 1675.

RETOUR D'EXPÉRIENCE DES ALÉAS LIES A LA PRÉSENCE DE CARRIÈRES SOUTERRAINES AU SEIN D'UNE ZONE URBAINE

FEEDBACK FROM HAZARDS LINKED TO THE PRESENCE OF UNDERGROUND QUARRIES IN AN URBAN AREA

Amélie LECOMTE[1]
[1] *Ineris, Verneuil-en-Halatte, France*

RÉSUMÉ – Le site « de la carrière de l'Ouest » constitue un cas concret pour lequel les zonages des aléas mouvements de terrains peuvent être problématiques en termes de gestion du risque et d'aménagements du territoire. Cette étude, en retour d'expérience, a pour objectif d'identifier et d'expliquer les critères d'instabilité pertinents et de juger de l'importance des phénomènes susceptibles d'impacter les terrains en surface.

ABSTRACT – The "Carrière de l'Ouest" site is a specific case for which the zoning of ground movement hazards can be problematic in terms of risk management and land use planning. This study, in feedback, aims to explain the relevant instability criteria and to characterize the importance of phenomena that can impact surface land.

1. Introduction

Le site « de la carrière de l'Ouest » est une friche en partie sous-cavée par une ancienne carrière de gypse. Cette carrière, située au nord-ouest de la commune de Gagny (Seine-Saint-Denis, 93), a été exploitée pendant une centaine d'années pour l'industrie du plâtre, à la fois à ciel ouvert et en souterrain. L'activité extractive a cessé en 1956. Aujourd'hui, les terrains concernés sont la propriété d'une société privée de travaux publics.

En 1999, l'Inspection Générale des Carrières de la ville de Paris (IGC) signale un risque d'effondrement des talus nord de la carrière, en raison du mauvais état des galeries souterraines sous-jacentes (IGC, 1999). Ce secteur expose directement une vingtaine de pavillons situés sur les communes de Gagny et du Raincy.

Pour donner suite aux conclusions de risque d'effondrement, le propriétaire, qui porte la responsabilité des risques et des dommages potentiels, a fait réaliser, par le Bureau d'Études SEMOFI, un dossier de mise en sécurité des galeries (Semofi, 2017), validé en 2017 par l'IGC. Devant le coût élevé des travaux, elle s'associe à plusieurs promoteurs afin de porter un projet d'aménagement urbain du site. Cependant, en juin 2019, le PLU de Gagny est annulé, entrainant l'abandon du projet. Le propriétaire se voit alors dans l'obligation de réaliser les travaux de consolidation nécessaires à la mise en sécurité des secteurs de l'ancienne carrière de l'Ouest pouvant impacter les enjeux de surface.

L'étude réalisée par l'Ineris a consisté à examiner, par retour d'expérience, le cas du site de l'ancienne carrière de l'Ouest afin d'approfondir l'évaluation des aléas de type mouvements de terrains liés aux carrières souterraines abandonnées de gypse et juger de leur cartographie au sein de sites et territoires urbains exposés. Cette étude a nécessité dans un premier temps l'établissement d'un nouvel avis sur l'état des galeries de la frange nord de la carrière souterraine et la caractérisation de l'impact d'éventuels effondrements sur les enjeux concernés en surface.

2. Présentation du site

2.1. Contexte géologique

Le site de l'ancienne carrière de l'Ouest se situe sur le flanc sud de la butte témoin de l'Aulnay. Les trois horizons de gypse Ludien y ont été exploités : la première masse (environ 20 m d'épaisseur), la deuxième masse (environ 7 m d'épaisseur) et exceptionnellement la troisième masse (environ 3 m d'épaisseur). Ces bancs de gypse sont séparés par des ensembles marneux de 3 à 5 m d'épaisseur et surmontés par les marnes supragypseuses (épaisseur de l'ordre de 5 m pour les marnes de « Pantin » et de 11 à 12 m pour les marnes « d'Argenteuil »). Cet ensemble est surmonté par des glaises vertes et localement par des remblais (de l'ordre de 10 à 15 m d'épaisseur principalement mis en œuvre dans les années 1960, au nord-est du site). Considérant la présence de ces remblais, la frange nord de la carrière peut être topographiquement divisée en deux secteurs. Le premier, à l'ouest, penté (flanc sud de la butte) et le second, à l'est, relativement plat en lien avec la plateforme de remblais.

2.2. Configuration de la carrière

Les anciennes extractions souterraines ont été menées principalement sur deux niveaux. Le premier concerne la première masse de gypse, exploitée le plus intensément sur des hauteurs pouvant atteindre 17 m. La masse suivante, moins importante, a également été exploitée sur une hauteur d'environ 6 m. L'exploitation a été réalisée par la méthode des chambres et piliers abandonnés avec un taux de défruitement, mesuré à l'origine à la base des piliers, compris entre 70 et 80 %. Toutefois, en vue de réduire la portée du ciel entre deux piliers, les carriers ont donné aux galeries une structure ogivale, large à la base et étroite au sommet. La carrière a été remblayée partiellement par le fond avec des blocs et/ou des déchets de tailles différentes.

L'état actuel de la carrière ne permet pas d'accéder à l'ensemble des zones exploitées. Aussi seule une partie du niveau supérieur de la frange Nord est accessible (Figure 1). Le niveau inférieur, visitable en 2017, n'est plus accessible actuellement en raison du glissement de remblais devant les anciennes entrées.

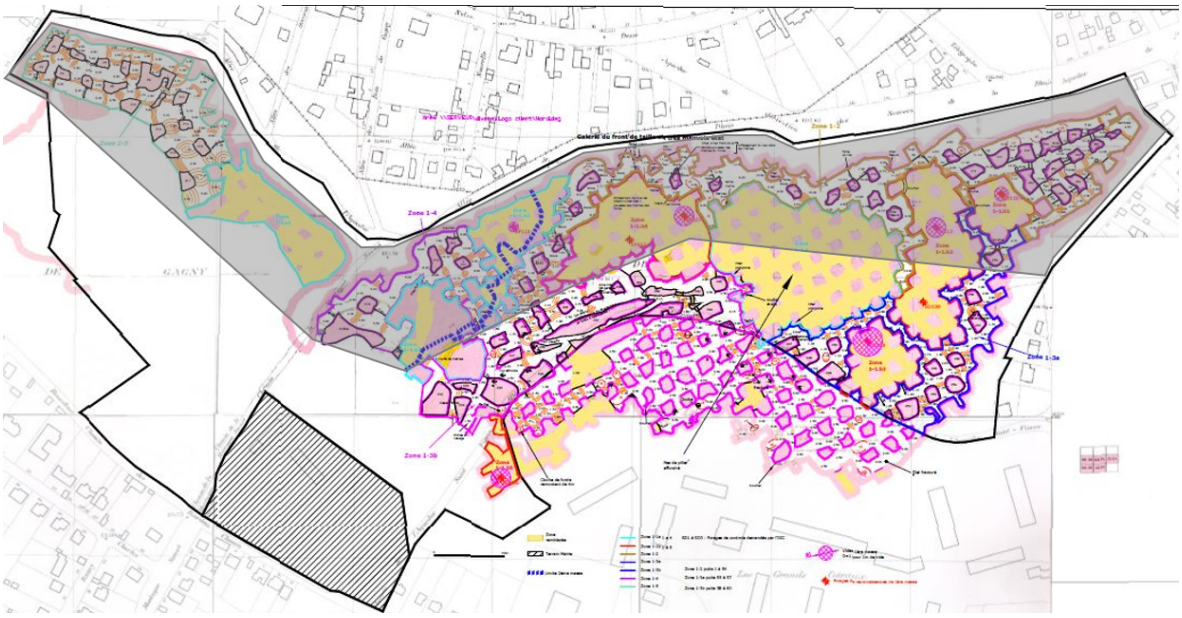


Figure 1 : Plan du niveau supérieur de la carrière de l'Ouest – En grisé la frange nord étudiée

2.3. État géotechnique de la frange nord

Les observations visuelles faites en souterrain, sur les travaux du niveau supérieur accessible, mettent en évidence plusieurs familles de fractures naturelles. Ces discontinuités, préexistantes lors de l'exploitation de la carrière, souvent ouvertes sur quelques centimètres, constituent des plans de faiblesse préférentiels au sein du massif. Dans certains secteurs, la densité de fracturation apparait très importante et découpe des couloirs affectant le toit et les parements des piliers.

Un faïençage prononcé du toit, avec des fractures ouvertes de plusieurs centimètres, et des bancs de toit, de plusieurs décimètres d'épaisseur, décollés, en équilibre instable, sont visibles à plusieurs endroits de la carrière. De nombreuses et étendues chutes de toit et cloches de fontis sont également visibles sur l'ensemble des secteurs inspectés. Elles témoignent de la fragilité du toit de cette carrière.

Plusieurs piliers présentent des angles ou des parements affectés par des dégradations liées à la fracturation d'origine naturelle mais également mécanique. Certains sont dégradés et fissurés de bas en haut et présentent ainsi une surface portante réduite.

Un écaillage des parements a également été mis en évidence. La présence d'écailles et de blocs de calcaire détachés des parements est signe d'une sollicitation élevée et d'une évolution significative de cette partie de la carrière (Figure 2).

Figure 2 : Exemple d'écaillage d'un pilier

Enfin, certains piliers situés principalement en périphérie de la zone de superposition avec la seconde masse exploitée, présentent des décollements en partie supérieure au contact du toit de la cavité. Les indications concernant l'état du niveau inférieur, permettent de confirmer les observations faites sur des piliers du niveau supérieur. En effet, il semblerait que les piliers, en seconde masse dans ce secteur, poinçonnent dans les marnes infragypseuses sous-jacentes. Ces phénomènes peuvent potentiellement venir déstabiliser un ou plusieurs piliers dans le niveau supérieur.

Concernant les secteurs non accessibles, les données d'archives disponibles montrent que les galeries du front de taille du niveau supérieur sont fortement dégradées et que l'état du niveau inférieur est relativement bon à l'exception de quelques secteurs, décrits comme fortement dégradés (existence de poinçonnement sur certains piliers dans les marnes infragypseuses).

2.4. Mécanismes et phénomènes observés

Deux galeries montrent des signes d'évolution récents. Dans les deux cas, ces zones accessibles lors des précédentes campagnes de reconnaissances sont aujourd'hui obstruées par la présence de cônes d'éboulis.

Deux effondrements localisés ont été recensés ces dernières années sur le site. Le premier durant l'été 2016. Ce fontis, situé à l'est de la frange Nord, correspondrait à l'effondrement d'un carrefour de galerie d'environ 10 m de largeur. De l'ordre de 10 m de diamètre et 5 m de profondeur, il présentait en surface des bords verticaux. Le second, situé au centre du site, en limite de la frange nord, correspond à l'un des éboulements observés en souterrain. Localisé dans une zone boisée, ce fontis, d'environ 5 à 6 m de mètres de diamètre, présente également des bords francs verticaux sans signe d'évolution. Ces deux fontis constituent un retour d'expérience documentés d'une rupture de toit ou carrefour d'une galerie en 1ère masse ayant conduit à l'apparition en surface, en quelques années (moins de 5 ans), d'un fontis de 5 à 10 m de diamètre.

Plusieurs zones, d'emprise relativement importante (de 2000 à 5000 m²) sont non visitables et considérées comme effondrées. Aucun fontis récent n'a été observé en surface à l'aplomb de ces zones. Néanmoins, l'analyse d'anciennes photographies aériennes datant respectivement de 1933, 1951, 1962 et 1983 permettent d'en visualiser près d'une dizaine. En rétro-analyse, et bien que les mécanismes à l'origine de ces désordres observés ne soient pas identifiés avec précision (cloche de fontis, effondrement d'un ou plusieurs piliers, rupture du niveau inférieur s'il est présent), ces observations donnent des indications sur les dimensions attendues en surface. Aussi, les extensions mesurées varient entre 10 et 25 m de diamètre.

À noter que les deux fontis, observés en 1933 (Figure 3), présentent un diamètre d'ouverture en surface de l'ordre de 45 m avec un talutage visible des terrains en amont de la pente de l'ordre de 20 m. Ce secteur, situé à cette époque dans la pente (aujourd'hui situé au droit de la plateforme remblayée), permet de disposer d'un retour d'expérience de fontis se produisant dans une topographie pentée. On observe notamment que le fontis progresse préférentiellement vers le haut de la pente.

Figure 3 : photo aérienne de 1933 (IGN®)

3. Avis sur la stabilité

3.1. Phénomènes redoutés

Si les phénomènes d'effondrement en masse[1] peuvent être écartés dans cette partie de la carrière, des phénomènes d'effondrement localisé sont à craindre sur tous les secteurs de la frange nord de la carrière. Ces effondrements localisés peuvent avoir pour origines (unique ou combinée) :

1. la rupture du toit des galeries de la carrière ;
2. la rupture d'un pilier de carrière ;
3. dans les zones où les deux niveaux d'exploitation sont superposés :
    a. la rupture d'un carrefour en deuxième masse. Compte tenu de la mauvaise superposition des piliers entre les deux niveaux, il est probable que cet effondrement débouche sous un pilier en première masse, déstabilisant ainsi le niveau supérieur ;
    b. la rupture d'un ou plusieurs piliers en première masse en lien avec le poinçonnement d'un ou plusieurs piliers de deuxième masse qui entrainerait le fléchissement de l'intercalaire marneux et la déstabilisation localisée du niveau supérieur.

Pour déterminer la hauteur limite d'ouverture de galerie à partir de laquelle le phénomène d'effondrement localisé, induit par la rupture du toit des galeries, peut remonter jusqu'en surface, un calcul volumétrique probabiliste de montée de cloche d'éboulement a été mis en œuvre. Les simulations réalisées en faisant varier les paramètres déterminants de ce mécanisme (géométrie, recouvrement, coefficient de foisonnement, angle de talus naturel), représentatifs du contexte d'exploitation et géologique du secteur, conduisent à considérer qu'une hauteur de galerie d'au moins à 4 m est suffisante pour qu'un effondrement puisse atteindre la surface dans la partie nord où l'épaisseur du recouvrement est de l'ordre de 30-35 m. Par conséquent les phénomènes d'effondrement localisé ont été considérés comme possibles au droit des galeries dont la hauteur est supérieure à 4 m (considérant la présence de remblais dans certaines d'entre elles).

3.2. Configurations type

En fonction des différentes géométries observées et des possibilités de développement des phénomènes attendus, plusieurs configurations ont été définies sur l'ensemble de la frange nord. Elles sont présentées dans le tableau 1.

Tableau 1. Configurations retenues et phénomènes associés

Configuration	Niveau supérieur	Niveau inférieur	Phénomène
1	Peu dégradé	X	Chute de toit
2	Dégradations importantes	X	Rupture pilier(s)
3	Non accessible	X	Chute de toit
4	Non accessible	Semble peu dégradé	Chute de toit
5	Non accessible	Dégradations importantes	Rupture pilier(s)
6	Dégradations importantes	Dégradations importantes	Rupture pilier(s)

[1] Les critères classiques relatifs à un effondrement en masse ne sont pas (ou plus) présents dans ces zones (banc raide et continu, schéma d'exploitation hétérogène, pas d'extension critique en tous sens des secteurs non effondrés, comblement partiel). Il n'y a donc pas de risque d'effondrement en masse de ces anciennes exploitations souterraines (rupture soudaine et concomitante de plusieurs piliers et de terrains de recouvrement)

3.3. Intensité des phénomènes attendus en surface

L'intensité du phénomène d'effondrement localisé est définie à partir des dimensions du cratère pouvant apparaître au jour. Dans le cas présent, la présence d'effondrements localisés en surface permet de bénéficier d'une base de référence quant aux diamètres possibles des effondrements localisés attendus.

Sur le site de la carrière de l'Ouest, les diamètres observés sont généralement compris entre 10 et 25 m. Néanmoins, il est difficile en l'état, même en superposant la localisation des fontis avec les travaux souterrains, de définir de façon certaine l'origine du fontis (rupture du toit ou d'un ou plusieurs piliers).

Néanmoins, l'observation des fontis les plus récents en surface et dont la localisation au fond est connue, montre que dans le cas de la rupture d'une galerie ou d'un carrefour de galerie, la dimension des effondrements en surface est de l'ordre de 5 à 10 m. On peut donc s'attendre à des dimensions analogues dans le cas où des désordres de ce type sont retenus au fond.

Dans le cas de la rupture d'un ou plusieurs piliers, les effondrements sont probablement de taille plus importante que celle résultant de la rupture du toit de la cavité. Aussi, compte tenu des dimensions observées en surface, on peut s'attendre à des effondrements pouvant atteindre jusqu'à 25 m de diamètre. Cette valeur forfaitaire est retenue pour les effondrements liés à la rupture d'un ou plusieurs piliers.

3.4. Cartographie

Afin de cartographier, en surface, l'emprise des phénomènes d'effondrement susceptibles de se produire à l'aplomb des anciennes exploitations de la frange nord de la carrière de l'Ouest, une marge de sécurité doit être définie. Elle tient compte de la marge d'incertitude (inhérente au repositionnement des plans par rapport à la surface) et de la marge de reculement (extension latérale possible des désordres en surface par rapport à l'aplomb des bords francs de cavité).

Concernant la frange nord de la carrière de l'Ouest, la rétro-analyse des effondrements en surface montre que les désordres observés à l'aplomb de la plateforme de remblais dont la topographie est plane, sont de forme quasi-cylindrique avec des bords relativement subverticaux. Le maintien de ces formes est toutefois certainement limité dans le temps (quelques mois, voire années). Laissées en l'état, elles finiront par s'évaser, au moins dans les parties supérieures. En l'absence de retour d'expérience du comportement à long terme de ces désordres, notamment en raison du remblayage systématique de ces fontis, la nature des terrains de recouvrement a été retenue afin de définir leur évolution à plus long terme. L'analyse des sondages réalisés au cours des études de ce site permet de constater que les colluvions et remblais présents, composés d'argiles sableuses, sont relativement compétents et jouent un rôle d'entablement au niveau de cette plateforme. Les premiers mètres (de 1 à 5 m d'épaisseur selon les sondages), semblent plus hétérogènes, et composés de sables et de blocs de béton probablement compactés par les engins de chantier. En tenant compte d'un angle de talutage « forfaitairement conservatif » de l'ordre de 45° au niveau de ces terrains, une marge de reculement maximale de 5 m peut être considérée à long terme pour les travaux situés à l'aplomb de la plateforme.

Concernant les autres secteurs où les terrains naturels sont affleurants et pour lesquels la topographie est plus marquée, l'analyse des anciens désordres montrent l'occurrence d'un glissement en surface (par appel au vide) affectant les terrains vers l'amont pendage sur une distance de l'ordre de 20 m en complément de l'ouverture du fontis. Ce phénomène a notamment été observé en 1933, avant que la plateforme de remblais ne soit mise en place, dans des terrains pentés similaires à ceux existant actuellement en partie centrale et

ouest. Comme dans la situation précédente, il est difficile de définir avec certitude l'extension maximale du désordre sur le long terme. Cependant les observations issues des photos aériennes en donnent une valeur approchée probablement assez fiable. Tenant compte des observations réalisées et de l'expérience de l'Ineris sur le développement de ce type de désordre, l'analyse conduit à considérer sur le long terme le cumul de deux effets, celui du talutage naturel de l'effondrement qui se développe dans les terrains peu cohérents de surface et celui lié au glissement des terrains à l'amont pendage.

S'agissant du premier effet, il est estimé que le talutage prendrait un angle de 45° à long terme sur l'épaisseur des terrains de surface estimée à 10 m dans ce secteur. Le déport est donc de l'ordre de 10 m par rapport à l'aplomb du bord des travaux. À cette valeur s'ajoute forfaitairement une distance de 20 m vers l'amont pendage pour tenir compte du glissement des terrains. Les diamètres totaux des effondrements visibles sur la photographie aérienne de 1933 (de l'ordre de 45 m) sont compatibles avec cette analyse.

4. Retour d'expérience et conclusions

4.1. Cas d'application

L'étude menée sur le site de l'ancienne exploitation de gypse de la carrière de l'Ouest avait pour objectifs de donner un nouvel avis sur l'état des galeries visitables situées spécifiquement dans la frange nord de cette carrière et de juger de l'extension des désordres potentiels en surface par rapport aux enjeux concernés.

L'inspection géotechnique visuelle réalisée en 2020 a permis de constater que l'état de la carrière est très dégradé (chutes de toit, décollements du toit et des parements, écaillages et fracturation des piliers…) et que certains secteurs présentent des évolutions significatives par rapport aux précédentes inspections. Ces évolutions très rapides, à l'échelle du cycle de vie d'un ouvrage souterrain abandonné, sont pour certaines inférieures à 5 ans et permettent de juger de la dynamique de dégradation de la carrière.

En fonction des caractéristiques d'exploitation observées ainsi que de la présence ou non d'un second niveau exploité, plusieurs configurations ont été définies afin d'identifier les mécanismes étant susceptibles de se produire. Aussi, seul le phénomène d'effondrement localisé a été retenu, par rupture du toit et/ou d'un ou plusieurs piliers, l'effondrement en masse étant exclu dans les configurations actuelles de cette carrière.

Afin de définir l'impact possible de ces effondrements localisés en surface, une rétro-analyse des anciens désordres observés, notamment grâce aux anciennes photographies aériennes, a été réalisée. Cette analyse donne une base de référence des phénomènes attendus et de leur intensité. Elle a permis de constater que les effondrements apparus en surface à l'aplomb de la plateforme de remblais, constituée dans la partie est du site dans les années 60, sont généralement verticaux en phase « primaire » contrairement à ceux pouvant se développer dans une topographie plus marquée pour lesquels un glissement (par appel au vide) vers l'amont pendage est redouté.

La marge de reculement a été définie en tenant compte de la nature des terrains de recouvrement et des observations sur site (désordres récents et anciens) afin de définir l'évolution à long terme des effondrements. Cette marge de reculement, dans le cas présent, impacte une dizaine d'habitation.

4.2. Approche générale

Dans le cadre de la caractérisation de l'état de stabilité d'une ancienne carrière souterraine, ce retour d'expérience montre qu'il est possible de définir des configurations types pour lesquelles les caractéristiques d'exploitation (méthodes, superposition de

niveaux…) sont homogènes et qui de fait peuvent générer des désordres spécifiques. Ces configurations tiennent compte de l'état des vides existants et notamment de leur état actuel de dégradation (fracturation, effondrement…) et de comblement (remblayage total ou partiel) qui permettent d'affiner les potentialités de survenue de mouvement de terrain en surface. Néanmoins, cette approche par configurations détaillées et inspections souterraines, ne peut se justifier que dans le cadre d'une étude spécifique et reste plus difficilement transposable dans le cadre de l'élaboration d'un PPR Cavités (mise en œuvre sur de plus vastes périmètres).

Afin de définir les désordres attendus en surface et notamment leur extension, deux approches, complémentaires, doivent être considérées : la retro-analyse des effondrements observés en surface (base de référence) et l'analyse de la nature de terrains de recouvrement et de la topographie de la surface (extension à long terme).

Ce retour d'expérience montre également que plusieurs méthodes de caractérisation de cette marge d'influence existent (études précédentes) et diffèrent par rapport à la méthodologie proposée dans le guide PPRN cavités souterraines abandonnées (Ministère de l'écologie, 2012). Aussi, à la lumière de ces éléments, il semble nécessaire que des travaux d'harmonisation soient mis en œuvre, intégrant les mécanismes réels mis en jeu.

D'autre part, l'étude de stabilité de la carrière de l'Ouest constitue un retour d'expérience représentatif d'une carrière souterraine abandonnée dite « évolutive ». En effet, les nombreuses dégradations observées au fond (au toit, sur les parements et les piliers) ainsi que les désordres apparus en surface, et notamment les plus récents, montrent que des effondrements restent à craindre à court terme. Néanmoins, la notion d'imminence est difficile à caractériser. En effet, l'hétérogénéité des configurations d'exploitation et la nature des dégradations sont autant de critères qui peuvent influencer la dynamique de rupture de l'ouvrage souterrain, localement ou dans son ensemble. Aussi, la notion d'imminence du phénomène n'a pas de réponse généralisée et doit être étudiée au cas par cas selon le contexte. La caractérisation de secteurs critiques en termes de stabilité lorsque ceux-ci présentent des signes de dégradations importants et d'évolution visible sont autant de signaux défavorables quant aux conditions de stabilité à court terme de la carrière.

Enfin, ce site et cette étude, sont représentatives de cas type et courants où les contraintes urbaines font que les projets d'aménagement doivent nécessairement intégrer la présence des cavités souterraines et composer avec les aléas potentiellement présents.

5. Références bibliographiques

IGC (1999). Carrière de l'Ouest (dite carrière « Marto ») à Gagny (93). Mission d'assistance technique à l'État pour la réalisation d'un plan de mise en sécurité du site relativement aux risques dus à la carrière.

Ministère de l'écologie (2012). Guide méthodologique. Plan de prévention des risques naturels. Cavités souterraines abandonnées.

Semofi (2017). Expertise G5. Carrière de l'Ouest, phase 1, Mise en sécurité du site.

MODIFICATION IN SITU DE LA SENSIBILITE DES ARGILES AU GONFLEMENT POUR DES FONDATIONS SUPERFICIELLES DE BATIMENTS

IN SITU MODIFICATION OF THE SENSITIVITY OF CLAYS TO SWELLING FOR SHALLOW FOUNDATIONS OF BUILDINGS

Serge Lambert[1], Arthur Pengelly[2],

[1] *Keller Fondations Spéciales, Duttlenheim France*
[2] *Keller North America, Worth Etats-Unis*

RÉSUMÉ – Chaque année, on constate des dommages causés aux structures construites sur des sols argileux gonflants. L'ampleur des dommages liés à ce type de sol dépend étroitement des variations de teneur en eau dans le sol en dessous des fondations et de de la rigidité de celles-ci. Une solution possible est l'injection ionique. Le procédé s'appuie sur une réaction entre la solution d'ions et le sol argileux pour modifier les propriétés rhéologiques de l'argile. Cet article présente un exemple de chantier d'injection réalisé avec succès en 1987 sous un bâtiment endommagé par les argiles gonflantes.

ABSTRACT – Every year there is damage to structures built on swelling clay soils. The extent of the damage associated with this type of soil depends closely on the variations of the moisture of the soil under the foundations and on their rigidity. A possible solution is ionic injection. The process relies on a reaction between the ion solution and the clay soil to modify the rheological properties of the clay. This article presents an example of a successful injection site carried out in 1987 under a building damaged by swelling clays.

1. Introduction

Les mouvements du sol apparaissent typiquement durant une période pluvieuse qui fait suite à une période de sècheresse ou, à l'inverse, durant une période sèche qui fait suite à une saison pluvieuse. La végétation à proximité immédiate des ouvrages est également un paramètre connu qui contribue à augmenter les amplitudes de variation hydrique dans le sol sous les ouvrages, notamment durant les périodes de sècheresse. Un manque de drainage, ou un drainage inadéquat, est un autre facteur qui contribue à ces mouvements, en particulier durant les saisons de pluie.
Lorsqu'un ouvrage est sinistré, une reconnaissance de sol et un diagnostic des désordres s'imposent avant tout démarrage de travaux de réparation, pour déterminer l'origine des désordres et proposer le type de reprise en sous-œuvre le plus adapté. Si l'on est en présence d'argile sensible au retrait/gonflement, les premières mesures à entreprendre consistent souvent à protéger le bâtiment au maximum des variations hydriques par une protection périphérique étanche (trottoir béton ou une géomembrane), un drainage en amont dans les terrains en pente, et à couper la végétation de hautes tiges proche des ouvrages. Après ces travaux, la stabilité de l'ouvrage n'est bien souvent pas atteinte immédiatement, car un équilibre hydrique doit encore être recouvré par le phénomène très lent de succion (Holtz, 1983) avant que les mouvements ne se stabilisent définitivement. Il a été constaté également que dans certaines situations, des venues d'eau latérales au sein du massif de sol peuvent également apparaître selon les saisons (terrains en pente par exemple) et empêchent d'atteindre un état hydrique stable. La mise en place d'une barrière étanche en périphérie de l'ouvrage est alors une solution intéressante (Biddle, 1998).

Le Maître d'Ouvrage, durant toute cette période de recherche d'équilibre hydrique du sol, effectue en général des colmatages de fissures jusqu'à être contraint finalement d'envisager une reprise en sous-œuvre souvent couteuse telle que celle par micropieux.
Il existe par contre une alternative technique, économiquement plus intéressante, qui n'est pas encore très connue alors qu'elle est proposée de manière courante aux Etats-Unis, et ceci depuis plus de 30 ans: l'injection ionique. La réaction chimique avec l'argile qui en découle va permettre de modifier son comportement à long terme en la rendant moins sensible vis-à-vis des variations hydriques et donc moins sensible au retrait/gonflement.

2. Mécanisme de gonflement d'une argile – principe de fonctionnement du procédé d'injection ionique

Toutes les argiles sont constituées à partir d'un empilement de feuillets tétraédriques et octaédriques entrecoupés par un espace appelé espace interfoliaire.
Le type d'argile associé au gonflement est la smectite, dont fait partie la montmorillonite. Les ions tels que le calcium, le magnésium ou le sodium sont présents entre les feuillets des particules d'argiles. Les cations positifs sont attirés en surface de la particule d'argile pour tenter de balancer la charge négative de l'argile. Dans le cas présent, les cations contrôlent le comportement de la particule d'argile.
Le gonflement de l'argile est directement lié d'une part à l'énergie d'hydratation correspondant à l'attraction sur les molécules d'eau des cations et, d'autre part, au rayon d'hydratation des cations des interfeuillets.
Si l'énergie d'hydratation du cation prédominant est plus importante que l'énergie potentielle de la particule d'argile, le cation va s'hydrater. L'hydratation provoque une double couche diffuse de particules d'eau qui augmente la taille de la particule d'argile et qui repousse les particules adjacentes. Ces forces répulsives provoquent des pressions de gonflement.
Sur la figure 1a, le modèle de Güven (1992) représente la particule d'argile, la surface négative de la particule argileuse avec des cations fixés et la double couche diffuse. L'évolution de l'énergie potentielle de la particule d'argile avec la distance est représentée sur la figure 1b. On peut noter que quand un cation prédominant est présent avec un faible état d'hydratation et un petit rayon d'hydratation, il se déplace vers la surface et entraîne une baisse rapide de l'énergie potentielle de l'argile provoquant une faible pression de gonflement (Mitchell, 1993). Dans le cas contraire, si les cations prédominants ont une énergie d'hydratation importante ou un grand rayon d'hydratation (sodium, calcium et magnésium), ils ne migrent pas à proximité de la surface de l'argile et modifient peu la valeur de la surface potentielle de l'argile. L'argile va attirer ainsi plus de cations hydratés entraînant l'augmentation de l'épaisseur de la double couche et de la pression de gonflement.
Quatre cations naturellement présents dans l'environnement sont connus pour avoir une énergie d'hydratation faible et un rayon faible. Il s'agit du potassium, de l'ammonium, du rubidium et du césium (Grim, 1968 et Norish, 1954). La solution RemediaClay® comporte ainsi des ions de potassium et d'ammonium utilisés pour modifier le comportement des argiles sous les ouvrages existants endommagés par les variations volumétriques.
Les résultats des tests prélevés sur le site avant et après injection ont montré un comportement conforme à la théorie décrite ci-avant. L'argile traitée avec RemediaClay® a perdu de sa sensibilité au gonflement par rapport à son état initial. Les résultats des essais en laboratoire effectués sur le projet GPL au Texas ont permis de mettre en évidence ce phénomène.

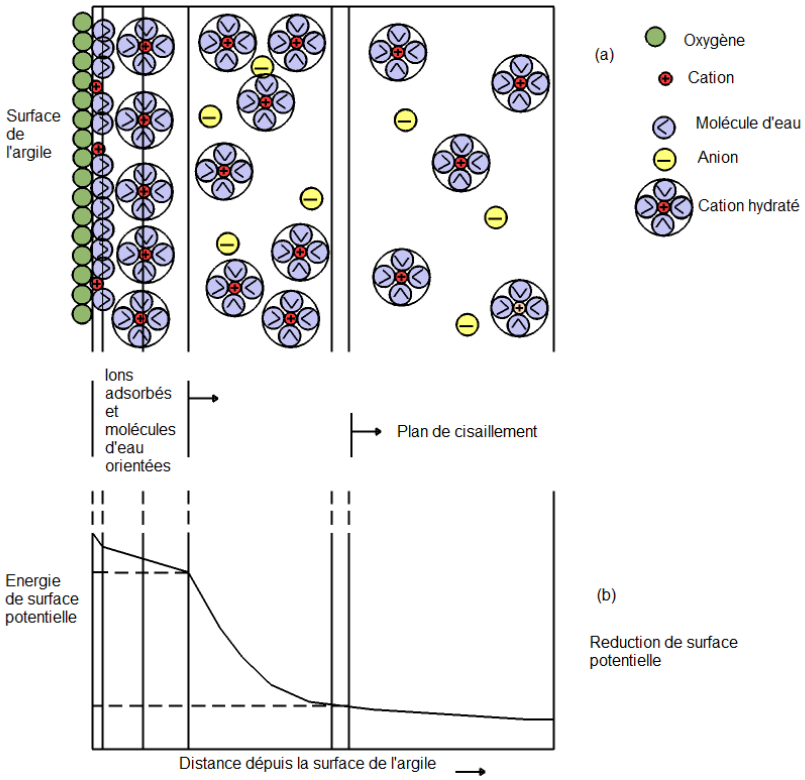


Figure 1. schéma de la double couche dans une solution aqueuse (Güven, 1992).

3. Contexte de l'intervention

Le procédé d'injection a été mis en œuvre pour un bâtiment existant, Garland Power and Light (GP&L), construit en 1956 à Garland, au Texas, en présence d'argiles gonflantes. Le bâtiment est de type rez-de-chaussée fondé sur un radier nervuré reposant directement sur le sol en partie centrale et sur des pieux courts sous les voiles périphériques (figure 2).

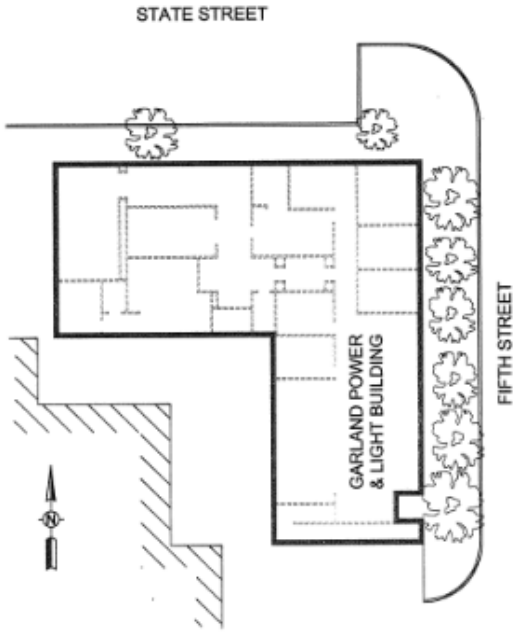


Figure 2. Plan de masse du bâtiment.

Une végétation assez dense constituée de chênes se situe coté Est de l'ouvrage à 2,4 m de distance. Sur la façade opposée, cette végétation est absente. Les désordres sont apparus essentiellement sur l'aile Est et se sont traduits par des fissures dans les murs et cloisons, des déformées dans les chambranles des portes et des fissures ouvertes de décollement entre le sol et les cloisons.
Durant la rénovation de 1980, une remise à niveau de 25 à 76 mm de la dalle a été effectuée sans aucune reprise en sous-œuvre des fondations, mais des déformations ont continué à apparaître. Ce n'est que sept ans plus tard, à l'occasion de nouveaux aménagements des locaux, qu'il a été décidé d'engager des travaux destinés à remédier aux phénomènes de retrait/gonflement du sol.
Des sondages de reconnaissances par forages et puits à la pelle mécanique ont été réalisés sur la périphérie de l'ouvrage pour connaître précisément l'origine des désordres. Ils ont mis en évidence, sous une couche de remblai sablo-argileux de 0,3 à 0,6 m d'épaisseur, une couche d'argile plastique de 2,1 à 2,4 m de profondeur recouvrant un substratum calcaire. De nombreuses racines étaient présentes sous le radier. Les tests en laboratoire ont indiqué des teneurs en eau des argiles plus faibles dans la zone boisée côté Est du bâtiment, de 4 à 7 % sous la limite de plasticité, que celles côté Ouest, avec des teneurs en eau 4 % au-dessus de la limite de plasticité.

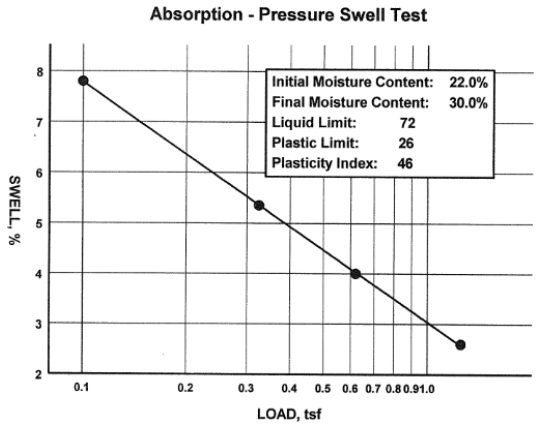


Figure 3. résultats d'un essai de gonflement de l'argile non traitée.

4. Caractérisation de l'argile traitée par des essais en laboratoire

Les tests de gonflement de l'argile ont été réalisés sur des échantillons reconstitués dans le même état hydrique et de densité qu'au moment des prélèvements dans les différentes zones et mis en place dans un bâti d'œdomètre (Figure 3). L'échantillon repose sur un lit de sable qui permet d'imbiber l'échantillon (Addison and Petry, 1998) dans un cas avec de l'eau et dans l'autre cas avec RemediaClay® comme en situation in situ. La simulation en laboratoire est bien un préambule obligatoire pour valider l'efficacité du traitement par injection. Pour ce projet, il a été nécessaire de considérer les 2 états hydriques différents de la zone Est (argile à l'état sec) et Ouest (état humide) de manière à estimer dans chaque cas l'amplitude de gonflement qu'il est possible encore d'observer. A chaque fois, un étalonnage a été effectué avec de l'eau. Pour chaque essai, les mesures de gonflement sont effectuées jusqu'à la saturation du sol.
Trois jeux de 3 échantillons ont été préparés pour les tests de gonflement. Le premier jeu correspond à l'état hydrique du côté Est avec une teneur en eau de l'ordre de 21,9 % et un poids volumique sec de 16,0 kN/m3. Le 2ème jeu a tenu compte de l'humidité de la zone Ouest avec une teneur en eau de 26 % et un poids volumique de 14,9 kN/m3. Le 3ème jeu d'échantillons injecté par de l'eau sans rajout d'ions a été préparé à une teneur en eau de 21,9 % et un poids volumique de 16,0 kN/m3. Chaque échantillon testé a subi

deux injections avant d'être saturé par la solution aqueuse. Les mesures de teneur en eau, des pressions de gonflement et de déformation sont récapitulées dans le tableau 1.
Il apparaît d'après ces résultats que sous l'effet des ions injectés, le comportement de l'argile a été profondément modifié. Le gonflement de l'argile traitée (0,61 %) après deux injections est quatre fois plus faible que le gonflement de l'argile non traitée (2,38 %) et plus de deux fois inférieur au gonflement maximum atteint par la saturation de l'échantillon.
Les mesures de teneur en eau de l'argile traitée ont montré qu'elles restent plus faibles de 4,8 % que celles de l'argile non traitée. Cette particularité est conforme avec la théorie qui suppose que l'argile traitée ne connaît plus une forte hydratation liée à la faible énergie d'hydratation du potassium et de l'ammonium. Lorsque ces ions rentrent dans l'espace de l'interfeuillet et sont échangés avec d'autres ions, l'énergie potentielle de la particule d'argile est réduite, ce qui entraîne un départ des particules d'eau de la double couche. Ce phénomène peut également être observé lors de la consolidation de l'argile sous une charge. Le deuxième jeu d'échantillons avec une teneur en eau initiale plus élevée de 26 % a montré bien évidemment un gonflement encore plus faible.

Tableau 1 : résultats des essais de laboratoire.

365 psf de surcharge est ppliquée à tous les échantillons

		Teneur en eau Avant-gonflement (%)	Densité vol. sèche Avant-gonflement (kN/m3)	Pic de gonflement à la 1ere injection (%)	Gonflement à la fin de l'essai 1ere injection (1) (%)	Prise de liquide total par échantillon (l/m3)	Gonflement jusqu'à saturation (2) (%)	Gonflement total (1)+(2) (%)	Teneur en eau Après test gonflement (%)
Traitement	N° d'échantillon	Conditions initiales		Après 4 jours d'absorption et d' injection			Après 5 jours supplémentaires jusqu'à saturation		
Double	1	21.90	16.2	1.02	0.92	95	1.18	2.10	22.51
Injection de	2	21.90	16.0	0.66	0.66	84	1.83	2.49	23.28
Potassium et	3	21.90	16.0	0.33	0.26	69	1.05	1.31	23.86
d'ammonium	**Moyenne :**	**21.90**	**16.1**	**0.67**	**0.61**	**83**	**1.35**	**1.97**	**23.22**
Double	4	26.00	14.9	0.17	0.13	101	0.59	0.72	24.60
Injection de	5	26.01	15.0	0.39	0.26	84	-0.46	-0.20	25.59
Potassium et	6	26.01	15.0	0.20	-0.07	96	-0.39	-0.46	25.28
d'ammonium	**Moyenne :**	**26.01**	**15.0**	**0.25**	**0.11**	**93**	**-0.09**	**0.02**	**25.16**
Double	7	21.90	15.7	3.02	3.54	68	1.32	4.86	28.28
Injection	8	21.90	15.9	1.55	2.03	52	2.76	4.79	32.63
d'eau	9	21.90	16.0	1.12	1.57	41	2.25	3.82	26.09
	Moyenne :	**21.90**	**15.9**	**1.90**	**2.38**	**55**	**2.11**	**4.49**	**29.00**

A partir de ces données, le gonflement potentiel maximum du sol d'assise de l'ouvrage sans traitement est estimé à 38 mm dans la zone Est sèche et 13 mm dans la zone humide côté Ouest. Par contre, après traitement par la solution aqueuse, le gonflement maximum n'excédera pas une valeur faible comprise entre 0 (côté Ouest) et 7 mm (côté Est). Ces valeurs ont été jugées acceptables par le bureau d'études structure.

5. Caractérisation du renforcement de sol par injection ionique

La solution de confortement du bâtiment a consisté à mettre en place une barrière d'étanchéité et à injecter sous l'ouvrage la solution aqueuse. Cette barrière a également permis de couper toutes les racines qui s'étendaient sous le radier. La figure 4 donne les détails de cette barrière mise en place en périphérie du bâtiment.

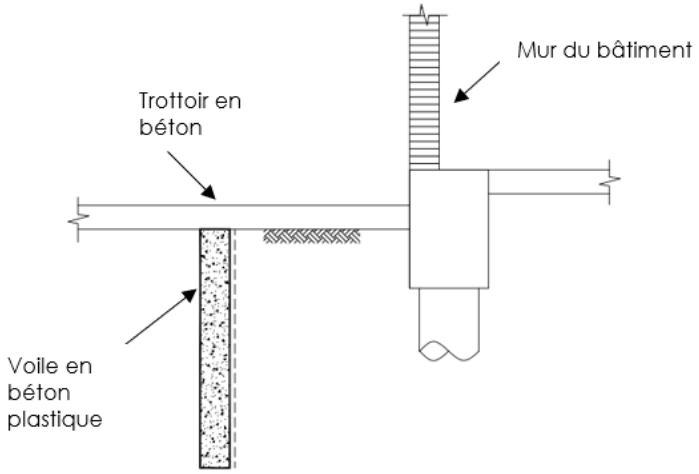


Figure 4 : coupe de la barrière vis-à-vis des racines.

Le traitement par injection de RemediaClay® sous le bâtiment a été effectué en deux phases : d'abord une injection selon une maille primaire carrée de 1,25 m de côté à partir de forages de 5 cm de diamètre, puis une deuxième injection à partir de forages secondaires disposés en intermaille. A la fin de la première injection, les trous ont été colmatés par du coulis de ciment avant de débuter la deuxième injection. Il était prévu d'injecter un volume de 67 à 100 l/m3 de sol traité, dans une proportion de 60 % pour la première phase d'injection et de 40 % pour la deuxième.
L'injection a été effectuée à partir d'un tube de 35 mm de diamètre battu dans le sol jusqu'à 2,5 m de profondeur, puis remonté ensuite par passes de 0,40 m. L'injection sous faible pression est réalisée de bas en haut en mesurant le volume. Quand le volume théorique avait été atteint, le tube d'injection était remonté pour procéder à l'injection suivante.
Trois jours après la fin des travaux d'injection, des tests de contrôle ont été réalisés. Quatre forages dans la zone traitée ont permis le prélèvement d'échantillons intacts pour la réalisation des tests de gonflement en laboratoire. L'objectif recherché était un gonflement moyen de 1 %. Les résultats ont été concluants, à l'exception d'un échantillon du forage 2 qui a gonflé de 4,67 %. Il a donc été décidé de compléter les injections dans cette zone. Un sondage de contrôle complémentaire a permis de s'assurer que les objectifs ont finalement bien été atteints. La moyenne de gonflement des 20 tests de gonflements a été de 0,43 % (tableau 2). Un total de 60,3 m3 de solution aqueuse a été injecté sur une surface de 1088 m². En considérant une hauteur de 2,4 m, le volume moyen injecté a été de 75 l/m3 de sol traité.

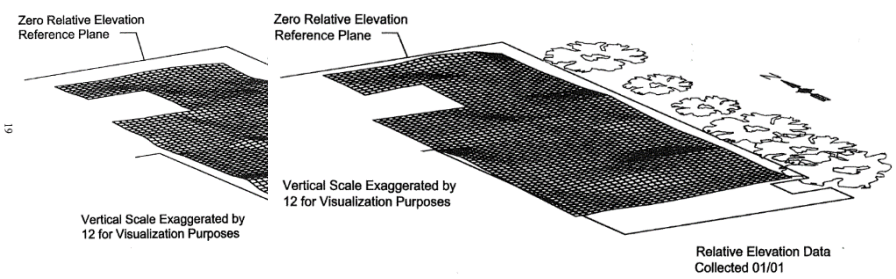
Tableau 2 : résultats des tests de laboratoire après traitement.

Forage N°	Profondeur (m)	Densité sèche in-situ (kg/m3)	Taux d'humidité in-situ (%)	Taux d'humidité final (%)	Pression de surcharge (kPa)	Gonflement vertical (%)	Pocket pen (Mpa)
1	0.30	1458	23.3	27.6	6	0.67	0.2
1	0.61	1313	34.4	39.1	12	1.60	0.3
1	1.22	1265	36.6	38.5	24	0.27	0.2
1	1.83	1634	21.4	25.1	36	0.00	0.2
2	0.30	1554	21.2	27.3	6	4.67	0.4
2	0.91	1474	27.2	30.1	18	1.07	0.4
2	1.52	1650	15	16.1	30	0.53	0.4
2	2.13	1506	24.7	25.5	42	0.13	0.3
3	0.61	1410	31.6	32.8	12	0.80	
3	0.91	1458	29.9	31.0	18	0.40	0.3
3	1.22	1474	29.4	30.3	26	0.53	0.2
3	2.13	1506	29.5	29.6	28	0.00	0.2
4	0.61	1362	33.4	34.5	12	0.53	0.4
4	1.22	1490	29.1	29.5	25	0.53	0.2
4	1.52	1490	29.3	29.6	30	0.27	0.2
4	1.83	1506	28.2	28.6	36	0.40	0.3
5	0.30	1506	20.4	24.6	6	0.60	0.3
5	0.91	1426	30.8	33.3	18	0.13	0.3
5	1.52	1394	29.8	31.9	30	0.27	0.4
5	2.13	1474	27.8	29.4	42	0.40	0.3

6. Résultats des suivis à long terme

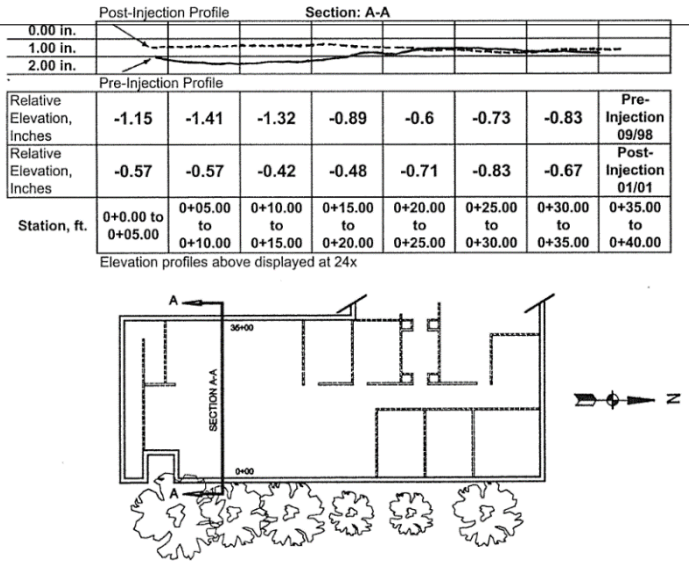
Dans le but de contrôler les résultats de la réparation sur le long terme, des mesures ont été relevées en élévation verticale par rapport au niveau de sol avant le traitement et après le traitement sur le long terme. La figure 5 montre une vue 3D avant le traitement et la même vue prise plus de deux ans après la fin des injections. Les relevés ont mis en évidence qu'en modifiant les injections, les ondulations du sol ont été réduites.

Le rez-de-chaussée était 25 mm plus haut le long du mur Est après traitement. Les niveaux le long du mur Ouest n'étaient que légèrement différents. Ce qui a été confirmé au regard des coupes de la figure 6. De plus, les différences de niveau maximum dans toutes les pièces ont été réduites de 38 à 19 mm. Plus de deux ans après le traitement, un autre relevé a été effectué. La comparaison entre ce dernier et celui réalisé juste après le traitement révèle sensiblement la même forme. Depuis que les travaux ont été achevés, aucun mouvement au sein de la structure ne s'est manifesté.



Avant traitement *Deux ans après traitement*

Figure 5. vue en 3D de la surface du dallage avant et deux ans et trois mois après traitement.



Relative Elevation, Inches	-1.15	-1.41	-1.32	-0.89	-0.6	-0.73	-0.83	Pre-Injection 09/98
Relative Elevation, Inches	-0.57	-0.57	-0.42	-0.48	-0.71	-0.83	-0.67	Post-Injection 01/01
Station, ft.	0+0.00 to 0+05.00	0+05.00 to 0+10.00	0+10.00 to 0+15.00	0+15.00 to 0+20.00	0+20.00 to 0+25.00	0+25.00 to 0+30.00	0+30.00 to 0+35.00	0+35.00 to 0+40.00

Figure 6 : coupe indiquant les soulèvements relatifs entre septembre 1998 (avant traitement) et janvier 2001 (deux ans environ après les travaux d'injection).

7. Conclusion

Les argiles gonflantes sous les fondations superficielles restent une cause majeure de sinistre de fondation. Ce fait est d'autant plus vérifié quand la présence de végétation ou des venues d'eau contribuent à accentuer le problème. Cet article présente le traitement par injection de RemediaClay® d'un bâtiment sinistré associé à d'autres mesures de protection vis-à-vis des variations hydriques. Ces dernières consistent à améliorer le drainage et à réaliser une barrière anti-racines. Les résultats des essais tant avant qu'après le traitement avec la solution ont indiqué sa réactivité avec le sol du site ainsi que son efficacité durant l'application. L'efficacité du traitement a été validée en comparant la cartographie des déformations post-construction avant injection avec la cartographie des déformations apparues durant les 2 ans et 3 mois après l'injection. Aucun mouvement significatif n'a pu être observé.

8. Références bibliographiques

Addison, M.B. and Petry, T.M., 1998 "Optimizing Multiagent, Multi-Injected Swell Modifier", Transportation Research Record, No. 1611, Stabilization and Geosynthetics, Transportation Research Board, Washington D.C. pp 39-45.

Biddle, P.G., 1998, Tree Root Damage to Buildings, Willowmead Publishing Ltd., United Kingdom.

Cutler, David, F., 1995, "Interactions Between Tree Toots and buildings", Treees and Buildings sites, edited by Gary W. Watson and Dan Neely, International Society of Arborculture, Savoy, Illinois, pp. 78-87.

Grim, RE., 1968 Clay Mineralogy, 2nd ed., McGraw-Hill, New York.

Guven, N., 1992, "Molecular Aspects of Clay/Water interactions", Clay-Water Interface and its Rheological Implications, CMS Workshop Lecturs, Vol. 4, The Clay Minerals Society, pp 1-79.

Holtz, W.G.; 1983 'The influence of Vegetation on the Swelling and Shrinking pf Clays in the United States of America", Geotechnique, June, pp 159-163.

LES FONTIS DE LA VILLE DE LYON ENTRE 1960 ET 2009 : CAUSES ET TYPOGRAPHIE

THE FONTIS OF THE CITY OF LYON BETWEEN 1960 AND 2009: CAUSES AND TYPOGRAPHY

Catherine POTHIER[1], VINET Louis[2], BOUILLOD Nicole[3], Ophelia BOUNPRASEUTH[2]
(1) Univ Lyon, INSA-Lyon, CNRS, LIRIS, UMR5205, F-69621, Villeurbanne, France
(2) Département GCU, INSA-Lyon, Villeurbanne – France
(3) Direction Prévention et Sécurité de la Ville de Lyon -Ville de Lyon, France

RÉSUMÉ – Les pentes des collines lyonnaises sont classées, du fait de leur topographie et de l'important réseau de galeries qu'elles renferment comme zones à risques géotechniques. La Ville de Lyon recense de nombreux fontis sur ces zones causées par l'effondrement de ces galeries ou l'action de l'eau. Cette étude analyse la répartition et la typologie de ces fontis.

ABSTRACT – The slopes of the Lyon hills are classified as geotechnical risk areas by topography and the large network of galleries. The City of Lyon has identified many sinkholes in these areas caused by the collapse of these galleries or the action of water. This study analyzes the distribution and typology of these sinkholes.

1. Introduction

La ville de Lyon comporte deux collines présentant une topographie accidentée dont les versants (appelés balmes) sont potentiellement instables. Leur géologie particulière alternant couches perméables et imperméables (Mongereau 2010) a permis la création par d'un important réseau de galeries de captage d'eau à des fins de consommation domestique. Si la fonction initiale de ces galeries a aujourd'hui disparu avec les dispositifs moderne l'adduction d'eau, elles continuent cependant de jouer un rôle capital en drainant les collines et de leurs versants, limitant le risque de glissements périphériques. Si certaines galeries sont actuellement reconnues, confortées et entretenues, d'autres restent encore inconnues ou/et en attente de confortement. Elles font partie de l'histoire et de l'occupation des collines avec de nombreux vestiges archéologiques. Ces galeries sont parfois à l'origine de la création de fontis mettant potentiellement en péril des structures avoisinantes. L'impact sur les infrastructures peuvent être très importants : effondrements de chaussées, fondations déchaussées, bâtiments disloqués...

Afin de limiter les risques liés à l'apparition de fontis la Ville de Lyon s'est dotée de plusieurs arrêtés municipaux (1984, 1994 et 2009) définissant des zones à risques géotechniques fondées sur la géologie, les propriétés géo-mécaniques des sols, les régimes hydrogéologiques, la topographie des sites et la présence de galeries ou vides. Ces arrêtés imposent la prise en compte de la condition de fontis dans le dimensionnement des fondations des bâtiments construits dans ces zones en raison de la présence probable de galeries non détectées. La Ville de Lyon, et plus particulièrement la Direction Prévention et Sécurité, recense et analyse l'ensemble des fontis apparu sur la zone à risques géotechniques de la ville. Cet article présente dans un premier temps la géologie des deux collines lyonnaise considérées comme une zone à risques géotechniques et la notion de fontis, puis une analyse statistique (positionnement géographique et géologique, étiologique, dimensions) des fontis qui ont frappé dans cette zone entre 1960 et 2009.

2. Géologie et Fontis Lyonnais

2.1. La géologie lyonnaise et hydrogéologie

Les collines lyonnaises sont fondées sur un substratum cristallophyllien granito-gneissique appartenant aux derniers reliefs orientaux du Massif Central. Viennent ensuite se déposer durant le Miocène des dépôts sédimentaires marins, les argiles conglomératiques littorales et les sables molassiques ; puis lacustres, deltaïques et continentaux avec les argiles siliceuses jaunes, argiles graveleuses vertes/marron et argiles limoneuses jaunes. Ensuite, au Pliocène, des dépôts d'argiles grises, des cailloutis argileux plio-villafranchien issu de comblement alpin se déposent (Vinet, 1991 ; Mongerau, 2010, Pothier 2020). Au Quaternaire, le retrait de la calotte glaciaire qui recouvrait le massif alpin laisse apparaitre des moraines caillouteuses et argileuses (David, 1966, Mandier 1987). Quelques formations éoliennes, lœss et limons, se déposent aussi aux sommets des collines et sur les versants. La figure 1 présente un log géologique de la colline de Croix-Rousse.

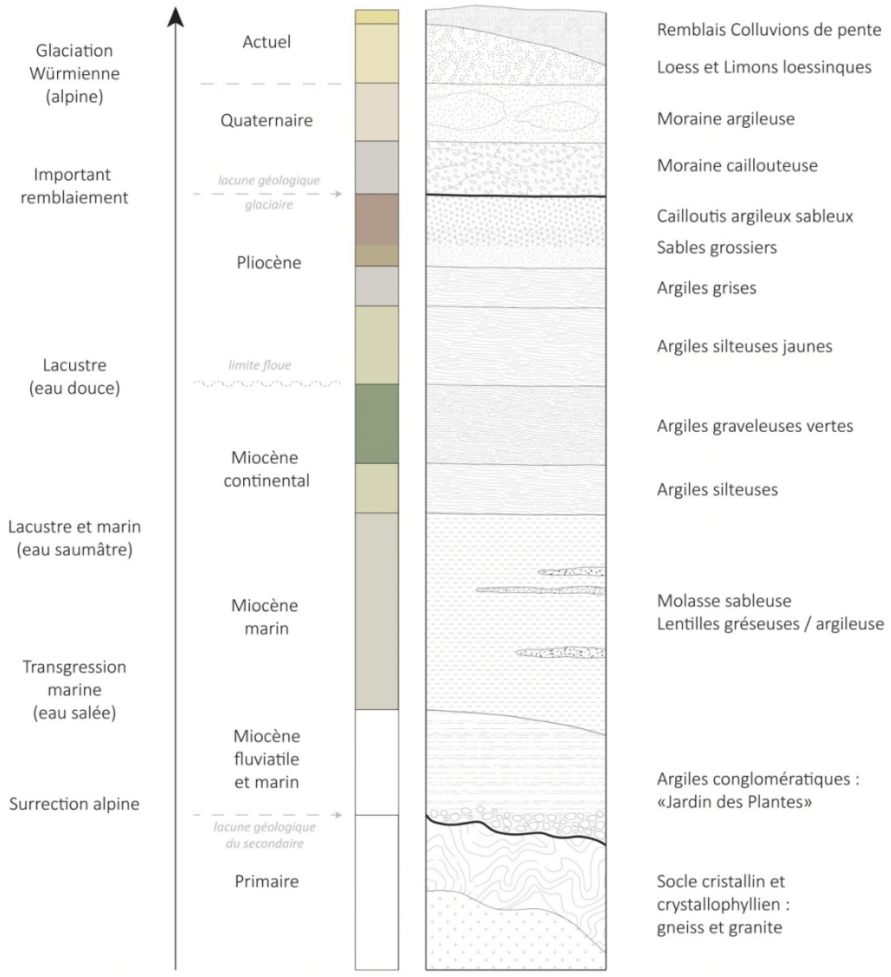


Figure 1. Coupe géologique de la Croix-Rousse

Sur le plan hydrogéologique, une importante nappe perchée se trouve au toit du Miocène argilo-graveleux. Depuis l'époque antique des galeries de captage d'eau pour alimenter la population, longues d'une dizaine à plus d'une centaine de mètres, ont été creusées dans la colline laissant parfois apparaître des sources sur les pentes. Ce réseau de galeries a été

oublié lors de l'arrivée de l'eau courante à Lyon à la fin du 19ème siècle. Le 20ème siècle a redécouvert la nécessité de drainer les collines en créant d'importantes galeries drainantes, dont la « grande drainante » sous la colline de Fourvière de plus d'un kilomètre de long, ou en restaurant et confortant les galeries anciennes afin de prévenir le risque de fontis occasionné par des effondrements de galeries.

2.2. Le fontis à Lyon

Un fontis est l'effondrement du toit d'une cavité naturelle ou artificielle se propageant jusqu'au sol et provoquant son affaissement puis son écroulement. La figure 2 présentent les différentes étapes de formation de fontis : la rupture de toit avec chutes de matériaux, cette rupture peut être causée par un afflux important d'eau ; la montée de voûte par chutes successives de matériaux du bas-toit et le début de formation d'une cloche d'effondrement par un cône d'éboulis à sa base ; la cloche de fontis continue à se développer vers la surface et le cône d'éboulis rempli le réseau souterraine ; le fontis apparait alors provoqué l'effondrement des terrains de surface puis suite à l'altération des terrains superficiels, le fontis prend une forme d'entonnoir stable (Caudron 2007). Sa forme dépend de la nature des terrains de sub-surface et de leur angle de frottement interne.

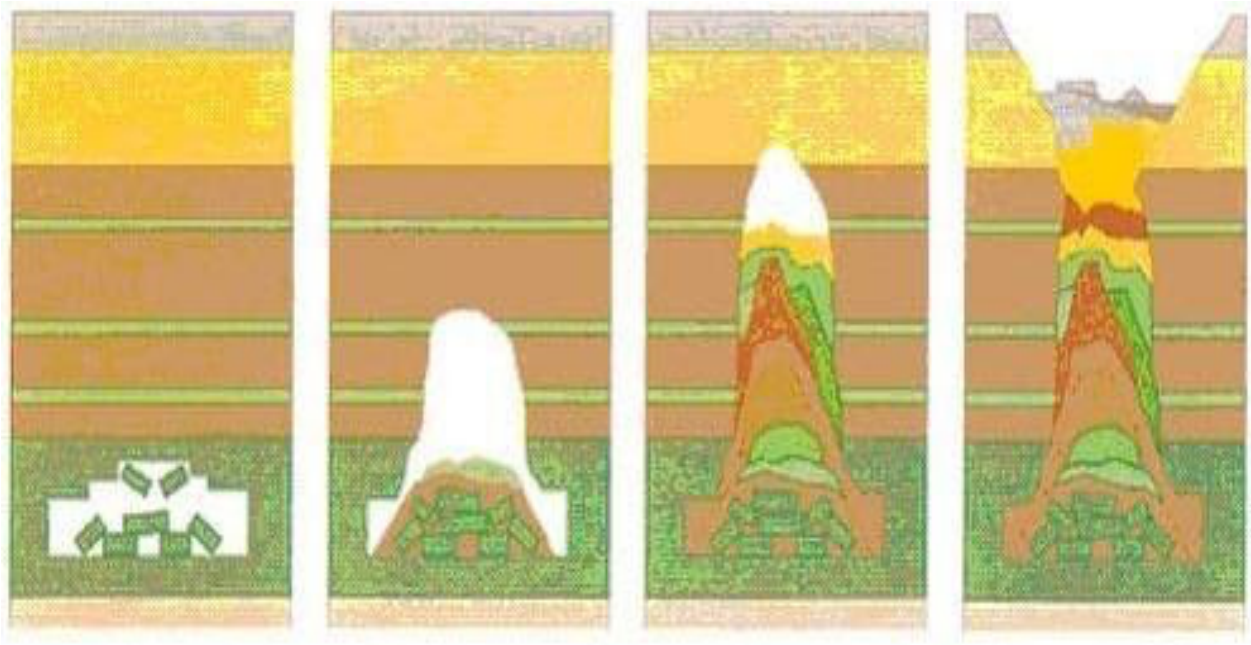


Figure 2. Les différentes étapes de formation d'un fontis (Vachat 1982 repris par Caudron 2007)

Suite à l'éboulement de Fourvière par arrêté municipal du 19 Novembre 1930, la Ville de Lyon a créé une commission chargée de la surveillance des immeubles : la commission des balmes et plus tard une unité Galerie, alors rattachée au service municipal de l'Assainissement. Le rôle de cette commission est de conseiller et d'aider le maire dans sa prise de décision, de lui fournir l'avis technique de spécialistes avertis pour la délivrance d'autorisations d'urbanisme**.** Elle se compose d'experts en géotechnique et en géologie dont des enseignants-chercheurs de l'INSA Lyon, de spécialistes du Service des Galeries du Grand Lyon, un représentant des pompiers, le responsable du service archéologie municipale et d'ingénieurs et de techniciens du service des Balmes de la Ville de Lyon qui préparent et présentent les dossiers. Plusieurs arrêtés municipaux (1984, 1994 et 2009) définissent des zones à risques géotechniques en fonction de la géologie, les propriétés géo- mécaniques des sols, les régimes hydrogéologiques, la topographie des sites et la présence de galeries ou vides. Ces arrêtés imposent la prise en compte de la condition de

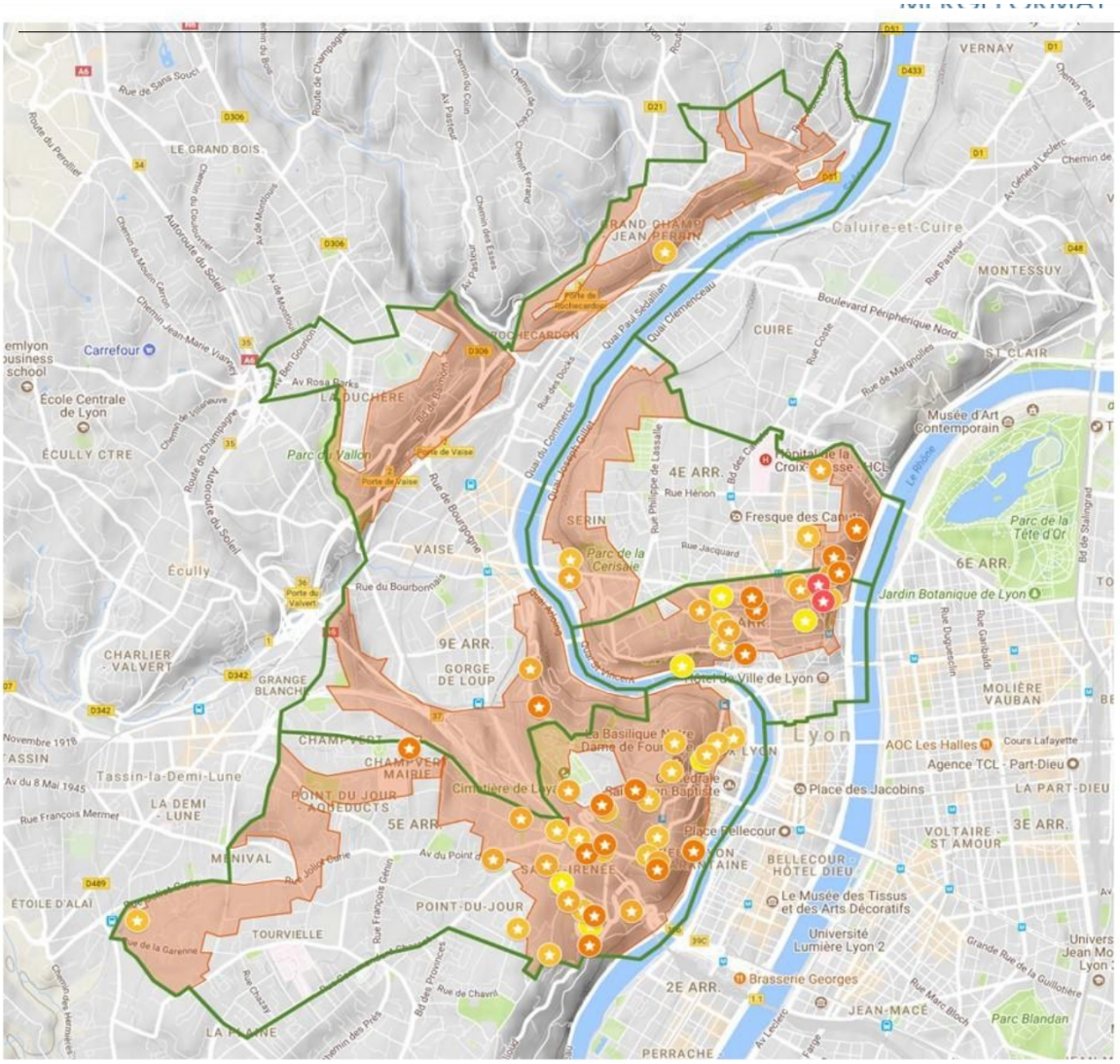
fontis dans le dimensionnement des fondations des bâtiments construits dans ces zones en raison de la présence probable de galeries non détectées. Cette condition précise que les fondations d'un bâtiment ou d'un ouvrage doivent être conçues et armées de manière à supporter sans désordres importants l'apparition d'un vide de 2m de diamètre sous les semelles ou le radier.

3. Analyse de la typologie et des causes des Fontis

La commission des balmes en plus de son rôle de donner un avis technique sur les dossiers d'autorisation d'urbanisme procède au recensement et au suivi des accidents géotechniques apparus sur les collines. Cinquante-sept dossiers techniques archivés ont été analysés pour créer une base de données reprenant les principales caractéristiques des fontis apparus entre 1960 et 2009 : profondeur, surfaces, causes, présence de galeries, informations géologiques... lorsqu'elles étaient présentes dans le dossier. Les dossiers saisis entre 2010 et 2017 analysés récemment ont été rajoutés à l'étude. Il se produit, si on exclut la période 1960-1970 où des dossiers pourraient être manquants, en moyenne entre 15 et 20 fontis sur une période de dix ans.

3.1. Répartition géographique

La figure 3 obtenue à partir des informations de la base de données permet de visualiser la localisation géographique des fontis lyonnais entre 1960 et 2017 et indique la décennie de découverte de l'anomalie. Les zones à risques géologiques de la ville de Lyon ont été matérialisées en rose. Au niveau de la colline de Croix-Rousse, on remarque que les fontis sont davantage localisés sur les rives du Rhône que sur les rives de la Saône ou du moins plus à l'est du 1er arrondissement de Lyon. Cette répartition peut avoir comme origine la différence de géologie entre l'est et l'ouest de la colline. En effet à l'ouest, le rocher remonte plus haut et les couches argileuses du Miocène sont moins épaisses qu'à l'est, et il s'en suit une prépondérance des écoulements hydrogéologiques vers l'est et le sud de la colline et donc une densité plus importante de galeries (du moins connues) sur ces façades de la colline. De même au niveau de la colline de Fourvière, les fontis se situent sur la partie de l'est. Cela concorde aussi avec le développement connu de l'urbanisation des collines au cours des siècles.



Carte des fontis dans les arrondissements de Lyon à risques géologiques

Légende

- Zones à risques géologiques
- Limite d'arrondissement
- Fontis apparus entre 1960 et 1980
- Fontis apparus entre 1980 et 1990
- Fontis apparus entre 1990 et 2000
- Fontis apparus entre 2000 et 2010
- Fontis apparus entre 2010 et 2017

Figure 3. Cartes de fontis apparus entre 1960 et 2017 sur la ZRG de Lyon.

3.2. Caractéristiques dimensionnelles

La figure 4, réalisées avec l'étude de 48 fontis, montre l'évolution de la surface des fontis en fonction de leur profondeur. Ce graphique montre qu'à part quelques exceptions les fontis ont une profondeur inférieure à 4m. Le diamètre moyen d'un fontis est de 2,1 m et sa valeur médiane de 1,9 m ; 82% d'entre eux ont un diamètre inférieur à 3m. La condition de fontis est considérée pour un fontis n'excédant pas 2m de diamètre et 60% des fontis étudiés « respectent » ce critère. Cependant, il faut garder à l'esprit que les diamètres et profondeurs relevés le sont souvent après que le fontis ait été dégagé pour plus de visibilité et donc agrandi en surface. Finalement, on peut donc considérer que la condition de fontis permet de prévenir de nombreux désordres dans ces zones à risques.

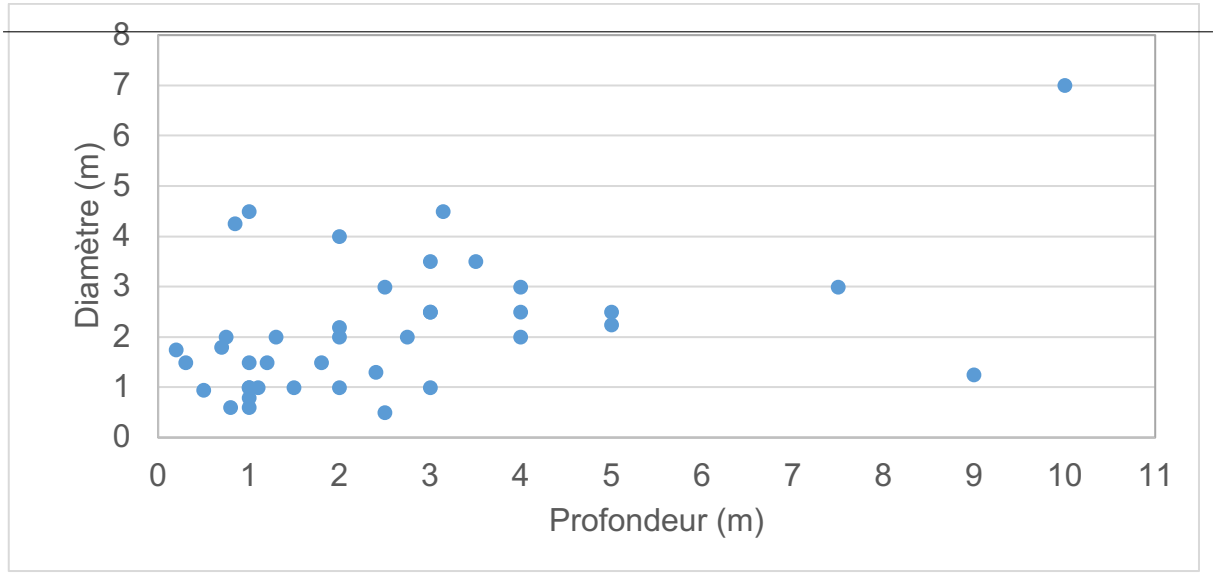


Figure 4. Evolution du diamètre en fonction de la profondeur des fontis lyonnais

3.3. Analyse des causes

La figure 5 montre la répartition des causes de l'apparition des fontis, cependant, dans certains cas, plusieurs causes sont à l'origine du phénomène. L'eau sous forme de grosses pluies (9%) ou de fuite de réseaux (31%) est majoritairement la cause des fontis atteignant 40% des causes. Les fuites proviennent souvent d'une rupture de canalisation des eaux pluviales ou d'arrosage automatique. Viennent ensuite l'effondrement de galeries avec 34 % des causes et celles des puits anciens comblés (12%). Dans la plupart des cas les galeries étaient non reconnues ou non confortées. Ces éléments permettent ainsi d'appuyer la nécessité de faire reconnaître les galeries souterraines sur le sol lyonnais et de traiter au plus vite l'anomalie dès sa découverte.

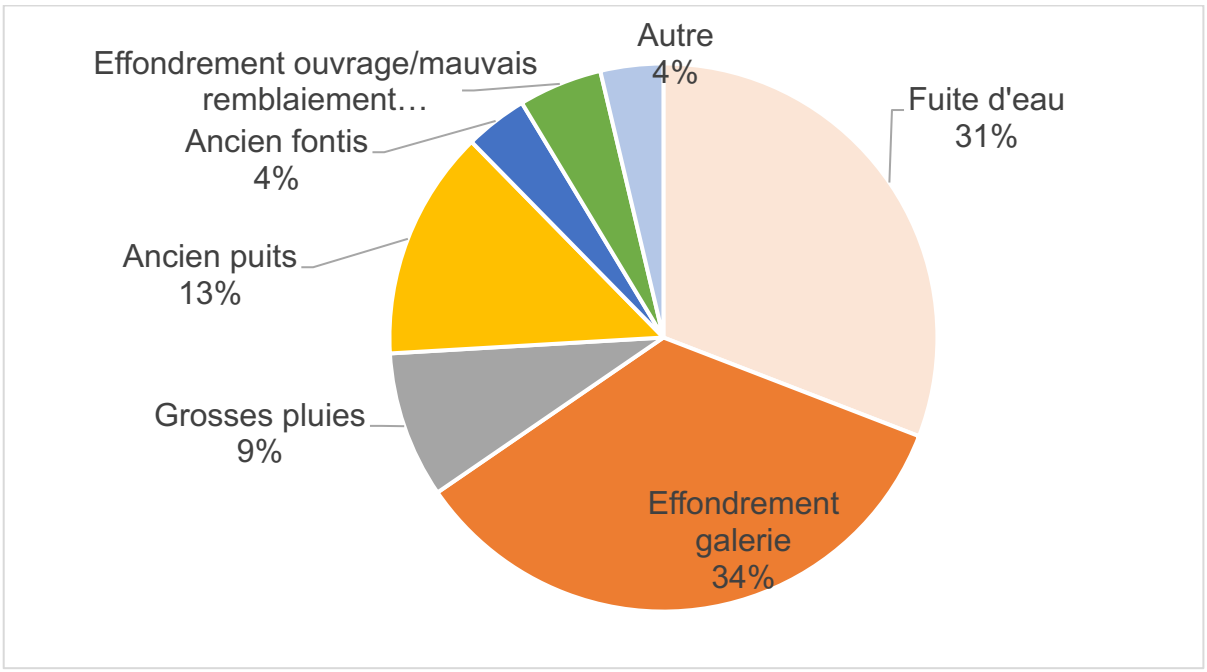


Figure 5. Causes des fontis lyonnais

3.4. Analyse de la géologie

La nature géologique dans laquelle se forme un fontis a aussi été étudiée ; malheureusement seulement sur 17 fontis car il est fréquent que les investigations concernant l'anomalie ne soient pas poussées et que les travaux de réparation soient directement effectués. La figure 6 présente la répartition des fontis selon la couche géologique donc laquelle ils se trouvaient. Les résultats montrent que 55% des fontis se forment dans une couche argileuse ou/et limoneuse et le reste dans une couche sableuse.

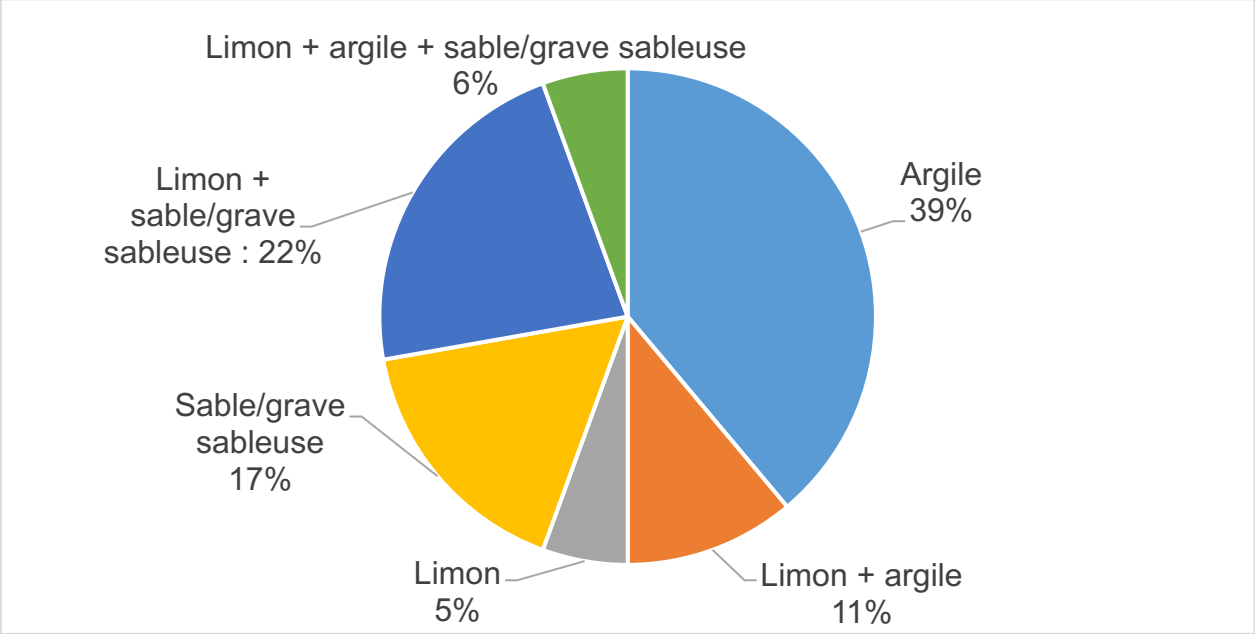


Figure 6. Couche géologique

On ne peut conclure sur une nature particulière de couche liés à l'apparition de ce phénomène. Il n'a pas non plus été possible de corréler les dimensions (profondeur et diamètre) d'un fontis avec la nature géologique du sol dans lequel il se produit, même si les fontis apparaissant dans le sable semblent moins profonds et moins larges que ceux apparaissant dans les couches argileuses ou/et limoneuse. Ces derniers adoptent fréquemment une forme tubulaire (lœss), tandis que la forme en entonnoir très évasé est plus caractéristique des graves crues (moraines caillouteuses par exemple).

4. Conclusions

S'il apparait régulièrement des fontis sur les balmes lyonnaises, différents arrêtés municipaux sont présents pour limiter leur formation et la destruction du bâti. La condition de fontis indiquant que toute fondation doit être capable de reprendre un fontis de 2 m de diamètre semble être adaptée à la plupart des cas rencontrés dans cette étude sans être trop contraignante pour le constructeur. L'étude a montré que les causes des fontis étaient principalement l'existence de galeries ou puits et l'action de l'eau. En effet, la nature géologique particulière des collines lyonnaises et les circulations souterraines ont permis à l'homme de s'approvisionner en eau potable en creusant des galeries souterraines maintenant oubliées. Il est important de les reconnaitre et de les conforter lors de leur découverte car elles peuvent générer de nombreux fontis. De même comme le dit l'arrêté du 25 septembre 2009, il est impératif sur les balmes de raccorder les eaux pluviales aux réseaux et de ne pas mettre en place d'arrosages automatiques. La commission porte maintenant son regard sur l'opportunité de se prononcer, lors de la réhabilitation, la

surélévation ou toute modification de bâtiments anciens, sur le diagnostic du bâtiment par rapport à ladite condition de fontis : type de fondation, homogénéité du sous-sol… D'éventuelles consolidations sont envisageables pour pérenniser ces ouvrages. Ces différentes préconisations doivent permettre de limiter la survenue de fontis dans les zones à risques géotechniques que sont les balmes lyonnaises.

5. Références bibliographiques

Caudron M. (2007). Etude expérimentale et numérique de l'interaction sol-structure lors de l'occurrence d'un fontis, Thèse doctorat Lyon, INSA 335 pages.

David L. (1967). Formations glaciaires et fluvio-glaciaires de la région lyonnaise. Imprimeur éditeur, département des sciences de la Terre, faculté des Sciences de Lyon, 60 pages.

Mandier P. (1987). Le relief de la moyenne vallée du Rhône au Tertiaire et au Quaternaire, Revue de Géographie Alpine Année 1987 75-1 pp. 87-89.

Mongereau N. (2010). Géologie de Lyon. Editions Lyonnaises d'Art et d'Histoire. 143 pages.

Pothier C., Chappart C., Vinet L., Bouillod N. (2020). Les collines de la Ville de Lyon : notes géologiques, JNGG2020, Lyon (France), 8 pages.

Vinet L. (1991). Typologie et prévention des risques et accidents géotechniques en site urbain : les collines de la Ville de Lyon entre 1977 et 1990. Thèse Laboratoire Géotechnique. Lyon : INSA de Lyon, 330 pages.

ANALYSE DES DONNÉES CPTu VIS-À-VIS DE LA LIQUEFACTION

ANALYSIS OF CPTu DATA TOWARDS LIQUEFACTION

Ankit SHARMA[1], Christophe DANO[1], Panteleimon RAPANKIS[1],Hamid Hosseini SADRABADI[2], Luc SIBILLE[1], Bruno CHAREYRE[1]
[1] *University of Grenoble Alpes, CNRS, Grenoble INP, 3SR, F-38000, Grenoble, France,*
[2] *Equatech R&D, Equaterre, Annecy, France*

RÉSUMÉ – Cet article présente un outil numérique permettant d'analyser les données du piézocône CPTu et de prédire diverses propriétés du sol, en se concentrant principalement sur la susceptibilité à la liquéfaction. Tout d'abord, des relations empiriques utilisant les données du CPTu sont présentées et l'effet des paramètres d'entrée est montré. Ensuite, l'outil est appliqué à deux cas d'étude in situ, sur les sites de Saint Martin D'Hères et au Bourget-du-Lac. Différentes méthodes pour calculer le rapport de résistance cyclique (Robertson, 2010 ; Idriss et Boulanger, 2014) sont utilisées, et les différences dans leurs prédictions sont comparées. Enfin, les résultats obtenus à partir de notre outil développé sous Python sont comparés avec le logiciel sous licence correspondant CLIQ pour valider les résultats. Cet article aide à mieux comprendre les méthodes existantes pour interpréter les données CPTu. Il fournit un outil d'aide à la décision intégrant les hypothèses d'entrée.

ABSTRACT – This paper presents a numerical tool for analysing CPTu piezocone data and predicting various soil properties, focusing primarily on liquefaction susceptibility. First, a few empirical relationships using CPTu data are presented and the effect of input parameters is shown. Then, the tool is applied to two in situ case studies, the first one at Saint Martin D'Hères and the second one at Bourget-du-Lac. Different methods for calculating the cyclic resistance ratio such as (Robertson, 2010; Idriss and Boulanger, 2014) are used, and the differences in their predictions are compared. Finally, the results obtained from our tool developed in Python are compared with the corresponding licensed software CLIQ to validate the results. This paper helps to better understand the existing methods for interpreting CPTu data and provides a tool that makes it easier for engineers to choose among the different methods available and understands the possible variations caused by the interpretation methods and different values of the input parameters.

1. Introduction

L'essai de pénétration au cône existe depuis les années 1930 à des fins d'identification physique et mécanique des sols. Il a, depuis, connu de nombreuses avancées technologiques (mesure du frottement latéral et de la pression interstitielle). Cependant, l'identification des propriétés mécaniques à des fins d'ingénierie s'appuient souvent sur des corrélations empiriques issues de l'expérience. Des logiciels commerciaux sont aujourd'hui proposés pour interpréter les données d'essais CPT, sans visibilité sur les procédures de calcul sous-jacentes et donc sur la pertinence des résultats. Cette communication apporte une contribution à cette analyse de l'effet des grandeurs géotechniques critiques sur l'interprétation des données CPTu, par le biais de deux campagnes expérimentales sur site dédiées à la détection de la susceptibilité de liquéfaction des sols.

Historiquement, les travaux de Robertson ont permis d'établir des abaques basés sur les observations de terrain et les paramètres mesurés au cours d'essais CPTu conduits à une

vitesse de pénétration de 2cm/s : résistance de pointe, frottement latéral et pression interstitielle. Ces abaques (Robertson, 1990, Roberston & Wride, 1998) définissent ainsi des classes de comportement des sols, au travers d'indices empiriques corrélés aux propriétés mesurées, comme l'indice de comportement du sol I_c.. Le lecteur pourra se référer aux références bibliographiques citées ci-dessus pour avoir le détail des classifications de Robertson.

2. Susceptibilité à la liquéfaction à partir d'essais CPTu

Pour évaluer la susceptibilité à la liquéfaction d'un sol, il est important de déterminer la stratigraphie du sol et l'état in-situ des dépôts. Le CPT est un essai in-situ idéal pour évaluer le potentiel de liquéfaction du sol en raison de sa répétabilité, de sa fiabilité et de ses données continues. La pratique actuelle de calcul de la susceptibilité à la liquéfaction implique de caractériser la sollicitation sismique en termes de rapport de contrainte cyclique (CSR) pour représenter la contrainte de cisaillement appliquée à différentes profondeurs. La définition la plus largement utilisée du CSR a été donnée par Seed & Idriss (1971). Seed & Idriss (1971) ont proposé de représenter les contraintes de cisaillement irrégulières causées lors d'un séisme par une série uniforme équivalente de cycles de contraintes qui provoquent une accumulation de pression interstitielle équivalente à celle de l'historique des contraintes de cisaillement réelles à une amplitude de 65% de la contrainte de cisaillement réelle maximale. De plus, ils l'ont normalisé par la contrainte verticale effective du sol en place. Ils ont ainsi déduit le nombre de cycles uniformes nécessaires pour provoquer une augmentation de la pression interstitielle similaire à celle du séisme réel pour différentes magnitudes. Cette valeur sans dimension a été utilisée pour caractériser la sollicitation de cisaillement pour une magnitude donnée du tremblement de terre.

En parallèle de la sollicitation, la résistance du sol normalisée par la contrainte verticale à la même profondeur est appelée Rapport de Résistance Cyclique (CRR), déduit de l'interprétation d'essais in situ en général, en particulier l'essai CPT et de l'indice de comportement du sol cité plus haut. La prédiction de la résistance cyclique des sols sableux à partir de l'essai CPT est dérivée d'une vaste base données expérimentale, même si pour les projets d'envergure, il est recommandé d'estimer le CRR à partir d'essais en laboratoire.

3. Essais CPTu in-situ et leur analyse via "pyCPTu"

Nous avons développé un code sous Python, appelé pyCPTu, intégrant les méthodes décrites dans la littérature pour transcrire les données CPTu en données géotechniques utiles à l'ingénieur, en particulier la susceptibilité à la liquéfaction. Après avoir comparé ce code à un code commercial, nous l'avons utilisé pour étudier l'effet des paramètres d'entrée des méthodes utilisées pour calculer le CRR sur la susceptibilité à la liquéfaction.Ainsi, dans cette communication, nous nous sommes basé sur les deux méthodes les plus utilisées pour calculer le CRR : La méthode Boulanger-Wride (1998) et la méthode Robertson-Idriss (2014).
La méthode de Boulanger & Wride (1998) propose deux formulations du CRR en fonction de la résistance de pointe normalisée en sable propre q_{c1Ncs} telle que (Eq. 1) :

$$CRR = \begin{cases} 93(q_{c1Ncs}/1000)^3 + 0.08\,, & 50 \leq q_{c1Ncs} \leq 160 \\ 0.833(q_{c1Ncs}/1000)^3 + 0.05\,, & q_{c1Ncs} \leq 50 \end{cases}$$

Equation 1.

La méthode de Boulanger-Idriss (2014) est calculée en utilisant la résistance normalisée en pointe pour une contrainte de 1 atm de surcharge (q_{c1N}) et à son équivalent en sable propre (q_{c1Ncs}).

$$CRR_{M=7.5,\sigma'_v=1atm} = \exp\left(\frac{q_{c1Ncs}}{113} + \left(\frac{q_{c1Ncs}}{1000}\right)^2 - \left(\frac{q_{c1Ncs}}{140}\right)^3 + \left(\frac{q_{c1Ncs}}{137}\right)^4 - 2.8\right)$$

Equation 2

L'indice de susceptibilité à la liquéfaction le plus couramment utilisé est le facteur de sécurité obtenu en comparant la résistance (rapport CRR) à la sollicitation (CSR) du sol, tel que FS = CRR / CSR. Une valeur supérieure à 1 pour une couche de sol particulière indique qu'il est peu probable qu'elle se liquéfie pour un événement sismique donné. Inversement, une valeur inférieure à 1 est un signe d'alerte.
Néanmoins, à l'échelle d'un site, la susceptibilité à la liquéfaction doit être intégrée sur une certaine profondeur. Ainsi, Iwasaki et al. (1981) ont suggéré d'utiliser l'indice de potentiel de liquéfaction (LPI, Eq. 3) qui peut quantifier la susceptibilité à la liquéfaction d'un site pour une profondeur allant jusqu'à 20 m de profondeur :

$$LPI = \int_0^{20} (F_1(FS).W(z))\, dz$$

Equation 3

où $F_1(FS) = 1 - FS$ si $FS < 1$ ou $F_1(FS) = 0$ si $FS > 1$. W(z) est une fonction de la profondeur z telle que W(z) = 10 – 0.5z. Plus la valeur de LPI est élevée, plus le risque de liquéfaction est élevé. Une valeur supérieure à 15 est considérée comme un indicateur d'un site à haut risque de liquéfaction.

En utilisant toutes ces méthodes, et en exploitant des corrélations reliant les mesures pénétrométriques aux propriétés des sols (Robertson & Cabal, 2015), nous pouvons calculer le type de comportement du sol, l'angle de frottement, les rapports CSR et CRR, le facteur de sécurité. Ces propriétés sont calculées tous les 2 centimètres dans notre code. Ce code permet également de déterminer le paramètre LPI final du site.

4. Exemples d'applications

Site 1 : Saint Martin D'Hères, Grenoble.

Dans le cadre du programme de Recherche et Développement du Groupe Equaterre relatif à l'identification des sols liquéfiables, une première campagne d'essais CPTu a été conduite sur le Campus Universitaire de Saint-Martin d'Hères, près de Grenoble. L'emplacement exact est indiqué sur la Figure 1. Les essais ont été réalisés avec une pointe de cône de 10 cm2 de diamètre en août 2019. La pointe du cône a atteint une profondeur d'environ 20 m. La Figure 2 représente les résultats bruts en termes de résistance à la pointe, frottement latéral et pression interstitielle. Le graphique de la pression interstitielle montre également la pression hydrostatique avec la nappe phréatique à 5 m. Ces données ont ensuite été analysés à l'aide de pyCPT afin d'identifier le profil du sous-sol, l'indice de comportement du sol, la résistance normalisée de pointe et calculer les rapports CRR et CSR du sol et les résultats sont montrés sur la Figure 3.
Nous pouvons observer que la majorité du dépôt de sol sur les 14 premiers mètres tombe dans la catégorie des sables propres ($1,31 < I_c < 2,05$) (en rouge) et il y a une couche de sol argileux entre 14,5 et 17,5 m de profondeur ($2,95 < I_c < 3,6$) (en vert). La région en jaune correspond à un sol de type sable silteux. Les zones bleues de gauche et de droite représentent des sous-sols de type gravier et limon sableux. De plus, les calculs de la résistance de pointe normalisée selon la méthode Idriss-Boulanger et la méthode Robertson sont assez similaires.

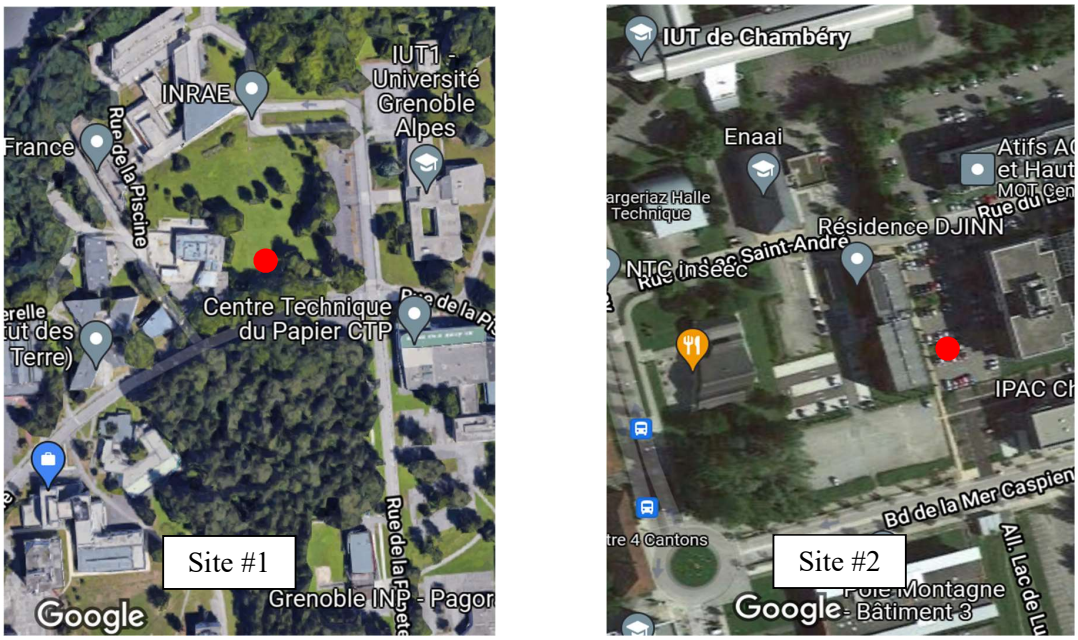


Figure 1: Localisation du sites d'essais

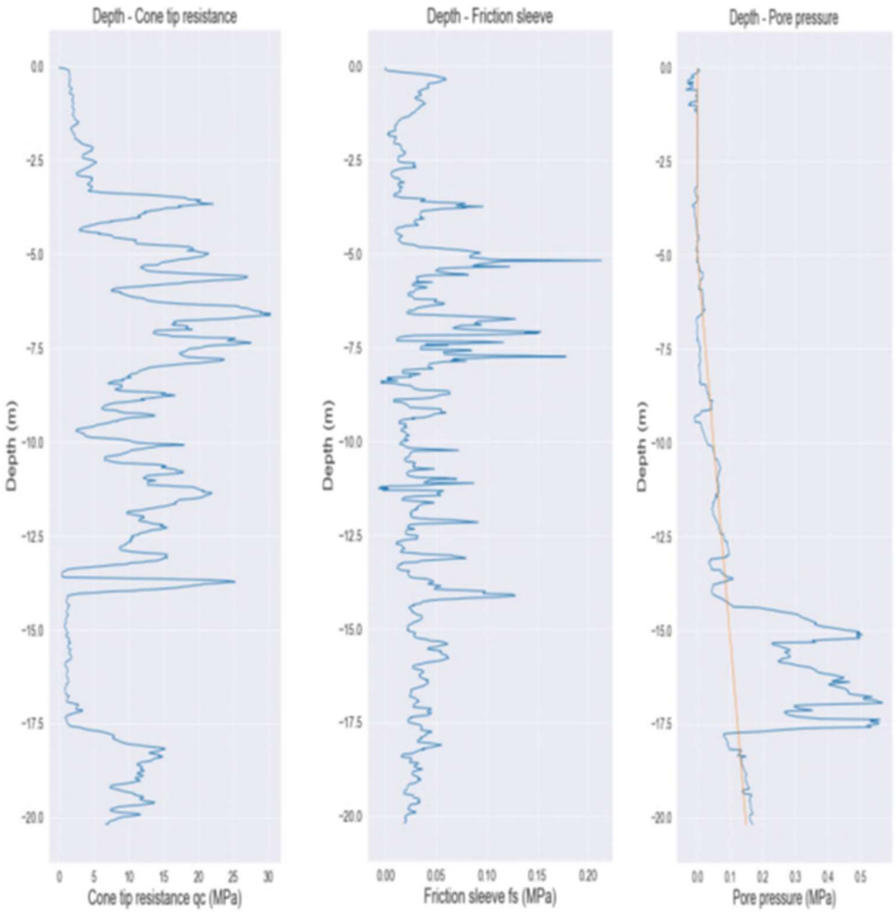


Figure 2: Résultats bruts des essais du Site 1.

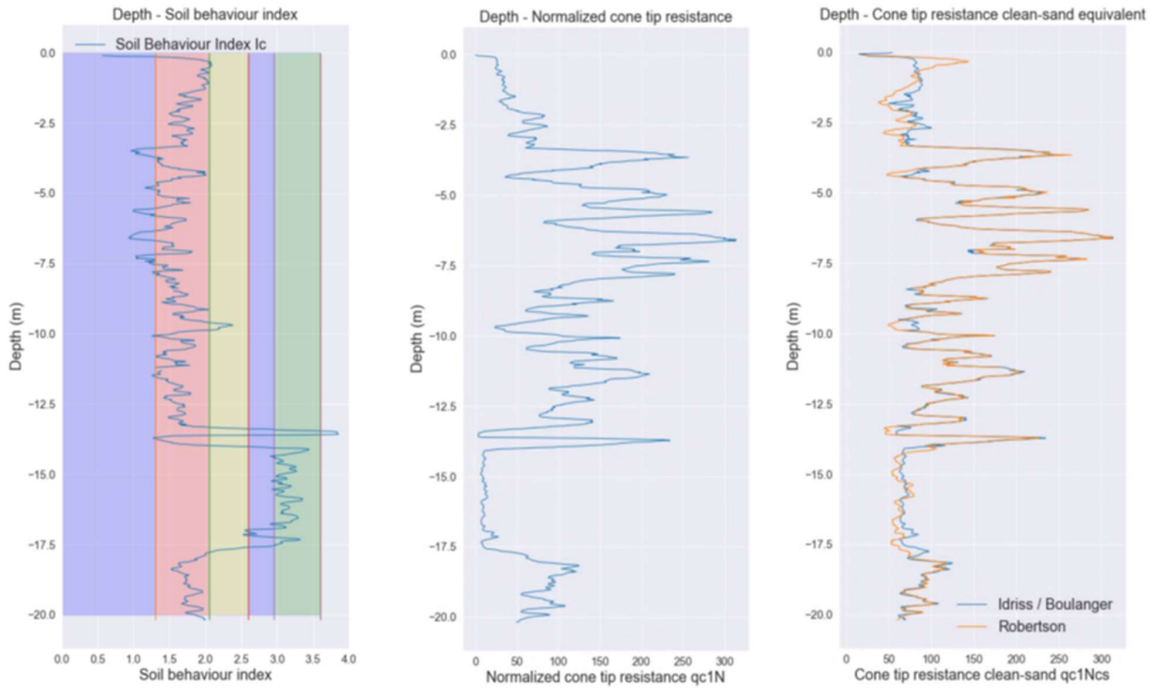


Figure 3: Résultats de l'analyse des essais du Site 1 par pyCTPu.

Site 2 : Bourget-du-Lac, Chambéry.

Un essai CPTu a été réalisé au Bourget-du-Lac, près de Chambéry, pour étudier le tassement d'un bâtiment construit sur un sol compacté sur les deux premiers mètres, marqués par une résistance de pointe élevée au-dessus de la profondeur de 2 mètres. Les quantités mesurées sur ce site sont indiquées sur la Figure 4. Immédiatement en dessous, nous avons une résistance de pointe très faible jusqu'à 8 m de profondeur correspondant à un sol argileux comme on peut le voir dans l'indice de comportement du sol montré dans la Figure 5. En utilisant les résultats montrés sur les Figures 4 et 5, l'équation 2 et les corrélations reliant les données pénétrométriques et l'angle de frottement (Kulhawy & Mayne, 1990), nous pouvons calculer la résistance à la liquéfaction du sol tous les 2 centimètres. En utilisant la définition du CSR de Seed & Idriss (1971) et une accélération du sol attendue de 1,92 m/s^2 pour la région où ces tests CPTu ont été effectués, nous avons calculé un LPI de 4,12 sur le site n° 1 et de 8,75 sur le site n° 2. En comparant les deux, nous pouvons avoir un facteur de sécurité (FS) et calculer LPI en utilisant l'équation 3. Ces résultats sont validés par les résultats du logiciel CLIQ qui ont donné des lectures similaires comme le montrent les figures 6 et 7 pour les sites 1 et 2 respectivement.

5. Effet des paramètres d'entrée sur la susceptibilité à la liquéfaction

En utilisant notre code pyCPTu, nous avons observé l'effet du niveau des eaux souterraines, des données CPTu d'entrée et de l'accélération du sol attendue du tremblement de terre sur le coefficient LPI. En changeant simplement le niveau des eaux souterraines de 5 m à 1 m pour le site 1, le coefficient LPI a changé de 4,12 à 17,07. Ce changement important du LPI fait passer le risque de liquéfaction de faible à élevé, comme indiqué dans le Tableau

1. De même, le LPI pour ce site passe de 4,12 à 2,61 et 6,16 en augmentant et en diminuant (respectivement) la résistance de pointe de 20 % sans changer aucun autre paramètre. Le changement du frottement latéral d'une valeur similaire de 20% change le LPI de moins de 0,3, tandis qu'un changement similaire de la pression interstitielle n'a presque aucun effet sur le calcul de LPI.

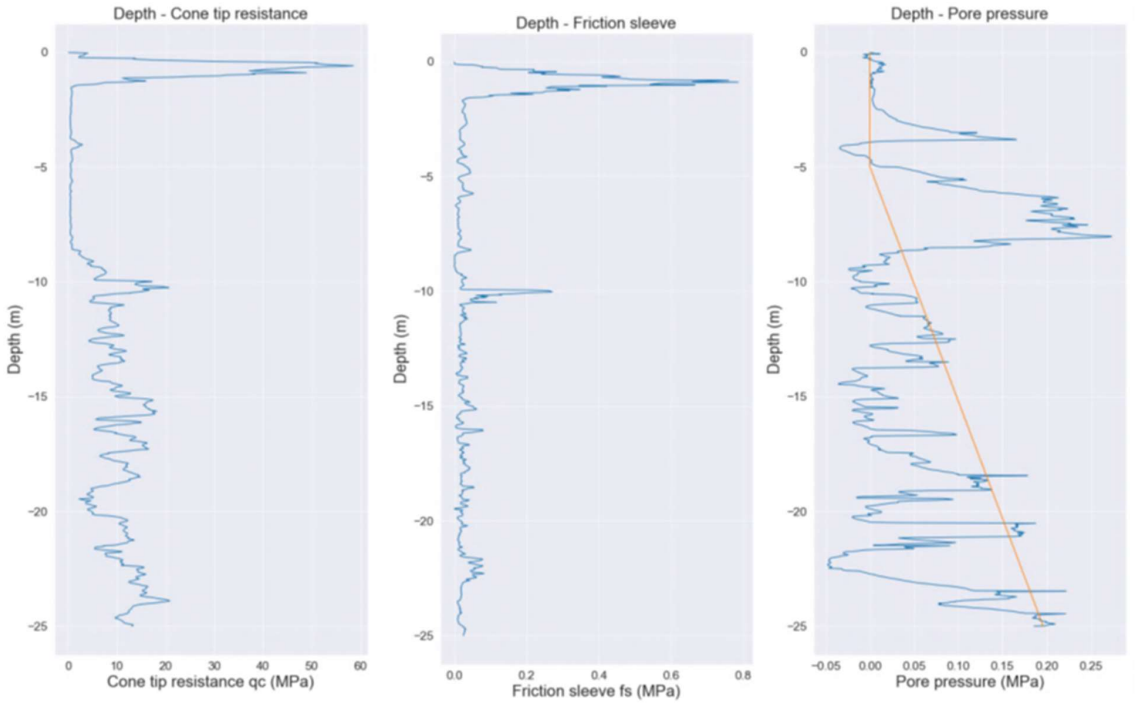


Figure 4: Résultats bruts des essais du Site 2.

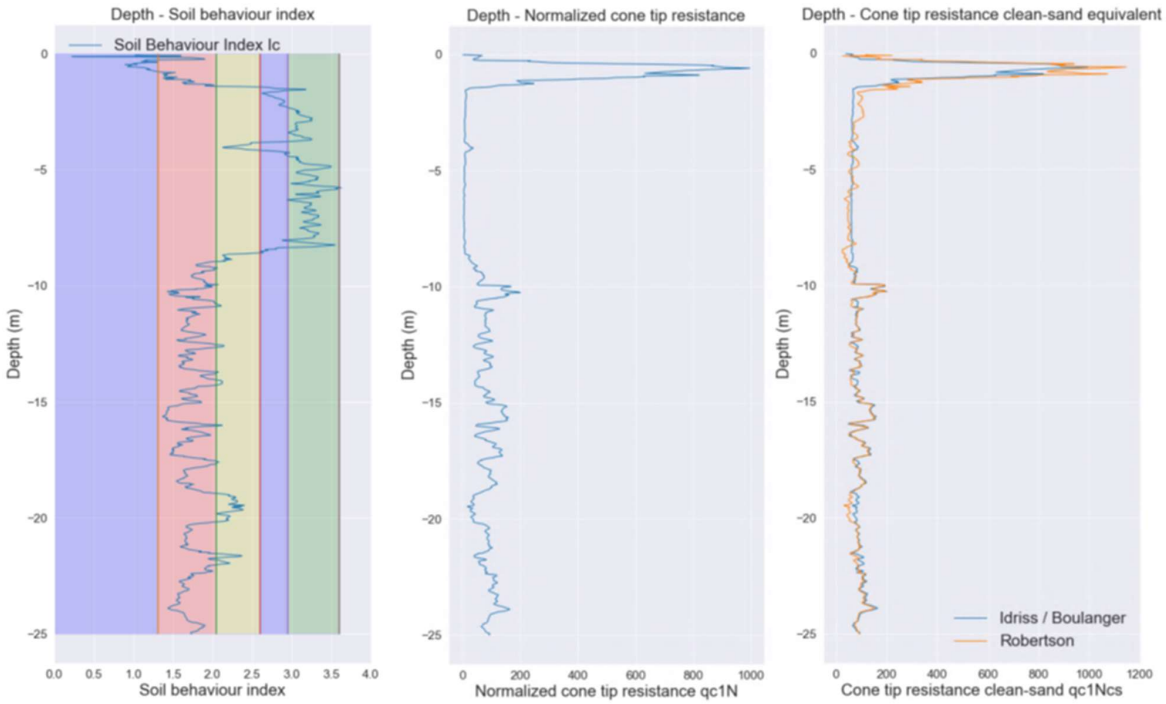


Figure 5: Résultats de l'analyse des essais du Site 2 par pyCTPu.

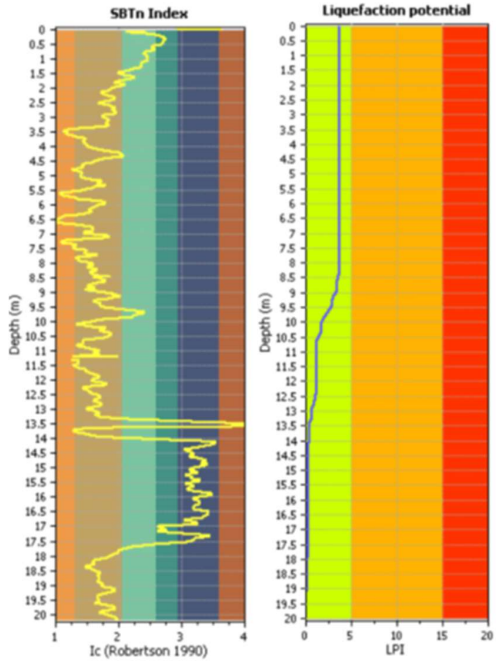


Figure 6: Résultats du logiciel CLIQ pour le site 1.

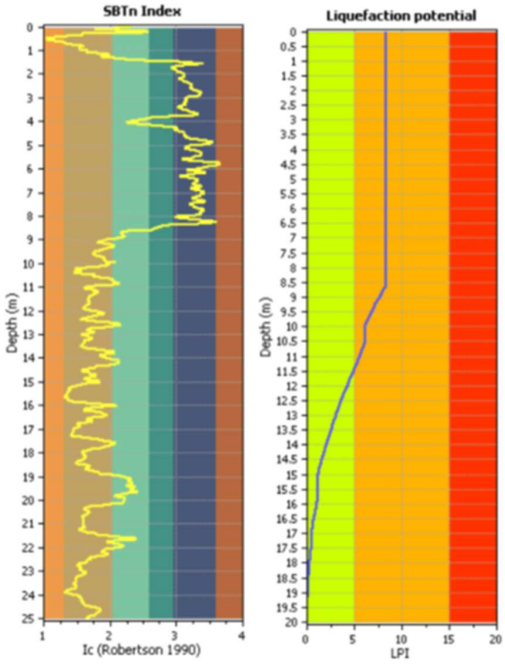


Figure 7: Résultats du logiciel CLIQ pour le site 2.

Un paramètre d'entrée important pour le calcul du rapport CSR et donc du facteur de sécurité FS et de l'indice de potentiel de liquéfaction LPI est l'accélération maximale du sol attendue pour un événement sismique. Cette accélération est généralement recommandée dans les codes de conception et est de 0,19g pour le site n° 1. Cependant, ces valeurs peuvent varier entre 0,16g et 0,30g en fonction de zonage sismique règlemetaire français. Nous avons calculé le coefficient LPI pour les trois valeurs de 0,19g, 0,24g et 0,15g. Nous avons constaté que le LPI pour ces cas passe de 4,12 à 7,53 puis 1,14

respectivement. Ce paramètre, ainsi que le niveau de la nappe phréatique, peut donc modifier considérablement le potentiel de liquéfaction du site. Puisque l'eau souterraine peut changer au cours des différentes saisons et que l'accélération du sol dépend de la période de retour du tremblement de terre, les calculs de LPI peuvent facilement changer en fonction des paramètres utilisés pour l'étudier.

Indice de risque de liquéfaction	
0	Très faible
0 – 5	Faible
5 – 15	Moyen
> 15	Elevé

Tableau 2 : Domaines des coefficients LPI (Iwasaki et al., 1981)

6. Conclusions

Les principales caractéristiques du code développé sont les suivantes :
- Représentation facile des données brutes CPTu enregistrées pour chaque profondeur ;
- Calcul de l'indice de comportement du sol ;
- Calcul du CRR basé sur la méthode de Robertson (2009) ou celle de Boulanger & Idriss (2014) et du CSR basé sur la méthode Seed & Idriss (1971) ;
- Calcul de LPI et d'autres indices de susceptibilité à la liquéfaction.

Le code est constamment modifiable et améliorable en calculant les différents paramètres de sol basés sur les différentes méthodes développées par les chercheurs. Il est encore possible d'améliorer le code en ajoutant le potentiel de liquéfaction provenant d'autres tests comme le SPT et les tests in-situ d'ondes de cisaillement ou différents paramètres de vulnérabilité à la liquéfaction.

7. Références bibliographiques

Boulanger R.W., & Idriss I.M. (2014). CPT and SPT based liquefaction triggering

Iwasaki T., Tokida K., & Tatsuoka F. (1981). Soil Liquefaction Potential Evaluation with Use of the Simplified Procedure. First International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, 209–214.

Kulhawy F H, and Mayne P W. (1990) Manual on estimating soil properties for foundation design. United States.

Robertson P. K. (1990). Soil classification using the cone penetration test.

Robertson P. K. (2016). Cone penetration test (CPT)-based soil behaviour type (SBT) classification system — an update. Canadian Geotechnical Journal, 53(12), 1910–1927.

Robertson P. K., & Cabal K. L. (2015). CPT Guide 2015, GREGG.

Robertson P. K., & Wride C. E. F. (1998). Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test.

Seed H.B. and Idriss I.M. (1971) Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE 97, SM9, 1249-1273.

APPRENDRE DU PASSE POUR UNE ROUTE ET DES OUVRAGES GEOTECHNIQUES PLUS RESILIENTS

HOW CAN WE LEARN FROM THE PAST FOR MORE RESILIENT EARTH STRUCTURES AND INFRASTRUCTURE

Emeric VEDIE[2], Yasmina BOUSSAFIR[1], Pierre AZEMARD[3], Marianne CHAHINE[4].
[1] *Univ. Gustave Eiffel, GERS, SRO, Marne-la-Vallée, France*
[2,3,4] *Cerema, France*

RÉSUMÉ – Une étude sur un tracé routier existant a permis de réfléchir à la question de la résilience des ouvrages géotechniques vis-à-vis des risques naturels. L'analyse historique du tracé existant a été à la base de ce travail et notamment l'analyse multi-date de l'imagerie satellitaire permettant de visualiser à la fois les travaux de réalisation de l'infrastructure dans les années 2005 et d'identifier les indices d'instabilité tout le long du tracé jusqu'à nos jours.

ABSTRACT – A study of an existing road was the opportunity for reflection on the issue of the resilience of geotechnical structures to natural hazards. The historical analysis of the existing route was the basis of this work, with a the multi-date analysis of satellite imagery, which made it possible to visualise both the infrastructure construction work carried out in 2005 and to identify the signs of instability along the route up to the present day

1. Introduction

Dans le cadre d'un projet de doublement d'une liaison routière, le Maitre d'ouvrage a souhaité améliorer la qualité de ces investissements routiers, pour accroître leur durabilité et leur résistance aux risques naturels, et apporter un caractère « résilient » à l'infrastructure vis-à-vis de ces risques. Pour cela, il a demandé une assistance technique et des conseils en géotechnique, considérant que les tronçons de route concernés se situent dans des zones très difficiles sur le plan géotechnique.

Le présent article détaille la démarche appliquée par le Cerema et l'Université Gustave Eiffel pour répondre aux attentes du maître d'ouvrage. D'une réflexion débutant sur la résilience de la voie, il est vite apparu nécessaire de proposer une approche combinant analyse historique du site et compétences géotechniques. La complémentarité des connaissances à la fois de l'environnement de l'infrastructure (y compris hors emprise) et de la sensibilité et du comportement actuel et futur des ouvrages géotechniques aux aléas géotechniques, permet d'améliorer la résilience de l'infrastructure vis-à-vis des risques naturels, évidemment pour des besoins de dimensionnement des ouvrages neufs mais également par une approche originale de stratégies de gestion de l'itinéraire.

2. Vers une amélioration de la résilience des infrastructures routières et des ouvrages géotechniques aux risques naturels

2.1. *La notion de résilience…*

La notion de résilience a été développée notamment par le neuropsychiatre et psychanalyste français Boris Cyrulnik, pour décrire l'aptitude de la pensée humaine à faire face aux aléas de la vie et à trouver les ressources pour réagir positivement après des évènements plus ou moins dramatiques, et revenir à des modes de vie « normaux ».

Cette notion a été déclinée dans de nombreux domaines autres que les sciences humaines et est utilisée aujourd'hui dans ceux liés aux infrastructures. À la nuance près

qu'~~une infrastructure est incapable de réflexion propre et que, par la force des choses,~~ la notion de résilience doit se définir en déclinant les méthodologies et les outils permettant d'arriver à des démarches résilientes autour de l'ouvrage et de son usage.

Ainsi, pour parler de résilience, il faut commencer par évoquer les aléas qui sont les évènements susceptibles de perturber le bon fonctionnement de l'infrastructure. Par analogie à la résilience chez l'Homme, les aléas de la vie correspondent aux aléas géotechniques ou naturels. Pour que l'infrastructure soit résiliente, après le déclenchement d'un aléa, il faut qu'il puisse y avoir un retour à un bon état de fonctionnement. Et pour une démarche totalement résiliente, il faut également inclure des notions d'apprentissage, de démarche continue, d'évaluation, en complément des phases de réparation.

La Figure 1 illustre ces différentes notions sous la forme d'une roue, qui reprend assez bien l'idée d'une démarche continue lorsqu'on parle de résilience.

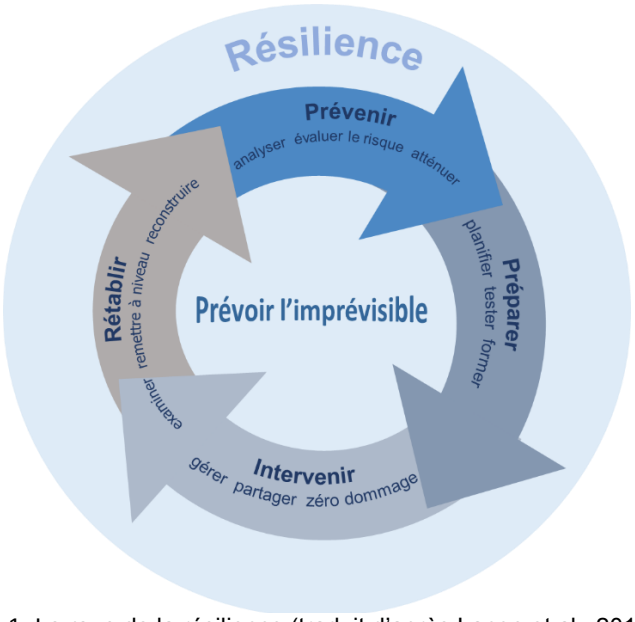


Figure 1. La roue de la résilience (traduit d'après Lange et al., 2016)

2.2. *…appliquée aux infrastructures*

Les risques naturels, lorsqu'ils surviennent, sont susceptibles d'impacter le trafic soit par des ralentissements imposés par la nécessité d'entretenir la route (nettoyage, remise en état des ouvrages, etc.) soit par des coupures d'itinéraire en cas de forts dégâts résultant d'un risque naturel majeur.

Dans l'esprit d'un gestionnaire, la résilience peut correspondre à trois idées principales :

1. L'infrastructure est dimensionnée pour résister à tous les aléas ;
2. Les aléas, s'ils surviennent, n'impactent pas le trafic, sous-entendu l'ouvrage se déforme mais ne rompt pas et l'usage, bien que dégradé est maintenu ;
3. Les aléas s'ils surviennent, endommagent l'infrastructure mais la capacité de revenir rapidement à un état d'usage satisfaisant est réelle.

L'examen de ces 3 situations fait émerger plusieurs idées majeures :

- La connaissance géotechnique des aléas est un préalable indispensable ;
- Le choix de conception des ouvrages ouvre plusieurs possibilités au maître d'ouvrage qui a toute sa place dans cette étape ;
- La stratégie de gestion de l'itinéraire basée sur l'identification des désordres potentiels, la capacité à délester l'itinéraire sur des voies secondaires appropriées, de communiquer aux usagers, de disposer d'équipes pouvant intervenir dans des

délais raisonnables et avec des moyens techniques appropriés aux dommages devient un élément fondamental dans le choix de conception des ouvrages et la résilience.

3. Cas d'un doublement d'infrastructure routière existante

3.1. *Les attentes du gestionnaire/MOA*

La commande du maître d'ouvrage était de disposer d'éléments permettant d'aménager une infrastructure existante en une 2×2 voies la plus résiliente possible vis-à-vis des risques géologiques et géotechniques. Il était ainsi attendu (i) une identification et une caractérisation des familles de risques avérées et/ou potentielles le long du tracé (prédisposition aux instabilités et intensité supposée des phénomènes) et (ii) des préconisations utiles pour dimensionner les ouvrages en tenant compte de l'exposition de l'infrastructure à ces risques. Des recommandations sur les études de risques géotechniques complémentaires à mener étaient également souhaitées en vue d'approfondir la connaissance de l'environnement de l'infrastructure. Cela doit passer par la poursuite de certaines investigations mais aussi par l'assurance d'une définition de l'enchainement et du contenu de missions d'ingénierie géotechnique adaptées.

Plus précisément, le Maitre d'ouvrage souhaitait financer une assistance technique comprenant (i) l'examen de la documentation du projet, basé sur des solutions innovantes et des pratiques permettant d'améliorer la qualité de la mise en œuvre (au regard des pratiques habituelles) et de garantir que les défis géotechniques sont correctement pris en compte dans la conception technique et dans le cycle de vie du projet ; et (ii) des visites d'experts internationaux pour améliorer les connaissances techniques et l'investissement dans des infrastructures de qualité.

3.2. *Le projet dans son contexte environnemental*

Le projet traverse des formations géologiques variées (marnes et argiles, dolomies, volcanisme…) dans un contexte littoral à fort relief. Cette configuration expose ainsi naturellement l'infrastructure à des aléas naturels de diverses typologies. Cette exposition aux risques naturels est d'autant plus importante que s'ajoute à ce contexte (i) une activité sismique régulière et intense, (ii) une pluviométrie particulièrement impactante au regard de la lithologie des reliefs localement chaotiques et escarpés et (iii) un réseau hydrographique littoral largement encaissé.

La morphologie et la lithologie des formations traversées nécessitera dans le cadre du doublement des mouvements de terres considérables déjà à l'origine d'un fort excédent de matériau lors de la construction de la route actuelle.

Dans cet environnement, les facteurs d'instabilité sont à la fois d'origine continentale et océanique mais aussi tellurique et climatique ce qui rend indispensable l'analyse complète du milieu dans lequel serpente l'infrastructure, bien au-delà de son emprise stricte.

3.3. *La démarche suivie jusque-là pour l'infrastructure actuelle*

Au moment de la réponse du Cerema et de l'Université Gustave Eiffel à l'appel d'offre, peu d'éléments étaient disponibles pour évaluer les aléas et la géotechnique du site. Dans les documents fournis, figurait une étude de site (G1-ES de la norme NF P94-500) décrivant la géologie du site et les connaissances générales des aléas naturels affectant l'infrastructure existante (34 pages).

Par la suite, d'autres documents ont été fournis, parmi lesquels :

- le rapport de présentation de l'étude préliminaire du tracé (126 pages) ;
- un rapport sur les principes généraux de construction (G1-PGC de la norme NF P94-500) listant des recommandations constructives pour 64 sites (25 pages) ;

- un rapport d'avant-projet sur l'hydrologie et l'hydraulique (31 pages).

Mais aucune présentation du tracé existant décrivant les unités en déblai et en remblai, de profil en long du projet, ni de synthèse des travaux et techniques de constructions appliquées, ni les études géotechniques de la 2 voies actuelle.

3.4. *La démarche retenue pour la future infrastructure*

La proposition initiale faisant explicitement référence à l'utilisation de données gratuites et la prestation intervenant en pleine pandémie de Covid19, le Cerema et l'université Gustave Eiffel ont pris le parti :

- d'explorer la documentation existante à proximité du site (articles, blogs, diaporamas, thèses, cartes géologiques, etc.)
- d'utiliser des données satellitaires gratuites grâce aux applications Google Earth Pro, Street View,

La nécessité de devoir néanmoins avoir un regard réaliste sur les ouvrages existants a conduit le groupement à s'associer à un partenaire pouvant se rendre sur place. Une visite de site a donc été planifiée à distance, sur la base de la reconnaissance satellitaire, associée à un questionnaire regroupant les interrogations des chargés d'étude.

4. L'intérêt de l'analyse historique du projet

4.1. *L'apport des images satellitaires multi-dates*

Afin d'apprécier la morphologie de l'environnement du tracé de l'infrastructure et de percevoir les évolutions récentes, une analyse des images satellites « open source » a été réalisée. Le support Google Earth Pro ® a notamment été utilisé ; celui-ci a permis de visualiser l'ensemble du linéaire de l'infrastructure (i) avec une vision 3D (MNT au maillage de l'ordre de 25m) et (ii) en multi-dates (depuis 2002, 2004 ou 2006 selon les secteurs soit une période d'observation de l'ordre de 15-20 ans). La relativement bonne résolution des images disponibles permet notamment d'apprécier assez précisément les formes du relief (pentes et typologie des versants amont, oueds et thalwegs, typologie et morphologie des littoraux sableux et rocheux).

L'approche historique du tracé a été appréciée au travers des analyses multi-dates et des photos historiques disponibles. Cela a permis d'apprécier dans certains cas l'aspect initial des terrains avant terrassement, les travaux proprement dit et l'évolution sur certains ouvrages de terrassement en terme à la fois d'instabilités et d'occupation du sol. Cette approche historique a été une des plus enrichissante de l'étude car elle a permis de faire émerger des informations que le maître d'ouvrage n'avait pas fournies initialement.

Les informations que nous avons ainsi pu capitaliser ont porté sur :

(1) les mouvements de terrain surfaciques tels que : grands glissements, érosion de surface, érosion de berge et/ou de talus, éboulements et blocs éboulés… ainsi que leur évolution éventuelle ;

(2) les terrassements « historiques », en lien avec la construction de la route actuelle avec la mise en évidence de techniques de construction des terrassements ;

(3) les ouvrages de type enrochements, murs de soutènement, ouvrages en terre et ouvrages hydrauliques lorsqu'ils étaient visibles à ces échelles d'observation ;

(4) la position et la géométrie de l'infrastructure par rapport à son environnement ;

(5) les différences locales marquantes de lithologie ;

(6) l'occupation du sol et les changements éventuels.

Plus concrètement, ces observations multi-dates se sont avérées très instructives en permettant de visualiser certains détails des travaux de terrassement de la route actuelle, d'apprécier le mouvement des terres, notamment les dépôts (pas ou peu compactés) sur lesquels pourrait s'appuyer l'élargissement de la voirie. Ces constats ont permis

d'identifier des aléas liés à l'état des ouvrages construits initialement et d'alerter le gestionnaire sur l'évolution probable de ces ouvrages.

L'analyse multi-date a aussi clairement révélée la sensibilité à l'érosion, par l'action hydraulique des écoulements continentaux (ruissellements, thalwegs, oueds) ou par l'action marine (recul du littoral par action mécanique des vagues).

4.2. *La contribution participative via les données en ligne*

À l'ère des réseaux sociaux, la recherche d'informations informelles liées à l'existence de blogs ou d'images touristiques a été également très instructive pour les chargés d'étude privés de visite de site.

Les arrière-plans des photos souvenir ou des vidéos tournées par des moyens courants (en voiture ou moto par exemple) ont permis de compléter l'approche satellitaire. Des commentaires sur l'état de la route ont par exemple révélé l'existence d'aléas non recensés par les études, comme des chutes de blocs ou des coulées de boues.

Ces informations ont été intégrées dans l'analyse globale du tracé existant.

À noter que les contributions participatives du « grand public » sont désormais de plus en plus utilisées par les Maitres d'Ouvrages afin de récolter, de manière maitrisée, des données de certains sites évolutifs et de contribuer ainsi à un suivi temporel densifié et économique (prise de photographies notamment). Cela constitue une piste d'amélioration de la connaissance des sites actifs.

4.3. *La richesse de la littérature scientifique*

Une revue de la littérature scientifique a permis par ailleurs de bénéficier de la connaissance et de la caractérisation des instabilités régionales survenant dans des contextes géomorphologiques similaires ; les recherches universitaires offrent en effet une vision scientifique long terme très complémentaire de l'approche opérationnelle suivie par les gestionnaires d'infrastructure.

5. La connaissance et l'apport des acteurs locaux dans une approche résiliente de gestion de l'itinéraire

En complément de l'étude du site par l'analyse des documents et des rapports, le groupement a souhaité aborder la question des aléas existants par des moyens peu traditionnels, basés sur la connaissance de terrain qu'ont les équipes en charge de la gestion quotidienne de la route. Les travaux du Cerema dans le cadre du PN C2ROP par exemple ou des études sur la Route du Littoral à La Réunion, ont en effet montré toute l'importance du « REX », le Retour d'Expérience, dans l'amélioration de la gestion quotidienne et dans la connaissance des aléas (Cerema, 2020).

5.1. *D'une enquête menée auprès des services …*

Pour capitaliser l'expérience des équipes de terrain, une enquête a été élaborée. Elle comprenait un volet général, diffusé aux gestionnaires en vue de recueillir les informations relatives à la construction de l'infrastructure (études préalables et difficultés potentiellement rencontrées lors des travaux). Un volet spécifique s'adressait directement aux équipes d'intervention, sous la forme d'un formulaire via internet. Cette partie de l'enquête devait permettre de collecter des informations sur les pathologies courantes, les désordres et aléas les plus fréquemment rencontrés lors de la gestion de la route, la nature des risques géologiques et géotechniques qui impactaient l'infrastructure au cours de sa vie.

L'exploitation des résultats de l'enquête a mis en évidence un mode de fonctionnement très hiérarchique assez traditionnel. Nous avons aussi pu constater un écart significatif entre notre connaissance des aléas naturels et ceux consignés par le gestionnaire.

Ce faible retour d'expérience pouvait être dû, soit à une réelle absence de risques naturels sur le tracé, soit à une méconnaissance de ces risques, soit encore à une faible remontée d'information de la part des équipes qui vivent avec des aléas aux quotidiens sans forcément ressentir le besoin de faire remonter toutes les informations.

5.2. *… À l'émergence d'une stratégie de conception et de gestion de l'itinéraire*

En matière de résilience, et quelque qu'aient pu être les résultats d'une telle enquête, la démarche de sonder les acteurs et gestionnaires locaux apparaît aussi importante que l'étude géotechnique « classique ». Cela permet de baser les solutions de gestion de l'itinéraire et les choix de conception des ouvrages géotechniques sur des réalités de terrain. La discussion des résultats de l'enquête permet de prendre conscience des enjeux et permet au maître d'ouvrage et/ou au gestionnaire de discuter et d'adhérer aux choix.

De plus, nous avons retenu de cette démarche que la mise en place d'un protocole de capitalisation des événements et des incidents relatifs à la vie de l'infrastructure (ce que l'on appelle le REX) fait partie intégrante de la notion de résilience : en effet, si les problèmes du quotidien ne sont pas connus voire sont ignorés (volontairement ou non), aucune amélioration ne peut émerger. La phase « **PREVENIR** » et « **PREPARER** » de la roue de la résilience (Figure *1*) ne peut alors se dérouler.

Les retours d'expérience prenant en compte les évènements passés permettent d'améliorer grandement les dimensionnements des ouvrages de protection contre les risques naturels en contribuant à mieux connaître les aléas et leur intensité (qui peut évoluer dans le temps, surtout en contexte de changement climatique), à réduire les impacts sur l'infrastructure en menant une gestion préventive des risques sur le restant de l'itinéraire et contribuer *in fine* à une infrastructure résiliente.

D'autre part, les conclusions conduisent aussi à faire émerger des stratégies de gestion de l'itinéraire. Rappelons que la conception des ouvrages peut être menée soit pour résister à l'intensité d'aléa maximale, soit avec un dimensionnement standard, compensé par une aptitude à intervenir rapidement pour réparer. Autrement dit, choisir entre une stratégie d'investissement financier maximal à la construction et réduire les moyens pour l'entretien, ou choisir un investissement moyen pour les travaux et des moyens financiers conséquents pour la gestion de l'itinéraire.

Ces deux stratégies ont été présentées au maître d'ouvrage, en précisant que dans l'état actuel, les voies de délestage du trafic (itinéraires secondaires) en cas de fermeture de la voie étaient quasiment inexistantes et que de nombreuses informations manquaient pour évaluer les délais de réponse des équipes en place et les moyens techniques à leur disposition. Ceci correspond aux étapes « **PREPARER** », « **INTERVENIR** » et « **RETABLIR** » de la roue de la résilience. En l'état, le constat formulé est que la route est très vulnérable aux aléas et ne présente pas de caractère de résilience actuellement.

6. Vers une meilleure connaissance des risques et de leur prise en compte

6.1. *Les aléas naturels*

Les *risques géologiques* identifiés sont ceux prenant naissance au sein des versants naturels environnant le projet routier, que ce soit en amont ou en aval de l'infrastructure (Zone d'Influence Géotechnique). Les risques géologiques se traduisent par des mouvements de terrain (de différents types) dont la survenue peut impacter la route. La fréquence et l'intensité de ces phénomènes est très variable ce qui rend leur analyse d'autant plus pertinente et essentielle en vue d'améliorer (i) le dimensionnement du projet

et des parades associées et (ii) la gestion de l'infrastructure (anticipation et gestion des évènements).

Parmi les *risques géologiques* présents sur l'itinéraire, l'analyse « traditionnelle » par l'imagerie satellitaire a permis d'en distinguer notamment quatre, qualifiés de probables à très probables : le risque rocheux (chutes de blocs et éboulements en masse) ; les instabilités de versant (de grande ampleur) (Figure *2*) ; l'érosion littorale ; les ravinements de versant et apports de matériaux. L'intensité de ces aléas a été définie grâce à l'analyse multi-date des images satellitaires et aux données des réseaux sociaux qui permettent de bénéficier d'images des évènements récents.

Figure 2. Exemple de deux grands glissements le long de l'itinéraire pouvant être activés par les travaux de doublement

Deux risques plus rares ont été signalés : les affaissement et effondrements en lien avec des cavités souterraines ; les inondations par rupture du barrage (en amont).

En parallèle, le risque tellurique (séismes) a été identifié à partir de l'analyse de la littérature (thèse, articles) comme un risque majeur présent sur tout le tracé. C'est un facteur aggravant dont l'influence est historiquement avérée.

Toutes ces informations ont été transmises pour que les études géotechniques qui complèteront la connaissance des aléas, permettent de dimensionner au mieux les nouveaux ouvrages géotechniques.

6.2. *Les risques liés aux ouvrages existants*

Les *risques géotechniques* identifiés sont ceux affectant les unités de terrassement, c'est-à-dire les ouvrages en terre que sont notamment les remblais, les talus de déblai et de remblai. L'analyse multi-date a été très intéressante pour évaluer ces risques.

Figure 3. Exemple de risque géotechnique par effacement des formes des dépôts en bordure de littoral (2004 vs 2019)

Compte-tenu des nombreux jeu d'images disponibles et de la taille du projet, il a été possible grâce à cette analyse historique des travaux de distinguer quatre risques :

(1) le risque de tassements et rupture des bords des remblais mal compactés : plusieurs images ont montré l'existence de dépôt contigus aux remblais routiers, probablement non conçus pour recevoir des élargissements (Figure 3);

(2) le risque d'entraînement de particules sur l'infrastructure par ravinement au sein des talus (de déblais et de remblais) : c'est un des aléas les plus visibles sur les images et qui se manifeste rapidement après la création des talus. Tout projet d'élargissement conduira à remobiliser les matériaux en talus, par ravinement, dès les premières années de vie de l'ouvrage ;

(3) le risque de rupture par affouillement ou érosion interne des pieds de remblais situés en zone de thalweg ou de lit de rivière, a été mentionné suite aux nombreux retours d'expérience récents dans des contextes très similaires et une perspective de changement climatique (effondrement de l'A75 à Lodève, Vallée de la Vésubie, etc.) ;

Ainsi les élargissements pourraient se projeter dans des endroits remodelés à la suite des premiers travaux, sur des reliefs qui paraissent aujourd'hui totalement naturels par des processus d'effacement de type érosion et re-végétalisation.

Les conclusions sur ces risques géotechniques conduisent à préconiser des reconnaissances spécifiques à ces sites pour évaluer et quantifier autant que possibles ces aléas d'un caractère particulier.

7. Conclusion

La commande du Maitre d'Ouvrage a été motivée, très en amont d'un projet de doublement routier, par le besoin de disposer d'une étude évaluant l'impact des risques naturels sur le maintien du niveau d'usage de la future route. Les risques naturels, lorsqu'ils surviennent, sont susceptibles de générer des ralentissements imposés par la nécessité d'entretenir la route ou de fermer l'itinéraire en cas de risque naturel majeur. L'étude réalisée conjointement par le Cerema et l'Université Gustave Eiffel a mis en évidence l'existence de plusieurs risques naturels d'intensité variable (de faible à majeur) affectant cet usage.

L'approche historique a permis de prendre en compte des éléments de connaissance du passé, que ce soit des travaux de l'époque ou du comportement constaté des formations depuis la création de l'infrastructure. Cette approche est nécessaire pour orienter efficacement les études ultérieures.

Le projet peut augmenter la vulnérabilité de l'infrastructure aux risques géologiques (réactivation d'instabilités de versant, rapprochement du littoral, sismicité, etc.) mais également géotechniques. L'analyse historique des images satellitaire a ainsi fortuitement mis en évidence des risques géotechniques propres au projet de doublement : par exemple, la présence d'importants et nombreux dépôts de matériaux naturels probablement peu ou mal compactés de nature à créer un risque de tassement ou de rupture en cas d'élargissement de la voie sur ces ouvrages, et des risque d'érosion des remblais en fond de thalweg, etc..

Créer une infrastructure résiliente nécessite au final :

- De bien connaître les aléas : cette phase conditionne tous les choix en matière d'investissement, de conception et de gestion future de l'itinéraire. L'analyse historique est primordiale pour dresser le bilan des connaissances initiales ;
- De bien connaître l'infrastructure existante : les possibilités offertes par les équipes de gestion en place, les itinéraires secondaires de délestage du trafic, la possibilité de communiquer en cas de risque, … sont autant d'éléments pouvant motiver les choix finaux. Interroger la mémoire des personnels est très intéressante à ce titre ;
- De mettre en place une démarche basée sur l'analyse des évènements qui peuvent arriver, et sur une forte anticipation en vue de réparer, rétablir et prévenir les risques.

8. Références bibliographiques

Cerema (2020). Formalisation d'un retour d'expérience à la suite d'un événement de chutes de blocs sur infrastructures de transport. Note méthodologique. Collection Références. C2ROP. Chutes de Blocs Risques Rocheux Ouvrages de Protection. Cerema.

Lange et al. (2016). The Queensland Experience of the summer of 2013. Toward a culture of resilience. Routes-Roads 2016 – Nº 370, pp. 51-57, PIARC

MAINTENANCE PREDICTIVE DES OUVRAGES D'ART AVEC DES FONDATIONS EN SITES AQUATIQUES

PREDICTIVE MAINTENANCE FOR BRIDGES CROSSING WATERWAYS

Tianyu WANG[1,2], Philippe REIFFSTECK[2], Christophe CHEVALIER[2], Chi-Wei CHEN[1], Franziska SCHMIDT[3]
[1] EMF-EXP, Département des Ouvrages d'Art, DTR, DGII, SNCF Réseau, La Plaine Saint Denis Cédex, 93212, France
[2] Univ Gustave Eiffel, GERS-SRO, F-77454 Marne-la-Vallée, France
[3] Univ Gustave Eiffel, MAST-EMGCU, F-77454 Marne-la-Vallée, France

RÉSUMÉ – L'affouillement est l'une des principales causes de défaillance des ponts. Cette étude a établi un modèle par machine learning (ML) pour la prédiction du risque d'affouillement des ponts en utilisant les données de la SNCF. Il s'avère que l'algorithme *"extreme gradient boosting"* (XGBoost) surpasse les autres algorithmes et obtient des résultats très encourageants. La méthodologie proposée dans cet article permet aux ingénieurs d'avoir une estimation du risque d'affouillement des piles de pont de manière précise et rapide.

ABSTRACT – Scour is one of the major causes for bridge failures. This study established a machine learning (ML) based framework for bridge scour risk prediction by using SNCF data. It is found that *extreme gradient boosting* (XGBoost) algorithm outperforms other algorithms and achieves very encouraging results. The proposed methodology in this paper allows engineers to evaluate scour risk of bridge piers in an accurate yet rapid way.

1. Introduction

Le nombre de catastrophes naturelles a beaucoup augmenté au cours des 50 dernières années en raison de l'effet du changement climatique. Les inondations sont l'une des catastrophes naturelles les plus courantes (*Increase in Natural Disasters on a Global Scale by Ten Times*). Des études ont montré que les dommages induits par les événements hydrauliques sont les principales causes de défaillance des ponts. Entre 1989 et 2000 aux Etats-Unis, plus de 50% des ruptures de ponts ont été causées par des affouillements et autres facteurs hydrauliques (Wardhana & Hadipriono, 2003). En 1978, en France, le pont Wilson s'est effondré, et près de 100 000 personnes ont été impactées par les conséquences dans la ville de Tours. Il s'agissait d'un pont en maçonnerie de 15 arches construit en 1765-1778.

La politique actuelle de la maintenance des ponts avec fondations en site aquatique se base principalement par l'inspection sur le terrain. Les méthodes d'inspection couramment utilisées sont le pataugeage, la plongée, ou parfois l'essai d'impact pour voir ou détecter l'affouillement de la pile du pont (approche couramment utilisée par le Railway Technical Research Institute). Sur la base des résultats de l'inspection, un niveau de risque est donné par l'ingénieur expert et, le cas échéant, des travaux de confortement sont programmés, tels que des enrochements, des gabions, etc. Il convient de noter que le processus de décision est influencé par la subjectivité des ingénieurs, les questions budgétaires, l'impact social, etc.

L'affouillement des ponts induit par l'action hydraulique est un processus complexe et évalué de manière très souvent empirique. Dans la pratique, les guides actuels (Cerema,

2019; Takayanagi T. et al., 2018) s'inscrivent dans le cadre de la maintenance préventive ou réactive, ce qui signifie que les travaux de régénération sont effectués régulièrement ou lorsque les ouvrages ont été gravement endommagés. Compte tenu de la nature stochastique des cours d'eau, une telle politique de maintenance peut ne pas être en mesure d'assurer la sécurité des ouvrages de manière optimale.

Grâce au développement du big data et de l'intelligence artificielle (IA), il existe aujourd'hui différents types d'applications ML dans le domaine des assurances, de la médecine, etc. Du point de vue des ingénieurs ferroviaires, l'évaluation du risque d'affouillement a toujours été un défi majeur puisque le danger et la vulnérabilité des ponts face à l'affouillement sont complexes à évaluer. Cependant, les modèles ML, qui sont bons pour trouver des relations implicites entre variables, devraient aider à révéler les mécanismes sous-jacents du système sous-sol - cours d'eau - fondation. Dans ce but, cette étude vise à construire une maintenance prédictive basée sur le ML pour l'affouillement des ponts, de sorte à évaluer le risque et programmer à temps les travaux de maintenance correspondants.

Les données utilisées dans cette étude ont été fournies par la SNCF. Après cette introduction, l'article est organisé comme suit : la section 2 présente la méthodologie concernant le choix des caractéristiques d'entrée et des algorithmes ML. Les résultats des phases d'entraînement, puis de tests utilisant les algorithmes de la section 2 sont ensuite présentés dans la section 3. La section 4 présente les défis à relever pour appliquer une politique de maintenance prédictive basée sur le ML.

2. Méthodologie

La maintenance prédictive est une méthode dans laquelle la durée de vie des éléments structuraux importants est prédite sur la base d'une inspection ou d'un diagnostic. Par rapport à une maintenance périodique préventive, la maintenance prédictive est basée sur les conditions réelles (Mokhatab et al., 2018). Les approches ML sont utilisées pour la définition de l'état réel du système ainsi que pour la prévision de ses états futurs (Susto et al., 2015). Pour développer un modèle d'affouillement de pont basé sur le ML, les quatre étapes essentielles sont respectivement : la collecte des données, le stockage et le prétraitement des données, le développement du modèle et la maintenance du modèle. Le présent document se concentre principalement sur l'étude des étapes de collecte de données et de développement du modèle.

2.1 Collecte des données

Les données utilisées dans cette étude proviennent des rapports d'inspection de la SNCF. Les infrastructures ferroviaires sont inspectées régulièrement en plongeant ou en pataugeant. Après chaque inspection, il est demandé aux ingénieurs de donner un niveau de risque. L'affouillement des ponts est un phénomène naturel complexe : selon les directives pratiques actuelles, les caractéristiques du pont, le milieu environnant ainsi que les observations sur site peuvent tous influencer le niveau de risque au final. Dans cette étude, 18 variables/mesures ont été sélectionnées comme données d'entrée. Elles sont numériques et catégoriques. Finalement, l'ensemble de données contient 208 jeux de mesures (208 piles de pont) sur 75 ponts. La Table 1 montre un exemple de jeu de données.

Table 1. Un exemple de jeu de données (pour une pile de pont)

Type d'écoulement	**Pente du lit (%)**	**Débit de crue (m^3/s)**	**Rapport d'encaissement**	**Topographie**
Fluvial	0.19	97.82	15.36	Plaine
Sinuosité du cours d'eau	**Matériaux du lit**	**Forme de la pile**	**Type de la fondation**	**Protection de la fondation**
Quasi rectiligne	Sable	Circulaire ou cylindrique	Superficielle	Oui
Historique de l'affouillement	**Historique des inondations**	**Susceptible de l'affouillement**	**Classement des chaînes**	**Classement des berges**
Non	Non	Oui	Mauvais	Moyen
Dislocation ou déformation	**Affouillement local**	**Classement des autres avaries**		
Oui	Non	Très bien		

2.2 Développement du modèle

Une fois les données collectées et prétraitées, elles peuvent être entraînées dans des modèles ML. Cette étude utilise l'apprentissage supervisé en supposant que les données de sortie sont le niveau de risque donné par les ingénieurs (2 classes : élevé ou faible). Pour construire un modèle ML, 70% des données sont utilisées pour l'entrainement du modèle, et le reste pour son test. Une matrice de confusion (Table *2*) a été utilisée pour évaluer les performances du modèle, à partir de laquelle quatre mesures peuvent être calculées : l'exactitude, la précision, le rappel et le taux de faux positifs (indiqués dans les Eq. (1) - Eq. (4)).

Table 2. Matrice de confusion

		Classe estimée	
		Positive	Négative
Classe réelle	Positive	Vrais positifs (VP)	Faux négatifs (FN)
	Négative	Faux positifs (FP)	Vrais négatifs (VN)

$$\text{Exactitude} = \frac{VP+VN}{VP+FN+FP+VN} \quad (1)$$

$$\text{Précision} = \frac{VP}{VP+FP} \quad (2)$$

$$\text{Rappel} = \frac{VP}{VP+FN} \quad (3)$$

$$\text{Taux de faux positif} = \frac{FP}{FP+VN} \quad (4)$$

Trois algorithmes couramment utilisés pour résoudre les problèmes géotechniques ont été choisis dans cette étude. Il s'agit respectivement de la machine à vecteurs de support (SVM – "Support Vector Machine") (Cortes & Vapnik, 1995), de la forêt d'arbres de décision (RF – "Random Forest") (Breiman, 2001) et de l'"eXtreme Gradient Boosting" (XGBoost) (Chen & Guestrin, 2016).

La machine à vecteurs de support (SVM) est basée sur une fonction linéaire plus un terme de biais. Pour séparer les points de données, un hyperplan optimal est défini dans le SVM. L'objectif est de s'assurer que l'hyperplan présente la distance maximale entre les points de données des deux classes.

La forêt d'arbres de décision (RF) est une méthode d'apprentissage d'ensemble qui regroupe de nombreux arbres de décision. Un arbre unique est un classificateur faible en raison de sa variance élevée. Pour surmonter ce problème, la RF forme une forêt en générant un grand nombre d'arbres de décision. L'objectif de RF est de faire croître chaque arbre de décision individuellement en adoptant la méthode de ré-échantillonnage *bagging*.

XGBoost est proposé par (Chen & Guestrin, 2016) sur la base de modèles d'arbres. Il a été reconnu dans un grand nombre de compétitions Machine Learning et de data mining. Lors du défi Kaggle 2015, près de 60% des solutions gagnantes publiées utilisaient XGBoost.

Il est développé en utilisant l'algorithme boosting de gradient (gradient boosting) dans le cadre de l'apprentissage d'ensemble (ensemble learning). Par rapport à un seul arbre de décision (également connu sous le nom de CART, Breiman et al., 1984), l'apprentissage d'ensemble génère plusieurs arbres de décision afin d'obtenir une grande précision dans la prédiction. Dans l'algorithme d'amplification du gradient, il combine plusieurs apprenants faibles en un apprenant fort en ajoutant séquentiellement des prédicteurs pour corriger son prédécesseur. L'erreur résiduelle est minimisée par l'ajout d'arbres CART. Par rapport à l'algorithme traditionnel de boosting de gradient (gradient boosting), l'algorithme XGBoost ajoute un terme régularisé pour pénaliser la complexité du modèle afin d'éviter "overfitting". Une présentation mathématique plus détaillée concernant l'algorithme XGBoost peut se référer au travail de Chen et Guestrin (2016).

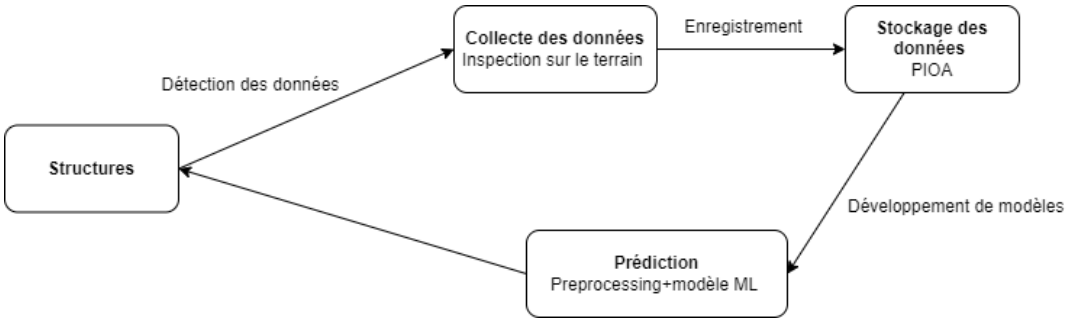


Figure 1. Présentation schématique d'un flux de travail basé sur le ML pour l'affouillement des ponts

La Figure 1 représente schématiquement le flux de travail d'un système de maintenance basé sur le ML pour l'affouillement des ponts. Les données recueillies par les ingénieurs sur le terrain sont d'abord enregistrées dans PIOA (Patrimoine Informatisé Ouvrages d'Arts) qui est une plateforme interne et numérisée de la SNCF destinée aux infrastructures ferroviaires. Ensuite, les données sont prétraitées et utilisées par un modèle ML pré-entraîné. Le niveau de risque donné par le modèle ML est considéré comme un complément à la décision de l'ingénieur. Les travaux correspondants de contre-mesure à l'affouillement seront programmés par la suite.

3. Résultats actuels

Aléatoirement, 70 % des données ont été utilisées pour entrainer le modèle et les 30 % restants pour le tester. Afin de trouver l'algorithme optimal, les mêmes données ont été entraînées et testées en utilisant trois algorithmes différents : SVM, RF et XGBoost. Les résultats de l'entraînement et du test sont présentés respectivement dans le Table 3 et le Table 4.

Table 3. Résultats sur les données d'entraînement

	Exactitude	**Précision**	**Rappel**	**Taux de faux positif**
SVM	0.89	0.93	0.91	0.17
RF	0.92	0.91	0.99	0.24
XGBoost	0.97	0.96	0.99	0.01

Table 4 Résultats sur les données de test

	Exactitude	**Précision**	**Rappel**	**Taux de faux positif**
SVM	0.87	0.94	0.91	0.25
RF	0.91	0.90	0.98	0.42
XGBoost	0.92	0.98	0.92	0.08

On peut observer que parmi les trois algorithmes d'apprentissage, le classificateur XGBoost a la plus grande exactitude, la plus grande précision et le plus faible taux de faux positif pour l'ensemble des algorithmes. RF a le rappel le plus élevé, mais il a toujours le taux de faux positif le plus élevé. En conclusion, le modèle basé sur XGBoost a une performance très satisfaisante par rapport aux autres modèles ML, compte tenu de toutes les mesures de performance du modèle proposé.

4. Défis et travaux futurs

Bien que le classificateur XGBoost ait des performances satisfaisantes, cela ne signifie pas que la méthode proposée est prête à être appliquée sur le terrain. L'un des plus grands défis est l'interprétabilité du modèle.

Le modèle ML est souvent considéré comme une boîte noire. Bien que des résultats de prédiction encourageants aient été montrés dans divers types de problèmes de génie civil en utilisant différentes métriques, La société et la communauté scientifique ne s'intéressent pas seulement aux performances des modèles. L'obtention de bons résultats avec des mesures sélectionnées n'indique effectivement pas que le mécanisme derrière le problème est révélé, mais plutôt que l'algorithme spécifique peut prédire correctement dans l'ensemble des situations établies et dont les données sont considérées comme suffisamment représentatives du phénomène. En outre, l'évaluation du risque d'affouillement d'un pont est liée à sa défaillance. Dans un tel projet à haut risque, une mauvaise classification peut éventuellement menacer l'ouvrage, son environnement et avoir un coût humain et financier important. Par conséquent, il est nécessaire de savoir comment chaque prédiction est faite à partir du modèle de boîte noire et dans quelle mesure il faut faire confiance au modèle.

Outre l'interprétabilité du modèle, pour s'assurer de l'application d'un modèle ML, d'autres aspects doivent également être étudiés pour augmenter la performance et la fiabilité du modèle (Shahin, 2013). Il s'agit respectivement de : la robustesse du modèle (la capacité prédictive à généraliser sur une gamme de données similaire à celle utilisée pour

l'entraînement du modèle), l'extrapolation du modèle (la capacité du modèle à prédire de manière appropriée en dehors de la gamme des données utilisées pour la calibration du modèle) et l'incertitude du modèle (la quantification de l'incertitude de la prédiction du modèle).

En ce qui concerne la méthodologie proposée, il n'existe pas de relation explicite entre le nombre de variables et le nombre de données. Le classificateur entrainé sera testé sur un plus grand nombre de ponts à la SNCF pour voir sa précision et sa robustesse dans la prédiction. En parallèle, le modèle pourrait être optimisé avec plus de cas de test dans le futur.

5. Conclusions

La vulnérabilité des ponts à l'affouillement s'est considérablement accrue ces dernières années sous l'effet du changement climatique. Or, les gestionnaires d'infrastructures doivent être préparés à des catastrophes naturelles imprévues et aux éventuelles conséquences sur leurs ouvrages. Dans ce but, une politique de maintenance prédictive basée sur le ML a été présentée dans cette étude. Avec les données actuelles, le classificateur XGBoost surpasse les autres algorithmes et obtient de très bons résultats pour l'exactitude (0,92), la précision (0,98) et le rappel (0,92) ainsi qu'un faible taux de faux positifs (0,08). Cependant, en plus de l'obtention de performances élevées, l'interprétabilité du modèle doit aussi être prise en compte, en particulier lorsqu'il s'agit d'un projet à haut risque où une mauvaise classification peut avoir un impact énorme. Les travaux futurs se concentreront donc sur le test d'un plus grand nombre de cas afin de prouver la robustesse du modèle et de rendre le modèle transparent et facile à comprendre pour les ingénieurs utilisateurs.

Un processus plus détaillé concernant la construction du modèle ML a été soumis au journal *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, qui est actuellement en cours de révision.

6. Références bibliographiques

Breiman, L. (2001). Random Forests. *Machine Learning*, *45*(1), 5–32. https://doi.org/10.1023/A:1010933404324

Cerema. (2019). *Analyse de risque des ponts en site affouillable*.

Chen, T., & Guestrin, C. (2016). XGBoost: A scalable tree boosting system. *Proceedings of the ACM SIGKDD International Conference on Knowledge Discovery and Data Mining*, *13-17-Augu*, 785–794. https://doi.org/10.1145/2939672.2939785

Cortes, C., & Vapnik, V. (1995). Support-vector networks. *Machine Learning*, *20*(3), 273–297. https://doi.org/10.1007/bf00994018

Increase in Natural Disasters on a Global Scale by Ten Times. (n.d.). Retrieved November 26, 2021, from https://www.visionofhumanity.org/global-number-of-natural-disasters-increases-ten-times/

Mokhatab, S., Poe, W. A., & Mak, J. Y. (2018). Handbook of natural gas transmission and processing: Principles and practices. *Handbook of Natural Gas Transmission and Processing: Principles and Practices*, 1–826. https://doi.org/10.1016/C2017-0-03889-2

Shahin, M. (2013). Artificial Intelligence in Geotechnical Engineering: Applications, Modeling Aspects, and Future Directions. *Metaheuristics in Water, Geotechnical and Transport Engineering*, 169–204. https://doi.org/10.1016/B978-0-12-398296-4.00008-8

Susto, G. A., Schirru, A., Pampuri, S., McLoone, S., & Beghi, A. (2015). Machine learning for predictive maintenance: A multiple classifier approach. *IEEE Transactions on Industrial Informatics*, *11*(3), 812–820. https://doi.org/10.1109/TII.2014.2349359

Takayanagi T., Naito N., Manome R., N. O. (2018). Evaluation method using score table for identifying bridge piers vulnerable to scouring in Japan. In *Scour and Erosion IX* (1st Editio). CRC Press.

Wardhana, K., & Hadipriono, F. C. (2003). Study of Recent Building Failures in the United States. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, *17*(3), 151–158. https://doi.org/10.1061/(asce)0887-3828(2003)17:3(151)

METHODOLOGIE POUR LA CARTOGRAPHIE A FINE ECHELLE DE L'ALEA ET DU RISQUE ROCHEUX SUR LA CÔTE BLEUE (FRANCE)

A METHODOLOGY FOR FINE-SCALE MAPPING OF ROCKFALL HAZARD AND RISK ON THE BLUE COAST TERRITORY (FRANCE)

Lisa ZAHARIAS[1], Pierre AZEMARD[1], Nathalie BERENGER[1], Nathalie MARÇOT[2], Sophie SEJALON[3], Caroline ILLIEN[3]
[1] *Cerema Méditerranée, Aix-en-Provence, France*
[2] *BRGM, Marseille, France*
[3] *Conservatoire du Littoral, PACA, France*

RÉSUMÉ – La méthodologie développée pour la caractérisation de l'aléa et du risque chute de blocs et sa cartographie à fine échelle sur la Côte Bleue est une conjonction de la démarche MEZAP avec la méthode LCPC, toutes deux adaptées et associées à un abaque d'aide à la décision développé dans le cadre du projet « *Rock The Alps* ». Elle a permis de caractériser près de 300 instabilités rocheuses sur les villages du Rove et de la Vesse.

ABSTRACT – A methodology was developped for characterazing rockfall hazard and risk and its fine-scale mapping on the Blue Coast. It consists of a conjonction of the MEZAP approach with the LCPC method, both adapted and associated with a decision support chart developped within the « Rock The Alps » project. It enables the characterization of nearly 300 rock instabilities in the Rove and La Vesse villages.

1. Introduction

Le massif calcaire de la Côte Bleue, situé dans les Bouches-du-Rhône, est l'un des plus vastes sites naturels protégés par le Conservatoire du Littoral. Il est soumis à une forte pression urbaine étant donné sa proximité avec la métropole de Marseille et son attractivité touristique.

Ces dernières années, ce territoire connaît un accroissement d'événements de chutes de blocs à la suite d'intempéries. Afin de minimiser les dommages sur les biens et les personnes, le Conservatoire du Littoral a souhaité lancer un programme d'études visant à dresser un bilan complet de l'aléa et du risque de chute de blocs sur son territoire et à proposer des préconisations en matière de gestion du risque. Pour répondre à cette demande, un contrat de coopération entre entités publiques a été mis en place entre le Conservatoire du Littoral, le Centre d'Études et d'Expertise sur les Risques, l'Environnement, la Mobilité et l'Aménagement (Cerema) et le Bureau de Recherches Géologiques et Minières (BRGM).

Deux premières phases d'études générales ont été pilotées par le BRGM. Elles ont conduit à identifier, sur des enjeux linéaires (sentiers) et surfaciques (zones urbanisées), des secteurs à risque prioritaires sur l'ensemble de la Côte Bleue à l'échelle 1/25000 (BRGM, 2020).

La troisième phase du programme, pilotée par le Cerema, a pour objectif de développer une méthodologie permettant de produire une cartographie détaillée (1/5000) de l'aléa et du risque de chutes de blocs pour un secteur urbanisé et de proposer des solutions de gestion du risque qui prennent en compte les contraintes environnementales et financières du Conservatoire du Littoral. Le village du Rove et la calanque de la Vesse ont servi de sites pilotes pour cette phase.

2. Développement méthodologique

La méthodologie est résumée dans le logigramme ci-après. Elle est la conjonction de la démarche MEZAP avec la méthode LCPC, toutes deux adaptées et associées à un abaque d'aide à la décision développé dans le cadre du projet « *Rock The Alps* ».

Dans un premier temps, elle est développée pour des enjeux surfaciques uniquement (bâti et piéton dans son jardin), qui sont identifiés prioritaires car plus vulnérables. Le résultat final est la caractérisation d'un aléa résultant différencié selon le type d'enjeu.

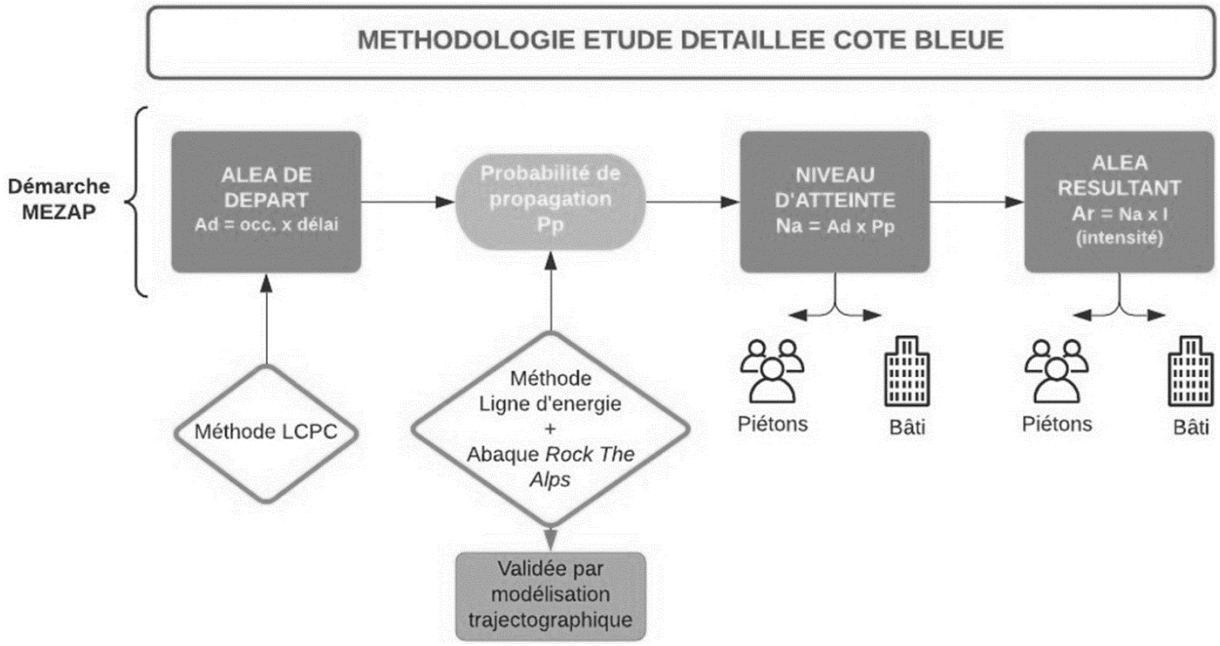


Figure 1. Logigramme résumant la méthodologie

2.1. Identification et caractérisation des instabilités rocheuses : aléa de départ

La cartographie à 1/25000 établie lors de la phase 2 du programme d'études a identifié des zones de départ potentielles à partir d'un MNT au pas de 1 mètre et d'un seuil de pente ≥ 50°. Cette base de travail, combinée à des pré-visites de terrain, a permis de découper les versants rocheux selon des secteurs géographiques. Vingt-cinq jours de reconnaissances in-situ, pédestres et sur cordes, ont été nécessaires pour recenser et caractériser près de 300 instabilités rocheuses pouvant atteindre un ou des enjeux.

Une base de données a été créée sous Excel. Elle sert de base de travail et est utilisée en tant que table attributaire pour les traitements SIG sous Qgis ainsi que de base de données pour générer des fiches de qualification de l'aléa pour chaque compartiment.

La méthodologie établie dans le guide LCPC (2004), reposant sur le concept de couple probabilité/délai, a été utilisée pour qualifier l'aléa de départ. L'aléa de rupture d'un compartiment identifié est qualifié « à dire d'expert » à partir des différents facteurs de prédisposition internes et externes observables sur le terrain (géométrie, processus d'évolution, facteurs aggravants, mécanismes de rupture). Deux adaptations ont été faites :

1) l'occurrence de chute est évaluée de « faible » à « élevée » ;
2) quatre délais sont considérés en référence à la durée de vie moyenne des ouvrages de protection : très court terme (deux ans) ; court terme (dix ans), moyen terme (trente ans), long terme (supérieur à trente ans).

Une matrice d'évaluation de l'aléa de départ est créée en croisant ces deux notions (figure 2). Quatre niveaux d'aléa de départ sont proposés : « faible », « modéré », « élevé » et « très élevé ».

ALÉA DE DÉPART		Délai			
		Long terme (>30 ans)	Moyen terme (entre 10 et 30 ans)	Court terme (entre 2 et 10 ans)	Très court terme (<2 ans)
Probabilité d'occurrence	Faible	faible	faible	modéré	modéré
	Moyenne	faible	modéré	élevé	élevé
	Elevée	modéré	élevé	très élevé	très élevé

Figure 2. Matrice de l'aléa de départ

*2.2. Niveau d'atteinte : aléa de départ * probabilité de propagation*

2.2.1. Probabilité de propagation

Etant donné le nombre important d'instabilités rocheuses, il aurait été chronophage de lancer des simulations trajectographiques sur un logiciel de modélisation pour chaque bloc recensé. Il a donc été décidé d'utiliser une méthode empirique développée dans le cadre de la réflexion sur MEZAP puis du projet « Rock the Alps ».

Ces réflexions ont permis d'établir une relation entre les valeurs d'angle de la ligne d'énergie et un indicateur de forme de versant en se basant sur l'analyse statistique de plus de 2700 chutes de blocs dans les Alpes (Colas, 2017, 2019). L'angle de la ligne d'énergie correspond à l'angle entre l'horizontale et une ligne imaginaire reliant la zone de départ et la zone d'arrêt. L'indicateur de forme de versant choisi est l'aire normalisée An, correspondant à l'aire située sous le profil topographique normalisé par la hauteur totale H de la trajectoire.

Un abaque d'aide à la décision (figure 3) ainsi qu'une feuille de calcul (macro Excel) automatisant le traitement ont été créés. Trois courbes sont tracées correspondant respectivement à des probabilités de propagation de 10^{-2}, 10^{-4} et 10^{-6}.

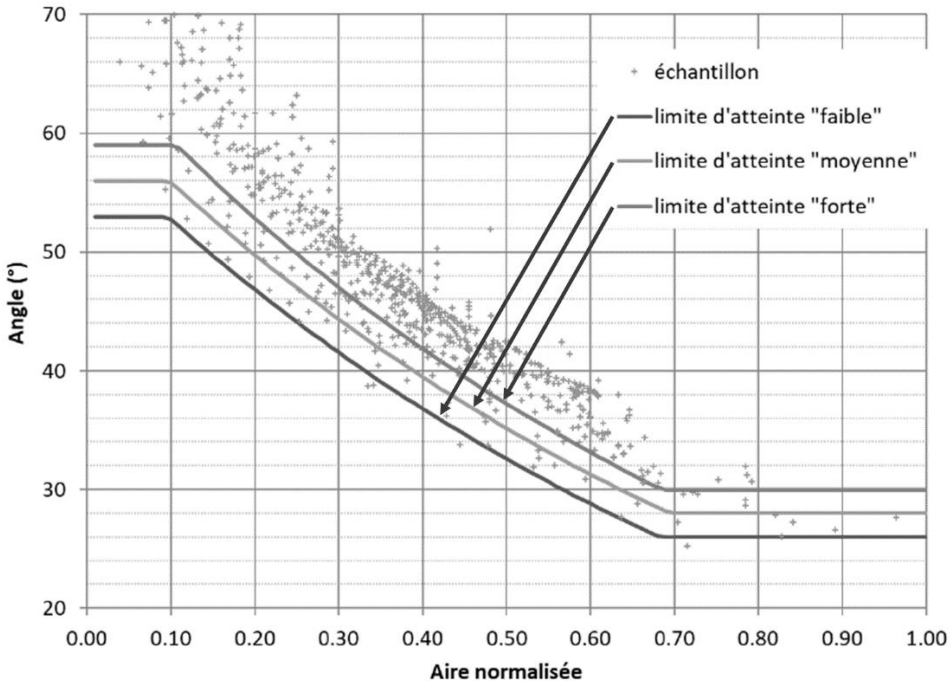


Figure 3. Distribution An/angle d'énergie selon les limites d'atteinte (Colas, 2017, 2019)

Une probabilité de propagation est ainsi déterminée pour chaque compartiment selon cette routine :

1) Extraction du profil topographique de plus grande pente d'après le MNT au pas de 1 m ;
2) Normalisation du profil et insertion de celui-ci dans l'abaque d'aide à la décision (figure 4, courbe noire) ;
3) Relevé des 3 angles de limite de propagation « faible », « moyenne » et « forte ». Ces angles correspondent à la projection des valeurs d'angles avec l'intersection de la courbe du profil normalisé avec les 3 courbes « limite d'atteinte ». Si la courbe du profil topographique normalisé recoupe plusieurs fois une courbe « limite d'atteinte », la valeur d'angle retenue est celle correspondant à la première intersection **en remontant vers l'amont depuis la valeur en abscisse de l'aire normalisée au droit de l'enjeu** (figure 4, flèches) ;
4) Report des 3 angles déterminés sur le profil topographique non normalisé étudié et représentation cartographique via Conefall sous forme de cônes de propagation.

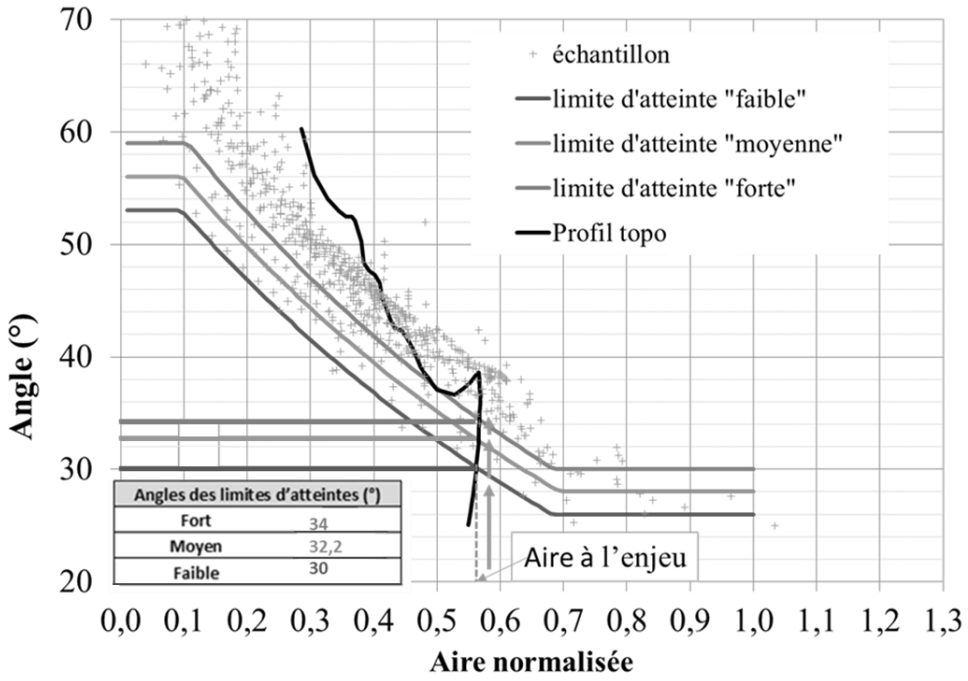


Figure 4. Exemple d'utilisation de l'abaque

Une comparaison statistique sur les 73 premières instabilités du Rove a été effectuée entre cette méthode empirique et un logiciel de modélisation trajectographique afin de justifier l'utilisation de l'abaque Rock The Alps. Les valeurs des angles de la ligne d'énergie obtenues avec la modélisation et avec l'abaque Rock The Alps sont comparées et représentées dans l'histogramme suivant (figure 5, A).

La dispersion des données s'étend de -4° à 5° avec une moyenne à 0,2°. Les valeurs sont centrées sur 0° et présentent deux pics à 1° et -2°. L'écart d'angles obtenu entre les deux méthodes peut s'expliquer par :

- la longueur du profil (figure 5, B) : plus le profil est court plus l'écart est élevé ;
- les angles de propagation inférieurs à 26° qui ne sont pas pris en compte par l'abaque ;
- la nature du substrat de rebond qui n'est pas considérée par la méthode empirique utilisée (ligne d'énergie).

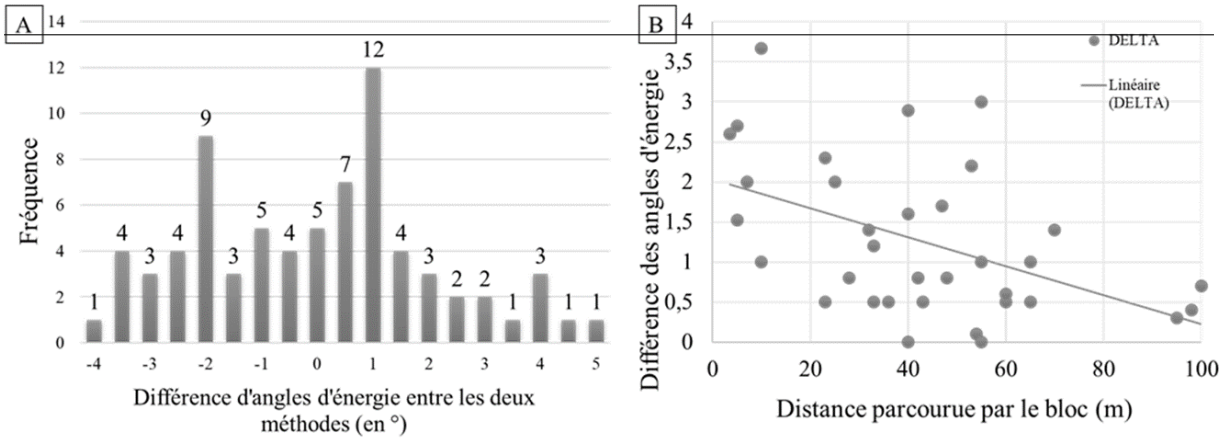


Figure 5. Comparaison statistique des angles obtenus entre la méthode empirique et Propag

Excepté certains cas exceptionnels, les résultats entre les deux méthodes concordent assez bien. Pour cette étude, l'utilisation de la méthode d'évaluation rapide des enveloppes de propagation en fonction de la morphologie globale du versant élaborée par le groupe de travail Rock The Alps apparaît donc pertinente. Cependant, l'abaque Rock The Alps n'est qu'un outil d'aide à la décision et l'expert doit donc toujours apporter son regard critique sur les résultats obtenus.

2.2.2. Niveau d'atteinte

Pour l'enjeu bâti, une matrice similaire à celle préconisée par la MEZAP est utilisée afin d'évaluer le niveau d'atteinte (figure 6). Elle comporte :

- en ligne : l'évaluation qualitative de l'aléa de départ (non quantifiée en termes probabilistes) ;
- en colonne : une probabilité de propagation associée à des fréquences 10^{-6}, 10^{-4}, 10^{-2} et correspondant à un angle de la ligne d'énergie évalué de façon statistique d'après un indicateur morphologique (aire normalisée).

NIVEAU D'ATTEINTE BÂTI		Probabilité de propagation			
		Très faible	faible	modérée	élevée
Aléa de départ	faible	faible	faible	faible	modéré
	modéré	faible	modéré	modéré	élevé
	élevé	faible	modéré	élevé	très élevé
	très élevé	modéré	élevé	très élevé	très élevé

Figure 6. Matrice de qualification du niveau d'atteinte bâti

Il est procédé de manière différente pour la qualification du niveau d'atteinte piéton puisque la MEZAP ne prend pas en compte l'enjeu humain. Deux aspects supplémentaires entrent en jeu : l'aspect spatial et l'aspect temporel, qui peuvent être grossièrement décrits ainsi :

- Aspect spatial : un bâtiment occupe un « linéaire » (perpendiculaire à la trajectoire) de 10 mètres environ (maison d'habitation standard) alors qu'un piéton occupe un « linéaire » d'environ 1 mètre. Ceci peut se traduire par le fait qu'un bloc avec une trajectoire donnée a une probabilité 10 fois moins importante d'atteindre un piéton que de toucher un bâtiment ;

- Aspect temporel : un piéton n'est pas présent en permanence sur les parcelles alors que les bâtiments sont fixes. Pour estimer le temps d'occupation des jardins en arrière des maisons, on fait l'hypothèse que le temps moyen de présence ne dépasse pas 2,5 h par jour en moyenne sur l'année (24 h/10 ≅ 2,5 h). Ainsi, un bloc qui passe à un instant t a une probabilité 10 fois moins importante d'atteindre un piéton que de toucher un bâtiment.

La combinaison des facteurs spatial et temporel suppose qu'un piéton a donc une probabilité 100 fois moindre d'être atteint par un bloc comparativement à un bâtiment. Ces approximations permettent de construire une nouvelle matrice de niveau d'atteinte piéton à partir de celle du bâti. Ainsi, la qualification du niveau d'atteinte d'un piéton peut être évaluée par un décalage d'une colonne de la matrice établie pour les bâtiments, les colonnes étant séparées d'un facteur 100 entre elles. On obtient la matrice suivante :

NIVEAU D'ATTEINTE PIÉTON		Probabilité de propagation			
		très faible	faible	modérée	élevée
Aléa de départ	faible		faible	faible	modéré
	modéré		faible	modéré	modéré
	élevé	faible	faible	modéré	élevé
	très élevé	faible	modéré	élevé	très élevé

Figure 7. Matrice de qualification du niveau d'atteinte piéton

*2.3. Aléa résultant : niveau d'atteinte * intensité*

L'aléa résultant s'obtient en croisant le niveau d'atteinte avec l'intensité du phénomène considéré. L'intensité du phénomène est représentée ici par le volume de bloc unitaire susceptible de se propager et de causer des dommages à l'enjeu bâti. On obtient la matrice suivante :

ALÉA RÉSULTANT BÂTI		Intensité			
		faible ≤0,25 m³	modérée 0,25<V≤1 m³	élevée 1<V≤10 m³	très élevée >10 m³
Niveau d'atteinte	faible	faible	faible	modéré	modéré
	modéré	modéré	modéré	élevé	élevé
	élevé	modéré	élevé	élevé	très élevé
	très élevé	élevé	élevé	très élevé	très élevé

Figure 8. Matrice de qualification de l'aléa résultant bâti

Pour la qualification de l'aléa résultant piéton, il n'est pas cohérent d'utiliser la hiérarchisation de classes d'intensité bâti puisque les dommages humains sont irréversibles à partir d'un volume très faible. Ainsi, seules deux classes d'intensités piéton sont considérées : les volumes unitaires <0,05 m³ et les volumes unitaires >0,05 m³.

Etant donné qu'il serait extrêmement chronophage de recenser tous les compartiments <0,05 m³ susceptibles de rompre, il a été fait le choix de les classer dans une catégorie « aléa diffus » qui sera cartographiée uniquement sur la base d'observations de terrain et de l'étude du MNT. Les volumes >0,05 m³ constituent donc la seule classe d'intensité

pour les instabilités isolées identifiées et ainsi la matrice de l'aléa résultant piéton est la même que celle du niveau d'atteinte piéton.

2.4. Cartographie

Les compartiments sont représentés cartographiquement par une pastille de la couleur de leur aléa de départ (jaune=faible, orange=modéré, rouge=élevé, violet=très élevé).

L'aléa résultant bâti est représenté sur l'enjeu lui-même, selon le même code couleur que l'aléa de départ. Si plusieurs cônes de propagation intersectent le même bâtiment, c'est le compartiment engendrant l'aléa résultant le plus fort qui est pris en compte.

Puisque l'enjeu piéton n'est pas fixe, son aléa résultant est représenté par des aplats de couleurs correspondant aux cônes de propagations. La couleur des cônes est conforme à la valeur de l'aléa résultant. Il n'a pas été généré de cône de propagation pour des zones de départ pourvues d'un niveau d'atteinte nul. Les versants et les falaises identifiés sur le terrain comme zones d'aléa diffus sont représentés par des polygones hachurés.

3. Gestion du risque

Le site de la Côte Bleue est un site classé et protégé soumis à de nombreuses réglementations à considérer lors de la recommandation des ouvrages de protection. L'insertion paysagère est un critère majeur à prendre en compte pour le choix du dispositif de protection à mettre en place. De plus, pour des raisons financières, le Conservatoire du Littoral ne sera pas en mesure de traiter toutes les instabilités en une seule fois.

Une stratégie de gestion du risque chute de blocs a donc été élaborée après concertation avec la DREAL PACA et le Conservatoire du Littoral afin de répondre à toutes ces contraintes. Elle consiste à :

- Traiter les aléas résultant bâti ≥ modéré et piéton très élevé, en procédant aux travaux de protection de manière progressive : traitement des aléas résultants très élevés puis échelonnement du traitement des aléas plus faibles ;
- Privilégier les purges et les ancrages de confortement, limiter au maximum les filets, grillages plaqués et butons, exclure les écrans pare-blocs et barrières grillagées ;
- Faire une analyse des impacts paysagers des ouvrages et proposer des solutions d'intégration paysagère. Ce travail a été mené à partir de notre expérience des chantiers de protection contre les risques rocheux et fait référence au guide « Prise en compte du paysage dans les protections contre les chutes de matériaux rocheux » (IFSTTAR, 2016) ;
- Réaliser les travaux de protection en-dehors des périodes de nidification des espèces protégées.

Selon cette stratégie, près de la moitié des instabilités rocheuses sur le Rove nécessitent un traitement et plus de deux tiers sur la Vesse. Une cartographie des parades préconisées et des ouvrages déjà existants a été établie.

4. Perspectives

La méthodologie développée et validée par les trois parties de la convention va être appliquée sur quatre autres sites à enjeux surfaciques identifiés sur la Côte Bleue dès 2023. Elle est en cours d'adaptation avec le BRGM pour une application sur des enjeux de type linéaire, notamment des sentiers pédestres sur le littoral. La configuration de ces sites nécessite des investigations spécifiques : il ne sera pas possible de quadriller tous les secteurs en pédestre étant donné le linéaire de sentiers et la surface d'étude qu'il engendre.

Ainsi, une méthodologie est proposée, selon ces étapes :

- Acquisition d'un nuage de point pour produire un modèle 3D par photogrammétrie (drone) sur l'ensemble des secteurs linéaires à étudier ;
- Identification de zones homogènes en termes de morphologie de surface, de typologie de rupture dominante et de volumes des compartiments rocheux instables ;
- Observation sur le terrain de l'état de surface des affleurements (altération, fracturation, etc.) sur quelques points accessibles et représentatifs par zone homogène ;
- Extrapolation des observations faites à dire d'expert à l'ensemble de la zone homogène ;
- Identification de manière exhaustive sur le nuage de points (assorti d'une orthophotographie) : (i) des zones d'aléa diffus et (ii) des compartiments rocheux instables avec calcul des volumes ;
- Pour les talus de sentier : reconnaissance pédestre sur tous les linéaires ;
- Récupération de données de fréquentation des sentiers pour l'évaluation du risque ;
- Stratégie de gestion du risque priorisant l'information aux usagers à des ouvrages de protection ponctuels, qui ne pourront toutefois être totalement exclus si le risque s'avère élevé.

5. Conclusions

La méthodologie développée pour l'étude détaillée du risque rocheux menée sur la Côte Bleue a permis de caractériser 207 instabilités rocheuses sur le village du Rove et 67 sur la calanque de la Vesse en termes d'aléa de départ, de probabilité de propagation, de niveau d'atteinte et d'aléa résultant. L'aléa résultant n'est pas qualifié de la même manière selon l'enjeu identifié, à savoir les piétons et le bâti.

La méthodologie développée est réplicable sur les autres sites à risque présentant des enjeux surfaciques et est en cours d'adaptation pour des enjeux de type linéaire (sentiers pédestres littoraux notamment).

6. Références bibliographiques

BRGM (2017). Valorisation des travaux réalisés dans le cadre du GT MEZAP (année 1). Rapport intermédiaire BRGM/RP-66589-FR, juillet 2017.

BRGM (2020). Cartographie de l'aléa chute de blocs et du risque rocheux sur le site du Conservatoire du littoral de la Côte bleue (Bouches-du-Rhône – 13) – Phase 1 et 2. Rapport final BRGM/RP – 70090-FR. Septembre 2020.

CETE (2013). Etude d'aléa de chutes de blocs – Solutions de mise en sécurité. Commune du Rove, la Vesse – Falaise du port. Rapport H13-323, décembre 2013.

Colas B., (2019). Séminaire Rock the Alps, BRGMco.

IFSTTAR (2016). Prise en compte du paysage dans les protections contre les chutes de matériaux rocheux. Collection techniques et méthodes de l'Ifsttar – guide technique, mai 2016.

LCPC (2004). Les études spécifiques d'aléa lié aux éboulements rocheux. Guide technique, juin 2004.

MEZAP (2020). Proposition d'une note technique, Méthodologie de caractérisation de l'aléa rocheux. Rédaction du groupe de travail MEZAP du ministère de l'Écologie, du

Enseignement et transmission en géotechnique et géologie de l'ingénieur

LE COEFFICIENT RHÉOLOGIQUE DE A À Z : CHOIX ET CONSÉQUENCES

RHEOLOGICAL FACTOR FROM A TO Z : OPTIONS AND IMPLICATIONS

Adeline JOLIVET[1], Ziad KTEICH[1]
[1] *TRACTEBEL France, Gennevilliers, France*

RÉSUMÉ – Le coefficient rhéologique α est un paramètre qui intervient de manière usuelle pour la détermination des déformations du sol à partir des données pressiométriques dans le dimensionnement des ouvrages géotechniques. L'objectif de cet article est, après s'être intéressé aux possibilités d'affiner le choix de ce coefficient via les tableaux de Ménard et du Pressiorama® de Baud et de Baud et Gambin, d'appréhender les impacts de son utilisation.

ABSTRACT – The rheological coefficient α is a factor that is usually used for the determination of soil deformation in the design of geotechnical structures. The objective of this article is, after having looked at the possibilities of refining the choice of this coefficient via Ménard's tables and Baud's and Gambin's Pressiorama®, to apprehend the impacts of its use.

1. Introduction

La modélisation du comportement d'un sol passe par la définition d'un modèle géotechnique destiné à le représenter. Les paramètres peuvent être, sans être exhaustif :

- Les poids volumiques, qui identifient le poids à attendre d'un volume de sol unitaire ;
- La teneur en eau qui identifie la proportion en poids d'eau contenue dans le sol ;
- Le module pressiométrique, qui identifie le comportement pseudo-élastique du sol à l'essai pressiométrique ;
- La pression limite, pression de rupture à attendre du sol, déduite de l'essai pressiométrique ;
- La cohésion, qui correspond à une force d'attraction assurée par le sol ;
- L'angle de frottement, lié au frottement intergranulaire entre constituants du sol ;
- Le coefficient des terres au repos, K_0 qui est un rapport entre la contrainte effective horizontale et la contrainte effective verticale du sol à l'état initial ;
- Et α, le coefficient rhéologique.

Alors que la grande majorité des paramètres se rattachent à des caractéristiques ou des comportements physiques du sol faciles à identifier (poids, comportement pseudo élastique, rupture, …), le coefficient rhéologique α, pourtant d'usage courant pour la détermination des déformations du sol, reste complexe à appréhender.

Alors qu'est-ce que ce coefficient ? d'où vient-il ? que vaut-il ?

2. Définition du coefficient rhéologique - Ménard

Le coefficient rhéologique α date de la création de l'essai pressiométrique de Ménard.

L'essai pressiométrique est un essai de courte durée, donc identifiant un comportement tendant à être non drainé. Le coefficient α est une variable d'ajustement qui permet

d'introduire les effets de la consolidation dans l'utilisation des modules pressiométriques et d'évaluer les modules de déformation du sol : « Ce coefficient est le rapport entre le module pressiométrique et le module de déformation E^+ du sol dans un champ de contrainte quasi isotropique » (Louis Ménard, 1968). Ce module de déformation E^+ serait « plutôt assimilable » à un module œdométrique (Baud et Gambin, 2013).

On retrouve les valeurs de α dans les tableaux fournis par Louis Ménard dès les origines et reporté dans les normes NF P 94-261 et NF P 94-262 (fondations superficielles et profondes respectivement). Ils sont rappelés ci-dessous pour les sols et les roches :

Tableau 1. Coefficients rhéologiques α – Méthode pressiométrique –Tableaux I.1.3.1 et I.1.3.2

Terrain	Tourbe	Argile		Limon		Sable		Grave		Rocher	α
	α	E_M/p_l	α	E_M/p_l	α	E_M/p_l	α	E_M/p_l	α	Très peu fracturé	2/3
surconsolidé ou très serré	-	>16	1	>14	2/3	>12	1/2	>10	1/3	Normal	1/2
normalement consolidé ou normalement serré	1	9 - 16	2/3	8 - 14	1/2	7 - 12	1/3	6 - 10	1/4	Très fracturé	1/3
sous-surconsolidé altéré et remanié ou lâche	-	7 - 9	1/2	5 - 8	1/2	5 - 7	1/3	-	-	Très altéré	2/3

Pour rappel, Ménard précise que le coefficient α à prendre pour des remblais est de 1.

Ces tableaux montrent une tendance à l'augmentation du coefficient rhéologique avec le potentiel de compressibilité du sol, et de la sous-consolidation à la surconsolidation. Ils conduisent également à l'utilisation de 5 valeurs : 1, 2/3, 1/2, 1/3, 1/4. En décomposant les sols en argile, limon, sable et grave.

Une représentation des valeurs pressiométriques dans un graphique bi-logarithmique, figurant les limites et les valeurs du tableau 1 est proposée ci-dessous :

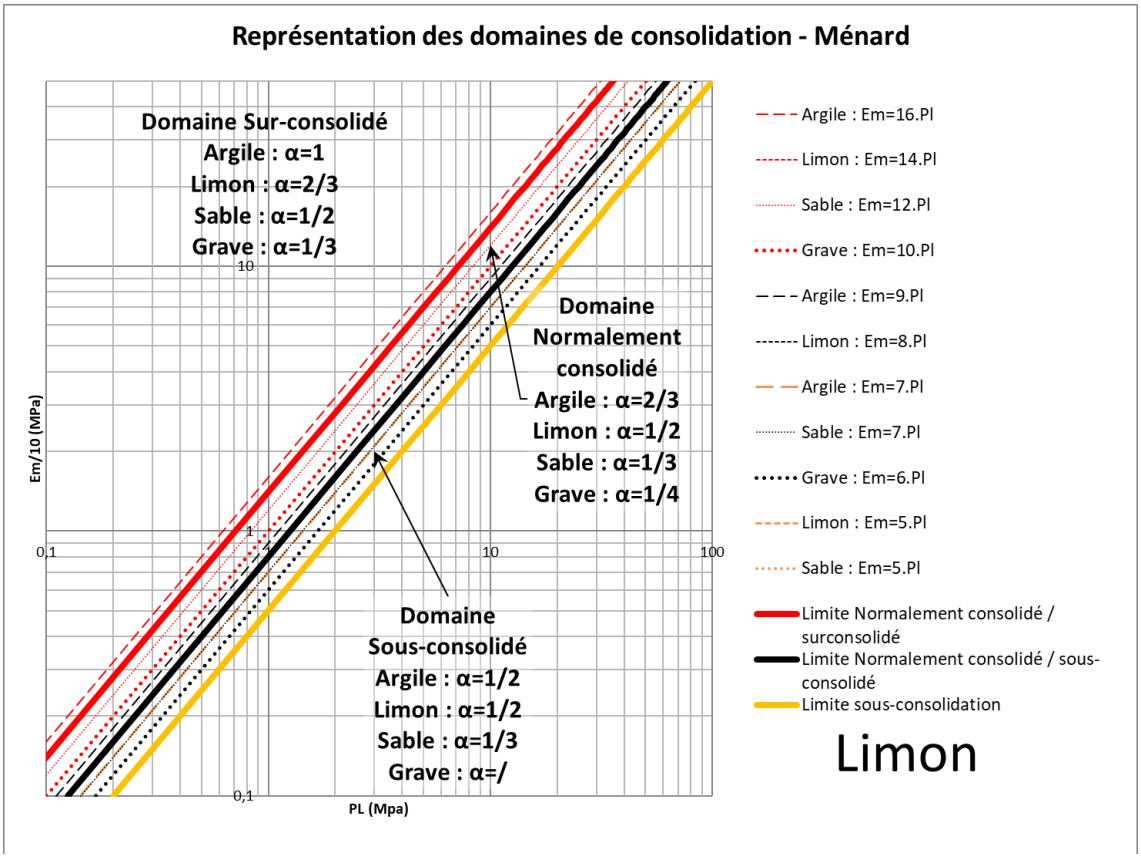


Figure 1. Représentation des limites entre domaines de consolidation issu des tableaux de Ménard, dans un graphique bi-logarithmique, fonction de $E_M/10$ et P_l* et des catégories de sols considérés.

Il peut être complexe de dégager une valeur pour les sols mixtes et intermédiaires, dans des états de consolidation variables.

3. Abaques et pressioramas – Baud / Baud et Gambin

3.1. Pressiorama® (Baud, 2005)

Le diagramme Pressiorama® (Baud, 2005), repris en abaque suivant l'annexe B de la norme NF-P 94-262, notamment, est présenté ci-dessous :

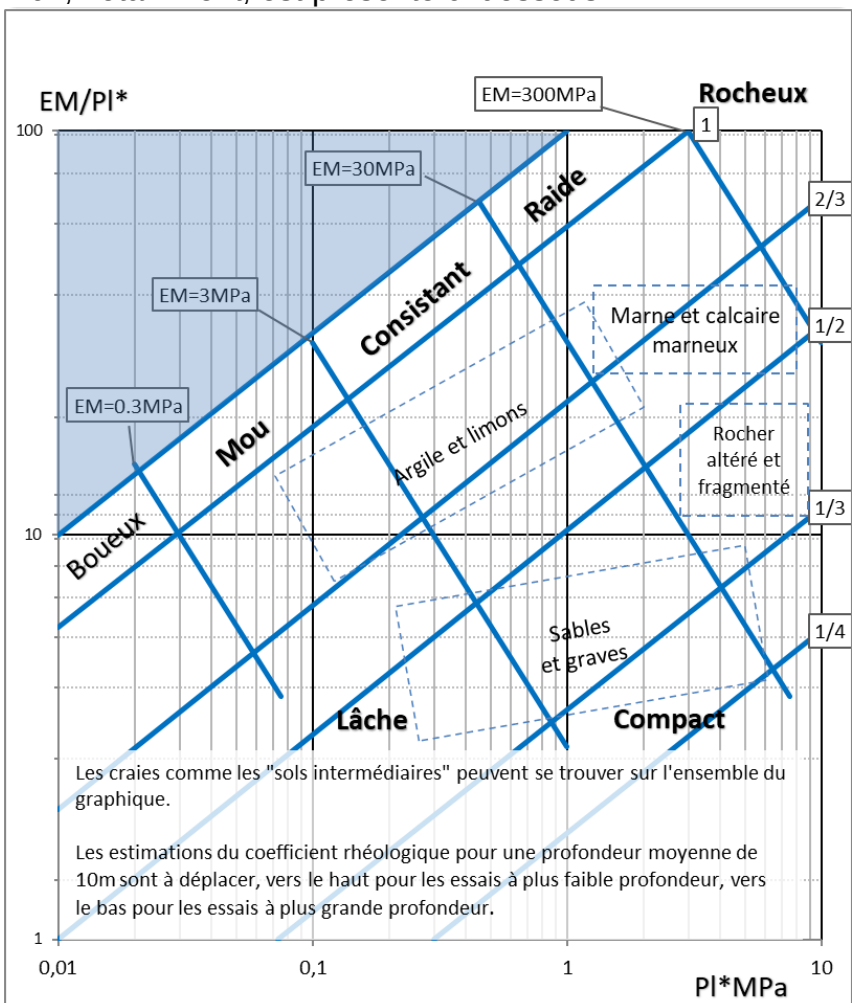


Figure 2. Représentation du diagramme Pressiorama® (Baud, 2005)

L'avantage de ce diagramme, avec une représentation suivant les valeurs pressiométriques seules, par rapport aux tableaux de Ménard, est de conduire à une évaluation du coefficient rhéologique α qui s'affranchit de la catégorisation des sols suivant leur nature.

Cette représentation du diagramme Pressiorama® (Baud, 2005) est adaptée à des essais réalisés à des profondeurs moyennes de 10m.

La question de la profondeur et de l'effet du confinement des sols peut se poser dans le cadre de projets enterrés ou profonds. Il devient alors plus complexe de s'y fier.

3.2. Pressiorama® (Baud, 2005)

En proposant leur Diagramme Pressiorama® en coordonnées bi-logarithmiques adimensionnelles [α, module relatif E_M/p_0], (Baud et Gambin, 2013) présentent une représentation plus complexe avec en ordonnée le module relatif E_M/p_0 et en ordonnées oblique pl^*/ p_0 :

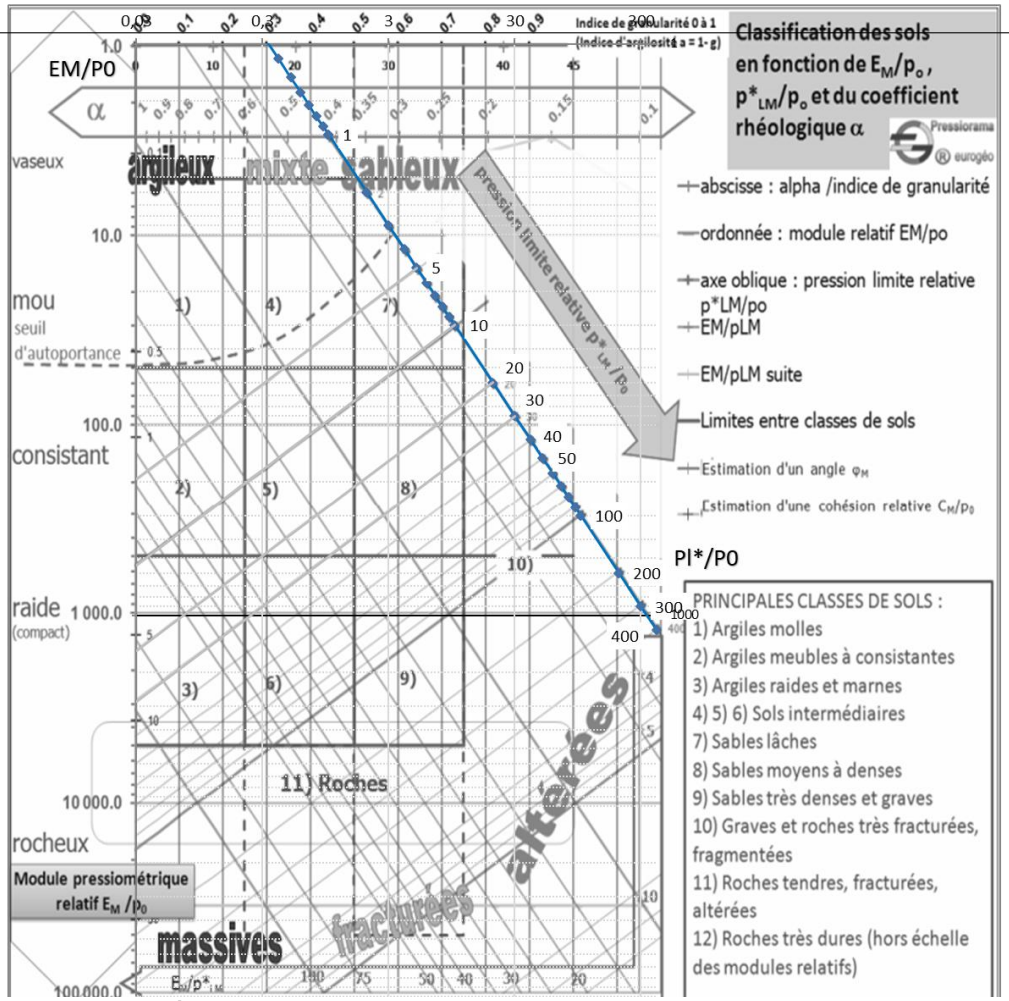


Figure 3. Représentation du diagramme Pressiorama® (Baud et Gambin, 2013)

Ils proposent également une formule d'évaluation du coefficient rhéologique α :

$$\alpha = \frac{\left(E_M / p^*_{LM}\right)^{\frac{1}{n}}}{k_E \cdot \left(p^*_{LM} / p_0\right)^{\frac{m}{n}}} \qquad (1)$$

Avec :

- $p_{0,}$ la pression horizontale des terres au niveau de l'essai ;
- $E_{M,}$ le module pressiométrique ;
- P^*_{lM}, la pression limite ;
- n (écartement des valeurs) et m (angle des droites ico-α), des coefficients qu'ils proposent d'arrêter à n=0.5 et m=2 ;
- $k_{E,}$ un facteur compris entre 3 et 5 qu'il est proposé de retenir à 4.

Cette valeur peut être calculée, par exemple, pour des couples (E_M ;pl*) définis pour une formation dont l'ensemble des points sont représentés sur le diagramme.

4. Exemples d'applications

4.1. Sol mixte de type A1/B5

Après avoir identifié 3 méthodes de représentation permettant d'approcher la valeur du coefficient rhéologique α, il est proposé de comparer les résultats de ces 3 méthodes pour un sol de type A1/B5 entre 20 et 30 m de profondeur.

Les nuages de points obtenus sont les suivants :

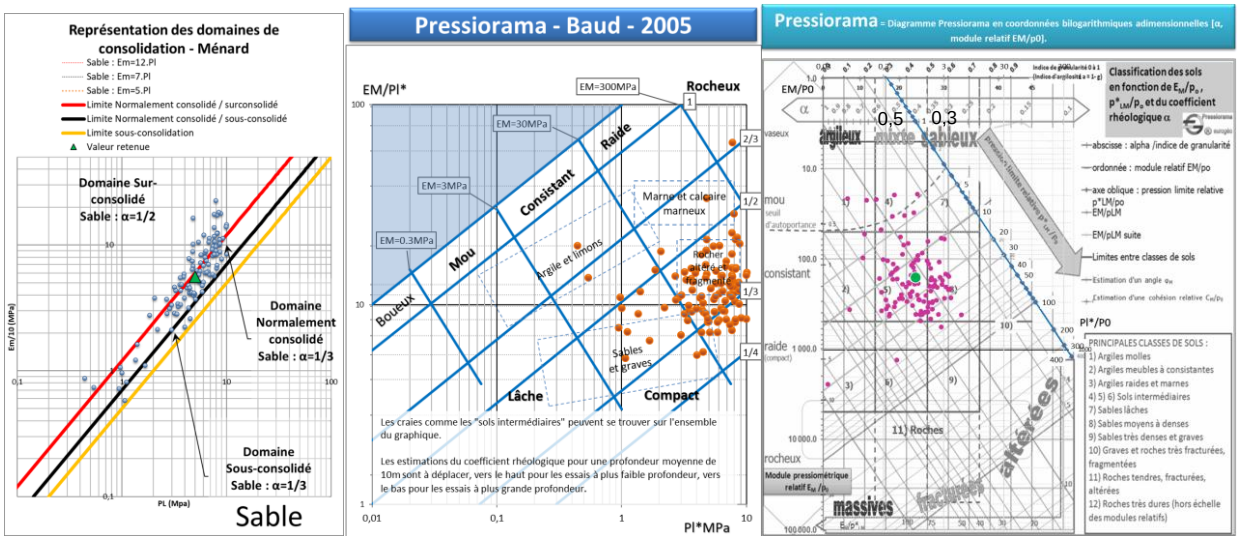


Figure 4. Représentations de valeurs pressiométriques pour des sols de type A1-B5 vers 20/30m de profondeur

Ces 3 représentations montrent un nuage de points principalement compris entre les valeurs 1/2 et 1/3, avec un calcul du coefficient rhéologique suivant la précédente formule (1) de l'ordre de α = 0,43.

En pratique, le diagramme de (Baud, 2005) permet de faire le choix d'un sol sableux pour les limites à adopter dans les tableaux de Ménard (normes NF-P 94-261 et NF-P 94-261).

Le diagramme Pressiorama® de (Baud et Gambin, 2013) améliore la représentation graphique, et la précision du choix du coefficient. L'inconvénient néanmoins est la nécessité d'une évaluation du p_0, dépendante du poids volumique des matériaux, de la présence d'une nappe et de K_0 en particulier (pour une valeur estimée). Des marges d'erreur sont à attendre. Cette incertitude est à mettre en parallèle avec la dispersion des points eux-mêmes.

Dans l'exemple proposé, le coefficient K_0 est pris de l'ordre de 0,46 pour un poids volumique de 19kN/m^3 avec une nappe à 7 m de profondeur.

En prenant K_0 de 0,43 à 0,5 et un poids volumique moyen de 17 à 21kN/m^3 par exemple, avec ou sans nappe, l'amplitude maximale de variation de α est comprise entre 0,37 et 0,44 (comprise entre 0,3 et 0,5). L'impact de la prise en compte d'une nappe est le plus fort avec des écarts de 4 à 5 centièmes. Ces derniers ont tendance à s'accentuer avec des formations plus profondes.

4.1. Roche

Dans le cas d'une roche, le tableau de Ménard devient plus complexe à appliquer. Les limites entre *très peu fracturé ou très altéré*, *normal* ou *très fracturé* conduit au choix de valeurs de 2/3, 1/2 ou 1/3 sans grand repère pour passer d'une situation à l'autre.

Pour une roche compacte et profonde, on obtient :

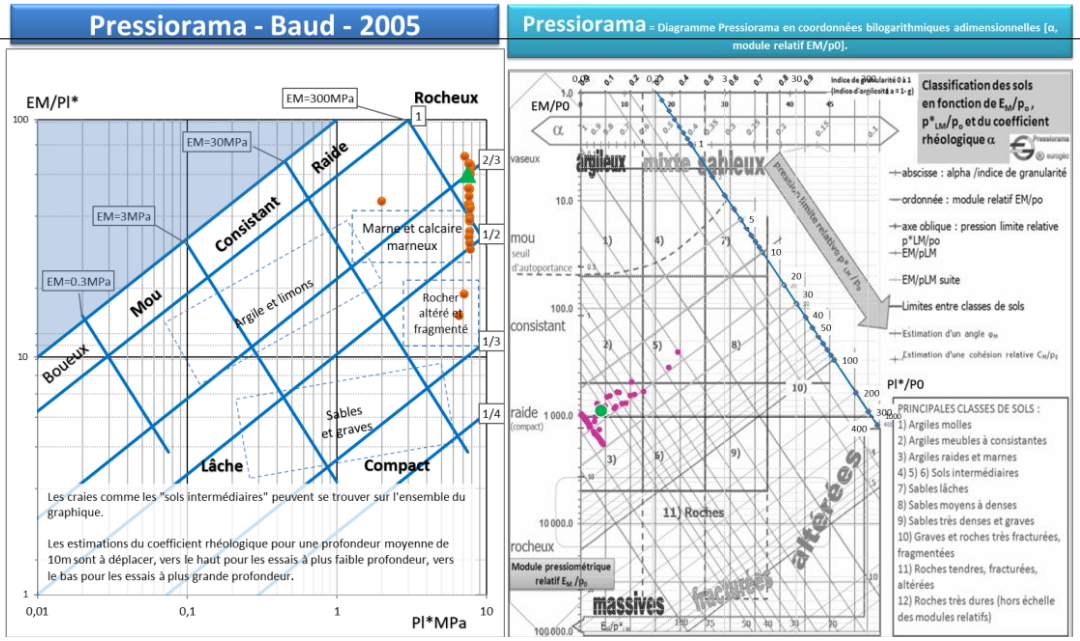


Figure 1. Représentations de valeurs pressiométriques pour une roche >50m de profondeur

La représentation sur les graphiques est limitée par les essais eux-mêmes et notamment les limites des sondes de mesures.

La valeur du coefficient rhéologique calculé est de l'ordre de 0,88 à 1, ce qui reste une valeur forte pour une roche (maximum de 2/3). La prise en compte de pl* affinées à la hausse induit une baisse de la valeur du coefficient rhéologique α.

Ce type de matériaux conduit à atteindre les limites de la méthode en même temps que celui de l'essai pressiométrique classique.

5. Impacts à attendre pour les modélisations

Le coefficient rhéologique α intervient dans le dimensionnement des ouvrages géotechniques de deux manières :

- Soit en application directe dans le calcul de tassement des fondations superficielles ou bien le dimensionnement des écrans de soutènement ;
- Soit indirectement dans le calage des paramètres géotechniques des lois de comportement utilisées.

5.1. Modèles semi-empiriques : application directe

Le coefficient α intervient dans le calcul du tassement d'une semelle isolée dans la formule proposée par (Ménard et Rousseau, 1962) :

$$s = \frac{4}{18.E_m}(q - \sigma_{v0}).B_0[\lambda_d \frac{B}{B_0}]^{\alpha} + \frac{\alpha}{9.E_m}(q - \sigma_{v0}).\lambda_s.B \qquad (2)$$

Le coefficient rhéologique intervient en exposant la partie déviatoire de l'équation (2).

La partie sphérique du tassement (deuxième élément de l'équation (2)) est proportionnelle à la valeur du coefficient rhéologique ; par conséquence, cette composante de tassement sera proportionnellement impactée par la valeur de α choisie.

Le coefficient rhéologique intervient également dans la formule proposée par (Schmitt, 1995) proposée par la norme NF- P94 – 282 (ANFOR, 2009), pour le calcul du coefficient de réaction K_h, utilisé pour le calcul de déformée d'un écran de soutènement souple et de la réaction du sol sur la paroi :

$$K_h = 2 \cdot \frac{\left(\frac{E_m}{\alpha}\right)^{4/3}}{\left(\frac{E_{str} \times I_{str}}{B_0}\right)^{1/3}} \quad (3)$$

Ces effets peuvent être précisés ultérieurement sur des cas d'étude réels de dimensionnement.

5.2. Modèles numériques complexes : application indirecte

Dans le cas d'un calcul numérique avancé, le coefficient rhéologique est utilisé pour déduire les modules élastiques de la loi de comportement à partir du module pressiométrique mesuré :

- Si un modèle de comportement élastique-linéaire parfaitement plastique avec critère de rupture de Mohr-Coulomb est utilisé, pour la partie élastique, le module d'Young E vaut :

  $$E = k\frac{E_m}{\alpha} \quad (4)$$

  avec k un coefficient permettant le calage entre le module d'Young E et les données pressiométriques E_m et α. Ce coefficient est récurremment calé selon des REX ou bien selon des auscultations.

- Si la loi HSM est employée pour caractériser le comportement du sol, le module de chargement E_{50} à 50% du déviateur maximal vaut (Serrai et al, 2005) :

  $$E_{50} = k'\frac{E_m}{\alpha} \quad (5)$$

  avec k' un coefficient permettant le calage entre le module E_{50} et les données pressiométriques E_m et α.

Les valeurs des modules de déformation sont donc inversement proportionnelles à la valeur de α.

6. Conclusions

Les outils Pressiorama® apportent un éclairage intéressant pour le choix du coefficient rhéologique, permettant une meilleure utilisation des tableaux de Ménard reportés dans les normes pour ce qui concerne (Baud, 2005), et une prise en compte de la profondeur qui a tout son intérêt quand le confinement du sol peut impacter le comportement des formations pour (Baud et Gambin, 2013).

Dans le cadre de matériaux rocheux, les limites de la méthode sont celles de l'essai pressiométrique. Il s'agira alors : d'utiliser des essais pressiométriques spécifiques permettant d'atteindre des pressions plus en adéquation avec la pression limite de la formation, ou d'autres essais permettant d'accéder aux modules de déformation recherchés (dilatomètres, essais de laboratoire).

L'utilisation du coefficient rhéologique α a un impact sur l'évaluation des déformations des sols, que ce soit pour les tassements ou le déplacement des écrans. Une définition au plus juste de ce coefficient présente tout son intérêt dans ce cadre.

La quantification de ces effets et la comparaison avec le comportement réel des ouvrages réalisés sont des perspectives qui permettraient d'apporter de nouveaux éclairages à l'application de ce paramètre.

7. Références bibliographiques

AFNOR. (2009). Norme française NF-P94-282 - Calcul géotechnique - Ouvrages de soutènement - Écrans, Paris.

AFNOR. (2012). Norme française NF-P94-262 - Justification des ouvrages géotechniques - Normes d'application nationale de l'Eurocode 7 - Fondations profondes, Paris.

AFNOR. (2013). Norme française NF-P94-261 - Justification des ouvrages géotechniques - Normes d'application nationale de l'Eurocode 7 - Fondations superficielles, Paris.

Baud J.-P. (2005). Analyse des résultats pressiométriques Ménard dans un diagramme spectral [Log(pLM), Log (EM/pLM)] et utilisation des regroupements statistiques dans la modélisation d'un site, ISP5 – PRESSIO 2005 (50 ans de pressiomètres) Vol. 1. Gambin, Magnan et Mestat (ed.), Presses de l'ENPC/LCPC, Paris 167-174.

Baud J.-P. et Gambin M. (2013). Détermination du coefficient rhéologique α de Ménard dans le diagramme Pressiorama®

Baud J.-P. et al. (2013). Les essais pressiométriques à 50 MPa une aide pour relier les classifications des sols et des roches.

Ménard L. et Rousseau J. (1962). L'évaluation des tassements, tendances nouvelles. Sols-Soils, N°1, Paris.

Ménard L. (1968). Le Pressiomètre Louis Ménard - Notice Générale D60 : Règles d'utilisation des techniques pressiométriques et d'exploitation des résultats obtenus pour le calcul des fondations

Schmitt P. (1995). Méthode empirique d'évaluation du coefficient de réaction du sol vis-à-vis des ouvrages de soutènement souple. Revue Française de Géotechnique n° 71, 2ème trimestre.

Serrai, K., Plumelle, C., & Schmitt, P. (2005). Interprétation par la méthode des éléments finis des mesures de déformations d'une paroi moulée à Colombes. In Proceedings of the 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (pp. 1119-1123). IOS Press.

DISCOURS GEOTECHNIQUE DANS BELIDOR, 1729

BELIDOR'S 1729 GEOTECHNICAL DISCOURSE

Jean-David VERNHES[1], Bassam BARAKAT[1]
[1] *UniLaSalle, Beauvais, France*

RÉSUMÉ – La *Science des Ingénieurs*, ouvrage de B. F. de Bélidor publié en 1729 et consacré au génie militaire, se présente aujourd'hui comme un miroir des connaissances de l'époque en matière de construction, notamment dans son interaction avec roches et sols. Le discours géotechnique de l'auteur, parfois insolite, montre tout à la fois la continuité entre ce temps et le nôtre et les tensions naissantes entre rationalisation et expérience.

ABSTRACT – *La Science des Ingénieurs*, (The Knowledge of Engineers) was brought out in 1729 by the military academy professor Bélidor. It appears to us today as a mirror of what engineers knew about the construction industry, in particular when it dealt with rocks and soils. The author's geotechnical discourse, occasionally surprising, shows both similarities with our times' concepts and emerging tensions between rationalisation and experience.

1. Introduction

En 1729, Bernard Forest de Bélidor (v. 1698 - 1761) publia son premier traité intitulé *La science des ingénieurs dans la conduite des travaux de fortification et d'architecture civile* (la *Science des Ingénieurs* dans la suite de l'article). Le livre eut pour objet de former de jeunes ingénieurs à la construction militaire (Fig. 1) et par extension civile. Alors professeur à l'école d'artillerie de la Fère, Bélidor s'était distingué dès 1725 par la diffusion d'un *Nouveau cours de mathématique*. Ce manuel, outre la notoriété internationale qu'il lui donna, le fit tôt considérer comme professeur général de ces nouvelles écoles militaires françaises où l'on enseignait le Génie (Grandjean de Fouchy, 1761).

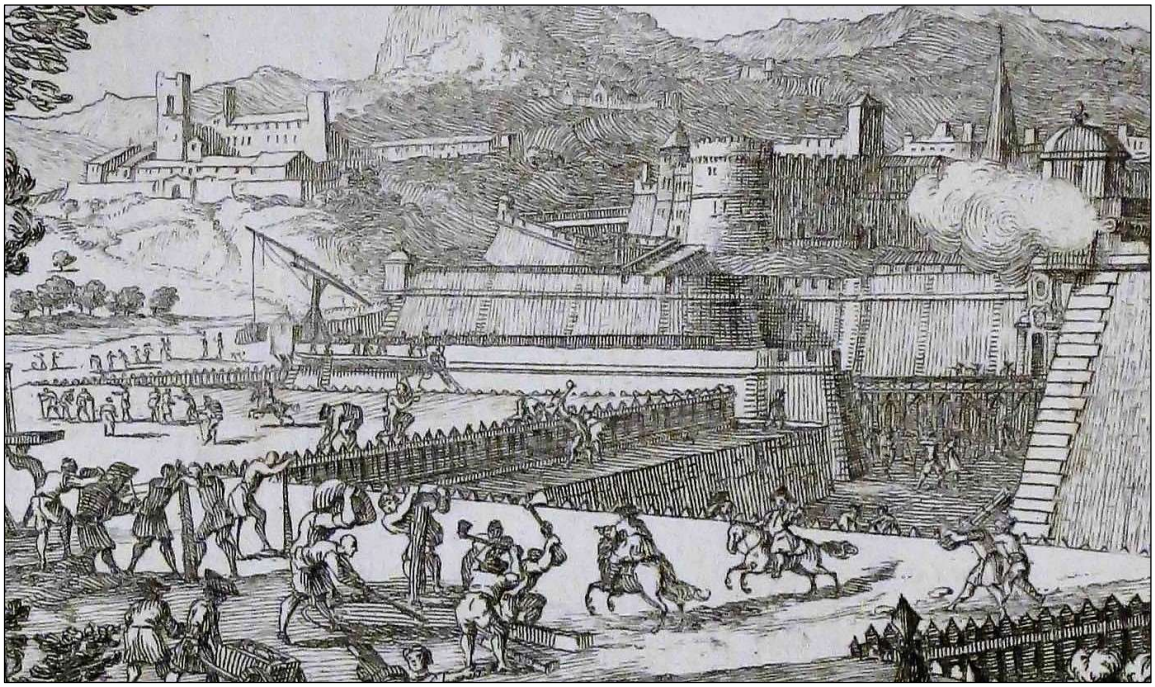


Figure 1. Frontispice originel de la *Science des Ingénieurs*, détail. Gravure de Rigault. Scène imaginaire montrant entre autres des travaux de terrassement.

Dans la *Science des Ingénieurs*, Bélidor mit par écrit un enseignement de l'ingénierie principalement destiné à un jeune public sans expérience de la construction, mais plus largement à l'ensemble des Maîtrises d'Ouvrage de son temps dans leurs rapports directs avec les Entreprises. Il s'emploie de ce fait à conduire un exposé systématique dont la visée générale est en fin de compte contractuelle.

Nous estimons avoir mis en évidence dans la *Science des Ingénieurs* l'avancée historique que constitue au Livre 1 la théorie du dimensionnement des murs de soutènement (Vernhes et Barakat, 2016), analyse que nous avons prolongée par une présentation de la façon dont l'auteur appréhende la masse volumique comme paramètre (ibid., 2020). Cependant, l'ouvrage de Bélidor comporte un ensemble discursif très dense d'autres éléments « géotechniques », relativement disséminés. Nous nous efforçons dans la suite d'en restituer les plus instructifs ou insolites au regard contemporain.

2. Propos liminaires sur la *Science des Ingénieurs*

2.1. Composition du traité

En six livres, le corps du traité totalise 504 pages pour un total de 56 chapitres numérotés, auxquelles viennent s'ajouter 53 planches hors-texte. Il n'y a pas à y chercher de pagination globale, elle n'est donnée que par livre. C'est pourquoi, dans l'article, nos références au texte renvoient aux numéros de livre puis au numéro de page dans chaque livre.

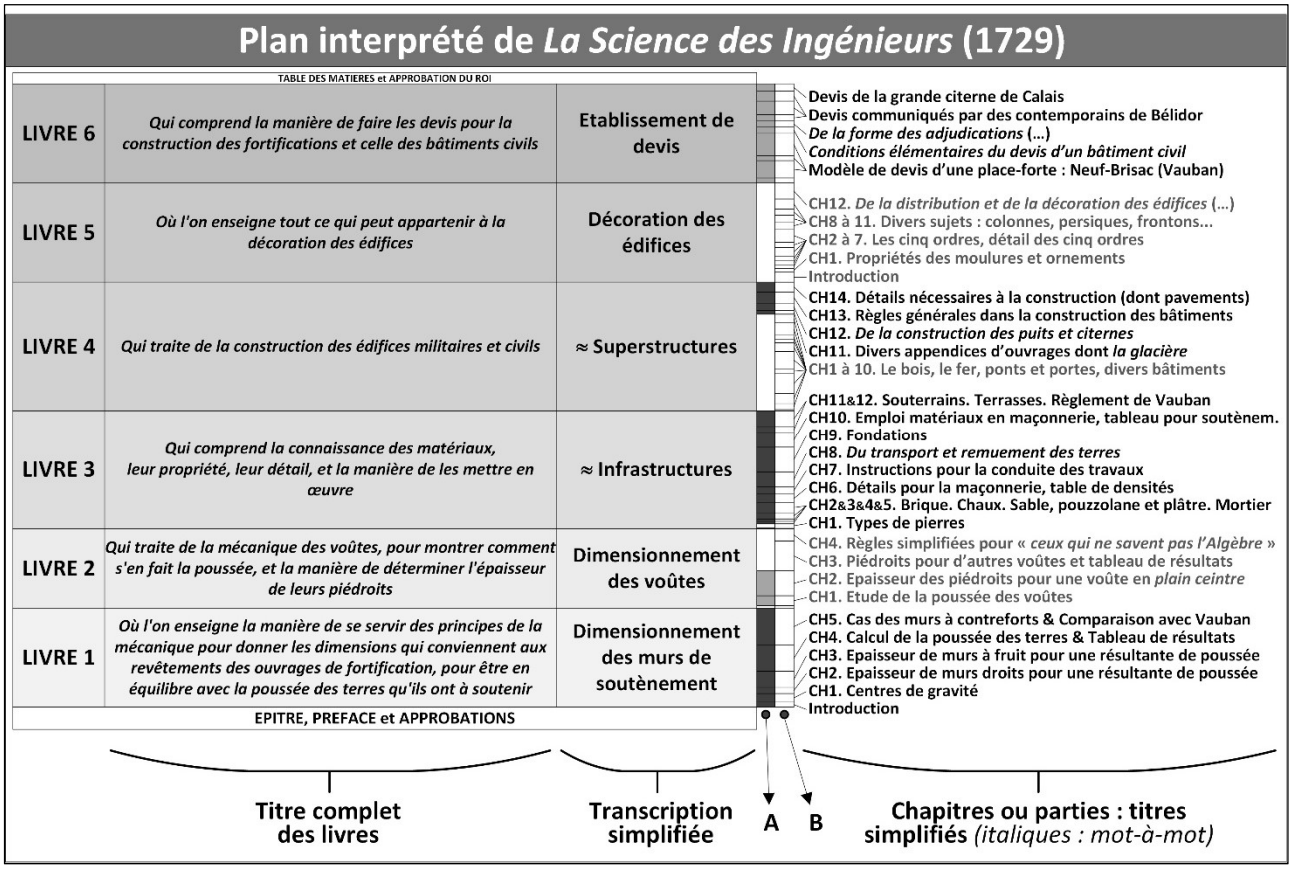


Figure 2. Plan interprété de la *Science des Ingénieurs* par livre et chapitre, visualisés à proportion de leur nombre de pages. Colonne A : appréciation d'intérêt géotechnique, direct (gris foncé), indirect (gris clair). Colonne B : découpage des livres en chapitres ou parties.

La figure 2 offre une vue synthétique du traité. Elle met en évidence que les Livres 3 mais également 4 ont été ici les plus utilisés (Fig. 2, colonne A). Pour des raisons distinctes, nous avons volontairement laissé de côté les Livres 1 (déjà étudié en grande partie), 2 (pouvant

servir à justifier des ouvrages souterrains voûtés) et 6 (application de principes énoncés dans les livres précédents). Pour une étude plus exhaustive, ils mériteraient d'être incorporés à l'inventaire.

2.2. Base des connaissances de Bélidor

Bélidor utilise un ensemble diversifié de sources d'information au premier rang desquelles figurent ses propres lectures : des Anciens, tels les architectes Vitruve (Livre 3, p. 62) pour l'Antiquité, Philibert de Lorme ou Palladio pour la Renaissance (L. 3, p. 65), l'ingénieur et Maréchal de Vauban dans l'époque qui le précède, le plus abondamment cité (L. 3, p. 36, etc.), et ses propres contemporains tel Gauthier (L. 2, p. 50), à titre d'exemples.

D'autres pourvoyeurs d'informations sont dans son propre entourage, les Ingénieurs en Chef avec lesquels il entretient des relations directes (L. 3, p. 50 ; L. 6, p. 50), des artisans qu'il connaît (L. 3, p. 22) ou *Ouvriers du Pays* dont il recommande le savoir (L.3, p. 49), sans doute aussi avec des membres de l'Académie Royale des Sciences (peut-être les « *Phisiciens* et *Chimistes* » qu'il cite collectivement : L. 3, p. 19).

Bélidor fonde enfin une part de son enseignement sur ses recherches ou raisonnements personnels (L. 3, p. 62 ; L. 4, p. 95). Des analyses mécaniques novatrices fondées sur l'emploi de l'algèbre sont sa source de premier ordre dans les Livres 1 et 2 mais quasiment plus par la suite. Dans les deux premiers livres, il célèbre l'émancipation du joug de la seule expérience qu'offrent les mathématiques (L. 1, Introduction) pour admettre plus tard la prépondérance de l'expérience sur le calcul (L. 3, p. 50 ; L. 4, Introd.) ou encore que l'art de bâtir est principalement un « *enchaînement de détails* » (L. 3, p. 1).

2.3. Recherche d'informations dans le traité et regroupements thématiques

Les Livres 3 et 4 étudiés ont une organisation en chapitres assez structurée, mais qui ne font pas preuve d'une telle qualité à l'intérieur de chaque chapitre, dont les titres ne reflètent pas nécessairement l'ensemble des contenus. Cela vient par exemple d'associations d'idées ou de certaines digressions. Elles peuvent être d'une grande valeur mais réduisent l'efficacité de la table des matières pour toute recherche thématique.

Considérant la variété des sujets d'intérêt géotechnique abordés par Bélidor dans la *Science des Ingénieurs*, nous avons choisi d'en retenir quelques-uns en les regroupant en trois grands thèmes classiques, ici exprimés en langage actuel : matériaux géologiques, terrassement, fondations. Nous en avons écarté d'autres tels que l'hydraulique, les reconnaissances de terrain, les ouvrages souterrains ou les marchés de travaux pour ne pas trop amoindrir la place donnée aux premiers.

3. Matériaux géologiques (Livre 3)

3.1. Catégories

La classification en catégories des matériaux géologiques qu'utilisent ou auxquels sont confrontés les ingénieurs des années 1720 dépend de leur usage. Pour mieux les comparer entre eux et voyant qu'ils s'y prêtent convenablement, nous organisons l'ensemble des termes utilisés par Bélidor en regroupements habituels en géotechnique : roches, sols grossiers, sols fins (Tab. 1).

Le Livre 3 offre encore d'autres termes désignant des matériaux géologiques. L'auteur les cite de façon consciencieuse sans forcément les situer dans un ensemble plus général, quitte à rendre l'apparence de son enseignement moins systématique. Nous en rapportons une série supplémentaire, évoquée p. 43 du Livre 3 à propos de « *certains Pays* » où l'on « *distingue ordinairement pour le marché des Ouvrages trois sortes de terres pour en régler le prix, la terre douce ou épierrée pour les parapets, la roccaille & le roc.* » La définition de chacun des trois matériaux se réfère aux outils nécessaires pour les enlever :

respectivement, le *louchet* (sorte de bêche), la *pioche* et le *pic*, puis le *pic*, le *coin*, la *masse* et l'*aiguille* (barre à mine, pour des tirs de mine mentionnés p. 44). On remarque d'une part que cette catégorisation en trois ensembles peut rappeler dans le langage actuel celui des sols, SIRT (Sols Indurés et Roches Tendres) et roches, exprimant l'absence de frontière nette entre les polarités sols et roches. D'autre part, on note que de telles définitions du XVIIIe siècle, basées sur l'expérience pratique, ne sont pas inexistantes aujourd'hui. Un exemple est la définition d'un sol diffusée par la norme XP P 94-010 (AFNOR, 1996), agglomérat dont les particules solides peuvent être séparées « *par trituration sous l'eau* », définition qui ne passe par aucun scalaire.

Tableau 1. Synoptique des termes de classification lithologique utilisés par Bélidor, 1729

CONTEXTE	ROCHES	SOLS FINS	SOLS GROSSIERS
RESSOURCES naturelles pour la construction (Livre 3, p. 4-12)	*Pierre de taille, moîlon, Meulière, libage* *Grès dur ou tendre* *Pierre à Plâtre*	*Terre grasse et forte* *Vaze* (inconvénient)	*Gravier* Sables de *Cave* Sable de *Rivière* *Sablon,* év. dit *bouillant*
Terrains A *FOUILLER* ou *EXCAVER* et transporter (Livre 3, p. 25)	*Ardoise* *Pierre de Saint Leu, de Liais, bleu de Tours* *Marbres*	*Argile* *Terre grasse* *Terre extraordinaire*	*Sable de Terre* *Sable fort* *Sable de Rivière*
Terrains DE FONDATION (Livre 3, p. 47-48)	*Tuf & roc*	*Terre ordinaire* *Terre glaise* *Terre grasse* *Tourbe*	*Sable ferme & dur* *Sable mouvant* *Sable bouïllant (sablon)*

En fin de compte, les disparités constatées dans la terminologie relayée par Bélidor selon les contextes montrent que cette terminologie répond à des besoins opérationnels de l'ingénierie et non à une volonté de décrire le milieu naturel considéré en soi, ou ce qui revient au même, de manière universelle.

3.2. Propriétés attribuées aux sols et roches

3.2.1. Nouvel éclairage sur les masses volumiques

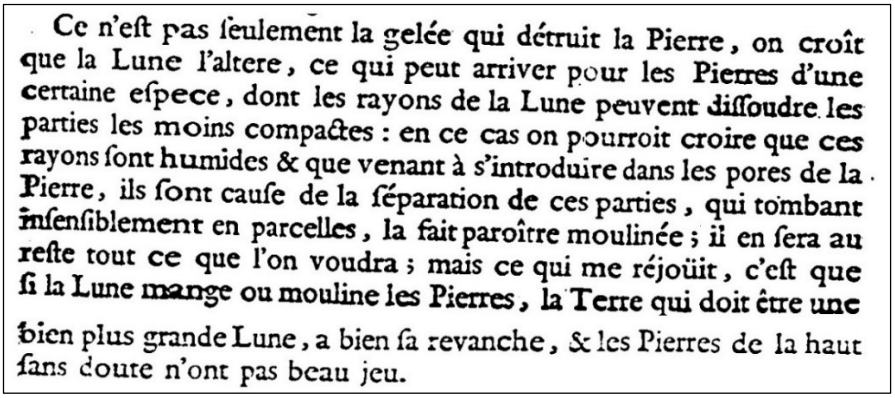
L'état de fait qui vient d'être mis en évidence éclaire un point de notre analyse précédente (2020) sur les masses volumiques. Les valeurs qui en sont données dans le tableau du Livre 3 p. 25 sont destinées à fixer des marchés de *remuement* et transport de terres du point de vue de l'ingénieur comme donneur d'ordre vis-à-vis de l'entrepreneur. La logique est donc de ne pas les surestimer. Le tableau n'avait aucunement pour vocation d'être repris dans un calcul de poussée des terres où s'applique le principe de prudence conduisant à apprécier les valeurs cette fois par excès, puisque c'est l'ingénieur qui, pour les fortifications, assure la conception des ouvrages. Le rapport forfaitaire de densité remblais/maçonnerie fixé par Bélidor à 2/3 dans le Livre 1 avait d'autant moins de raison d'être relié au tableau pourtant très complet du Livre 3.

3.2.2. Roches : porosité, effets du gel et de la lune

L'auteur, en citant les matériaux naturels qui le concernent, en décrit d'autres propriétés physiques générales, surtout pour les roches. En voici des exemples.

« *Dans l'assemblage des parties qui composent la Pierre, il y a des pores imperceptibles remplis d'eau & d'humidité »* (sic., Livre 3, p. 2). La porosité est une caractéristique physique des roches alors bien connue et reliée principalement à leur comportement vis-à-vis du mortier. La porosité n'est par ailleurs pas explicitement décrite pour les sols bien qu'elle soit manifestée plus loin dans leurs propriétés hydrauliques. Les notions de teneur en eau ou de degré de saturation en eau des pores ne sont pas non plus conceptualisées.

La présence d'eau dans les pores « (…) *venant à s'enfler dans le tems des gelées, fait effort* (…) *pour occuper un plus grand espace* (…) *& la Pierre ne pouvant résister à cet effort, se fend & tombe en destruction*… » (p. 2). Après avoir décrit le phénomène de gélivité, le professeur indique ensuite que plus la pierre comprend d'argile, qui doit la rendre plus humide, plus elle est sujette à la gelée. Avec le recul, on sait que les roches argileuses sont en effet plus sensibles au gel. C'est cependant la microporosité qui est la propriété commune aux roches gélives, parmi lesquelles ont compte par exemple la diatomite et la craie pure. Le constat était donc juste mais l'explication incomplète.



Ce n'eſt pas ſeulement la gelée qui détruit la Pierre, on croît que la Lune l'altere, ce qui peut arriver pour les Pierres d'une certaine eſpece, dont les rayons de la Lune peuvent diſſoudre les parties les moins compactes : en ce cas on pourroit croire que ces rayons ſont humides & que venant à s'introduire dans les pores de la Pierre, ils ſont cauſe de la ſéparation de ces parties, qui tombant inſenſiblement en parcelles, la fait paroître moulinée ; il en ſera au reſte tout ce que l'on voudra ; mais ce qui me réjoüit, c'eſt que ſi la Lune mange ou mouline les Pierres, la Terre qui doit être une bien plus grande Lune, a bien ſa revanche, & les Pierres de la haut ſans doute n'ont pas beau jeu.

Figure 3. Extrait continu des pages 2 et 3 du Livre 3 de la *Science des Ingénieurs* (Bélidor, 1729).

Le passage ci-dessus, enfin, montre comment Bélidor rapporte un autre phénomène d'altération des pierres lié à leur porosité. On y voit la subtile distance qu'il prend avec une hypothèse scientifique héritée des siècles et le trait malicieux avec lequel il conclut. On retrouve néanmoins cette mention de la lune dans un des devis qu'il donne au Livre 6.

4. Terrassement (Livres 3 et 4)

Le *remuement* des terres pour les ouvrages de fortification relève dans la *Science des Ingénieurs* de divers objectifs. Le principal est le reprofilage des terrains par déblaiement et mise en dépôt puis remblaiement et mise en œuvre, incorporant souvent l'emploi des structures maçonnées que sont les *revêtements* (murs de soutènement, traités au Livre 1), ou laissant place à des talus. Nulle part est-il question de calculs : tout n'est que dispositions forfaitaires.

Dans les paragraphes suivants, nous illustrons quelques aspects spécifiques au problème des tassements de remblais et au choix de pentes de stabilité.

4.1. Mise en œuvre de remblais et tassements

Pour l'auteur, les marchés sont réglés tels que « *une toise courante de la vuidange (…) fournira des terres pour une toise courante de rampart* » (Livre 3, p. 46) – le rempart étant le terre-plein en remblais soutenu par un mur de soutènement (Fig. 4). Bélidor signifie sans doute par là que le contrôle des volumes après excavation n'a pas à tenir compte du phénomène de foisonnement des déblais.

A la mise en œuvre des déblais, la méthode de compaction à la dame par lits de 25 cm environ doit satisfaire le critère d'une réduction de 25 % de la hauteur initiale d'un lit (de 8 à 6 pouces, p. 84). Mais plus loin, il préconise que soit donné aux remparts « *un peu plus d'élévation (…) pour prévenir les réductions que causent les affaissemens* », tassements consommés après « *trois ou quatre ans* » (p. 88). Ces affaissements, retour d'expérience de l'époque, notablement de long terme dans les standards actuels, viennent de la difficulté générale de recompacter les sols à leur densité initiale. L'amplitude des tassements selon la hauteur du remblai et donc la compensation à apporter n'est pas indiquée par Bélidor.

Vauban (1705) avait estimé pour une *levée de terre* que les tassements totaux à prévoir pour son réglage altimétrique seraient de l'ordre de 15 à 20 % de la hauteur de l'ouvrage fini, valeurs sûrement supérieures à celle pour un coin de terre en arrière d'un mur de soutènement, toutes choses étant égales par ailleurs.

4.2. Stabilité des pentes

Le tableau 2 offre une vue générale sinon exhaustive de la question des pentes de talus dans la *Science des Ingénieurs*. Le pivot des valeurs relevées est la pente de 45°. C'est non seulement parce qu'elle apparaît dans le tableau comme une médiane, mais surtout parce qu'elle correspond à la pente expérimentale de talus naturel pour des terres quelconques, d'après une expérience que Bélidor rapporte au Livre 1. C'est elle qui a guidé ses raisonnements sur la poussée qu'un remblai exerce sur un mur de soutènement.

Tableau 2. Diverses pentes de talus mentionnées par Bélidor, 1729 (Livres 3 et 4)

Talus : situations	Bord de plateforme subaquatique en pierres perdues (Fig. 4)	Terre-plein d'un rempart en remblai	Calcul poussée - Contrescarpe en déblai - Glacière en déblai	Extérieur de parapet en remblai renforcé (hauteur plurimétrique)	Intérieur de parapet en remblai renforcé (hauteur métrique)
Pentes H/V ; deg.	2/1 ; ~27°	3/2 ; ~34°	1/1 ; 45°	2/3 ; ~56°	1/3 ; ~72°
Réf.	Livre 3, p. 61	Livre 3, p. 87	Livre 1 Livre 3, p. 87 Livre 4, p. 80	Livre 3, p. 86	Livre 3, p. 86

On remarque qu'une certaine logique gouverne la répartition des pentes préconisées en fonction des objectifs, mais pas ou presque pas en fonction des sols. Nous précisons que les remblais renforcés sont armés de fascinages (racines ou branchages, Fig. 4 à droite). Son commentaire sur le cas de la glacière, fosse abritée en forme d'entonnoir où l'on conserve de la glace à la saison chaude, est particulièrement intéressant à étudier.

> « (…) *si l'on rencontroit pour faire cette fosse une terre glaise qui n'eût point été remuée, on pourroit se dispenser de la revêtir de Maçonnerie ; mais quand cela ne se trouve point, on y fait un revêtement de Briques de deux pieds d'épaisseur* [≈ 60 cm] *ou davantage selon qu'on aura lieu de craindre la poussée des terres qui n'a guère lieu dans cette occasion, parce que donnant pour profondeur à peu-près le rayon du grand cercle, les terres se trouvent avoir leur pente naturelle, & par conséquent se soûtiendront sous l'angle de 45 dégrés.* »
>
> La *Science des Ingénieurs* (Bélidor, 1729), Livre 4 (chapitre 11), p. 80, extrait.

L'auteur conçoit un raisonnement ne permettant pas de tirer de conclusion franche sur ce qu'il y a à faire. Il semble vouloir limiter la dispense de soutènement au cas d'une pente à 45° dans de la *terre glaise* en déblai, un sol par ailleurs plutôt bon en fondation (Livre 3, p. 48), alors que cette pente est censée être inconditionnellement stable. Comme la hauteur de fouille de sa glacière est de trois ou quatre mètres, on s'aperçoit qu'il suffirait d'un peu de frottement et d'une cohésion de quelques dizaines de kilopascals à cette argile afin que la situation ne se dégrade pas, situation statistiquement réaliste. Son hypothèse de pente stable reste donc sauve en apparence. Nous avons tout de même constaté que l'auteur évite de se lancer dans un commentaire mécanique général des autres pentes qui apparaissent dans le tableau et qui relèvent de la pratique d'alors.

5. Fondations

« *J'ai toûjours regardé ce Chapitre comme le plus difficile de ceux que j'avois à traiter…* » (Livre 3, p. 50). Ce passage de la *Science des Ingénieurs* est une digression qui apparaît

au bout de quelques pages dans le chapitre intitulé « *De la manière de faire les Fondemens des Edifices dans toute sorte d'endroits & principalement dans le mauvais terrain.* » Avec 20 pages, c'est l'un des plus longs du traité. En s'attachant à « *donner dans ce Chapitre, une idée generale »* de la question (p. 62), il constate : « *Si l'on vouloit raporter toutes les differentes manieres de fonder selon les occasions qui se peuvent presenter, je ne finirois jamais…* » (p. 63). Victime d'un effet catalogue, il peine donc à exprimer des principes généraux, plus encore à mettre en place une théorie comme au Livre 1. Nous donnons ici un très bref aperçu des méthodes constructives que transmet de Bélidor, puis une analyse de de son discours en matière de dimensionnement.

5.1. Aperçu des méthodes (Livre 3, p. 47-66) et incertitude

On trouve dans les méthodes enseignées par Bélidor pour fonder des structures-type en maçonnerie, dont la plus exigeante en termes de charges est le mur de soutènement de fortification, les grandes catégories de la géotechnique actuelle. Il s'agit ainsi de fondation superficielle, par tranchée ou au rocher après *écorchemens* (Fig. 4), semi-profonde par ce qui apparaît comme des puits court, profonde par *pilots* en bois (Fig. 4), subaquatique par *pierres perdues* (Fig. 4), améliorations de sols (par pieux dit *de remplage ou compression*), jusqu'au coffrage périphérique par *palplanches* en pratiquant des rainures dans les *pilots de bordage*.

Lorsqu'ils sont en usage, un grand soin est apporté à décrire les éléments élastiques (longrines et traversines en bois) formant réseau de diffusion des efforts en tête de fondation, et le soubassement, structure rigide assurant la transition mécanique entre le complexe sol support / fondation et la structure à fonder.

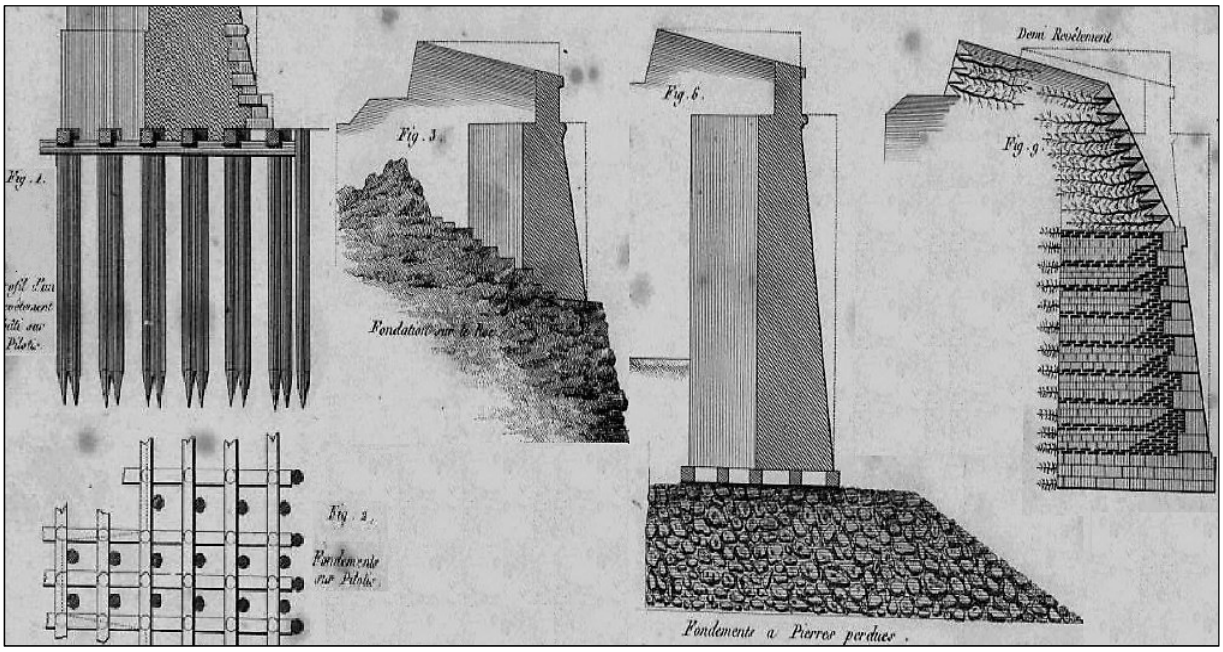


Figure 4. Extrait de la Planche n°8 de la *Science des Ingénieurs*, édition Navier 1830, modifiée. De gauche à droite, fondations *sur pilotis*, *sur le roc*, *à pierres perdues* ; *lits de fascinages* (haut).

Relevons pour finir une différence entre travaux de terrassement et de fondation établie dans le « *Réglemens de Mr le Marêchal de Vauban, pour la conduite des Travaux* », que Bélidor reproduit à la lettre pour clore son Livre 3. En cas d'écart entre estimation des quantités dans le devis et constats en cours de chantier, « *on prendra toûjours le moindre nombre pour le compte du Roy, ce qui se doit entendre pour le remuëment des terres seulement, car pour la maçonnerie il pourra y avoir des changemens dans la fondation* » (p. 91), ce qui traduit deux degrés distincts dans l'appréciation des incertitudes liées au sol.

5.2. Le problème irrésolu du dimensionnement des fondations

La notion répétitive qu'enseigne Bélidor en matière de fondation est celle du « *bon fond* ». Il porte donc spontanément son attention sur ce qu'il convient de faire selon la profondeur, parfois non atteignable, de ce niveau de *bon fond*. C'est cette notion qualitative communément admise qui le malmène lorsqu'il essaye de répondre de manière théorique à la question quantitative des dimensions à donner aux fondations les plus courantes, superficielles, à savoir la largeur et la profondeur.

L'auteur disqualifie un discours de principe sur leur profondeur, « *parce qu'il est assés difficile de la determiner, dependant en quelque sorte de la nature du terrain* » (L. 3, p. 63) et se montre assez critique avec un approfondissement injustifié qui « *ne fera rien pour la solidité des murs qu'on veut élever* », arguant entre autre que les fondations de « *l'Eglise de Notre-Dame de Paris, Vaisseau des plus considerables, quoi que bâti dans un fort mauvais terrain, n'ont presque pas de profondeur* » (p. 63-64).

La largeur d'une fondation concentre son attention. Le professeur estime qu'elle doit être proportionnée « *non seulement à l'épaisseur du mur, mais plus encore à sa hauteur* », préconisation selon lui non triviale car un mur peut être « *fort élevé & (…) d'une épaisseur médiocre* » (p. 65). Mais la règle qu'il introduit, pour rationnaliser celle des Anciens, d'une largeur égale à celle du mur augmentée du 30ème de sa hauteur, est plus géométrique que mécanique : il ne parvient à expliciter ni les descentes de charge, ni la réaction du terrain.

6. Conclusions

Durant ses années de travail à rédiger la *Science des Ingénieurs* (1729), le professeur en école d'artillerie Bernard Forest de Bélidor, réalise quelles difficultés il doit affronter pour mettre à profit son esprit rationnel dans l'ingénierie de la construction, tout particulièrement en ce qu'elle a de « géotechnique ». Comme nous l'avons déjà avancé (2.2), il défend « *l'avantage des Mathematiques qui est de voir toûjours clair à ce que l'on fait* » (L. 3, p. 79) mais, sans la renier, semble dépité de reconnaître que « *l'experience dans l'art de bâtir est la regle que l'on peut suivre avec plus d'assurance, principalement quand on n'a qu'à imiter les ouvrages qui ont déja été exécutés avec succés* » (L. 4, p. 1). L'entrée en matière magistrale de son traité, avec une théorie aux origines du dimensionnement géotechnique, cède ailleurs la place à une approche plus traditionnelle du métier. Son discours offre au temps qui est le nôtre bien des trésors pour regarder avec lucidité notre propre pratique.

7. Références bibliographiques

AFNOR (1996). Sols : reconnaissances et essais - Glossaire géotechnique - Définitions, notations, symboles. XP P 94-010. 24 p.

Bélidor B. F. de (1725). Nouveau cours de mathématique à l'usage des ingénieurs et officiers d'artillerie. Ed. C. Jombert, Paris, 649 p. (Via Gallica, BNF)

Bélidor B. F. de (1729). La science des ingénieurs dans la conduite des travaux de fortification et d'architecture civile. Ed. C. Jombert, Paris, 533 p. | Editions critiques de Navier (Via Gallica, BNF) : F. Didot, 1813, Paris, 593 p., F. Didot, 1830, Paris, 596 p.

Grandjean de Fouchy J.-P. (1761). Eloge de M. de Bélidor. In : Histoire de l'Académie Royale des Sciences, Année 1761. Ed. J. Boudot, Paris, p. 167-181 (Via Gallica, BNF).

Vauban S. L. de (1705). Traité de la fortification de campagne. In : Virol M. (dir.) 2007. Les Oisivetés de Monsieur de Vauban, Tome X (notice de Bragard Ph.), p. 1493-1626.

Vernhes J.-D., Barakat B. (2016). Prémices du dimensionnement géotechnique. Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'ingénieur, Nancy, 6-8 juillet 2016. Actes du colloque.

Vernhes J.-D., Barakat B. (2020). Un problème de masse volumique dans Bélidor, 1729. Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'ingénieur, Lyon, 30 juin-2 juillet 2020. Actes du colloque.

SLOG : UN LOGICIEL LIBRE DE CALCUL GEOTECHNIQUE

SLOG : A FREE SOTWARE FOR GEOTECHNICAL COMPUTATIONS

Jean de SAUVAGE[1]
[1] *GERS-SRO, Univ Gustave Eiffel, IFSTTAR, Marne-la-Vallée, F-77454, France*

RÉSUMÉ – L'Université Gustave Eiffel développe un logiciel de calcul géotechnique, intitulé Slog, diffusé en accès libre. Développé sous Python, ce logiciel vise à fédérer une communauté d'utilisateurs-contributeurs géotechniciens. Les principales spécificités sont donc la considération de l'interaction entre géologie et actions anthropiques et la définition du modèle de terrain. Un calcul de type stabilité de pente est présenté en exemple.

ABSTRACT – The Gustave Eiffel University is developing an open-access geotechnical computation software, called Slog. Developed with Python, it aims to gather a community of geotechnical user-contributors. Thus, the main specificities are the taking into account of the interaction between geology and anthropogenic actions and the definition of the terrain model. A slope stability type calculation is presented as an example.

1. Introduction

Les modélisations numériques complexes, notamment par éléments finis, sont aujourd'hui largement développées en géotechniques, intégrant des modèles de comportement des plus complexes et, lorsqu'elles sont bien utilisées, produisent des prédictions très comparables aux observations de terrain (El Arja, 2020). Toutefois, dans la pratique de l'ingénieur, le calcul géotechnique recourt toujours à des outils numériques simplifiés, exhibant les phénomènes clés. A titre d'exemple, les méthodes de *c-phi* réduction permettent de déterminer le facteur de stabilité d'une pente mais, dans la pratique, la plupart des études sont menées à l'aide d'outils traditionnels considérant un faisceau de surfaces de ruptures potentielles et évaluant, pour chacune d'elles, le rapport des efforts moteurs et résistants (Pilot, 1966).

De tels logiciels sont importants pour l'enseignement puisqu'ils permettent de mieux appréhender les principes sous-tendant le dimensionnement d'ouvrages. On peut ici penser à l'effet de certains logiciels commerciaux de calcul aux éléments finis dont l'ergonomie donne aux étudiants l'impression « qu'il suffit d'appuyer sur un bouton ». Il serait toutefois réducteur de situer là le seul intérêt des outils numériques simplifiés. Ils sont également important pour l'expertise ou la recherche d'une part parce qu'ils sont simples d'usage et d'autre part parce qu'ils établissent un lien clair entre les hypothèses de calcul retenues et ses résultats produits.

L'auteur de cette communication ne souhaite pas jeter l'anathème sur telle ou telle méthode de calcul mais bien souligner l'utilité pour le géotechnicien d'avoir accès à l'ensemble des hypothèses de calcul et de pouvoir les modifier à sa guise, évitant l'effet « boîte noire ». Un logiciel ouvert offre la souplesse nécessaire pour prendre en considération une situation particulière. Du point de vue pédagogique, il permet également d'intégrer dans le calcul des hypothèses aberrantes afin d'en montrer les conséquences.

L'Université Gustave Eiffel développe donc un logiciel de calcul géotechnique, intitulé Slog, diffusé librement (sous licence CeCILL-C) au travers de sa plateforme GitHub (https://github.com/Ifsttar/Slog). Développé sous Python, langage de programmation très répandu, ce logiciel vise à fédérer une large communauté d'utilisateurs-contributeurs, en particulier parmi les enseignants et élèves en géotechnique. Accessible au plus grand nombre par l'usage de Python, Slog ambitionne

de répondre aux difficultés des géotechniciens en prenant en compte les spécifités de ce domaine

Afin de pouvoir comparer aisément différents ouvrages potentiels sur un même site ou, à l'inverse, de pouvoir évaluer la pertinence d'un ouvrage dans différents sites, l'utilisateur est amené à définir indépendamment une « géologie » (partition de l'espace en blocs de sol) et un « ouvrage » (ensemble des actions anthropiques). L'intersection entre « géologie » et « ouvrage » est réalisée automatiquement, permettant à l'utilisateur de modifier aisément les propriétés de l'un ou de l'autre automatiquement. Ce procédé souple et évolutif s'avère utile sur le plan pédagogique. L'exemple détaillé de l'étude de la stabilité d'un déblai réalisé en sol cloué est ici présenté. Cet exemple est délibérément simpliste pour faciliter la lecture des sorties d'écrans. Dans la pratique, un nombre important de tranches doit être considéré et, selon la méthode retenue (Fellenius, Bishop, perturbations…) la géométrie de la surface de rupture doit être adaptée.

2. Création du modèle de terrain

L'une des spécificités du travail de géotechnicien est de se placer dans un milieu qu'il ne maîtrise pas : le sol en place. Cette particularité conduit à la définition d'un modèle de terrain, basé sur l'étude des cartes géologiques, sur l'analyse des sondages géotechniques et des essais de laboratoires ainsi que sur des extrapolations. Au cours d'un projet, le modèle de terrain peut donc évoluer au gré des nouvelles investigations et de la révision de certaines hypothèses. Dans le même temps, le projet en lui-même peut être amené à évoluer entre la G1 (étude préalable) et la G3 (étude d'éxecution).

Là où la plupart des logiciels demandent de définir *ab initio* un domaine d'étude découpés en zones homogènes, Slog propose de définir deux domaines distincts, l'un représentant le modèle de terrain et l'autre représentant les actions anthropiques, c'est-à-dire le projet de l'acte de construire. Le logiciel génère lui-même un domaine d'étude unique en réalisant l'intersection des deux domaines ainsi définis par l'utilisateur.

A titre d'exemple, considérons un projet de déblai réalisé par clouage de sol dans un sol stratifié (Voir Figure 1). L'utilisateur définit dans un premier temps une *Géologie* constituée d'une couche de Limon au-dessus d'une couche de Sable, elle-même au-dessus d'une couche de Calcaire. Dans un second temps, l'utilisateur définit les domaines liés à l'action anthropique : un domaine « Massif » correspondant à la partie du sol que le projet prévoit de laisser en place et trois domaines « Passe1 », « Passe2 » et « Passe3 » correspondant aux passes successives d'excavation. Le logiciel génère alors par intersection automatique le découpage de l'espace utilisable pour les calculs. L'algorithme d'intersection automatique est tiré de Foster *et al.* (2019).

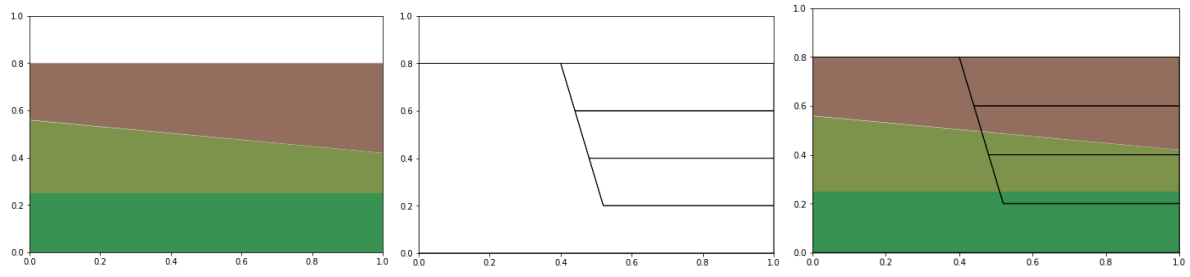


Figure 1 : Différents domaines considérés pour l'étude d'un mur cloué (gauche : géologie, milieu : action anthropique, droite : intersection des deux). De haut en bas, les couches géologiques sont Limon, Sable, Calcaire.

Si des essais complémentaires réalisés en G2 (étude de conception) indiquent que la couche de sable possède en réalité un module Ménard deux fois plus élevé que l'estimation initiale, il suffit de modifier la *Géologie* et le modèle de terrain hérite

automatiquement des nouvelles propriétés. De la même manière, si au cours du projet, on décide de revoir le pendage de l'interface sable/limon, cela peut-être fait sur la *Géologie* et le calcul de l'intersection avec l'*Action Anthropique* donne immédiatement un nouveau modèle de terrain pour le calcul. Notons que, lors de la construction d'une *Géologie*, Slog détermine si l'ensemble des *faciès* constitue une partition de l'espace, c'est-à-dire qu'ils recouvrent tous les points du domaine de calcul d'une part et qu'ils ne se recouvrent pas l'un l'autre. Si cette condition n'est pas respectée, un message d'erreur est renvoyé.

Notons à ce stade que la programmation Orientée Objet mise en œuvre dans Slog permet à l'ensemble des éléments d'une classe d'hériter des propriétés de cette classe (Voir Figure 2). En particulier, les *faciès* de la *Géologie* comme les éléments de géométrie anthropiques héritent tous de la classe *Polygon*. Ces derniers sont donc les frontières des différents éléments géotechniques et le fait qu'ils partagent des propriétés facilite le calcul de leur intersection mais permet surtout de tous les définir selon une procédure similaire (liste de sommets donnés dans le sens trigonométrique). Cette procédure facilite l'interfaçage entre Slog et des logiciels tels que GMSH (Geuzaine et Remacle, 2009), un mailleur libre d'accès. Bien que les calculs effectués dans Slog ne nécessitent a priori pas de maillage, le module géométrique de GMSH est très utile pour générer des géométries.

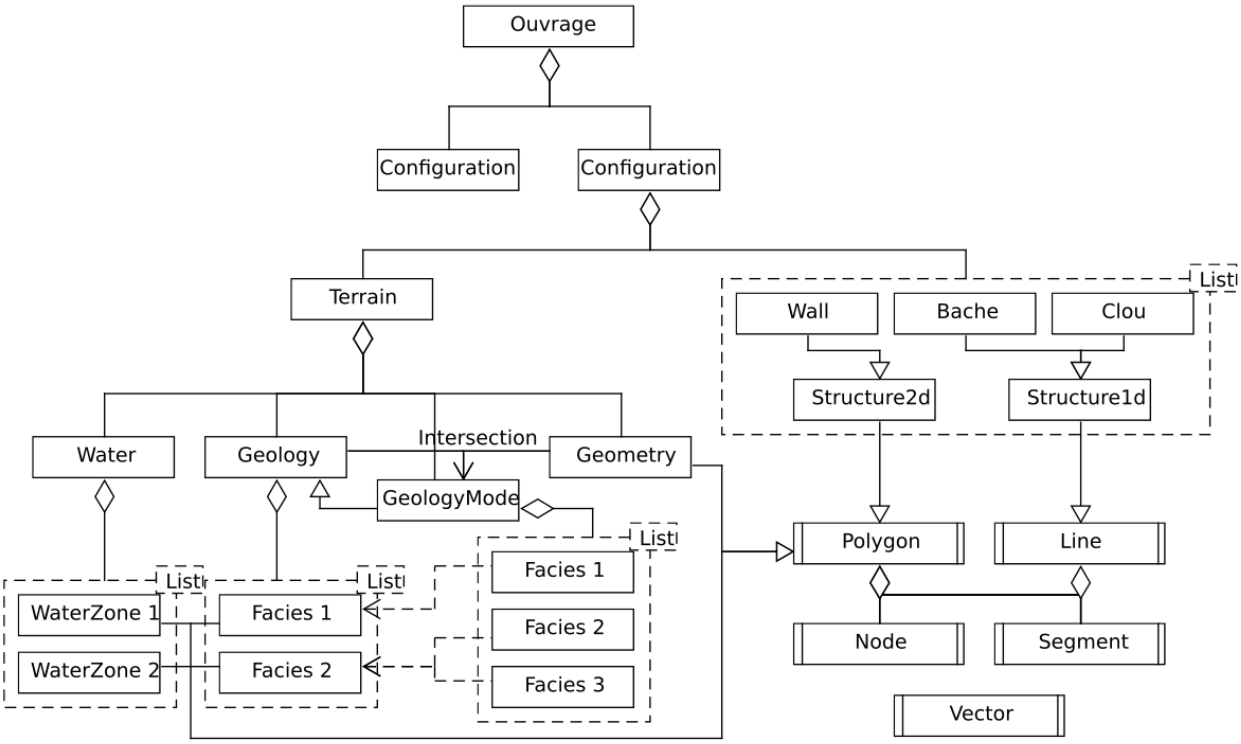


Figure 2 : Diagramme des classes structurant Slog

Le Diagramme des classes présenté ci-dessus permet également de saisir la structure globale du modèle de terrain. Ce qui a été présenté jusque-là constitue en réalité une configuration donnée du projet. En particulier, le découpage présenté en Figure 1 suppose que 3 passes d'excavation ont été réalisées mais rien n'interdit une configuration ultérieure de comporter une passe supplémentaire ou un remblai en tête de mur. Un projet est donc une liste de Configurations.

Enfin, pour chaque Configurations, se superposent au terrain un ensemble de structures (Géotextiles, clous, murs, …) qui devront également s'interfacer avec le modèle de terrain.

3. Gestion des éléments de structure

On appelle ici élément de structure les éléments apportés par l'homme dont la prise en compte est nécessaire au calcul. On peut ainsi penser à des clous, des armatures ou des géotextiles dans le cas d'un soutènement en sol renforcé mais plus généralement, ces éléments de structure incluent paroi moulée, palplanche ou même mur poids. On pourrait aussi penser à des éléments de sol injecté mais la forte proximité entre les objets de type « Structure 2d » et les objets de type « Faciès » permettent à l'utilisateur, en fonction des besoins de son calcul, de décider s'il préfère représenter le *jet grouting* comme un élément de structure ou un élément de la *Géologie*.

Notons à ce stade que la version actuelle de Slog est purement bidimensionnelle. Une version tridimensionnelle est appelée à être développée mais elle ne l'est pas encore et, dans la pratique de l'ingénieur, beaucoup de calculs sont réalisés en 2D. Ainsi, les éléments réellement linéiques (clous, ancrages, …) et les éléments réellement surfaciques (géotextiles, palplanches, …) sont tous deux représentés par des éléments linéiques. A la différence de la plupart des logiciels de géotechnique, les éléments de structure étant définis en parallèle du modèle de terrain, ils n'ont pas d'impact sur la *Géologie* et les *Faciès* traversés restent continus. Afin de séparer le sol amont et le sol aval d'une palplanche par exemple, il est nécessaire de traduire cette séparation dans les «*Actions anthropiques* ». Par l'intersection de la *Géologie* et des *Actions anthropiques*, cette discontinuité sera alors apparente dans le domaine d'étude. Du point de vue pédagogique, ce choix permet d'imposer à l'utilisateur une réflexion sur la nature des éléments de structure qu'il introduit.

Rappelons enfin que les fonctionnalités de Slog sont appelées à s'étoffer avec les contributions des utilisateurs. Différents objets héritant de la classe *Structure 1D* peuvent donc être définis avec des méthodes propres. Ainsi l'objet *Clou* comprend naturellement une méthode d'intersection avec les *Faciès* afin de définir des paramètres de frottement tandis qu'un objet *Ancrage* n'en aurait pas nécessairement besoin sur sa longueur libre.

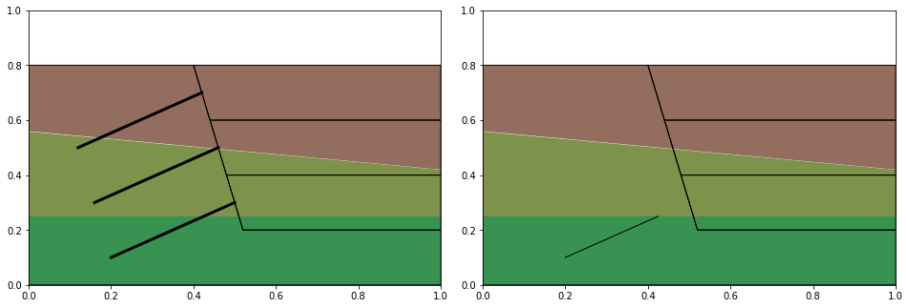


Figure 3 : Ajout d'objets de type *Clou* (à gauche : ensemble des clous, à droite : intersection entre les clous et la couche de calcaire)

Sur la Figure 3 l'exemple du clouage présenté plus haut est complété par des clous. La fonction d'intersection des *Polygon* permet, dans ce cas, de déterminer automatiquement l'intersection entre les clous et la couche de Calcaire.

En pratique, *clou3.intersect_polygon(calcaire)* renvoie la liste des intersections entre le clou 3 et la couche de calcaire. Cette liste peut contenir plusieurs éléments (si la couche de calcaire est concave) mais elle peut aussi être vide (par exemple, si les clous étaient horizontaux dans notre exemple). Dans tous les cas, le morceau de code suivant est applicable :

```
> for elem in clou3.intersect_polygon(calcaire) :
>       elem.ConstituveLaw = FZhao_calc_coulis
```

En ayant défini au préalable *FZhao_calc_coulis* comme la loi de Frank et Zhao (Frank et Zhao, 1982) avec des paramètres correspondants à l'interface entre calcaire et coulis, ces deux lignes de codes permettent d'attribuer les bonnes caractéristiques mécaniques à cette interface et sans se préoccuper de savoir si cette interface existe réellement. Cette robustesse permet de modifier aisément la géométrie retenue pour le projet. En effet, si l'on décide finalement de considérer des clous horizontaux, il n'est pas nécessaire de redéfinir l'ensemble des interfaces.

4. Méthodes de calcul

Comme évoqué plus haut, la principale vocation de Slog est de proposer un cadre global suffisamment souple et adapté pour réaliser l'ensemble des calculs géotechniques. Les modules développés initialement proposent des calculs numériques simplifiés issus des logiciels développés par le LCPC (Delmas *et al.*, 1986 ; Frank *et al.*, 1990) mais la définition du modèle de terrain étant compatible avec un mailleur de type GMSH, il est tout à fait possible d'envisager des modules de calcul par éléments finis si l'utilisateur le souhaite.

L'usage de Python permet d'accéder à une grande famille de bibliothèques prédéfinies et donc de faciliter l'implémentation d'un nouveau type de calcul. Les éléments de type *Node*, constituant les sommets des éléments de type *Polygon* sont dotés de la méthode *self.in_polygon(poly)* qui permet de déterminer si le *Node* appartient au *Polygon* nommé *poly*. .

Choix d'une surface de rupture et calcul de stabilité

Afin de déterminer la stabilité du mur cloué étudié, on choisit dans un premier temps une surface de rupture et, afin d'utiliser la méthode des tranches, on subdivise le bloc en rupture en tranches (voir Figure 4). La définition de tranches d'épaisseur constante est réalisable à l'aide de la fonctionnalité *linspace* de la bibliothèque *numpy*. La création des tranches utilisables pour le calcul est ensuite permise par les fonctions d'intersection de polygones de Slog. On notera que les tranches ainsi créées, héritant de la classe *Polygon* sont intrinsèquement dotée de la méthode *self.area* permettant le calcul de leur surface. Connaissant le poids volumiques du sol, le poids de la tranche est donc directement calculable. Enfin, la troisième tranche interceptant différents *Facies*, le calcul de son poids se fera en la subdivisant en ces intersections avec les différents *Facies.*

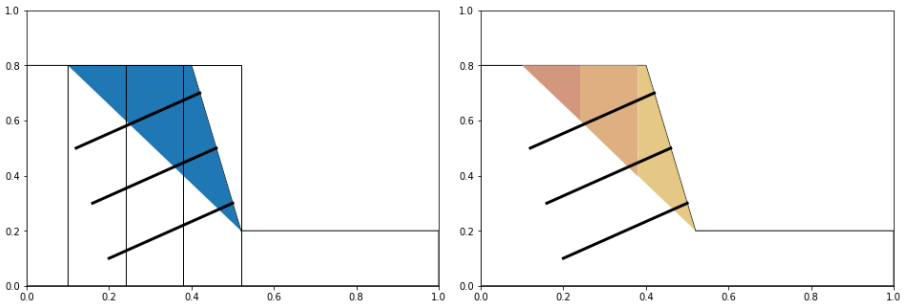


Figure 4 : à gauche, choix d'une surface de rupture et de zones tranches ; à droite, création automatique des tranches utilisées pour le calcul de stabilité.

Afin d'appliquer la méthode des tranches, il est essentiel de déterminer les efforts résistants le long de la surface de rupture à la base de chaque tranche. Dans notre cas, la surface de rupture est représentée par l'objet *rupture* de type *Line*. La Figure 5 présente la détermination des efforts résistants à la base de la tranche 2, représenté par l'objet *rupT2*, de type *Polygon*. La base de la Tranche, *lRup2* est obtenue par :

> lRup2 = rupture.intersect_polygon(rupT2)[0]

lRup2 est représenté sur la Figure 5 par un trait noir. Il s'agit d'un objet de type *Line*. En réalisant son intersection avec tous les *Faciès*, on peut déterminer les paramètres de frottement à prendre en considération. Dans le cas du clouage, il faut ajouter aux forces de frottement des efforts stabilisateurs ponctuels liés à la présence des clous. Pour cela, il est nécessaire de déterminer la position de l'intersection entre la surface de rupture et les clous.

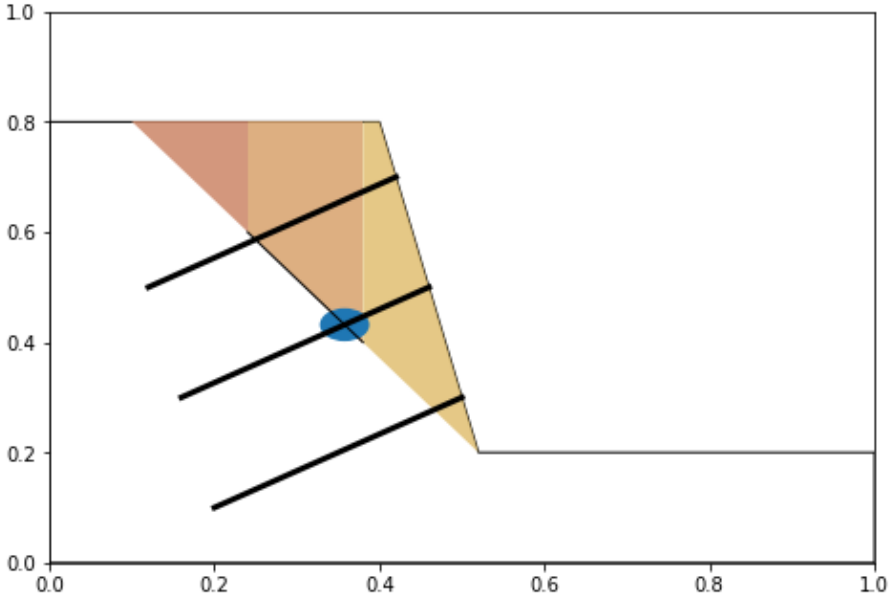


Figure 5 : Détermination des efforts résistants s'exerçant sur la base de la tranche 2. Représentation de *lRup2* et *effPonct2*

La figure 5 représente par un disque bleu le point d'intersection entre *lRup2* et le clou 2, point que nous appelerons *effPonct2.* Ce dernier est déterminé par :

> effPonct2 = lRup2.segments[0].intersect(clou2.segments[0])

Une fois ce point déterminé, il est possible de calculer l'effort stabilisateur à intégrer dans le calcul de stabilité de pente en fonction de la position d'*effPonct2* dans le clou.

Modélisation des clous

Une façon de déterminer ces efforts stabilisateurs est d'intégrer l'équation des poutres le long du clou en tenant compte du mouvement du bloc en rupture et du frottement à l'interface entre le clous et les différent *Faciès* qu'il traverse (Delmas *et al.*, 1986). Pour ce faire, il faut implémenter un calcul de type différences finies le long de ce clou, qu'il faut donc discrétiser. La discrétisation du clou se fait aisément à l'aide de l'outil *linspace* de la bibliothèque *numpy*.

Comme évoqué en section 3, les objets de type *Clou* sont dotés d'une méthode permettant de définir leur interface avec les *Facies.* Chaque élément du clou discrétisé peut donc être affecté à une interface donnée et ainsi être doté d'un modèle de frottement (ex : loi de Frank et Zhao). Enfin, les coordonnées du point *effPonct2* étant connues, l'effort normal et l'effort tranchant dans le clou à ce point sont calculés et réinjectés dans le calcul de stabilité par la méthode des tranches.

5. Compléments sur la création du modèle de terrain

Si la structure du code de Slog et l'utilisation de Python permettent de simplifier le développement de nombreux modules de calcul, il reste essentiel de pouvoir disposer

d'une manière adaptée de définir un modèle de terrain. Dans la pratique, la définition de ce modèle de terrain n'est pas univoque et la résolution des conflits entre sources d'informations n'est pas toujours aisée. Du point de vue pédagogique, il sera donc important de développer différents modules de définition de terrain. Cela sera permis par la structure générique du code. On peut noter ici la bibliothèque Python *Gempy* (Varga *et al.*, 2019) capable de représenter de modèles géologiques complexes sous divers formats. Un interfaçage entre *Gempy* et Slog est rendu possible par l'utilisation des mêmes bibliothèques graphiques. Toutefois, les modules actuellement présents sous Slog sont en 2D et l'interfaçage avec *Gempy* ne sera pertinent que lorsque les modules 3D seront développés.

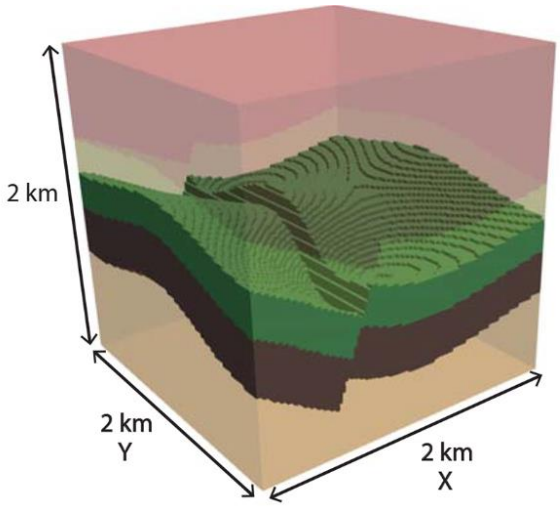


Figure 6 : Visualisation sous Paraview d'une géologie crée sous GemPy (Varga *et al.*, 2019)

6. Conclusions

La suite logicielle Slog, construite sous la forme d'une bibliothèque Python dispose actuellement d'un nombre très limité de modules mais elle propose une structure à la fois robuste et simple d'utilisation permettant d'une part l'utilisation de bibliothèques géométriques existantes et d'autre part la création de nombreux modèles de calculs.

Le développement sous licence CeCILL-C permet de plus la libre utilisation du code tant par les étudiants et les enseignants que les professionnels, permettant à chacun d'avoir accès à la totalité du code de calcul et donc de comprendre et remettre en question les hypothèses sous-tendant les résultats obtenus.

Enfin, le développement libre devra permettre la création de modules variés mais aussi la fédération d'une communauté d'utilisateurs-contributeurs autour d'outils tels qu'un forum. En dehors de l'intérêt pédagogique de cette suite logicielle, Slog peut alors devenir un support de diffusion de résultats de recherches.

Une des principales spécificités du calcul géotechnique repose sur la définition du modèle de terrain et une forte attention y sera portée de la part des développeurs.

7. Remerciements

Le développement de Slog a été rendu possible par le travail de Jad Sadek, dans le cadre d'une mission de la Junior-Entreprise X-Projets. Par sa disponibilité, sa vivacité d'esprit et sa rigueur, il a permis de mettre en place le cœur du dispositif de création de modèle de terrain.

8. Références bibliographiques

Delmas, P., Cartier, G. et Abdelhedi, A. (1986). Une nouvelle méthode de dimensionnement du clouage des pentes: programme Prosper. *Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées 141*

Dezert, T., Fargier, Y., Lopes, S.P. et Côte P. (2019) Geophysical and geotechnical methods for fluvial levee investigation: A review. *Engineering Geology*. 3;260:105206.

El Arja, H. (2020). Contribution à la modélisation numérique des excavations profondes. *Thèse de doctorat,* Université Paris-Est.

Foster, E.L., Hormann, K. et Popa, R.T. (2019). Clipping simple polygons with degenerate intersections. *Computers & Graphics: X. 2019 Dec 1;2:100007*.

Frank, R., Bangratz, J.-L. et Kutniak, M. (1990). PILATE-LCPC: Programme de calcul d'un pieu isolé soumis à des efforts de flexion en tête et à des poussées latérales de sol. *Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées*

Frank, R. et Zhao, S.R. (1982). Estimation par les paramètres pressiométriques de l'enfoncement sous charge axiale de pieux forés dans des sols fins. *Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées 119*

Geuzaine, C. et Remacle, J.-F. (2009). Gmsh : a three-dimensionnal finite element mesh generator with built-in pre- and post-processing facilities. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 79 :11, pp 1309-1331.

Pilot, G. (1966). Calcul de la stabilité des pentes. Utilisation de l'ordinateur CAE 510 du laboratoire central programmes 1.1 et 1.2, *Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées 22*

Varga, M.D., Schaaf, A., Wellmann, F. (2019). GemPy 1.0: open-source stochastic geological modeling and inversion. *Geoscientific Model Development,* 12(1):1-32.

Amélioration et renforcement des sols et des roches

QUELQUES CONSIDERATIONS PRATIQUES AUTOUR DU CALCUL DES SEMELLES ET RADIERS SUR INCLUSIONS RIGIDES

PRACTICAL CONSIDERATIONS ABOUT CALCULATION OF SPREAD FOOTING AND RAFTS ON RIGID INCLUSIONS

Ana Maria ALZATE[1], Nicolas FRATTINI [1], Fahd CUIRA[1], Bruno SIMON [1]
[1] *Terrasol, Paris, FRANCE*

RÉSUMÉ – Cet article présente quelques recommandations visant à clarifier la mise en œuvre pratique des modèles simplifiés développés dans le cadre du PN ASIRI 2012, pour le calcul des semelles et radiers sur inclusions rigides. Ces recommandations s'appuient sur les enseignements tirés, d'une part de l'expérience acquise sur les projets de renforcement par inclusions rigides traités par Terrasol ces dix dernières années, et d'autre part des travaux menés actuellement dans le cadre du projet national ASIRI+.
ABSTRACT – This paper presents some recommendations in order to clarify the practical use of the simplified models developed within the framework of the NP ASIRI 2012, for the calculation of spread footings and rafts on rigid inclusions. These recommendations are based on the lessons learned, on the one hand from the experience acquired by Terrasol over the past ten years on rigid inclusions projects, and on the other hand from the work currently carried out within the framework of the NP ASIRI+.

1. Introduction

Le renforcement par inclusions rigides (IR) a vu son intérêt largement reconnu en France pour une grande variété d'ouvrages. Pour des ouvrages étendus tels les dallages, les radiers ou les remblais, le dimensionnement s'appuie généralement sur des modèles de calcul réduits à l'étude d'une cellule élémentaire représentant le comportement d'une maille courante centrée sur une inclusion et incluant le volume de sol et la fondation d'ouvrage afférents (Cuira et Simon, 2009). Le caractère répété du motif permet de considérer que le cisaillement est nul au bord du modèle, ce qui en simplifie considérablement la construction. Ces modèles apportent tous les éléments nécessaires au dimensionnement des ouvrages en partie courante ; leur validité a été largement éprouvée dans le cadre du projet national ASIRI (2012) par la confrontation des résultats obtenus avec ceux d'expérimentations en vraie grandeur, de modèles physiques ainsi que de modélisations numériques avancées. Ces modèles sont destinés par construction à traiter le cas d'une fondation de grandes dimensions pour laquelle les effets de bord jouent un rôle limité. Pour une fondation d'emprise limitée reposant sur un faible nombre d'inclusions (exemple d'une semelle de bâtiment sur inclusions), les effets de bord ne peuvent pas être ignorés. Les Recommandations ASIRI (2012) ont ainsi détaillé plusieurs méthodes simplifiées pour traiter ces configurations dans le cas d'un chargement vertical. Parmi ces méthodes simplifiées, le modèle dit « MV3 » présente l'intérêt de s'inscrire dans la continuité du modèle de cellule élémentaire en y intégrant explicitement le cisaillement vertical susceptible de se développer au bord du massif renforcé. Une généralisation de ce modèle a été présentée par (Cuira et Simon, 2013) permettant de s'affranchir d'un calcul par étapes. Cet article présente ainsi quelques recommandations visant à clarifier la mise en œuvre et l'exploitation pratiques et de ces modèles simplifiés, pour le cas particulier des semelles et radiers sur inclusions rigides. Ces recommandations s'appuient sur les enseignements tirés, d'une part de l'expérience acquise sur les projets de renforcement par inclusions rigides traités par Terrasol ces dix dernières années, et d'autre part des benchmarks en cours dans le cadre du projet national ASIRI+.

2. Modélisation simplifiée d'un massif renforcé par IR sous charge verticale

2.1. Cadre de calcul

Les modèles développés dans le présent article ont pour vocation de couvrir le comportement du massif renforcé dans son « domaine de service ». Dans le cadre de ce domaine, les charges transmises au terrain n'excèdent pas 30 à 50% de sa charge de rupture et les déformations associées sont comprises entre 0,1 et 1%. Ces niveaux de chargement et de contrainte permettent une simplification du comportement du terrain et justifient pleinement le recours à des modèles dérivés de la théorie de l'élasticité. Il est important de rappeler que le formalisme de sécurité qui régit le dimensionnement des fondations (superficielles, profondes, inclusions rigides) garantit implicitement un travail dans ledit domaine de service pour toutes les combinaisons de chargement ELS.

2.2. Le modèle de cellule élémentaire et sa généralisation

La modélisation d'un renforcement par inclusions rigides sous une fondation étendue de type radier ou dallage peut être menée à l'aide d'un modèle de cellule élémentaire tel que celui présenté en Figure 1 (gauche). La cellule est décomposée en deux domaines complémentaires : le domaine « inclusion » constitué par l'inclusion elle-même et les volumes de sol qui la prolongent jusqu'aux limites inférieure et supérieure du modèle, et le domaine « sol » constitué par le volume de sol complémentaire au domaine « inclusion ». L'interaction entre les deux domaines est supposée entièrement décrite par le cisaillement vertical τ_{int} qui se développe sur leur frontière verticale définie par le périmètre de l'inclusion. Le modèle est supposé périodique, ce qui implique que le cisaillement est nul sur les faces verticales extérieures ($\tau_{ext} = 0$).

Pour une fondation d'emprise limitée reposant sur un faible nombre d'inclusions (par exemple le cas d'une semelle sur inclusions), il y a lieu d'adapter la modélisation en prenant en compte le cisaillement vertical τ_{ext} qui se développe en périphérie du domaine « sol » comme le montre la Figure 1 (droite). Il s'agit d'une forme généralisée de l'approche MV3 décrite dans ASIRI 2012 dans la mesure où les interactions internes et externes au sein du massif renforcé sont traitées simultanément dans un modèle global intégrant l'ensemble des inclusions associées à la semelle.

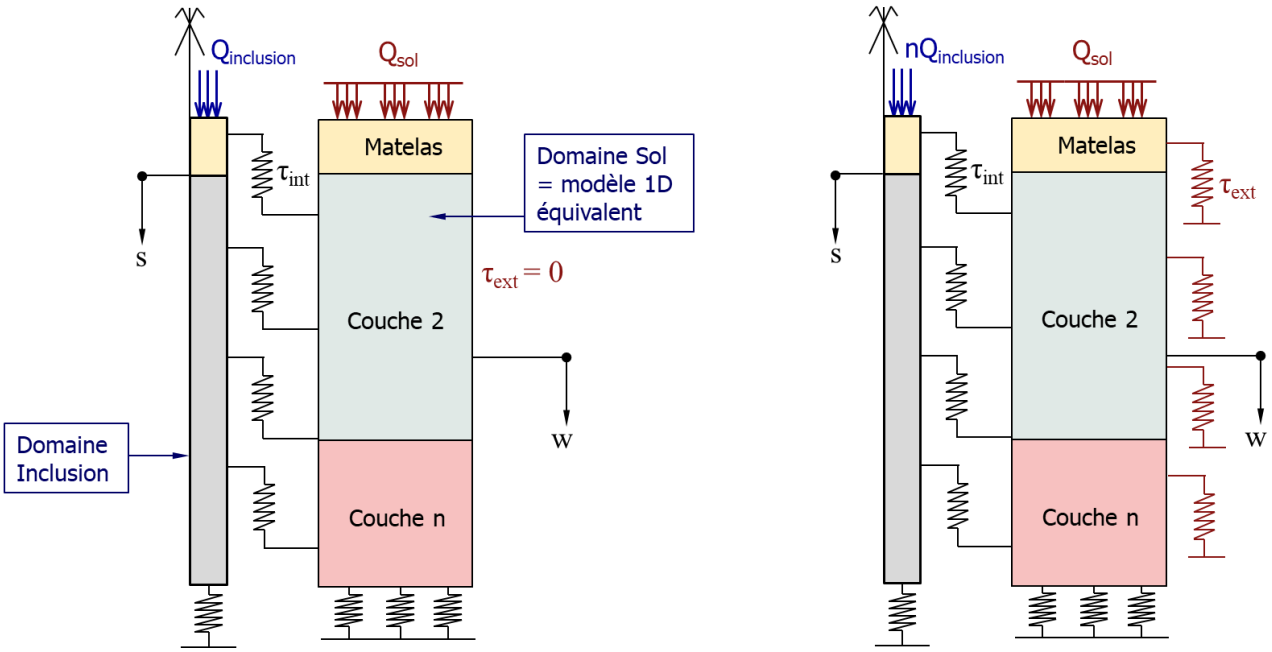


Figure 1. Modèle de la cellule élémentaire (à gauche) et modèle MV3 généralisé (à droite)

3. Choix pratique des paramètres d'entrée

3.1. Choix du module de déformation pour le sol à renforcer

La mise en œuvre des modèles décrits en §2.2 nécessite de choisir une loi de comportement reliant la déformation axiale à l'incrément de contrainte verticale transmis au sol. Dans la pratique, la mise en place des inclusions rigides a pour vocation de limiter les niveaux de contrainte et de déformation à des valeurs rendant légitime, dans la majorité des cas courants, le choix d'un comportement élastique du terrain. Ce comportement élastique peut être décrit par un module de déformation constant (élasticité linéaire) ou variable avec la déformation (élasticité non-linéaire).

Pour un comportement élastique linéaire, le module de déformation E peut être choisi dans la pratique par corrélation avec le module pressiométrique E_M. Pour une déformation verticale moyenne de l'ordre de 0,1% (rapport entre le tassement et l'épaisseur du sol renforcé), les valeurs indiquées dans le Tableau 1 issu de l'annexe J de la NF P 94 261 s'appliquent pleinement, soient E/E_M = 3 à 6 selon le type de terrain.

Tableau 1. Rapport E/E_M pour une déformation de l'ordre de 0,1%

		E/E_M
Argiles et Limons	Normalement consolidés	4,5
	Sur-consolidées	3,0
Sables	Lâches	4,5
	Denses	3,0
Graves	Lâches	6,0
	Serrées	4,5

En cas d'utilisation d'essais CPT, le rapport E/q_c peut varier de 3 à 10 selon le type de terrain (pour une gamme de déformation cible de l'ordre de 0,1%).

Pour un comportement élastique non-linéaire, on peut utiliser soit des courbes de dégradation établies à partir du module maximal E_0 (cela nécessite d'avoir recours à des essais de précision in situ ou en laboratoire), soit des courbes en S empiriques donnant le rapport E/E_M en fonction de la déformation verticale, telles que celles établies dans le cadre du PN ARSCOP (Hoang et al., 2018) et rappelées dans la figure ci-dessous (où les courbes de type 1 s'appliquent aux terrains sableux, le type 3 aux terrains argileux et le type 2 aux terrains intermédiaires).

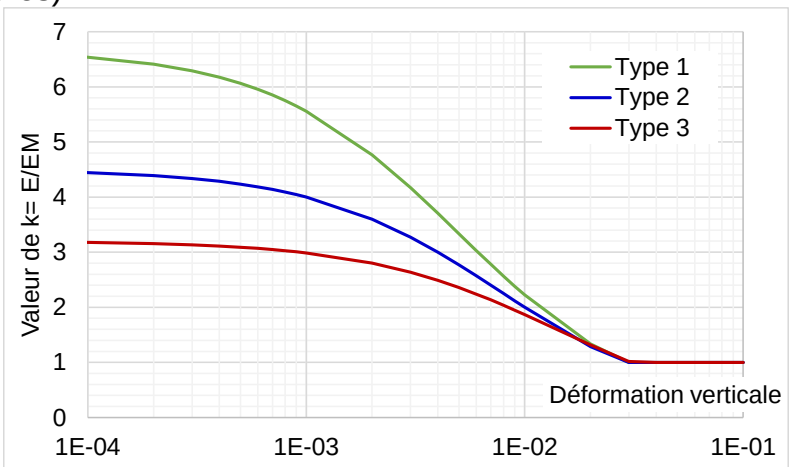


Figure 2 : Rapport E/EM en fonction de la déformation verticale (ARSCOP, 2018)

Notons enfin que pour un terrain compressible ayant un indice de vide élevé et une forte teneur en eau, l'utilisation d'une loi de comportement « œdométrique » peut être plus appropriée.

3.2. Lois d'interaction entre les domaines « sol » et « inclusion »

L'interaction entre les domaines « sol » et « inclusion » peut être modélisée à l'aide de la notion de courbes de transfert. Des courbes de transfert bi-linéaires ont été proposées par Frank et Zhao (Frank et al., 2018) pour des pieux forés dans des sols fins ou granulaires à partir de l'interprétation d'un grand nombre d'essais de chargement. Ces lois de transfert se révèlent également bien adaptées pour décrire les interactions qui se développent sur la hauteur de l'inclusion. Dans ce cas, elles sont généralisées en considérant la différence de tassement entre les domaines « inclusion » et « sol » (au lieu du tassement absolu de l'inclusion) et s'appliquent ainsi à toute profondeur, sans distinction du caractère positif ou négatif du cisaillement qui transite entre les deux domaines (Figure 3). Au niveau du matelas de répartition, les mêmes lois peuvent être adoptées.

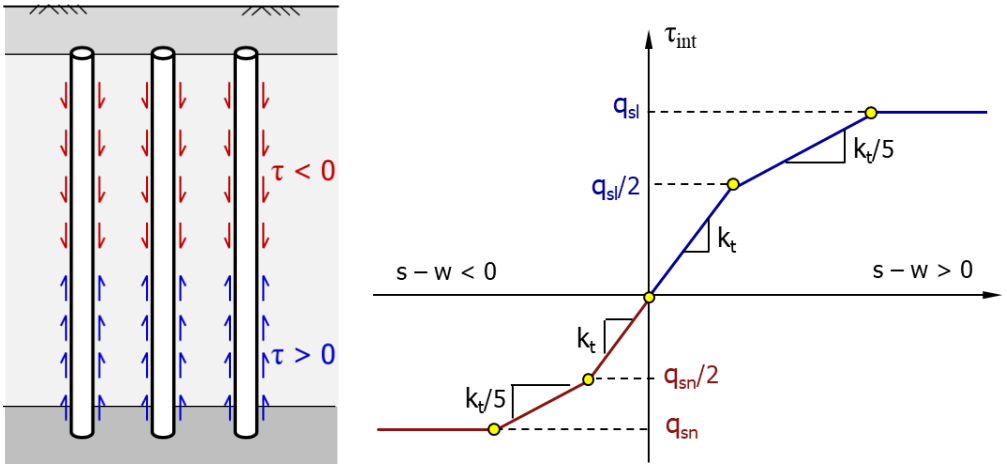


Figure 3 : Courbe de transfert t-z généralisée

Le coefficient de réaction tangentielle k_t (kPa/m) peut être relié empiriquement au module pressiométrique E_M (essais PMT), à la résistance au cône q_c (essais CPT), ou théoriquement au module de cisaillement G du terrain (Frank et al. 2018). Le tableau ci-dessous présente un aperçu des corrélations usuelles, où B désigne le diamètre de l'inclusion et D sa longueur.

Tableau 2. Choix du coefficient de réaction tangentiel k_t

	Essais PMT	Essais CPT	Elasticité
Sols fins	$k_t = 2\,\frac{E_M}{B}$	$k_t \sim 5\,\frac{q_c}{B}$	$k_t = \frac{2G}{B\left(1+\ln\frac{D}{B}\right)}$
Sols granulaires	$k_t = 0{,}8\,\frac{E_M}{B}$	$k_t \sim 1\,\frac{q_c}{B}$	

Le palier de frottement positif limite q_{sl} dépend de la technique de mise en œuvre et est estimé dans la pratique par corrélation avec la pression limite nette p_l^* ou la résistance au cône q_c. Pour le palier de frottement négatif q_{sn}, il est recommandé d'appliquer le formalisme suivant :

$$q_{sn} = \min(K\tan\delta.\,\sigma'_v; q_{sl})$$

Où $\sigma'_v(z) = \sigma'_{v0}(z) + \Delta\sigma(z)$ désigne la contrainte verticale effective dans le sol entre les inclusions et $K\tan\delta$ un coefficient empirique dépendant du type de sol et du type de pieu. Ses valeurs sont indiquées dans la norme NF P 94 262 (annexe H) et varient de 0,10 à 0,30 pour un terrain argileux et de 0,35 à 1,00 pour un terrain sableux. Notons que sur la hauteur du matelas, il convient de prendre Ktanδ = 1 (cisaillement de type « sol/sol »).

3.3. Lois d'interaction avec le massif extérieur

L'interaction avec le massif extérieur peut être modélisée par une loi de mobilisation de forme similaire à celle retenue pour le cisaillement interne. Le coefficient de réaction kt peut être relié théoriquement au module de cisaillement G du terrain à l'aide de la relation donnée dans le Tableau 2 (en prenant comme diamètre celui équivalent au monolithe englobant le massif renforcé). La valeur limite du cisaillement extérieur peut être reliée directement à la résistance au cisaillement vertical du terrain en place situé à l'extérieur du volume renforcé. Pour un sol fin, cela peut être pris égal à la cohésion non drainée, soit : $\tau_{ext,max} = c_u \sim 0{,}2\sigma'_p$ où σ'_p est la contrainte de pré-consolidation. Pour un sol granulaire, on a usuellement : $\tau_{ext,max} \sim 0{,}25$ à $0{,}30\sigma'_{v0}$. Dans tous les cas, les valeurs choisies pour k_t et $\tau_{ext,max}$ (ou de façon indirecte, celles de G et c_u) peuvent être ajustées de manière à garantir la continuité avec le tassement et la portance de la même semelle calculée sur sol non renforcé.

4. Exploitation pratique des résultats

4.1. Domaines 1 et 2

Les recommandations ASIRI ont introduit la notion de domaines 1 et 2 pour la justification des inclusions rigides. Le domaine 1 correspond à des inclusions nécessaires à la stabilité de l'ouvrage et obéissent aux mêmes règles de justification que celles applicables aux fondations profondeurs (NF P 94 262), en particulier en termes de portance et de résistance structurale. C'est le cas généralement des projets de semelle sur IR.

Le domaine 2 correspond à la situation où les inclusions sont destinées uniquement à la réduction du tassement de l'ouvrage (la stabilité de celui-ci étant assurée en l'absence d'inclusions). C'est le cas généralement des projets de dallage ou de radier sur IR. Les inclusions jouent alors le rôle d'éléments réducteurs de tassement et bénéficient d'un cadre de justification allégé par rapport au domaine 1.

4.2. Contrôle de l'amplitude des tassements

Le tassement est un résultat direct des modèles décrits en §2.2. Comme évoqué en §4.1, les règles de justification de portance, avec (domaine 1) ou sans (domaine 2) inclusion, garantissent implicitement un faible niveau de déformation et de tassement. Le tassement d'une semelle correctement dimensionnée se situe en général autour de 1/100e du diamètre. Pour un radier de grandes dimensions, le tassement varie entre 1/1000e et 1/100e de l'épaisseur du terrain déformable.

4.3. Vérification de la portance des inclusions

La mise en œuvre des modèles décrits en §2.2 permet d'accéder à l'effort maximal N_{max} dans les inclusions. Cet effort est atteint au niveau du plan neutre inférieur et intègre implicitement le frottement négatif développé sur la partie supérieure de l'inclusion. Pour les inclusions du domaine 1, la portance est vérifiée selon le formalisme de la norme NF P94-262. On vérifie alors que N_{max} demeure inférieur, avec une sécurité suffisante, à la résistance mobilisable en pointe de l'inclusion et par frottement positif sous le plan neutre.

4.4. Vérification du non-poinçonnement du sol support

Le fonctionnement d'un système de renforcement par IR repose en particulier sur la participation du sol déformable dans la reprise des charges transmises par la structure portée. La mise en œuvre des modèles du §2.2 permet alors d'accéder à l'incrément de contrainte verticale repris le sol. Que l'on soit dans le domaine 1 ou 2, il convient de vérifier que cet incrément de contrainte verticale demeure inférieur, avec une sécurité de l'ordre de 3 à l'ELS et 2 à l'ELU, à la contrainte de rupture du sol q_{net}.

Le tableau ci-après donne quelques ordres de grandeur utiles pour l'estimation de q_{net}.

Tableau 3 : Estimation de la contrainte de rupture du terrain

	Essais PMT	Essais CPT	Cohésion non-drainée
Sols fins	0,8 p_l*	0,3 q_c	5c_u
Sols granulaires	1,0 p_l*	0,1 q_c	--

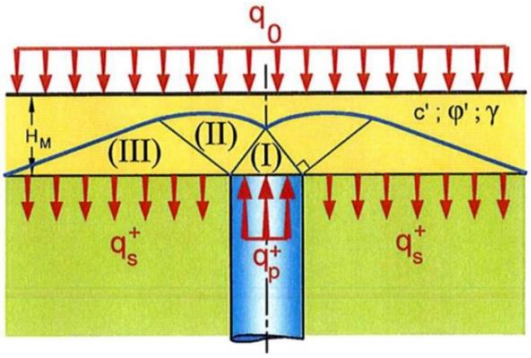
4.5. Vérification de la résistance structurale des inclusions

A l'ELS, la contrainte moyenne de compression (rapport N_{max}/S) dans les inclusions doit être limitée à 4 jusqu'à 10 MPa en domaine 1 et à 4 jusqu'à 13 MPa en domaine 2, selon la technique de mise en œuvre et les essais de contrôle réalisés. Dans tous les cas, ASIRI (2012) limite la contrainte moyenne de compression à 7 MPa à l'ELU. C'est cette limite qui se relève généralement dimensionnante dans la pratique (puisque cela revient implicitement à limiter la contrainte ELS à 7/1,35 = 5,2 MPa).

4.6. Vérification du matelas de répartition

4.6.1. En partie courante

Le premier schéma d'équilibre limite au sein du matelas de répartition peut être assimilé à celui de Prandtl qui associe une zone en équilibre de poussée de Rankine (I) au-dessus de la tête de l'inclusion, une zone délimitée par un arc de spirale logarithmique (II) et une zone en équilibre de butée de Rankine à l'extérieur de la tête d'inclusion (III). La contrainte limite en tête d'inclusion $q_p^+(P)$ est alors déterminée à partir de la contrainte moyenne appliquée sur la cellule élémentaire notée q_0 et les propriétés mécaniques du matelas c', φ' et γ par la formule donnée sur la figure ci-après.



$$q_p^+(P) = \frac{q_0^* s_q N_q + (q_\gamma + q_c)(1-\alpha)}{1 + \alpha(s_q N_q - 1)}$$

q_γ	Terme de poids : $q_\gamma = 0{,}5 \times s_\gamma \times N_\gamma \times B \times \gamma$
q_c	Terme de cohésion : $q_c = s_c \times N_c \times c'$
s_c, s_q et s_γ	Coefficients de forme
N_c, N_q et N_γ	Facteurs de portance
q_0*	Contrainte moyenne à la base du matelas : $q_0^* = q_0 + \gamma \times H_M$
α	Taux de substitution (= aire de l'inclusion/aire de la maille)

Figure 4. Schéma de Prandtl et contrainte limite en tête de l'inclusion $q_p^+(P)$

Le Tableau 4 donne les expressions applicables pour les facteurs de forme et de portance à utiliser pour le calcul de $q_p^+(P)$. A noter que dans la pratique des calculs de massifs renforcés par IR, on néglige le terme q_γ.

Tableau 4. Coefficients de forme et facteurs de portance (NF P94-261)

Portance	$N_q = e^{\pi \tan\varphi'} \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2}\right)^2$	$N_c = \frac{N_q - 1}{\tan\varphi'}$	$N_\gamma = 2(N_q - 1)\tan\varphi'$ (1)
Forme	$s_q = 1 + \frac{B}{L}\sin\varphi'$ (2)	$s_c = \frac{s_q N_q - 1}{N_q - 1}$	$s_\gamma = 1 - 0{,}3\frac{B}{L}$

(1) Cette formule ne s'applique que pour un contact rugueux ($\delta \geq \varphi/2$) ;
(2) Les recommandations ASIRI suggèrent de prendre s_q = 1 indépendamment de la forme.

4.6.2. En zone périphérique

Dans le cas d'une semelle sur IR, la résistance au poinçonnement du matelas peut être affectée défavorablement par l'effet de bord. ASIRI (2012) propose une approche simplifiée permettant de corriger $q_p^+(P)$ en fonction du débord L de la semelle par rapport au nu de l'inclusion (voir Figure 5).

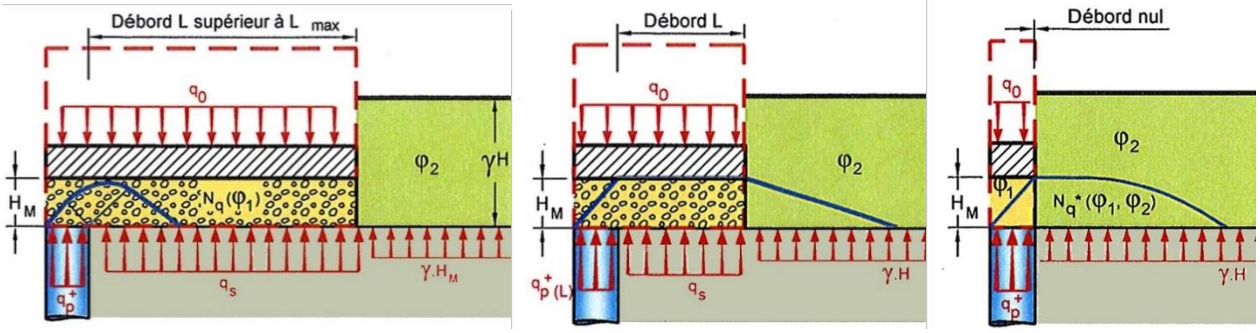


Figure 5. Différentes situations de débord : d'un débord supérieur à L_{max} à un débord nul

Ainsi pour débord L < L_{max}, la contrainte limite en tête de l'inclusion est prise égale à :

$$q_p^+(L) = q_p^+(0) + \frac{L}{L_{max}}\left(q_p^+(P) - q_p^+(0)\right) \quad \text{avec} \quad q_p^+(0) = Nq^*.\gamma H$$

Les valeurs de N_q* et L_{max} sont données dans le tableau ci-après où φ_1 est l'angle de frottement du matelas, φ_2 l'angle de frottement du sol situé au-delà de L et B le diamètre.

Tableau 5. Largeur du mécanisme de Prandtl L_{max} et facteur N_q^*

	$\varphi_1 = 30°$	$\varphi_1 = 35°$	$\varphi_1 = 38°$	$\varphi_1 = 40°$
	$L_{max}/B = 4{,}3$	$L_{max}/B = 5{,}8$	$L_{max}/B = 7{,}0$	$L_{max}/B = 8{,}0$
$\varphi_2 = 20°$	$Nq^* = 9{,}45$	$Nq^* = 11{,}53$	$Nq^* = 13{,}05$	$Nq^* = 14{,}29$
$\varphi_2 = 25°$	$Nq^* = 13{,}08$	$Nq^* = 16{,}01$	$Nq^* = 18{,}11$	$Nq^* = 19{,}71$
$\varphi_2 = 30°$	$Nq^* = 18{,}43$	$Nq^* = 22{,}67$	$Nq^* = 25{,}80$	$Nq^* = 28{,}04$

4.7. Interaction avec la structure portée

Le fonctionnement d'un système de renforcement par inclusions repose sur des mécanismes d'interaction complexes qui se développent entre le sol en place, les inclusions, le matelas et la structure portée. Ce caractère original impose une conception globale de la solution de fondation tenant compte pleinement des effets d'interaction sol-structure. Cela vise à couvrir trois aspects : les déplacements, les sollicitations internes dans l'élément structural et la descente de charges. Qu'il s'agisse d'un problème de semelles ou de radier sur IR, les résultats des modèles simplifiés décrits en §2.2 peuvent être exploités pour définir une raideur homogénéisée du massif renforcé (Figure 6).

Pour une semelle sur IR, cette raideur peut se présenter sous la forme d'un ressort global équivalent K_{eq} = F/s avec F la force verticale appliquée sur la semelle et s le tassement qui en résulte. Ce ressort équivalent est alors intégré directement au modèle structural.

Pour un radier sur IR, la raideur équivalente du massif renforcé peut être définie selon deux types d'approche. Une approche de type « milieu continu », destinée à alimenter des modèles numériques ou hybrides de type Tasplaq (Cuira et Simon, 2008), avec l'établissement d'un module « d'Young » homogénéisé E_{eq} = qH/s (associé en toute rigueur à un coefficient de Poisson v_{eq} = 0, étant donné l'effet canalisateur des contraintes assuré par les IR), avec q la contrainte moyenne appliquée sur le radier, H l'épaisseur du massif renforcé (incluant le matelas de répartition) et s le tassement produit sur la hauteur dudit massif. Une autre approche consiste à représenter la déformabilité du massif renforcé par une série de ressorts juxtaposés de raideur surfacique k = q/s, définie selon un zonage approprié (Cuira et Simon, 2016).

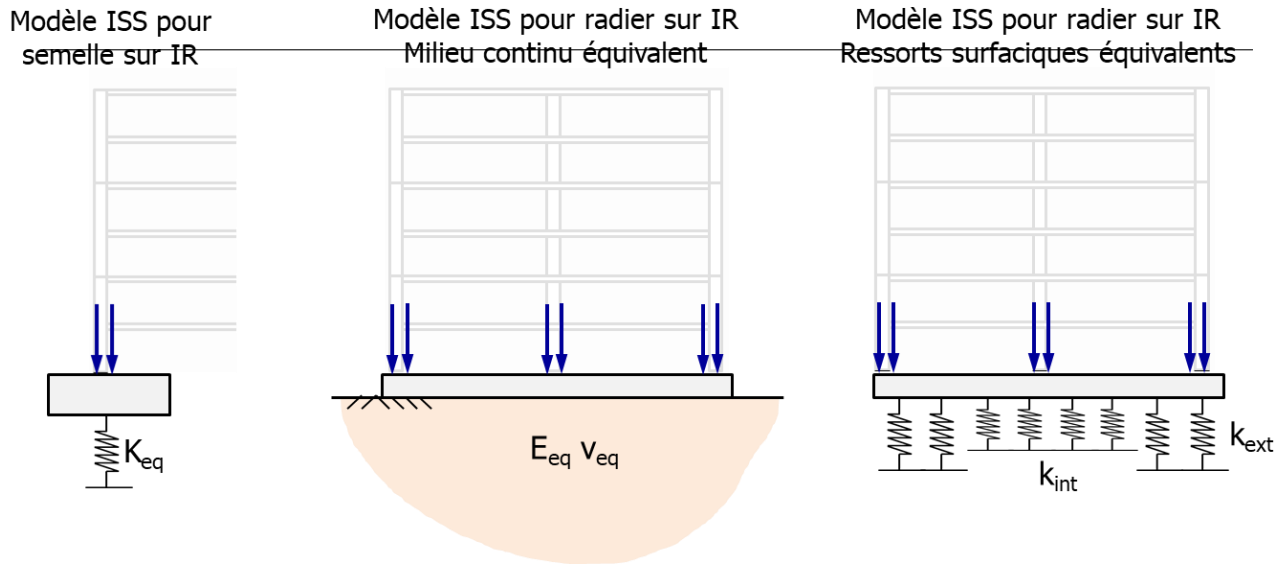


Figure 6 : Procédure ISS pour semelles et radiers sur IR

Cette homogénéisation occulte par construction les effets « points durs » liés à la présence des inclusions sous l'élément de fondation et qui sont susceptibles d'induire des sollicitations additionnelles à celles calculées par un modèle structural sur support homogénéisé. Ces sollicitions peuvent être appréciées dans un modèle séparé examinant l'équilibre local de l'élément de fondation (semelle ou radier) tenant compte du caractère contrasté de la réaction du support (en distinguant la réaction mobilisée à l'aplomb de l'inclusion et celle complémentaire entre les inclusions). C'est l'esprit de la méthode des moments additionnels développés dans ASIRI pour les problèmes de dallages industriels et qui peut valablement être étendue à la vérification structurale des radiers et semelles.

5. Conclusion et perspectives

La mise en œuvre des modèles simplifiés présentés dans cet article offre une solution de dimensionnement adaptée à la pratique quotidienne des bureaux d'études. Ils permettent en particulier de s'affranchir des traitements numériques en 2 ou 3 dimensions, incontestablement mal adaptés à des études courantes, appelées de surcroit et en dépit du caractère parfois non exceptionnel des fondations concernées, à examiner un grand nombre de cas de charges et de configurations. Ces modèles ont fait l'objet d'une validation approfondie numérique et expérimentale dans le cadre du PN ASIRI. Cette validation s'est toutefois limitée au cas des ouvrages étendus tels les remblais et les dallages. La validation se poursuit dans le cadre du PN ASIRI+ avec des expérimentations physiques et numériques ciblant spécifiquement le cas des fondations d'emprise limitée comme les semelles sur IR.

6. Bibliographie

ASIRI (2012). Recommandations ASIRI, Presses des Ponts.

Cuira F., Simon B. (2008). Modélisation 3D simplifiée d'une plaque sur sol multicouche élastique, Revue Française de Géotechnique, N° 124

Cuira F., Simon B. (2009). Deux outils simples pour traiter des interactions complexes d'un massif renforcé par inclusions rigides, 17th ICSMGE, Alexandrie

Cuira F., Simon B. (2013). Prise en compte des effets de bord dans un massif renforcé par inclusions rigides, 18th ICSMGE, Paris

Cuira F., Simon B. (2016). Apports de l'interaction sol structure dans les problèmes de fondation, JNGG, Nancy

Frank R., Cuira F., Burlon S (2018). Calcul des fondations superficielles et profondes, Presses de Ponts.

ESSAIS DE DALLAGES EN BETON FIBRE SUR INCLUSIONS RIGIDES AVEC ET SANS MATELAS DE TRANSFERT DE CHARGES

STEEL FIBER REINFORCED CONCRETE SLAB EXPERIMENTATION ON RIGID COLUMNS WITH AND WITHOUT SOIL MATRESS

Germain AURAY[1], Laurent BRIANÇON[2], Bastien DUPUIS[1], Elena VIDAL SARMIENTO[3]
[1] BEKAERT, Lille, France
[2] INSA, Lyon, France
[3] BEKAERT, Barcelona, Espagne

RÉSUMÉ – Dans le cadre du projet national ASIRI+ nous souhaitons étudier l'impact du matelas de transfert de charges sur le comportement structurel d'un dallage en béton renforcé par fibres métalliques mis en œuvre sur un sol compressible renforcé par inclusions rigides. Dans cet article on présente la mise en œuvre de la planche d'essai et les premiers résultats obtenus.

ABSTRACT – In ASIRI+ French national project we would like to study the design of steel fiber reinforced concrete slabs supported by a soil reinforced by rigid columns. In particular, we will investigate the effect of the top finishing soil granular layer on the steel fiber reinforced concrete slab. In this paper we will present the experimentations and first results.

1. Introduction

Sur une plateforme d'environ 150 m² près de Dourges (département du Nord), 2 dallages d'épaisseur 12 cm, de largeur 6,90 m et de longueur 8,80 m ont été pré-dimensionnés et construits sur un sol compressible renforcé par inclusions rigides de longueur 4 m et de diamètre 27 cm. Le premier dallage est sans plateforme de transfert de charge. Pour le second dallage, les inclusions rigides ont été recépées à 14 cm sous le niveau de la plateforme. Dans les deux cas, une couche de sable de 5 cm et une feuille plastique sont disposées sous le dallage. Pour ces 2 configurations, le dallage, le sol support et les inclusions rigides sont instrumentés par différents capteurs (pression, tassement, jauges de déformations, fibres optiques).

2. Objectifs de l'expérimentation

Les essais consistent à appliquer différents cas de chargement sur les deux dallages. L'objectif est de mesurer les phénomènes qui se produisent dans le système (dallage et sol renforcé) lorsque l'on réduit le matelas de transfert de charges. Ce programme vise à apporter de nouveaux éléments aux recommandations ASIRI (2012) dans le cas de matelas réduits en analysant les phénomènes qui se produisent dans ce cas, en validant un modèle numérique vis-à-vis du comportement réel de l'ouvrage et en proposant une méthode de dimensionnement qui sera intégrée dans les recommandations ASIRI+.

3. Sol renforcé par inclusion rigides

3.1. Paramètres pour le dimensionnement du dallage

Le site bénéficie d'une étude géotechnique qui a été menée pour la réalisation d'un bâtiment logistique à proximité. Nous avons complémenté cette étude avec un essai au pénétromètre statique dans la zone d'essai.

L'entreprise KELLER partenaire du projet ASIRI+ a réalisé les inclusions dans ce sol. A l'aide d'un modèle plaxis 2D et d'un essai de chargement réalisé sur inclusion (autre volet du programme ASIRI+), les paramètres du sol support et les moments complémentaires (figure 1) attendus pour le prédimensionnement initial du dallage ont été déterminés.

Nature du sol	N° couche	Epaisseur	Module oedométrique	Module d Es
[m]	**[-]**	**[m]**	**[MPa]**	**[MPa]**
Matelas	H1	0,19	80,0(*)	50,0
Sol renforcé	H2	4,31	10,9	6,8
Sol d'ancrage	H3	1,00	9,0(*)	5,6

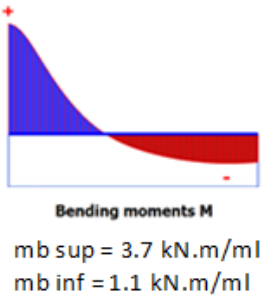


Figure 1. Paramètres de sol et moments complémentaires dans le dallage suivant les recommandations ASIRI (2012)

3.2. Instrumentation du sol renforcé

Les inclusions 8, 9, 10, 11, 15 et 16 (figure 2) sont instrumentées par des extensomètres à cordes vibrantes. Des capteurs de pression totale sont posés sur les têtes des inclusions 8 et 11. Ces capteurs, de même section que celle des inclusions, sont prévus pour mesurer le transfert de charge sur les têtes des inclusions au cours des chargements. Le tassement différentiel sol/inclusion est mesuré par l'intermédiaire de transmetteurs de pression pour mesure de niveau (4-20 mA) de gamme 0,1 bar. Le transmetteur mesure la variation de pression entre sa position et le niveau d'un réservoir situé en dehors de la zone d'essai.

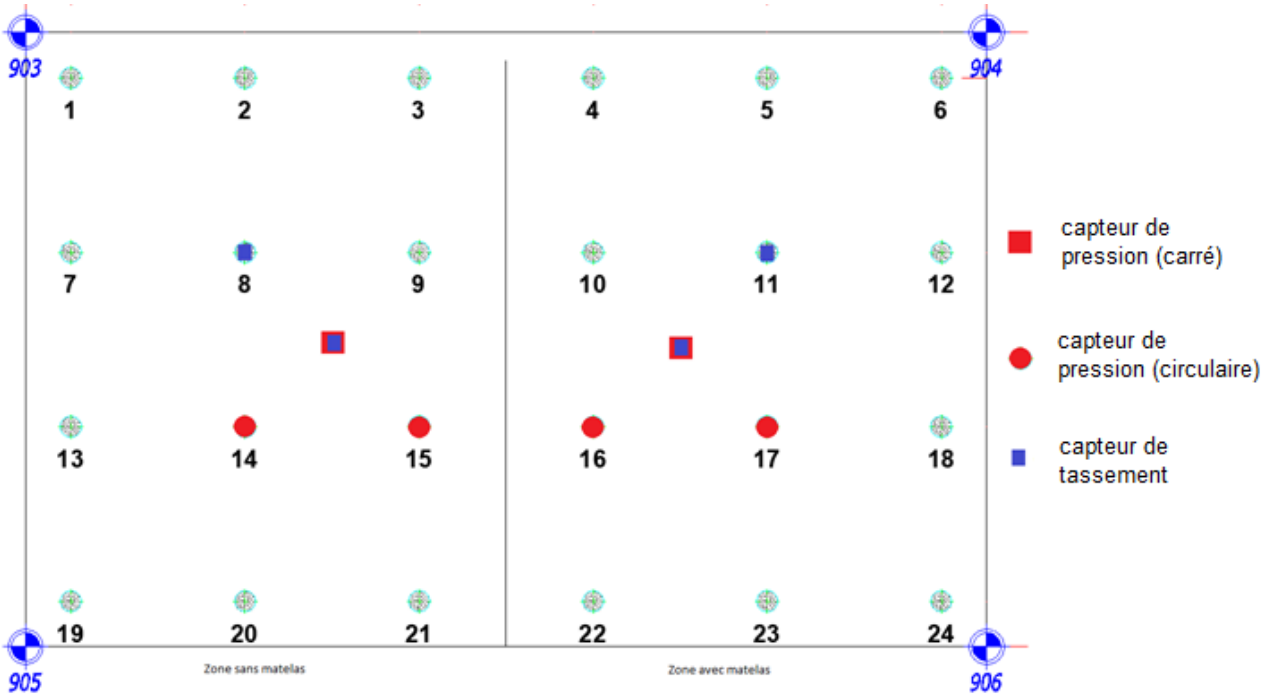


Figure 2. Schématisation des capteurs installés. Sur la partie gauche le dallage est sans matelas de transfert de charge et sur la partie droite il comporte un matelas de transfert de 19 cm (sable inclus). La distance entraxe entre les inclusions est de 2,5 m et le diamètre d'inclusion 27 cm.

4. Dallage en béton renforcé par fibres métalliques

4.1. Chargements réalisés

Sur le site, nous avons procédé à 3 types de chargements (figure3). Le premier type est un chargement réparti avec ilot de palettes. On utilise pour cela des cuves de contenance 1000 L qui nous permettent d'ajuster la valeur de charge en fonction de la quantité d'eau permettant d'appliquer une charge maximale de 2,37 tonnes/m².

Le deuxième type est un chargement par rack. Nous avons utilisé une échelle de rack logistique de 2 étages pour pouvoir effectuer un chargement avec des pieds d'appuis ponctuels. La charge maximale que nous pouvons appliquer est de 0,96 tonnes par pied.

Enfin nous utilisons un chariot élévateur à pneu pour manipuler les charges sur chantier, ce chariot nous permet aussi de réaliser un chargement par charge essieu. La charge maximale que nous pouvons appliquer est de 4,4 tonnes/roue.

Figure 3. Schématisation des types de chargements

4.2. Prédimensionnement du dallage

L'épaisseur du dallage a été déterminée pour permettre d'observer des déformations suffisantes au sein de la structure de dallage en fonction de ces charges (contraintes de flexion approchant de 3 MPa avec des déplacements de l'ordre de grandeur 4 mm). Pour cela, trois types de dimensionnements ont été réalisés :

- un calcul dans le cadre réglementaire français en se basant sur le DTU 13.3. (AFNOR, 2021) (calcul élastique linéaire) incluant les moments complémentaires des recommandations ASIRI (2012),
- un calcul avec la méthode des lignes de ruptures de Losberg (1961) (calcul moment plastique), méthode la plus utilisée à l'échelle mondiale pour réaliser des dimensionnements de dallages en béton renforcés par fibres métalliques,
- un modèle numérique élastique linéaire en éléments finis réalisé avec le logiciel SCIA Engineer.

Les paramètres d'entrée sont déterminés en fonction des éléments fournis dans la note de calcul des inclusions rigides et pour les cas de charges définis au paragraphe 4.1. Le bureau d'étude Monofloor France spécialisé dans le dimensionnement des dallages a été consulté pour relecture des hypothèses et résultats.

Afin de pouvoir observer des phénomènes mesurables dans la structure de dallage ces méthodes convergent vers un *dallage en béton C30/37 d'épaisseur 12 cm renforcé par 25 kg/m3 de fibres Dramix® 5D 65/60BG*.

4.3. Réalisation du dallage

Pour la mise en œuvre nous nous sommes conformés en tous points au DTU 13.3. (AFNOR, 2021) et au Document Technique d'Application 3.3/21-1036_V1 (CSTB, 2021) de l'entreprise Bekaert sur les dallages en béton de fibres métalliques. Simplement le type de fibre est spécifique. En effet en réduisant le matelas de transfert de charge les efforts appliqués dans le dallage seront plus importants et si l'on veut reprendre convenablement ces efforts avec des épaisseurs adaptées il était nécessaire d'utiliser des fibres métalliques plus performantes et structurelles que les fibres métalliques traditionnelles des dallages industriels en France.

Nous avons confié la réalisation du dallage (figure 4) à l'entreprise spécialisée PLACEO Nord, agence Nord de la filiale française PLACEO du groupe RCR qui est accréditée pour ce type d'ouvrages.

Figure 4. Photos de préparation de la plateforme et coulage

4.4. Instrumentation du dallage

On utilise 2 typologies de capteurs : des jauges de déformations et des fibres optiques. Afin de correctement positionner les capteurs dans le cœur du béton nous utilisons des cales et seulement une barre de diamètre 6 mm. L'enrobage moyen mesuré est de 2,5 cm vis-à-vis de la face supérieure et 3,5 cm vis-à-vis de la face inférieure. La barre étant seule et de petit diamètre elle exercera une faible influence sur le comportement général de la section de béton, mais elle permet d'assurer l'ancrage des capteurs avec la matrice afin de confirmer la bonne mesure du profil de déformation.

Les jauges de déformation sont collées directement sur les aciers ou le béton face supérieure de dallage et les fibres optiques sont attachées sur les aciers et noyées dans le béton (figure 5). La technologie de mesure fibre optique choisie est la technologie Brillouin. Les mesures fibre optique ont été réalisées par l'Université Gustave Eiffel partenaire du projet ASIRI+.

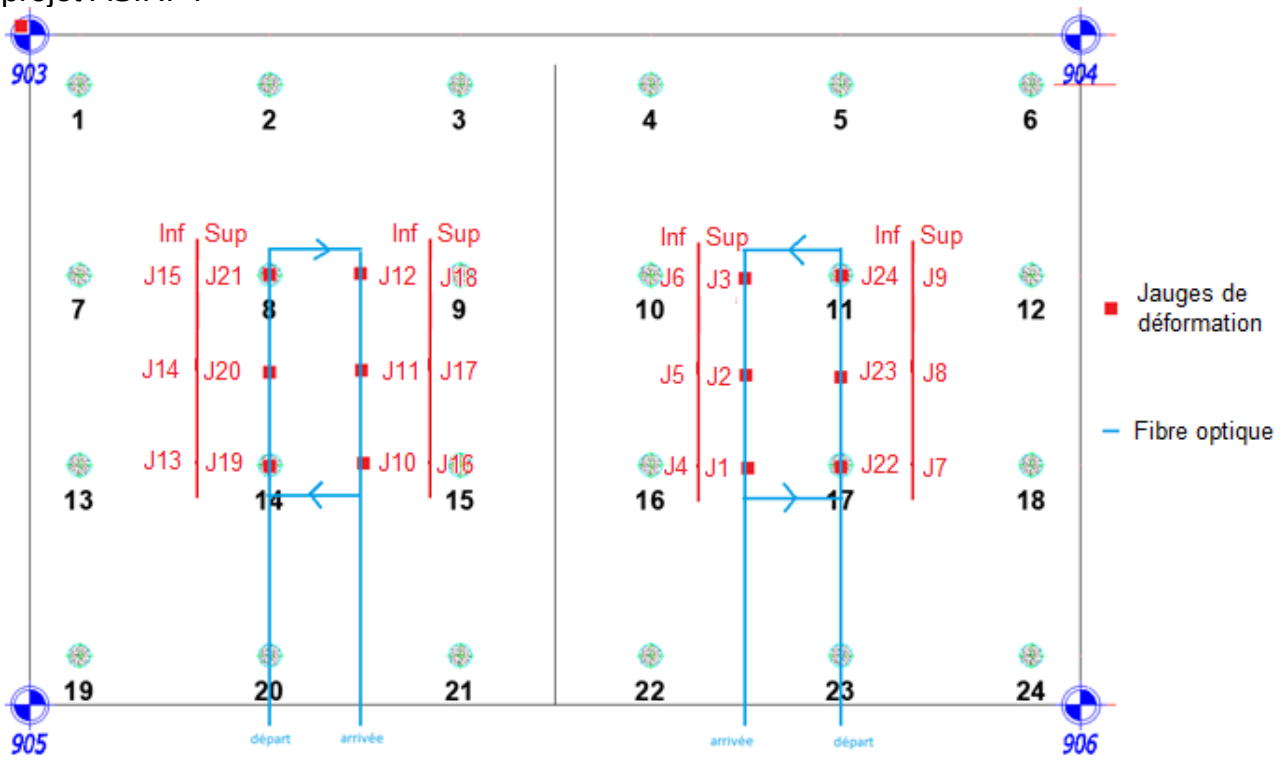


Figure 5. Schématisation des capteurs installés au sein de la dalle en béton fibré.

5. Premiers résultats

5.1. Dans le sol compressible

Afin de bien mettre en place l'expérimentation, en accord avec les discussions lors des réunions du projet ASIRI+ nous avons effectué 3 mois après le coulage un chargement longue durée pendant 1 mois de valeur 1 tonne/m² centré sur les dallages avec le maximum de surface que pouvait nous donner les cuves pour cette charge.

Toutefois, le poids propre du dallage complété avec ce pré-chargement n'ont pas permis de créer un tassement d'ensemble suffisant pour engendrer des déformations significatives au niveau des équipements de mesure du sol compressible (paragraphe 3.2). C'est dommage sur le principe mais cela ne remet pas en cause les mesures du premier projet national ASIRI (2012). Le poinçonnement général et les moments complémentaires s'appliquent tels que définis dans les recommandations. Nous n'avons simplement pas pu compléter ces éléments avec une nouvelle mesure.

5.2. Dans le dallage

Nous faisons à nouveau face à un problème de mesure. La technologie sélectionnée pour les fibres optiques est précise dans l'absolu mais s'avère inadaptée au cas de notre dallage. En effet les rallonges, l'impact thermique et les courbures engendrent un bruit de fond trop important perturbant la précision d'analyse des zones souhaitées. L'utilisation d'une technologie d'analyse plus courte distance (Bragg – Raman – Rayleigh) aurait pu être bénéfique mais n'était pas disponible au moment voulu dans le projet ASIRI+. Reste l'exploitation des jauges de déformation décrite ci-après.

5.2.1. Déformations thermiques et de retrait du béton

Entre la mesure d'initialisation des capteurs (avant pré-chargement paragraphe 5.1.) et le début des essais (paragraphe 4.1.) 3 mois plus tard nous avons pu mesurer sur l'ensemble des jauges de déformation une déformation uniforme hors chargement de l'ordre de 1300 à 1400 µdef. Si l'on reprend les principes du DTU 13.3. (AFNOR, 2021) au niveau du retrait des dallages et des déformations thermiques donnés en annexe C on obtiendrait les résultats présentés dans le tableau 1.

Tableau 1. Estimation simplifiée des déformations hors chargement

RETRAIT

Déformation retrait béton (µm/m)	300
Longueur retrait (m)	4,4
Déformation en centre (µdef)	1320

DEFORMATION THERMIQUE

Longueur sollicitée (m)	8,8
Coefficient thermique	0,00001
Variation température (°C)	15
Déformation thermique (µm)	1320

Il est difficile de déterminer avec précision le niveau de température, la longueur de retrait effective en fonction du frottement et la valeur de retrait béton (non mesurée pour ce béton bien qu'une valeur de 300 µm/m soit par expérience souvent atteinte pour des bétons de dallage). Malgré cela, au niveau des ordres de grandeur, il apparaît assez plausible qu'une combinaison de ces facteurs ai pu engendrer cet état initial avant mesure de l'effet des surcharges.

5.2.2. Exemples d'un cas de charge réparti sans matelas de transfert de charge

La figure 6 présente les résultats numériques et les mesures réelles du cas de charge ilot de palette à mi-portée de 1,975 tonnes/m² sans matelas de transfert. Nous comparons les contraintes estimées par le modèle numérique initial de prédimensionnement (partie

haute de la figure) à celles mesurées (en partie basse de la figure converties à partir des déformations). Pour les mesures, les croix signifient que la jauge n'a pas donné de réponse lisible lors de cette lecture. Les cercles au-dessus des positions réelles des jauges estiment les parties plutôt comprimées ou plutôt tendues suivant si on observe les faces inférieures ou supérieures du dallage. Plus le cercle est grand plus la contrainte est élevée. La couleur représente la valeur suivant l'échelle. Les cercles plus larges en transparence donnent un effet d'interprétation de surfaces « plutôt tendues » ou « plutôt comprimées ». Nous constatons que les valeurs varient qualitativement dans le même sens pour le modèle numérique et les mesures. Les valeurs absolues doivent toutefois être recalées car les variations de mise en œuvre (par exemple épaisseur réelle du dallage) et les effets des adaptations pratiques (cas de charges réalisables sur site) nous imposent maintenant d'ajuster plus précisément les paramètres de l'étude numérique.

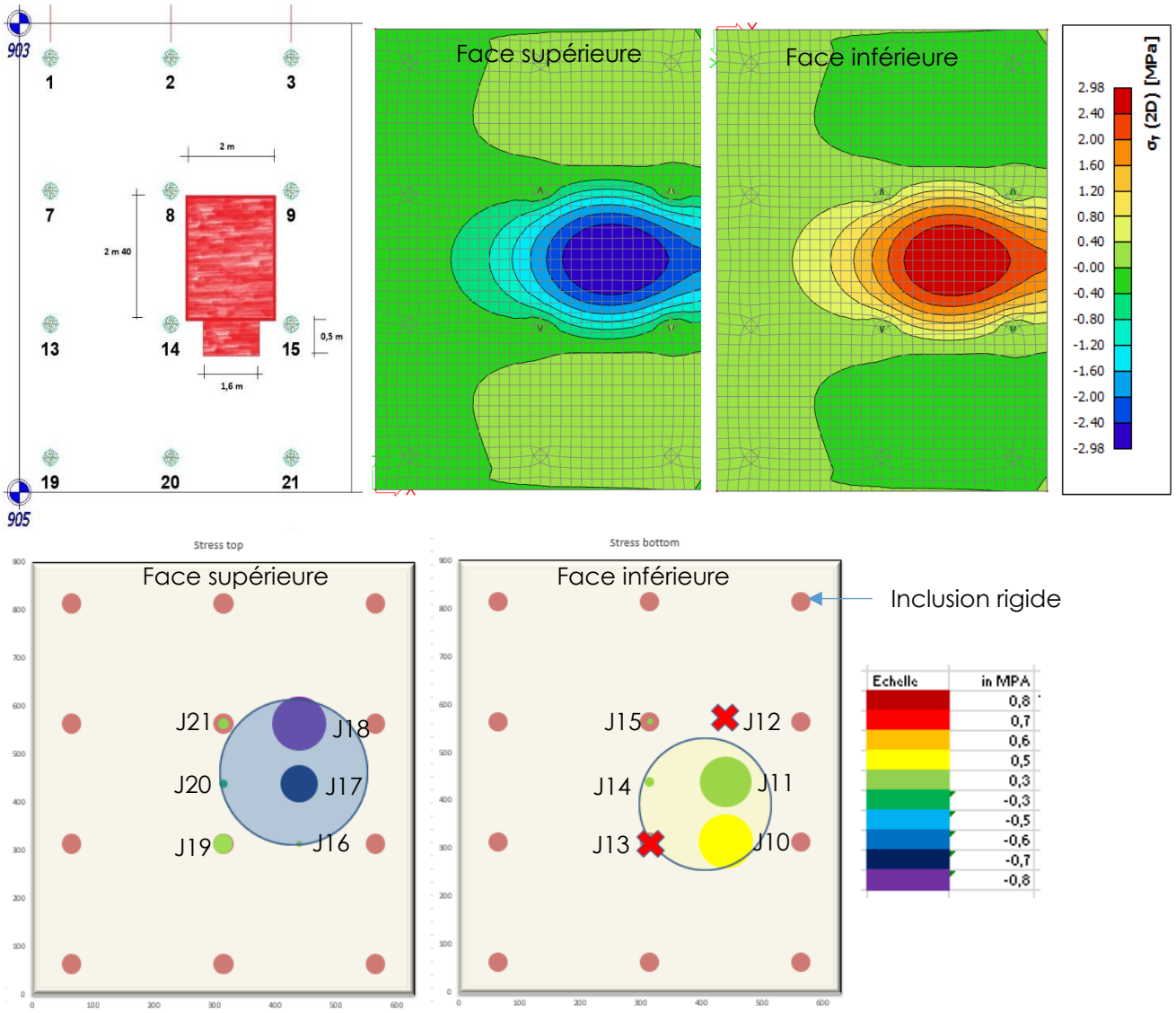


Figure 6. Présentation des résultats du chargement ilot palettes mi-portée sans matelas

La figure 7 présente les mêmes résultats pour le cas de charge ilot de palette à mi-portée étendu et recentré avec 0,78 tonnes/m². Nous constatons bien un déplacement des charges vers les capteurs concernés avec une diminutions des contraintes générales. Toutefois les valeurs de chargements restent trop faibles pour vraiment matérialiser l'impact du poinçonnement des inclusions même si une légère compression en partie inférieure sur la jauge 13 est visible. Cela va dans le sens du modèle numérique qui de plus avait lors du prédimensionnement des valeurs de charges 2 fois plus élevées que réalisables sur site.

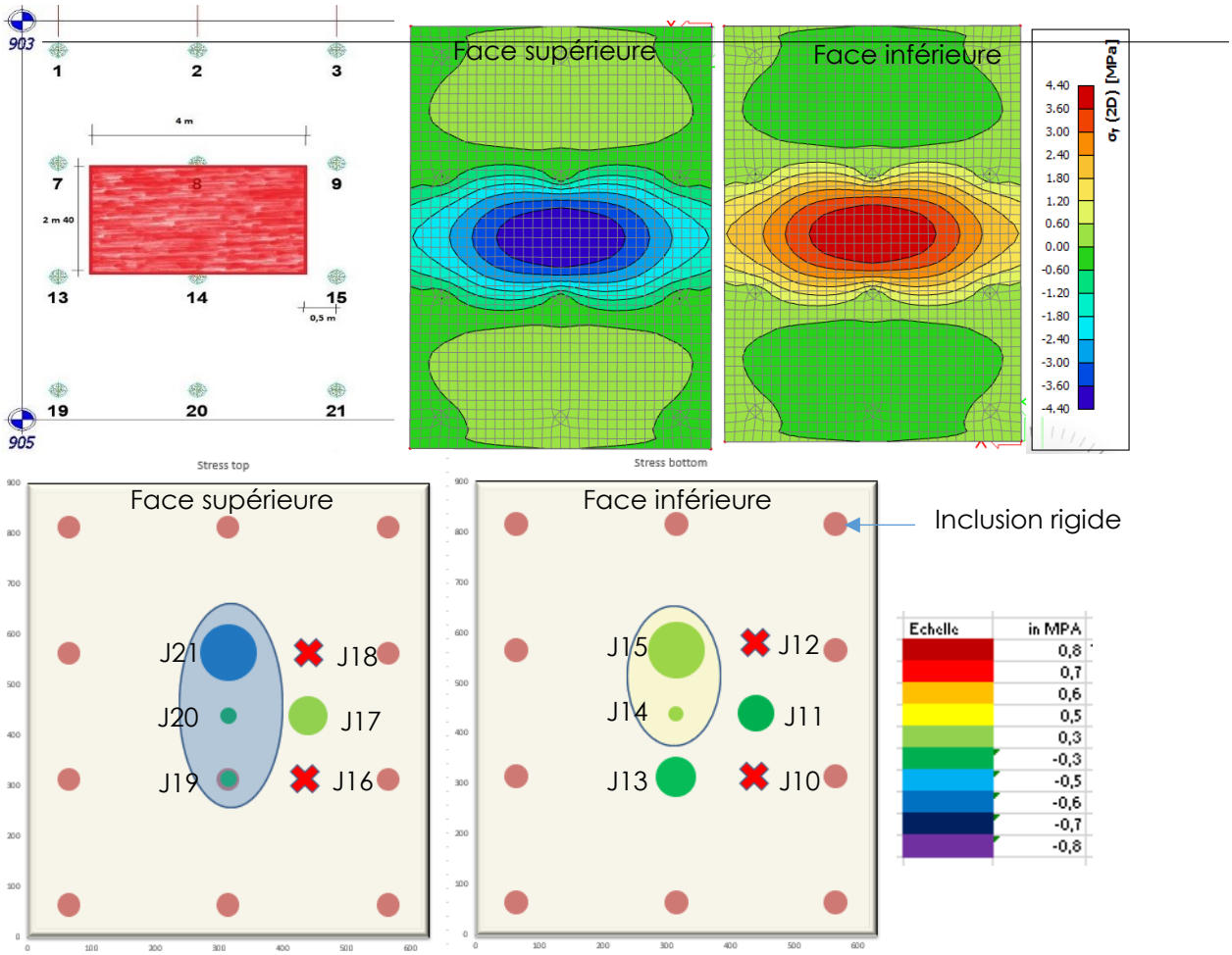
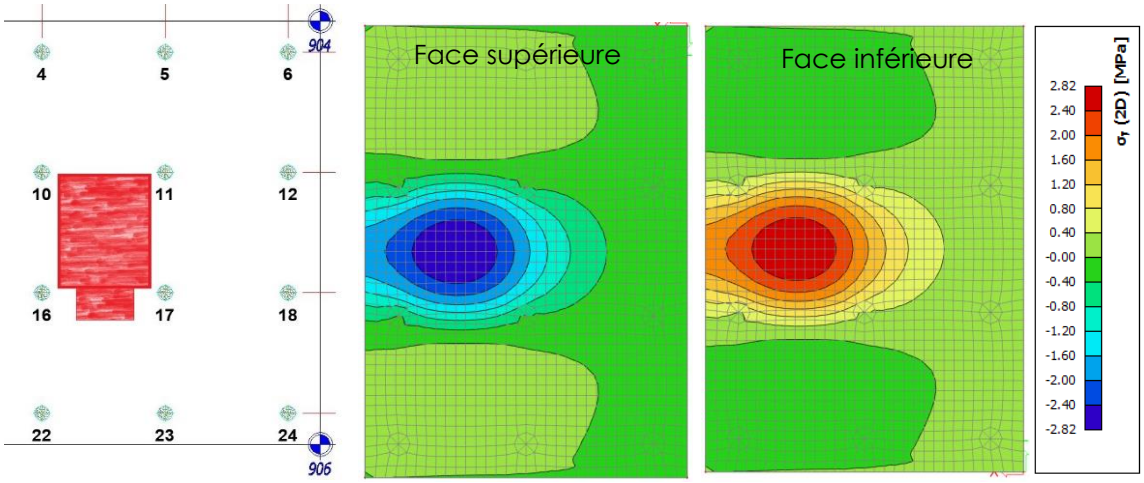


Figure 7. Présentation des résultats du chargement ilot palettes mi-portée, étendu, recentré sans matelas

5.2.3. Exemples de cas de charge réparti avec matelas de transfert de charge

La figure 8 présente à nouveau les mêmes résultats pour le cas de charge ilot de palette à mi-portée 1,975 tonnes/m² mais avec matelas de transfert de charges. Nous constatons que les valeurs de contraintes sont très réduites tout en semblant aller dans le sens attendu. De manière générale (tous cas de charge) l'utilisation du matelas montre une réduction des déformations du dallage qui se comporte plus comme un cas de dallage sur terre-plein ce qui confirme les principes de dimensionnements proposés dans les recommandations ASIRI soit un effet inclusions rigides modélisé par moments complémentaires sous tassement se cumulant au dimensionnement classique de dallage sur terre-plein.



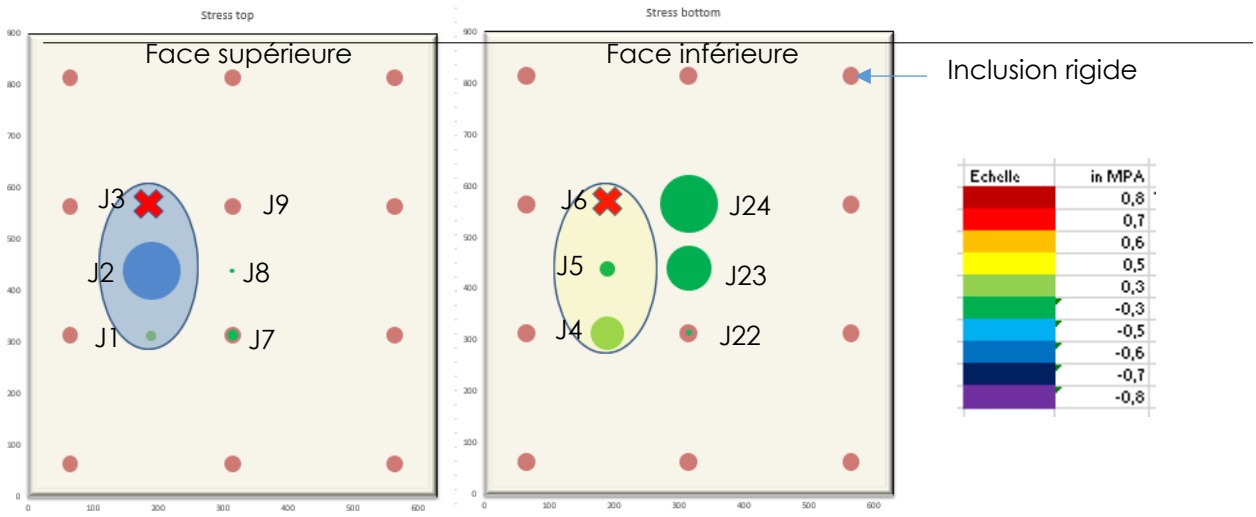


Figure 8. Présentation des résultats du chargement ilot palettes mi-portée avec matelas

6. Conclusion

L'objectif de cet article était de présenter l'expérimentation dans son ensemble et d'observer les premiers résultats obtenus. En premier lieu notons qu'il est difficile de faire tasser l'ensemble de l'ouvrage, même avec un sol de mauvaise qualité et un dallage de faible épaisseur. Les mesures qui ont été prises permettent toutefois d'apprécier convenablement l'effet d'un matelas de transfert de charge sur le comportement en déformation du dallage. Nous avons réalisé en tout une dizaine de cas de charges par dallage (avec et sans matelas) à partir des charges décrites en 4.1. Ces résultats encourageant nous amènent vers la deuxième phase d'analyse en cours pour laquelle nous allons recaler le modèle numérique à partir des hypothèses réelles mesurées sur site (épaisseur du dallage, résistance mécanique du béton fibré, etc…) et les cas de charges concrètement réalisés. En fonction de ces résultats nous espérons pouvoir proposer une méthode de dimensionnement des dallages avec fibres métalliques lorsque le matelas de transfert de charge est réduit à son minimum.

7. Références bibliographiques

ASIRi, (2012). Recommandations pour la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des ouvrages sur sols améliorés par inclusions rigides verticales (Recommandations Projet National ASIRi), PressePont. IREX. Paris ISBN9782-85978-462-1. 360p.

Auray G., Briançon L., ASIRI+, (2020). Livrable T04-03cTr1-2020.

Auray G., Dupuis B., Briançon L., Laveder E., (2020). Livrable T04-06aTr1-2020.

Document Technique d'Application Référence 3.3/21-1036_V1, 2021 Dallage en béton de fibres métalliques BEKAERT France SAS, CSTB.

Losberg A., (1961). Design method for structurally reinforced concrete pavements, Bulletin n°250, Chalmers University of Technology, Göteborg Sweden.

NF DTU 13.3, (2021). Travaux de dallages, Conception, calcul et exécution, AFNOR.

ETUDE EXPERIMENTALE DES PLATEFORMES GRANULAIRES RENFORCÉES PAR GÉOSYNTHETIQUE SUR SOL MOU

EXPERIMENTAL STUDY OF THE GEOSYNTHETIC REINFORCED PLATEFORMS LAID OVER SOFT SUBGRADE SOIL

Nisrine ABOU CHAZ[1,3], Laurent BRIANÇON[2], Pascal VILLARD[1], Claire SILVANI[2], Alain NANCEY[3], Abdelkader ABDELOUHAB[3]
1 Univ, Grenoble Alpes, CNRS, Grenoble INP, 3SR, 38000 Grenoble, France
2 INSA LYON, GEOMAS, 69621, Villeurbanne, France
3 TENCATE GEOSYNTHETICS, 95870, Bezons, France

RÉSUMÉ – Pour étudier les avantages d'utilisation de géosynthétiques dans les routes non revêtues, des plateformes non renforcées et renforcées par géotextile ont été élaborées dans un banc d'essai à grande échelle et testées sous des charges verticales cycliques. Deux geotextiles ont été placés à l'interface entre la plateforme granulaire et le sol de faible portance. Les résultats ont permis d'estimer l'efficacité des géotextiles.

ABSTRACT – To investigate the benefits obtained from inclusion of geosynthetic layer in unpaved roads, non-reinforced and geosynthetic reinforced platforms were built in a large-scale box and tested under cyclic vertical loads. Two geotextiles were placed at the interface between the base layer and the subgrade. The results allowed the estimation of reinforcement efficiency.

1. Introduction

L'expansion urbaine et l'augmentation du trafic de marchandises qui en résulte ont fait que l'homme a construit sur des sols à faible portance. Au fil des années, l'homme a imaginé plusieurs solutions pour améliorer les caractéristiques de ce type de sol. L'utilisation de géosynthétique est considérée comme l'une des plus innovantes de ces dernières décennies tant d'un point de vue technique qu'économique. Le géosynthétique peut avoir une ou plusieurs fonction(s) selon les applications : le renforcement, la séparation, le drainage, la filtration… Dans les applications des routes non revêtues, le géosynthétique est recommandé dans le cas où le sol support a un CBR inférieur à 3% FHWA (2008).

Selon la littérature, la présence d'un géosynthétique peut : 1) réduire l'orniérage (Hufenus et al, 2006 et Khoueiry, 2020), 2) augmenter la capacité portante de la plateforme granulaire (Sun et al., 2015 ; Akond, 2012), 3) réduire l'épaisseur de la couche de forme Giroud and Han, 2004), 4) augmenter la durée de vie de la structure (Palmeira and Antunes, 2010), et 5) améliorer le compactage du matériau d'apport granulaire (Hufenus et al., 2006)… Ses contributions à l'amélioration du comportement de la structure routière dépendent de différents mécanismes développés dans ce type de structure : 1) la séparation entre la couche du sol mou et la couche de grave, 2) le confinement des agrégats (stabilisation), et 3) l'effet membrane du géosynthétique (renforcement). De nombreuses interrogations subsistent dans la littérature quant au taux de déformation du géosynthétique dans les mécanismes de stabilisation et de renforcement. La part de chaque mécanisme dans le renforcement global est encore mal perçue et dépend de nombreux paramètres dont notamment le type de géosynthétique utilisé et son niveau de déformation dans le sol. En effet, le confinement est le mécanisme dominant dans le cas où la déformation du géosynthétique est faible (inférieur à 1%), mais si des niveaux de déformation élevés sont

attendus, l'effet membrane de tension (renforcement) devient dominant (ISO/TC 221/WG 6, 2019). Dans ce contexte, Qian et al. (2013) ont considéré que le confinement fourni par l'imbrication géogrille-agrégats serait le mécanisme clé pour l'amélioration des performances, notamment pour les petites déformations permanentes et pour des couches granulaires épaisses (égales à 30 cm). Alors que l'effet membrane (capacité de la nappe à supporter des efforts perpendiculaires à son plan grâce à une déformation en membrane) serait le mécanisme clé pour l'amélioration des performances lorsque la déformation permanente est supérieure à un tiers de l'épaisseur de la couche de base (Qian et al., 2013). Afin de clarifier les mécanismes mis en œuvre, plusieurs auteurs dans la littérature ont essayé de définir les paramètres qui influencent le comportement du renforcement par des essais expérimentaux en laboratoire et in situ. Les chargements appliqués aux plateformes testées étaient principalement des charges verticales à la plaque (cycliques ou statiques) ou bien des charges roulantes (simulateurs de circulation ou passages de camions). Parmi ces paramètres on identifie l'épaisseur de la couche granulaire, la portance du sol support, le type de géosynthétique, le nombre de géosynthétique et leur position.

1.1. Epaisseur de la couche granulaire (h) et portance du sol support (CBR)

Hufenus et al. (2006) ont observé que, pour un sol support de CBR ≤ 3, la présence d'un géosynthétique positionné à l'interface entre le sol support et la couche granulaire sous une charge roulante est efficace jusqu'à h ≤ 50 cm. En revanche Sun et al. (2015) ainsi que Khoueiry (2020) ont conclu que le géosynthétique placé à l'interface entre un sol support de CBR=2 et la couche granulaire d'épaisseur égale respectivement à 30 cm et 35 cm n'a pas apporté d'efficacité supplémentaire sous un chargement cyclique. Pour de plus faibles épaisseurs, de l'ordre de 20 cm, Khoueiry (2020) et Palmeira and Antunes (2010) ont observé une efficacité du géosynthétique pour des CBR de la couche inférieure égale respectivement à 3 et 8,5.

1.2. Type du géosynthétique

Hufenus et al. (2006) ont conclu de leurs essais en vraie grandeur que chaque géosynthétique de renforcement devait avoir au moins une résistance à la traction à 2% de déformation axiale ($T_{2\%}$) dans le sens de production longitudinal et le sens transversal $T_{2\%}$ ≥ 8 kN/m.

Cuelho and Perkins (2009) et Cuelho et al. (2014) ont essayé de corréler certaines propriétés de géosynthétique avec sa performance dans les applications de routes non revêtues. Notamment, ils ont montré que la résistance à la traction définie à 2% et celle à 5% ($T_{2\%}$ et $T_{5\%}$) de déformation axiale dans le sens transversal de la géogrille contrôlent le comportement de la géogrille sous un développement d'ornières relativement élevé sous des plateformes de faibles épaisseurs.

Qian et al. (2013) ont conclu que la géogrille triaxiale qui possède les propriétés mécaniques les plus élevées (module de stabilité des ouvertures, rigidité radiale à 0,5% de déformation) a montré sa supériorité dans l'amélioration de performance de la plateforme granulaire par rapport aux autres plateformes granulaires (15, 20 et 30 cm) renforcées par des géogrilles de moindre résistance ou non renforcées. Dans le même contexte, mais avec deux géogrilles tricotées ayant des grandes résistances à la traction, Khoueiry (2020) a montré que la géogrille tricotée avec $T_{2\%}$=2500 kN/m, placée à l'interface entre la plateforme granulaire (h =22 cm) et le sol support (CBR = 2), était la plus efficace pour réduire le tassement de la plateforme granulaire sous des sollicitations cycliques, par rapport à une géogrille avec $T_{2\%}$ =1000 kN/m.

1.3. Nombre et position du géosynthétique

Le géotextile est généralement placé à l'interface entre le sol support et la couche de base pour qu'il accomplisse son rôle de séparation en plus du rôle de renforcement.

Hufenus et al. (2006), Cuelho and Perkins (2009), Palmeira and Antunes (2010), Qian et al. (2013), Cuelho et al. (2014) et Khoueiry (2020) ont montré l'efficacité des géosynthétiques (géogrilles et géotextiles) placés à l'interface entre le sol support et la plateforme granulaire. Par ailleurs, Khoueiry (2020) a montré que la géogrille tricotée placée à mi-hauteur dans la plateforme granulaire, sur un sol compressible (CBR=2), était moins efficace que dans le cas où elle était placée entre les deux couches.

Akond (2012) a noté que pour une plateforme granulaire de faible épaisseur (h=20 cm), positionner le géosynthétique à l'interface est très efficace tandis que pour des couches de forme épaisses (h⩾45 cm), l'emplacement optimal d'une géogrille est au tiers supérieur. Il a aussi montré que la configuration avec un géotextile entre les deux couches et une géogrille dans le tiers supérieur de la couche granulaire apportait une efficacité supérieure à la configuration avec un seul géosynthétique.

1.4. Conclusion

Les diversités de facteurs et paramètres influençant les mécanismes impliqués, ses contributions relatives à l'amélioration de la plateforme et leur dépendance expliquent le besoin de plus d'investigations sur ce sujet.

2. *Contexte scientifique et méthodologie*

Un volet expérimental, constitué des essais sur des plateformes non revêtues renforcées et non renforcées par géosynthétique, et un volet numérique pour mieux appréhender les mécanismes mis en jeu sont menés dans le cadre d'une thèse. Les travaux expérimentaux sont réalisés au sein du laboratoire GEOMAS (INSA de Lyon) et la partie numérique en collaboration avec le laboratoire 3SR de l'UGA. Les performances des renforcements sont testées sous chargement vertical cyclique et sous l'action d'une charge roulante en faisant varier certains des paramètres cités précédemment comme les raideurs du géotextile et l'épaisseur de la couche granulaire. Une partie de cette étude est présentée dans cette publication et comprend quatre essais à la plaque sur des plateformes renforcées et non renforcées par géotextile soumis à des charges verticales cycliques. Ces essais mettent en évidence non seulement l'influence du géotextile sur la réduction de la déformation permanente et des contraintes au toit du sol compressible par rapport aux plateformes non renforcées, mais encore l'effet de la raideur de géotextile sur ces réductions.

3. Principe de l'essai et moyens expérimentaux

L'essai consiste à appliquer un chargement vertical cyclique à une plateforme granulaire renforcée ou non par un géotextile sur un sol support de faible portance. Un banc expérimental de 2 m de long, 1,8 m de large et 1,1 m de haut a été utilisé pour mettre en œuvre une couche de sol compressible de 60 cm d'épaisseur recouverte par une couche granulaire de 30 cm d'épaisseur. Le chargement est appliqué par l'intermédiaire d'un vérin hydraulique sur une plaque de 32 cm de diamètre placée sur la surface de la couche granulaire.

Les cycles appliqués sont présentés à la Figure 1a. La fréquence d'un cycle est de 0,77 Hz. La charge maximale a été choisie pour appliquer une pression équivalente à la pression de contact d'une roue (560 kPa). La route non revêtue est censée supporter 10000 passages ESAL, avec un orniérage maximum de 75 mm selon la norme FHWA (2008). Par conséquent, 10000 cycles sont appliqués sur chaque plateforme testée (Figure 1b).

Trois essais ont été réalisés pendant lesquels des mesures « statiques » du tassement et de contraintes ont été effectuées. Ces mesures ont été initialement enregistrées lors d'interruptions programmées durant les phases de déchargement et de chargement pour des raisons de fréquences d'acquisition. Ces arrêts, notamment durant la première phase de chargement, ont induit un tassement supplémentaire non représentatif du chargement cyclique. Les capteurs de contraintes ont donc été installés sur une centrale d'acquisition disposant d'une grande fréquence d'acquisition (960 Hz) permettant de mesurer l'augmentation de contrainte en phase de chargement sans arrêt du cycle. Seules les mesures sous phases de déchargement se sont faites statiquement pour permettre de stabiliser les mesures de tassement.

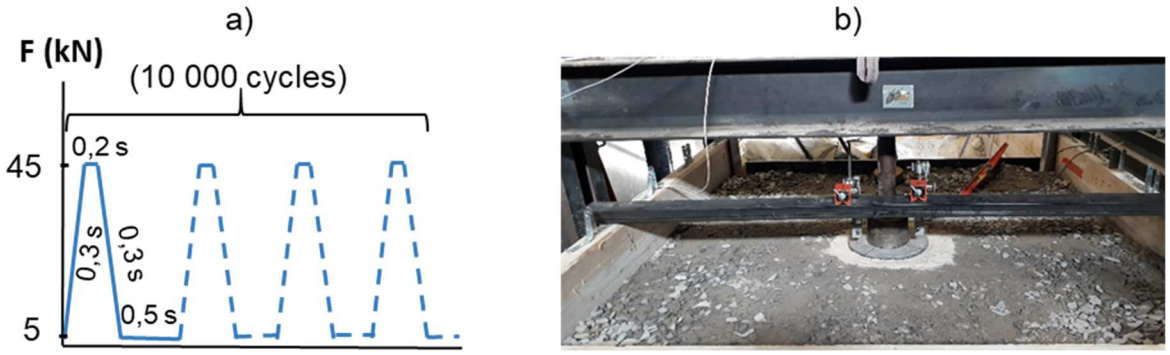


Figure 1: a) Cycles appliqués, b) Configuration de l'essai à la plaque.

4. Matériaux

Le sol compressible artificiel est composé d'un mélange de 20% d'argile de type Kaolinite et de 80% de sable d'Hostun. Des essais de compactage standard « Proctor » ont été effectués pour obtenir la courbe de compactage du sol compressible. La masse volumique sèche maximale était de 1,85 Mg/m^3, ce qui correspond à un taux d'humidité optimal de 10,5%. Une série d'essais CBR en laboratoire pour ce sol a été effectuée à différentes teneurs en eau. Le sol compressible a été compacté à une teneur en eau de 13,0 % pour atteindre une valeur de CBR d'environ 1,0.

Des graves non traitées (GNT 0 / 31,5), mal graduées (Cu=20, Cc=5) ont été utilisées pour constituer la plateforme granulaire. De la même manière que le sol compressible, des essais de compactage « Proctor » et des essais CBR ont été effectués pour les graves en laboratoire. Ces graves sont compactées à une teneur en eau 4% pour obtenir un IPI autour de 20%.

Table 1: Caractéristiques physiques et mécaniques des géotextiles.

Géotextile	$T_{2\%}$ (KN/m)		$T_{3\%}$ (KN/m)		$T_{5\%}$ (KN/m)	
	SP	ST	SP	ST	SP	ST
GTX 1	23,9	26,3	37,3	37,7	61,2	56,3
GTX 2	8,7	27,8	13,0	43,8	23,7	72,5

SP : Sens de production, ST : Sens transversal.

Les deux géotextiles tissés (GTX1 et GTX2) sont composés d'un assemblage de filaments en polypropylène. Les propriétés physiques et mécaniques de ces deux géotextiles ont été fournies par le producteur et sont présentées dans le tableau 1. Le GTX1 est quasi-isotrope dans le domaine des petites déformations car il possède des rigidités à des déformations axiales (2%, 3%) très proches dans le sens production et le sens

transverse. Au contraire le GTX2 est anisotrope, ses rigidités dans le sens transverse sont plus importantes que celles dans le sens de production.

5. Instrumentation

Le système d'instrumentation, illustré dans la figure 2, comprend des capteurs de pression totale, des capteurs de tassement hydraulique et des capteurs de déplacement à visée laser. Les capteurs de pression totale ont été placés au toit du sol de faible portance pour mesurer la répartition des contraintes. La capacité maximale de ces cellules de pression était de 500 kPa, ce qui est supérieur à la contrainte verticale maximale prévue à l'interface entre la plateforme granulaire et le sol compressible. Chaque capteur de tassement est disposé sur un capteur de pression totale. Des capteurs de déplacement à visée laser sont placés au-dessus de la plaque circulaire pour mesurer son enfoncement au cours de l'essai. Ces capteurs ont une plage de mesure entre 0 et 300 mm. Après avoir vérifié qu'il n'y a pas d'effets de bord dans les trois premiers essais, la position des capteurs a été modifiée dans le 4ème essai pour concentrer les mesures dans la zone centrale (Figure 2b).

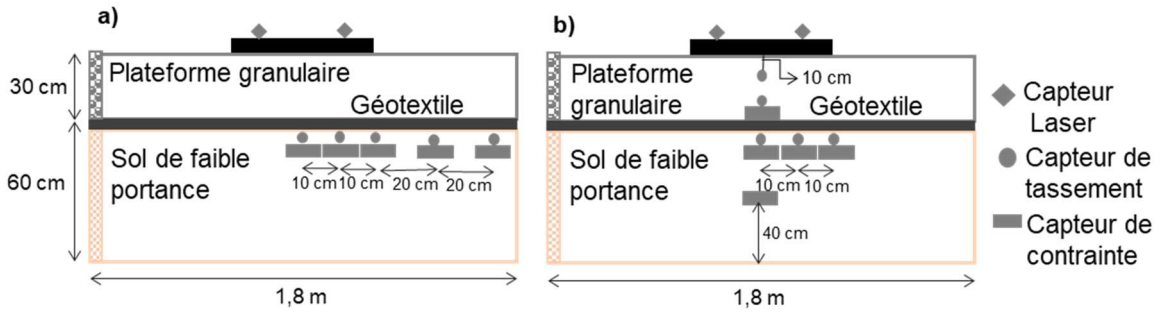


Figure 2: Système d'instrumentation : a) dans les trois premiers essais, b) dans le 4ème essai.

6. Protocole expérimental

Plusieurs protocoles d'installation et de compactage du sol de faible portance ont été testés pour aboutir à une méthodologie fiable et répétable permettant d'obtenir une couche de sol compressible avec un indice CBR de 1. La couche granulaire a été mise en place en 3 sous couches à une teneur en eau de 4%, et chaque sous couche a été compactée à l'aide d'une plaque vibrante.

L'indice CBR du sol de faible portance a été contrôlé par des essais de pénétration statique au cône avant la mise en place de la couche granulaire et après son démontage puisque le compactage de la couche granulaire engendre une augmentation du CBR de la couche superficielle du sol de faible portance. Par ailleurs, des essais de pénétration dynamique au cône ont été effectués dans la plateforme granulaire et le sol de faible portance après compactage. La Figure 3 présente les profils IPI pour 4 essais, estimés à partir du pénétromètre dynamique. Elle traduit une plage de IPI entre 4% et 15% dans la couche granulaire et de CBR autour de 1 dans le sol support. En plus, des essais au compactomètre de Clegg ont été effectués pour vérifier le CBR de la plateforme granulaire et confirmer les mesures déduites du pénétromètre dynamique.

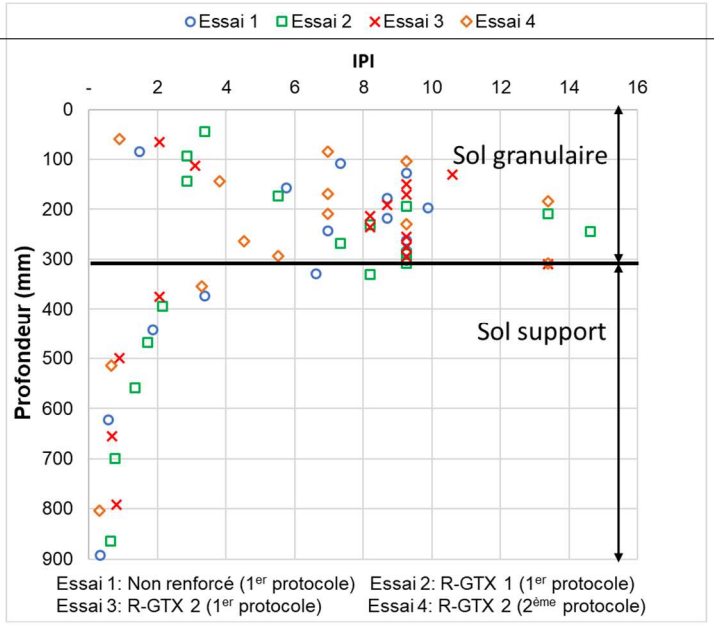


Figure 3: Profils de portance (IPI) des sols en place pour les 4 sections d'essai.

7. Résultats et discussion

La Figure 4 présente l'évolution du tassement de la plaque avec les cycles pour les quatre premiers essais dans les phases de déchargement et montre un premier déplacement d'environ 28 mm (Essai 1 non renforcé), 17 mm (Essai 2 renforcé par GTX 1), 39 mm (Essai 3 renforcé par GTX 2) et 45 mm (Essai 4 renforcé par GTX 2). La différence entre les essais 3 et 4 s'explique par un protocole différent d'application de la charge.

Bien que l'essai 1 ait été stoppé à 1000 cycles à cause d'un tassement excessif de la plateforme amenant le vérin à sa fin de course, l'essai 2, renforcé par le GTX 1, a réduit de 51% le tassement à la surface de la plateforme granulaire par rapport au cas non renforcé à 1000 cycles. Le GTX 2 a réduit, dans une moindre mesure, les tassements de 24% et 33% dans les essais 3 et 4 respectivement à 1000 cycles par rapport au cas non renforcé.

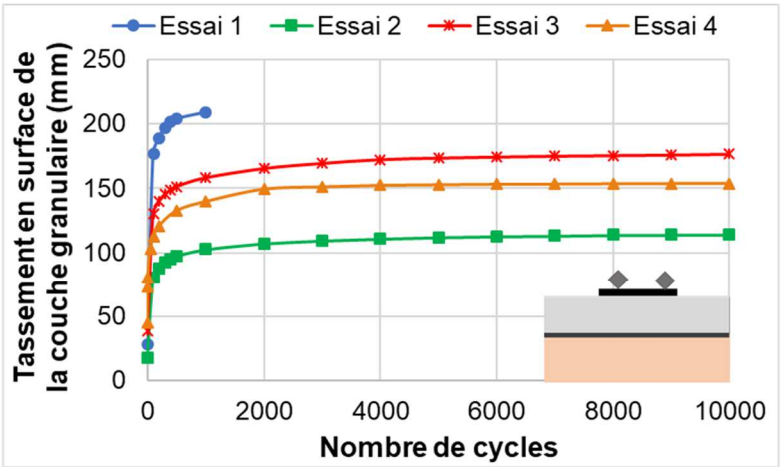
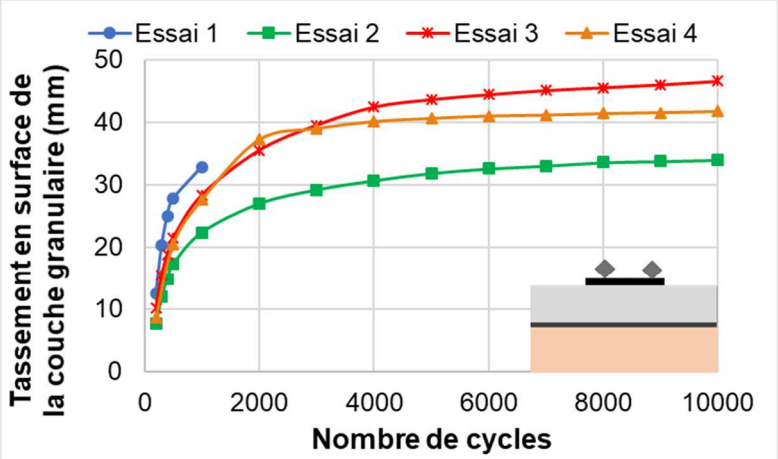


Figure 4: Evolution du tassement de la plaque en fonction des cycles.

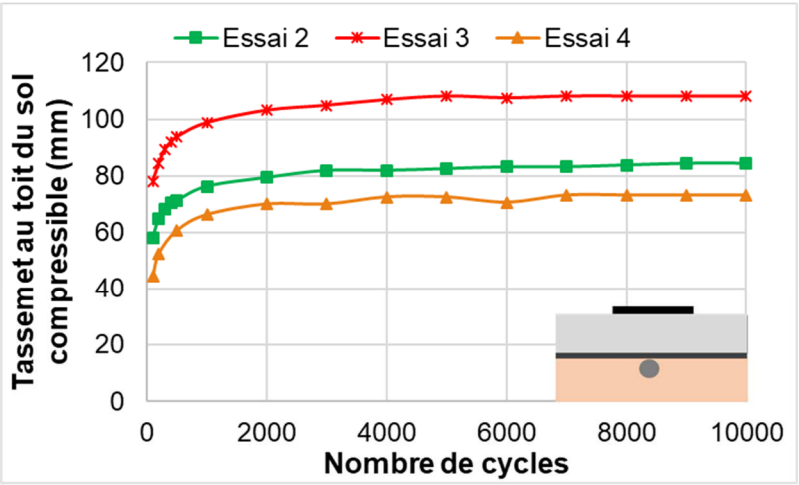
On observe qu'une grande partie du tassement est consommé au cours des 100 premiers cycles. Pour négliger l'influence du tassement initial et comparer les solutions de renforcement sur le comportement à long terme, la Figure 5 présente l'évolution des tassements à partir du 101eme cycle (le tassement a été mis à zero au cycle 100). Bien que l'essai 2 ait été réalisé avec le 1er protocole qui induit des tassements excessifs, la plateforme renforcée avec le GTX 1 a montré la réduction de tassement par rapport à la plateforme non renforcé à 1000 cycles la plus importante (32%) suivie par la plateforme renforcée par le GTX 2 du 2eme protocole (16%) puis par la plateforme renforcée par le GTX 2 du 1er protocole (14%). Par conséquence, la plateforme renforcée par le GTX 1 est celle qui a montré une capacité de réduction du tassement de surface plus importante que celle de la plateforme renforcée par le GTX 2.

La Figure 6 présente l'évolution du tassement sous la plaque au toit du sol compressiblle à partir du 101ème cycle. En comparant les figures 5 et 6, on observe que le tassement total correspond à la somme du tassement du sol compressible pour la plus grande part et dans une moindre mesure de la déformation de la plateforme granulaire.



Essai 1: Non renforcé (1er protocole) Essai 2: R-GTX 1 (1er protocole)
Essai 3: R-GTX 2 (1er protocole) Essai 4: R-GTX 2 (2ème protocole)

Figure 5: Evolution du tassement de la plaque à partir du 101eme cycle.



Essai 2: R-GTX 1 (1er protocole) Essai 3: R-GTX 2 (1er protocole)
Essai 4: R-GTX 2 (2ème protocole)

Figure 6 : Evolution du tassement au toit du sol compressible à partir du 101eme cycle.

8. Conclusion

Cet article présente une étude expérimentale visant à déterminer le comportement des plateformes renforcées par un géotextile et non renforcées reposant sur des sols de faible portance sous chargement cyclique. Le protocole de mise en œuvre permet d'obtenir deux couches du sol homogènes avec des caractéristiques de portance ciblées et reproductibles. Par ailleurs, le protocole d'application de la charge qui a été adopté dans les premiers trois essais a montré un tassement excessif durant les 100 premiers cycles en effectuant des mesures « statiques » du tassement et de contraintes durant les phases de chargement. Cependant la comparaison des résultats des essais 3 et 4, qui sont obtenus avec deux protocoles différents d'application de charges, montre que les résultats après 100 cycles évoluent de manière similaire. Par conséquent, la comparaison entre les essais après 100 cycles reste pertinente.

Les résultats du tassement en surface du sol granulaire et au toit du sol compressible ont montré l'efficacité du renforcement à réduire les tassements par rapport à l'essai non renforcé. Le géotextile isotrope et le plus rigide dans le sens de production (GTX 1) a montré une meilleure efficacité que celle apportée par le géotextile anisotrope (GTX 2).

9. Références bibliographiques

AASHTO (1993). AASHTO Guide for Design of Pavement Structures, pp. II–69.

Akond I. (2012). Laboratory evaluation of geosynthetics to stabilize/reinforced the subgrade/base in unpaved roads. Thesis.

Cuelho E., and Perkins S. (2009). Field investigation of geosynthetics used for subgrade stabilization (No. FHWA/MT-09-003/8193). Montana Dept. of transportation. Research programs.

Cuelho E., Perkins S., Morris Z., (2014). Relative operational performance of geosynthetics used as subgrade stabilization. Report No. FHWA/MT-14-002/7712-251.

FHWA, Federal Highway Administration (2008). "Geosynthetic design and construction guidelines reference manual." FHWA NHI-07-092, U.S. Dept. of Transportation, Federal Highway Administration, Washington, DC.

Hufenus R., Rueegger R., Banjac R., Mayorc P., Springman S.M., Bronnimann R. (2006). Full-scale field tests on geosynthetic reinforced unpaved roads on soft subgrade. Geotextiles and Geomembranes 24 (2006), pp. 21–37.

Giroud J. P. & Han J. (2004). Design method for geogrid-reinforced unpaved roads. II. Calibration and applications. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 130(8), pp.787 - 797.

ISO TC221 WG6 N337 PG5 TR 18228-5 - 18 Dec 2019.

Koueiry N. (2020). Study of granular platforms behaviour over soft subgrade reinforced by geosynthetics: experimental and numerical approaches. Thesis.

Palmeira E.M., Antunes L.G.S. (2010). Large scale tests on geosynthetic reinforced unpaved roads subjected to surface maintenance. Geotextiles and Geomembranes 28 (2010) 547e558.

Qian Y., Han J., Pokharel S.K., Parsons R.L. (2013). Performance of Triangular Aperture Geogrid-Reinforced Base Courses over Weak Subgrade under Cyclic Loading. J. Mater. Civ. Eng. 2013.25:1013-1021.

Sun X., Han J., Kwon J., Parsons R.L., Wayne M.H. (2015). Radial stresses and resilient deformations of geogrid-stabilized unpaved roads under cyclic plate loading tests. Geotextiles and Geomembranes 43 (2015) 440-449.

COMPORTEMENT DES ARGILES GONFLANTES DE TYPE KARAL TRAITEES POUR UNE APPLICATION ROUTIERE

BEHAVIOR OF KARAL TYPE SWELLING CLAYS AFTER TREATMENT FOR ROAD APPLICATIONS

Lemankreo BAKAIYANG[1], Myriam DUC[2], Yasmina BOUSSAFIR[3], Fabien SZYMKIEWICZ[4], Jérémie MADJADOUMBAYE[5]

[1, 5] Université de Yaoundé I, Ecole Nationale Supérieure Polytechnique, Département de Génie Civil, Laboratoire ECM, Yaoundé, Cameroun
[2, 3, 4] Université Gustave Eiffel, IFSTTAR, GERS/SRO, 14-20 boulevard Newton, Champs-sur-Marne, 77447 Marne-la-Vallée, France

RÉSUMÉ – Cette communication présente les résultats du traitement avec un mélange chaux/ciment des argiles gonflantes de type Karal rencontrées dans les régions du Nord Cameroun. Le traitement induit clairement une amélioration des propriétés de ce type d'argile ce qui prouve qu'il est possible d'utiliser durablement ce type de sol en couche de chaussées moyennant certaines dispositions constructives.

ABSTRACT – This paper presents the effects of a mixed cement/lime treatment on a Karal-type swelling clay-rich soil encountered in the regions of North Cameroon. The treatment improved clearly the soil properties, which demonstrates the possible use of such soils in the long term in pavement layers by respecting particular constructive measures.

1. Introduction

Les argiles gonflantes sont connues pour engendrer des phénomènes de retrait et de gonflement à l'origine de la fissuration longitudinale observée sur les routes. Les sols contenant ces argiles sont connues sous des noms locaux tels que « tirs » au Maroc, « black cotton soils » au Nigeria ou « regurs » en Inde, «sols margalithiques » indonésiens ou encore « karal » au Cameroun (ou berbéré). Connus aussi sous le nom de « vertisols », ils couvrent d'après Masse (1992), plus de 257 millions d'hectares des terres immergées et sont selon Dudal (1965) plus concentrés en Inde (72 millions d'ha), suivi du Nord de l'Australie (71 millions ha) puis en Afrique tropicale notamment dans le Grand-Nord Cameroun, le Nigeria, le Soudan, le Tchad, l'Éthiopie, le Kenya, le Zimbabwe, l'Afrique du Sud et la Somalie. D'après les estimations de Magnan (2013), les argiles gonflantes représentent 10% des sols africains. Les argiles gonflantes représentent à ce titre de grandes quantités de matériaux qui peuvent servir de ressources dans le domaine des terrassements afin de réaliser le support de routes revêtues.

Or ces argiles sont jugées comme « nuisibles à la route », aussi faut-il envisager généralement un traitement aux liants hydrauliques de manière à limiter la mise en décharge des couches des sols in situ pour les remplacer par des matériaux apportés avec de meilleures propriétés. Il s'agit par le traitement d'atteindre l'objectif «zéro emprunt, zéro dépôt » et ainsi de minimiser le coût de la construction des chaussées tout en respectant les seuils règlementaires. La solution du traitement aux liants hydrauliques (chaux et/ou ciment) est donc une solution idéale pour atteindre cet objectif. Toutefois, des réserves ont été émises par Diop (2002) quant à cette solution car une fissuration

excessive au niveau des couches de superstructures routières a été observée alors que les matériaux latéritiques à forte argilosité employés ont subi un traitement au ciment.

Les argiles gonflantes de type Karal rencontrées spécifiquement dans le Nord du Cameroun présentent de la même manière une forte argilosité à l'image des sols latéritiques avec lesquels on peut les confondre compte tenu de la couleur de certains karal. Des dégradations de la chaussée sont observées lorsque les sols karal sont stabilisés avec seulement du ciment ce qui est courant dans la région, la chaux et en particulier la chaux vive n'étant pas disponible localement faute de production industrielle. L'absence de chaux couplée au ciment est sans doute en grande partie à l'origine de ce phénomène.

Par ailleurs, pour évaluer de manière plus juste l'efficacité des traitements, il est nécessaire d'étudier le comportement à long terme des sols Karal après de multiples cycles d'humidification/séchage proches des cycles imposés par le climat auquel ces sols sont soumis. En se basant sur la littérature, aucune étude n'a été réalisée pour étudier la durabilité des sols Karal traités au ciment couplée à la chaux (et notamment la chaux éteinte) et ainsi montrer qu'il est réellement possible d'utiliser durablement les sols Karal en couche de chaussée lorsqu'ils sont stabilisés. Cet article a donc pour objectif de démontrer que les sols Karal après traitement peuvent être valorisés en construction routière.

2. Matériaux et méthodes

2.1. Origine du sol testé

Le matériau étudié est un sol de type Karal prélevé à Pitoa (N9°22'31.4" / E13°28'25.2"), une localité située dans la région du Nord Cameroun. Du point de vue minéralogique, ce matériau est constitué en majorité de quartz (19%), de montmorillonite (15,5%), d'illite/muscovite (5,5%) et de kaolinite (20,5%). La chaux utilisée pour le traitement est de 2 types : une chaux vive (CV) (partiellement hydratée et faiblement carbonatée) et une chaux éteinte (CE) faiblement carbonatée toutes deux fabriquées à l'usine ROCA située à Figuil alors que le ciment est un CEMII 32,4R de l'usine CIMENCAM (Figuil) proche de l'usine ROCA (noté Ci).

2.2. Méthodes utilisées

Les essais réalisés en laboratoire ont permis la caractérisation géotechnique, minéralogique et chimique des sols Karal conformément aux normes françaises. Pour ce qui est de la durabilité des traitements de sols appliqués, un protocole a été élaboré. Il consiste en des cycles d'humidification / séchage. Deux types de cycles ont été appliqués à des éprouvettes de dimension 8x16cm compactées à l'optimum Proctor modifié après une cure de 90 j en condition endogène : la méthode des cycles courts utilise un étuvage puis une immersion et la méthode des cycles longs impose une humidité relative lors du séchage des éprouvettes.

La méthode des cycles courts s'inspire de la norme ASTM D559 qui sert de référence dans de nombreuses études sur l'effet des cycles d'humidification/séchage sur la durabilité des sols traités au ciment et/ou à la chaux et des mortiers (Argane, 2013). Pour chaque cycle; on sèche les éprouvettes à une température de 60˚C pendant 2 j à l'étuve avant de les immerger pendant 24 h dans des bacs d'eau à 20ºC.

La méthode des cycles longs s'inspire des travaux de Mehenni (2015) et consiste à sécher les éprouvettes à l'air libre dans une salle réglée à la température de 20˚C pendant 4, 7 et 10 jours selon les cycles (sans imposer une humidité relative de l'air ambiant). Quant à l'humidification des éprouvettes réalisée à 20˚C, l'eau pénètre par remontée

capillaire via une pierre poreuse sur laquelle les éprouvettes sont posées. Un papier filtre permet d'éviter le contact direct entre la pierre poreuse et les éprouvettes. Pour permettre la remontée capillaire jusqu'au sommet de l'échantillon, chaque éprouvette est retournée à mi-cycle. La durée d'humidification est choisie en fonction de l'intensité des pluies dans la zone d'étude, variant de 2 à 8 jours. Cette durée est nécessaire pour atteindre approximativement la teneur en eau initiale du matériau. Les cycles humidification-séchage ont duré au total 5 mois, ce qui représente la durée moyenne de la saison pluvieuse dans le Nord Cameroun. La pluviométrie n'étant pas constante durant toute la saison pluvieuse, on impose une durée variable des cycles. En effet, les pluies sont rares dès leurs deux premiers mois, mais deviennent plus présentes le troisième mois, et enfin violentes les deux derniers mois de la saison. Ces spécificités sont prises en compte lors de la réalisation des cycles humidification-séchage en laboratoire.

Au cours des cycles longs ou courts, plusieurs grandeurs ont été mesurées : la résistance à la compression simple, la perte de masse et la déformation volumique ou la variation d'amplitude de gonflement/retrait.

3. Résultats et discussions

3.1. Effet du traitement mixte chaux/ciment sur les propriétés physiques et géotechniques du Karal

Les résultats ci-après montrent une réduction considérable du gonflement linéaire et de l'indice de plasticité du sol après traitement mais surtout une augmentation de la valeur CBR (portance) de 0,66 à 88,1 et de 0,66 à 93 après un traitement mixte chaux hydratée/ciment ou chaux vive/ciment.

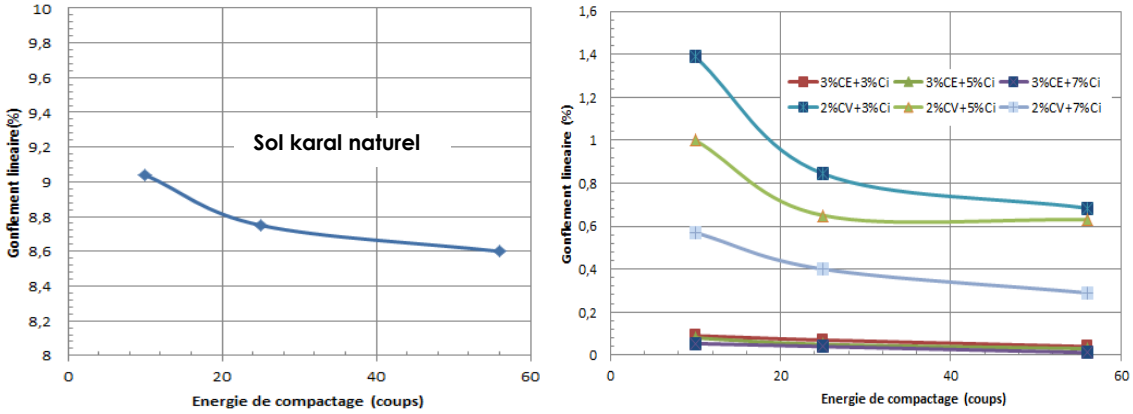


Figure1. Effet du traitement sur le gonflement linéaire du Karal
(CE : chaux éteinte, Ci : ciment et CV : chaux vive)

Tableau 1 : Evolution de l'Indice de plasticité et CBR après traitement mixte chaux/ciment

Grandeurs	Karal naturel	Karal+2% CV+3%Ci	Karal+2% CV+5%Ci	Karal+2%CV +7%Ci	Karal+3%CE +3%Ci	Karal+3%CE+5 %Ci	Karal+3%C E+7%Ci
IP	31,1	13,5	13,2	12,8	18,2	17,1	15,3
CBR	0,66	66	71,5	93	58,2	61,4	88,1

Contre toute attente, on note en particulier un effet bénéfique de la chaux éteinte pourtant moins réactive que la chaux vive sur le gonflement linéaire qui est 8,6-9% sur le sol non traité à différentes énergies de compactage à une valeur inférieure à 0,1%. Ce phénomène s'explique par l'effet filler de la chaux éteinte qui réduit la capacité de l'eau à

pénétrer dans les sols traités contrairement à la chaux vive dont l'effet floculant est plus important.

3.2. Effet du traitement mixte chaux/ciment sur la résistance à la compression

Du point de vue mécanique, la résistance à la compression simple Rc sur la Figure 2 augmente avec l'ajout de ciment et avec le temps de cure, jusqu'à atteindre des valeurs de 2,7 MPa et 3,8 MPa après 90 jours après un traitement à la chaux éteinte/ciment et chaux vive/ciment, respectivement (Bakaiyang et al, 2021).

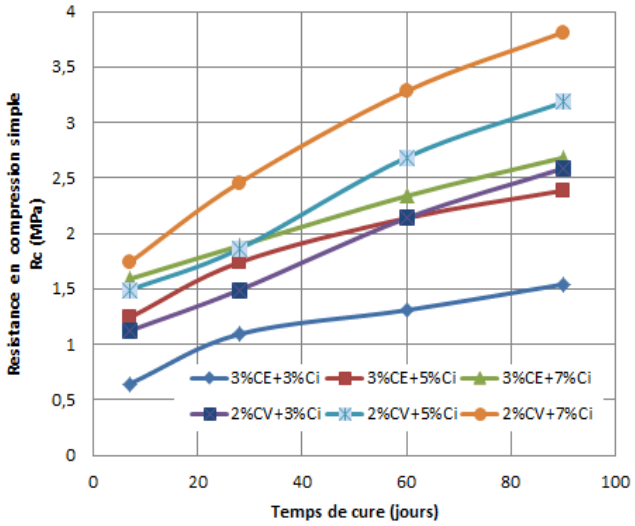


Figure 2. Effet du traitement mixte chaux/ciment sur la résistance à la compression simple

Par ailleurs, le critère de traficabilité (Rc ≥1MPa) est atteint avant 7 jours de cure pour les sols Karal traités, à l'exception du traitement à 3% de chaux hydratée/3 % de ciment, pour lequel le critère de traficabilité est obtenu après 26 jours. Enfin, selon le GTS/GTR, le sol Karal testé après traitements apparait résistant à l'immersion (Bakaiyang et al, 2021).

3.3. Effet des cycles sur le comportement du sol Karal après traitement mixte chaux/ciment

3.3.1. Evolution de la résistance à la compression au cours des cycles

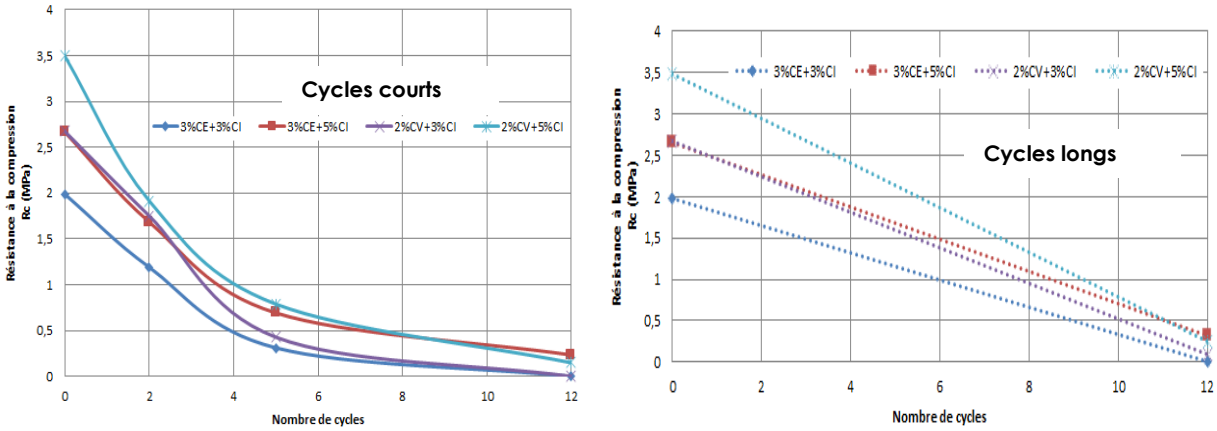


Figure 3. Evolution de la résistance à la compression simple en fonction des cycles

La Figure 3 montre l'évolution de la résistance à la compression simple au cours des cycles. Une diminution de la Rc apparait clairement après 2, 5 ou 12 cycles (courts ou longs) quel que soit le traitement. Apres 12 cycles, les éprouvettes atteignent dans tous les cas des Rc < 0,5 MPa. L'augmentation du ciment semble agir de manière favorable

sur les Rc sans pour autant empêcher la dégradation des propriétés selon une tendance commune à tous les mélanges alors que l'impact de la chaux vive et de la chaux éteinte utilisées dans cette étude reste plus difficile à décrire.

Ces résultats sont en accord avec ceux de Mehenni (2015) et De Baecque (2019) qui associent cette diminution à une dégradation progressive de la microstructure des éprouvettes au contact de l'eau. Cette diminution de la résistance à la compression au cours des cycles devrait être prise en compte dans le dimensionnement, par notamment des dispositifs de type drainage pour éviter ou maitriser l'humidification excessive.

3.3.2. Evolution de la déformation volumique au cours des cycles

L'évolution de la déformation volumique (ΔV/V) au cours des cycles est montrée sur la Figure 4.

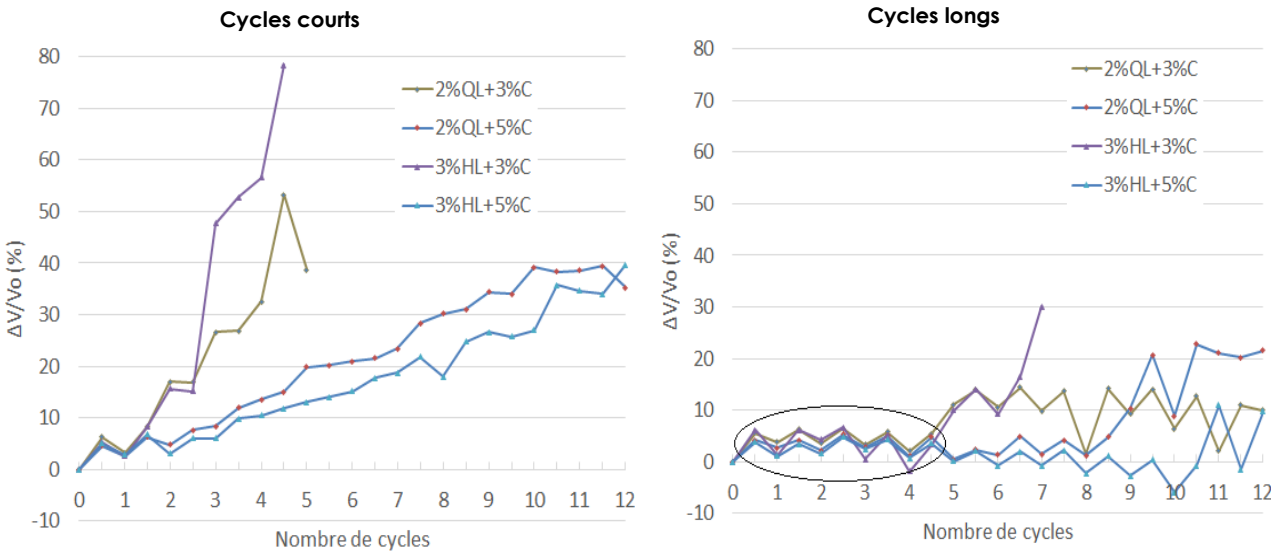


Figure 4. Evolution de la déformation volumique des sols Karal traités en fonction des cycles (cycles courts et cycles longs)

La déformation volumique des éprouvettes soumises aux cycles courts augmente de manière progressive et rapide jusqu'à atteindre 78,4% pour le traitement à 3%CE+3%Ci et 53,2% pour celui à 2%CV+3%Ci. Cette déformation est atteinte en moins de 6 cycles et ne semble pas stabilisée. La variation volumique des sols traités à 3%CE+5%Ci et 2%CV+5%Ci évolue de manière plus lente et après 12 cycles, elle semble se stabiliser autour de 40%. Là encore, le comportement semble plus fortement relié à la teneur en ciment (qui remplit les pores) qu'à la teneur en chaux éteinte ou chaux vive qui finalement jouent des rôles assez similaires dans ce cas. Ces résultats sont en accord avec ceux de Packard et al. (1963) qui associent la variation volumique au cours des cycles à la nature du traitement du sol.

Concernant la déformation volumique des éprouvettes soumises aux cycles longs, elle évolue de manière prononcée en dent de scie entre les phases de séchage et d'humidification et au niveau de la succession des cycles. L'évolution quasi-constante pendant les cinq premiers cycles s'explique par la quasi-absence de pertes de matière au niveau des éprouvettes. Les cycles longs sont moins agressifs initialement que les cycles courts. Cependant, au-delà de 5 cycles, la dégradation des éprouvettes ne contenant que 3% de ciment débute et elle est liée à l'augmentation de la durée d'humidification qui passe de 4 à 7 jours.

3.4. Application en construction routière

Deux approches sont utilisées pour valoriser les sols traités en construction routière : l'approche du guide du CEBTP utilisée pour les sols et l'approche décrite dans le GTR/GTS.

3.4.1 Approche du CEBTP

Le Tableau 2 récapitule les critères utilisés par le CEBTP pour une utilisation en couche de chaussées des sols à l'état naturel, ainsi que les résultats obtenus sur les échantillons de sol Karal naturel et de sols traités avec différentes teneurs en chaux (vive ou éteinte) et en ciment. On note que:

- Le sol Karal naturel ne peut être utilisé ni en plate-forme, compte tenu de son gonflement linéaire très élevé (>2%), ni en couche de forme ou fondation compte tenu de la non-satisfaction de la plupart des critères fixés par le CEBTP ;
- Apres traitement mixte aux différentes teneurs en chaux (vive/éteinte) et ciment, on observe :
    - Une diminution de l'indice de plasticité de 31,1 jusqu'à une valeur de 12,8 pour un traitement à 2% de chaux vive et 3% de ciment ;
    - Une diminution du gonflement linéaire de 8,7% à 0,04% après un traitement à 3% de chaux éteinte et 7% de ciment ;
    - Une augmentation de la portance CBR du Karal de 0,88 à 93 après traitement à 2% de chaux vive et 7 % de ciment ;
    - Une augmentation graduelle de la densité sèche maximale, de la teneur en eau optimale et du pourcentage du passant à 80µm.

Tableau 2. Synthèse des caractéristiques des sols Karal obtenus avant et après traitement

Critères imposés par le CEBTP pour une valorisation des sols en couche de chaussée		**Résultats obtenus avant et après traitement du Karal**						
		Karal Naturel	**Karal+2% CV+3%Ci**	**Karal+2% CV+5%Ci**	**Karal+2% CV+7%Ci**	**Karal+3% CE+3%Ci**	**Karal+3% CE+5%Ci**	**Karal+3% CE+7%Ci**
Plate-forme	**I_P<40**	31,1	13,5	13,2	12,8	18,2	17,1	15,3
	w_L<70	67,1	42,6	42,5	38	61,1	44,9	41,8
	GL<2%	8,75	0,844	0,65	0,4	0,07	0,05	0,04
	MO<3%	0,71	NM	NM	NM	NM	NM	NM
Couche de	**CBR>5**	0,66	66	71,5	93	58,2	61,4	88,1
	I_P<20	31,1	13,5	13,2	12,8	18,2	17,1	15,3
	P_{80}<35	93,9	94,80	95,50	95,70	94,50	94,70	95,30
Couche de fondation	**1,9<ρ_{dmax}<2,1**	1,66	1,68	1,69	1,71	1,70	1,74	1,75
	7<W_{opt}<13	17	19,95	20,6	20,9	18,24	19,68	20,56
	CBR>30	0,66	66	71,5	93	58,2	61,4	88,1
	10<P_{80}<35	93,9	94,80	95,50	95,70	94,50	94,70	95,30
	5<IP<20	31,1	13,5	13,2	12,8	18,2	17,1	15,3

Les valeurs satisfaisantes obtenues après le traitement du sol Karal ainsi que la démonstration de la durabilité des sols traités soumis à des cycles d'humidification-séchage répétés, vont dans le sens d'une possible utilisation des sols karal en construction routière.

Cependant, d'après le guide CEBTP (guide par excellence d'utilisation des sols en construction routière au Cameroun), on ne peut pas conclure 'réglementairement' si les sols Karal traités peuvent ou non être utilisés en construction routière. En effet, ce guide ne définit pas les caractéristiques physico-mécaniques minimales à atteindre post traitement (propriétés initiales) ou après des cycles de dégradation (évolution des propriétés au cours du temps) des argiles gonflantes traitées pour une valorisation en construction routière. A cet égard, le guide du CEBTP devrait être enrichi de nouvelles

pratiques au niveau des tests en laboratoire complétés par des tests in situ pour validation.

3.4.2 Approche du GTR/GTS

Selon l'approche du GTR/GTS, on note :

- Le laps de temps de cure autorisant la circulation au jeune âge : la couche de chaussée peut être circulée dès que Rc≥1MPa. Cette valeur est atteinte à 7 jours pour tous les échantillons de sols Karal traités sauf celui traité à 3%CE+3%Ci dont la valeur minimale de Rc≥1MPa a été atteinte à 26 jours ;
- La résistance à l'immersion est appréciée par le rapport R'_{c60}/R_{c60} (R'_{c60} est la résistance à la compression simple mesurée après 28 jours de cure normale suivi de 32 jours d'immersion et R_{c60} est la résistance à la compression mesurée après 60 jours de cure normale). Ces valeurs sont données par le Tableau 3.

Tableau 3 : Valeurs de Résistance à la compression avec ou sans immersion

Paramètres	**Temps de cure (jours)**	**3%CE +3%Ci**	**3%CE +5%Ci**	**3%CE +7%Ci**	**2%CV +3%Ci**	**2%CV +5%Ci**	**2%CV +7%Ci**
Rc sans immersion (MPa)	7 jrs	0,64	1,24	1,59	1,12	1,49	1,74
	28 jrs	1,09	1,74	1,89	1,49	1,86	2,46
	60 jrs	1,31	2,14	2,34	2,14	2,68	3,28
	90 jrs	1,54	2,39	2,68	2,58	3,18	3,81
R'c après immersion (MPa)	3 jrs +4 eau	0,55	0,89	1,15	0,66	1,09	1,40
	21 jrs +7 eau	0,89	1,19	1,79	0,99	1,39	2,19
	28 jrs +32 eau	1,19	1,31	1,89	1,39	1,66	2,62
$R'c_{60}/ Rc_{60}$	--	**0,91**	**0,61**	**0,81**	**0,65**	**0,62**	**0,80**

Or les conditions favorables pour obtenir une résistance à l'immersion correspondent à un rapport R'_{c60}/R_{c60} supérieur à 0,6 ou 0,8 pour les sols avec Vbs > 0,5 g / 100 g ou Vbs ≤ 0,5 g / 100 g, respectivement. Au regard de la valeur de Vbs estimée à 7,2 g / 100 g du sol karal testé et des rapports R'_{c60}/R_{c60} supérieurs à 0,6 (ou très proches de 0,6) pour les échantillons traités à la chaux et au ciment du Tableau 3, les sols Karal traités quel que soit le traitement sont considérés comme résistants à l'immersion.

4. Conclusion

Cette communication avait pour objectif d'étudier le comportement des argiles de type Karal provenant de la région du Nord Cameroun, traitées pour des applications en construction routière. Il ressort que les sols Karal sont composés en majeure partie par des argiles gonflantes (montmorillonite) et se caractérisent par une portance très faible (CBR=0,66). Un traitement mixte chaux (vive et éteinte) avec du ciment a été testé ce qui a permis de réduire considérablement l'indice de plasticité et le gonflement linéaire des éprouvettes de sol, tout en augmentant de manière importante la valeur CBR (portance) et de la résistance à la compression simple Rc. Outre les performances à atteindre après le traitement et un certain nombre de jours de cure, aucun test de durabilité (évolution des performances sous sollicitation climatique) n'est considéré dans les guides habituellement appliqués. Cette absence de test ne permet pas d'apprécier sur le long terme la tenue des sols ce qui peut expliquer la survenue de dégradations prématurées sur des chaussées.
Dans le cadre de la présente étude, la durabilité évaluée sur des cycles humide/sec selon deux protocoles a permis de mieux appréhender l'effet des traitements. Selon le type de cycle (long ou court) utilisé, une détérioration plus ou moins rapide des éprouvettes est observée, ce qui démontre une résistance au contact de l'eau plus ou moins marquée.

Les cycles courts (accélérés et agressifs) altèrent plus fortement et rapidement les éprouvettes contrairement aux cycles longs. On note également que l'ajout de ciment semble être le paramètre déterminant sur la résistance à la dégradation. Plus la teneur en liant est élevée, plus les dégradations sur les éprouvettes sont faibles et/ou retardées dans leur apparition alors que l'ajout de chaux éteinte ou vive (dont les caractéristiques sont spécifiques à cette étude) est moins impactant. La présence de chaux reste toutefois nécessaire pour obtenir les performances escomptées.

Les résultats obtenus au cours des cycles montrent donc qu'il serait possible d'utiliser durablement en couches de chaussées les sols Karal traités moyennant certaines dispositions constructives. Les résultats varient en fonction du protocole des cycles appliqués aussi pour compléter les guides existants, il serait nécessaire d'introduire des essais de durabilité avec un protocole propre au contexte climatique où le projet de chaussée doit être implanté.

5. Références bibliographiques

Argane R. (2013). Valorisation des rejets miniers à faible teneur en sulfures comme granulats pour mortiers. Thèse de doctorat en chimie, INSA Lyon.

ASTM-D559 (2003). Standard Test Methods for wetting and drying compacted soil-cement Mixtures.

Bakaiyang L., Madjadoumbaye J., Boussafir Y., Szymkiewicz F., Duc M. (2021). Re-use in road construction of a Karal-type clay-rich soil from North Cameroon after a lime/cement mixed treatment using two different limes, Case Studies in Construction Materials, vol 15, doi: https://doi.org/10.1016/j.cscm.2021.e0062606.

CEBTP(1984). Guide pratique de dimensionnement des chaussées pour les pays tropicaux, Ministère des Relations Extérieures, Coopération et Développement, France.

De Baecque M. (2019).Caractérisation multi-physique de la durabilité d'un sol traité à la chaux pour une application aux digues maritimes. Thèse en vue de l'obtention du grade de Docteur, Université Paris Est, 231p

Diop M. (2002). Conception des structures routières sur Marnes et argiles gonflantes. Études de cas : Bargny-Diamniadio. Mémoire en vue de l'obtention du Diplôme d'Ingénieur de Génie Civil, Université Tcheikh Anta Diop de Dakar, Sénégal, 80p.

Dudal R. (1965). Suelos arcillosos oscuros de las regiones tropicales y subtropicales. FAO. 170 p.

GTR (1992). Guide technique pour la réalisation des remblais et des couches de forme», Editions de SETRA-LCPC. Fasc. I : Principes Généraux, 98 pages, réf. D9233-1. Fasc. II : Annexes techniques, 102 pages, réf. D9233-2.

GTS (2000). Guide technique « Traitement des sols à la chaux et/ou liants hydrauliques. Application à la réalisation des remblais et couche de forme », LCPC-SETRA (Paris-Bagneux) jean 2000. 240p.

Magnan J.P. (2013). Panorama des sols gonflants en géotechnique. Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, N°280-281 pp. 85-103.

Masse D. (1992). Amélioration du régime hydrique des sols dégradés en vue de leur réhabilitation. Cas des vertisols du Nord-Cameroun. Thèse en vue de l'obtention du grade de Docteur, Institut National Polytechnique de Toulouse, France, 187p.

Mehenni A. (2015). Comportement hydromécanique et érosion des sols fins. Thèse en vue de l'obtention du Grande de Docteur, université de Lorraine, France, 213p.

Packard R.G., & Chapman G.A. (1963). Developments in durability testing of soil-cement mixtures. Highway Research Record 36, pp.97–123.

PROJET DE REMPIETEMENT DU QUAI TERMINAL CROISIERE RIVE DROITE (TCRD) A ROUEN

DOCK ENCROACHEMENT OF THE TERMINAL CROISIERE RIVE DROITE (TCRD) PIER IN ROUEN

Amine BEN YUSEF[1], Soizic KERFONTAIN[1], Jérôme VETILLARD[2]
[1] GEOS INGENIEURS CONSEILS, Rueil-Malmaison, France
[2] HAROPA Port, Rouen, France

RÉSUMÉ – Le projet de rempiètement du quai Terminal Croisière Rive Droite (TCRD) à Rouen fait partie des opérations pour le réaménagement des anciens quais afin de leur permettre d'accueillir des navires de plus grande taille. Les principaux travaux comprennent l'approfondissement de la souille et le renforcement de l'arrière du quai par des micropieux. Cette communication présente l'étude géotechnique de conception du quai renforcé, menée à l'aide d'une modélisation en éléments finis.

ABSTRACT – The layout of the TCRD pier in Rouen is part of several operations destined to old piers in order for them to be able to welcome larger ships. The main works include deepening the trench and reinforcing the back of the pier with micropiles. This paper presents the geotechnical design study of the reinforced pier, led by finite element modelling.

1. Introduction

Le quai TCRD à Rouen, construit il y a plus d'un siècle, nécessite de nombreux aménagements afin de pouvoir accueillir des navires avec un gabarit plus imposant. Ces opérations incluent entre autres l'approfondissement de la souille de 2 m environ et le prolongement du quai en sa partie arrière avec la réalisation d'une dalle en béton fondée sur deux files de micropieux.

L'étude menée sur l'ouvrage projeté consiste à s'assurer de la stabilité de pente sous le quai suite à l'approfondissement de la souille, à estimer les efforts générés dans les éléments structurels par ces travaux et à les comparer aux sollicitations initiales de l'ouvrage.

Au vu de la complexité de la structure, une modélisation aux éléments finis a été initiée afin notamment de pouvoir étudier et comparer le comportement du quai avant et après les opérations de renforcement et d'adaptation.

Cette étude est présentée par la suite avec les résultats obtenus par le calcul mené à l'aide du logiciel ZSoil.

2. Présentation générale du projet

2.1. Description de l'ouvrage

Le Terminal Croisière, destiné à l'accueil de paquebots de croisières maritimes fluviaux, se trouve au sud de Rouen, au pied du pont Flaubert, et s'étend sur un linéaire de 250 m au droit du quai Richard Waddington, situé sur la rive droite de la Seine.

L'ouvrage TCRD existant, réalisé en 1911 puis allongé en 1923, est composé d'un mur de quai constitué de caissons en maçonnerie fondés sur des pieux bois, et d'une plateforme en remblais supportée par un platelage en bois, fondé également sur des pieux bois. Les modifications des conditions de marnage de la Seine ont accéléré les dégradations des structures en bois et ont conduit le port de Rouen à limiter les capacités de ces ouvrages et

à mener des travaux de sécurisation dans les années 1990. Ces travaux ont constitué en la réalisation de pieux STARSOL® à l'arrière du platelage bois, complétés de deux files de micropieux scellés dans le caisson en maçonnerie à l'avant du quai et d'une dalle en béton armé.

Les limitations d'emprises foncières et les objectifs de réduction d'impact environnemental de l'activité conduisent HAROPA – Port de Rouen à valoriser ces ouvrages déclassés pour permettre le développement du port. Afin d'accueillir des navires et des outillages de plus grande taille, tout en assurant la sécurisation du terre-plein et la pérennité du quai existant, des travaux de rempiètement sont prévus et comprennent (cf. Figure 1) :

- l'approfondissement de la souille de 1 mètre,
- le réalignement du quai, par la réalisation en partie avant du mur de quai d'un nouveau front d'accostage en béton fondé sur deux files de pieux métalliques battus,
- la création dans le terre-plein d'une dalle béton indépendante fondée sur 2 files de micropieux.

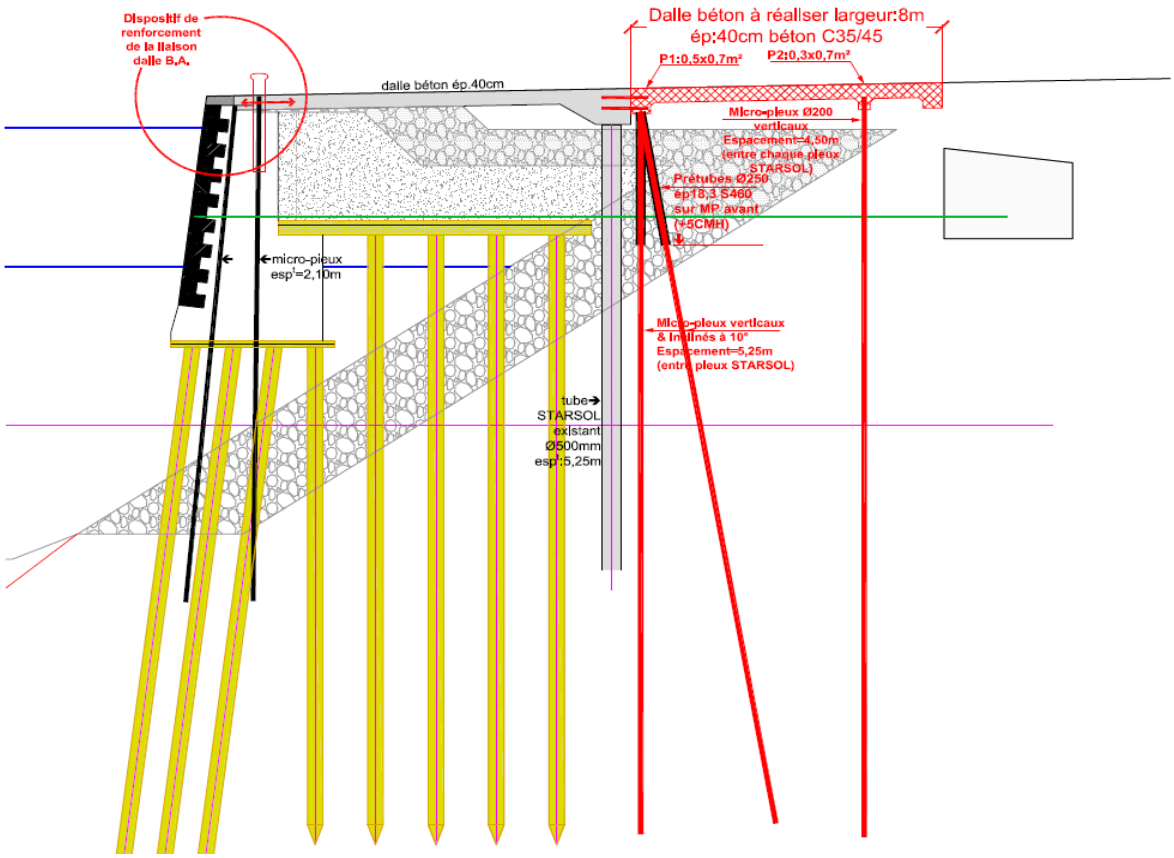


Figure 1. Plan du quai TCRD à l'état projeté après son renforcement par 2 files de micropieux

2.2. Contexte géotechnique

Le site d'étude, situé sur la presqu'île du Musoir, s'inscrit dans un contexte géologique de l'ouest du bassin sédimentaire parisien, caractérisé par une succession de formations alluvionnaires :

- la formation des alluvions modernes, de dominance limoneuse avec une éventuelle présence de graves, de sables et d'argiles,
- la formation des alluvions anciennes, provenant des silex de la craie, de nature graveleuse et sableuse.

Le substratum crayeux est situé à plus de 15 m sous le niveau du quai, altéré en sa partie supérieure sur une épaisseur de 1 à 4 m.

Tableau 1. Modèle géotechnique au droit du quai TCRD

Formation	Base (CMH)	γ (kN/m³)	c_u (kPa)	C' (kPa)	Φ' (°)	E_M (MPa)	Pl* (MPa)
Remblais	+5,2	19	-	0	30	4	0,5
Remblais crayeux	-	18	-	0	40	-	-
Alluvions modernes	-2,6	15	32	10	20	1,5	0,4
Alluvions anciennes	-6,3	20	-	0	35	10	1,5
Craie altérée	-9,9	20	-	10	35	15	1,5
Craie saine	-	20	-	20	35	50	4

Le site a connu de nombreuses campagnes de reconnaissances entre 1992 (lors des travaux de sécurisation) et 2021, comprenant entre autres des sondages carottés, des sondages pressiométriques et des sondages au pénétromètre statique (CPT). Des essais en laboratoire sur échantillons intacts ont également était réalisés.
L'interprétation de l'ensemble des sondages a permis d'établir le modèle géotechnique donné au tableau 1.

Les alluvions et la craie altérée possèdent des paramètres pressiométriques faibles, avec E_M < 15 MPa et pl* < 1,5 MPa. La craie saine est nettement plus dure, avec un module pressiométrique moyen E_M = 50 MPa et une pression limite moyenne pl* = 4 MPa.

Les essais en laboratoire mettent en évidence des paramètres de cisaillement reflétant la description de chaque formation, des alluvions modernes plus cohérentes de par leur nature limoneuse, et des alluvions anciennes plutôt frottantes. Les craies témoignent d'une cohésion et d'un angle de frottement élevés.

En plus des formations en place, les sondages ont mis en évidence sur une épaisseur importante les remblais du quai, formés de sables graveleux ou de graves et blocs de silex dans une matrice finement sableuse. Ils ont aussi traversé un masque en remblai crayeux mis en œuvre sur la pente du talus sur une épaisseur d'environ 1,6 m, composé de blocs de craie indurée et de silex et d'une matrice argileuse.

3. Etude de stabilité du quai

3.1. Principe de l'étude

L'étude de stabilité menée a pour but de vérifier le gain de sécurité obtenu vis-à-vis du grand glissement entre l'état actuel et l'état projeté du quai. La configuration complexe de l'ouvrage, composé d'un grand nombre d'éléments structurels en interaction, a conduit à s'orienter sur une modélisation aux éléments finis avec le logiciel ZSoil.

Le mode de calcul de stabilité de ZSoil est basé sur le critère de Mohr-Coulomb (figure 2), en supposant que la cohésion et l'angle de frottement du sol sont réduits d'un facteur SF que l'on incrémente jusqu'à ce que la stabilité générale ne soit plus assurée. On admet donc que le facteur de sécurité est le plus grand facteur SF avant la divergence du modèle.

Algorithm:

1. set $c^* = \frac{c}{\mathrm{SF}}$, $\tan\phi^* = \frac{\tan\phi}{\mathrm{SF}}$
2. increase SF until instability occurs

Figure 2. Principe du calcul ZSoil

Il s'agit d'un modèle 2D plan, où le quai est modélisé suivant un maillage approprié, qui s'affine au niveau des intersections entre les différents éléments du quai et reste plus grossier aux extrémités. La modélisation a été effectuée sur trois profils du quai, nommés G, K1 et K2 :

- Le profil G a une souille actuelle au niveau -4,50 CMH. A l'état projeté elle est approfondie à -5,50 CMH. La dalle béton à réaliser derrière le quai aura une largeur de 8 m, et sera liée à deux files de micropieux. Dans la file avant s'intercalent des micropieux verticaux et inclinés à 10°, espacés de 5,25 m. La file arrière est composée uniquement de micropieux verticaux espacés de 5,25 m. Tous les micropieux ont un diamètre de 200 mm pour longueur de 20 m, et contiennent un tube métallique de 139 mm de diamètre et de 10,5 mm d'épaisseur. Cette section du quai sera sollicitée par un effort d'amarrage estimé à 24 kN/ml.
- Le profil K1 correspond à une souille au niveau -6,50 CMH. Les éléments de renforcement sont les mêmes que pour le quai G, mais l'espacement entre les micropieux est réduit à 4,5 m. L'effort d'amarrage est t égal à 48 kN/ml.
- Le profil K2 est identique au profil K1, sauf pour les micropieux inclinés de la file avant qui ont une inclinaison de 30° et qui s'insèrent tous les 9 m dans la fille avant de micropieux verticaux espacés entre eux de 4,50 m.

La disposition des micropieux pour les trois profils est présentée en figure 3.

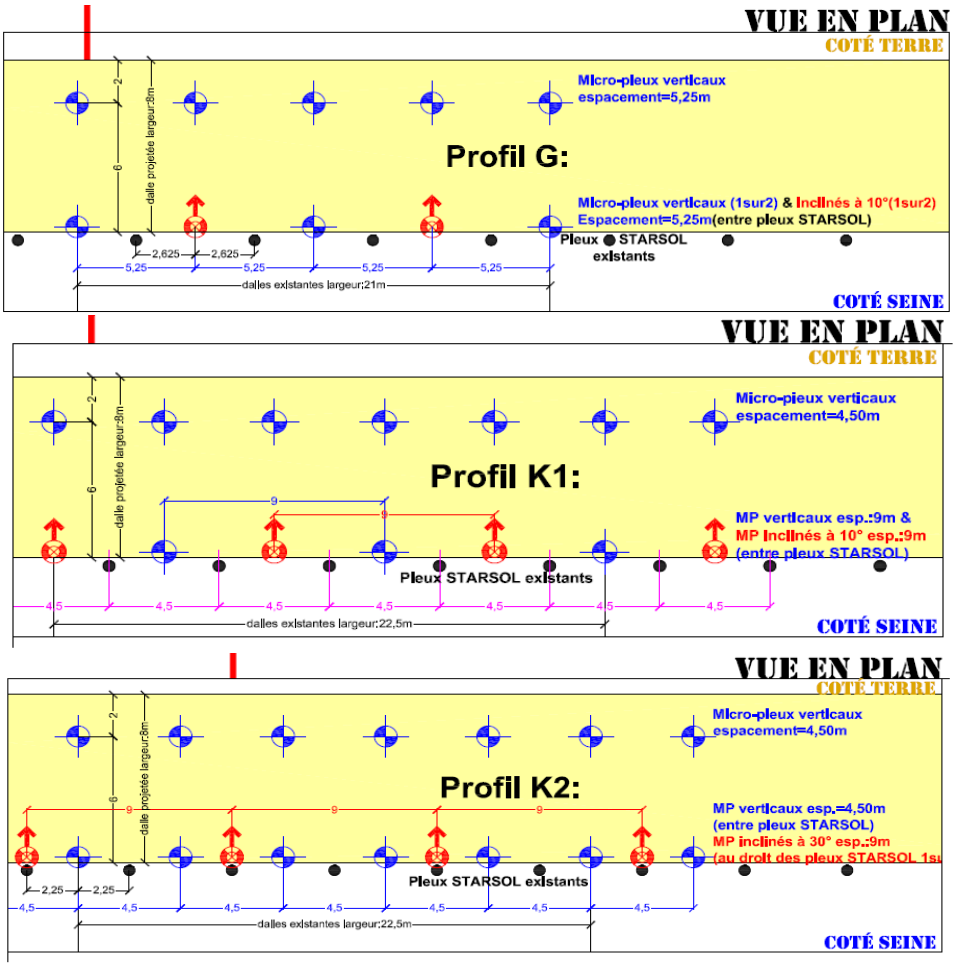


Figure 3. Disposition des micropieux pour les profils G, K1 et K2 du quai TCRD

Les niveaux d'eau considérés sont basés sur une étude piézométrique réalisée au niveau du quai TCRD. Les trois situations retenues pour l'étude sont : Haute Eau Equilibre (Nappe et Seine à 8,40 CMH), Basse Eau Transitoire (Nappe à 5,00 CMH, Seine à 4,00 CMH) et Haute Eau Transitoire (Nappe à 7,40 CMH, Seine à 8,40 CMH).

3.2. Résultats de l'étude

Le calcul est lancé sur ZSoil en incrémentant le facteur SF par pas de 0,05 jusqu'à ce que le modèle diverge, et ceci pour l'ensemble des cas de calcul à l'état actuel et l'état final.

Tableau 2. Résultats du calcul de stabilité sur ZSoil (facteur de sécurité)

Profil G			
	Haute eau équilibre	Basse eau transitoire	Haute eau transitoire
Etat actuel	1,20	1,10	1,20
Etat projeté	1,50	1,35	1,60
Gain	25%	23%	33%
Profil K1			
	Haute eau équilibre	Basse eau transitoire	Haute eau transitoire
Etat actuel	1,05	1,00	1,10
Etat projeté	1,20	1,10	1,25
Gain	14%	10%	14%
Profil K2			
	Haute eau équilibre	Basse eau transitoire	Haute eau transitoire
Etat actuel	1,05	1,00	1,10
Etat projeté	1,20	1,20	1,35
Gain	14%	20%	23%

Les résultats, synthétisés dans le tableau 2, montrent que le gain de sécurité est supérieur à 10% entre l'état initial et l'état projeté pour l'ensemble des cas étudiés. Il est également possible d'apprécier l'évolution du cercle de glissement du sol autour du quai sur l'interface des résultats de la modélisation ZSoil, comme illustré sur la figure 4.

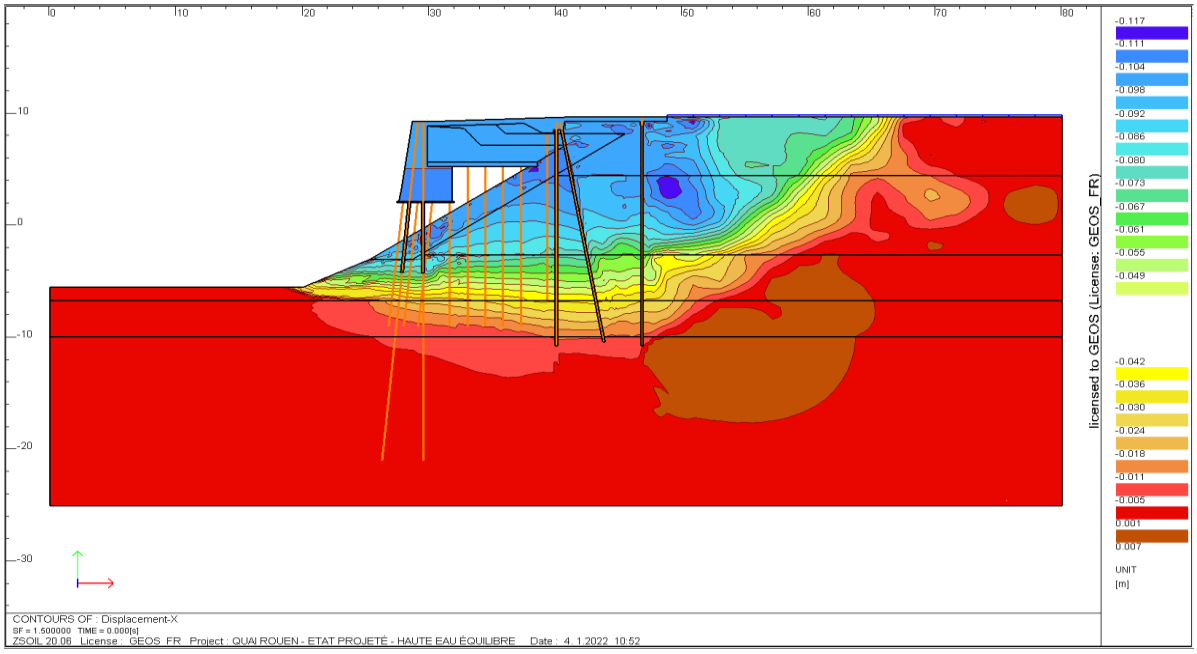


Figure 4. Cartographie des déplacements horizontaux au niveau du profil G à l'état projeté

4. Vérification des éléments structurels du quai

4.1. Pieux STARSOL®

Les micropieux ajoutés à l'arrière du quai vont contribuer à reprendre en partie les charges appliquées au quai et ainsi éviter que les pieux existants Starsol® soient sollicités au-delà de leurs résistances limites à l'état projeté, voir même moins par rapport à l'état initial. Sur ZSoil, il est possible de vérifier et comparer ces sollicitations au niveau des différents éléments structurels représentés dans le modèle.

Le tableau 3 synthétise les valeurs de moments se développant dans les pieux STARSOL®. La comparaison de ces valeurs entre l'état initial et l'état final montre que les pieux sont bien moins sollicités une fois les micropieux ajoutés, permettant ainsi de soulager ces pieux et réduire le moment fléchissant.

Tableau 3. Moments maximaux dans les pieux STARSOL® en kN.m

Profil G			
	Haute eau équilibre	Basse eau transitoire	Haute eau transitoire
Etat actuel	124,7	137,4	170,3
Etat projeté	17,7	25,4	14,6
Profil K1			
	Haute eau équilibre	Basse eau transitoire	Haute eau transitoire
Etat actuel	160,9	215,9	160,3
Etat projeté	24,3	24,1	30,8
Profil K2			
	Haute eau équilibre	Basse eau transitoire	Haute eau transitoire
Etat actuel	160,9	215,9	160,3
Etat projeté	26,2	34,1	32,1

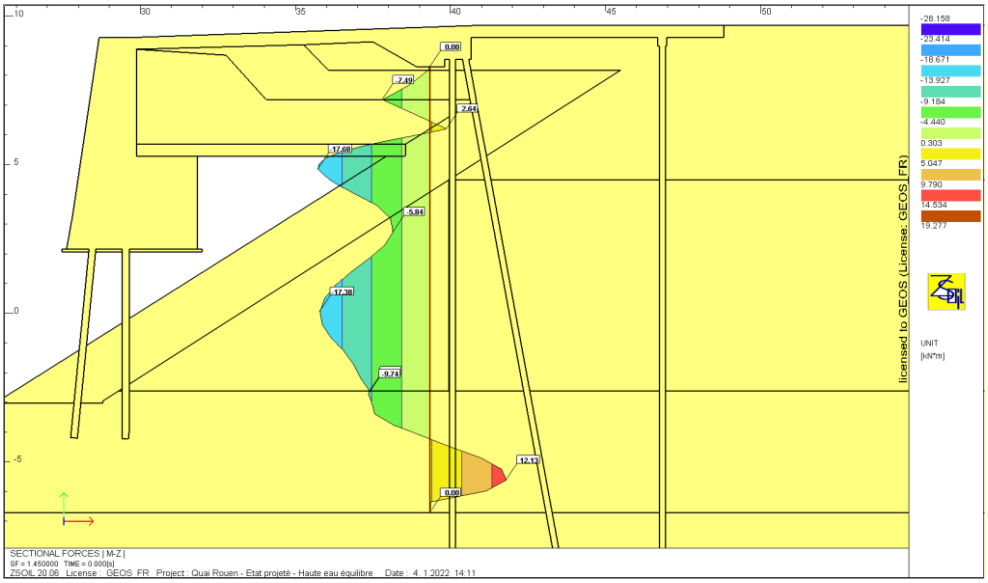


Figure 5. Diagramme des moments dans le pieu STARSOL® (Profil G – Etat projeté – Haute Eau Equilibre)

4.2. Micropieux en arrière du quai

De la même façon, il est possible d'obtenir les sollicitations dans les micropieux implantés sous la dalle béton en prolongement du quai. Ces éléments structurels contribuent largement à la stabilité du quai vis-à-vis des sollicitations induites par l'amarrage des nouveaux navire de croisière. Il est donc important de s'assurer que les micropieux soient résistants à tout type de sollicitation (effort normal, effort tranchant et moment fléchissant).

Le tableau 4 récapitule l'ensemble des valeurs de sollicitations se développant dans les nouveaux micropieux. Il s'agit des valeurs maximales par rapport aux deux files de micropieux. Ces sollicitations ne présentent aucun risque de rupture pour les micropieux, d'après la vérification effectuée selon les règles de l'Eurocode.

Tableau 4. Sollicitations maximales dans les micropieux en arrière du quai

Profil G			
	Haute eau équilibre	Basse eau transitoire	Haute eau transitoire
Moment (kN.m)	10,2	18,1	10,0
Effort tranchant (kN)	19,9	23,76	20,9
Effort normal (kN)	130,1	148,0	130,2

Profil K1			
	Haute eau équilibre	Basse eau transitoire	Haute eau transitoire
Moment (kN.m)	23,3	31,4	29,3
Effort tranchant (kN)	36,2	50,5	50,9
Effort normal (kN)	167,5	187,6	191,0
Profil K2			
	Haute eau équilibre	Basse eau transitoire	Haute eau transitoire
Moment (kN.m)	22,8	27,9	23,4
Effort tranchant (kN)	178,6	115,1	98,8
Effort normal (kN)	204,7	223,6	205,7

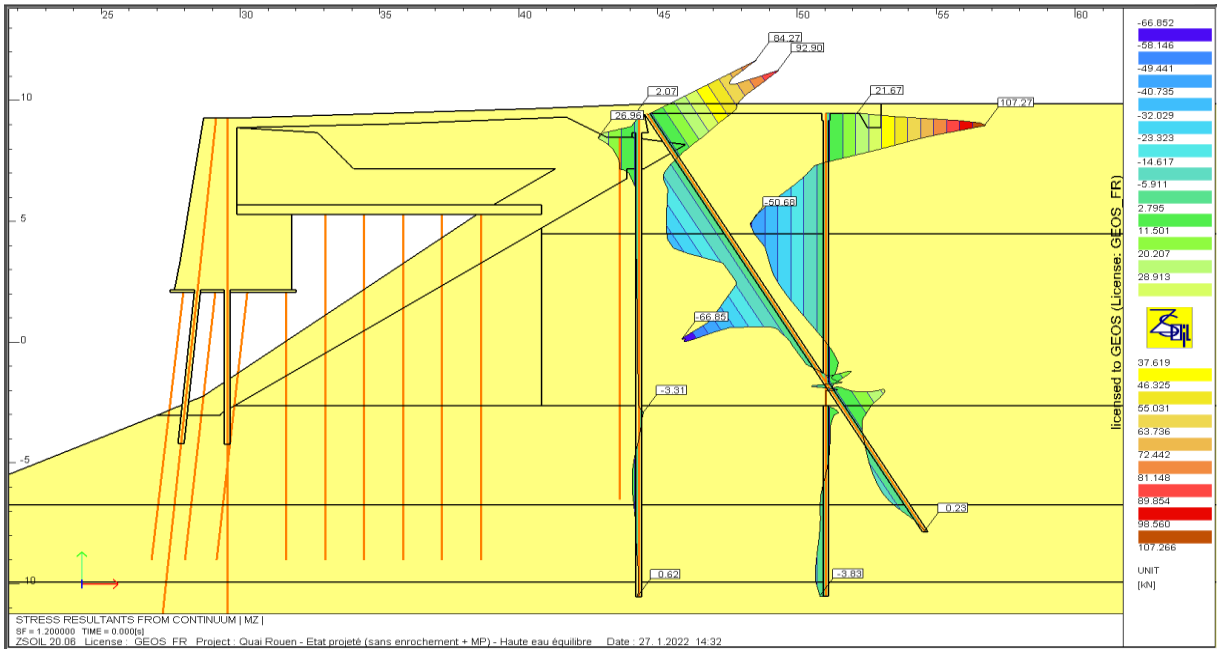


Figure 6. Diagramme des moments « linéiques » dans les micropieux (Profil G – Etat projeté – Haute Eau Equilibre)

5. Analyse de risque d'affouillement des remblais crayeux sur les éléments structurels du quai (cas accidentel)

L'affouillement des remblais crayeux du au pourrissement du platelage en bois présente un risque à étudier, cette configuration pouvant engendrer au niveau des micropieux et des pieux du quai des efforts supplémentaires dus à la perte de butée derrière ces éléments.

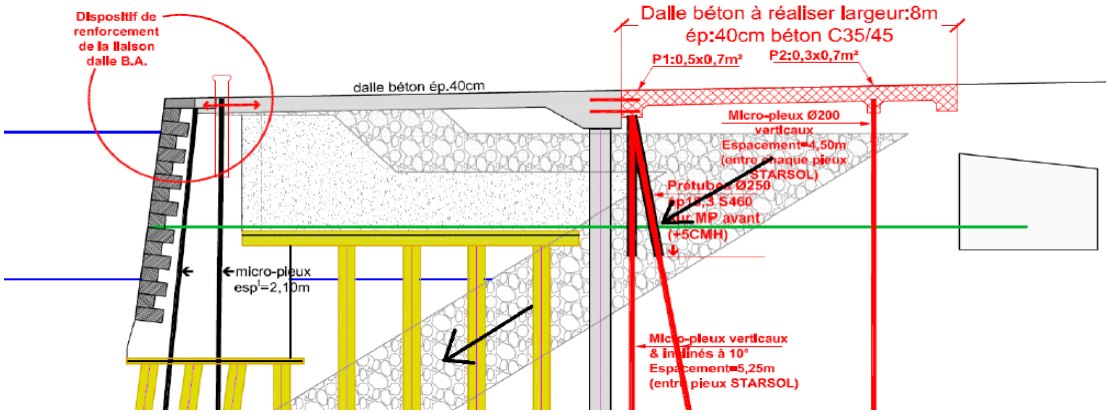


Figure 7. Illustration de l'affouillement des remblais crayeux (Profil G)

Afin de pouvoir prendre en compte cet effet, il a été retenu d'assimiler la perte de butée derrière un élément structurel à une contrainte supplémentaire appliquée devant cet élément. Un calcul analytique a donc été mené dans le but de définir l'effort horizontal supplémentaire qui sera appliqué à l'élément dans la modélisation.

5.1. Pieux STARSOL®

L'effort horizontal supplémentaire est appliqué en tête des pieux STARSOL®, auquel nous avons ajouté le moment maximal donné par le modèle ZSoil, présenté dans le tableau 3. Le calcul analytique des nouveaux efforts dans les pieux a été mené avec le logiciel GEOFOND développé par GEOS, et permet de déduire le nouveau moment maximal dans les pieux pour chaque cas de calcul (tableau 5), légèrement supérieur à celui du tableau 3, mais qui reste acceptable et ne conduit donc pas à la rupture du pieu.

Tableau 5. Moments dans les pieux STARSOL® en kN.m (cas accidentel)

Profil G (sans prise en compte de l'affouillement)			
	Haute eau équilibre	Basse eau transitoire	Haute eau transitoire
Etat actuel	124,7	137,4	170,3
Etat projeté	17,7	25,4	14,6
Profil G (avec prise en compte de l'affouillement)			
	Haute eau équilibre	Basse eau transitoire	Haute eau transitoire
Etat actuel	142	153	201
Etat projeté	18	26	18

5.2. Micropieux en arrière du quai

L'effort horizontal supplémentaire est appliqué de la même façon en tête des micropieux, et s'ajoute à l'effort tranchant calculé sur ZSoil, présenté dans le tableau 4. Bien que le suivi réalisé dans le cadre de la gestion de patrimoine du port, suivi bathymétrique, subaquatique et superficielle indique, localement, la présence d'affouillement des remblais du quai, ces efforts supplémentaires, calculés au niveau du profil G uniquement, ont été ajoutés aux efforts résultants du calcul ZSoil sur tous les profils afin de constituer une structure homogène. La vérification, présentée par la suite pour le profil K2, est donc plus défavorable et enveloppe l'ensemble des profils du quai.

Les nouvelles sollicitations, synthétisées dans le tableau 6, ne présentent pas de risque de rupture pour les micropieux.

Tableau 6. Sollicitations maximales dans les micropieux en arrière du quai (cas accidentel)

Profil K2			
	Haute eau équilibre	Basse eau transitoire	Haute eau transitoire
Moment (kN.m)	22,8	28	23,4
Effort tranchant (kN)	195,0	132,8	121,7
Effort normal (kN)	204,9	223,6	205,7

6. Conclusion

Les travaux du quai TCRD à Rouen ont nécessité une étude aux éléments finis permettant de vérifier les sollicitations et les interactions entre les différents éléments de structure, existants et futurs, composant la configuration projetée du quai. La modélisation a permis également de s'assurer du gain de sécurité recherché entre l'état actuel et l'état projeté, afin notamment d'éviter de solliciter l'existant plus qu'il ne l'est actuellement.

La valorisation des connaissances de l'existant, des inspections et suivis réalisés dans le cadre de la gestion de patrimoine associées à une campagne d'investigations géotechniques ont permis de fiabiliser les paramètres du modèle géotechnique, valider la solution consistant à prolonger le quai par le biais d'une dalle en béton reposant sur deux files de micropieux et s'assurer de la stabilité long terme de l'ouvrage.

La réutilisation d'éléments de structures anciennes dans des nouveaux ouvrages offre aux gestionnaires de patrimoine une solution d'optimisation du foncier, permettant d'associer développement d'activité et pérennisation des infrastructures.

ESSAIS DE CHARGEMENT DE SEMELLES SUR INCLUSIONS RIGIDES

STATIC LOAD TESTS ON RAFT ON RIGID INCLUSIONS

Cécilia BOHN[1], Fabien SZYMKIEWICZ[2], Laurent BRIANÇON[3], Serge LAMBERT[4], Pierre GARNIER[5], Luis CARPINTEIRO[6]

[1] *KELLER Holding,* Offenbach *am Main, Allemagne*
[2] *Université Gustave Eiffel, GERS-SRO*
[3] *GEOMAS, INSA LYON*
[4] *KELLER fondations spéciales*
[5] *COLAS France, Direction Technique Ouest*
[6] *GINGER CEBTP*

RÉSUMÉ – Une expérimentation en vraie grandeur de chargement de semelles sur inclusions rigides a été menée dans le cadre du Projet National ASIRI+. Différentes configurations de renforcement de sol par inclusions rigides sous semelle ont été testées par des essais de chargement statique vertical centré, vertical excentré et horizontal. Une instrumentation adaptée a permis de mettre en évidence le comportement du sol sous la semelle.

ABSTRACT – A full-scale experimentation of static loading tests on square footings on rigid inclusions has been performed in the framework of the research project ASIRI+. Many configurations of load transfer platform between the square footing and the rigid inclusions have been tested under various loadings. A specific monitoring was implemented, achieving measurements allowing a better understanding of the behaviour of the reinforced soil under the footings.

1. Introduction

Une expérimentation en vraie grandeur de chargement d'une semelle sur quatre inclusions rigides a été menée dans le cadre du projet national ASIRI+. L'objectif de cette étude était de comparer le comportement de la semelle avec la présence ou non d'une plateforme granulaire de transfert de charge. En effet, le projet national ASIRI (2012) préconisait uniquement une solution avec une plateforme granulaire intercalée entre les inclusions et la semelle et depuis 2012, de nombreuses sociétés disposent d'un cahier des charges spécifique pour réaliser les semelles directement sur inclusions. C'est donc pour harmoniser le cadre réglementaire que le projet ASIRI+ souhaite proposer dans ses recommandations le dimensionnement des semelles sur inclusions rigides.

Des chargements verticaux centrés, verticaux excentrés et horizontaux ont été appliqués sur la semelle avec une instrumentation qui a permis de suivre le report de charge sur les inclusions, le déplacement de la semelle, le tassement du sol et des inclusions. Deux inclusions isolées ont par ailleurs été sollicitées pour déterminer leur comportement sous un chargement statique et cyclique.

Les essais sur les inclusions isolées ont mis en évidence que la portance était reprise majoritairement par frottement et que le chargement cyclique diminuait de 20 % la portance de l'inclusion.

Les essais sur les semelles ont montré que quelque-soit la configuration, la semelle ne repose jamais sur les quatre inclusions. Néanmoins, l'interposition d'une couche de sable de régalage semble permettre une meilleure répartition sur les inclusions. Lorsque l'excentrement du chargement sort du tiers central, le chargement n'est repris que par deux inclusions. La charge de fluage du renforcement de sol est sensiblement la même quelque-soit la configuration.

2. Présentation des plots

Quatre plots ont été réalisés pour évaluer le comportement d'une semelle sur quatre inclussions rigides soumises à des chargements verticaux centrés, excentrés et horizontaux :

- Plot 0 : deux inclusions isolées.
- Plot 1 : une semelle sur quatre inclusions rigides sans plateforme de transfert de charge.
- Plot 2 : une semelle sur quatre inclusions rigides avec une plateforme de transfert de charge constituée de 30 cm de matériaux granulaires.
- Plot 3 : une semelle sur quatre inclusions rigides avec un lit de sable de 10 cm.

Les inclusions rigides de 270 mm de diamètre ont une longueur de 4,5 m. La même semelle est utilisée pour tester chaque plot. La charge verticale est appliquée par un vérin posé sur la semelle et en appui sur une poutre de réaction (Figure 1). La charge horizontale est appliquée par un vérin connecté entre la semelle est une semelle centrale coulée en place sur quatre pieux.

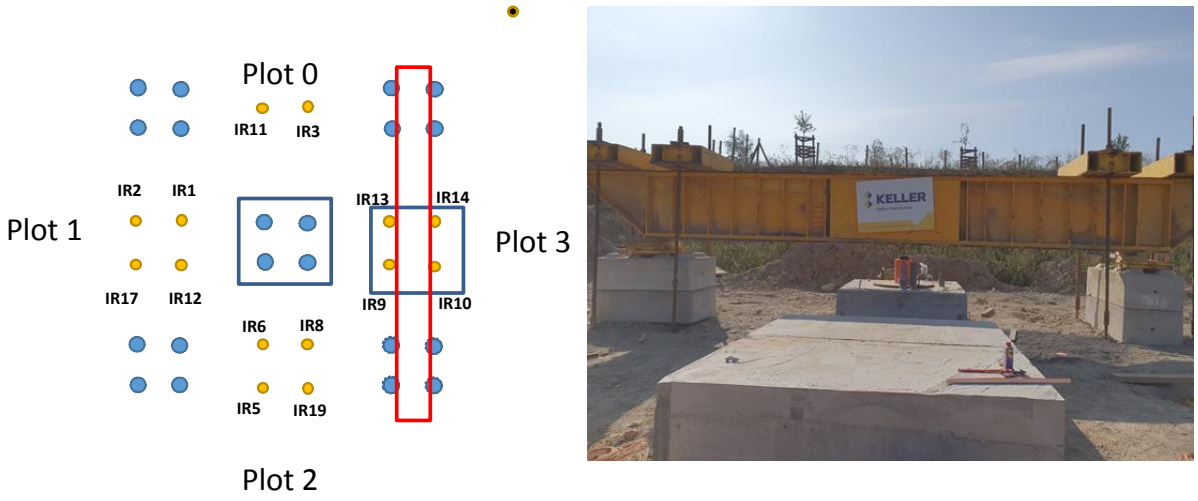


Figure 1. Configuration des plots avec la poutre de chargement installée sur le plot 3

3. Instrumentation

Une instrumentation des plots 1, 2 et 3 a été mise en œuvre (Figure 2). Elle est constituée de :

- Un capteur de pression totale positionné sur chaque inclusion
- Un capteur de pression totale positionné entre les quatre inclusions rigides
- Un capteur de tassement positionné sur chaque inclusion et un dernier positionné entre les quatre inclusions
- Trois extensomètres à cordes vibrantes installés dans chaque inclusion à 0,5m, 2 m et 4 m de la tête,

- Un capteur de déplacement à fil installé aux quatre coins de la semelle mesurant le déplacement vertical de la semelle,
- Un tube inclinométrique,
- Un capteur de déplacement à fil utilisé uniquement pour le chargement horizontal et positionné entre la semelle et la semelle centrale,
- Un extensomètre multipoint en forage installé uniquement dans le plot 2 entre les quatre inclusions.

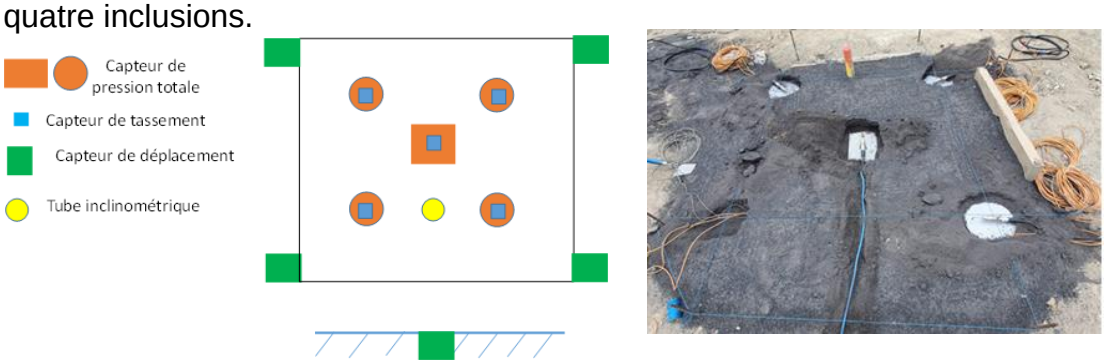


Figure 2. a) Instrumentation des plots 1 à 3, b) Mise en place des capteurs dans le plot 3

4. Essais de chargement sur les inclusions isolées

Deux inclusions rigides ont été sollicitées par un essai de chargement. Dans chacune des deux inclusions chargées verticalement jusqu'à la rupture, trois jauges à corde vibrante ont été installées à 0,5 m, 2 m et 4 m de la tête. Un ensemble centrale hydraulique / vérin de 2500 kN a été utilisé pour exercer la force en tête et la maintenir durant les paliers. Un capteur de force de 2500 kN a permis le contrôle de cette force tout au long des essais. Les deux inclusions rigides IR1 et IR2 étant sensiblement identiques en théorie, la capacité portante attendue était de 260 kN environ. Le programme de chargement présenté dans le Tableau 1 a donc été défini à partir de cette capacité portante théorique.

Tableau 1. Programme de chargement des Inclusions rigides isolées

Palier	IR 1	IR 2
1	37,5	37,5
2	75	75
3	112,5	100 *
4	150	130
5	187,5	160
6	225	190

* Sollicitations cycliques

L'inclusion rigide isolée IR2 a par ailleurs été soumise à dix cycles de déchargement – rechargement entre 0 et 100 kN, avec des déchargements et rechargements instantanés et des paliers maintenus pendant 2 minutes. La Figure 3 présente les courbes charges-enfoncement obtenues pour les deux inclusions rigides isolées.

On peut estimer la portance de l'IR1 aux alentours de 220 kN, et celle de l'IR2 à 180 kN. Cette différence de 40 kN peut au moins pour partie s'expliquer par la fatigue et l'accumulation de déplacement engendrées par les 10 cycles subis par l'IR2. L'analyse des courbes de fluage, vitesses de fluage et des valeurs du coefficient de fluage α a permis de déterminer une force de fluage de 110 kN pour l'IR1 et 100 kN pour l'IR2. L'analyse des mesures des extensomètres permet de déterminer la répartition des efforts

le long des inclusions : à la rupture, les efforts de frottement représentent respectivement 80% et 65% de la résistance totale pour l'IR1 et l'IR2. Ces deux essais permettent de mettre en évidence l'influence des sollicitations cycliques sur le comportement global d'une inclusion rigide et de caractériser le comportement des inclusions pour les modélisations numériques.

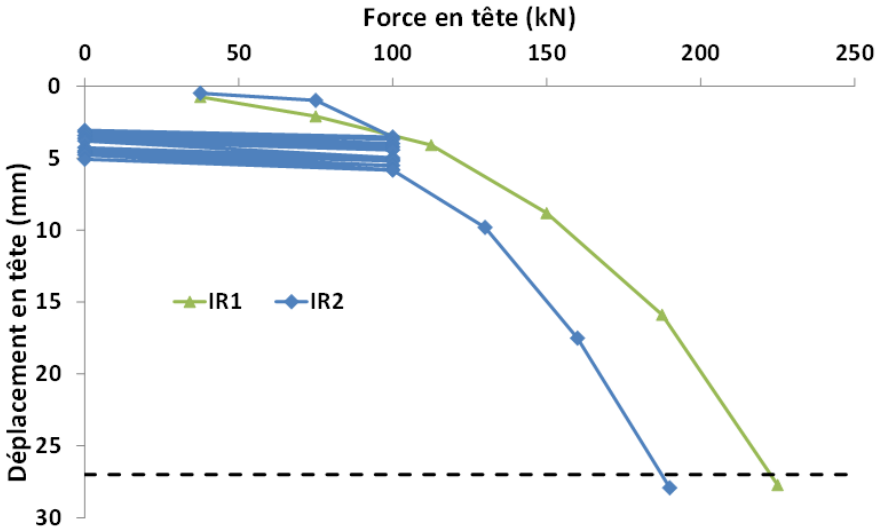


Figure 3. Courbes force – déplacement en tête pour les deux inclusions

5. Essais de chargement sur les semelles

5.1. *Programmes de chargement*

Une fois posée sur les quatre inclusions, la semelle a été sollicitée verticalement et horizontalement à l'aide de vérins. Pour le chargement vertical, une poutre de réaction a été préalablement installée au droit du plot d'essai et le vérin a été mis en action entre la poutre et la semelle. Pour le chargement horizontal, un second vérin a été installé entre la semelle et le massif central coulé sur quatre pieux. Chaque plot a été soumis au même programme de chargement (Tableau 2).

Tableau 2. Programme de chargement des Inclusions rigides isolées

Essai	Excentricité vérin vertical V	Présence vérin horizontal H	Chargement
1	e = 0	Non	V : 0 → 650 kN
2	e = 0,3 m	Non	V : 0 → 650 kN
3	e = 0,45 m	Non	V : 0 → 450 kN
4	e = 0	Non	V : 0 → 650 kN
5	e = 0	Oui	V = 650 kN, H : 0 → 250 kN
6	e = 0	Non	V : 0 → rupture

De nombreux résultats ont été obtenus et nous limiterons notre communication à la présentation de certains d'entre eux.

5.2. *Répartition de la contrainte sur les 4 inclusions*

La Figure 4 présente les augmentations de contrainte mesurées sur les inclusions rigides des plots 1, 2 et 3 en fin d'essai pour le chargement vertical centré E1 et E4. On observe que pour tous les plots, la semelle ne repose jamais sur les quatre inclusions. Cette même observation a été faite sur un ouvrage expérimental similaire (Pham et al., 2019). Néanmoins, le plot 3, avec la couche de sable de régalage, semble permettre une

meilleure répartition sur les inclusions. Le plot 2, avec la plateforme granulaire, génère une contrainte plus faible sur les inclusions. On note une différence de répartition de contrainte entre l'essai E1 et E4 qui peut être attribuée à la mise en place du dispositif de renforcement de sol lors du premier chargement. Cet effet du premier chargement est observable par la mesure du déplacement de la semelle enregistrée à la fin des essais E1 et E4 (Figure 5).

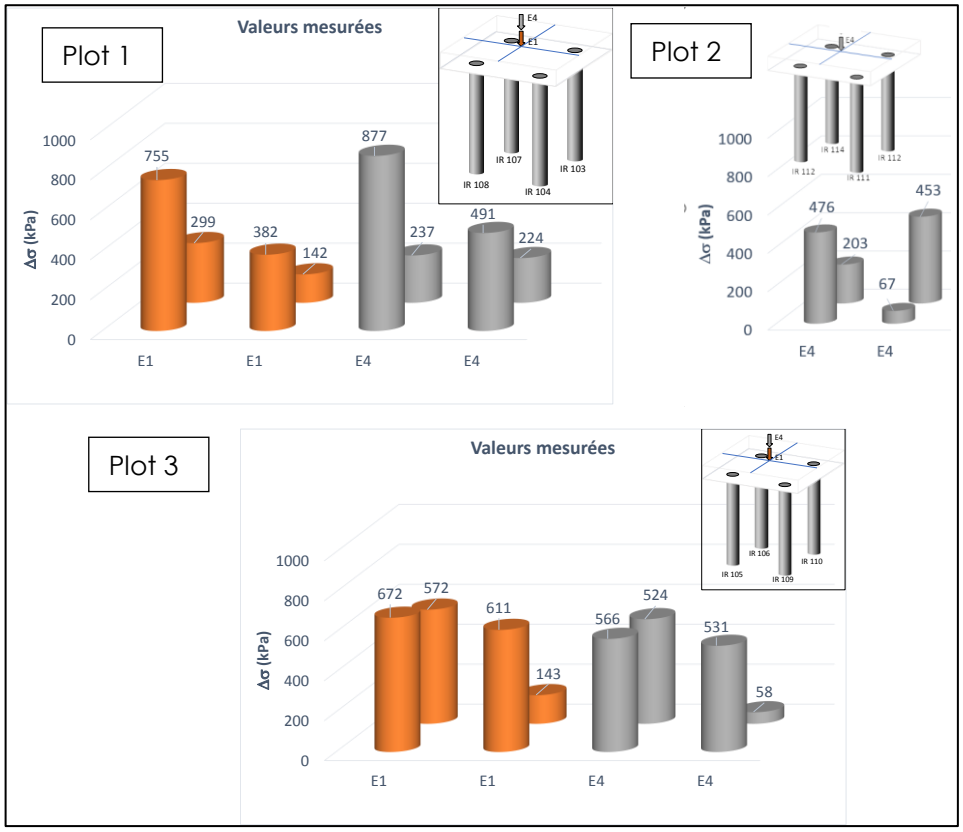


Figure 4. Augmentations de contrainte mesurées sur les inclusions rigides des plots 1, 2 et 3 en fin d'essai pour le chargement vertical centré E1 et E4

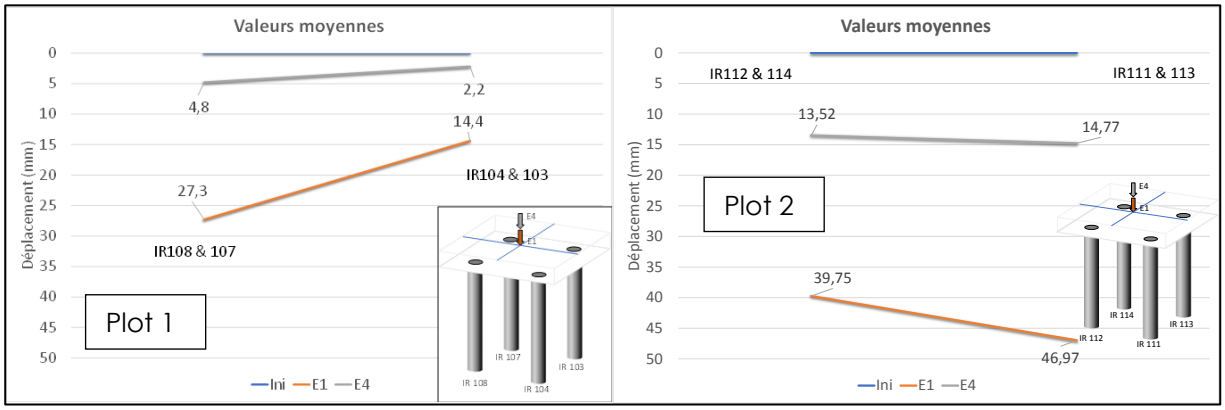


Figure 5. Déplacement de la semelle mesuré pour les plots 1 et 2 en fin d'essai pour le chargement vertical centré E1 et E4

5.3. Chargement vertical centré / excentré

La Figure 6 présente les augmentations de contrainte mesurées sur les inclusions rigides des plots 1 et 3 en fin d'essai pour le chargement vertical centré (E4), vertical excentré à 30 cm (E2) et vertical excentré à 45 cm (E3). Pour éviter les erreurs liées au premier

chargement, l'essai vertical centré E4 a été privilégié au premier essai E1 pour cette comparaison. Par ailleurs pour vérifier l'influence de l'excentrement, des valeurs moyennes sur les deux inclusions perpendiculaires à la direction de l'excentrement ont été choisies.

On observe un déséquilibre (60%-40%) pour l'essai vertical centré même dans le cas où une couche de sable est intercalée entre la semelle et les inclusions. Lors de l'excentrement à 30 cm, on observe un léger basculement vers les deux inclusions situées du côté de l'excentrement. Ce basculement est beaucoup plus prononcé pour un excentrement de 45 cm pour lequel deux inclusions reprennent respectivement 77% et 95% de la charge appliquée pour les plots 1 et 3. Cette différence peut s'expliquer par le fait que dans le cas 1, l'excentrement a été réalisé dans le sens opposé aux deux inclusions les plus chargées initialement alors que pour le plot 3, l'excentrement s'est fait dans le même sens.

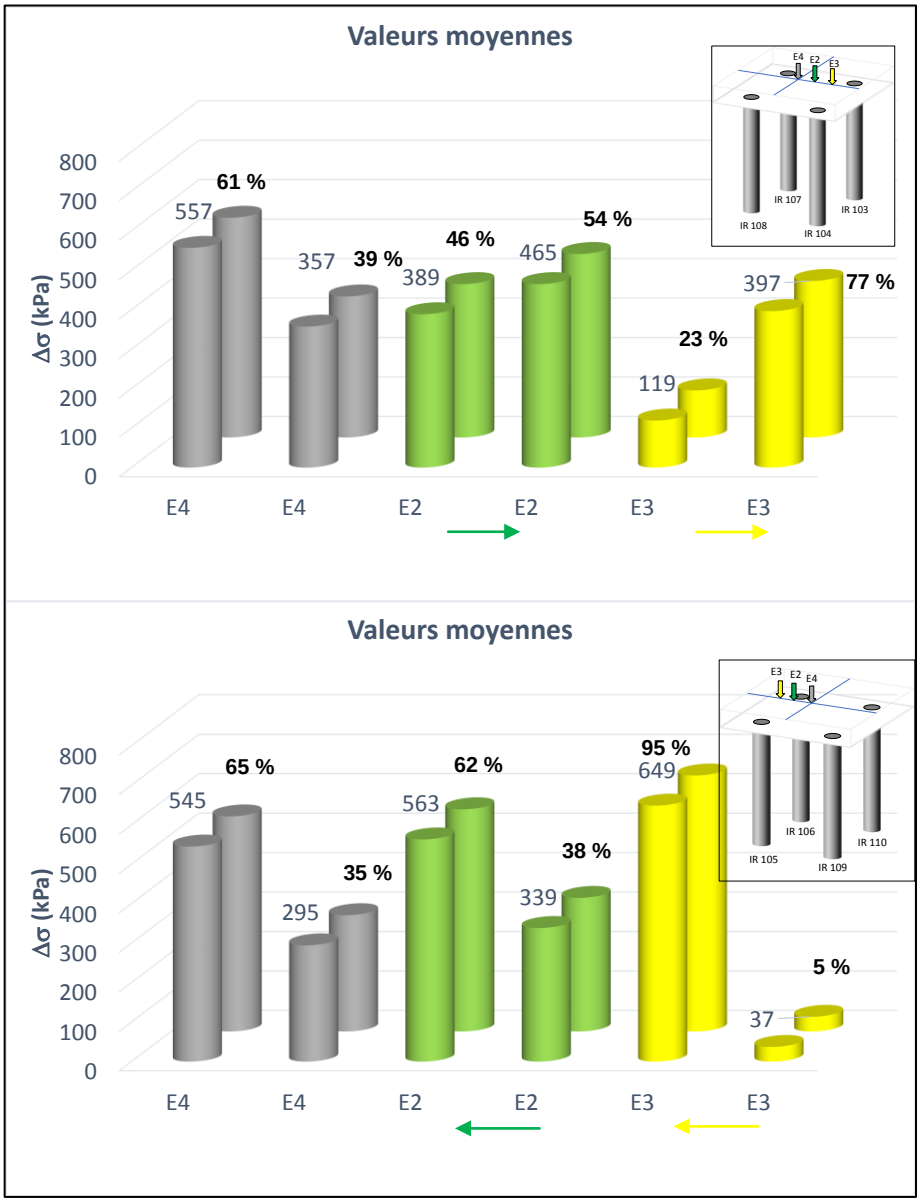


Figure 6. Augmentations de contrainte mesurées sur les inclusions rigides des plots 1, et 3 en fin des essais E4, E2 et E3

5.4. Chargement vertical à la rupture

L'essai E6 a mené chaque plot à la rupture. La courbe du déplacement moyen de la semelle mesuré à ses quatre angles en fonction de la charge appliquée permet de déterminer la charge de fluage du renforcement de sol par les quatre inclusions (Figure 7). La charge de fluage est estimée à respectivement 900 kN, 950 kN et 850 kN pour les plots 1, 2 et 3.

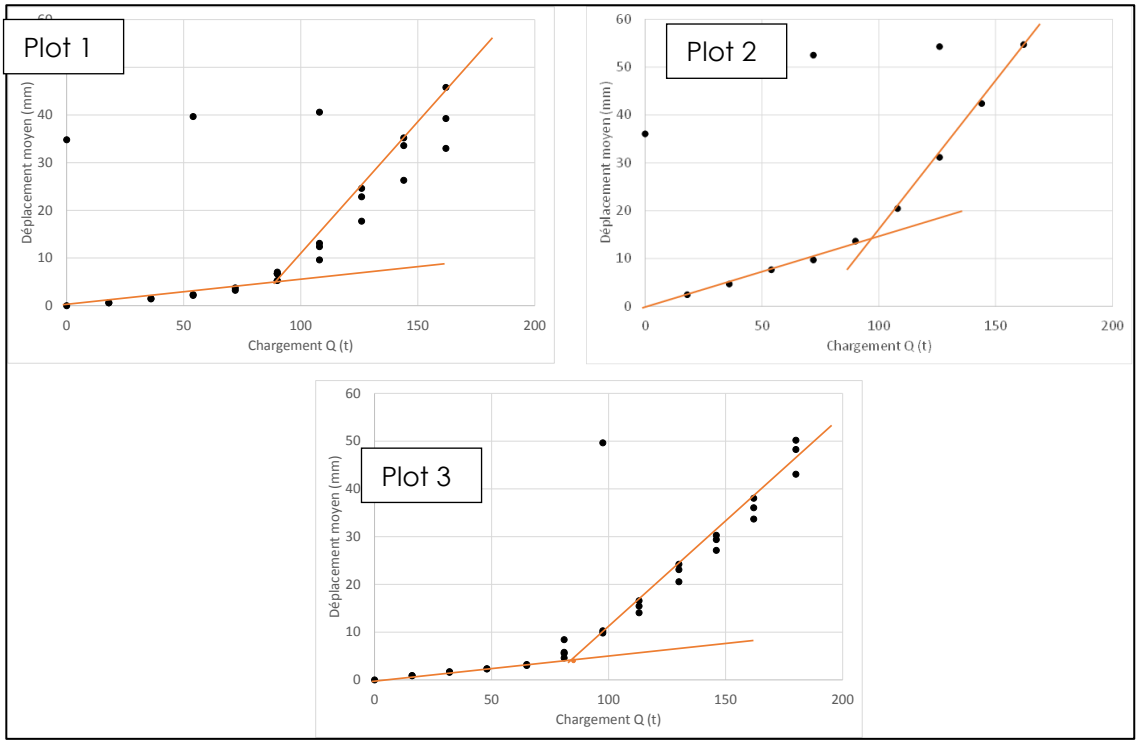


Figure 7. Courbes de chargement des plots 1, 2 et 3 (essais E6)

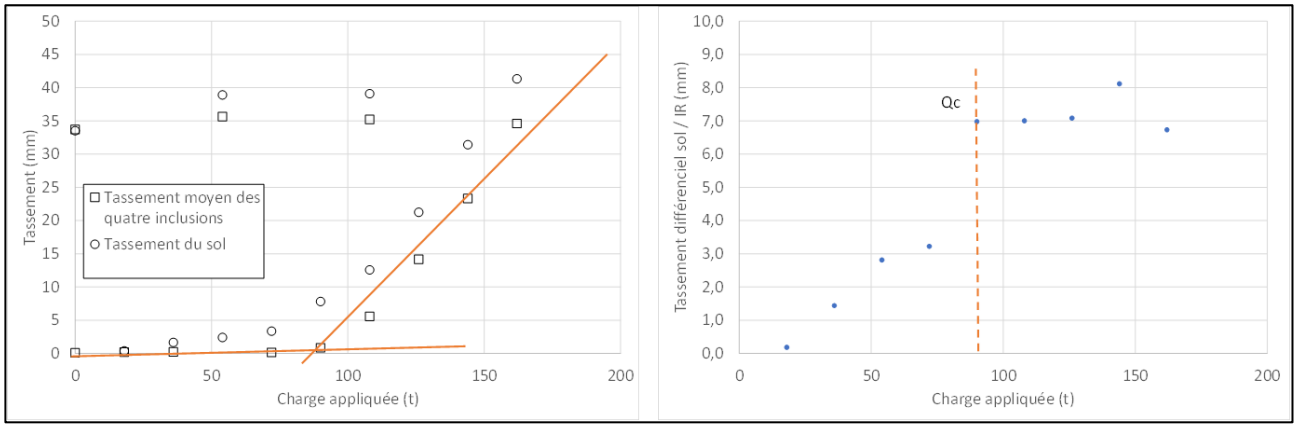


Figure 8. Mise en évidence du comportement du sol renforcé à la rupture pour le plot 1.

Les mesures de tassement sur les quatre inclusions confirment cette charge de fluage (Figures 8a et 9a). On observe aussi sur ces deux figures que le tassement du sol est supérieur à celui des inclusions. En traçant le tassement différentiel sol / inclusion (Figures 8b et 9b), on observe un changement de comportement à partir de la charge de fluage : pour le plot 1, l'ensemble sol-inclusion tasse de façon homogène ; pour le plot 3, ce tassement homogène se produit plus tardivement. A noter que les mesures différentielles enregistrées sont millimétriques et on peut conclure à un tassement homogène du sol renforcé après la charge de fluage pour les deux configurations.

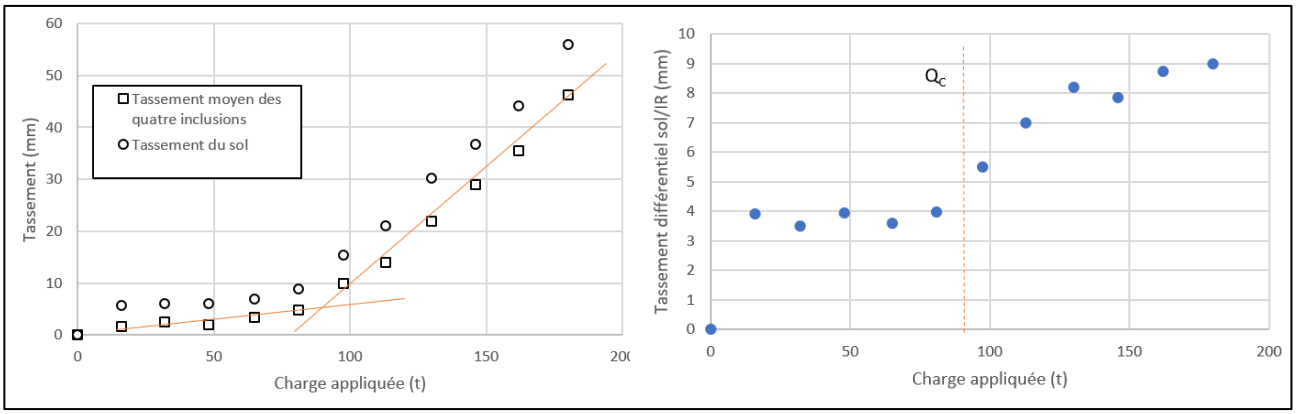


Figure 9. Mise en évidence du comportement du sol renforcé à la rupture pour le plot 3.

6. Conclusions

Cette expérimentation en vraie grandeur de semelle sur inclusions rigides est riche d'enseignement malgré la difficulté de comparer précisément les résultats des trois plots due notamment à des conditions initiales différentes. En effet, pour chaque plot, le premier essai a mis en évidence des conditions de report de charge préférentiel sur deux ou trois inclusions rendant difficile l'exploitation des résultats.

Les essais avec excentrement de la charge verticale ont mis en évidence un fort report de la charge sur deux inclusions. La présence d'une plateforme granulaire permet de diminuer la charge reprise directement sur les têtes d'inclusions (une part devant être transmise par frottement) mais ne modifie pas le comportement global pour un chargement vertical mené jusqu'à la rupture. Les essais à la rupture ont mis en évidence le comportement du sol renforcé après la charge de fluage. Ces essais permettront aux partenaires du projet ASIRI+ de calibrer leurs modèles numériques. Cette étude expérimentale sera complétée par une campagne d'essais à la centrifugeuse pour laquelle les conditions initiales seront mieux maitrisées et qui permettra une analyse plus aisée du comportement des différentes configurations testées.

7. Remerciements

Les auteurs remercient les 42 partenaires du projet national ASIRI+ pour leur participation à ce projet collaboratif.

8. Références bibliographiques

ASIRi (2012). Recommandations pour la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des ouvrages sur sols améliorés par inclusions rigides verticales (Recommandations Projet National ASIRi), Presse des Ponts - IREX Paris.

Pham V.H., Briançon L., Dias D., Racinais J. (2019). Footings over rigid inclusion-reinforced soft soil. Experimental and numerical approaches. Canadian Geotechnical Journal, 56(12), 1940-1952

REMBLAIS DE GRANDE HAUTEUR SUR INCLUSIONS RIGIDES AVEC MATELAS RENFORCE PAR NAPPES EN TREILLIS SOUDES.

HIGHT EMBANKMENT BASED ON RIGID INCLUSIONS WITH HORIZONTAL REINFORCEMENT OF STEEL WIRE MESH.

Claire BOUTET[1], Blandine LEFEBVRE[2]
[1] *Hydrogéotechnique, Rouen, France*
[2] *Ménard, Orsay, France*

RÉSUMÉ – La construction d'un pont routier à Ferrières-en-Bray en Normandie a nécessité la mise en place de remblais de 10 m de hauteur sur des alluvions compressibles. Un renforcement des sols par inclusions rigides a été réalisé avec une particularité au sein de son matelas de répartition : des nappes en treillis soudés. Le but de cet article est de présenter un retour d'expérience sur cette technique peu courante en France.

ABSTRACT – The construction of a road bridge in Ferrières-en-Bray, Normandy, required 10 m high embankments on soft soils. A reinforcement of the soil by rigid inclusions was carried out with a particularity into its load transfer platform : steel wire meshes. The purpose of this article is to provide feedback on this unusual technique in France.

1. Introduction

La modernisation de la voie ferrée Serqueux-Gisors en Normandie a nécessité la création d'un ouvrage d'art à Ferrières-en-Bray. Une coupe schématique du projet est présentée en Figure 1.

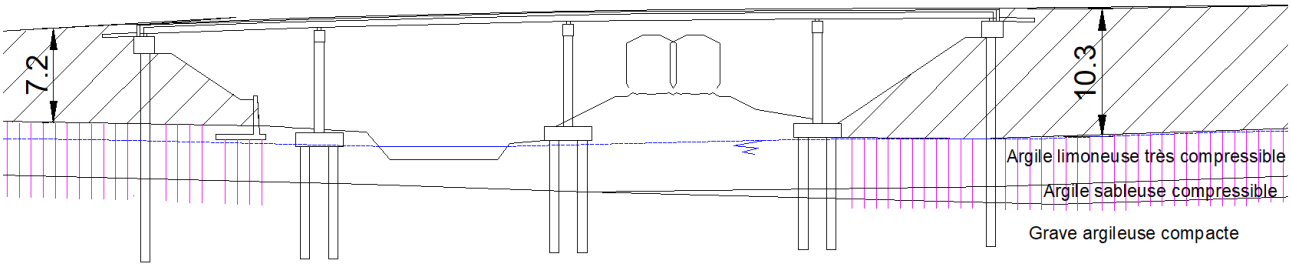


Figure 1: Profil en long schématique du projet

Les remblais, hachurés sur la figure ci-dessus, atteignent une hauteur de 10.3 m. Ils sont mis en place dans une vallée alluviale avec environ 8 m de sols compressibles. Le modèle géotechnique est le suivant :

Tableau 1. Modèle géotechnique

Nature	Ep. m	γ_h kN/m^3	C_u kPa	c' kPa	φ' °	E' MPa	α	GTR
F1-Argile	1	18	/	5	15	4.5	2/3	/
F2a-Argile limoneuse	5.5	15	36	5	20	1.4	1/2	A2, A3, F11/A3th, F12/A2th
F2b-Argile sableuse	2.5	17	/	5	20	9.2	1/2	
F3-Graves argileuses	5	20	/	0	35	74	1/3	B5, A2s, A3m
F4-Marnes	>7	/	/	/	/	50	2/3	/

Les caractéristiques œdométriques retenues pour la couche compressible sont les suivantes :

Tableau 2. Caractéristiques œdométriques de la couche compressible

Nature	C_c -	C_s -	e_0 -	POP kPa	C_v m²/s	C_α -	$C_{\alpha e}$ -
F2-Argile	0.584	0.0635	1.697	20	$9.5.10^{-8}$	0.021	0.045

Dans le faciès F2a, le pourcentage de matière organique varie entre 3 et 13%, en moyenne autour de 8%.

Le niveau d'eau est environ au niveau du terrain naturel.

2. Solution retenue

Sans renforcement, les tassements attendus sont de l'ordre du mètre et la durée de consolidation s'étale sur plusieurs années, ce qui n'était pas envisageable. Il a été retenu une solution d'amélioration de sols par inclusions rigides, avec un matelas de répartition composé de 2 m de graves drainantes et de 2 nappes de treillis soudés. L'ensemble a été associé à des drains verticaux pour réduire la durée de consolidation de la couche compressible. Une vue en plan d'une culée est présentée en Figure 2. On y observe le maillage des inclusions (maille de 1.4 m x 1.4 m à 2 m x 2 m selon les zones) et les drains verticaux entre chaque maille.

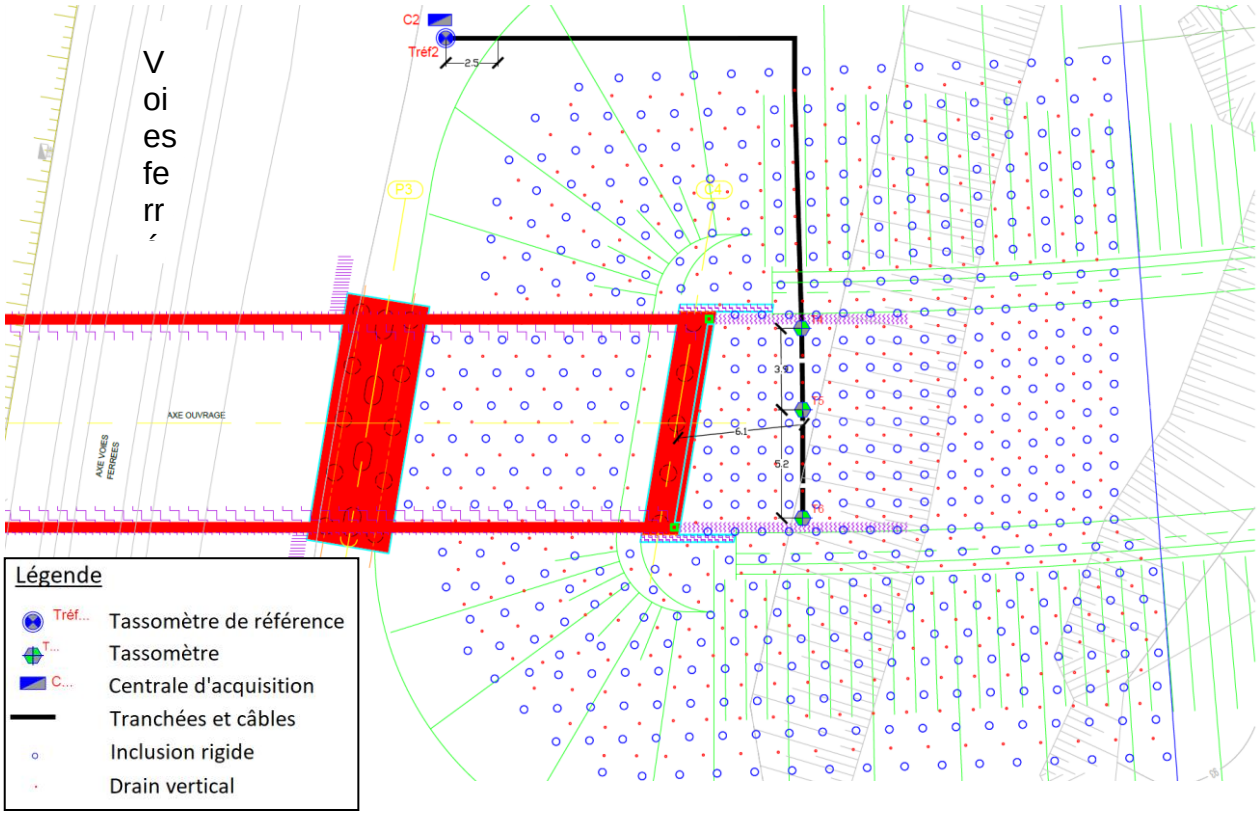


Figure 2: Disposition des drains verticaux, inclusions rigides et de l'instrumentation mise en place

La coupe type de la solution est présentée en Figure 3 (drains verticaux non représentés). Les inclusions traversent l'intégralité des couches compressibles et sont ancrées de 50 cm dans la couche graveleuse F3.

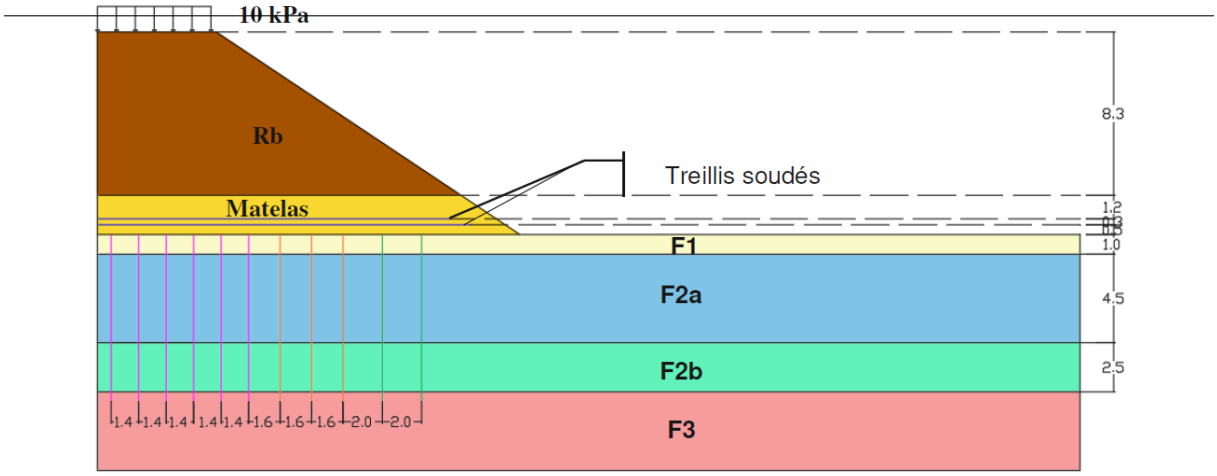


Figure 3: Coupe schématique de la solution

Les deux nappes des treillis sont espacées de 30 cm et sont disposées 50 cm au-dessus de la tête de inclusions rigides. Aucune armature n'a été mise en place dans les inclusions. D'après les modélisations aux éléments finis réalisées, les tassements maximaux attendus sous les remblais sont de 12 cm avec cette solution.

Chaque bloc technique a été instrumentalisé avec 3 capteurs de tassements hydrostatiques. Les mesures sont les suivantes au niveau des remblais de 10.3 m de hauteur :

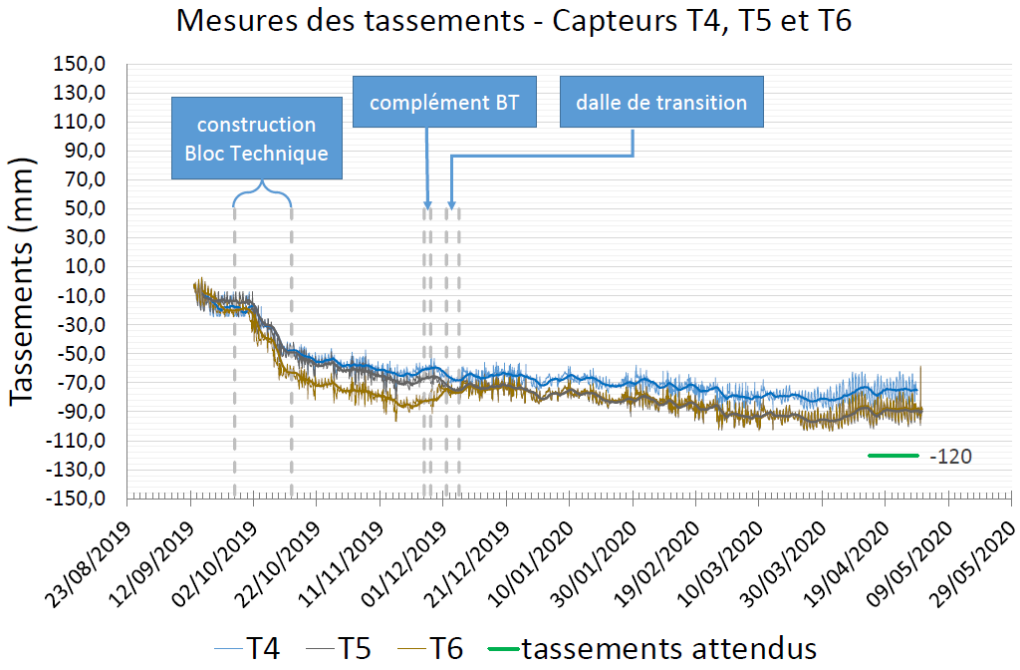


Figure 4: Tassements mesurés

Les tassements maximaux mesurés sur site sont de l'ordre de 10 cm (Figure 4), pour des tassements estimés à 12 cm par la modélisation aux éléments finis. Les drains mis en place ont permis d'acquérir 90% des tassements sur 2 mois. Les tassements obtenus sont globalement conformes aux attentes. Aucun désordre n'a été observé lors de la montée des remblais, ni jusqu'à aujourd'hui, deux ans après la fin des travaux. Il faut cependant encore attendre un tassement de fluage à très long terme, lié à la présence de matière organique.

3. Choix des treillis soudés

Bien que la géométrie choisie d'un remblai soit cohérente avec une stabilité à long terme, une fois que le sol de fondation s'est consolidé sous la charge de remblai imposée, la même géométrie peut engendrer une instabilité à court et moyen terme, avant la consolidation du sol de fondation.

Dans le sol de fondation, sous le remblai, la direction principale de la déformation est horizontale. À l'état non renforcé, cela indique un potentiel de rupture du remblai et du sol de fondation par étalement latéral. Ce mode de rupture peut être évité en introduisant une couche de renfort horizontale dans le matelas, à la base du remblai. Le renforcement doit alors présenter une rugosité de surface, une résistance à la traction et une rigidité à la traction axiale adéquates, permettant de reprendre les contraintes de cisaillement horizontales développées à la base du remblai.

Pour ce projet, les déplacements et les contraintes étaient très importants, un renforcement à la base du remblai par treillis soudé a donc été étudié. Le choix du treillis soudé fut le résultat de deux réflexions :

- Comment justifier de la stabilité du remblai avec un déplacement horizontal si important ?
- Comment limiter le cisaillement en tête d'inclusion afin d'éviter de les armer ?

Un renforcement en géogrille aurait surement permis justifier l'intégrité du remblai, mais la mise en place de nappes en acier, au lieu de nappe géotextiles plus classiques, a permis d'éviter l'étalement de l'ouvrage et de reprendre les efforts horizontaux (parasites pour les inclusions) grâce à la forte résistance de l'acier aux efforts de traction.

Avant toute chose, il est nécessaire de rappeler le vocabulaire :

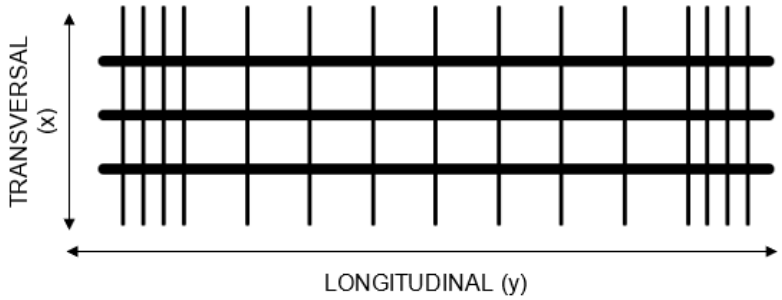


Figure 5: Représentation schématique d'un treillis soudé

Le sens longitudinal du treillis soudé (Figure 5) correspond au sens transversal du remblais (Figure 6). Aussi lorsque l'on résonne en mètre linéaire de nappe de treillis soudé, cela sera dans le sens longitudinal du remblai.

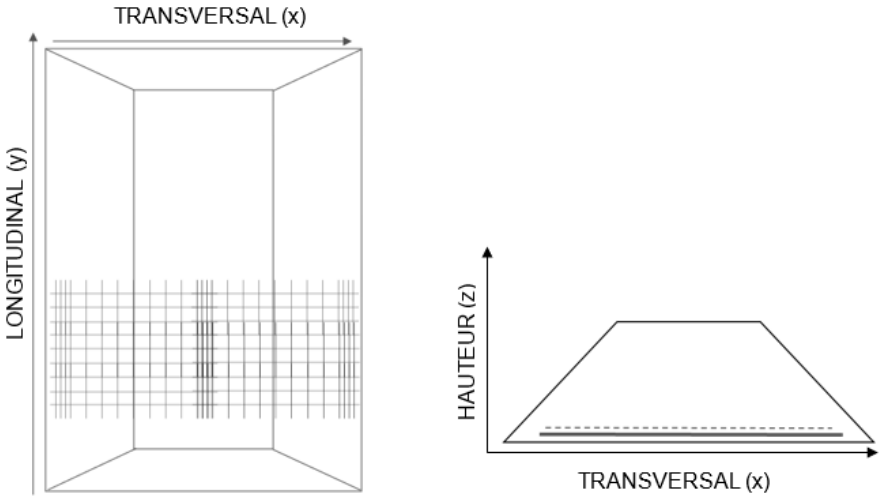


Figure 6: Vue de haut et vue en coupe d'un remblai renforcé en pied par treillis soudé

4. Dimensionnement des treillis soudés

Les contraintes de cisaillement horizontales développées à la base du remblai sont transférées à l'armature. Pour dimensionner le treillis, trois vérifications doivent être réalisées :

- la résistance de l'armature aux efforts de traction,
- la résistance du frottement sol/armature,
- la résistance des recouvrements.

Pour ces vérifications, un certain nombre de paramètres sont dépendants de données intrinsèques au remblai. Il est donc important de discuter et définir ces paramètres avant toutes tentatives de dimensionnement :

- Géométrie du remblai
- Composition des matériaux du remblai (c',φ',γ, granulométrie)
- Surcharge d'exploitation.

Résistance de l'armature en traction $R_{t;d}$

Il faut vérifier que les efforts horizontaux en pied de remblais soient repris en traction pure par le treillis soudé. Cela se traduit par :

$$F_H < R_{t;d} \quad (1)$$

F_H correspond à la force horizontale au niveau du treillis soudé. On estime F_H, en première approche, de manière analytique [Cf. équation (2)], puis par modélisation aux éléments finis par la suite.

$$F_H = K_a . H_a (\gamma_G . \gamma . {H_a}/{2} + \gamma_Q . \mathrm{q}) \quad (2)$$

Avec
K_a : coefficient de poussée
H_a : distance entre le treillis soudé et le haut du remblai.
γ : poids volumique des remblais
γ_G et γ_Q : facteurs partiels de sécurité
q : surcharge d'exploitation

En réaction à cette force F_H, les aciers longitudinaux du treillis vont se mettre en traction. D'après la norme NF P 94-270 (2009[i]), la résistance ultime de traction de l'acier $R_{t;d}$ s'écrit :

$$R_{t;d} = min\left(\rho_{deg} . \frac{S_0 . f_y}{\gamma_{M0}} \; ; \; \rho_{deg} . \frac{S_0 . f_r}{\gamma_{M2}}\right) \quad (3)$$

Avec
f_y : limite élastique de l'acier
f_r : résistance à la rupture de l'acier
S_0 : section d'acier des barres longitudinales par tranche de 1 m de remblai
γ_{M0} et γ_{M2} : facteurs partiels de sécurité
ρ_{deg} : coefficient de dégradation pour prendre en compte la corrosion des barres

Ce coefficient dépend :

- De la durée de vie de l'ouvrage
- Du milieu dans lequel il se trouve : hors d'eau ou non / agressif ou non

- De la composition du remblais (granulométrie des matériaux)
- De la géométrie des treillis.

Après le calcul de ces efforts et résistances, nous avons trouvé :

$$F_H < 2.R_{t;d} \quad (4)$$

Nous en avons donc déduit que 2 nappes de treillis étaient nécessaires pour reprendre ces efforts. Dans notre cas, les barres longitudinales du treillis, en acier galvanisé, ont un diamètre de 14 mm pour reprendre les efforts de traction. À noter, la dernière version de la NF P94-270 (2020), précise en annexe F qu'il est nécessaire de prendre en compte une perte d'épaisseur au niveau de la galvanisation.

Résistance sol/armature $\boldsymbol{R_{f;d}}$

Le remblai, en plus des efforts horizontaux vient appliquer son poids au niveau des armatures. Cela induit un frottement des grains le long du treillis qui va venir mobiliser du cisaillement aux points de contact.

D'après la norme NF P 94-270, la résistance ultime d'interaction d'un treillis soudé s'écrit :

$$R_{f;d} = \frac{\tau_{max}.P_S.L_S}{\gamma_{M;f}} \quad (5)$$

Avec

$Ps.L_S$: surface d'adhérence sur une tranche d'un mètre de remblais

$\gamma_{M;f}$: facteur partiel de sécurité

τ_{max} : cisaillement mobilisable maximal sur la surface de contact entre le terrain et les aciers longitudinaux et transversaux, tel que :

$$\tau_{max} = \frac{\mu^*_{(z)}}{L_S}.\int_0^{Ls} \sigma_{v(z,x)}dx \quad (6)$$

$\sigma_{v(z,x)}$: valeur de la contrainte verticale totale à la distance x du parement sur le treillis considéré. La contrainte étant fonction de la hauteur de terre, elle sera variable le long du talus puis constante à H_{max}.

$\mu^*_{(z)}$: coefficient apparent d'interaction sol-renforcement au niveau considéré

Ce coefficient dépend :

- Du milieu dans lequel il se trouve : hors d'eau ou non
- Du type de matériaux utilisé pour le matelas de répartition (granulométrie)
- Du diamètre et de l'espacement des barres transversales
- De la hauteur de sol au-dessus du treillis.

Dans notre cas, le matelas est composé de matériau drainant avec D50>8mm et % pondéral inférieur à 80 μm < 5%. Chaque panneau de treillis, de 2.5 x 12m, est constitué de 18 barres longitudinales de diamètre 14 mm et de 50 barres transversales de diamètre 8mm.

Résistance des recouvrements

Le dernier point à vérifier se situe au niveau des recouvrements. Sur le chantier, les treillis faisant la largeur d'un remblai représenteraient une difficulté technique importante (réalisation, transport, mise en place) et ne sont pas réalisables. La géométrie du treillis doit donc être adaptée à la mise en place sur site (Figure 7 : Treillis soudés en cours de positionnement à Ferrières-en-Bray).

Figure 7: Treillis soudés en cours de positionnement à Ferrières-en-Bray

Aussi, il est important de prévoir une longueur de recouvrement suffisamment importante pour assurer une continuité dans la transmission des efforts. Dans notre cas les aciers transversaux ont été rapprochés afin d'augmenter la densité d'acier et d'assurer une transmission des efforts par frottements suffisante dans les treillis adjacents.

La justification de la longueur de recouvrement a été menée en calculant la résistance d'interaction $R_{f;d}$ [Cf. équation (5)] sur la longueur des recouvrements choisie.

Finalement, la longueur des recouvrements est de 1.8m, avec des barres transversales resserrées (espacement de 12cm au lieu de 40cm).

Synthèse des vérifications

La Figure 8 ci-dessous représente :

- Une coupe transversale du remblai à sa plus grande hauteur (10.3 m)
- Les efforts repris par le treillis inférieur (extraits de PLAXIS),
- Les efforts maximaux que peut reprendre le treillis.

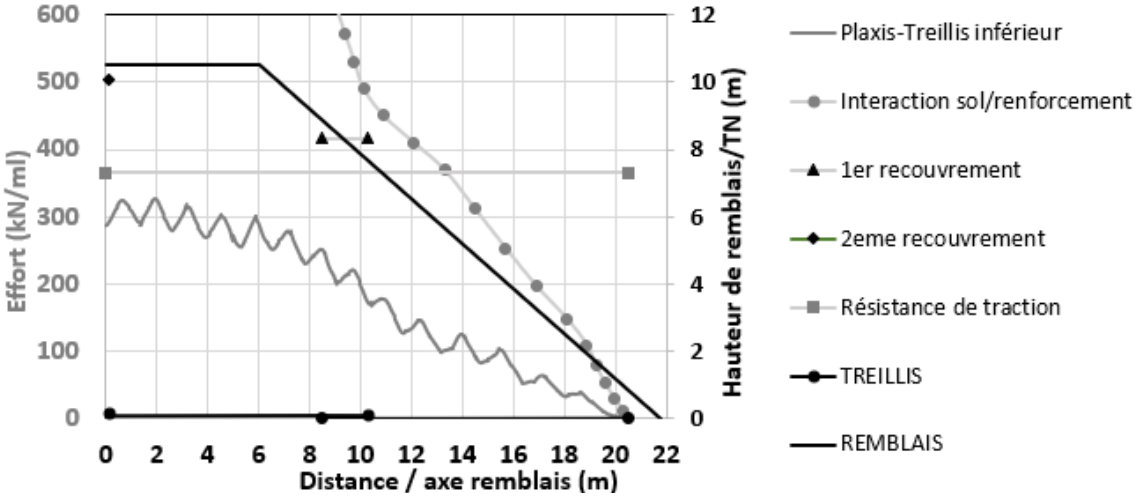


Figure 8: Vérification des efforts dans les treillis – nappe inférieure

Ce graphe permet de confirmer rapidement le dimensionnement des treillis en observant les efforts de traction, déterminés par modélisation aux éléments finis, à l'intérieur de la zone admissible (délimitée par les différentes résistances).

5. Conclusions

Pour conclure, le renforcement par treillis soudés a plusieurs avantages. Premièrement, cela limite le développement des efforts de traction à la base du remblai induisant ainsi un confinement latéral. Deuxièmement, les contraintes de cisaillement qui seraient autrement transmises directement au sol compressible sont interceptées par l'armature. Dans le cas d'un renforcement de sol par inclusions rigides, cela permet de s'affranchir des armatures parfois utilisées pour assurer l'intégrité des inclusions face à des efforts de cisaillement trop importants.

Cet exemple confirme qu'il est possible et efficace de mettre en place des treillis soudés au sein du matelas dans un contexte de sols compressibles. Deux ans après la fin des travaux, l'ouvrage montre un comportement conforme aux attentes. Un suivi à plus long terme des remblais, et un retour sur d'autres chantiers également, seraient intéressants pour obtenir plus de recul et améliorer notre savoir-faire français sur cette technique.

6. Références bibliographiques

ASIRI (2012). Recommandations pour la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des ouvrages sur sols améliorés par inclusions rigides verticales, Presse des Ponts – IREX Paris

AFNOR (2009[i]). NF P94-270 – Calculs géotechnique – Ouvrages de soutènement – Remblais renforcés et massifs en sol cloué

[i] Il existe une version plus récente (2020), mais le chantier a été réalisé en 2019, donc selon la version de 2009.

Refends sous le fond de fouille – Tramway de Nice

Struts under the bottom of excavation – Tramway of Nice

Reynald DEGEORGE[1]
[1] *Ingénieur Principal Soletanche Bachy, Rueil Malmaison, France*

RÉSUMÉ – C'est dans l'environnement très urbanisé du Vieux Nice et son contexte géotechnique complexe que se sont déroulés les travaux pour la ligne t2 du Tramway. Pour répondre aux problèmes de tassement en lien avec les faibles caractéristiques des sol, Soletanche-Bachy a mis en œuvre un soutènement de très forte inertie appuyé, sous le fond de fouille, sur des refends butonnants réalisés avant les terrassements.

ABSTRACT – It is in the highly urbanized environment of historic part of Nice and its complex geotechnical context that works for the t2 line of the Tramway was made. To respond to the settlement issues linked to the low characteristics of soils, Soletanche-Bachy proposed to build a very high inertia diaphragmwall supported, under the excavation bottom, on concrete struts built before excavation.

1. Introduction

Démarrés en 2014 avec le puits de départ du tunnelier, les travaux de la ligne t2 du tramway de Nice se sont achevés en 2020. Cela a clôturé avec succès les six années de travaux nécessaire à livrer l'ensemble des ouvrages de ce projet initié en 2009.

La ligne t2 s'étend sur 11.3km et offre aux habitant de l'agglomération Niçoise une alternative aux transports traditionnels, plus écologique et plus respectueuse du partage de l'espace public. La ligne t2 suit la bande littorale selon un axe Est -Ouest, permettant de relier le vieux port à l'aéroport, en moins de 30mn (Figure 1).

Figure 1. Tracé de la ligne t2

Dans la partie historique de la ville, la ligne t2 devient souterraine sur 3.2km, nécessitant pour cette partie du tracée, la mise en œuvre de quatre stations (Garibaldi, Durandy, Jean Médecin et Alsace-Lorraine), de deux puits (Ségurane pour le puits de départ et Grosso pour le puits d'arrivée du tunnelier), d'une tranchée couverte et une trémie finale. A partir de là, le tramway remonte à la surface et peut poursuivre, en aérien, son chemin vers l'aéroport (Figure 2).

Figure 2. Partie souterraine de la ligne t2

Le tunnel excavé au tunnelier à pression de boue a un diamètre excavé de 9,7 m et un diamètre revêtu intérieur 8,5 m. Il a traversé les stations avant leur terrassement. Le tunnelier baptisé « Catherine », a commencé à grignoter ses premiers mètres de terrain en mars 2016, 6 jours sur 7 en 3 postes. La vitesse moyenne d'avancement en interstation était d'environ 10m par jour. Son arrivée, en octobre 2017 dans le puits Grosso, a marqué la fin des travaux de creusement. Pour assurer l'équilibre des pressions, le puits a été rempli d'eau avant les derniers tours de roue de coupe. Le tunnelier a donc pu conserver son confinement du front le plus longtemps possible limitant tout risque de débourrage. Une fois l'étanchéité assurée entre le tunnel et le soutènement, le puits Grosso a été vidé pour permettre le démontage de l'ensemble du tunnelier.

2. Contexte géologie et hydrogéologie

La ville de Nice est implantée dans un golfe reposant sur un substratum, constitué par des terrains de l'ère Secondaire (marnes et calcaires), surmonté par des dépôts d'alluvions modernes dont les épaisseurs sont très variables. D'Est en Ouest, le tracé du projet recoupe la plaine alluviale du Paillon, la vallée du Magnan et enfin le lit du Var inférieur.

Au droit du projet, les formations alluvionnaires sont composées d'argiles sableuses à graveleuses et de sables limoneux de compacité faible à moyenne (pl^*_{moy} = 0.2 à 1.3 MPa).

Dans certains secteurs, le substratum affleure, comme au droit de la colline du château à l'Est du projet.

Dans la partie centrale du tunnel, les horizons de matériaux de faibles caractéristiques mécaniques ont une puissance qui dépasse 40m (Figures 3 et 4), qui peut être décomposait grossièrement en 3 faciès, Argiles Sableuses, Sables silto-limoneux et Argiles soblo-graveleuses.

D'un point de vue hydraulique, l'eau est présente sur la totalité du tracé à faible profondeur (entre 1 et 3m). Compte-tenu de la complexité des structures géologiques et son hétérogénéité, plusieurs niveaux de nappes ont été mis en évidence au sein des alluvions, pour certaines semi-captives ou perchées dû à la présence et intercalation de lentilles d'argiles au sein de formations plus sablo-graveleuses. En profondeur une nappe captive dans les graves sableuses est présente, alimentée par le substratum rocheux sous-jacent.

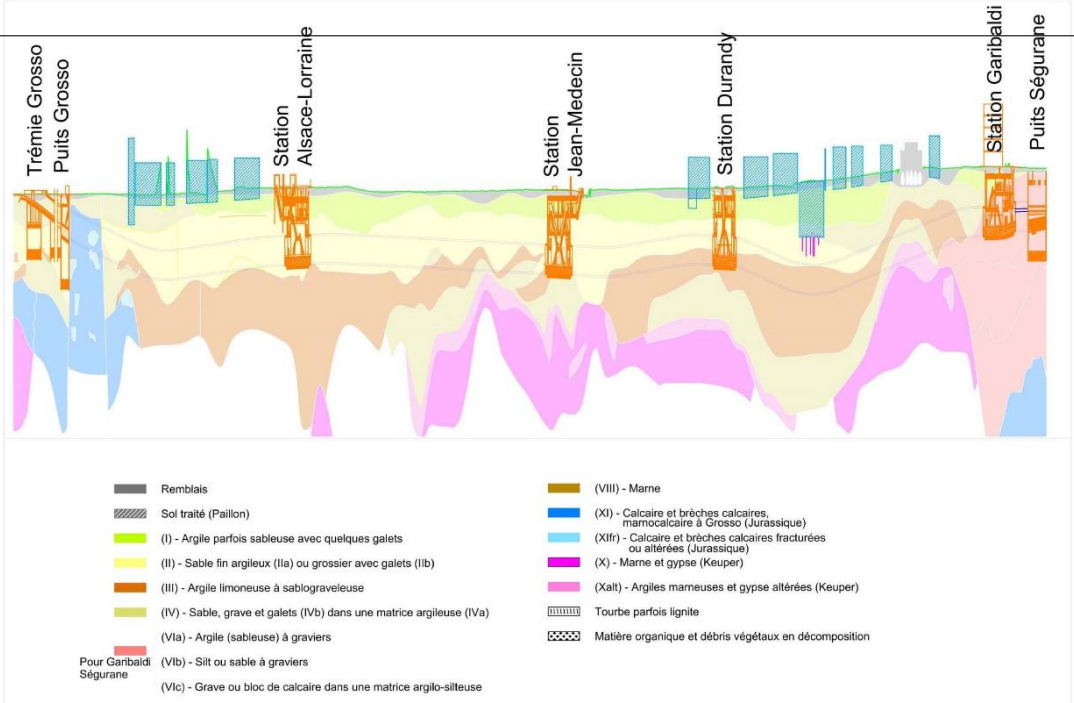


Figure 3. Profil en long géologique

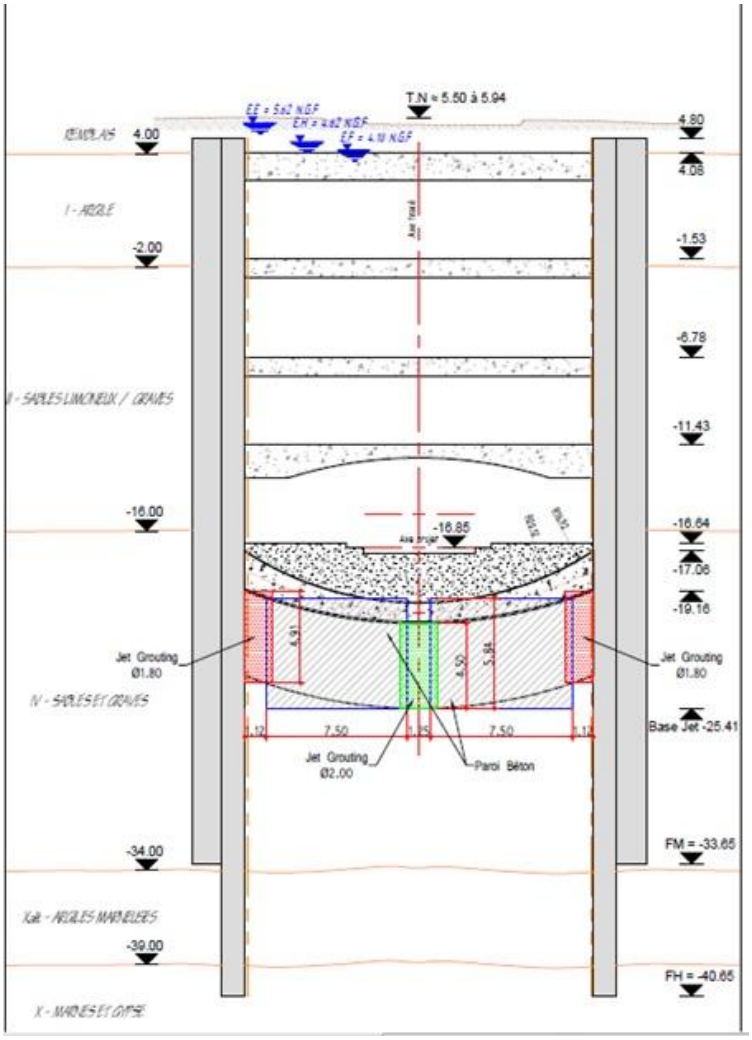


Figure 4. Coupe type – Station Alsace Lorraine

3. Le problème de la butée dans des sols de faibles caractéristiques mécaniques

Dans les environnements très urbanisés des centres-villes, le creusement d'une fouille oblige à limiter très fortement les tassements en surface pour éviter tout désordre sur les mitoyens. Cette limitation des tassements passe par la nécessaire maitrise des déplacements et déformations des soutènements.

Les solutions traditionnelles qui consistent à poser des niveaux d'appuis à chaque phase de terrassement, se révèlent peu efficaces dans le cas où les terrains présentent des caractéristiques mécaniques faibles. En effet, n'arrivant pas à mobiliser de la butée, le pied du soutènement chasse, au fur et à mesure des terrassements, ce qui engendre naturellement des tassements, le plus souvent assez significatifs.

4. Solution proposée par Soletanche-Bachy

Ce problème de butée était présent pour trois stations du projet niçois (Durandy, Jean-Médecin et Alsace-Lorraire). Pour ces stations, le contexte très urbanisé obligeait à garantir de faibles tassements, et ce, en dépit de matériaux de très médiocres caractéristiques mécaniques au niveau des fonds de fouille.

Dans le cadre du marché en conception-réalisation, Soletanche-Bachy a proposé une solution consistant à mettre en œuvre un soutènement de très forte inertie (panneaux de paroi moulée en té) appuyé, sous le fond de fouille, sur des refends butonnants réalisés sous le niveau du fond de fouille avant les terrassements en taupe.

Cette solution permettait ainsi :

- de respecter le critère de tassement de 1cm des immeubles voisins,
- de sécuriser le planning des travaux vis-à-vis du creusement du tunnel, la solution étant très peu tributaire des aléas du sol,
- de supprimer les lits de butons et de permettre de décaler la mise en œuvre de la dalle du niveau mezzanine, accélérant ainsi les terrassements jusqu'au fond de fouille (Figure 5), ce qui s'est traduit par des économies et une livraison anticipée des ouvrages.

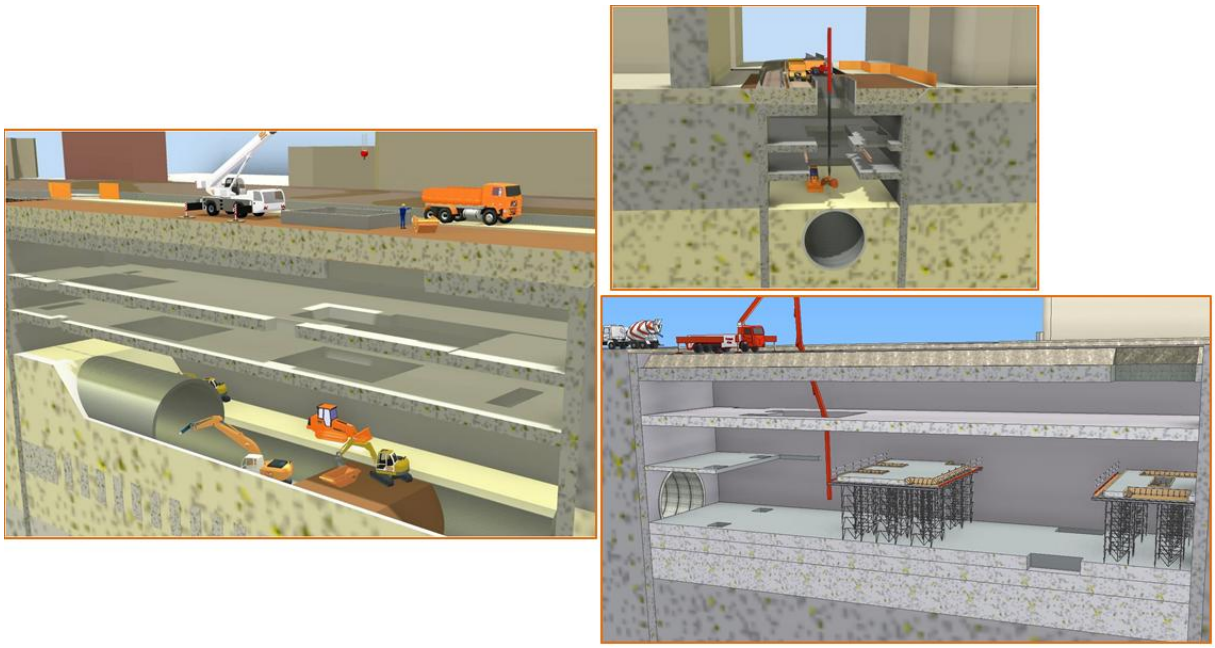


Figure 5. Cinématique de la réalisation

En effet, l'appui offert par ces refends, combiné à la très forte inertie du soutènement, a permis de terrasser jusqu'au fond de fouille, sans avoir mettre en œuvre le niveau de dalle Mezzanine, soit plus de 15m de hauteur libre au final.

Le cahier des charges ayant été défini, il était nécessaire de trouver la manière la plus optimale de mettre en œuvre les refends.

5. Les différentes options envisagées

Une réflexion a donc été lancée pour examiner les différentes alternatives qui s'offraient pour construire ces refends.

En phase Projet, la solution retenue, consistait à ne traiter que le volume de sol sous le fond de fouille. Pour cela, il avait été imaginé de mettre en œuvre des colonnes de jet grouting jointives qui formeraient les refends au droit de chacune des nervures des parois en Té. Cette solution avait l'avantage de minimiser au maximum le volume de terrain traité, mais nécessitait de maitriser très précisément la position des colonnes au niveau des refends pour être sûr de la qualité de ceux-ci.

Figure 6. Mise en œuvre du jet grouting

Compte-tenu de la difficulté de mesurer déviation et diamètre des colonnes réalisées, nous nous sommes interrogés pour savoir s'il ne serait pas préférable de traiter l'ensemble du sol sous le fond de fouille en jet grouting (Figure 6), sans chercher à connaitre précisément la position de chacune des colonnes, ni le diamètre réellement réalisé. Avec cette solution, nous accepterions d'avoir une certaine proportion de terrain non traité, sous réserve, bien sûr que cet ensemble soit suffisamment raide et suffisamment résistant. Le traitant des déviations de forage et des diamètres de colonnes serait alors « statistique » en fonction de résultats de mesures réalisées sur un plot d'essai (Figure 7).

Pour évaluer l'intérêt d'une telle alternative, un outil a été développé afin de pouvoir générer un grand nombre de scénarios pour lesquels les déviations et les diamètres de colonnes suivraient des lois normales (Figure 8).

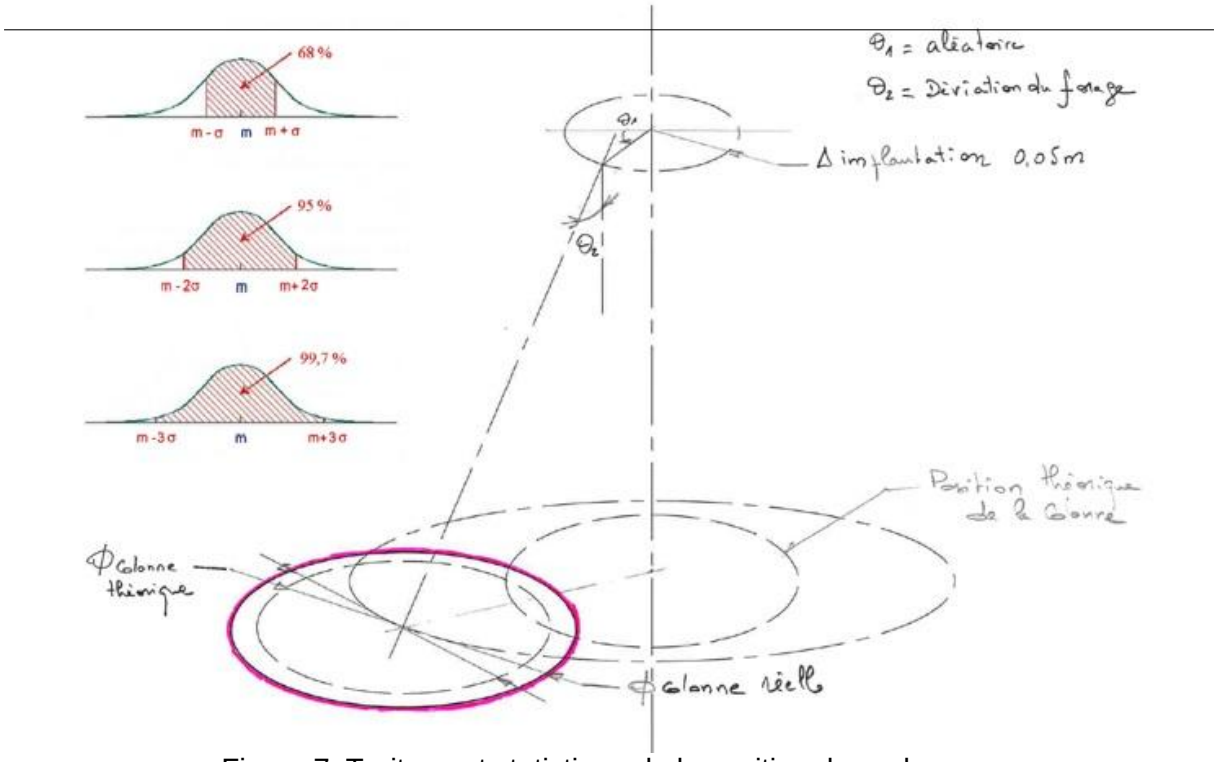


Figure 7. Traitement statistique de la position des colonnes

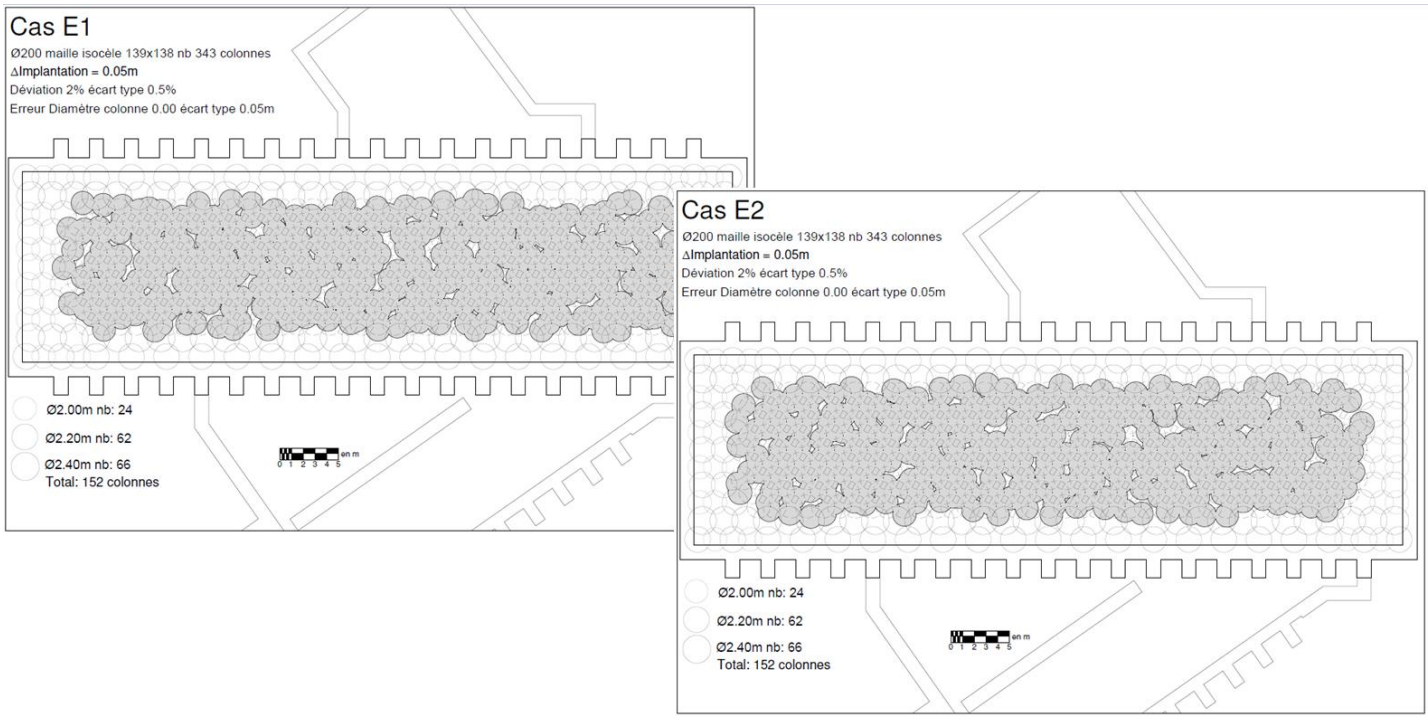


Figure 8. Sortie d'une vue du terrain traité

Une alternative en pieux sécants réalisés à la tarière depuis la plateforme de travail a aussi été étudiée (Figure 9), mais à l'instar de la solution en colonnes de jet, la garantie d'avoir un refend continu et présentant une section suffisante en tout point, n'était pas assurée.

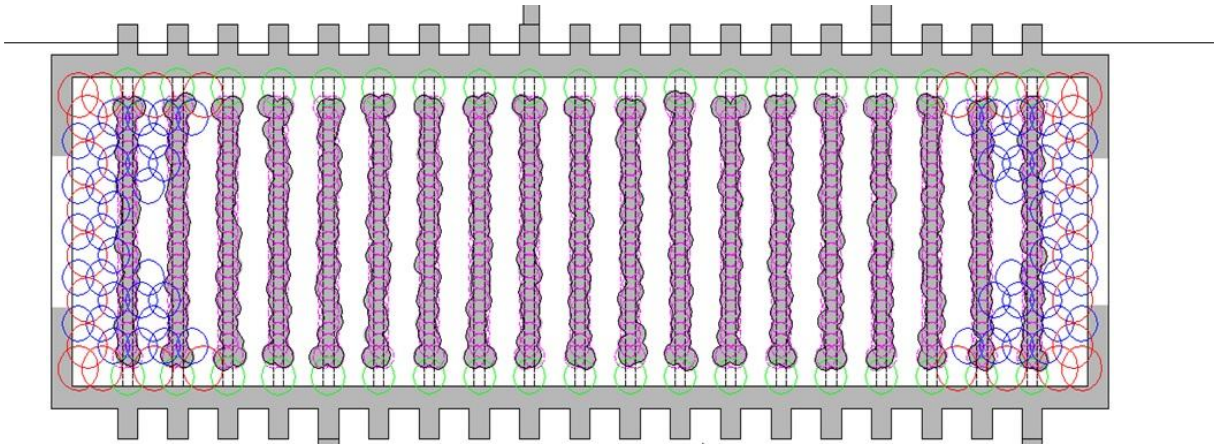


Figure 9. Sortie d'une vue du terrain traité en pieux sécants

L'ensemble de ces considérations nous a conduit à la solution qui a été finalement mise en œuvre, et qui consiste à réaliser les refends en mettant en œuvre deux panneaux de paroi moulée d'épaisseur 1m non jointifs clavés par des colonnes de jet grouting (Figure 10).

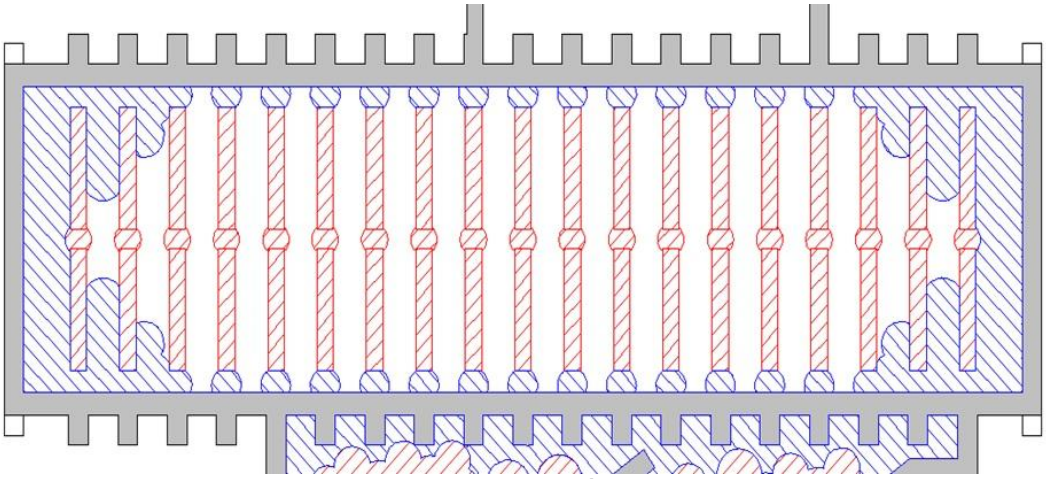


Figure 10. Solution retenue – Paroi moulée avec clavage en jet grouting

D'un point de vue financier, et en dépit du « mort-forage » nécessaire pour réaliser les 4.5m de refend sous le fond de fouille à 30m de profondeur, la réalisation de la majeure partie du traitement en paroi moulée s'est avérée compétitive. La disponibilité sur le site des installations et des ateliers de paroi moulée, parallèlement au fait que la nature des terrains à traiter ne soit pas idéale pour le jet grouting, ont fait pencher la balance vers cette solution.

Pour garantir un bon contact entre les parois moulées périmétriques, le clavage à l'aide de colonnes de jet est apparu comme la solution la plus optimale. Le jet grouting permet en effet de garantir une bonne continuité dès lors que toutes les dispositions sont prises pour s'assurer de la position de la colonne et du diamètre de cette dernière.

Au droit de tympans, afin de garantir un appui continu à la paroi moulée plane et de transmettre les efforts de butée latéralement aux parois des longs pans, une voûte de terrain a dû être traitée. En cours d'exécution, compte-tenu de la difficulté de mise en œuvre du jet grouting dans ces terrains, il a été décidé de rajouter entre le tympan et les deux premiers refends, quatre panneaux de paroi moulée supplémentaires, dont le rôle était de minimiser le nombre total de colonnes de jet grouting (Figure 11).

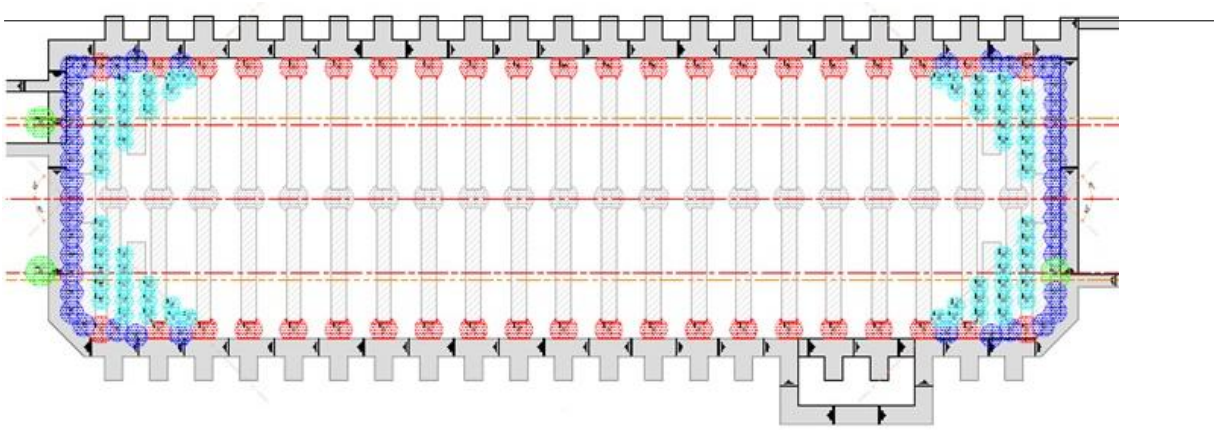


Figure 11. Solution mise en œuvre – Station Jean-Médecin

Enfin, de part et d'autre des stations principales viennent se greffer des ouvrages des ventilations et d'accès (Figure 12). Comme sur l'accès Sud de la station Durandy, il a été nécessaire, pour certains de ces ouvrages annexes, de créer un appui sous le fond de fouille avant terrassement, en utilisant le même principe.

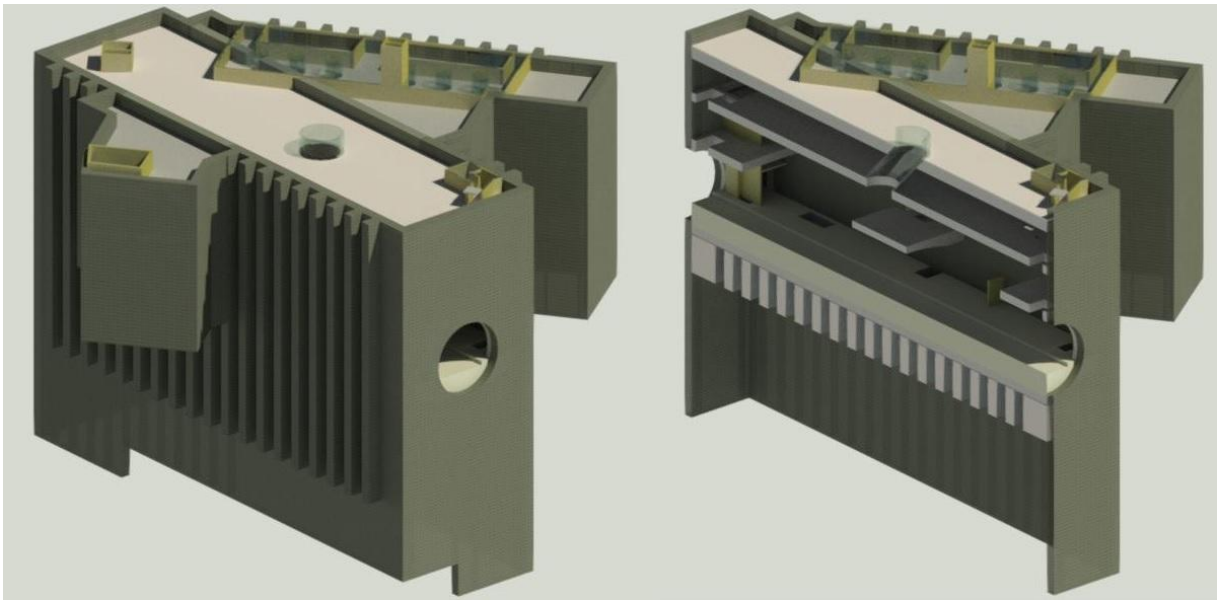


Figure 12. Vue 3D – Station Durandy

6. Conclusion

Le traitement des terrains sous fond de fouille est une solution habituellement retenue dans le cas où l'on rencontre des difficultés pour mobiliser la butée.

La solution proposée par Solétanche Bachy, dans le cadre du projet du tramway de Nice, s'appuie à la fois sur des refends réalisés sous le fond de fouille, avant terrassement, mais aussi sur un soutènement en paroi moulée en Té de forte inertie qui a permis de faciliter les terrassements jusqu'au fond de fouille en supprimant de nombreux butons.

Cette solution a su répondre à toutes les exigences liées au contexte très urbanisé de la ville de Nice.

Depuis la fin du génie-civil, ce sont les radiers des stations qui ont pris le relais, déchargeant progressivement les refends au fil du fluage et des redistributions d'efforts.

EFFET EN 2D D'UNE CHARGE STATIQUE OU ROULANTE SUR UNE PLATEFORME SUR SOL RENFORCE PAR INCLUSIONS RIGIDES

2D EFFECT OF A STATIC OR ROLLING LOAD ON A PLATFORM REINFORCED BY RIGID INCLUSIONS

Thierry Dubreucq[1], Luc Thorel[1], Alexandre Jagu[1], Stéphane Lerat[1], Alain Neel[1], Patrick Gaudicheau[1], Philippe Audrain[1]
[1] *Université Gustave Eiffel, Laboratoire Centrifugeuses Géotechniques, Nantes, France*

RÉSUMÉ – L'effet des charges statique ou roulante sur une plateforme granulaire de faible épaisseur, fondée sur un sol mou renforcé par inclusions rigides, est étudié à l'aide d'un modèle 2D réduit au 1/10ème. La position de la charge et le renforcement horizontal sont scrutés, notamment via l'analyse d'image.

ABSTRACT – The effect of static or rolling loads on a thin granular platform, based on soft soil reinforced by a mesh of rigid inclusions, is studied using a 2D model reduced to 1/10th. The position of the load and the horizontal reinforcement are scanned, in particular via image analysis.

1. Introduction

L'amélioration des sols meubles avec des inclusions verticales rigides est maintenant une technique répandue (e.g. ASIRI, 2013). Dans le cadre du Programme National de Recherche ASIRI + (Briançon et al., 2020, ASIRI + 2021), lancé en 2019, de nouveaux thèmes de recherche sont investigués, dont le cas de la charge roulante.

Une des approches utilisées est la modélisation en centrifugeuse. Le travail expérimental en macro-gravité concerne ici l'étude 2D du comportement des plateformes de transfert de charge (PTC) minces sur des inclusions rigides (IR) soumises à des charges statique ou roulante sur la plate-forme (figure 1). Le modèle physique se compose d'un sol analogue en polystyrène souple et de plaques métalliques verticales régulièrement espacées au-dessus d'un subtstratum, et d'une PTC sableuse éventuellement renforcée par une géogrille.

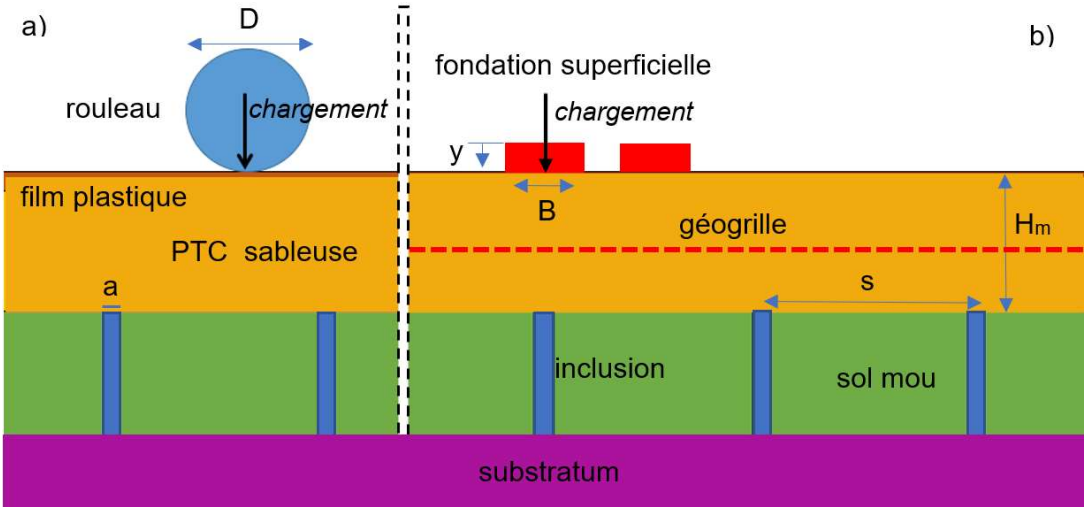
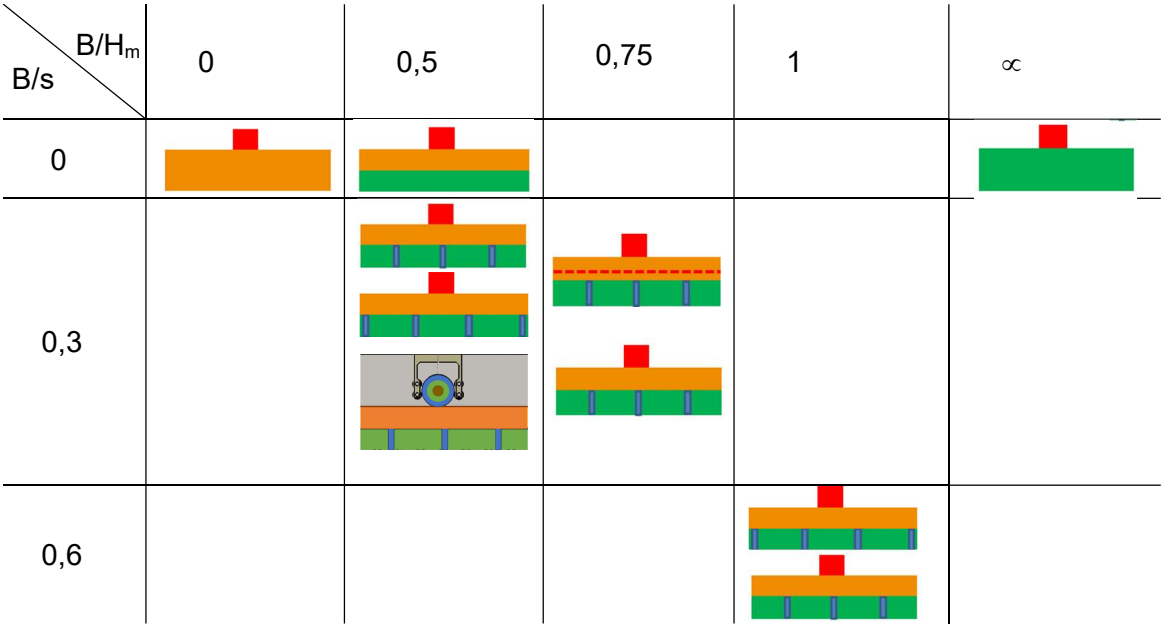


Figure 1: Géométrie 2D du modèle physique –
a) rouleau en translation ; b) chargement (quasi) statique d'une semelle filante, au-dessus d'une IR ou entre deux IR

La géométrie 2D est une première étape (Lukiantchuki et al. 2018) qui, au travers de la face transparente du conteneur, permet de visualiser les mécanismes en jeu et de les analyser via l'utilisation d'une technique de traitement d'image. Dans la suite, on décrira successivement la conception 2D des modèles statiques et roulants, à l'échelle 1/10ème. Les premiers résultats d'essais seront présentés et analysés. Chaque modèle est placé dans un conteneur rigide disposant d'une face transparente latérale. Sous une accélération de 10×g, on peut ainsi visualiser dans la PTC les déformations et les mécanismes de rupture, sous des chargements verticaux, statiques ou dynamiques.

Sur la figure 1 et dans le tableau 1, B désigne la largeur de la semelle filante, H_m la hauteur de la PTC sableuse, et s l'espacement (entre-axes) entre les inclusions. Six combinaisons géométriques (B/H_m × B/s) sont présentées.

Tableau 1. Configurations géométiques des essais de chargement statique et dynamique



2. Chargement statique

2.1. Conception du modèle 2D statique

Dans un premier conteneur rigide de 54 cm de long et de 22 cm de large (figure 2), deux semelles en aluminium ont été chargées tour à tour. A l'échelle du prototype (on rappelle que les dimensions du modèle physique doivent être multipliées par 10 ici), la première semelle mesure B = 30 cm de largeur et L = 180 cm de longueur. La deuxième semelle prototype est plus large avec B = 60 cm et de même longueur. La face inférieure des deux semelles a été rendue rugueuse par sablage leur donnant une rugosité normalisée $R_n=R_{max}/d_{50}$ = 0,46 qui implique un frottement d'interface proche du frottement interne du sable.

L'accélération centrifuge de 10×g (où g = 9,81 m/s²) est appliquée à la base de la semelle. Le chargement statique est vertical, centré et contrôlé en déplacement à la vitesse de 0,5 mm/min pour tous les essais, au moyen d'un vérin électrique. Il est solidaire d'une poutre de réaction fixée au conteneur. Une rotule assure la liaison entre la semelle et le vérin.

La PTC est un sable de Fontainebleau de type NE 34. Son épaisseur H_m est égale à 40 cm ou 60 cm à l'échelle du prototype, selon les configurations testées. Le sable (d_{50} = 0,21 mm) est moyennement dense (I_d = 0,73). Il est mis en œuvre par pluviation dans le conteneur, avec deux lignes de sable coloré intercalaires, de manière à obtenir une masse volumique de 1648 kg/m³. Son angle de frottement interne est égal à 32 degrés.

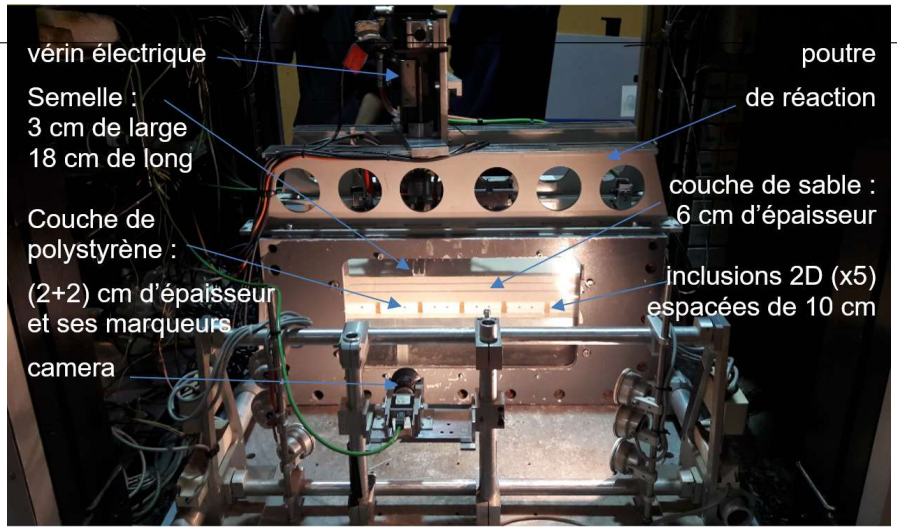


Figure 2 : Le dispositif de chargement de la fondation superficielle filante observé derrière la vitre du conteneur à face transparente, en cours d'installation dans la nacelle de la centrifugeuse

Figure 2, les inclusions 2D disposées tous les s=10 cm dans le modèle sont constituées de plaques d'aluminium rigides, posées sur une plaque d'aluminium épaisse pour simuler le substratum. Leur rotation dans le plan de la vitre est bloquée à l'arrière. A l'échelle du prototype, les inclusions font a=10 cm d'épaisseur et sont disposées tous les mètres. L'aire de l'inclusion rapportée à l'aire du maillage d'IR est donc de α=10%. La surface des têtes d'IR a également été sablée.

Le sol compressible est simulé avec un polystyrène expansé de masse volumique 15,5 kg/m^3 (Th.38, produit Knauf©). Deux couches superposées de 2 cm d'épaisseur (40 cm à l'échelle du prototype) sont disposées au-dessus du substratum. Avec un coefficient de Poisson quasi nul, le polystyrène ne transmet pratiquement pas de pression horizontale sur les inclusions lorsqu'il est comprimé. Ainsi, il y a très peu de frottement latéral sur les inclusions lors du chargement. Son module a été déterminé après l'analyse du chargement de la semelle filante B= 3 cm de large sous 10×g sur un massif en polystyrène de 8 cm d'épaisseur, à l'échelle du modèle. Pour un tassement égal à 10%B, une contrainte égale à 70 kPa a été mesurée sous la semelle en centrifugeuse. En appliquant la formule du chargement-tassement d'un milieu élastique, on déduit un module de 1 MPa. Ce module est bien représentatif d'un sol meuble.

La géogrille est une moustiquaire en fibre de verre à maille carrée de 1,6×1,6 mm² et de 0,4 mm d'épaisseur (produit Windhager©). Sa résistance à la rupture vaut 10 kN/m (soit 100 kN/m à l'échelle du prototype) pour une déformation très faible de 1 %. Pour simuler le géotextile anticontaminant, un géotextile non tissé de 0,4 mm d'épaisseur aussi a été disposé sur les têtes d'IR et le polystyrène. Sa résistance à la rupture vaut 6 kN/m pour une déformation de 37%. Nous avons considéré par la suite que ce dernier ne participait pas ou très peu au renfort compte de tenu de sa très grande déformabilité.

2.2 Résultats d'essais et analyses

Hors renfort par géogrille, la figure 3 montre l'augmentation de la contrainte sous la semelle filante en fonction de son tassement au centre (y) rapporté à sa largeur (B). La figure 3.a (resp. 3.b) est relative à une largeur modèle de semelle de 3 cm (resp. 6 cm) pour une épaisseur modèle commune H_m = 6 cm de la PTC (figure 2).

Dans le cas B=H_m (figure 3.b), la contrainte admissible de la fondation, définie pour y/B=3%, est supérieure à celle obtenue pour B=0,5H_m (figure 3.a) : +66 % quand la semelle est au-dessus d'une inclusion, et +128 % entre deux inclusions. Pour B=H_m, la capacité

portante de la fondation, définie pour y/B=10%, augmente de 27 % si la semelle se situe au-dessus de l'inclusion par comparaison à sa position entre deux inclusions.

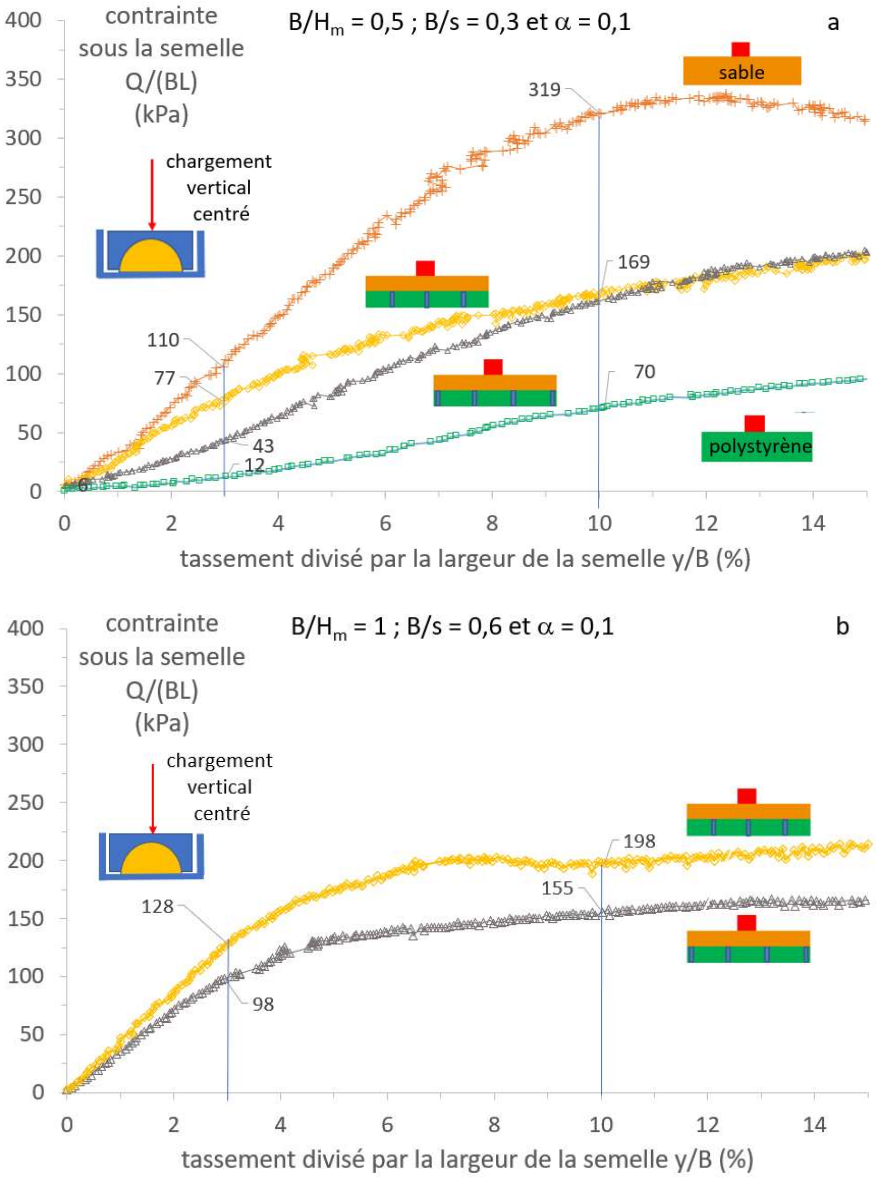


Figure 3 : Contrainte sous la semelle filante Q/(BL) en fonction du tassement relatif y/B de la semelle. cas a) : B/H_m = 0,5 et B/s = 0,3 et les 2 cas de référence ; cas b) : B/H_m = 1 et B/s = 0,6

Pour $B=0,5H_m$, la raideur initiale de la fondation augmente de 79% si la semelle est au-dessus de l'inclusion par comparaison à sa position entre deux inclusions. Mais ensuite les capacités portantes sont quasi égales quelle que soit la position de la semelle par rapport aux IR. Elles valent 2,4 fois la capacité portante de la fondation sur polystyrène seul et 0,5 fois celle de la fondation sur le massif sableux seul.

2.3 Mécanismes de rupture

La figure 4, en relation avec la figure 3.b, concerne le chargement statique à la rupture de la semelle filante de 60 cm de large sur une PTC de 60 cm d'épaisseur, à l'échelle du prototype. Les mécanismes de rupture sont associés au tassement relatif de la semelle y/B=10%. Les plans de cisaillement sont identifiés grâce à des lignes horizontales de sable coloré, et à l'analyse d'images avec le logiciel libre GeoPIV-RG (Stanier, 2016).

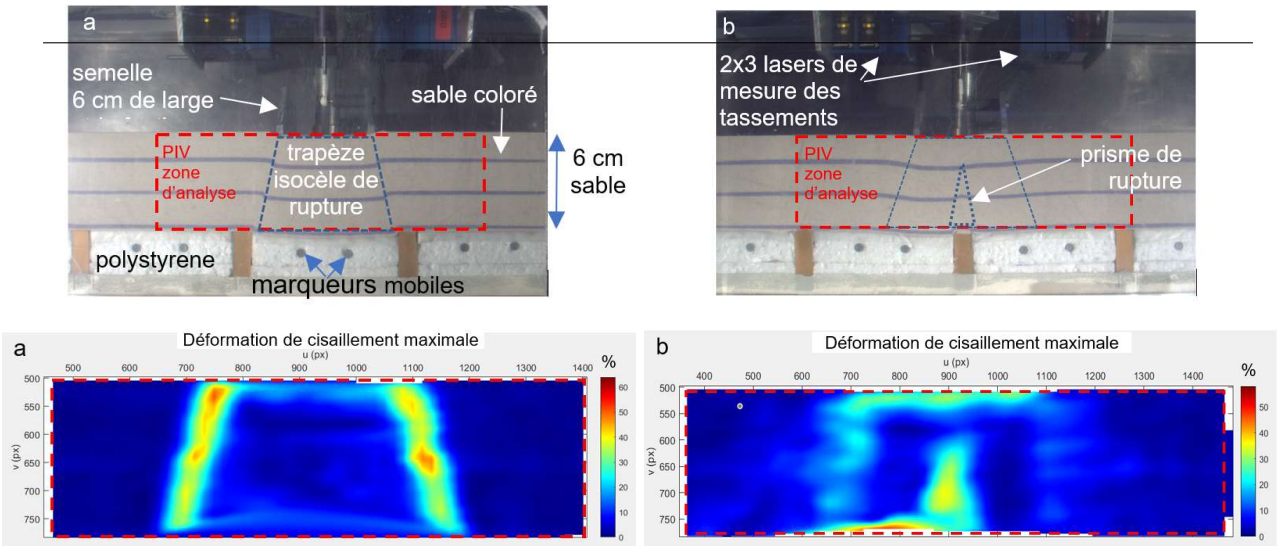


Figure 4 : Localisation de la déformation de cisaillement maximal dans le sable pour le tassement y/B=0,1 tel que B/H_m=1 et B/s=0,6 - cas a) entre deux IR; cas b) au dessus d'une IR .

Le mécanisme représenté sur la figure 4.a est un trapèze isocèle dans le cas où la semelle filante est placée entre deux IR. A la verticale d'une IR sur la figure 4.b, on retrouve le mécanisme précédent, moins accentué, et un prisme de rupture positionné en tête de l'IR qui matérialise une « colonne fictive » de sable remontant à mi-couche (Combarieu, 2008). Le cas b) concentre les plans de cisaillement dans l'axe de la semelle.

A l'échelle du modèle, la figure 5 montre le cas du renforcement additionnel par une géogrille de 21 cm de longueur, disposée à mi-couche dans l'épaisseur de sable ou PTC (H_m=4 cm), pour une semelle de largeur B=3 cm située au-dessus d'une IR.

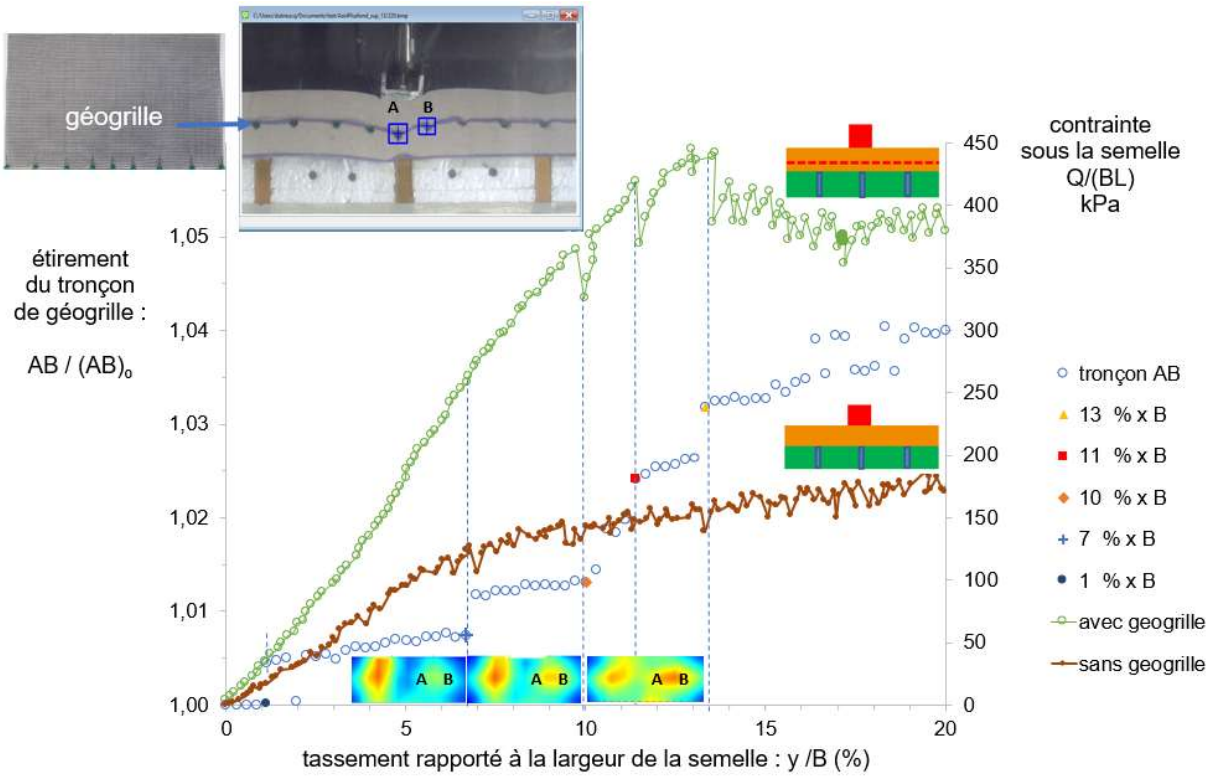


Figure 5 : Etirement d'un tronçon de géogrille sous la semelle située au droit d'une IR, en fonction du tassement réduit y/B – Localisation de la déformation de cisaillement maximale dans le sable – Courbes de chargement-tassement, avec et sans géogrille, pour B/H_m=0,75 et B/s=0,3.

Neuf pointes à tête plate sont enchâssées sur le bord de la géogrille. Le suivi cinématique montre que l'étirement du tronçon AB de géogrille ($(AB)_0$ = 2 cm), situé sous la semelle, commence dès y/B= 1%, avec des mises en tension par paliers à y/B = 1; 7; 10 et 13 %. Ceci explique le doublement de la raideur mesurée à y/B=3%, comparée à celle sans géogrille. En parallèle, les déformations de cisaillement maximales dans le sable se localisent bien le long de ce tronçon AB. Mais d'autres essais ont montré que cette raideur reste inchangée quand la semelle se situe entre deux IR, avec ou sans géogrille.

3. Chargement roulant

Le dispositif de la charge roulante a aussi été développé dans une géométrie 2D. La charge appliquée à la surface du sol par un rouleau a été évaluée grâce aux essais précédents.

3.1. Conception du modèle 2D roulant

Un conteneur plus grand à face transparente a cette fois-ci été utilisé : 80 cm de long et 25 cm de large (figure 6). L'épaisseur de la PTC est de 4 cm à l'échelle du modèle.

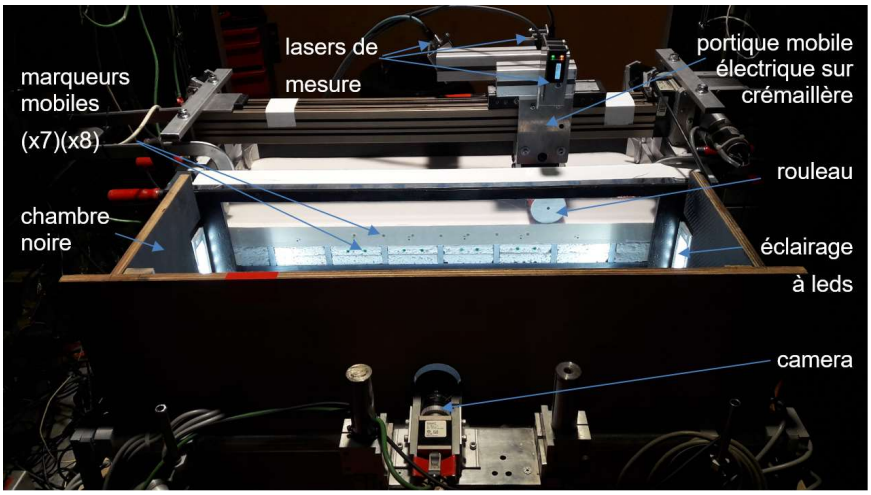


Figure 6 : Le dispositif de roulage du rouleau pour le chargement roulant, observé derrière la vitre du nouveau conteneur à face transparente, lors du montage dans la nacelle de la centrifugeuse.

La charge roulante est constituée d'un tube$^{(1)}$ extérieur en acier de $D^{(1)}$= 6 cm de diamètre à l'échelle du modèle (figure 7.a), à l'intérieur duquel peuvent coulisser deux tubes plus petits: $D^{(2)}$= 4 cm et $D^{(3)}$= 2 cm, de masses respectives 2,9 ; 1,8 et 0,6 kg pour simuler des charges variables (tube$^{(1)}$ ou $^{(1+2)}$ ou $^{(1+2+3)}$). La vitesse de translation du rouleau est de 25 cm/min « en vol » (figure 7.b). Un film plastique PVC de 0,5 mm d'épaisseur tenu à ses extrémités est posé sur la PTC pour éviter l'ensablement du rouleau en translation.

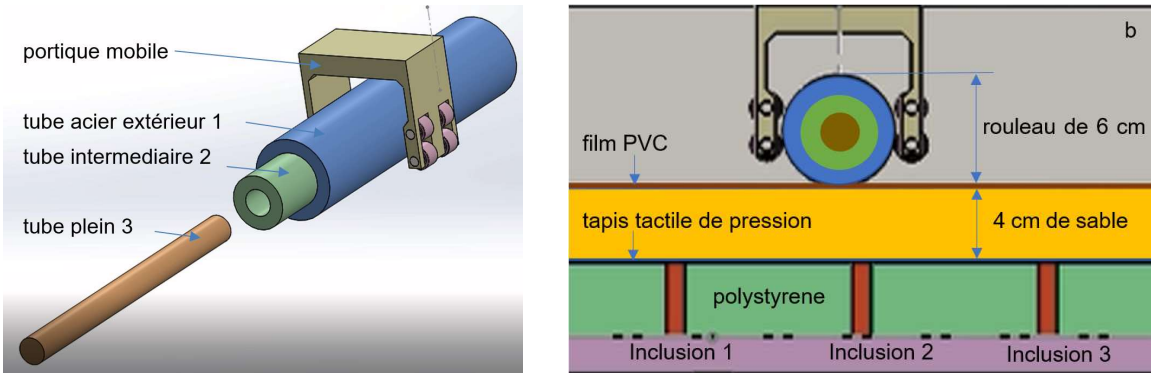


Figure 7 : 3 tubes gigognes forment la charge roulante (a), portique mobile (b)

Un tapis tactile (TactArray, PPS Company©) est placé sur le polystyrène et les 3 têtes d'IR pour mesurer la pression verticale notamment au passage du rouleau-tube. Ce tapis flexible mesure environ 1 mm d'épaisseur. Il est composé de 16×32 cellules de 1 cm².

3.2. Résultats des essais et analyses

On a mesuré par ailleurs la contrainte verticale sous le rouleau-tube(1), immobile, avec le tapis tactile placé d'abord sur la plate forme, à 10×g, entre deux IR : la largeur de l'empreinte du rouleau vaut environ 2 cm à l'échelle du modèle (soit 20 cm à l'échelle du prototype) sous une pression de 57 kPa, soit une valeur proche de la contrainte admissible pour la semelle filante mesurée dans le cas B/H_m = 0,5 (voir figure 3.a).

A 10×g, la figure 8 montre l'évolution de la contrainte maximale verticale au fil des allers et retours du rouleau-tube(1) dans la longueur du conteneur, avec le tapis tactile posé sur les IR et le polystyrène. La charge de roulement induit d'importantes variations sur la pression maximale enregistrée, notamment au droit des 3 IR (figure 7.b).

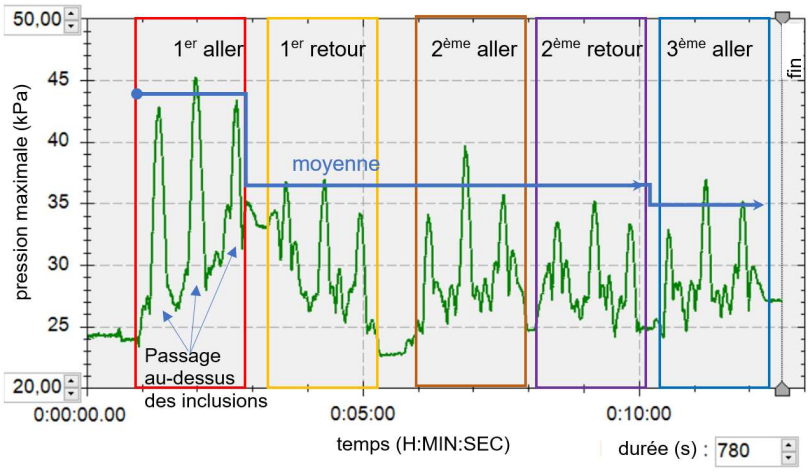


Figure 8 : Evolution de la contrainte verticale maximale mesurée par le tapis tactile sous les passages répétés du rouleau-tube(1).

Lorsque le rouleau-tube(1) passe à la verticale des IR, la contrainte verticale vaut 44 kPa en moyenne au 1er aller, puis 36 kPa au 1er retour, et enfin 35 kPa au 3ème aller.

La figure 9 montre la répartition des contraintes verticales mesurées au-dessus des têtes d'IR et du polystyrène, avant roulage en a), et après 5 va-et-vient du rouleau en b).

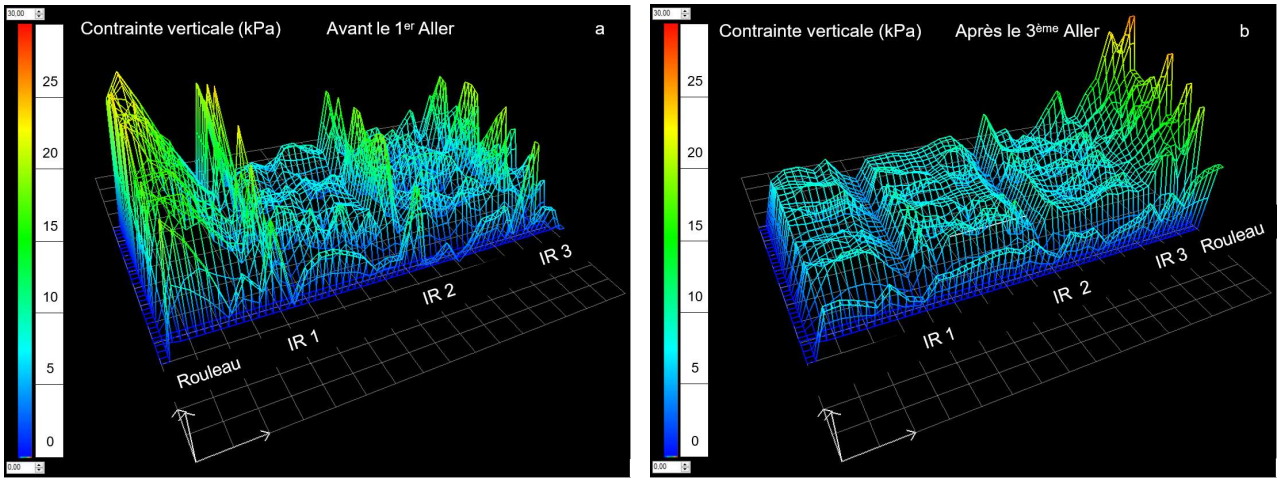


Figure 9 : Répartition des contraintes verticales au-dessus des têtes d'IR et du polystyrène

Avant le roulage, la contrainte verticale exercée par le rouleau-tube(1) sur le polystyrène, après diffusion dans le sable, est proche de celle exercée sur l'IR(1) avec 22 kPa en moyenne. Celles sur l'IR(2) et l'IR(3) sont plus faibles avec 18 kPa en moyenne. La contrainte moyenne sur le polystyrène est de 7 kPa en accord avec l'épaisseur du sable. La faible contrainte exercée sur le polystyrène qui reste dans son domaine élastique permet de négliger le renfort que pourrait apporter le tapis tactile. Cette répartition périodique des contraintes est due à des effets de voûte dans la PTC sableuse qui se développent entre deux IR adjacentes.

Après 5 passages du rouleau, la répartition des contraintes verticales entre les IR et le polystyrène est inversée. Par ailleurs, on a mesuré un retour élastique des marqueurs fixés au polystyrène. Ainsi, la compression puis la décompression de ce sol meuble analogique au passage du rouleau peuvent créer un effet de voûte inverse au-dessus des IR.

4. Conclusions

Concernant les mécanismes de rupture dans la plate-forme, les essais statiques 2D ont montré l'importance du positionnement de la fondation par rapport aux inclusions, et de sa largeur par rapport à l'épaisseur compressible ou à la distance entre les IR.

Une géogrille de renfort additionnel de forte raideur a permis de doubler la raideur globale de la fondation dans le cas où la semelle est positionnée au-dessus d'une IR.

Enfin, les premières simulations de trafic 2D montrent une inversion des effets de voûte dans la PTC sur la contrainte résiduelle verticale au-dessus des têtes d'IR, du moins pour le modèle étudié. On adjoindra entre autres dans les futurs essais une chaussée modèle.

5. Remerciements

Ce travail est financé par le projet national français ASIRI+ (Amélioration et Renforcement des Sols par Inclusions RIgides), un projet de recherche coopératif géré par l'IREX avec le soutien financier du Ministère de la Transition Ecologique. De plus le matériel est en partie financé par le CPER PRIIC-MER (2014-2020).

6. Références bibliographiques

ASIRI (French National Research Project on Rigid Inclusions). (2013). Recommendations for the Design, Construction and Control of Rigid Inclusion Ground Improvements, IREX, Presses des Ponts, Paris, France.

ASIRI+ (Amélioration et Renforcement des Sols par Inclusions Rigides) : https://asiriplus.fr/ (accessed on 13 dec 2021).

Briançon L., Thorel L., Simon B. (2020). ASIRI+: French National Research Program on soil Reinforcement with Rigid Inclusions. 4th International Conference on Transportation Geotechnics (ICTG) Chicago, Illinois, USA August 30 - September 2, 2020. Proc. Advances in Transportation Geotechnics IV, Lecture Notes in Civil Engineering 165,. paper 462. 6p. https://doi.org/10.1007/978-3-030-77234-5_54

Combarieu O. (2008). Remblais sur sol compressible et inclusions rigides. Amélioration de l'approche du dimensionnement. Revue française de géotechnique n° 122, 45-54. https://doi.org/10.1051/geotech/2008122045

Lukiantchuki J.A., Oliveira J.R.M.S., Pessin J., Almeida M.S.S. (2018). Centrifuge modelling of traffic simulation on a construction waste layer. International Journal of Physical Modelling in Geotechnics 18(6): 290–300, https://doi.org/10.1680/jphmg.17.00012

Stanier S.A., White D.J., Blaber J., Take W.A. (2016). Improved image-based deformation measurement for geotechnical applications, Can. Geotech. J. 53: 727–739, https://doi.org/10.1139/cgj-2015-0253

RENFORCEMENT D'UN TERRE-PLEIN PAR INCLUSIONS RIGIDES AVEC MATELAS DE TRANFERT ARME DE TREILLIS SOUDE

REINFORCEMENT OF A PLATFORM WITH RIGID INCLUSIONS AND LOAD TRANSFER PLATFORM REINFORCED BY STEEL FABRIC MAT

Mickael LECOEUR[1], Gaelle GINISTY[1], Rémi DELUZARCHE[1]
[1] *EGIS Géotechnique, Balma, France*

RÉSUMÉ – Sur un terre-plein soumis à des tassements de consolidation et de fluage d'une couche de vase profonde, un renforcement a posteriori par inclusions rigides a été mis en œuvre pour maîtriser les tassements. Le fonctionnement diffère d'un renforcement classique où l'on apporte des charges en tête des inclusions; ici, les charges préexistent. En raison des fortes contraintes du site (nombreux ouvrages enterrés, limitation de l'épaisseur du matelas de transfert), le maillage n'a pu être optimisé, et un renforcement du matelas de transfert par treillis soudé de forte raideur a été nécessaire pour respecter les critères de tassement.

ABSTRACT – On an embankment subjected to consolidation and creep settlements of a deep layer of mud, reinforcement by rigid inclusions was implemented to control the settlements. Contrary to a classical rigid inclusions reinforcement, where loads are applied at the top of the inclusions, here, the charges pre-exist. Due to the strong constraints of the site (numerous buried structures, limitation of the thickness of the load transfer platform), the mesh could not be optimized, and a reinforcement of the load transfer platform by stell fabric mat with high stiffness was necessary to respect settlement criteria.

1. Introduction

1.1. Localisation du projet

Le quai Castel se situe sur la commune d'Anglet dans la zone portuaire de Blancpignon, en rive gauche de l'Adour.

Figure 1. Plan de localisation

1.2. Le quai

Ce quai d'une longueur de 181.10 m est composé d'un rideau mixte type combiwall (tube Ø 1420 / palplanches AZ28) et d'un contre-rideau en palplanches situé à 32 m à l'arrière du rideau principal relié par tirants passifs. Ces tirants horizontaux sont implantés tous les 2.74 m dans l'axe de chaque pieu du rideau principal et sont à la cote +2.00 mCM.

En partie supérieure, le rideau principal est composé d'une poutre de couronnement (poutre d'accostage) en béton armé de 3.60 m x 3.00 de haut.

Parallèlement à la poutre d'accostage, on trouve une poutre, de 1.50 m x 2.50 m de haut fondée sur pieux Ø914, support du rail de grue arrière. L'écartement entre rails de grue est de 10.50 m.

Des entretoises en béton armé de 0.60 m de large et de 0.60 m de hauteur, relient la poutre d'accostage et la poutre arrière. Ces entretoises sont équidistances de 5.48 m entre axes.

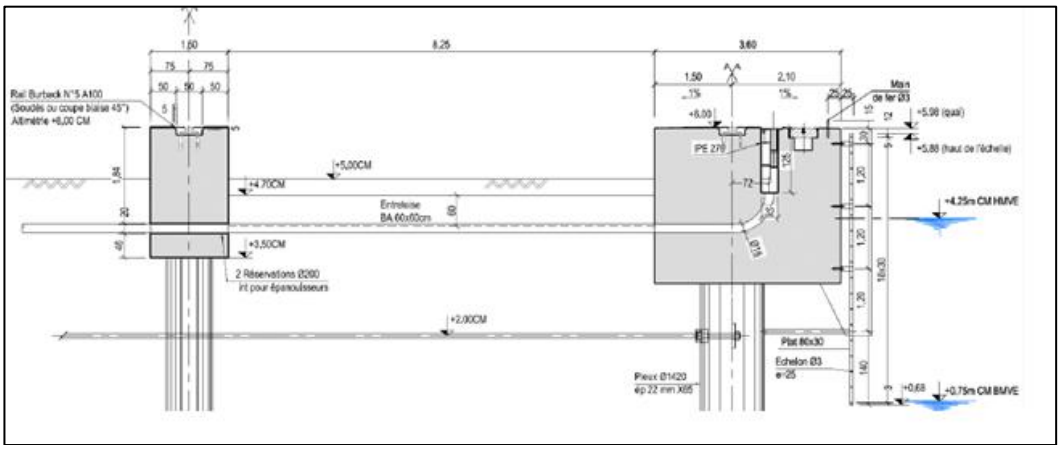


Figure 2. Coupe type de l'ouvrage

Le remblai constitutif du terre-plein présente une hauteur maximum de 16 m, celui-ci est constitué majoritairement de sable dunaire densifié par vibro-compactage pour atteindre une compacité supérieure à 10 MPa (q_c) ou module pressiométrique E_m supérieur à 25 MPa.

2. Désordres

Le quai Castel a été rapidement affecté par des désordres en surface, en particulier dans la zone située entre les deux rails de grue (tous deux fondés sur pieux). Ces désordres sont caractérisés par une évolution progressive des tassements différentiels et sont suivis par des relevés topographiques réguliers sur plusieurs années.

Figure 3. Tassement différentiel visible

3. Contexte géotechnique

La campagne de reconnaissance des sols composée principalement de sondages au pénétromètre statique (CPT) répartis sur l'emprise du quai a permis d'établir un profil géotechnique assez régulier en terme lithologique des sols traversés mais avec des épaisseurs et profondeurs variables selon les zones du quai.

Les reconnaissances menées dans la zone de l'ouvrage, ont mis en évidence une couche d'argile vasarde en base du remblai constitutif du terre-plein (q_c≈0.8 MPa / I_c > 3.0).

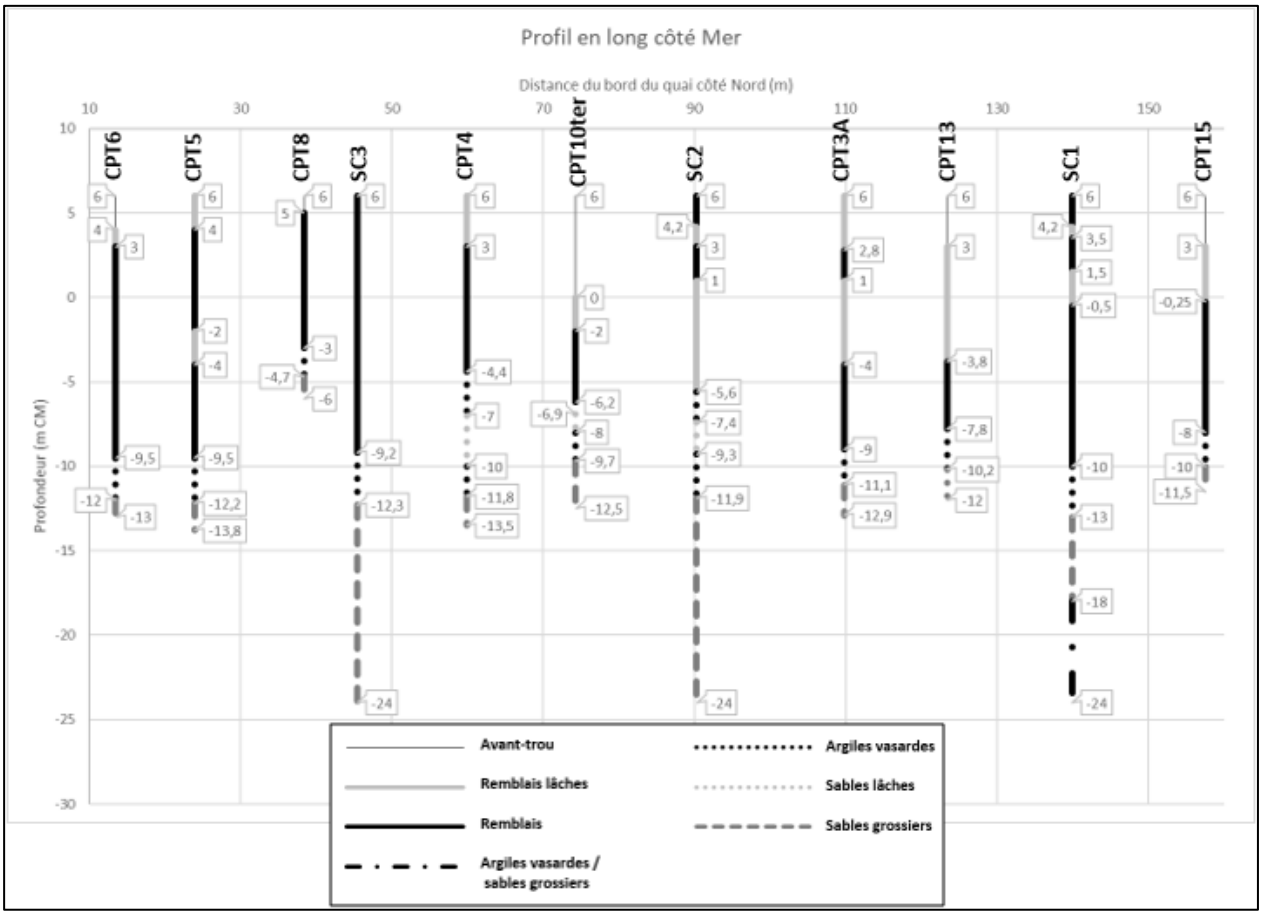


Figure 4. Profil en long géotechnique

Un suivi topographique sur plusieurs années a été mis en place afin de suivre l'évolution de ces tassements. Les cibles ayant été mises en place régulièrement le long du quai, les mesures ont permis d'estimer le paramètre H^*C_α caractéristique des sols en place et ainsi les tassements de fluage sur les différentes zones du quai.

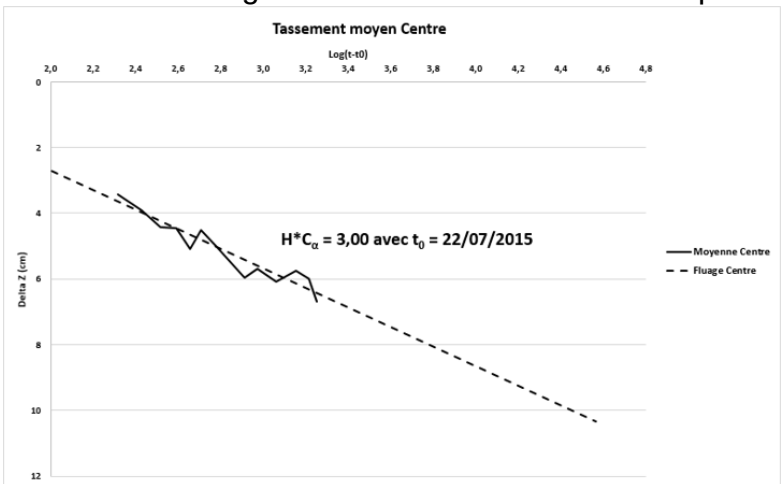


Figure 5 : Exemple de suivi topographique avec estimation du H* C_α

4. Dimensionnement des inclusions rigides

Les désordres visibles sur le quai et les conséquences sur les structures sont induits uniquement par le tassement de fluage des couches d'argiles vasardes présentent en base du remblai du terre-plein. La solution retenue pour stabiliser les tassements totaux et différentiels est un confortement par inclusions rigides.

Dans le cas du renforcement du quai Castel, le fonctionnement des inclusions rigides diffère du mécanisme classique, puisque le projet n'apporte pas de charge nouvelle et que les sols compressibles situés en profondeur tassent sous les charges existantes avant renforcement. Ces tassements vont se poursuivre jusqu'à la mobilisation du frottement le long des inclusions et de l'effet voûte en tête dans le radier.

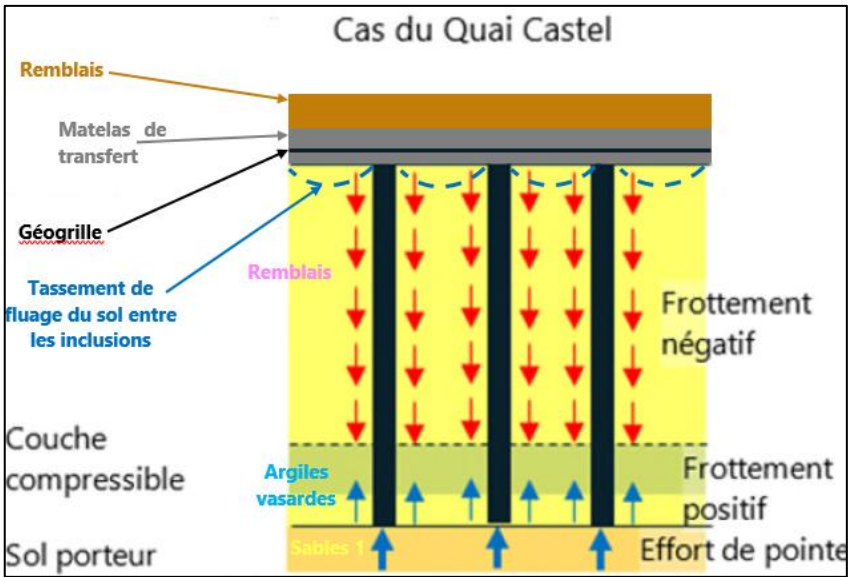


Figure 6. Principe de fonctionnement des inclusions rigides

Par conséquent, le mécanisme prépondérant pour limiter les déformations en surface sera donc la mobilisation d'un effet voûte dans le matelas de transfert. Le frottement négatif s'appliquera sur toute la hauteur d'inclusion située au-dessus de la couche compressible la plus profonde et devra être repris par frottement positif et effort de pointe sur les couches sous-jacentes.

Le maillage des inclusions rigides est contraint par la présence de nombreux ouvrages enterrés existants (tirants, entretoises en béton et assainissement). Le maillage retenu moyen est de 1,81m (dans le sens longitudinal du quai) x 2,06m (dans le sens perpendiculaire au bord à quai).

4.1 Caractéristiques des inclusions

Le frottement négatif sur les inclusions rigides a été estimé grâce au logiciel Plaxis 2D. Un modèle axisymétrique a été créé pour modéliser l'inclusion et le sol qui l'entoure, avec pour rayon équivalent le volume de sol repris par une inclusion dans sa maille élémentaire, soit avec les dimensions suivantes :

- Largeur du demi-modèle = 1,09 m correspondant à une maille équivalente de rayon 1,09 m pour un maillage rectangulaire moyen de 1,81 m x 2,06 m ;
- Profondeur du modèle = 30 m ;
- Profondeur sous la pointe = 9,7 m.

L'inclusion a été modélisée par un élément volumique en élasticité linéaire, avec des interfaces entre cet élément volumique d'inclusion, et ceux adjacents représentant les sols encaissant l'inclusion. L'interface entre l'inclusion et le sol est définie avec le coefficient de réduction d'interface R_{inter}, qui a été évalué en fonction du frottement latéral négatif mobilisable selon le terme de k.tan(δ) de la norme NF P94-262.

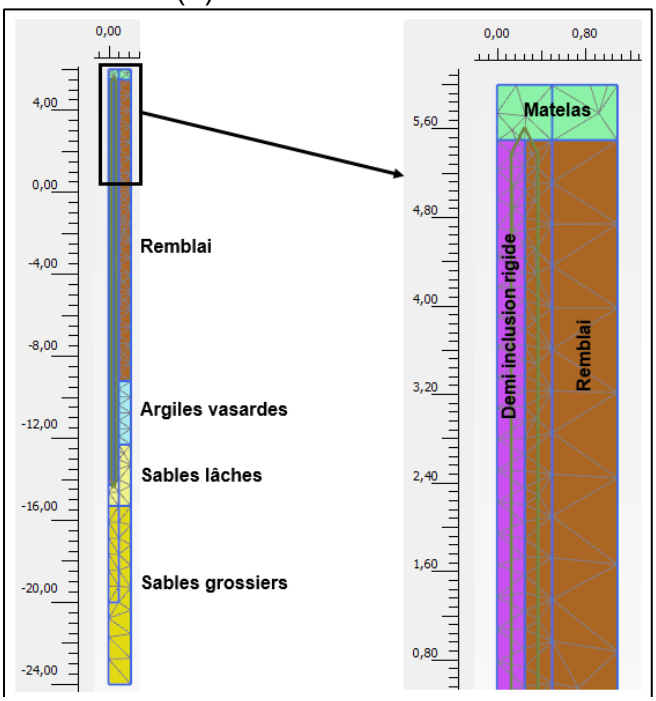


Figure 7. Modèle axisymétrique Plaxis

Afin de modéliser ce frottement négatif, une déformation volumique a été appliquée aux couches d'argiles vasardes (entre 2% et 4%). Les sols ont été modélisés avec un modèle élasto-plastique à critère de Mohr-Coulomb et l'inclusion en béton par un modèle linéaire élastique. Pour les sols en place, le module d'Young E' a été calculé à partir du module pressiométrique E_m et du coefficient rhéologique α selon la relation $E' = E_m/\alpha$.

Les efforts dû au frottement négatif étant important, le diamètre des inclusions est de 500mm (limitation de la contrainte dans le béton conformément aux recommandations ASIRI).

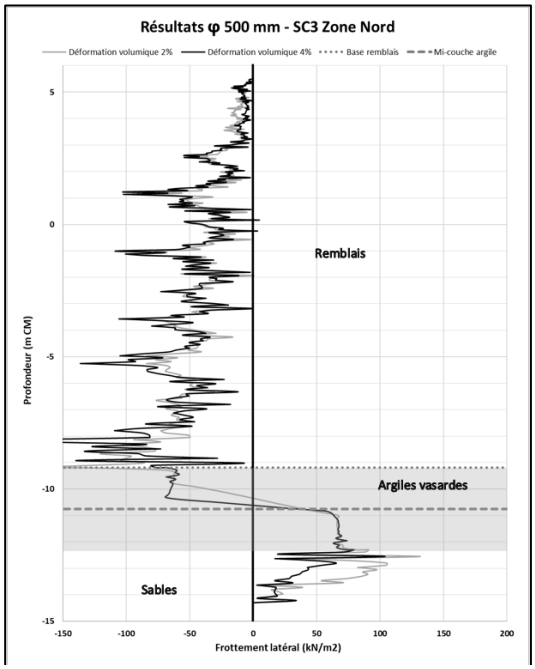


Figure 8. Frottement latéral calculé par Plaxis

Les résultats présentés dans les paragraphes précédents montrent que la déformation volumique de 4% entraîne un frottement négatif et une hauteur critique plus importants qu'une déformation volumique de 2%. Sur la base de ces résultats de calcul en fourchette, le diamètre de l'inclusion est de 500 mm, ce diamètre important est retenu pour reprendre la charge importante induite par le frottement négatif qui est de l'ordre de 1 000 KN par inclusion.

4.2 Dimensionnement du renforcement du matelas de transfert

Afin de respecter le critère de tassement différentiel (2 cm à 100 ans maximum après confortement) et de limiter l'épaisseur du matelas de transfert (1.10m), celui-ci nécessite un renforcement horizontal. Il a été retenu l'hypothèse d'un transfert de charge sur le renforcement par un dôme hémisphérique dans le remblai en appui des inclusions rigides (méthode de Hewlett et Randolph, 1988).

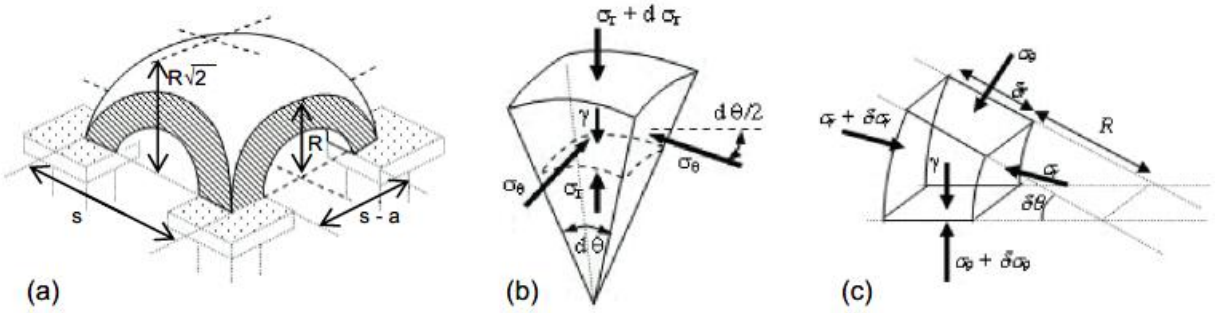


Figure 9. Mécanique de reports de charge hémisphérique (a), équilibre en clef de voute (b) et en tête d'inclusion (c).

L'efficacité retenue est la plus faible des deux, avec :

$$\boldsymbol{E_{min} = \min(Ev; Et)}$$

Efficacité en clef de voute Ev :

$$\boldsymbol{E_V = 1 - \left(1 - \left(\frac{a}{s}\right)^2\right) * (A - AB + C)}$$

$$A = 1 - \left(1 - \frac{a}{s}\right)^{2(K_p - 1)} \; ; \; B = \frac{s}{\sqrt{2}H}\left(\frac{2K_p - 2}{2K_p - 3}\right) \; ; \; C = \frac{s - a}{\sqrt{2}H}\left(\frac{2K_p - 2}{2K_p - 3}\right)$$

Efficacité en tête d'inclusion Et :

$$\boldsymbol{E_T = \frac{\beta}{1 + \beta}}$$

$$\beta = \frac{2K_p}{\left(K_p + 1\right)\left(1 + \frac{a}{s}\right)}\left(\left(1 - \frac{a}{s}\right)^{-K_p} - \left(1 + K_p \frac{a}{s}\right)\right)$$

$$K_p = \frac{1 + \sin(\varphi)}{1 - \sin(\varphi)} \; avec \; \varphi \; l'angle \; de \; frottement \; du \; matelas \; de \; répartition$$

L'effort de traction par mètre linéaire mobilisé dans la géogrille sous l'action des charges verticales appliquées à une maille, notée $T_{d,maille}$ est défini comme suit :

$$T_{d,maille} = \frac{(s - a) * s\sigma_{v,geo}}{2a}\sqrt{1 + \frac{1}{6\varepsilon_d}} = J \cdot \varepsilon$$

Avec :

ε_d : déformation maximale acceptable pour la géogrille et donc en surface dans le cas du Quai Castel ;

$\sigma_{v,geo}$: charge verticale à reprendre par la géogrille entre deux inclusions adjacentes définie par :

$$\sigma_{v,geo} = \frac{s^2}{s^2 - a^2}\sigma_v(1 - E_{min})$$

ε : Déformation maximale de la géogrille (%), déterminée selon les objectifs de tassement en surface, le maillage des inclusions et la faible épaisseur de matelas de répartition, la déformation maximale est de 0.1%.

J: Raideur de la géogrille, celle-ci est de l'ordre de 585 000 KN/m

Les contraintes géométriques imposant un entraxe important des inclusions rigides, la raideur nécessaire du renforcement est très importante, et non atteignable avec des géogrilles classiques, ce qui a conduit à retenir un renforcement par nappe de treillis soudé (30 cm²/ml dans le sens longitudinal et transversal du quai). L'environnement corrosif du site contraint une protection du treillis soudé par galvanisation.

Figure 10. Mise en œuvre du renforcement horizontal

Afin de garantir une rigidité du renforcement, le positionnement des aciers longitudinaux nécessite un recouvrement d'un espacement d'inclusion.

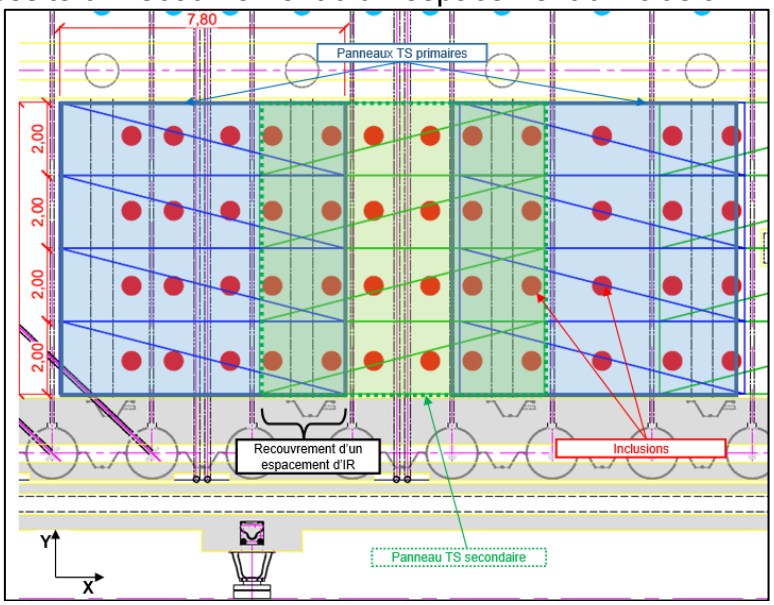


Figure 11. Vue en plan du calepinage du renforcement par treillis soudé (sens X)

5. Conclusion

Le renforcement du quai par inclusions rigides avec un renforcement horizontal a permis de répondre à la demande de limiter le tassement différentiel à 2 cm à 100 ans avec un sol présentant du fluage.

Les contraintes particulières du site (ouvrages existants enterrés importants, environnement maritime) imposent un renforcement du matelas de répartition à l'aide de treillis métalliques galvanisés de forte raideur nécessitant un recouvrement entre panneaux adjacents d'un espacement d'inclusion.

Au total, 454 inclusions rigides Ø500 mm ont été réalisés pour un total de 7500 ml sur une durée de 7 semaines à l'aide d'un atelier de forage à la tarière creuse. Le renforcement horizontal est composé 182 panneaux de treillis soudé galvanisé pour un total de 81 tonnes.

6. Références bibliographiques

ASIRI (2012). Recommandations pour la conception, le dimensionnement, l'exécution et le
contrôle de l'amélioration des sols de fondation par inclusions rigides, Presses des Ponts.

NF P94-262 (2012). AFNOR, Justification des ouvrages géotechniques - Fondations Profondes.

Hewlett W. and Randolph M.A., 1988, Analysis of piled embankments, Ground Engineering, pp. 12-18, April 1988.

RESTAURATION DU GRAND PALAIS : EVALUATION DE LA CAPACITE PORTANTE DE FONDATIONS EXISTANTES

ASSESSING BEARING CAPACITY OF EXISTING FOUNDATIONS IN THE FRAME OF GRAND PALAIS STRUCTURAL RESTORATION

Martin MARNAS[1], Soizic KERFONTAIN[1]
[1] *GEOS Ingénieurs Conseils, Rueil-Malmaison, France*

RÉSUMÉ – La rénovation d'ensemble du Grand Palais induira entre autres la création de planchers ou l'extension de niveaux existants qui seront portés par des appuis nouveaux ou en place. La portance des systèmes de fondations d'appuis existants, consistant en des massifs superficiels, des pieux en bois ou encore en des colonnes de Jet Grouting, a été estimée dans le but d'évaluer leur propension à reprendre des suppléments de charges.

ABSTRACT – The deep transformation of rooms and inner spaces within the Grand Palais notably consists in building up floors or extending former ones. Bearing capacity of existing foundations has to be assessed in order to check if these are tailored for carrying added extra loads that intended renovation works will prompt. Focus is especially made on the contribution brought by jet grout columns implemented for foundations strengthening.

1. Introduction

Le Grand Palais des Champs-Elysées situé dans le VIII^{ème} arrondissement de la ville de Paris fait actuellement l'objet d'importants travaux visant à restaurer l'ensemble de ce monument emblématique de la capitale. La fin des présents travaux est prévue à l'horizon du printemps 2025. Cette campagne de restauration, portée par la RMN-GP (Réunion des Musée Nationaux), est par ailleurs motivée par l'organisation de la prochaine édition des Jeux Olympiques et Paralympiques qui se tiendront à Paris en 2024. A cette occasion, la Nef du Grand Palais ainsi que les galeries accolées accueilleront les épreuves d'escrime et de taekwondo. Ce monument a déjà connu par le passé divers travaux de maintenance. Les fondations des ouvrages en partie Sud ont notamment été renforcées par la mise en œuvre de colonnes de Jet-Grouting (JG).

Le réaménagement des espaces au sein des bâtiments intermédiaires Nord et Sud du Grand Palais nécessite notamment la mise en place de nouvelles files de poteaux sur lesquels s'appuieront les niveaux créés ou étendus. Ces derniers pourront également être supportés par des appuis existants fondés sur des massifs superficiels, pouvant être renforcés par JG.

Afin d'évaluer la propension des fondations existantes à reprendre des suppléments de charges induits, par exemple par la mise en œuvre de nouveaux planchers, des calculs de capacité portante ont ainsi été menés pour les différents systèmes de fondations dont les sollicitations sont amenées à varier. Les fondations déjà confortées par JG ont fait l'objet d'une attention particulière : du fait de la complexité de ces dernières, consistant par endroits en un massif superficiel perché sur des pieux en bois enchevêtrés dans des colonnes de JG, des choix de modélisation ont été entrepris afin de simplifier la démarche calculatoire.

2. Description des ouvrages

2.1. Contexte géographique et identification du site d'étude

Le Grand Palais des Champs-Elysées s'inscrit dans un contexte urbain particulièrement dense : il se situe dans le VIII^{ème} arrondissement de la ville de Paris, sur la rive droite de la Seine. L'extrémité sud du bâtiment est distante d'une centaine de mètres de ce fleuve.

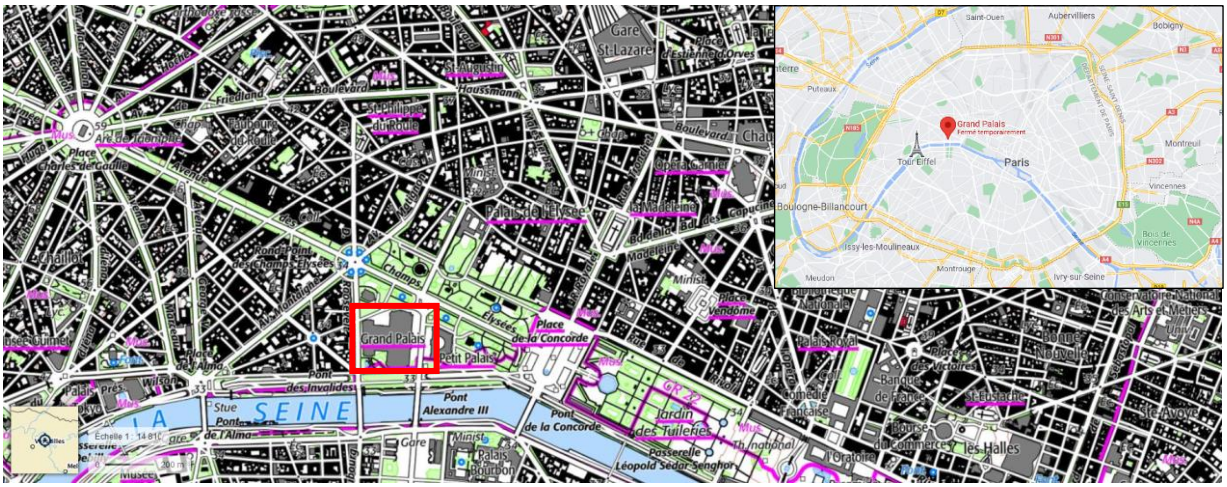


Figure 1. Localisation du Grand Palais – Extrait de carte IGN (source : Géoportail)

Ce monument se décompose en trois organes majeurs que sont la Nef, le bâtiment intermédiaire et le Palais d'Antin qui abrite le musée du Palais de la découverte. Chacun de ceux-ci peut être divisé en différentes zones repérées sur la vue en plan affichée ci-après :

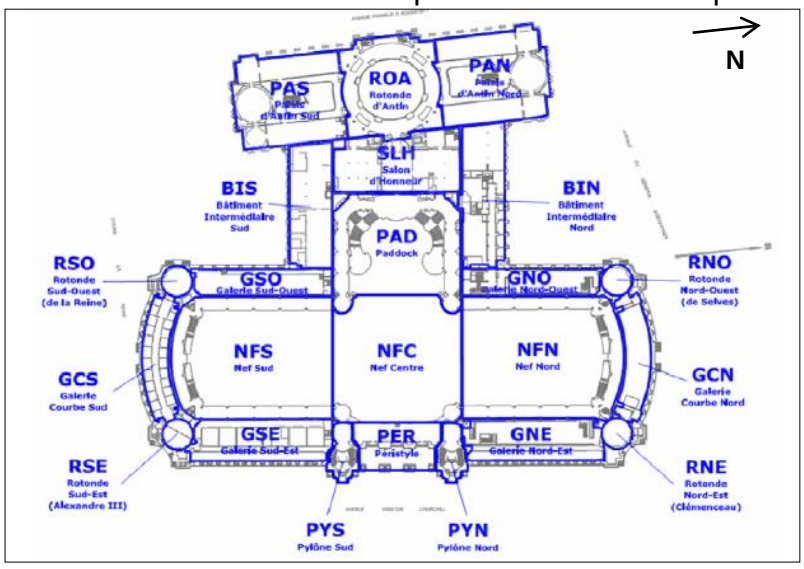


Figure 2. Organisation spatiale du Grand Palais et subdivisions des bâtiments en zones

Les ouvrages de fondations présentés dans cet article sont localisés au niveau des parties nord et sud du bâtiment intermédiaire (nommés BIN et BIS sur la figure ci-avant). La plupart des fondations des appuis de la partie sud du Grand Palais ont été précédemment renforcées lors de travaux d'injections de 2001 à 2003 par l'entreprise Soletanche Bachy.

2.2. Fondations des ouvrages existants

2.2.1. Bâtiment intermédiaire Sud (BIS)

Les fondations existantes étudiées sont réparties suivant deux files notées A et B repérées sur les extrait des deux vues en plan de la Figure 3.

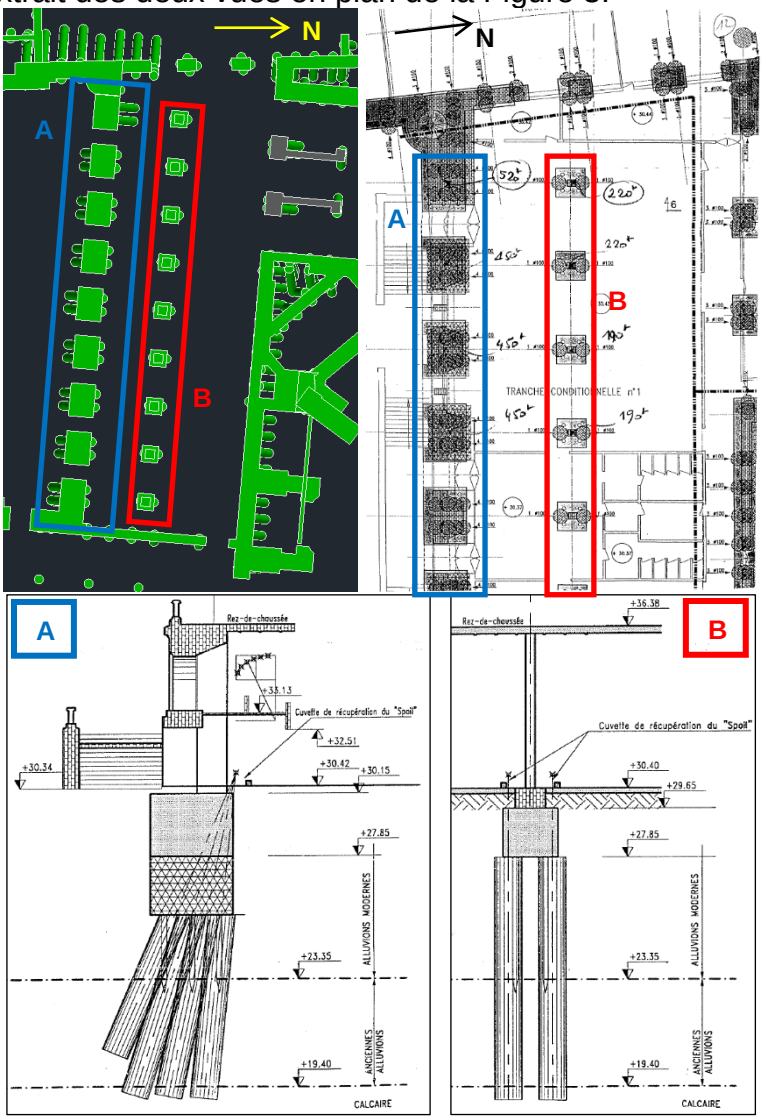


Figure 3. Vues en plan et coupes des files de fondations de la partie Ouest du BIS

Les fondations de la file externe du BIS (file A) consistent en des massifs qui furent initialement fondés sur des pieux en bois de diamètre estimé à 0,2 m, puis renforcés par Jet-Grouting. Six à huit colonnes de JG ont été mises en œuvre au droit de la surface couverte par chaque massif. Chaque massif de JG est organisé en deux files de trois à quatre colonnes. Au sein d'une même file, l'inclinaison des colonnes varie. Les colonnes sont proches les unes des autres au niveau de la base de la fondation sus-jacente. Leurs axes respectifs s'éloignent ainsi lorsque la profondeur augmente. Il est important de préciser que les colonnes montrées sur les coupes sont des représentations simplifiées des volumes de sol impactés par le traitement au JG.

Les semelles de la file B correspondent aux fondations de poteaux en fonte. Chaque semelle était initialement portée par des pieux en bois de diamètre estimé à 0,2 m. De même que pour la file A, chacune de ces fondations a ensuite été confortée par JG.

2.2.2. Bâtiment intermédiaire Nord (BIN)

La répartition des fondations, exclusivement superficielles, analysées au sein du BIN fait état de trois files dénommées A, B et C.

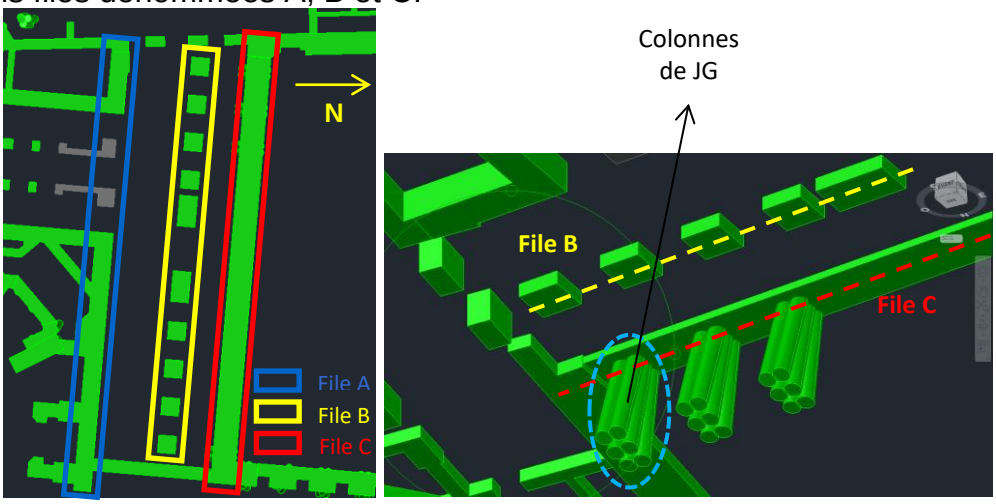


Figure 4. A gauche : vue en plan des files de fondations du BIN – à droite : vue de dessous du système de fondations des appuis de la file C – côté Palais d'Antin

L'alignement de la file B se compose de huit semelles carrées ainsi que de deux autres rectangulaires. Il s'agit des systèmes de fondations de poteaux en fonte ou en béton armé. La file C correspond à une semelle filante courant sur toute la longueur du BIN. Dans la partie Ouest de ce dernier, soit du côté du Palais d'Antin, un renforcement des sols par Jet Grouting (JG) a été opéré au droit de cette semelle. Cela a consisté en l'exécution de trois groupes distincts comprenant chacun six colonnes de JG.

3. Modélisation des systèmes de fondations

3.1. Contexte géotechnique

La succession lithologique au droit du Grand Palais est renseignée dans le Tableau 1. Sur la base de données recueillies lors de sept campagnes de reconnaissances organisées entre 1965 et 2018, deux modèles sont distingués afin de rendre compte des variations stratigraphiques constatées du nord au sud du bâtiment. Cette distinction permet de mettre en évidence la remontée du toit de la couche des Alluvions Anciennes (AA) au droit des bâtiments localisés dans la partie nord tel que le BIN. Cet horizon fait état de bien meilleurs paramètres pressiométriques que ceux associés à la couche sus-jacente d'Alluvions Modernes (AM). Des différences notables, notamment en termes de pression limite nette p_l* sont observées entre ces deux niveaux alluvionnaires. La position de la transition entre ces couches dans l'enchaînement stratigraphique conditionne sensiblement le dimensionnement des fondations des ouvrages.

Tableau 1. Stratigraphies et paramètres pressiométriques

Formation	Base (m NVP)		Classe de sol	p_l* (MPa)		E_M (MPa)		α
	Nord	Sud		Nord	Sud	Nord	Sud	
Remblai (R)	29,5		-	0,3	0,4	2	5	1/2
Alluvions Modernes (AM)	26,0	22,0	Argile, limons	1,1	0,3	10	3	1/2
Alluvions Anciennes (AA)	20,0		Sables, graves	3,1	2,2	26	19	1/3
Calcaire grossier (CG)	14,0	16,5	Marne et calcaire marneux	4,0	3,9	40	43	1/2
Yprésien (Y)	< 6,0	< 7,5	Sables, graves	4,1	4,1	55	59	1/2

Pour ce qui est des fondations profondes, le frottement est négligé dans les formations superficielles que sont les remblais (R) et les Alluvions Modernes (AM).

3.2. Hypothèses de vérification des semelle/massifs existants

Les semelles et massifs au droit desquels le sol n'a pas été traité par JG sont assimilés à des fondations superficielles. La capacité portante mobilisée par ces ouvrages est évaluée suivant la méthode pressiométrique décrite dans l'annexe D de la norme NF P94-261.
Les semelles et massifs précédemment renforcés par JG constituent des systèmes de fondations mixtes puisqu'ils intègrent des colonnes de JG et un(e) massif/semelle sus-jacent(e). La portance des sols mobilisée par ces fondations mixtes est évaluée en tenant compte des éléments de fondation prépondérants. Dans ce cas, nous considérons que les charges appliquées sur la fondation sont intégralement transmises et réparties aux colonnes de JG.

En ce qui concerne les semelles/massifs initialement porté(e)s sur des pieux en bois, il est fait abstraction de l'action de ces anciennes fondations profondes en bois pour les calculs de portance. Il est également considéré que l'intégralité des surcharges appliquées aux semelles/massifs sont reprises par les colonnes de JG.

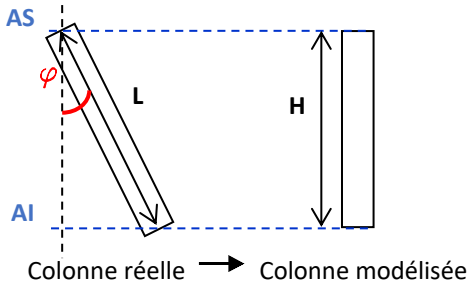
3.4 Hypothèses relatives aux colonnes de JG

3.4.1. Travail en compression

Les massifs superficiels n'étant pas forcément liés aux colonnes de JG sous-jacentes, les éléments structurels des systèmes de fondations mixtes peuvent être désolidarisés les uns des autres. Ainsi, les éléments d'un même système interagissent lorsque le massif superficiel est comprimé. Ce n'est en revanche plus le cas lorsque celui-ci est soumis à de la traction. Nous nous focaliserons uniquement sur le comportement en compression des systèmes de fondations.

3.4.2. Géométrie des massifs de JG

Les massifs de JG consistent en un groupe de colonnes dont la disposition géométrique s'avère complexe. En effet, au sein d'un même groupe, les longueurs et les inclinaisons des colonnes varient. Afin de simplifier leur géométrie, celles-ci ont été modélisées comme suit :



$L \geq H$

Figure 5. Modélisation géométrique des colonnes

Il a été considéré les simplifications suivantes :

- La contribution des colonnes les plus courtes ancrées dans les Alluvions Modernes (AM) est négligée.
- Bien que les colonnes soient inclinées, il n'est pas tenu compte dans les calculs de la surface projetée sur un plan horizontal de la section à l'arase inférieure. La section droite de cette colonne est considérée, à savoir $S_{JG} = \pi.(\frac{B}{2})^2$.
- Les colonnes étant proches les unes des autres voire jointives, un effet de groupe est pris en compte, retranscrit à travers la valeur du coefficient d'efficacité C_e dépendant du nombre de colonnes au sein du groupe, de leur disposition ainsi que de l'entraxe d séparant leurs axes. C'est l'entraxe minimal d_{min} estimé entre les colonnes d'un groupe qui est retenu.

3.4.3. Calcul de la portance

La justification des colonnes de JG, ici apparentées à des fondations profondes non armées, est réalisée conformément aux recommandations de la norme NF P 94-262. Du fait de leur mise en œuvre particulière, les colonnes de JG ne sont pas classées en tant que pieux pour la détermination du coefficient $\alpha_{pieu-sol}$ et le facteur de portance k_{pmax}. Dans les formations traversées par les colonnes, les valeurs de frottement unitaire axial q_s sont issues d'abaques (Bustamante, 2002).

Le facteur de portance pressiométrique k_{pmax} est pris égal à 1,0, la plus faible valeur de ce paramètre référencée dans le tableau F.4.2.1 de l'annexe F de la norme NF P94-262, quelle que soit la formation atteinte par la base des colonnes de JG.

Pour la détermination des résistances de pointe R_b et de frottement axial R_s propres à une colonne isolée, les valeurs des coefficients de sécurité associés (Bustamante, 2002) sont récapitulées dans le tableau ci-après. Les résistances caractéristiques, notées $R_{b;k}$ et $R_{s;k}$, permettent d'obtenir une charge admissible équivalente à une charge aux ELS

Tableau 2. Coefficients de sécurité retenus pour le calcul de portance

	R_b	R_s
Coefficient de sécurité	$\gamma_{b;k} = 2$	- $\gamma_{s;k} = 2{,}5$ sur les 3 premiers mètres de la colonne, - $\gamma_{s;k} = 2$ le long du reste de la colonne

La portance mobilisée par un groupe de n colonnes est notée $R_{c;d}$.

$$R_{c;d} = \sum_{i=1}^{n} R_{b;k;i} + C_e \sum_{i=1}^{n} R_{s;k;i} \quad (1)$$

En tenant compte des simplifications de représentativité de l'ensemble des colonnes d'un même groupe, l'expression (2) se simplifie de la manière suivante :

$$R_{c;d} = n(R_{b;k} + C_e R_{s;k}) = n(\frac{R_b}{\gamma_{b;k}} + C_e \frac{R_s}{\gamma_{s;k}}) \quad (2)$$

Un ultime facteur de sécurité forfaitairement fixé à 1,4 a volontairement été pris en compte pour le calcul de cette résistance à la compression globale.

3.4.4. Résistance intrinsèque des colonnes de JG à la compression

En plus de la capacité portante des terrains mobilisée par chaque colonne de JG, il convient d'évaluer la résistance interne de celle-ci vis-à-vis de la compression. Cette grandeur est à comparer aux charges verticales reprises par les colonnes d'un groupe, suivant l'inégalité suivante :

$$R_{c,int}\Big/f_{c,int} = \frac{q_{c,int}.S_{JG}}{f_{c,int}} = \frac{q_{c,int}}{f_{c,int}}.\pi(\frac{B}{2})^2 > Q_{colonne} \quad (3)$$

Avec :

- $q_{c,int}$: résistance interne à la compression de la colonne de béton de sol ;
- $f_{c,int}$: coefficient de sécurité pris égal à 3 (Bustamante,2002) ;
- S_{JG} : section de la colonne ;
- $Q_{colonne}$: charge verticale que doit reprendre la colonne de JG.

La résistance à la compression a été évaluée à partir d'essais de contrôle accomplis sur des carottes extraites des colonnes de JG. Il en est ressorti que les moyennes calculées sur les valeurs de résistance à la compression sont supérieures à 6,0 MPa. Cette dernière valeur a été retenue et divisée par un coefficient de sécurité de 1,5 pour obtenir la valeur à attribuer au paramètre $q_{c,int}$. Pour une colonne de diamètre $B = 1{,}1\ m$, on en déduit :

$$R_{c,int}/f_{c,int} = \frac{4{,}0}{3}.\pi(\frac{1{,}1}{2})^2 \approx 1267\ kN.$$

La charge verticale à laquelle est soumise une colonne au sein d'un groupe est donc prise égale à la DDC divisée par le nombre de colonnes réalisées au droit de la semelle/du massif étudié. Cette répartition équitable revient à supposer que les colonnes d'un groupe ont toutes la même raideur.

4. Résultats des calculs

Les résultats des calculs de capacité portante sont synthétisés dans les tableaux qui suivent, pour chaque appui décrit conformément au § 2.2. Ces valeurs sont comparées aux descentes de charges associées.

4.1. Appuis du Bâtiment Intermédiaire Sud (BIS)

Tableau 3. Capacité portante mobilisée par les colonnes de JG

Appuis		Poteaux de la file centrale B		Appuis existants de la file externe A			
				Appuis intermédiaires	Appui central	Appui à l'extrémité Ouest de la file	Appui à l'extrémité Est de la file
n		2		6	6 (+2)	8	6 (+2)
		1 colonne de 7,8 m	1 colonne de 8,5 m				
$C_e.R_{s;k}$ (kN)		59,5	95,5	35,5	19,5	21	19,5
$R_{b;k}$ (kN)		1632,5	1853	1853	1853	1853	1853
Portance du groupe de *n* colonnes (kN)	$R_{c;d}$	3640,5		11331	11235	14992	11235
	$R_{c;d}$/1,4	2600		8093	8025	10708	8025

Tableau 4. Descentes de charges verticales en pied des appuis

File	n_{min}	Charge permanente G (kN)	Charge permanente G' (poids d'un massif) (kN)	Charge variable Q (kN)	DDC (kN)		Charge sur colonne (kN)	
					ELS CARA G+G'+Q	ELU FOND 1,35.(G+G')+1,5.Q	ELS CARA	ELU FOND
A	6	3178,36	1335	442,49	4955,85	6756,78	825,98	1126,13
B	2	611,87	255	878,43	1745,3	2487,92	872,65	1243,96

Les valeurs de résistance à la compression $R_{c;d}/1{,}4$ calculées sont supérieures aux intensités des descentes de charges verticales associées à l'ELS Caractéristique ainsi que celles correspondant à l'ELU durable et transitoire. Les charges réparties sur les différents éléments d'un massif de JG sont inférieures à la portance interne $R_{c,int}/f_{c,int}$ d'une colonne isolée caractérisée par un diamètre de 1,1 m, à l'ELS comme à l'ELU.

4.2. Appuis du Bâtiment Intermédiaire Nord (BIN)

Seule la capacité portante relative aux fondations des poteaux de la file B, pour lesquels des valeurs de descente de charges verticales sont disponibles, est communiquée.

Tableau 5. Capacité portante mobilisée par les semelles sous les poteaux

Appuis		File B	
		Semelle carrées	Semelles rectangulaires
Résistance nette du terrain q_{net} (kPa)		1157	1157
$R_{v,d}$ (kN)	ELU FOND	5020	8739
	ELS CARA	3056	5319

La résistance à la compression $R_{v;d}$ mobilisée par chaque semelle de la file B surpasse la charge verticale projetée en pied des poteaux en fonte ou en béton armé à l'ELS Caractéristique ($Q_{v,DDC\ ELS\ CARA} = 2191\ kN$) et à l'ELU ($Q_{v,DDC\ ELU\ FOND} = 3286\ kN$).

5. Conclusions

L'évaluation de la portance mobilisée par des systèmes complexes, comprenant un massif superficiel, éventuellement perché sur des pieux en bois, qui fut renforcée par le procédé de Jet-Grouting, revient à déterminer la résistance à la compression associée aux éléments de fondation prépondérants que sont les massifs de JG. Le principe de calcul de la capacité portante, similaire à celui suivi pour une fondation profonde, est adapté à partir des abaques et des jeux de coefficients (Bustamante, 2002) établis pour des colonnes de JG.

Une valeur de la résistance structurelle des colonnes de JG a également été estimée, cette dernière restant largement dépendante d'interprétations statistiques faites sur les résultats d'essais de compression sur des carottages de colonnes.

L'étude ainsi menée nous a permis de s'assurer que le dimensionnement actuel des fondations existantes, impactées par la rénovation, est suffisant pour reprendre les futures descentes de charges, sans avoir recours à des renforcements. Cette vérification s'appuie sur des campagnes de reconnaissances géotechniques récentes et ciblées au niveau des bâtiments du Grand Palais. Elles ont notamment permis d'établir des modèles géotechniques adaptés pour chaque bâtiment et évaluer les caractéristiques mécaniques des sols de fondations sous l'ouvrage nécessaires aux calculs de vérification des fondations existantes.

6. Référence(s) bibliographique(s)

Bustamante M. (2002). Les colonnes de jet grouting : dimensionnement et contrôle (Bearing capacity and integrity control of jet grout columns), Séminaire Franco-Tunisien : Pathologie des sols et fondations – Hammamet, 7-8 février 2002

CONGELATION DES SOLS - PREDICTION ET RETOURS D'EXPERIENCE

FROZEN SOIL – CONCEPTION AND MEASUREMENT

Grégory MEYER[1], Arnaud GUICHARD[2]
[1] Responsable géotechnique, L15S du Grand Paris Express tronçon T2, SYSTRA, Paris
[2] Responsable Direction Technique Projet L15S du Grand Paris Express tronçon T2, SYSTRA, Paris

RÉSUMÉ – La congélation des sols devient de nos jours de plus en plus courante et se substitue à d'autres techniques plus classique d'étanchéification ou de renforcement de terrain, parfois en cumulant les deux aspects. En se basant sur le projet du grand Paris de la gare de Vert-de-Maisons et ses 5,1 km de tubes congélateurs s'étirant pour certains sur plus de 70m de long, des calculs prédictifs analytiques et numériques ont été réalisés afin de modéliser en régime transitoire et permanent le comportement du massif congelé.

ABSTRACT – Ground freezing become more and more common and replaces sometimes more traditional ground injections or combining both aspects. Based on the Grand Paris Express project of the Vert-de-Maisons station and its 5.1 km of freezer tubes stretching for some over 70m length, analytical and numerical predictive calculations were carried out in order to model in transient and steady state the behavior of the frozen mass.

1. Introduction

SYSTRA est en charge de la Maîtrise d'Œuvre du tronçon T2 de la ligne 15 Sud du futur réseau métropolitain « Grand Paris Express ». Il s'étendra à horizon 2025 sur une longueur de 21 km (figure 1) de la gare de Villejuif Louis Aragon (gare non comprise) à la gare de Noisy Champs (gare incluse). Entièrement en souterrain, il traverse principalement des zones urbaines denses, et intègre trois passages sous-fluviaux (de la Seine et de la Marne). Il desservira 8 gares du Val-de-Marne (94) en correspondance avec des transports urbains et ferroviaires existants ou en projet, dont la gare du Vert-de-Maisons (dite VDM), reliée au RER D et à long terme au Transilien ligne R. Cette gare fait partie du lot T2A, le plus à l'Ouest du tronçon T2, notifié le 01 février 2017 au groupement HORIZON (Bouygues TP mandataire, accompagné par Soletanche Bachy France, Soletanche Bachy Tunnels, BESSAC et la SADE).
La gare du Vert de Maisons se situe sur la commune de Maisons-Alfort dans le département du Val-de-Marne (94). Elle est implantée à l'ouest de la rue Jean Jaurès (RD6) et à l'est de l'actuelle station de RER D et du faisceau ferroviaire reliant Paris Gare de Lyon à Marseille-Saint-Charles.
Le square Dufourmantelle, constitué de bâtiments de logements collectifs, est inscrit à l'inventaire des Monuments Historiques. Il est situé sur l'emprise de la gare, ce qui impose la réalisation d'une boîte réduite pour les terrassements à ciel ouvert. Cette enceinte, approximativement carrée (45 m x 45 m), ne permet pas la réalisation de quais fonctionnels (trop courts pour des rames de 108 m de longueur). La nécessité de réaliser une partie de la gare en souterrain, dite « caverne », sous les bâtiments Dufourmantelle s'est donc imposée très tôt dans les études de conception. Les dimensions de cette caverne (69,5 m x 15,2 m avec deux couloirs latéraux complémentaires de 5 m de largeur de part et d'autre de la section voutée principale) rendent complexes les travaux d'excavation en méthode conventionnelle.

La présence de terrains certes de bonne qualité (Marnes et Caillasses et Calcaire Grossier) mais baignés par une nappe, ont nécessité des travaux d'injection d'étanchement afin de diminuer les débits d'exhaure au sein de la caverne et permettre en partie de sécuriser le creusement de la partie souterraine de la gare. La présence des Sables de Beauchamp sus-jacents, plus déformables, sous nappe et qui tangentent la voûte de la caverne, nécessite des travaux de congélation, car ces sols relativement fins sont difficilement injectables mais présentent un risque de débourrage (Figure 1).

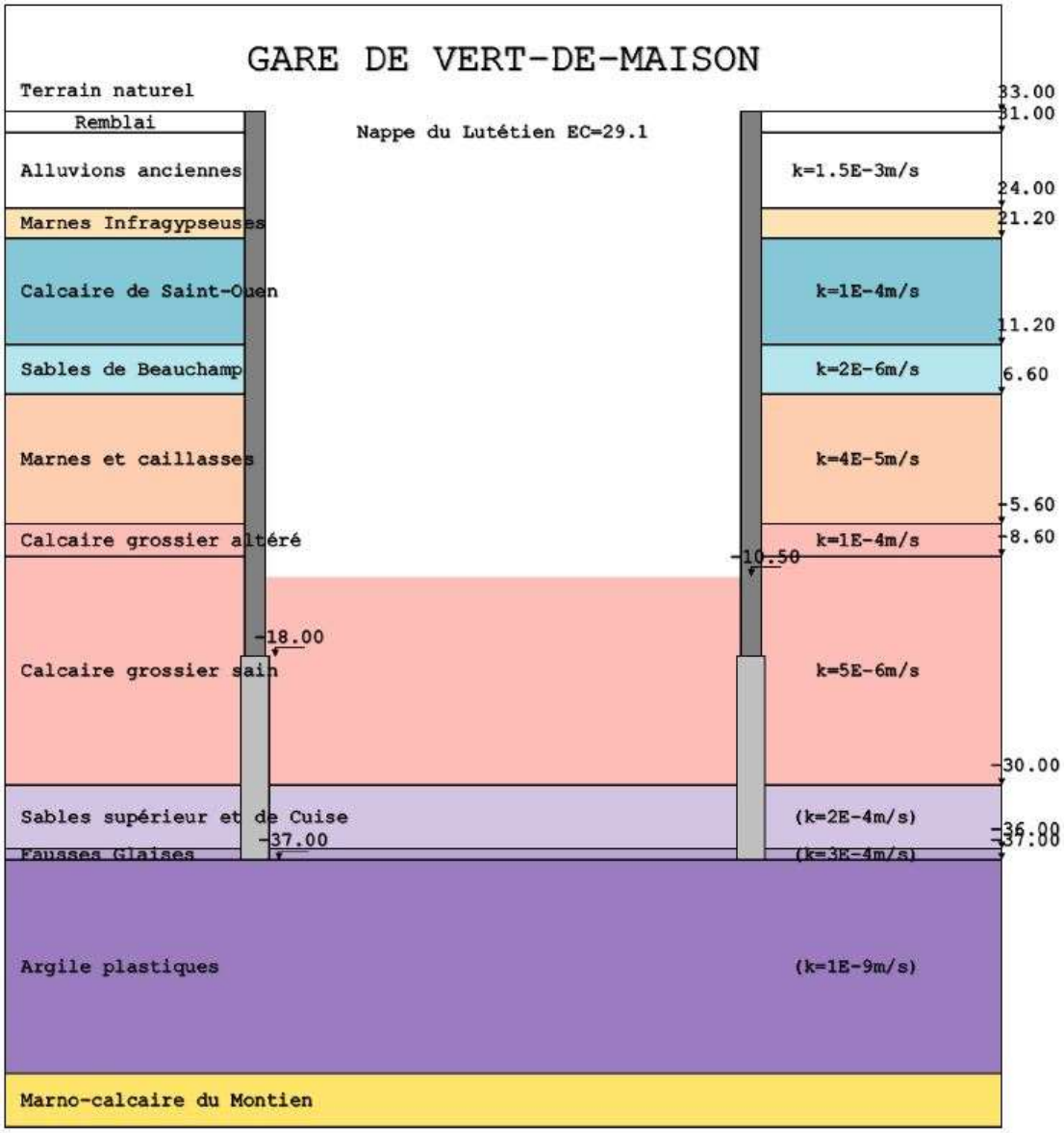


Figure 1 : Coupe géotechnique de la gare de VDM

2. Description du système de congélation

Selon les critères du guide GT8R2F1 de l'AFTES (2006), l'utilisation de coulis spécifiques type micro-ciments sont nécessaires pour injecter les Sables de Beauchamp locaux, mais le résultat peut s'avérer incertain. Ce constat part de la nature même de ces sables, dont l'appellation est trompeuse, notamment au Sud-Est de Paris. Cette formation du Bartonien est constituée d'une superposition de niveaux sableux fins gris vert (parfois grésifié) et de niveaux plus ou moins argileux, voire marneux, sur une épaisseur totale comprise entre 5 et 8m. La distinction relativement classique de deux voire trois faciès dans cette couche, à

savoir un niveau supérieur et inférieur séparés par un niveau médian, n'a jamais été retrouvée dans le secteur d'étude.
Ainsi, les essais en laboratoire ont mis en évidence un faciès plutôt de sol fin, avec un passant moyen de 81% à 80 µm, 19% à 2 µm et une V_{BS} de 1,9 pour un I_P de 15. La visualisation réelle de cette formation, lors des terrassements d'ouvrages les traversant, a confirmé ce caractère particulier des Sables de Beauchamp (Figure 2), en lien avec ses caractéristiques mécaniques relativement correctes (E_M = 25 MPa, p_l^* = 2,8 MPa et R_c = 0,9 MPa).

Figure 2 : Front de taille dans les Sables de Beauchamp lors des terrassements

Dès lors, la conception de la gare proposait une excavation souterrain à l'abri d'une coque de terrain traité par jet grouting, finalement modifiée en phase d'exécution en congélation. Le système de congélation se compose de tubes congélateurs, mis en série pour certains en fonction de leur linéaire (limité à 100 m), qui sont refroidis par un fluide en circulation à basse température (ici en l'occurrence de la saumure à -30°C, qui est constituée d'une solution aqueuse de chlorure de calcium $CaCl_2$). Le dispositif se décompose en une partie linéaire de 70 m de longueur, appelé « dalle congelée » (au centre de la Figure 3), et qui permet de sécuriser l'excavation sous-jacente vis-à-vis des risques de débourrage, excavation située sous 2m de hauteur de garde dans les Marnes et Caillasses. Cette dalle congelée a donc un objectif purement hydraulique, et la température de congélation visée à cœur du massif est de -5°C, par le biais de 36 congélateurs espacés d'environ 1 m sur deux lits (et un linéaire total d'environ 2 690 m). Un deuxième dispositif complémentaire permet, dans un second temps, de congeler les couloirs mezzanines, qui seront à terme les futurs escaliers mécaniques d'accès aux quais de la gare. Cette seconde installation est donc inclinée pour suivre le génie civil de ces couloirs. Ces couloirs traversant intégralement les Sables de Beauchamp, la congélation joue alors un rôle mécanique et la température objectif descend à -10°C (et un linéaire total d'environ 2 830 m).

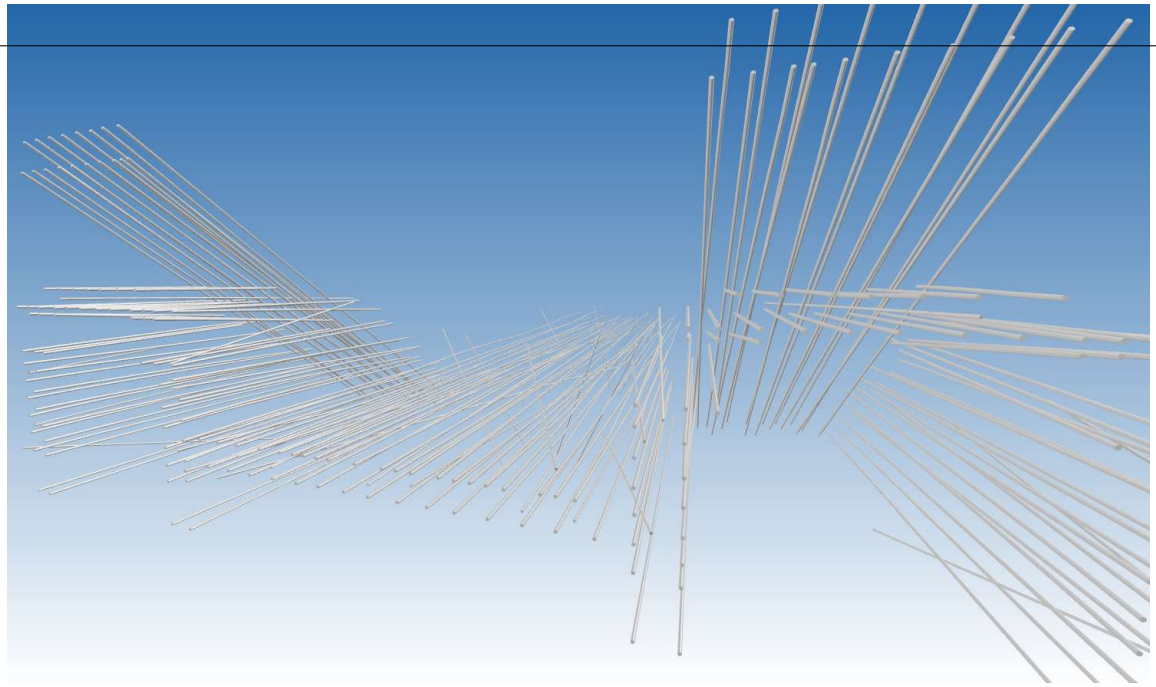


Figure 3 : Vue 3D du dispositif de congélation

Les tubes congélateurs sont composés de deux tubes coaxiaux en inox, entre lesquels circule le fluide refroidissement. Ces tubes ont été insérés dans un forage à l'abri d'un tube perdu de 114 mm de diamètre extérieur (Figure 4). L'intégralité des forages a été récolé dans les trois dimensions sur toute leur longueur afin de connaître précisément leurs déviations et ajouter des forages de congélation si nécessaire. Le choix d'un matériau en inox a été décidé au cas où un changement de fluide plus frigorigène devrait être envisagé à un moment donné du projet (azote liquide injecté à -196°C). Il s'agit d'un choix sécurisation de la congélation et non d'une nécessité selon le dimensionnement du dispositif, puisque la durée de la mise en froid de 30 jours était admissible dans le planning général des travaux.

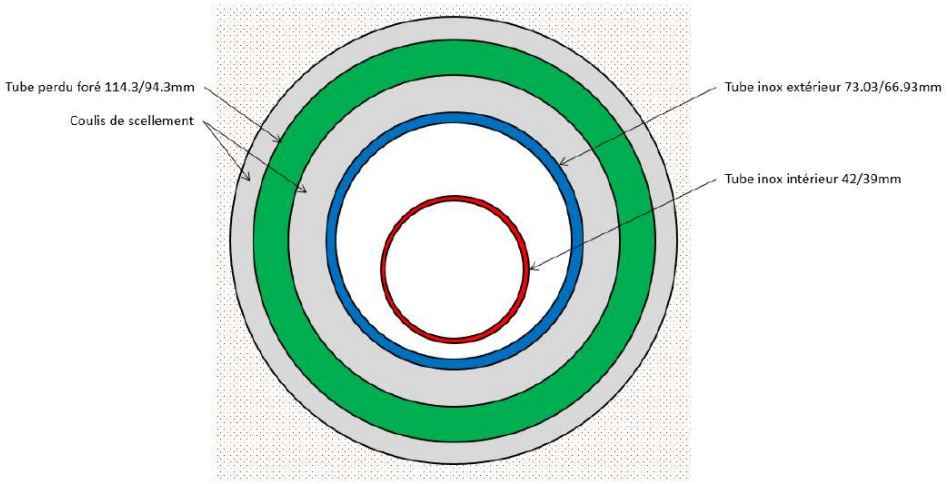


Figure 4 : Dispositif des tubes de congélation

De nombreux essais en laboratoire ont été réalisés sur des échantillons carottés dans les Sables de Beauchamp. Ceux-ci ont consisté à réaliser des essais mesures de résistances à la compression, détermination des paramètres de cisaillement et des modules de déformations, pour des éprouvettes « intactes », sous congélation (à -5°C, -10°C et -20°C) et après dégel. Ces essais sont indispensables pour déterminer le comportement

mécanique du massif gelé, tout comme les essais de minéralogie qui ont permis d'en déduire la conductivité thermique du sol. Enfin, des essais de gonflement et de porosité des sols ont été réalisés afin d'estimer les soulèvements liés d'une part au changement de phase (de l'ordre de 1 à 4% du volume gelé) et d'autre part au potentiel de ségrégation en lien avec la succion cryogénique.

Pour contrôler le design de cet imposant système, des thermocouples, c'est-à-dire des capteurs de températures, sont installés tous les 40 cm à 2 m dans des forages spécifiques, interceptant de biais les zones congelées afin de déterminer les épaisseurs réellement congelées (pour un objectif de 1,6 m pour les couloirs mezzanines et 2 m pour la dalle). Ces thermocouples ont une sensibilité de +/- 0,5°C et sont suivis automatiquement sur une plateforme dédiée. Afin d'alimenter en froid l'intégralité du circuit (volume de 50 m^3), 1 bac de saumure de 9 m^3 est installé en surface, refroidis par un ensemble de 7 groupes froids de 157 kW chacun (soit 1 100 kW au total) à -30°C. Cette installation permettra de développer une puissance totale théorique de 618 kW lors de la mise en froid du système à cette même température, écrêtée sur les 5 premiers jours afin de ne pas surdimensionner le système. Cette puissance chutera à 250 kW pendant la phase d'entretien de la congélation et le creusement de la caverne souterraine.

Le suivi et l'enregistrement de la puissance délivrée permet de comparer la puissance théorique à la puissance réellement développée, par mètre linéaire de tubes congélateurs (Figure 5). Une constatation immédiate est que la moitié de la puissance fournie par les groupes froids (650 kW au total) est consommée en dehors de la zone congelée (dans les conduites et dans la gare), sans pour autant pouvoir diminuer cette puissance au risque de ne pas mettre en froid suffisamment rapidement le sol. L'autre moitié de la puissance développée, celle entrant directement dans les tubes congélateurs forés dans le sol, est de l'ordre de la moitié de celle estimée par le calcul sur les premiers jours de mise en froid. Sur la deuxième moitié de la mise en froid, les puissances semblent rejoindre les valeurs théoriques. Une des raisons de cet écart est lié à la différence entre la température du sol réelle (de l'ordre de 16 à 17°C) et la température prise en compte de manière sécuritaire à 25°C dans les calculs, ce qui demande au final moins de puissance pour arriver à la même baisse de température.

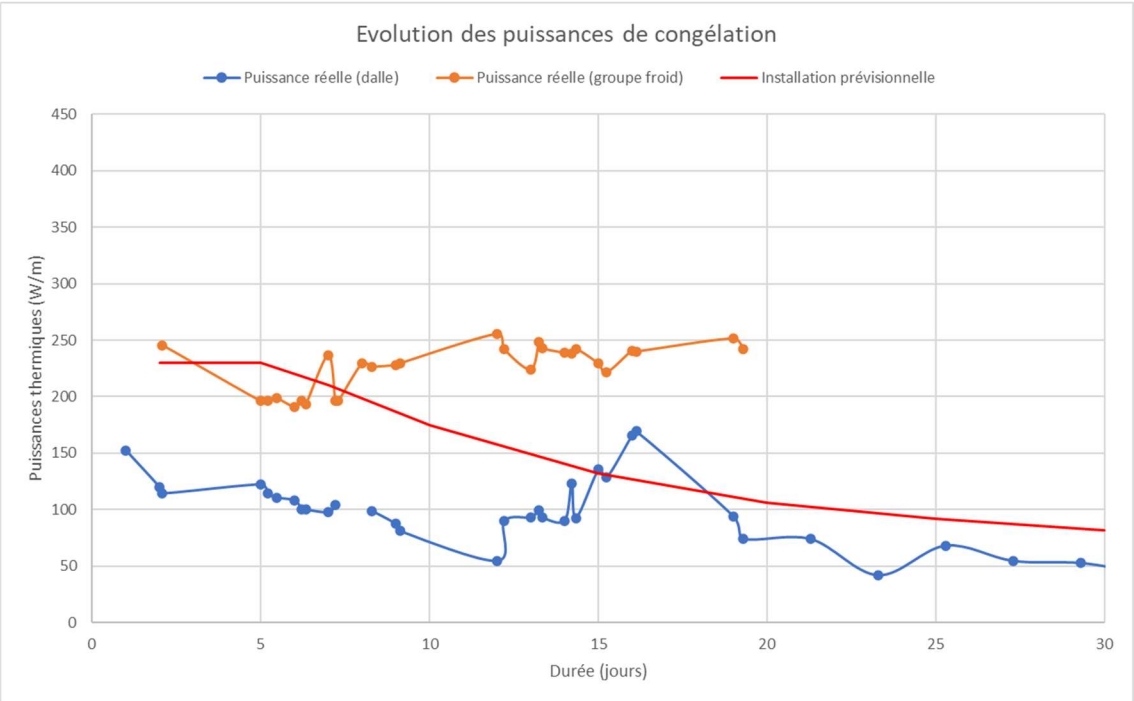


Figure 5 : Evolution des puissances frigorifiques réelles par rapport aux calculs

3. Dispositif des mesures de température

L'ensemble des thermocouples, au nombre de 274, est disposé de manière à déterminer l'épaisseur de glace et la température atteinte à une certaine distance des tubes congélateurs. C'est cette distance qui pilote la sécurisation du système.

Le suivi de l'évolution des températures au cours du temps permet de se rendre compte de l'évolution de l'épaisseur de glace (Figure 6). Les vitesses relatives d'abaissement des températures ne sont pas linéaires. Les températures décroissent rapidement dès les premiers jours de mise en froid et on peut noter un certain ralentissement à l'approche de l'isotherme 0°C. Ensuite, on peut constater une reprise de l'accélération de la baisse des températures, jusqu'à environ 30 jours après le démarrage de la mise en froid.

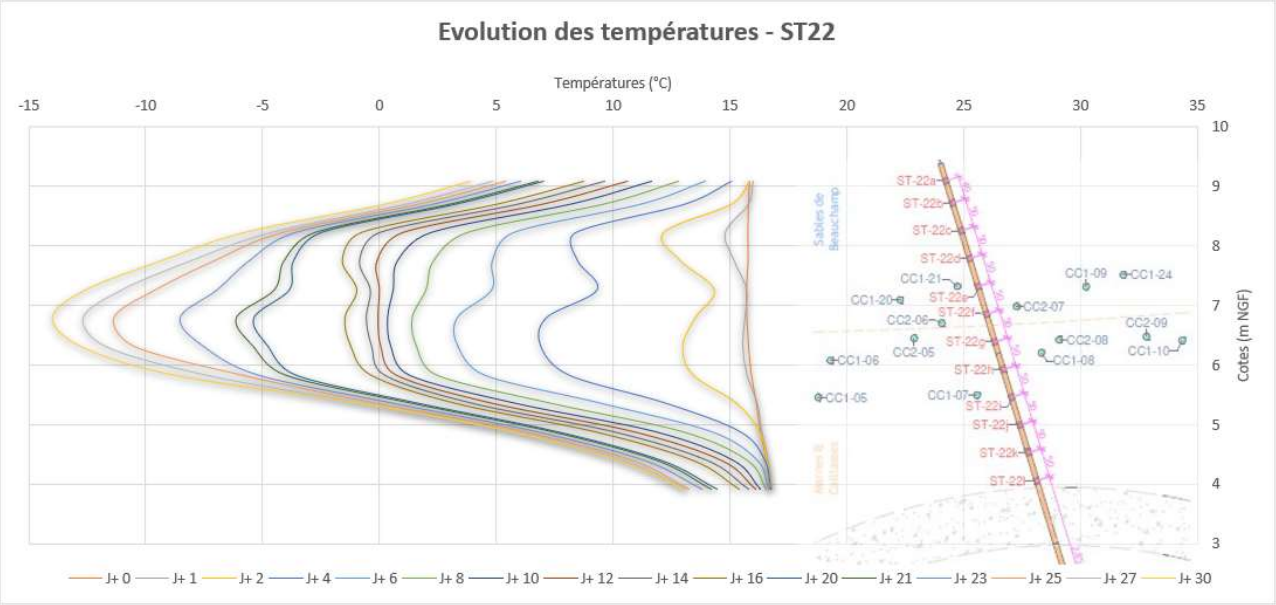
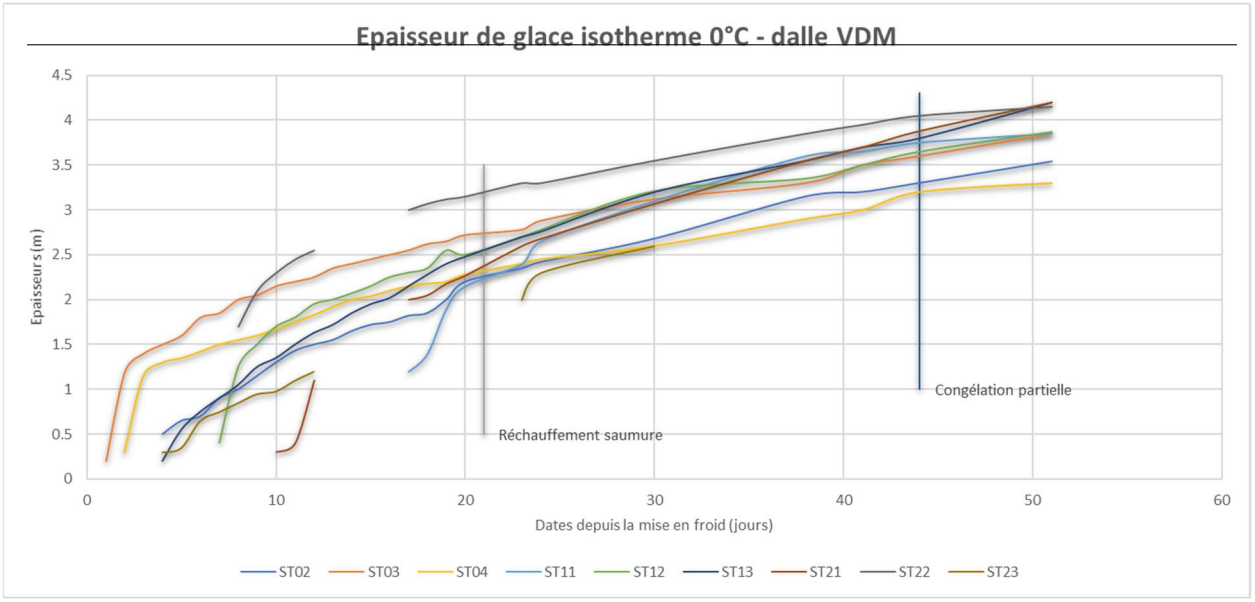
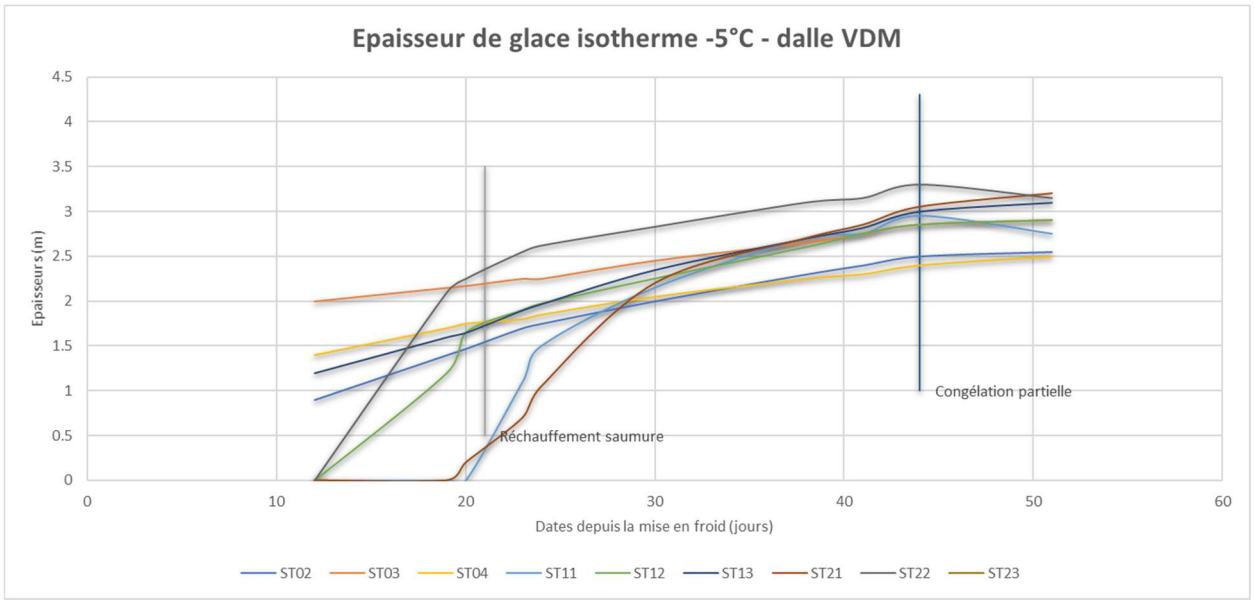


Figure 6 : Evolution des températures sur le chapelet ST22 (appellation ST pour tunnel)

Par contre, il est intéressant de regarder l'épaississement de la glace (à l'isotherme 0°C) au cours du temps (Figure 7). Après une première phase de développement rapide du front de glace, au bout de quelques jours (moins d'une semaine), la progression de la glace semble relativement linéaire, avec une vitesse de croissance de l'ordre de 5 cm/j (en moyenne) pour l'isotherme 0°C, environ 4 cm/j pour l'isotherme -5°C et environ 3 cm/j pour l'isotherme -10°C.





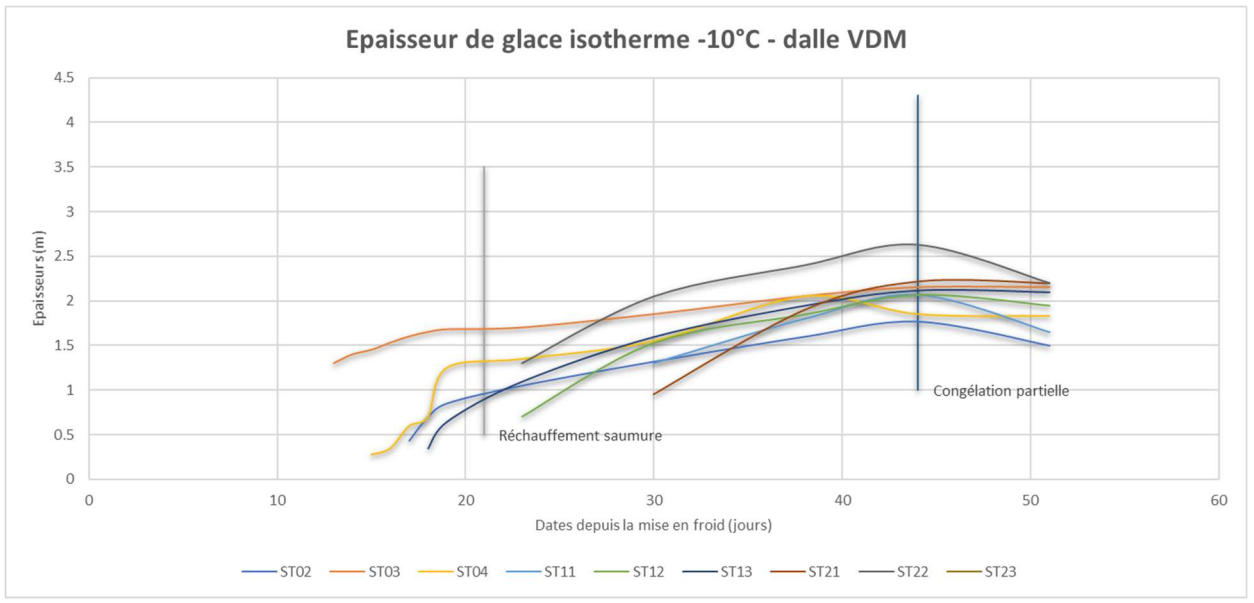


Figure 7 : Augmentation de l'épaisseur de glace au cours du temps

Les épaisseurs finales de développement de la glace sont comprises entre 2,5 et 3,5m au bout des 30 jours de mise en froid, ce qui est en lien avec les soulèvements observés en surface, de l'ordre de 15 à 18 mm. L'augmentation de volume lors du passage en glace est de 9%. A partir d'une porosité de 30% environ dans les Sables de Beauchamp, l'expansion de la dalle congelée serait alors de 2.7%, ce qui peut expliquer les soulèvements observés. Quoi qu'il en soit, les objectifs d'épaisseurs de glace et de développement de la glace au niveau de l'interface des Sables de Beauchamp et des Marnes et Caillasses ont bien été atteints et ont permis de démarrer le creusement en toute sécurité.

La coupure de 15 tubes congélateurs en partie supérieure du système (appelée congélation partielle sur la Figure 7) montre quelques jours après l'arrêt de l'alimentation en saumure une absence de réaction sur l'isotherme 0°C, un ralentissement dans la progression de l'isotherme -5°C et un recul de l'isotherme -10°C.

4. Extrapolation des mesures de température

La position des thermocouples ne peut se situer à la position exacte de l'interface entre les Sables de Beauchamp et les Marnes et Caillasses ou à la distance nécessaire au pilotage des travaux. Il est donc nécessaire de pouvoir extrapoler les mesures à n'importe quelle distance des tubes congélateurs. La première méthode, la plus usuelle, est celle développée par Sanger&Sayles (1979) :

$$T(r) = T_0 - (T_0 - T_{tube}) \frac{ln\left(\frac{R_0}{r}\right)}{ln\left(\frac{R_0}{r_{tube}}\right)} \qquad (1)$$

La température à une distance r du tube congélateur dépend donc de la température mesurée sur le thermocouple T_0 et la distance R_0 entre le tube congélateur et le thermocouple, la température du fluide circulant dans le tube congélateur T_{tube}, et le diamètre du tube congélateur r_{tube}. Cette formule (1) permet rapidement de déterminer une répartition unidimensionnelle des isothermes à partir des tubes congélateurs, que l'on peut recréer dans un modèle thermique aux éléments finis (Figure 8 gauche), à partir d'une conductivité thermique du sol issue d'essais d'identifications en laboratoire, à 2W/mK. On peut clairement voir que cette méthode ne correspond pas à la réalité de répartition des températures (Figure 8 droite), pour une même échelle de couleur étalant les valeurs de -35°C (température injectée dans les tubes congélateurs) à +20°C.

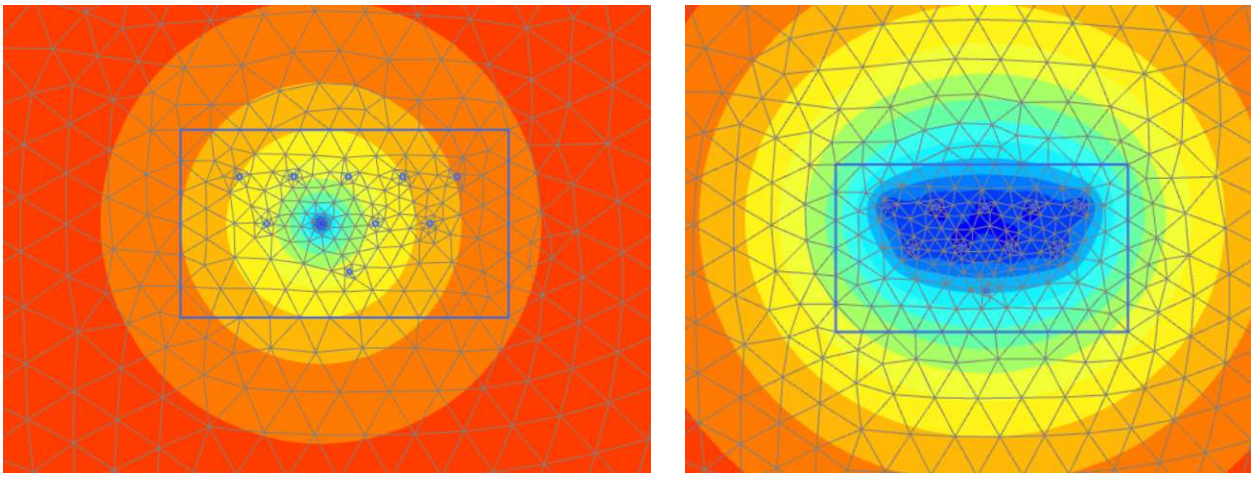


Figure 8 : Comparaison des températures entre un tube congélateur unique et un ensemble de tubes congélateurs (coupe verticale de la dalle)

Il est donc préférable d'extrapoler les températures selon la formule (2) de Hu (2010), qui prend en compte une répartition spatiale des températures en plan. Elle dépend de la température de circulation du fluide dans les tubes congélateurs (t_c), de leur rayon (r_0), d'une distance ξ de front de gel et de facteurs géométriques suivant la répartition régulière ou en quinconce des tubes congélateurs (Figure 9).

$$t(x,y)=\frac{t_c}{\ln\left(\frac{l}{2\pi r_0}\right)+\frac{2\pi\xi}{l}}\left\{\frac{\pi(2\xi+L)}{l}-\frac{1}{2}\ln\left\{4\left[\mathrm{ch}\left(\frac{2\pi}{l}\left(\frac{L}{2}-y\right)\right)-\cos\left(\frac{2\pi}{l}x\right)\right]\left[\mathrm{ch}\left(\frac{2\pi}{l}\left(\frac{L}{2}+y\right)\right)+\omega\cos\left(\frac{2\pi}{l}x\right)\right]\right\}\right\} \quad (2)$$

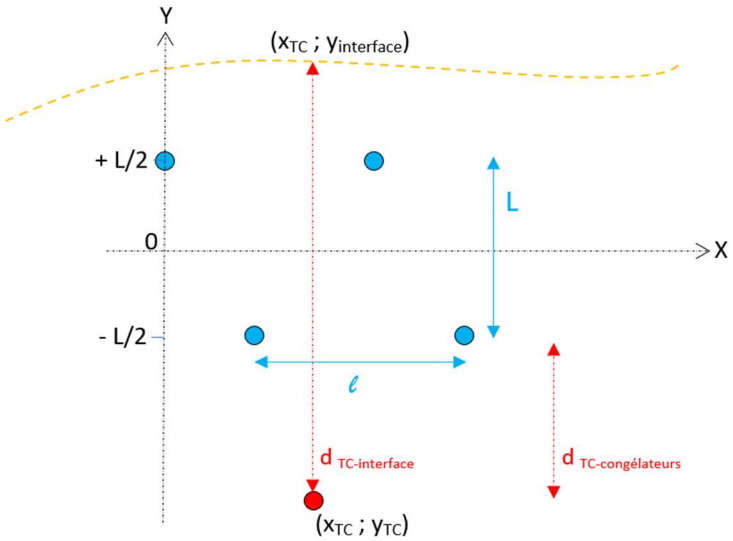


Figure 9 : Définition des paramètres géométriques de Hu

Malgré sa formulation relativement complexe en premier abord, cette méthode permet de mieux appréhender les températures au sein du massif, une fois le paramètre ξ fixé par un calage à partir des températures mesurées sur le thermocouple à une position (x,y) dans le massif). En prenant un exemple sur la ligne de thermocouples ST04-x et un calage du paramètre ξ depuis le thermocouple SC04-f le plus proche, l'extrapolation des températures selon Sanger&Sayles et Hu est fourni en Figure 10. Il est facilement identifiable que la méthode de Sanger&Sayles dans le cas de ce chantier n'est pas propice à une extrapolation des mesures en dehors du massif congelé (l'amplitude et la position des isothermes n'étant pas cohérentes avec les mesures *in situ*). Alors que la méthode de Hu fournit des résultats beaucoup plus exploitables, hormis bien entendu dans la zone des tubes congélateurs (courbe en pointillés).

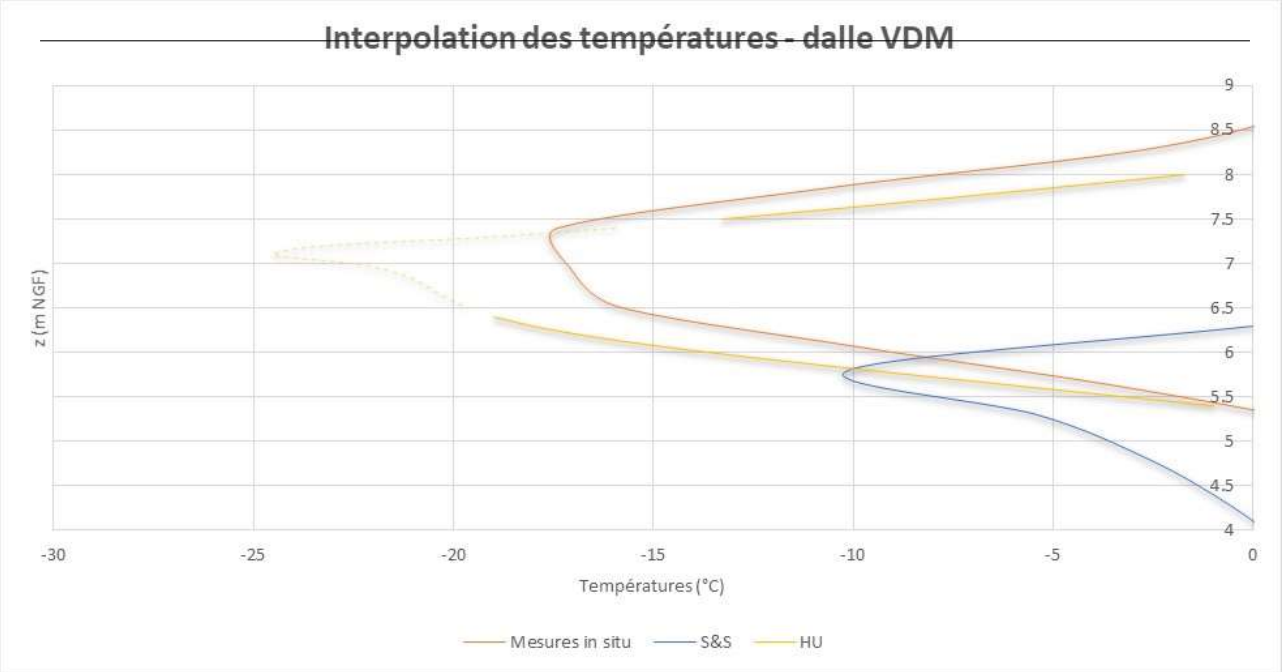


Figure 10 : Interpolation des mesures par différentes méthodes

5. Conclusions

Les travaux de congélation de la gare de Vert-de-Maisons ont débuté en fin d'année 2021 et montrent déjà des résultats satisfaisants et très instructifs. Le suivi quasiment en temps réel de ces travaux est primordial pour apprécier le développement de la glace sur les premier jours. Un des enjeux majeurs du pilotage d'un chantier de congélation est de contrôler à la fois le développement de la glace pour assurer les travaux en toute sécurité et limiter les soulèvements des bâtiments en surface afin de ne pas les endommager. Pour ce faire, il est fondamental de définir préalablement et collégialement (entreprise et Maître d'Œuvre) les conditions de suivi des différents critères de congélation (température, épaisseur des isothermes, etc.) et les seuils de pilotage à partir desquels des actions doivent être menées.

Par la suite, si les seuils sont approchés, diverses adaptations de la méthode s'offrent aux entreprises, comme le réchauffement de la saumure ou encore la fermeture de certains tubes congélateurs. Le retour d'expérience de ces travaux a permis de montrer, dans le cas présent, que la méthode d'extrapolation de Hu est plus réaliste que la méthode classique de Sanger&Sayles.

6. Bibliographie

GT8R2F1, La conception et la réalisation des travaux d'injection des sols et des roches, recommandations de l'AFTES, Tunnel et Ouvrages Souterrains n°194-195, mars-juin 2006

Sanger F.J., Sayles F.H, Thermal and Rheological computations for artificially frozen ground construction, Engineering Geology 13, 311-379, 1979

Hu X., Average Temperature Model of DoubleRowPipe Frozen Soil Wall by Equivalent Trapezoid Method, AIP Conference Proceeding, 2010

Développement d'un macro-élément pour modéliser un massif renforcé par des inclusions rigides – étape 1, essai de chargement

Development of a macro-element to model a soil reinforced by rigid inclusions – Step 1, static load test

Adnan SAHYOUNI[1,2], Stéphane GRANGE[2], Laurent BRIANÇON[2], Pierre BURTIN[1], Jérôme RACINAIS[1], Florent Prunier[2], Benoit QUANDALLE[1]
[1] *Menard, Chaponost, France*
[2] *Univ Lyon, INSA Lyon, GEOMAS, EA7495, 69621 Villeurbanne, France*

RÉSUMÉ – Dans le cadre du projet FEDRE, des macroéléments modélisant un massif renforcé par des inclusions rigides sont en cours de développement. Les modèles cherchent à représenter différents niveaux d'étude : un essai de chargement sur une colonne isolée, un macro-élément local modélisant la cellule élémentaire d'un réseau d'inclusions de type "CMC" et un macro-élément global dans une configuration 3D d'un groupe fini de colonnes.

ABSTRACT – As part of FEDRE project, macro-elements modeling soil reinforcement by rigid inclusions are under development. The ongoing models represent different level of analysis: the static load test of an isolated column, a local macro-element modeling a unit cell of a network of rigid inclusion of type "CMC", and a global macro-element in a 3D configuration of a finite group of columns.

1. Introduction

Le renforcement des sols par inclusions rigides (IR) est une technique largement utilisée dans le monde comme alternative aux fondations profondes classiques. Les inclusions rigides représentent parfois un substitut technique aux pieux en offrant une réduction des coûts, des délais et une efficacité élevée dans des conditions difficiles des sols (Briançon et al., 2015). Le renforcement des sols par inclusions rigides a connu une grande évolution dans le nombre de projets réalisés et les domaines d'application depuis les années 1990 (Racinais et al., 2016). De plus, les champs d'application couvrent la majorité des domaines de la construction : logements, bâtiments industriels et commerciaux, remblais (routiers, ferroviaires, etc), réservoirs de stockage et éoliennes terrestres (ASIRI, 2012).

Le système d'inclusions rigides, à la différence des pieux n'est pas structurellement connecté à la fondation. Une plateforme de transfert de charge est souvent placée entre le sol renforcé et la structure. L'effet de voûte observé dans la plateforme, qui permet de transférer la charge aux têtes des éléments rigides, est dû au développement d'un mécanisme de cisaillement par le tassement différentiel entre le sol et les inclusions. Ces dernières sont chargées d'une part par la force agissant sur leur tête, mais aussi par l'effet d'accrochage du sol environnant lorsque celui-ci tasse sous la charge appliquée par la structure. Des déplacements relatifs du sol entre les colonnes et les inclusions s'opèrent tout le long des colonnes.

Plusieurs méthodes de conception sont citées dans les recommandations d'ASIRI (2012). Numériquement, la modélisation d'une cellule élémentaire par un modèle axisymétrique est fréquemment utilisée. La validation des méthodes de dimensionnement a été effectuée par comparaison avec des chantiers instrumentés, et par des essais en laboratoire dans le cadre du projet ASIRI. Une des limites des modèles axisymétriques de cellule élémentaire est la diffusion des contraintes vers l'extérieur. En effet le cisaillement

au bord du modèle est nul, ce qui n'est pas le cas pour les inclusions aux bords d'une fondation en raison des interactions avec le sol au-delà de la fondation et généralement non renforcé et non chargé.

Un modèle macro-élément local en 1D est développé sur la plateforme ATL4S (Grange, 2018) pour caractériser l'interaction entre l'inclusion rigide et le sol. L'objectif est de modéliser l'interaction complexe des sols renforcés par des inclusions rigides dans le cadre conceptuel des méthodes d'interaction inclusion-sol couramment utilisées. L'étendue du travail, depuis la loi de comportement, la résolution numérique simplifiée jusqu'à l'analyse du modèle ainsi qu'une application des charges sont synthétiquement présentées. La notion de modèle local de macro-élément désigne une cellule élémentaire centrée sur une inclusion. Alors que l'ensemble des différentes cellules élémentaires assemblées sous la fondation de l'éolienne considérée dans le projet FEDRE permettra de reconstruire le modèle global du macro-élément.

2. Principe du macro-élément

2.1. Bibliographie

La modélisation par macro-élément a récemment pris une importance considérable par rapport à la modélisation classique en présentant des éléments multiples pour simuler l'interaction pieu-sol, en raison de sa simplicité de calcul et de la disponibilité immédiate des informations pour des études de sensibilités des paramètres et la conception technique. Un macro-élément est un modèle qui permet de reproduire le comportement de l'ensemble du système sol et fondation à l'échelle macroscopique. Ce concept a été introduit pour la première fois par Nova et Montrasio (1991). Les développements de cet outil concernaient à l'origine les fondations superficielles (par exemple, (Cremer et al., 2001 ; Grange et al., 2009), et son application à l'évaluation de la réponse dynamique de la fondation a mis en évidence son importance. Le concept n'a été que récemment étendu aux fondations profondes (par exemple, (Li et al., 2018)) en se limitant au cas des pieux dans un profil de sol homogène.

2.2. Formulation générale

La forte hétérogénéité associée au nombre élevé des inclusions rigides dans des massifs renforcés rend difficile le développement des méthodes de conceptions appropriées dans lesquelles chaque inclusion peut être traitée comme un élément unique. Par conséquent, des méthodes alternatives basées sur des modèles constitutifs pour capturer le comportement macroscopique de ce type de matériaux pourraient potentiellement surmonter ces difficultés. Un modèle "multiphasique" proposé par De Buhan et Sudret (2000a) fournit un cadre mécaniquement cohérent pour développer des méthodes de conception appropriées pour ces structures, avec un effort de calcul considérablement réduit par rapport aux simulations numériques 3D aux éléments ou différences finis.

Le macro-élément local représente l'interaction sol-inclusion à une profondeur donnée le long de la colonne. Le cadre général du modèle est basé sur le concept de modèle multiphasique détaillées dans (Hassen et De Buhan, 2005) et les équations différentielles citées dans le cadre du modèle biphasique développé par Cuira et Simon, (2013). L'équilibre mécanique du macroélément est traduit à l'aide du principe des puissances virtuelles (1) permettant ensuite d'obtenir les forces internes nécessaires à la résolution de l'équilibre de l'élément. Les deux milieux (IR et sol) sont supposés avoir leur propre cinématique et sont donc projetés sur deux champs virtuels indépendants (dénotés * dans (1)). A l'interface entre les domaines, une force d'interaction non-linéaire en cisaillement est prise en compte et décrite par les lois de transfert de Frank et Zhao (1982) du type $\tau_s(y_{IR} - y_s) = -\tau_{IR}(y_{IR} - y_s)$. Le terme $(y_{IR} - y_s)$ décrit le déplacement relatif entre les deux domaines et τ_s est la force de frottement appliquée sur le domaine sol. Cette forme

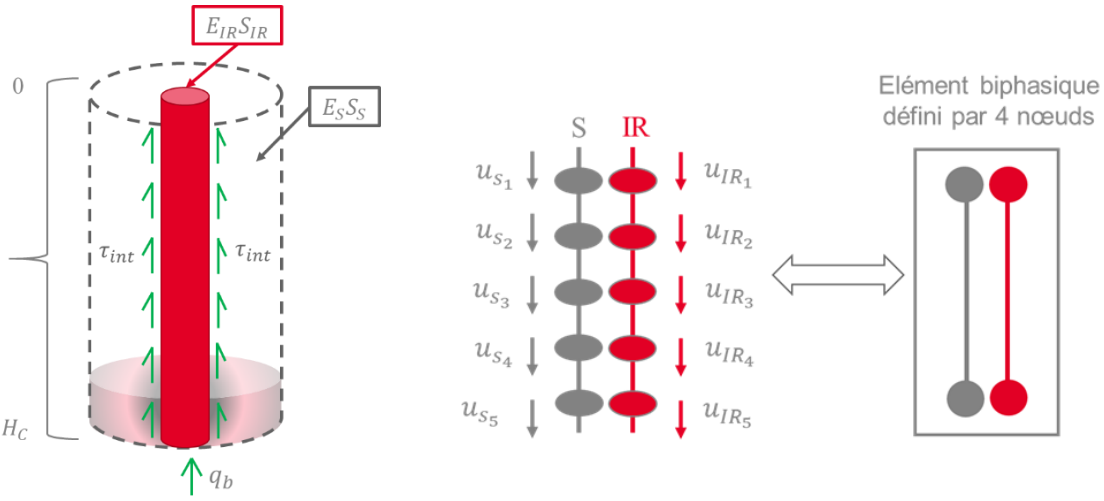
de loi est aussi utilisée pour mobiliser l'effort à la pointe. D'autres forces externes peuvent être pris en compte dans le modèle dans le terme de P^*_{ext} (par exemple pour les effets de bords et d'inter-mailles).

La représentation des deux domaines (Figure 1a) ainsi que la résolution en éléments finis (Figure 1b) sont illustrées ci-dessous. Sur la hauteur de la colonne "H_C", les différentes propriétés des couches de sol traversé par l'inclusion rigide sont considérées.

La discrétisation par la méthode des éléments finis (2) permet la résolution de l'équation (1) en écrivant le vecteur force résistante du macro-élément. Les fonctions de formes contenues dans la matrice N, ainsi que ces dérivées B sont celles d'un élément linéique à 3 nœuds. L'assemblage interne est basé sur un nombre n_{el} d'éléments à 3 nœuds. L'équilibre interne est résolu au moyen d'une condensation statique des degrés de libertés internes sur les 4 nœuds externes du système (Figure 1b). Cette condensation statique permet de réduire le nombre d'inconnues du modèle par éléments finis. Ainsi, le macro-élément ne possède que 4 nœuds, mais permet une résolution fine des comportements dans la profondeur.

$$\underbrace{\int_0^H \epsilon^*_{IR} E_{IR} S_{IR} \epsilon_{IR} + \varepsilon^*_S E_s S_s \varepsilon_s dz + \int_0^H (y^*_s - y^*_{IR}) \tau_S (y_s - y_{IR}) dz = P^*_{ext}}_{P^*_{int}} \quad (1)$$

$$p^{el} = \underbrace{\int_0^H \begin{bmatrix} {}^t\mathcal{B} E_{IR} S_{IR} \mathcal{B} & 0 \\ 0 & {}^t\mathcal{B} E_S S_S \mathcal{B} \end{bmatrix} dz}_{k_1^{el}} \underbrace{\begin{bmatrix} u_{IR} \\ u_S \end{bmatrix}}_{u^{el}} + \int_0^H {}^t[-\mathcal{N} \quad \mathcal{N}] \, \tau_S \, (y_s - y_{IR}) dz \quad (2)$$



(a) (b)

Figure 1(a). Interaction des deux domaines sol-IR avec les lois de frottement et de pointe, Figure 1(b). Discrétisation en éléments finis des éléments sol et IR dans le macro-élément.

La résolution interne par la méthode des éléments finis dans la plateforme ATL4S (Grange, 2018) sera présentée dans une prochaine communication.

2.3. Fonctions de transfert

Afin de caractériser l'interaction sol-structure des colonnes isolées, Frank et Zhao ont proposé deux lois : la loi de mobilisation du frottement sur le fût de la colonne-sol et la loi de mobilisation de l'effort à la pointe.

Ces modèles semi-empiriques sont proposés dans les recommandations ASIRI (2012) qui conseillent par ailleurs de caler les modèles numériques en éléments finis par rapport aux courbes (t-z) de Frank et Zhao en absence de valeurs expérimentales lors du dimensionnement. Le modèle de Frank et Zhao (1982) actualisé selon la norme NF P 94-262 (2012) est fondé sur les données pressiométriques :

- La loi de mobilisation du frottement est définie selon la relation entre la contrainte de cisaillement "τ_{int}" et le déplacement relatif entre l'inclusion rigide et le sol tout au long de l'inclusion "S_{s-i}". Cette loi dépend directement du frottement latéral unitaire limite q_s qui est corrélée à partir du profil de la pression limite $\mathrm{P_l^*}$.
- La loi de mobilisation de l'effort de pointe est définie selon la relation entre la contrainte en pointe "q_b" et le déplacement vertical "S_b" à la pointe de l'inclusion dans la couche d'ancrage. Cette loi dépend directement de la résistance de pointe q_b qui est corrélée à partir du profil de pression limite équivalente de l'ancrage $\mathrm{P_{le}^*}$.

Les paramètres des pentes $\mathbf{k_\tau}$ et $\mathbf{k_q}$ dépendent du type de sol, du module pressiométrique $\mathrm{E_M}$ et du diamètre de l'inclusion B (Tableau 1).

Tableau 1. Paramètres des pentes $\mathbf{k_\tau}$ et $\mathbf{k_q}$ de Frank et Zhao en fonction du type de sol

Pente de la courbe	Type de sol	
	Sols fins et roches tendres	Sols granulaires
$\mathbf{k_\tau}$	$\frac{2{,}0E_M}{B}$	$\frac{0{,}8E_M}{B}$
$\mathbf{k_q}$	$\frac{11{,}0E_M}{B}$	$\frac{4{,}8E_M}{B}$

3. Cas d'étude : essai de chargement sur une colonne

Dans une première étape de validation, cette communication présente le macro-élément à travers la simulation d'un essai de chargement statique sur l'inclusion rigide isolée "IR1", réalisé dans le cadre du projet FEDRE (Sahyouni et al., 2022).

Les paramètres utilisés dans les modélisations sont présentés dans le tableau 2, ils sont issus des analyses pressiométriques effectuées sur place, des essais en laboratoire ainsi que des mesures expérimentales de la fibre optique installée à l'intérieur de l'inclusion testée pour suivre sa déformation. La section lithologique du sol considérée dans l'analyse est présentée ci-dessous (Figure 2). A noter que le module de Young a été calculé par la relation $E_Y = \mathrm{k}\frac{E_m}{\alpha}$, avec k=1.

Tableau 2. Paramètres de sol

Couches de sol	E_M(MPa)	P_L(MPa)	α	$E_Y(MPa)$	$\gamma(\mathrm{k}N/m^3)$	q_s *(kPa)*
Limons Lâches	8	0,47	$^2/_3$	12	18	40
Limons moyennement compacts	16	0,92	$^2/_3$	24	18	70
Horizon compact altéré fin	22	1,10	$^2/_3$	33	18	96

L'essai de chargement a été modélisé selon 3 méthodes :éléments finis PLAXIS 2D, la feuille analytique de calcul Excel Menard (CMCPLT) et le macro-élément en axisymétrique. Ce choix de symétrie s'applique pour les structures circulaires avec une coupe radiale uniforme et une répartition de chargement autour de l'axe central. Les

détails de modélisation PLAXIS de l'essai de chargement « IR1 » sont discutés dans l'article de Sahyouni et al. (2022).

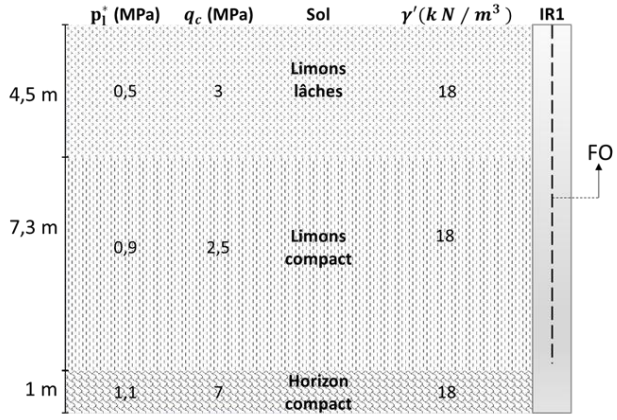


Figure 2. Coupe lithologique de sol

4. Résultats et comparaisons

Pour simuler un essai de chargement avec le macro-élément biphasique, il suffit de charger le domaine inclusion en tête avec des paliers de chargement correspondant à l'essai expérimental. Les résultats du macro-élément sont présentés en le comparant à la modélisation par éléments finis sur PLAXIS (paramètres initiaux et recalés), à la feuille Excel CMCPLT et aux mesures. Les résultats du macro-élément et la CMCPLT utilisent des données expérimentales, les résultats avec les paramètres initiaux (pressiométriques) ne sont pas présentés, de plus, les valeurs de q_s mesurées par la fibre optique était relativement proche des valeurs initiales.

4.1. Courbe de chargement

La Figure 3 présente le tassement en tête en fonction de la charge appliquée. Il est observé une très bonne corrélation entre les résultats obtenus avec la CMCPLT, le macro-élément et les mesures de l'essai. En revanche, avec les paramètres initiaux du modèle PLAXIS, la modélisation ne reproduit pas correctement l'essai de chargement (courbe violette).

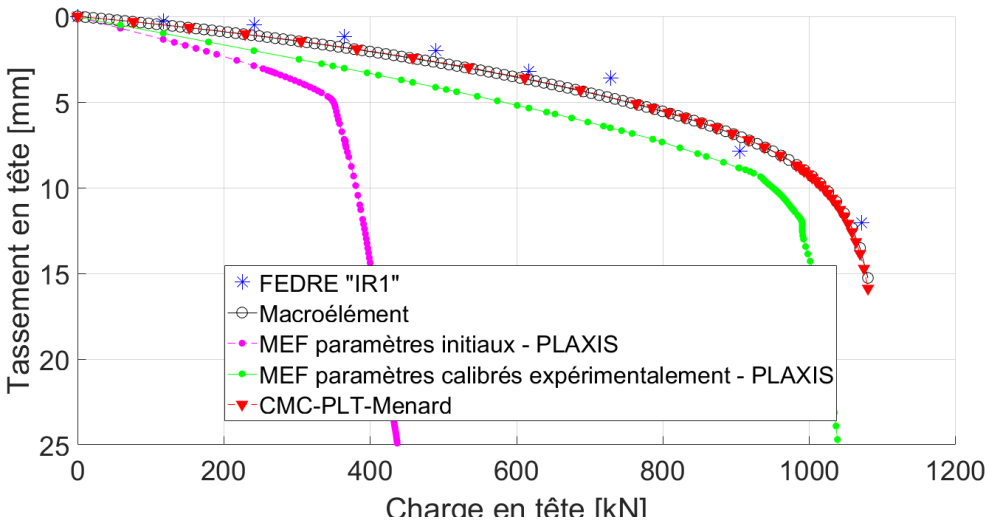


Figure 3. Comparaison des résultats de l'essai de chargement

Il faut noter que les paramètres de cisaillement du macro-élément et de la CMCPLT prennent en compte l'analyse des mesures de la fibre optique à l'intérieur de la colonne. En calibrant les paramètres de l'interface du modèle PLAXIS (module d'Young et cisaillement), la simulation s'approche des résultats de l'essai (courbe verte).

4.2. Frottement mobilisé

La mobilisation du frottement a été simulée dans les modèles macro-élément et CMCPLT avec les fonctions de transfert (Frank et Zhao, 1982) détaillées dans la section 2.2 de l'article. La figure 4 montre la comparaison des résultats du frottement latéral à l'interface entre l'inclusion et le sol. Après le calage des paramètres, le seuil du frottement mobilisé à chaque couche coïncide avec les valeurs de frottements calculées par la fibre optique : Limons lâches (LL) à 40 kPa, Limons compacts (LC) à 70 kPa, et Horizon compact (HC) à 96 kPa. La différence entre les pentes du macro-élément et les mesures (Exp LL et Exp LC) pourrait être liée à l'élévation considérée dans l'analyse. Les mesures considèrent la moyenne de chaque couche, alors que le macro-élément considère leur milieu géométrique.

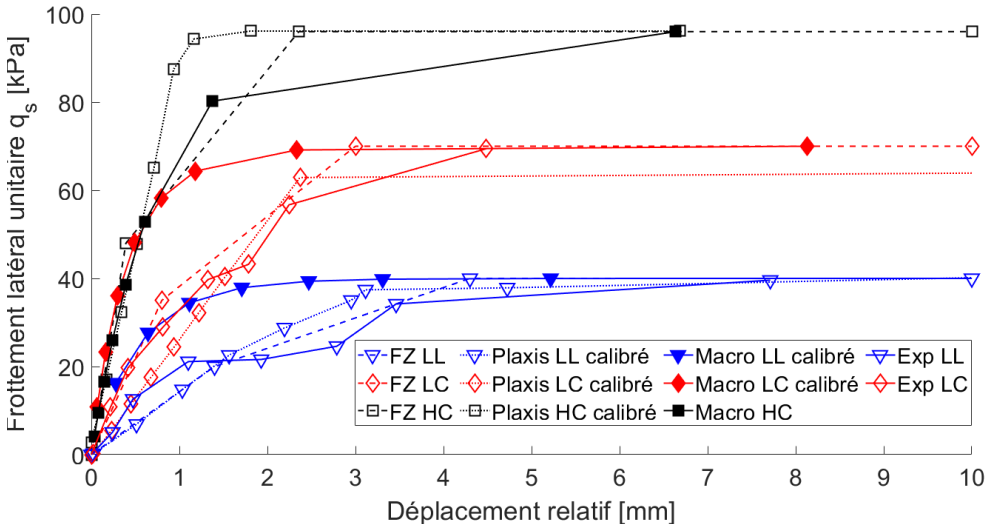


Figure 4. Comparaison des résultats au niveau du frottement latéral

4.3. Mobilisation de la pointe

Pour la résistance en pointe, une comparaison entre le macro-élément, PLAXIS et La méthode analytique CMCPLT est présentée ci-dessous (Figure 5). La différence de la charge maximale sur la courbe de Frank et Zhao est due au fait que la méthode semi-empirique estime la charge maximale pour une charge et un déplacement infini. Sur les deux autres courbes, la charge a été limitée à 1071 kN en tête de la colonne et le déplacement correspondant a été calculé.

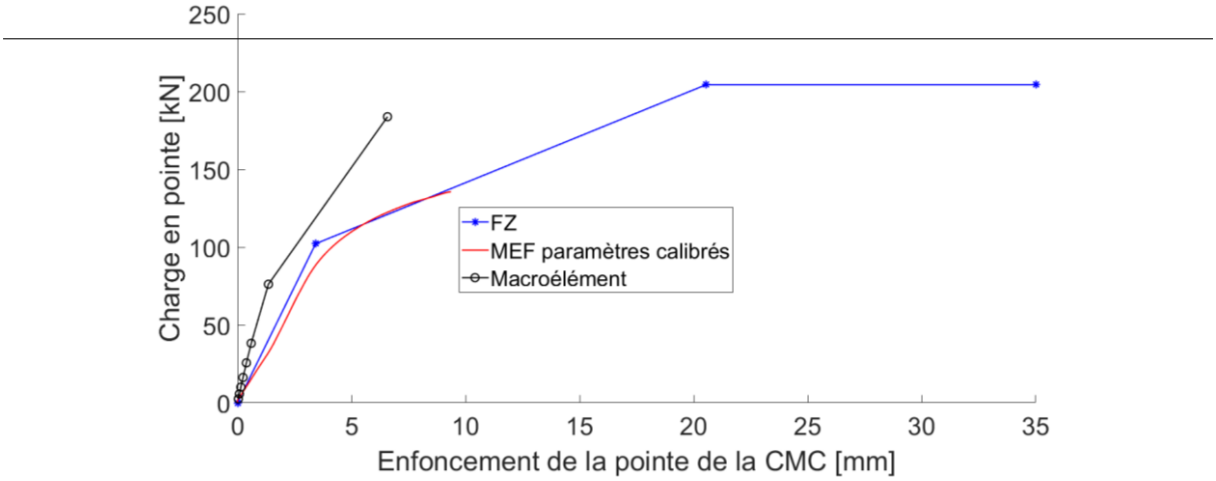


Figure 5. Comparaison des résultats au niveau de la pointe

4.4. Effort axial dans la colonne

Une fibre optique a été placée dans une inclusion rigide CMC, elle permet de mesurer les déformations du matériau et d'en déduit les efforts dans la colonne. Les data ont été récoltées en continu et pour chaque palier de chargement. La première partie des mesures de 0 à 2m représentées en pointillés (Figure 6) est ajustée par rapport à la charge mesurée à la tête de l'inclusion rigide en raison due au bruit observé sur les données brutes. Après le calcul du frottement latéral unitaire à l'interface, et l'estimation de la résistance en pointe, le comportement de la colonne est correctement reproduit. Les résultats de la répartition de la charge axiale obtenus par les trois méthodes ont été comparés aux données expérimentales (Figure 6).

Pour une charge appliquée de 904 kN en tête de la colonne, les charges axiales calculées par CMCPLT, PLAXIS et le macro-élément sont suffisamment proches des données réelles, validant le macro-élément et CMCPLT et soulignant l'importance de calibrer les modèles utilisés dans le cadre des méthodes des éléments finis.

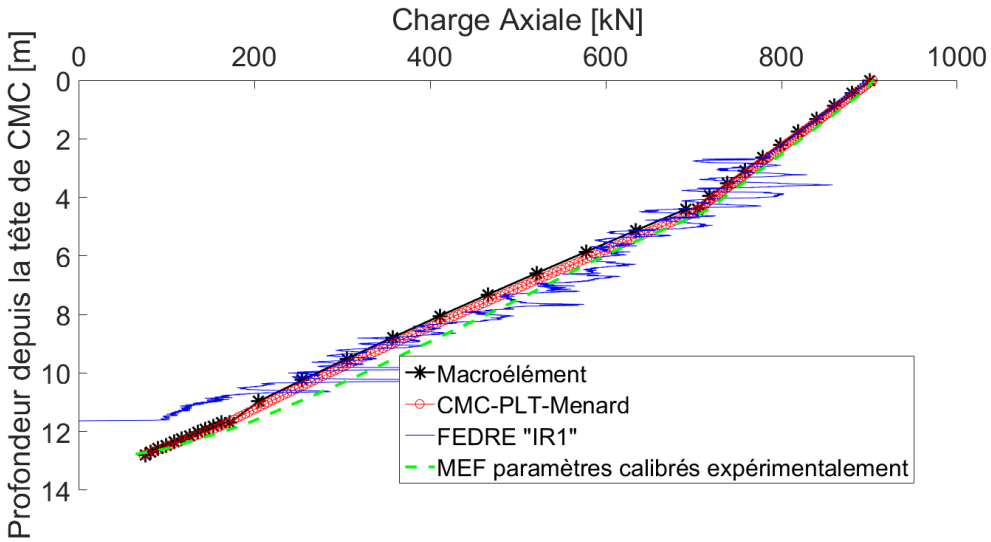


Figure 6. Distribution de la charge axiale

5. Conclusions

Un macro-élément en cours de développement pour simuler un sol renforcé par des inclusions rigides est synthétiquement présenté dans cet article. Un exemple d'application d'un essai de chargement de l'inclusion rigide isolée « IR1 » a été détaillé en comparant les résultats du macro-élément avec les mesures et d'autres méthodes de calcul telles que la feuille de calcul CMCPLT Menard, la méthode semi-empirique de Frank et Zhao et la modélisation par la éléments finis sur PLAXIS. Une très bonne corrélation a été trouvée entre les résultats des macro-éléments et les mesures.

Le macro-élément en cours tiendra compte des différentes interactions entre le sol, le matelas de répartition des charges et l'inclusion rigide, au niveau d'une cellule élémentaire ainsi qu'au niveau tridimensionnelle. La prochaine étape de validation portera sur la simulation d'une inclusion rigide instrumentée sous la fondation de l'éolienne du projet FEDRE et se terminera par une comparaison globale de la mise en place du macro-élément en 3D avec le PLAXIS modélisant en 3D la fondation d'éolienne.

6. Références bibliographiques

A. Sahyouni, L. Briançon, S. Grange, P. Burtin, J. Racinais, B. Quandalle, E. Antoinet, C. Porquet. (2020). Instrumentation et modélisation numérique d'un essai de chargement statique réalisé sur inclusion rigide. Proceedings, 10th National Conference, JNGG, Lyon.

ASIRI Projet National (2012). Recommandations pour la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des ouvrages sur sols améliorés par inclusions rigides verticales.

C. Cremer, A. Pecker, L. Davenne. (2001). Cyclic macro-element for soil-structure interaction:Material and geometrical non-linearities. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, vol. 25, n°2, pp. 1257-1284.

F. Cuira, B. Simon. (2013). Prise en compte des effets de bord dans un massif renforcé par inclusions rigides. Proceedings, 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, vol. 3, pp. 1955-1962.

G. Hassen, P. De Buhan. (2005). A two-phase model and related numerical tool for the design of soil structures reinforced by stiff linear inclusions. European Journal of Mechanics-A/Solids 24, vol. 24, n°6, pp. 987-1001.

J.-P. Magnan. (1994). Methods to reduce the settlement of embankments on soft clay. ASCE. pp. 77-91.

J. Racinais, Thomas B., Ong R. (2016). Twenty Years of CMC Successful Application. Proceedings, 19th Southeast Asian Geotechnical Conference, Kuala Lumpur.

L. Briançon, D. Dias, S. Simon. (2015). Monitoring and numerical investigation of a rigid inclusions–reinforced industrial building. Canadian Geotechnical Journal vol. 53, n°10, pp. 1592-1604.

R. Frank, S.R. Zhao. (1982). Estimation par les paramètres pressiométriques de l'enfoncement sous charge axiale de pieux forés dans des sols fins. Bull. Liaison Lab. Ponts Chaussees, vol. 119, pp. 17-24.

R. Nova, L. Montrasio. (1991). Settlements of shallow foundations on sand. Géotechnique, vol. 41, n°2, pp. 243-256.

S. Grange, P. Kotronis, and J. Mazars.(2009). A macro-element to simulate 3D soil-structure interaction considering plasticity and uplift. International Journal of Solids and Structures, vol. 46, n°20, pp.3651-3663.

S. Grange. (2018). ATL4S: A Tool and Language for Simplified Structural Solution Strategy. Technical report, GEOMAS, INSA-Lyon, France.

P. De Buhan, B. Sudret.(2000a). Micropolar multiphase model for materials reinforced by linear inclusions. European Journal of Mechanics-A/Solids vol.19, no. 4, pp.669-687.

RENFORCEMENT D'UN SOL COMPRESSIBLE PAR INCLUSIONS RIGIDES : ETUDE DES TRANSFERTS DE CHARGE AU SEIN DE LA PLATEFORME GRANULAIRE RENFORCEE PAR DES GEOSYNTHETIQUES*

SOFT SOIL IMPROVMENT BY RIGID INCLUSIONS: STUDY OF LOAD TRANSFERS WITHIN THE GRANULAR PLATFORM REINFORCED BY RIGID INCLUSIONS

Clara TERQUEUX[1], Laurent BRIANCON[2], Delphine JACQUELINE[3], Philippe DELMAS[4], Jérôme RACINAIS[1], Anne PANTET[5], Philippe GOTTELAND[6]
[1] *MENARD, Orsay, France*
[2] *INSA-Lyon, GEOMAS, Lyon, France*
[3] *Cerema, Rouen, France*
[4] *Expert, Paris, France*
[5] *Université Le Havre Normandie, Le Havre, France*
[6] *FNTP, Paris, France*

RÉSUMÉ – Le renforcement de sol par inclusions rigides est une technique constituée d'un réseau d'inclusions et d'un matelas granulaire interposé entre le sol renforcé et l'ouvrage. Dans le cadre du projet national ASIRI+, six essais en vraie grandeur vont être réalisés au sein d'une fosse de 8m x 8m au Cerema de Rouen. Cet article présente la mise en place ainsi que les résultats du premier essai, réalisé sans nappes de géosynthétiques.

ABSTRACT – Soil reinforcement using rigid inclusions is a technique consisting of a network of inclusions and a granular mat interposed between the reinforced soil and the structure. As part of the national ASIRI+ project, six full-scale tests will be carried out in an 8m x 8m pit at Cerema in Rouen. This article presents the implementation and results of the first test, carried out without geosynthetic layers.

1. Introduction

L'amélioration de sol compressible par inclusions rigides est une technique de renforcement qui connait, depuis les années 1990, un essor important. Cette technique a pour objectif de transférer la charge due à l'ouvrage vers un substratum plus résistant et moins compressible. Ce type de renforcement est composé :

- d'un réseau régulier d'inclusions rigides,
- d'une couche de matériau granulaire ou de sol traité située entre l'ouvrage et les têtes d'inclusions (appelé matelas de répartition, plateforme granulaire ou plateforme de transfert de charge, PTC).

Les mécanismes de transfert de charge développés au sein du matelas de répartition, appelés « effet voûte », ainsi que ceux dus au frottement présent le long de l'inclusion interviennent dans le phénomène complexe d'interaction sol/structure. Le projet national ASIRI, (Amélioration des Sols par Inclusions RIgides), qui s'est déroulé de 2005 à 2011, s'est attaché à définir, conduire et interpréter les expérimentations et modélisations numériques nécessaires à la compréhension des mécanismes grâce auxquels ce système de fondation fonctionne. Des recommandations quant à la conception, au dimensionnement et à la réalisation d'un renforcement de sol par inclusions rigides ont pu être proposées au terme de ce projet (ASIRI, 2012).

*Cet article concerne seulement l'essai sans renforcement de géosynthétiques.

Grâce à un retour d'expérience sur les différents projets réalisés depuis la publication des recommandations ASIRI (2012), 3 nouveaux axes de recherche ont pu être établis :

- Axe 1 : étude des plateformes de transfert de charge (PTC),
- Axe 2 : comportement des ouvrages sous sollicitations quasi-statiques et/ou inclinées,
- Axe 3 : comportement des ouvrages sous sollicitations dynamiques et sismiques.

Un nouveau PN, nommé ASIRI+, a été élaboré pour répondre à ces problématiques. Cet article présente le premier essai en vraie grandeur réalisé dans le cadre du premier axe de recherche (Briançon et al., 2020).

2. Protocole expérimental

Dans le cadre de la tâche 1 du projet ASIRI+, 6 essais en vraie grandeur sont réalisés au Cerema de Rouen. Cette communication présente la mise en place et les résultats du premier essai, sans nappes de renforcement horizontales.

Les objectifs du premier essai sont :

- Analyser les mécanismes de report de charge vers les têtes d'inclusions,
- Mesurer le tassement en différents points lors de la montée du remblai,
- Valider le sol analogique utilisé pour simuler le comportement du sol compressible,
- Valider l'instrumentation à mettre en place pour les essais suivants.

2.1. Fosse expérimentale

Les essais sont réalisés dans une fosse étanche de 8 m x 8 m x 1 m mise à disposition par le Cerema de Rouen (Figure 1). Elle permet d'accueillir un réseau carré de 16 inclusions rigides espacées les unes des autres de 2 m dont les caractéristiques sont définies dans le Tableau 1. Un remblai de 1,5 m de hauteur est construit afin de surcharger le sol.

Tableau 1. Caractéristiques des inclusions rigides

Matériau	Module élastique (GPa)	Diamètre (mm)	Hauteur (mm)
Béton armé (% acier)	35	300	1000

On notera que le module du béton a été calculé à 100 jours de leur coulage.

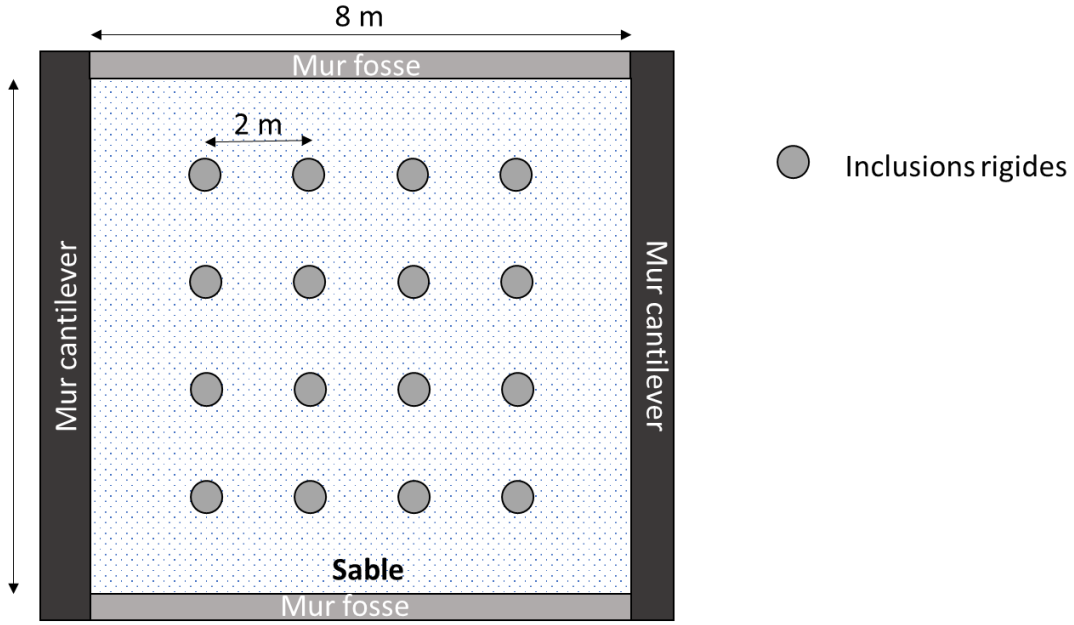


Figure 1. Vue du dessus de la fosse expérimentale

*Cet article concerne seulement l'essai sans renforcement de géosynthétiques.

2.2. Matériaux utilisés

2.2.1 Sol compressible analogue

Le sol compressible est simulé par une couche de 10 cm de panneaux de carton alvéolaire (biocofra), 50 cm de granulats caoutchouteux issus du recyclage de pneumatiques usagés (deltagom) et de 37,5 cm de sable. L'utilisation d'un sol analogique permet de simuler un tassement en deux temps :

- Grâce à la compressibilité du deltagom lors de la montée du remblai,
- Grâce à la biodégradation du biocofra par l'eau.

Ce qui permet de simuler, dans un premier temps, le tassement d'un sol fortement compressible et dans un second temps la disparition complète de la réaction entre le sol compressible et la plateforme de transfert de charge.

Des essais d'identification et de compressibilité ont été réalisés sur le deltagom (Tableau 2). Une granulométrie par tamisage à sec a permis de mettre en évidence des particules de diamètre variant de 2 mm à 8 mm. Ce matériau étant élastique, il est réutilisé à chaque essai.

Tableau 2. Caractéristiques du deltagom

Indice des vides e_0	ρ_s (g/cm^3)	ρ_d (g/cm^3)	E_{oed} (MPa)
0,98	1	0,51	0,084

Des essais ont également été réalisés sur le biocofra afin de mettre en évidence sa forte résistance à la compressibilité, de l'ordre de 50 kPa, lorsqu'il est sec. Cependant, lorsqu'il est humidifié, il perd ses propriétés résistantes et s'affaisse sur toute son épaisseur.

Trois essais ont également été réalisés dans une cuve de 2 m x 1,1 m x 1,1 m dans le but de valider l'utilisation de ce sol analogique lors des essais en vraie grandeur. Cette campagne expérimentale a permis de mettre en évidence une compressibilité de l'ordre de 15% pour le deltagom sous une charge de 100 kPa et un tassement uniforme équivalent à l'épaisseur du biocofra lors de sa dissolution en présence d'eau.

2.2.2. Sable

Le sable mis en place entre la couche de deltagom et la plateforme granulaire a été caractérisé à la boite de cisaillement 300*300 (Tableau 3).

Tableau 3. Paramètres de cisaillement du sable

Poids volumique γ (kN/m^3)	19
Angle de frottement φ' (°)	32
Cohésion c' (kPa)	0

2.2.3. Plateforme granulaire

Le matériau granulaire a été identifié avec la même boite de cisaillement. Ce matériau est une grave naturelle de granulométrie 0/31,5.

Tableau 4. Paramètres de cisaillement de la PTC

Poids volumique γ (kN/m^3)	19
Angle de frottement φ' (°)	40
Cohésion c' (kPa)	2

*Cet article concerne seulement l'essai sans renforcement de géosynthétiques.

2.2.4. Remblai

Le remblai a également été identifié avec la même boite de cisaillement (Tableau 5). Ce matériau est une grave naturelle argileuse de granulométrie 0/63.

Tableau 5. Paramètres de cisaillement du remblai

Poids volumique γ (kN/m^3)	18
Angle de frottement φ' (°)	33
Cohésion c' (kPa)	8

2.3. Composition de la fosse

La fosse expérimentale (Figure 2) se constitue des différentes couches suivantes :

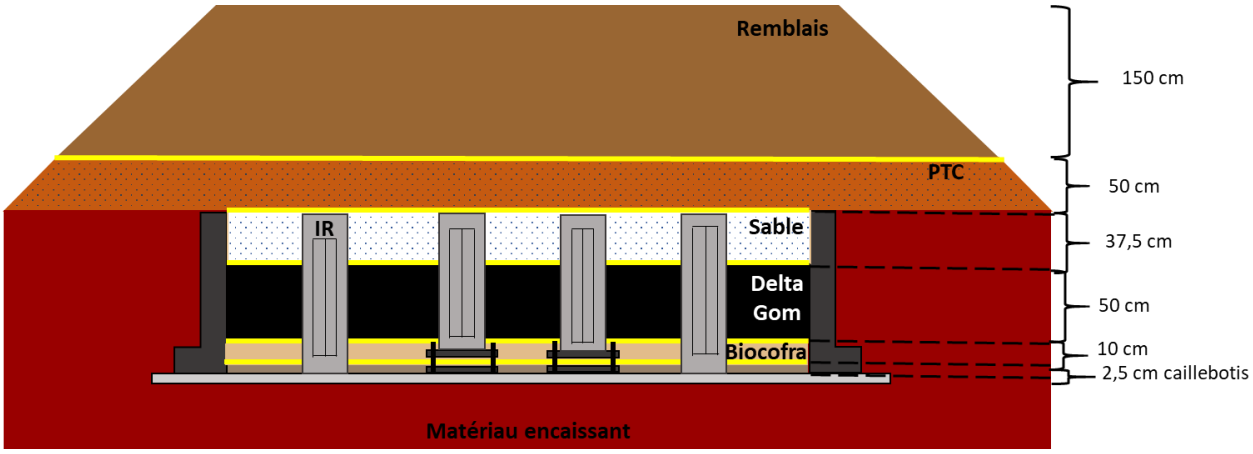


Figure 2. Présentation de la fosse expérimentale

Le lit de caillebotis permet d'assurer une saturation en eau du biocofra par le bas.

2.4. Instrumentation

Dans le cas d'un essai en vraie grandeur, le nombre d'inclusions rigides doit être suffisant pour que la mesure ne soit pas affectée par les effets de bord. Dans le cas d'un maillage carré, seize inclusions permettent une mesure de la maille centrale dans de bonnes conditions (Briançon and Simon, 2012). L'instrumentation de ce plot est donc concentrée sur les quatre inclusions centrales.

2.4.1. Transfert de charge

Afin de mettre en évidence le bon transfert de charge vers les têtes d'inclusions, 10 capteurs de pression totale (CPT) ont été installés sur les têtes d'inclusions et dans le sol à différents niveaux (Figure 3). Les capteurs positionnés sur les têtes d'inclusions (CPT1 à CPT4) sont de même diamètre que ces dernières. Dans le sol, le CPT0 est positionné sur le toit du Deltagom, le CPT6 sur le toit du sable. Les CPT 11 et 12 sur la plateforme granulaire (Figure 3). 4 anneaux de force (F1 à F4) sont positionnés en pied des quatre inclusions centrales entre deux platines métalliques pour déduire la contrainte en pied d'inclusion (Figure 3).

*Cet article concerne seulement l'essai sans renforcement de géosynthétiques.

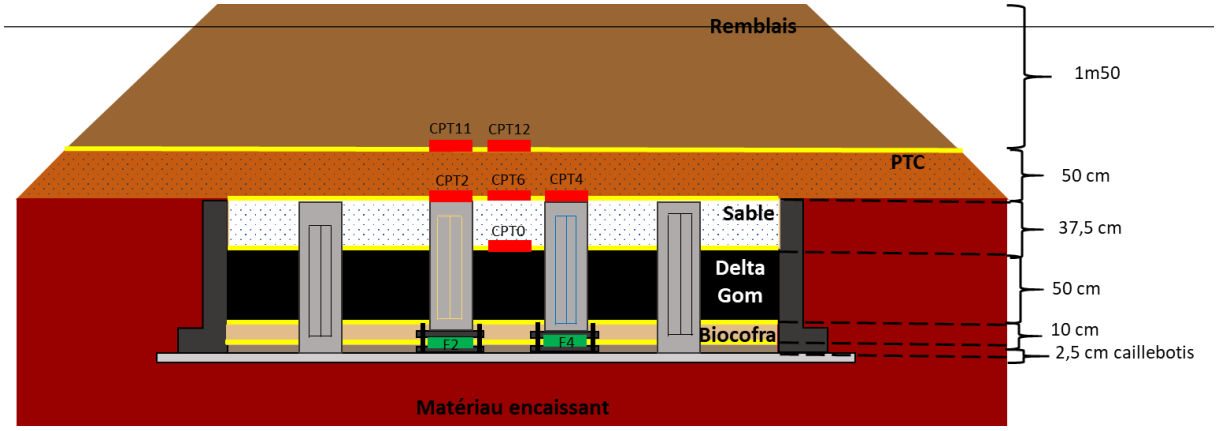


Figure 3. Positions des CPT et des anneaux de force

2.4.2. Tassement du sol

14 capteurs de tassement (T1 à T14, Figure 4) ont été mis en place dans le sol à différents niveaux pour mesurer le tassement du deltagom pendant la montée du remblai, du biocofra lors de sa dissolution et de mettre en évidence le plan d'égal tassement au sein du remblai.

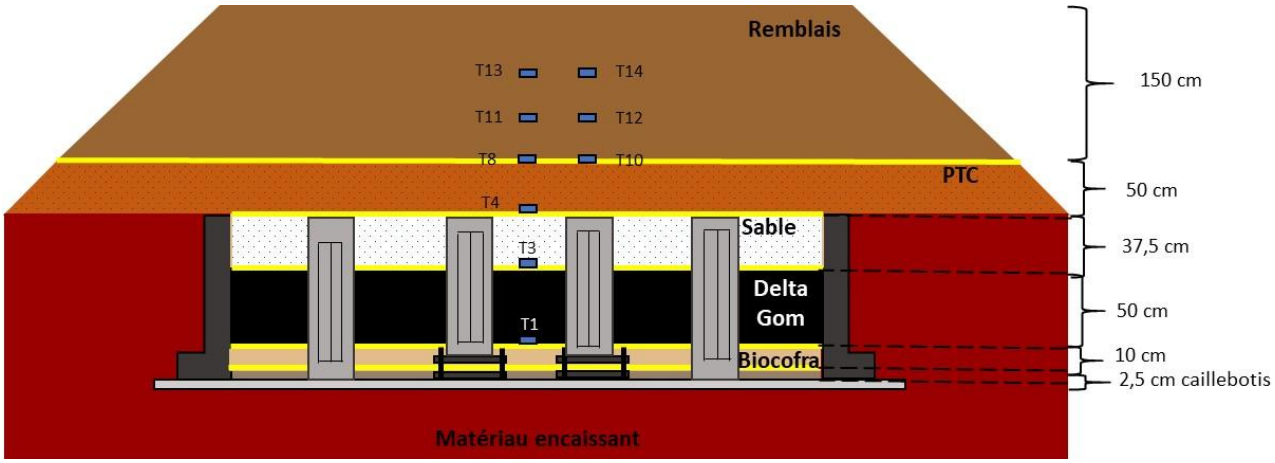


Figure 4. Positions des capteurs de tassement

2.4.3. Centrale d'acquisition

Afin de récupérer les données des différents capteurs, une DATATAKER DT85 GM a été utilisée. Chaque capteur est connecté sur une voie préalablement configurée.

2.5. Programme de chargement

L'évaluation du transfert de charge et des tassements s'est faite :

- pendant la mise en place de la couche de sable, de la plateforme granulaire et du remblai,
- durant une période d'un mois après la construction du remblai,
- lors de la dissolution du biocofra.

3. Résultats

3.1. Transfert de charge

Afin de mettre en évidence le bon report de charge sur les têtes d'inclusions, plusieurs couplages de capteurs vont être étudiés. L'évolution de la charge sera présentée à partir

*Cet article concerne seulement l'essai sans renforcement de géosynthétiques.

de ~~la mise en œuvre de la PTC. Sur la Figure 5, les capteurs CPT0, CPT6 et CPT12 sont~~ situés au centre du maillage, respectivement au toit du deltagom, au toit du sable et au toit de la PTC.

On observe une augmentation des contraintes sur le sol lors de la montée du remblai et lors des phases de compactage. A charge constante (après la construction du remblai), les contraintes mesurées sur le sol diminuent. On observe donc bien un transfert de charge vers les inclusions rigides.

Ce transfert de charge est mesuré par les capteurs localisés sur les têtes et en pied d'inclusions (Figure 6). La contrainte augmente pendant les phases de chargement, diminue légèrement pendant le compactage de la plateforme granulaire et augmente à la fin de la construction du remblai, à charge constante.

La différence de contrainte mesurée au toit et en pied d'inclusion (CPT_IR et CPT_F, Figure 6) peut s'expliquer par la présence de frottement négatif le long de l'inclusion et en particulier dans la couche de sable.

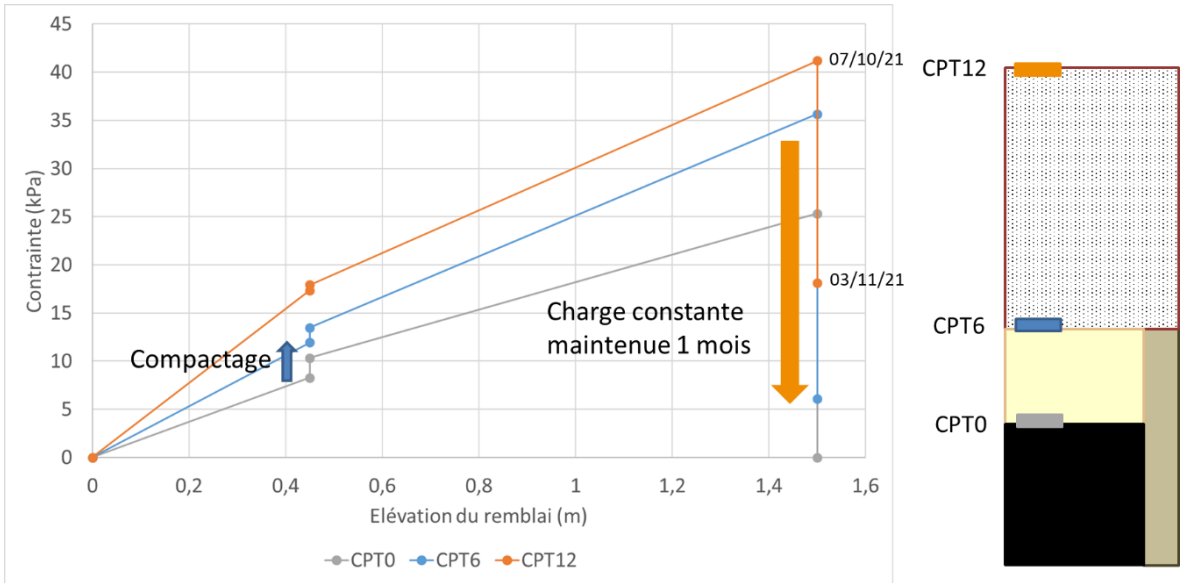


Figure 5. Evolution de la contrainte sur le sol lors de la mise en œuvre de la PTC et du remblai

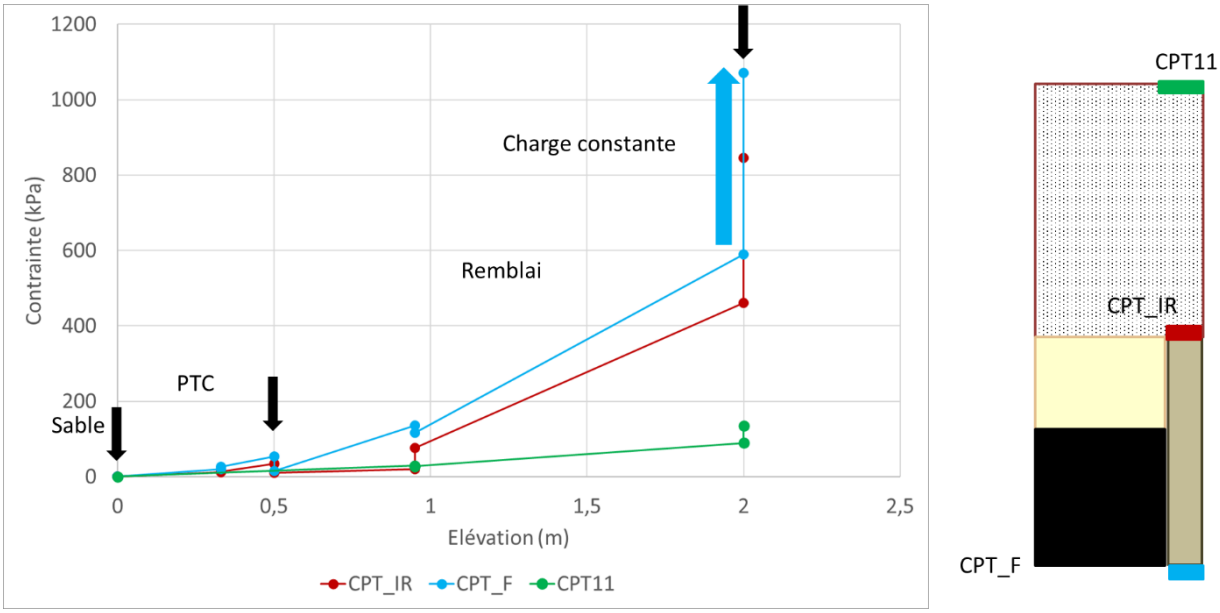


Figure 6. Evolution de la contrainte moyenne en pied et en tête d'IR

*Cet article concerne seulement l'essai sans renforcement de géosynthétiques.

En ~~croisant les données des deux graphiques, on note que la contrainte mesurée par~~ le CPT11 au droit de l'inclusion rigide, 150 kPa, est plus élevée que la contrainte mesurée sur le sol, 40 kPa, ce qui traduit bien le transfert de charge vers les inclusions rigides.

Lors de la dissolution du biocofra, la contrainte en tête et en pied d'inclusion augmente continuellement, le transfert de charge s'effectue bien vers les inclusions. On obtient une efficacité de l'ordre de 41% avant la dissolution du biocofra et 72% à la fin de l'essai. Cette différence d'efficacité met en avant le lien fort qu'il y a entre efficacité et réaction du sol compressible.

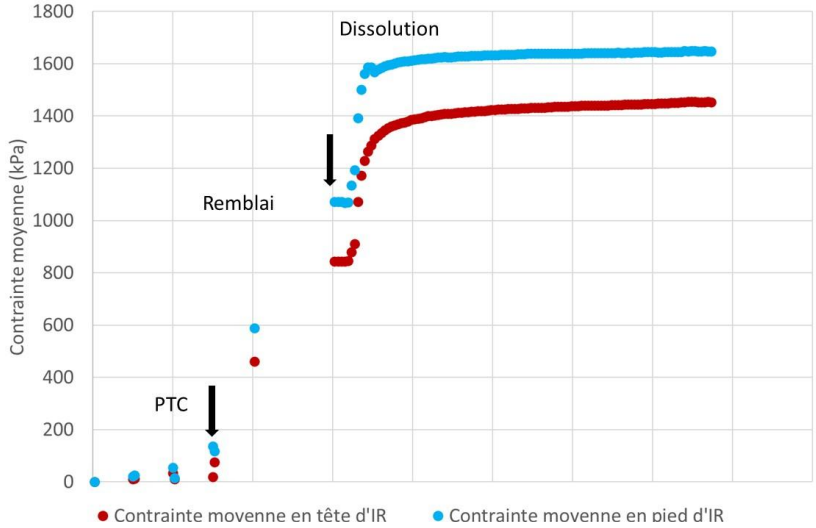


Figure 7. Evolution de la contrainte moyenne en pied et en tête d'IR en fonction du temps

3.2. Tassement du sol

L'évolution du tassement au centre de la maille est présentée sur la Figure 8 par les capteurs T3, T4 et T8 respectivement au toit du deltagom, au toit du sable et au toit de la PTC. Le deltagom tasse de 70 mm pendant la mise en place du sable puis de 30 mm lors de la mise en œuvre de la plateforme granulaire et de 50 mm lors de la construction du remblai. Si on retire les 20 mm de tassement de biocofra mesuré par le capteur T1, le tassement du deltagom correspond à une déformation de 26 % qui est supérieure à celle mesurée en laboratoire. Cependant seul le tassement compté à partir de la mise en place de la plateforme granulaire, soit un tassement de 80 mm, doit être pris en compte comme celui correspondant au tassement du sol compressible.

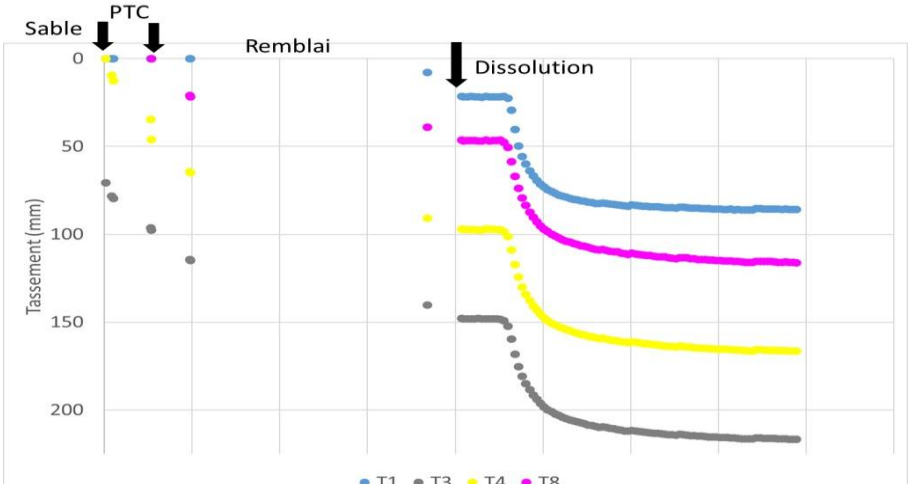


Figure 8. Evolution du tassement au centre de la maille lors de la mise en place des matériaux

*Cet article concerne seulement l'essai sans renforcement de géosynthétiques.

La couche de sable tasse de 20 mm lors de la mise en place de la plateforme granulaire puis ne se déforme plus pendant la construction du remblai. La plateforme granulaire, bien compactée, ne se déforme pas pendant la montée du remblai.

On observe une légère augmentation du tassement après la construction du remblai expliquant le transfert de charge mesuré dans le même temps (Figures 5 et 6). La dissolution du biocofra entraine une réactivation du tassement de 70 mm à tous les niveaux. Ce tassement augmente pendant 5 h puis il est complétement stabilisé au bout de 24h.

4. Conclusions

La réalisation du 1er essai en vraie grandeur, mis en place sans nappes de géosynthétiques, a permis de mettre en évidence le transfert de charge vers les têtes d'inclusions tout en contrôlant le tassement du sol sous-jacent. Une attention particulière a été portée à la mise en œuvre des matériaux ainsi qu'à l'instrumentation utilisée afin d'avoir un essai répétable et afin de pouvoir comparer les résultats des essais à venir.

Le sol analogique utilisé pour simuler le sol compressible a parfaitement joué son rôle. L'instrumentation mise en place a permis de mesurer très précisément les mécanismes de transfert de charge mettant en évidence qu'une grande partie des mécanismes se développe pendant les phases de construction. Cette observation valide notre choix d'avoir essayé de modéliser au mieux le comportement du sol compressible et les phases de construction.

5. Remerciements

Ce travail a été mené dans le cadre du PN ASIRI+. Les auteurs tiennent à remercier tous les membres de ce projet pour leur soutien et leur confiance.

6. Références bibliographiques

ASIRi (2012). Recommandations pour la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des ouvrages sur sols améliorés par inclusions rigides verticales (Recommandations Projet National ASIRi), Presse des Ponts - IREX Paris.

Briançon L. and Simon B. (2012). Performance of Pile-Supported Embankment over Soft Soil: Full-scale experiment. Journal of Geotechnical and Geoenvironnemental Engineering, 138 (4), 551 – 561.

L. Briançon, L. Thorel, B. Simon (2020). Le projet ASIRI+ : Amélioration et Renforcement des Sols par Inclusions Rigides. Proceeding of JNGG 2020, 02-03 nov. 2020, Lyon, France

*Cet article concerne seulement l'essai sans renforcement de géosynthétiques.

Travaux maritimes et fluviaux, géotechnique offshore

TRAVAUX DE RENFORCEMENT DU QUAI HERMANN DU PASQUIER POUR LE DÉVELOPPEMENT DE L'ÉOLIEN OFFSHORE

REINFORCEMENT OF QUAI HERMANN DU PASQUIER FOR THE DEVELOPMENT OF OFFSHORE WIND ENERGY

Aurélien GODREAU[1], Antoine BEYER[2], Maxime LAUBENEAU[3]
[1] *NGE FONDATIONS, Rennes, France*
[2] *BET NGE ARTES, Montpellier, France*
[3] *NGE FONDATIONS*

RÉSUMÉ – Cet article présente les études et travaux de fondations exécutés en 2021 dans le cadre des travaux de renforcement du Quai Hermann du Pasquier pour le développement de l'éolien Offshore au Havre. Dans un contexte géologique et géotechnique particulier, nous présentons les techniques suivantes : les pieux forés à la tarière creuse, un batardeau palplanches remblayé et un renforcement de sol par inclusions rigides.

ABSTRACT – This article presents design and foundations construction works carried out in 2021 as part of the strengthening of Quai Hermann du Pasquier for the development of offshore wind energy in Le Havre (France). In a particular geological and geotechnical context, we present the following techniques: continuous flight auger piles, steel sheet pile cofferdam and a soil reinforcement by rigid inclusions.

1. Introduction

Dans le cadre du développement de l'accueil de l'éolien offshore à l'échelle nationale, le Grand Port Maritime du Havre a lancé un chantier de renforcement du quai Hermann du Pasquier afin de supporter les charges lourdes de transit de marchandises entre des navires rouliers et l'usine SIEMENS GAMESA à proximité.

Figure 1. Localisation Géographique du projet

Figure 2. Localisation du Quai Hermann du Pasquier dans l'aménagement SIEMENS – Visualisation d'un déchargement roulier sur la plateforme

Construit dans les années cinquante, ce quai à la structure de tablier précontrainte ne pouvait supporter les sollicitations importantes de composants d'éolienne (d'un poids de l'ordre de 500T), et les conditions futures d'exploitations plafonnées à 10T/m2.

Afin d'assurer la reprise des charges, le projet prévoit la construction d'un quai Ro-Ro (dalle B.A. sur pieux battus) après démolition de la structure existante. Cette structure se prolonge sur la zone maritime (zone plateforme Ro-Ro).

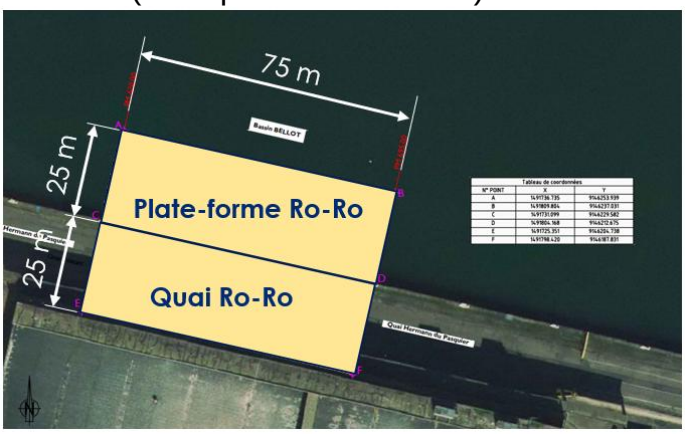


Figure 3. Vue en plan et Désignation des ouvrages à construire

Le phasage prévu initialement par le client :

- Démolition du tablier du quai existant
- Battage de tubes métalliques 800mm (ouverts ou fermés)
- Structures GC (casques + poutres préfabriquées + prédalles + hourdis coulés en place)

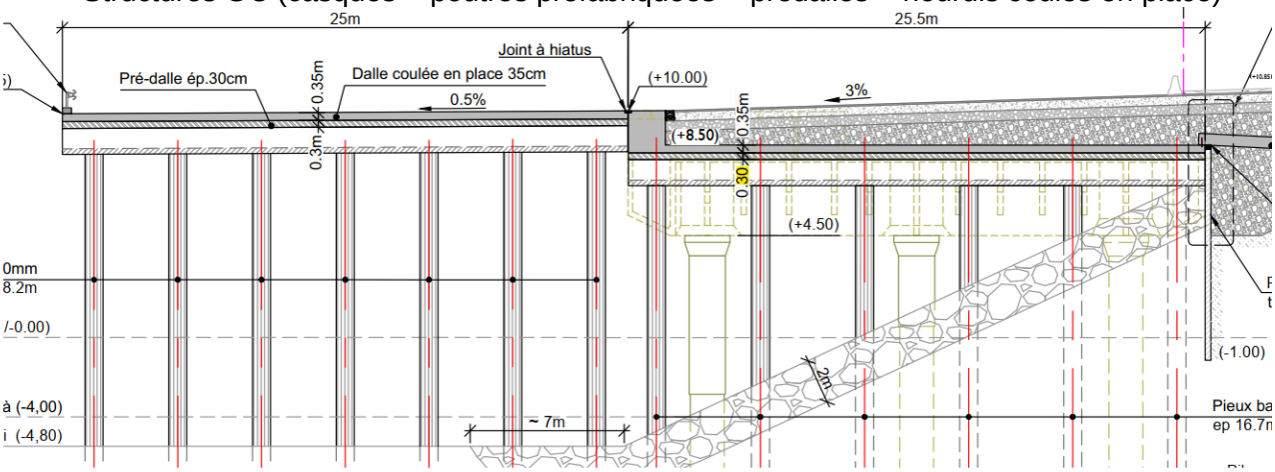


Figure 4. Coupe de la solution du marché DCE

Le quai Hermann du Pasquier (anciennement appelé Quai de Saïgon-Plata) a été reconstruit en 1950 à la suite des bombardements de 1944. La structure existante est un appontement auto stable dont le tablier en béton précontraint, amené par flottaison, repose sur des palées de trois piles de 1.50m de diamètre. Ces piles ont été construites par bétonnage d'un puits foré au moyen d'un appareillage spécial à mouvement louvoyant (les débuts du procédé Benoto).

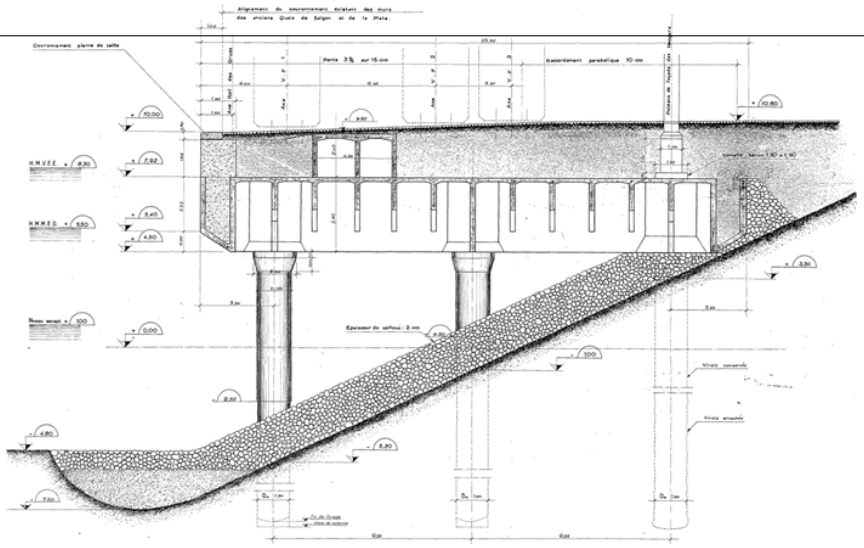


Figure 5. Coupe de l'existant

2. Conservation de l'existant

Au lieu de détruire et reconstruire le quai RoRo, le groupement 100% NGE (NGE GC / NGE FONDATIONS / GUINTOLI) a décidé de maintenir cette structure existante, utiliser ses atouts en phase provisoire et la préserver en l'isolant de tout futur chargement pouvant l'amener à sa ruine.
Dans le cadre de notre projet, pour permettre la mise en œuvre des nouveaux pieux, un sciage de cette structure a été réalisé au droit de chacun d'entre eux.
Cette opération impose préalablement la bonne vérification de la précontrainte et de la section béton pour se prévenir de la ruine de la structure existante fragilisée. L'analyse des documents d'archive a permis de sécuriser le sciage sur plusieurs aspects :

- Stabilité de l'ouvrage sous poids propre : conservation de 81% de la précontrainte pour seulement 20% des sollicitations dimensionnantes appliquées (poids propre uniquement) ;
- Coup de fouet lors du sciage des trémies en cas de défaut d'injection : risque maîtrisé par la mise en place de plaques métalliques d'épaisseur 30 mm lestées de 750 kg/m² sur le tracé du câble scié ;
- Projection du câble précontraint à 20t à l'about de la structure au droit des têtes d'ancrage : mise en place d'un balisage de sécurité lors de l'intervention ;
- Vérification de la dalle béton non armée sous poids propre et charge chantier de 285 kg/m² : vérification avec modèle aux éléments finis de la section non armée suivant EC2-1-1 §3.1.7.

Les pieux ont ainsi pu être exécutés après mise en place d'un platelage, conçu et dimensionné par NGE FONDATIONS. Le platelage est en appui sur les piles de l'ouvrage existant (maillage 9.25m x 8.33m) et devait supporter les charges statiques et dynamiques de foreuses et grues de manutention.

3. Pieux de fondations

Utilisant une technique maitrisée, NGE FONDATIONS a réalisé 180 pieux bétons forés à la tarière creuse de diamètre 1200 et 1000mm dans un contexte géologique et géotechnique particulier. Le profil géotechnique du site avec un substratum composé d'Argiles de Villerville, de caractéristiques mécaniques moins performantes que les Graves et Sables Gris Vert sus-jacents, impose de limiter la fiche des fondations dans ces horizons à 25m de profondeur.

Dans un délai de réalisation contraint (livraison en avril 2022 après 15 mois de travaux), ce choix des pieux béton permet de sécuriser la portance de l'ouvrage et le planning en s'affranchissant de pieux métalliques dont la validation de portance et la mise en œuvre nécessite des essais préalables en phase de préparation.

Figure 6. Forage des pieux tarière creuse en zone Quai

Lors de l'exécution des pieux, des optimisations techniques sur le dimensionnement des fondations ont dû être exécutées du fait de problématiques rencontrées dans l'horizon des Sables Gris Vert. Les épures d'armatures de l'ensemble des pieux ont ainsi été reprises pour déterminer sur la hauteur de chaque pieu les sections strictement nécessaires en intégrant le risque de refus lors de la mise en œuvre.

Les procédures de forages et bétonnage ont également été adaptées avec en particulier l'utilisation du pieux tarière creuse type III de NGE FONDATIONS.

4. Batardeau Palplanches

Dans le prolongement du quai, une plateforme Ro-Ro de 75m x 25m est à construire dans le bassin BELLOT existant.

Pour conserver le même type de fondations par pieux tarière creuse béton, il a été réalisé un batardeau de 15m de hauteur libre en palplanches tiranté tous les 4m en rempiétement sur le bassin.

Pour ce faire, les moyens TFM NGE FONDATIONS ont été mobilisés pour le dimensionnement et l'exécution du batardeau.

Le remplissage du batardeau a été réalisé par NGE avec l'utilisation de sables coquilliers de dragage. Pour le choix du matériau dans ce contexte singulier, les expertises NGE FONDATIONS en AMSOL et GUINTOLI en terrassement ont été mises à profit afin de retenir un matériau autocompactant.

Figure 7. Réalisation du batardeau (Mise en œuvre / Remplissage)

Figure 8. Terrassement / Forage des pieux

Dans le court délai imparti des études d'exécution, le dimensionnement de cet ouvrage atypique a été conduit en intégrant de multiples scenarii de calcul supplémentaires permettant de couvrir les risques et aléas identifiés et listés ci-après :

- Afin de garantir un bon comportement du *matériau de remplissage* autocompactant à sa mise en œuvre, un calcul enveloppe a été réalisé suivant la méthodologie décrite ci-après :
    - Calcul n°1 avec prise en compte du phasage de mise en œuvre par passes avec intégration de passes liquides (Ka=1) et de consolidations successives à 33°.
    - Calcul n°2 avec prise en compte d'une poussée totale dégradée sur toute la hauteur en une seule fois avec angle de frottement de 16°, cohésion nulle et avec une densité réduite (corrélée avec l'angle de 16°).
    - L'angle de frottement en phase définitive est limité par sécurité à 35°

- Pour prendre en compte la *présence de vases* non purgées une dissymétrie de poussée sur l'ouvrage autostable, une épaisseur résiduelle de vase a été intégrée au dimensionnement : épaisseur de 2.50m au Nord et 1.50m au Sud.

- En vue de s'assurer d'un *drainage effectif du batardeau* lors des phases de remplissages et vidanges du bassin Bellot, un dénivelé hydraulique de calcul d'un mètre entre le batardeau et le bassin a été pris en compte. Cette valeur sécuritaire correspond au marnage maximal constaté lors d'un cycle de marée dans le bassin Bellot dont le niveau est régulé par l'écluse de la Quinette.

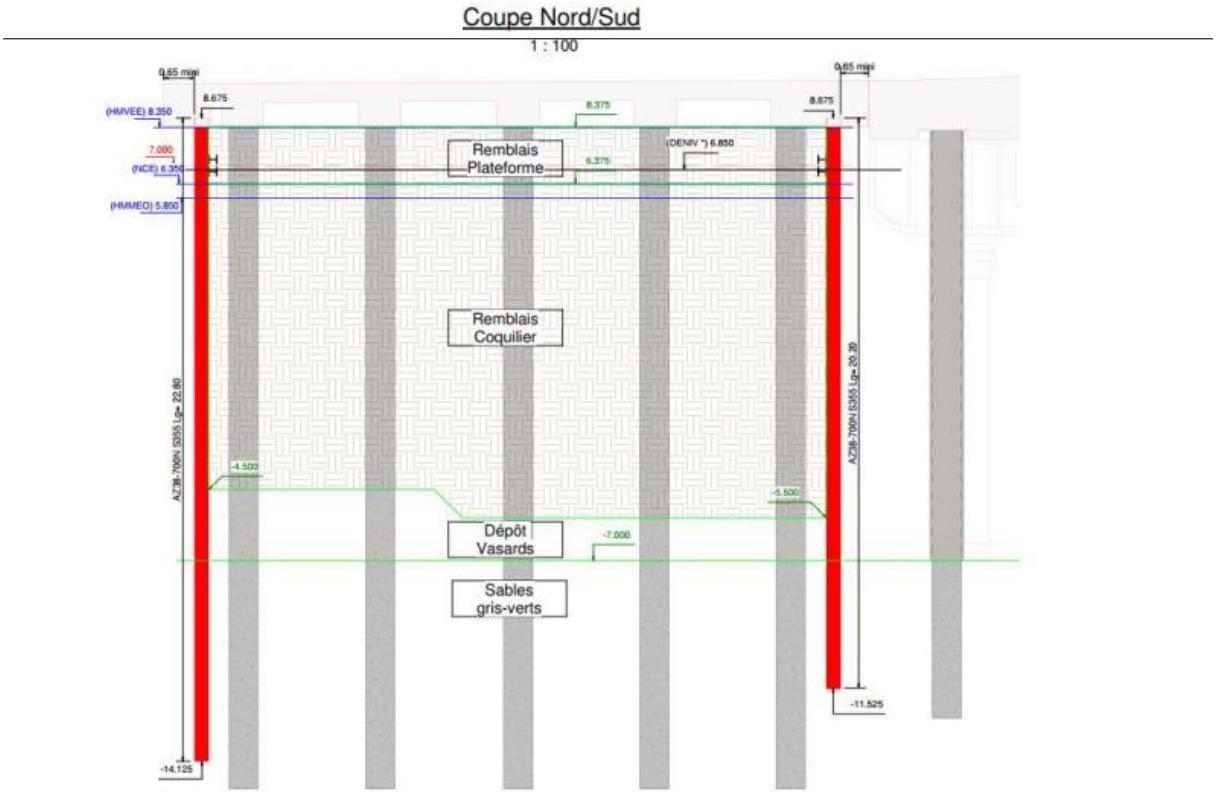


Figure 9. Coupe de calcul Nord/Sud du Batardeau

Du fait de la méconnaissance du comportement des vases à court et long terme, *un frottement négatif* des remblais coquilliers sur les pieux a été intégré au dimensionnement. Suivant une approche sécuritaire, ce frottement a été pris égal à la valeur maximale liée à ce phénomène à savoir le volume de remblais afférent à chaque pieu.

Pour valider la bonne mise en œuvre du matériau dans le batardeau avant réalisation des fondations et de la dalle, des essais CPTu ont été réalisés dans le cadre d'une *méthode observationnelle.* Les résultats de ces essais ont mis en évidence des angles de frottement >36° (avec pointe à 41°) avec le seul auto-compactage du matériau lors du remplissage permettant ainsi de s'affranchir du vibrocompactage.

5. Amélioration de sol

Une zone de transition de 375m² à l'arrière du Quai a été reconçue en cours d'études d'exécution par NGE FONDATIONS.

Pour anticiper une possible évolution fonctionnelle de cette zone et afin de prendre en compte des caractéristiques dégradées des terrains en place, une amélioration de sol a été dimensionnée afin d'absorber des tassements d'un chargement permanent de 100kPa (stockage).

La nouvelle conception consiste :

- *A créer un portique* constitué de la dalle de transition portant sur un rideau arrière et sur des pieux isolés phi82cm espacé de 3m à l'autre extrémité.
- A aménager une zone de transition à l'arrière par *amélioration de sol de type inclusions rigides* refoulées de longueur 20m et de diamètre 400mm.

Elle permet de :

- *Réduire les tassements différentiels* aux interfaces Quai/Rideau Arrière, Dalle de transition/Zone arrière.
- *Limiter les sollicitations sur le quai* puisque le rideau est désormais tiranté par la dalle de transition + pieux arrière.

- *Vérifier la portance des palplanches* à l'ELS QP en supprimant le frottement négatif appliqué sur le rideau.
- *Limiter le déplacement au droit des réseaux* dans le Quai sous la poussée horizontale.

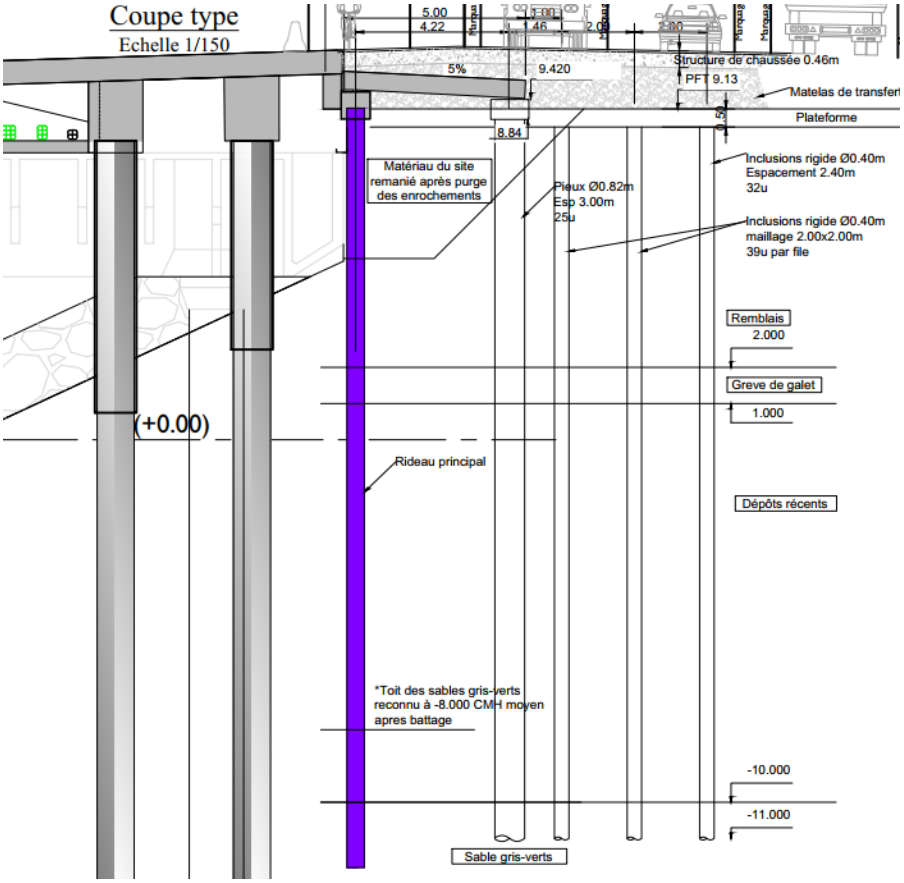


Figure 10. Coupe de calcul de la zone arrière – Nouvelle conception

Pour mémoire, le rideau de palplanches arrière a été dimensionné au démarrage de l'étude en s'appuyant sur la dalle de quai et conçu en jambes de pantalon ancrés dans les sables gris vert pour reprendre la charge verticale.

6. Etudes d'exécution et méthodes

Les études d'exécution et méthodes ont été réalisées par les directions techniques interne du groupe NGE.

Un modèle de calcul complet a été réalisé par le BET Génie Civil ARTES à partir des raideurs de sols verticales fournies par le BET NGE FONDATIONS. Compte tenu du contexte géotechnique spécifique, un calcul en fourchette sur la raideur a été réalisé pour tenir compte de l'effet d'entrainement dans les couches profondes, définissant ainsi une raideur verticale minimale. La raideur verticale maximale étant donnée par les formulations de Frank & Zhao. Trois modélisations sont finalement exploitées :

- Modèle 1 : Raideur de sol max / Raideur de la structure GC max (court terme) ;
- Modèle 2 : Raideur de sol mini / Raideur de la structure GC max (court terme) ;
- Modèle 3 : Raideur de sol mini / Raideur de la structure GC mini (long terme).

Ces trois modélisations ont été utilisées dans des objectifs bien distincts :

- Modèle 1 : dimensionnement de la descente de charges verticales sur les pieux pour la vérification de la portance ;
- Modèle 2 : dimensionnement des sections d'acier de flexion dans les têtes de pieux et des sections d'acier dans les éléments de génie civil ;

- Modèle 3 : vérification des déplacements des deux quais afin de dimensionner les joints de structure et de vérifier notamment la non-interaction entre le Quai RO-RO et la structure de quai existante conservée.

Bien que la raideur minimale soit liée à un effet de groupe des fondations profondes, une approche sécuritaire a été demandée en considérant ce jeu de raideur minimale pour des cas de chargements isolés de colis. Ces derniers, ne sollicitant pas un grand nombre de pieux, sont moins sujets à l'effet d'entrainement mais plus pénalisant en termes de sollicitation de flexion dans les éléments de la structure.

Pour une meilleure maitrise des interfaces, un modèle 3D complet des fondations et ouvrages provisoires (notamment platelage) a été réalisé par le service BIM d'NGE FONDATIONS.

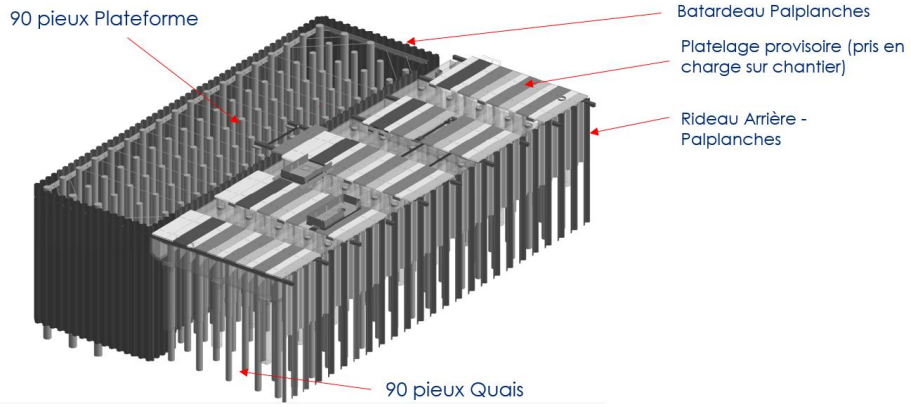


Figure 11. Modélisation 3D de l'ouvrage

Les études d'exécution ont démarré en février 2021 et se sont terminées en janvier 2022.

7. Conclusion

A date de rédaction de cet article, les travaux de génie civil sont en cours pour une livraison du projet prévue dans les délais impartis au Printemps 2022.
Ces travaux GC consistent à réaliser les 180 massifs de tête de pieux, la pose d'éléments préfas coffrant (rive de quais et prédalle sur existant), la dalle principale coulée en place de 65cm et la dalle de transition.
Enfin les travaux de voirie à l'arrière du quai finaliseront le projet.

Enfin, les auteurs remercient HAROPA PORT LE HAVRE, maitre d'ouvrage et maître d'œuvre du projet, et TERRASOL, assistance maîtrise d'ouvrage géotechnique et titulaire de la mission G4, pour les riches échanges ayant permis de mener à bien ce projet.

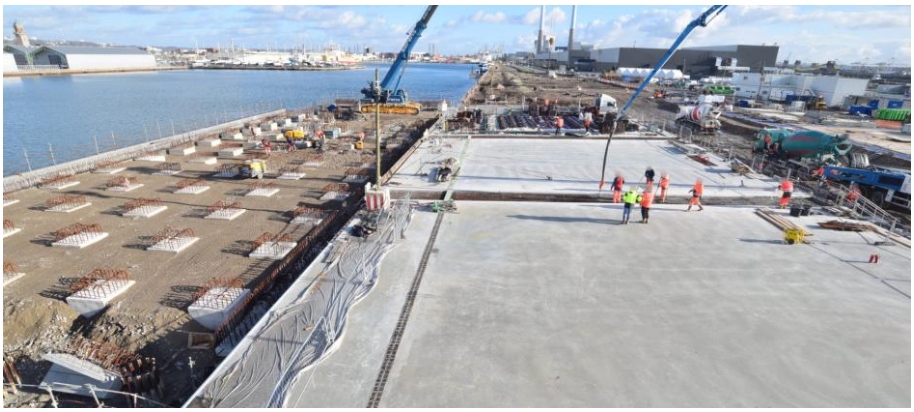


Figure 12. Avancement du chantier au 21/01/22 (Batardeau à gauche et Dalle de Quai à droite)

FONDATIONS D'EOLIENNES OFFSHORE FLOTTANTES : ETUDE DYNAMIQUE DES SOLS

FLOATING OFFSHORE WIND TURBINE FOUNDATIONS : DYNAMIC SOIL STUDY

Clara JUTEAU[1], François-Xavier BAUMY[2], Jonathan ROT[3]
[1] Ingénieure Études GEOTEC, Nantes, France
[2] Ingénieur Expert GEOTEC, Nantes, France
[3] Ingénieur Expert GEOTEC, Plaisir, France

RÉSUMÉ – Cet article présente les résultats issus de la modélisation 3D aux éléments finis d'une fondation d'éolienne offshore flottante confrontée à son environnement. Réalisée dans le cadre d'un Projet de Fin d'Études de cycle ingénieur, l'étude avait pour objectif d'analyser la réponse du système sol-fondation dans le cas d'un pieu Battu Acier Ouvert (BAO) ancré dans un sable dense.

ABSTRACT – This study shows the results from a 3D finite element modeling of a floating offshore wind turbine foundation facing to its environment. Carried out during a engineering master degree internship project, the aim of the study was to analyze the response of the soil-foundation system, in the case of a driven open-ended pile in a dense sandy soil.

1. Introduction

Alors que le secteur de l'éolien offshore flottant est en plein développement, il est important pour les bureaux d'études géotechniques de proposer des missions d'ingénierie adaptées à ces ouvrages.

De la même manière que pour les éoliennes terrestres, les efforts transmis aux fondations sont grandement liés aux sollicitations environnementales sur l'ouvrage. Dans le cas des éoliennes flottantes, il faut notamment prendre en considération les efforts de vent mais également ceux liés à la houle. Ces efforts dynamiques peuvent avoir une influence non négligeable à long terme sur la réponse du système sol-fondation, et donc potentiellement sur la résistance de l'ancrage.

L'objectif de ce projet a donc été d'étudier le comportement d'une fondation d'éolienne offshore flottante en utilisant le logiciel de modélisation aux éléments finis Plaxis 3D, et d'effectuer les vérifications telles que précisées dans les normes ISO 19901-7 et ISO 19902.

L'éolienne de projet considérée a été une éolienne avec turbine DTU 10MW RWT, reposant sur une plateforme semi-submersible de type WindFloat et reliée au fond marin, constitué d'un sable dense, par l'intermédiaire de 3 lignes d'ancrage caténaires de 700 m de long environ, espacées l'une par rapport à l'autre de 120°. Étant donné le choix de lignes d'ancrage caténaires, les efforts de tension dans les câbles sont transmis essentiellement de façon latérale en tête de pieu. Le pieu n'a donc pas été étudié sous sollicitation verticale.

Pour cette première approche, le choix s'est porté sur un pieu battu, s'agissant d'un type de fondation courant et adapté dans l'hypothèse d'un substratum sableux.

2. Hypothèses prises pour la modélisation du pieu

2.1. Efforts transmis au pieu

Les efforts en tête de fondation ont été obtenus grâce à une étude réalisée par l'Université de Nantes, en utilisant le code de calcul FAST. Cette étude a été effectuée compte tenu de la structure de l'éolienne, et en considérant une localisation du projet dans le Golfe du Maine (États-Unis) à 9 km des côtes (ancrage à 130 m de profondeur) ainsi qu'une vitesse de vent de 12 m/s. Il en a résulté l'action dynamique dans l'ancrage le plus sollicité d'amplitudes H_{max} = 2 624 kN et H_{min} = 1 317 kN, et de période T = 2 s, soit un chargement décrit dans Plaxis 3D par la fonction sinusoïdale ci-dessous.

$$H = 653{,}5\sin(\pi t) + 1970{,}5 \quad (1)$$

2.2. Sol d'ancrage

Le sol considéré pour l'étude est un sable dense de densité relative D_r = 90 %, de poids volumique γ_h = 20 kN/m^3, d'angles de frottement φ = 33° et de dilatance ψ = 3°, et de module d'élasticité croissant avec la profondeur. Une faible cohésion de 1.10^{-3} kPa a été prise en compte pour faciliter la convergence des calculs sur Plaxis 3D.

Les propriétés du sol ont été établies en fonction de la profondeur, à partir des équations issues de la littérature. Un profil CPT a été défini à partir de la densité du sable et de la contrainte verticale selon l'équation (2). Les paramètres de raideur et de déformation du sol ont été déterminés selon les équations (3) à (6).

- Résistance à la pénétration (Lunne et Christoffersen, 1983) :

$$q_c = 60(\sigma_v')^{0.7}\exp(2.91D_r) \quad (2)$$

- Module de cisaillement du sol (Jardine et al., 2005) :

$$G_0 = q_c[A + B\eta - C\eta^2]^{-1} \quad (3)$$

Où : A = 0.0203, B = 0.00125, C = 1,216.10^{-6}.

$$\eta = q_c(P_a\sigma_v')^{-0.5} \quad (4)$$

Avec P_a la pression atmosphérique valant 100 kPa.

- Module d'élasticité du sol :

$$E_0 = 2G_0(1 + \nu_0) \quad (5)$$

- Coefficient de Poisson (Gu et al., 2013) :

$$\nu_0 = 0.62(G_0)^{-0.2} \quad (6)$$

L'étude reposant sur un nombre limité de paramètres et non sur des données réelles issues de sondages et essais, le choix des lois de comportement du sol s'est porté sur des modèles connus et largement usités.

Le modèle de Mohr-Coulomb (MCM) a été sélectionné lors de la phase de calage du modèle numérique en statique.

L'étude cyclique nécessitant un modèle plus élaboré afin de prendre en compte l'écrouissage du sol sous l'action des sollicitations sur la fondation, le modèle Hardening Soil (HSM) a été retenu. Les paramètres de Mohr-Coulomb (c, φ, ψ) ont été réutilisés. L'évolution du module de déformation avec la contrainte de confinement a été considérée grâce aux paramètres spécifiques de la loi HSM.

- Le module de référence a été pris égal au module d'élasticité, de même que le module œdométrique de référence :

$$E_{50}^{ref} = E_0 \tag{7}$$

$$E_{oed}^{ref} = E_{50}^{ref} = E_0 \tag{8}$$

- Le module de référence de déchargement-rechargement a été pris égal à 3 fois le module de référence :

$$E_{ur}^{ref} = 3E_{50}^{ref} = 3E_0 \tag{9}$$

S'agissant d'un sol sableux dense, le paramètre de puissance de la loi liant la raideur du sol au niveau de contrainte a été pris égal à m = 0,5 (Schanz et al., 1999).

2.3. Fondation

La fondation étudiée dans ce projet est un pieu battu (type BAO) en acier de nuance X52, de poids volumique γ_p =78,5 kN/m^3, de module d'Young E_P = 210 GPa, et de coefficient de Poisson v_p = 0,2 À l'issue d'études préliminaires pour le calage du modèle, une longueur de pieu D = 16 m et un diamètre minimal de pieu B = 1,6 m ont été retenus. Une épaisseur de tube de 38,1 mm a été considérée, suivant les caractéristiques de tubes couramment utilisés. Une épaisseur sacrifiée à la corrosion de 0,9 mm a été prise en compte, dans l'hypothèse d'une durée de vie d'ouvrage de 25 ans.

L'indice de rigidité du pieu, calculé selon la formule de Poulos et Davis (1980) ci-dessous, a permis d'évaluer le comportement du pieu comme flexible (I_R = 0.175 < 0.2).

$$I_R = \left(\frac{E_p \cdot I_p}{E_s \cdot D^4}\right)^{0.25} \tag{10}$$

Avec : E_p le module d'Young du pieu, I_p le moment de rigidité en flexion du pieu, E_s le module d'Young du sol, et D la longueur d'ancrage du pieu.

Sur Plaxis, la fondation a été modélisée par deux éléments de type « plaque » liés (platine de tête et tube creux), de propriétés telles que définies précédemment.

Un élément de poutre de type « beam » a par ailleurs été créé au niveau de l'axe du pieu dans le but d'avoir un aperçu des moments de flexion dans le pieu, plus difficilement observable sur des éléments de type « plaque ». La rigidité de cet élément a été divisée par 1.10^3 afin de limiter les risques d'influence sur les résultats.

2.4. Domaine d'étude

Sur Plaxis 3D, un domaine de largeur 20B et de hauteur supérieure à 3 fois la longueur d'ancrage a été modélisé afin de limiter les risques d'effets de bord (figure 1).

17 couches de sol (16 couches de 1 m d'épaisseur au niveau du pieu et une couche finale de 34 m) ont été modélisées afin de prendre en compte l'évolution des paramètres du sol avec la profondeur, selon les hypothèses définies en partie *2.2. Sol d'ancrage*.

La fondation a été modélisée au centre du domaine, et chargée ponctuellement au centre de sa platine de tête comme défini en partie *2.1 Efforts transmis au pieu*.

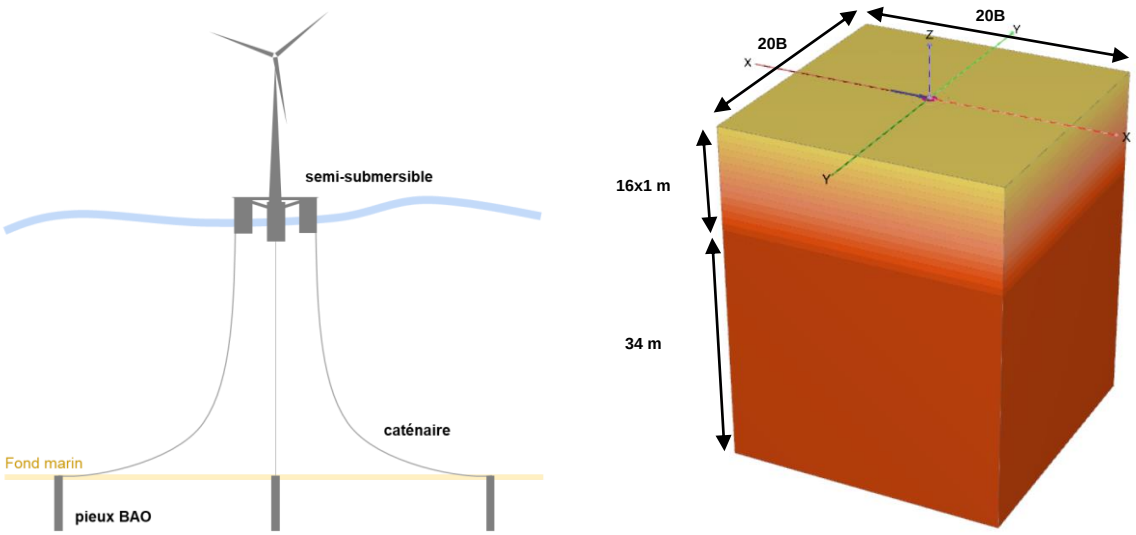


Figure 1. Principe d'ancrage de l'éolienne et domaine retenu pour l'étude aux éléments finis

2.5. Maillage, phasage et paramètres de calcul

Une ceinture d'un rayon R = 2.0 m a été modélisée afin d'affiner le maillage autour de l'axe du pieu. Le facteur de finesse dans cette zone a été établi à 0.1768.

Après les phases d'activation du sol et du pieu (avec interfaces), chaque phase suivante représentait un cycle de chargement tel que défini en §2.1. 50 cycles de chargement ont été réalisés.

Le paramètre Max Steps (nombre de pas de calcul stockés) a été limité à 80 afin d'optimiser le temps de calcul (un résultat toutes les 0.025 s).

Les paramètres de contrôle dynamique de Newmark ont été laissés par défaut aux valeurs $\alpha = 0.250$, $\beta = 0.500$ et Mass matrix = 0.000.

3. Résultats principaux de l'étude cyclique

3.1. Évolution de la réaction latérale du sol et courbes P-y cycliques

Les courbes P-y cycliques ont été tracées tous les mètres, soit tous les 0.625 fois le diamètre de pieu B. La figure 1 présente les courbes enveloppes P-y cycliques obtenues, comparées aux courbes P-y statiques, pour des profondeurs inférieures à 7 m (4.375B) où l'influence des cycles est plus visible.

Pour une profondeur supérieure ou égale à 7.0 m, les courbes P-y statiques et cycliques sont assez proches. Il n'y a donc pas une grande influence du chargement à ces profondeurs dans le cas du sable dense étudié. Ces courbes ne sont donc pas représentées sur la figure 2.

Entre 5 m (3.125B) et 7 m (4.375) de profondeur, une diminution de la réaction latérale est observée, puis on constate une augmentation, probablement liée à la prise en compte de l'évolution du seuil de plasticité du sol grâce à l'utilisation de la loi HSM. Tandis que les paliers de plastification n'étaient pas atteints en statique pour ces profondeurs, ici on constate que le sol a flué sous l'effet des actions cycliques.

Une diminution de la réaction latérale de sol est constatée sur les 5 premiers mètres de profondeur (3.125D), et en particulier pour une profondeur de 3 m (1.875D) où une diminution de 18.8% de la réaction frontale de sol a été observée. Au-delà, elle augmente sous l'effet de l'écrouissage du sol.

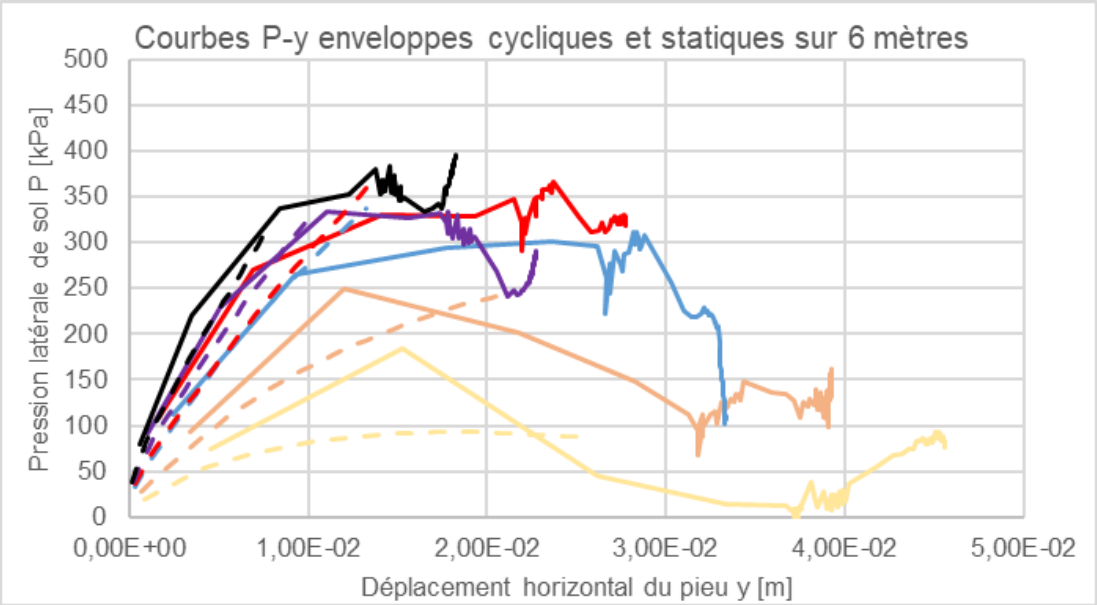


Figure 2. Courbes P-y cycliques enveloppes et statiques (6 premiers mètres)

La raideur du sol augmente elle aussi avec le nombre de cycles, excepté pour une profondeur de 3 m où l'on constate une diminution assez significative du coefficient de réaction du sol K_f après 22 cycles de chargement (figures 3 et 4). Le premier rapport Kf_N/Kf_1 (coefficient de réaction au cycle N / coefficient de réaction au cycle 1) inférieur à 1 est rencontré à partir du cycle 37. La cartographie des points plastiques a été observée après les cycles 37 et 38 et il est apparu une certaine augmentation des points plastiques à la profondeur de 3 m.

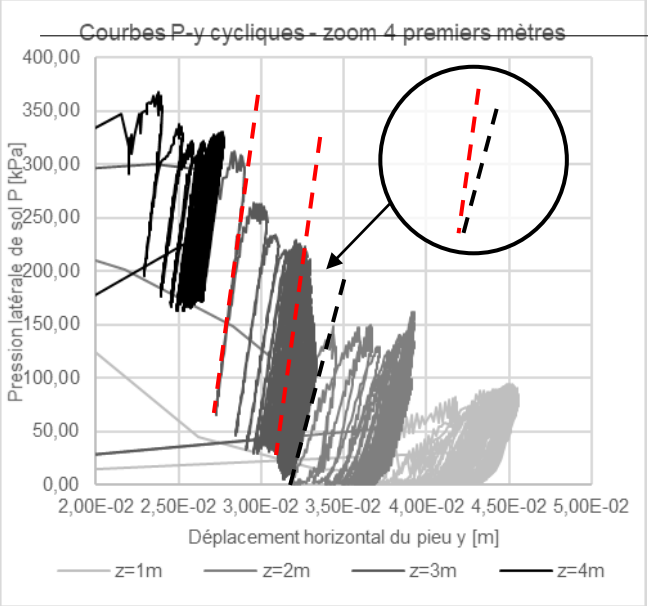


Figure 3. Courbes P-y cycliques (4 premiers mètres)

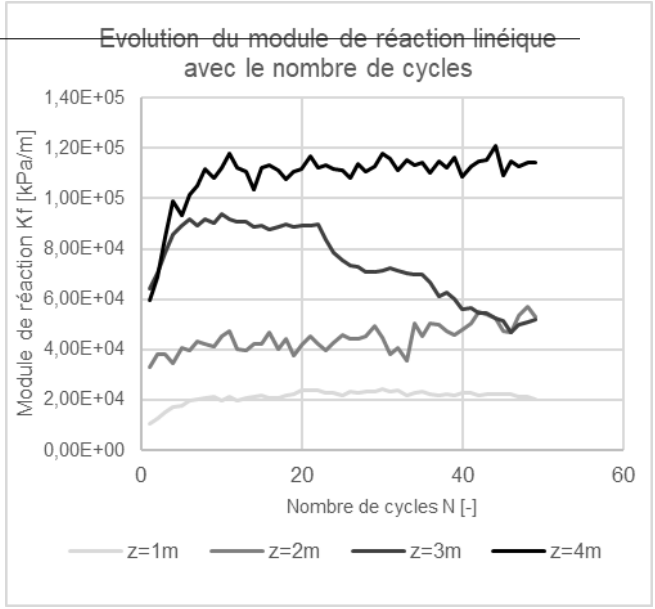


Figure 4. Évolution du module de réaction linéique avec le nombre de cycles (sur 4 m)

3.2. Évolution des déplacements latéraux et du moment fléchissant dans le pieu

Après 50 cycles de chargement :

- Les déplacements en tête de pieu ont augmenté de 20.2%. Cette évolution doit être prise en compte et il est nécessaire de vérifier que les déplacements latéraux de la fondation ne dépassent pas le critère usuel fixé à 0,1B.
- Une augmentation de 8.7% au niveau des moments de flexion maximaux (tous obtenus à une profondeur z = 7.5 m) a été observée. Une vérification du pieu vis-à-vis de la flexion après sollicitation cyclique est nécessaire.

Les courbes d'évolution du déplacement latéral en tête et du moment fléchissant maximal dans le pieu avec le nombre de cycles ont été tracées, à partir des résultats issus de Plaxis (figures 5 et 6). Elles ont été comparées aux courbes obtenues pour un sable équivalent suivant l'approche du SOLCYP (Puech et Garnier, 2017), où les augmentations du déplacement latéral en tête et du moment maximal sont respectivement définies par les équations (11) et (12).

$$\frac{y_N}{y_1} = 1 + 0.235\log(N)\left(\frac{H_c}{H_{max}}\right)^{0.35} \quad (11)$$

Avec : y_N le déplacement en tête au cycle N, y_1 le déplacement en tête au cycle 1, CR le coefficient de rigidité du système sol-pieu (CR = 1 dans le cas d'un comportement flexible), H_c l'amplitude moyenne du chargement cyclique, et H_{max} l'amplitude maximale du chargement cyclique.

$$\frac{M_{max,N}}{M_{max,1}} = 1 + \frac{0.094}{CR}\log(N)\left(\frac{H_c}{H_{max}}\right)^{0.35} \quad (12)$$

Avec : $M_{max,N}$ le moment de flexion au cycle N, $M_{max,1}$ le moment de flexion au cycle 1.

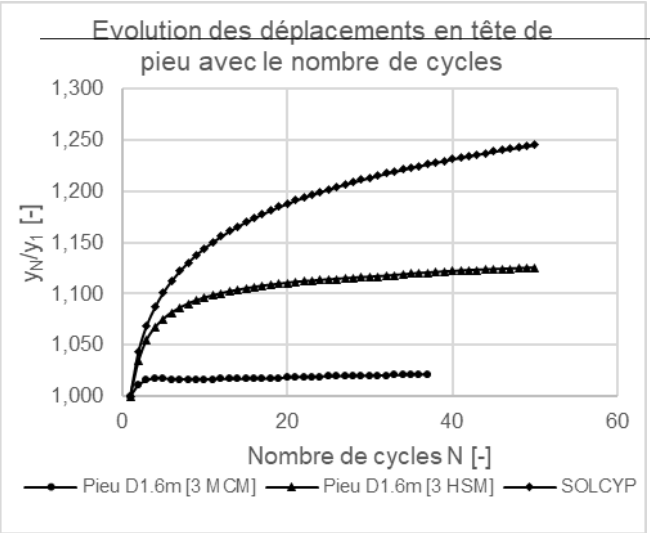


Figure 5. Courbes du déplacement y_N/y_1 en fonction du nombre de cycles

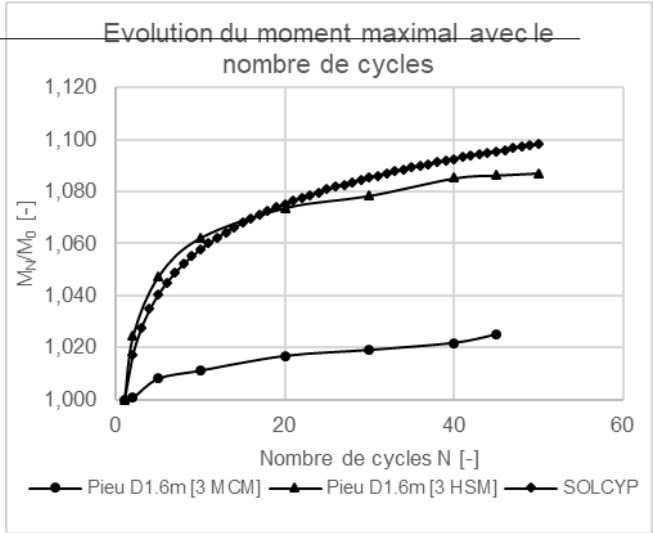


Figure 6. Courbes du moment fléchissant M_N/M_1 en fonction du nombre de cycles

Dans ce cas précis, les courbes empiriques du SOLCYP se sont avérées sécuritaires. En les extrapolant il a été possible d'estimer, au terme de la durée de vie de l'éolienne établie à 25 ans, un déplacement latéral en tête de 8.40 cm et un moment fléchissant maximal de 14 800 kN.m environ.

3.3. Vérification de la fondation selon les normes ISO 19901-7 et ISO 19902

Les critères de vérification des moments de flexion dans le pieu tels qu'explicités dans les normes ISO 19901-7 et ISO 19902, des déplacements en tête et de la pression latérale maximale ont été analysés. Les résultats principaux ont été récapitulés dans le tableau 1. La fondation modélisée semble convenir, autant au début qu'en fin de service de l'éolienne. Néanmoins, les efforts accidentels et sismiques n'ont pas été considérés ici, ce qui pourrait invalider ou non cette dernière conclusion.

Tableau 1. Vérification des critères de rupture du pieu et du sol

		Critères vérifiés	
Paramètre	Valeurs maximales obtenues à 50 cycles	50 cycles	25 ans
Déplacement latéral en tête	4 cm / 8.4 cm	y = 4 cm < 0.1B = 16 cm	y = 8.4 cm < 0.1B = 16 cm
Pression latérale de sol	490 kPa à z = 8 m	$\sigma_{xx,max,\ 50cycles}$ = 490 kPa = 45% pf	Non estimé
Moment fléchissant	8 770 kN.m / 14 800 kN.m à z = 7.5 m	0.49 < 1.00 (*)	0.71 < 1.00 (*)

(*) Ici, le critère vérifié est le critère de flexion du tube creux.

4. Conclusions

Ce projet a permis de mettre en évidence l'influence du nombre de cycles sur la réponse du système sol-fondation, et notamment sa dégradation progressive en termes de déplacements et de moments de flexion induits, avec une hausse de 20.2% du déplacement latéral en tête et de 8.7% du moment fléchissant maximal.

Néanmoins, il est apparu que dans le cas d'un pieu BAO encastré dans un sable dense, cet impact n'était pas trop préjudiciable pour la fondation, et les critères de vérification selon les normes ISO 19901-7 et ISO 19902 étaient encore corrects après une durée de vie de 25 ans de l'ouvrage.

Les effets d'installation de pieu et l'influence de charges accidentelles et sismiques n'ont ici pas été prises en comptes et pourraient invalider ou non la conclusion précédente. De même, il conviendrait d'étudier d'autres types de sols au comportement différent et plus complexe, tels que les argiles par exemple. Ces points devront être étudiés ultérieurement, afin de pouvoir proposer à l'avenir des missions d'ingénierie géotechnique sur des fondations d'éoliennes offshores flottantes, qui devraient voir le jour plus concrètement dans les années à venir.

5. Références bibliographiques

CFMS (2019). Recommandations pour la conception et le dimensionnement des fondations d'éoliennes offshore. Comité Français de Mécanique des Sols et de Géotechnique, 220 pages.

Gu X. et al. (2013). Laboratory measurements of small strain properties of dry sands by bender element. Soils and Foundations, vol. 53, Issue 5, pp. 735-745.

Jardine R. et al. (2005). ICP design methods for driven piles in sands and clays. Thomas Telford Ltd.

Lunne T., Christoffersen H.P. (1983). Interpretration of cone penetrometer data for offshore sands. Proceedings of the Offshore Technology Conference. Richardson, Texas. Paper n°4464.

Schanz T. et al. (1999). The hardening soil model : Formulation and verification. Beyond 2000 in Computational Geotechnics, 328 pages.

Poulos H.G., Davis E.H. (1980). Pile foundation analysis and design. Rainbow-Bridge Book Co, 410 pages.

Puech A., Garnier J. (2017). Design of piles under cyclic loading – SOLCYP Recommendations. ISTE Ltd, 443 pages.

TRAVAUX DE RENFORCEMENT DU QUAI JOANNÈS COUVERT AU PORT DU HAVRE – RENFORCEMENT PAR INCLUSIONS RIGIDES

REINFORCEMENT WORKS OF THE JOANNES COUVERT QUAY IN LE HAVRE PORT – SOIL REINFORCEMENT BY RIGID INCLUSIONS

Antonin BREUGNOT[1], Thomas LE COR[2], Pierre-Louis REGAZZONI[3], Philippe LEGRAND[4], Marco CAMUSSO[5],
[1,3,] *EGIS GÉOTECHNIQUE, Seyssins, France*
[2,4] *NGE FONDATIONS, Servon / Vilaine, France*
[5] *ITASCA Consultants SAS, Lyon, France*

RÉSUMÉ – Dans le cadre des travaux de renforcement du quai Joannès Couvert au Havre, il est prévu un renforcement de sol par inclusions rigides associé à la mise en place d'une plateforme de transfert de charges armée par trois nappes de géogrilles à l'arrière de la future structure de quai en génie civil. La zone renforcée par inclusions est soumise à des circulations de grues lourdes. Elle nécessite de recourir à des modélisations numériques « complexes » en vue de dimensionner le système de renforcement.

ABSTRACT – The reinforcement works of the Joannès Couvert dock include the soil reinforcement by rigid inclusions and a load transfer platform reinforced with three geogrid layers at the back of the future concrete structure of the quay. Heavy crane loads apply on the surface reinforced by inclusions. Complex modelling is thus required to properly design the soil reinforcement system.

1. Introduction et présentation du projet

Dans le cadre d'un projet d'accueil d'activités en lien avec l'installation de parcs éoliens offshore, le Grand Port Maritime du Havre a attribué les travaux de renforcement du quai Joannès Couvert (Figure 1) au groupement EIFFAGE Génie Civil-ETPO-ETMF-NGE FONDATIONS – SDI.

Figure 1. Vue satellite du site (source : GoogleMaps)

Les travaux comprennent la réalisation de deux quais de chargement d'environ 200m de long chacun. Chacun des quais se décompose en deux zones (Figure 2) :

- La zone dite « maritime » consiste à construire une structure tablier-poutres fondée sur plusieurs files de pieux, dont certains reportent les charges sur le quai existant en maçonnerie.
- La zone dite « terrestre », située en retrait de la zone maritime, consiste à renforcer le sol par un réseau d'inclusions rigides surmonté d'une plateforme de transfert de charge (PFTC) de 2.5m d'épaisseur, armée par géogrilles et permettant la circulation de grues lourdes (de type équivalent à Liebherr 11350).

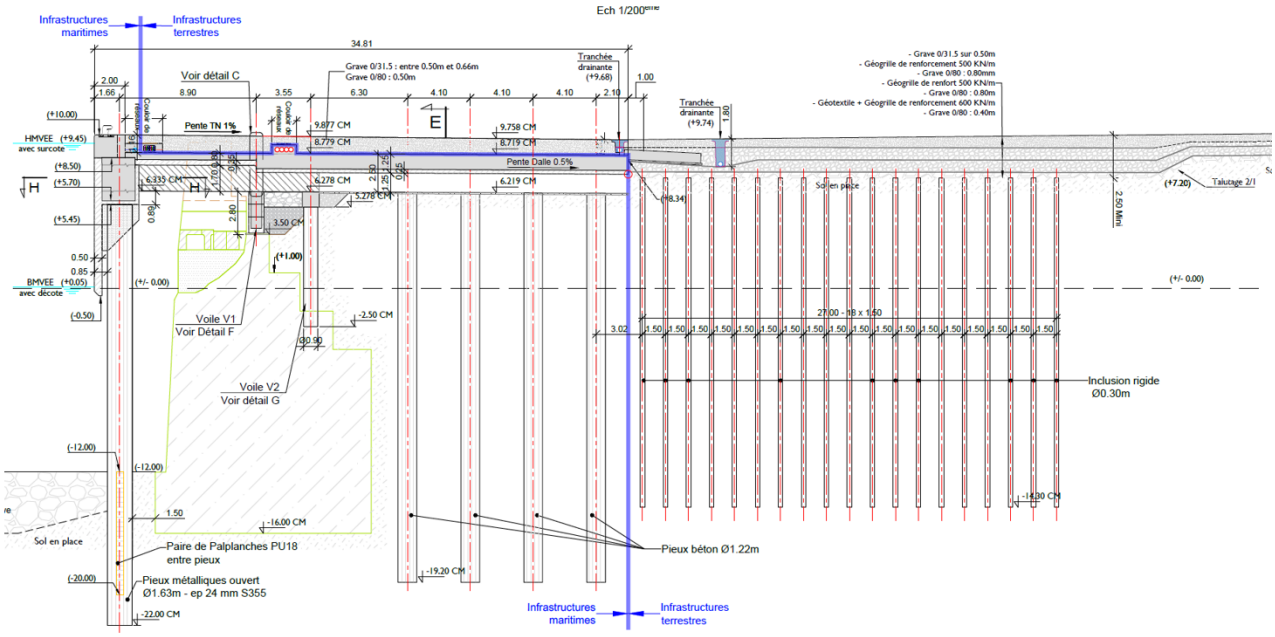


Figure 2. Vue en coupe type sur le projet de renforcement du quai existant

NGE FONDATIONS intervient pour la réalisation des pieux de fondation (tarière creuse et forés tubés) de la zone maritime ainsi que des inclusions rigides de la zone terrestre. EGIS GÉOTECHNIQUE réalise, pour le compte de NGE FONDATIONS, les études d'exécution des inclusions rigides, avec l'expertise d'ITASCA Consultants pour la modélisation numérique 3D. Le présent article traite uniquement de la zone terrestre du projet.

Au stade de la conception, la solution de base prévoyait la réalisation d'inclusions rigides de Ø1220mm selon une maille 3.6m x 3.6m. Cette solution a fait l'objet d'une variante du groupement visant à réaliser des inclusions rigides Ø300mm selon une maille 1,5m x 1,5m soit un total d'environ 3 400 inclusions rigides d'une vingtaine de mètres de longueur sur l'ensemble du projet.

Le niveau de contrainte très élevé sous les chenilles des grues d'exploitation, s'exerçant donc sur la PFTC, est bien supérieur aux niveaux usuels des projets de renforcement de sol. Il est associé à un critère de tassement différentiel de 3cm sous chenille fixé au CCTP du marché. En conséquence, le recours à une modélisation numérique avec le logiciel FLAC 3D™ permettant d'appréhender les mécanismes de transfert de charge se développant dans le matelas et d'évaluer les tassements associés s'est révélé nécessaire.

Dans cet article, nous présentons la modélisation menée sous FLAC 3D, la méthode de calage du comportement d'une inclusion et la méthode de validation du modèle numérique ainsi que quelques résultats obtenus.

2. Présentation du modèle 3D : Réseau d'inclusions rigides et PFTC

Le quai étudié est soumis à des charges de stockage ou d'exploitation qui peuvent s'apparenter à des charges réparties mais aussi à la circulation et à l'exploitation de grues

« lourdes » (grue de type LR 11350 ou LR 1750) conduisant à des charges localisées de forte intensité en tête de la plateforme.

Dans le cas des charges réparties, des approches analytiques des mécanismes simplifiés de type « Combarieu » (Combarieu, 1974) et/ou avec le logiciel FOXTA v4 (module Taspie+) ont pu être mises en œuvre pour dimensionner le renforcement de sol.

L'étude des chargements localisés des grues implique cependant des mécanismes de transfert de charge plus complexes : diffusion sur la hauteur du matelas, présence des géogrilles, transfert de charge en tête des inclusions rigides et sur la hauteur du renforcement de sol. Dans ce contexte, un modèle numérique 3D global représentant une chenille de grue (charge localisée) fondée sur un sol renforcé par un réseau d'inclusions rigides a été entrepris. Le modèle est réalisé avec le logiciel FLAC3D, logiciel de calcul aux différences finies, développé par ITASCA (ITASCA, 2019).

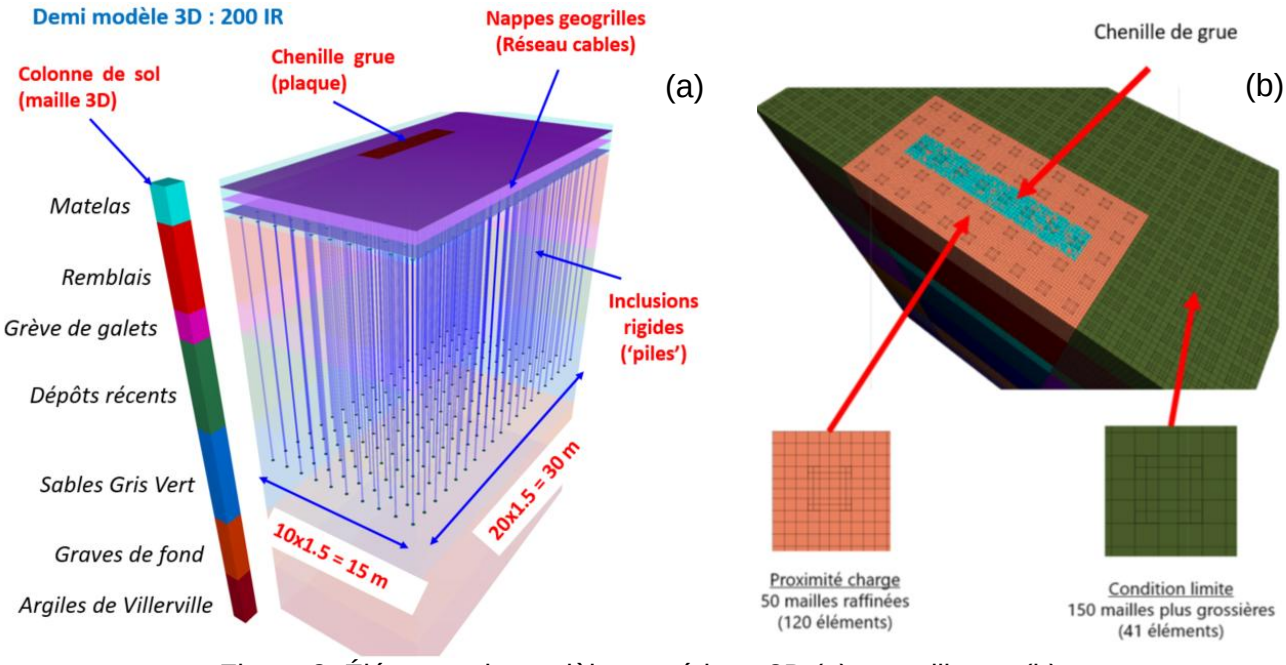


Figure 3. Éléments du modèle numérique 3D (a) et maillages (b)

Le modèle 3D comprend une chenille de grue complète, la PFTC renforcée par 3 nappes de géogrilles croisées, un multi-couches de sols en fondation et un réseau de 200 inclusions rigides (Figure 3a).

Pour permettre la modélisation d'une grande zone de sol autour de la chenille de grue, tout en conservant un nombre d'éléments volumiques adapté, deux discrétisations spatiales (maillages) sont utilisées (Figure 3b) : la première, plus raffinée, est mise en place à proximité directe de l'application de la charge (120 éléments sur une maille de 1.5mx1.5m) ; la seconde, plus grossière, est mise en place sur le reste du modèle (3 fois moins d'éléments sur une même maille).

La chenille de grue est représentée par une plaque rigide associée à un chargement trapézoïdal variant de 290 à 790 kPa entre l'extrémité avant et l'extrémité arrière de la chenille.

La PFTC, d'épaisseur 2.5m, surmonte le renforcement de sol et est constituée d'un matériau granulaire frottant. Elle est renforcée par 3 nappes de géogrilles, disposées à 0.4m, 1.2m, 2.0m de la tête des inclusions rigides.

Les nappes sont modélisées d'une manière innovante par un réseau d'éléments structurels 1D (type 'câble') s'entrecroisant. Ces éléments interagissent avec le sol, permettant ainsi d'avoir une représentation réaliste du comportement en membrane et de l'effet 'parachute' des nappes de renforcement. Les caractéristiques de ces éléments (module d'élasticité et résistance à la traction) sont définies pour reproduire les propriétés

des nappes de géogrille mono-directionnelle (Résistance R_t=500 ou 600 kN/ml et module J=5000 ou 6000 kN/ml).

Les inclusions rigides en béton sont modélisées par des éléments 1 D (type 'poutre') en interaction avec le sol environnant (élément 'pile' dans FLAC3D). En tête et en pied d'inclusion, une plaque de surface équivalente à la section des inclusions est reliée rigidement à l'élément 'pile' pour assurer un report correct des charges verticales sur l'inclusion (Figure 4b). Le frottement limite σ_l entre les inclusions et le sol est piloté de deux manières en fonction du domaine de comportement :

$$\sigma_l = Ktan\delta \times \sigma'_V \text{ (Frottement négatif) ou } \sigma_l = q_s \text{ (Portance)} \quad (1)$$

- *Domaine 'Frottement négatif' :*

  Le frottement limite le long des inclusions est piloté (par une fonction implémentée dans le logiciel FLAC3D) en fonction de la contrainte verticale σ'_v dans le sol. Cette dépendance est conforme à la norme française pour les fondations profondes NF P94-262 (AFNOR, 2018) et aux recommandations ASIRI (IREX, 2012) ;

- *Domaine 'Portance' :*

  Le frottement limite le long des inclusions est donné par le frottement latéral q_s selon la NF P94-262 (AFNOR, 2018).

Par ailleurs, dans le volume réel des inclusions (éléments de sol présents dans le voisinage direct de l'élément 'pile' modélisant l'inclusion), les mailles sont rendues élastiques pour éviter le développement d'une plasticité excessive et non réaliste (Figure 4a).

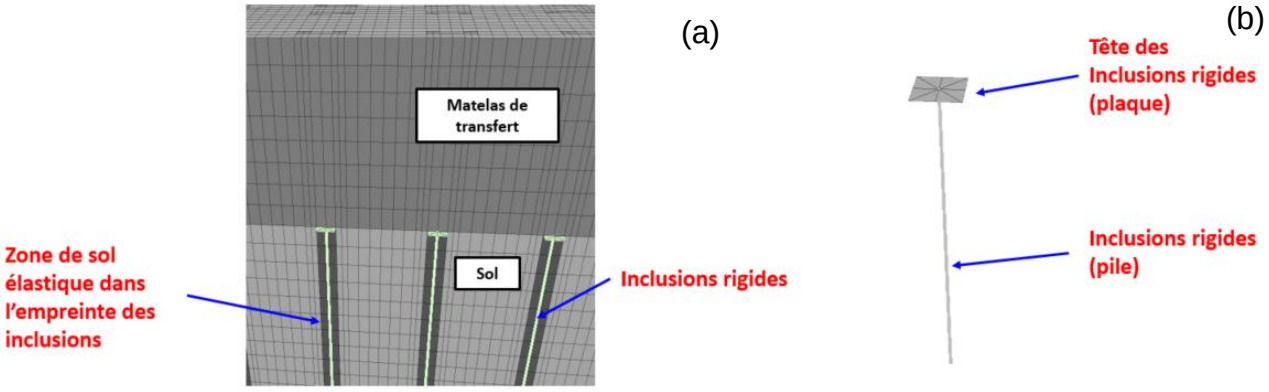


Figure 4. – Modélisation des inclusions : (a) zone élastique dans l'empreinte des inclusions (b) Éléments 'pile' + plaques en tête et en pied d'inclusion.

Les couches de sols en place et les matériaux du matelas de transfert sont modélisés par une loi de comportement élastoplastique simple avec critère de rupture de type Mohr-Coulomb (Tableau 1).

Pour les sols en place, deux jeux de modules sont calculés sur la base des modules pressiométriques E_M et du coefficient rhéologique α :

- Hypothèse A : la valeur des modules de déformation sous charge de longue durée (équivalent à des modules d'Young E_y) sont calculés sur la base de la confrontation des tassements obtenus entre les méthodes pressiométriques et élastiques NF P94-261 (AFNOR, 2017) respectivement Annexe H.2 et Annexe J.3) ;
- Hypothèse B : les modules d'Young E_y sont majorés par rapport à la NF-P-94 261 annexe J pour tenir compte de la faible durée d'application de la charge (quelques heures).

$$E_y = 2 \times \frac{E_m}{\alpha} \text{ (Hypothèse A)} \qquad E_y = 3 \times \frac{E_m}{\alpha} \text{ (Hypothèse B)} \quad (2)$$

Tableau 1. Caractéristiques géotechniques des terrains

Couches	Epaisseur (m)	Poids volumique γ (kN/m^3)	Cohésion c' (kPa)	Frottement φ' (°)	Ktanδ (-) q_s (kPa) *2	K0	Hypothèse A E_y (MPa) *3	Hypothèse B E_y (MPa) *3
Matelas	2.5	19.0	0	42*1	- -	1	120	120
Remblais	6.7	19.5	0	37	0.45 -	1-sin(φ')	26	40
Grève de galets	1.9	20.0	0	35	1 -		60	90
Dépôts récents	7.6	18.0	0	37	0.15 -		15	23
Sables Gris Vert	8.6	19.5	0	38	- 179		108	162
Graves de fond	6.6	21.5	0	37	Pas d'IR		263	395
Argiles de Villerville	5.8	20.0	16	20	Pas d'IR		120*4	120*4

*1 : L'angle de frottement dans le matelas est associé à un angle de dilatance de ψ=10°
*2 : Ktanδ défini dans le domaine 'frottement négatif' et q_s dans la couche d'ancrage (sables)
*3 : Un coefficient de Poisson de ν=0.3 est retenu pour toutes les couches de terrain
*4 : Module évalué sur la base des données œdométriques (et non des données pressiométriques)

3. Calibration et validation d'un modèle 3D mono-maille avec charge uniforme

Le modèle numérique 3D d'ensemble requiert un grand nombre d'éléments si bien qu'il est nécessaire de procéder à certaines simplifications du modèle afin de conserver une taille raisonnable pour le calcul. Une confrontation entre le modèle numérique FLAC3D et l'approche 1D Taspie+ a été effectuée pour une configuration simplifiée (monomaille chargée uniformément à 110kPa).

Dans une première étape, les deux approches ont été comparées en intégrant le matelas de transfert mais des écarts significatifs (15-20%) ont été observés sur le report de charge en tête d'inclusions en raison notamment de la forte épaisseur du matelas. Tandis que le logiciel Taspie+ utilise comme hypothèse de base pour ce report un mécanisme de blocs coulissant le long d'une inclusion virtuelle, dans *FLAC3D* le report se fait « naturellement » par le calcul de l'état d'équilibre (déformation/contraintes) et la mobilisation progressive d'arches.

Dans une seconde étape, nous nous sommes focalisés sur le comportement le long de l'inclusion en imposant dans Taspie+ le report de charge calculé numériquement (FLAC3D).

Les principaux enseignements de la comparaison sont résumés ci-dessous (Figure 5) :

- Les tassements des inclusions sont quasiment identiques et les tassements du sol ne diffèrent qu'au maximum de 1mm (7%) au niveau de la tête d'inclusion.
- L'effort normal dans l'inclusion rigide est cohérent entre les deux approches. De faibles écarts sont relevés près de la tête et du pied de l'inclusion.
- Ces écarts se matérialisent sur les courbes de frottement mobilisé le long de l'inclusion par une divergence plus importante à proximité de la tête et du pied de celle-ci. Ces différences s'expliquent par l'effet d'ombre apporté par la modélisation des inclusions dans FLAC3D : un élément 'pile' connecté à une plaque en tête et en pied.

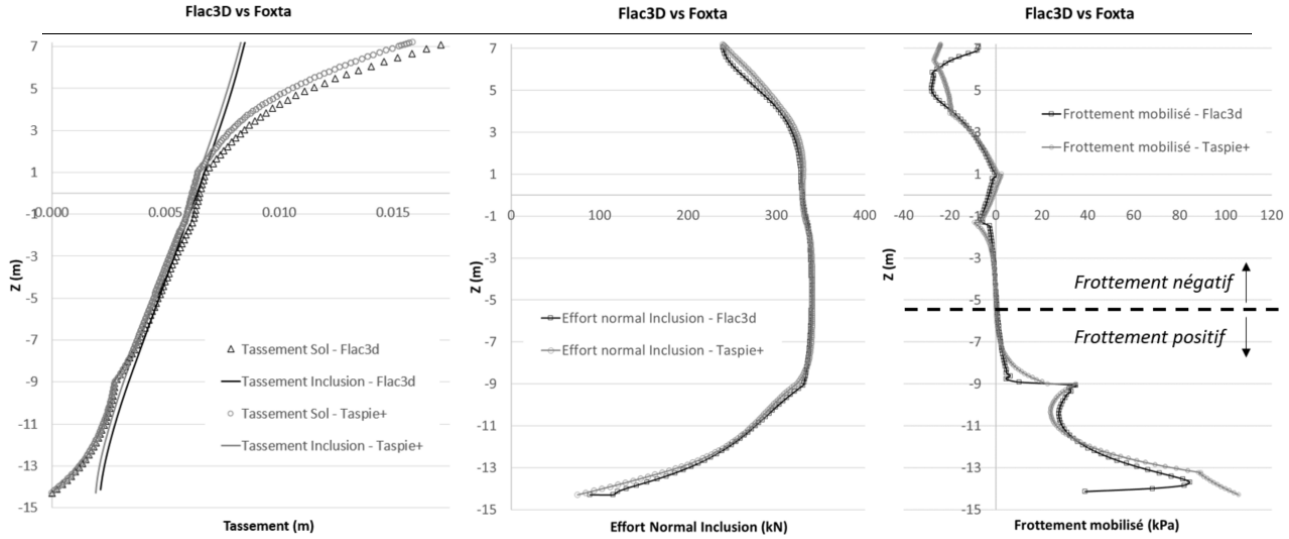


Figure 5. – Comparaison des résultats FLAC3D et Taspie+ sur la hauteur d'une inclusion rigide

Le travail effectué à l'échelle d'une maille a permis de définir le maillage minimal requis dans FLAC3D, de montrer l'intérêt d'un comportement élastique des mailles autour de l'élément 'pile' représentant l'inclusion et enfin de valider le modèle pour une configuration simplifiée.

4. Modèle d'ensemble FLAC3D – Cas de charge de grue

Le modèle numérique 3D calibré et validé a permis de modéliser le cas particulier de la charge de grue localisée de forte intensité qu'il est difficile d'approcher avec des outils de calcul simples. Le modèle 3D permet d'accéder aux déformations d'ensemble, à la plasticité et à la diffusion de la charge dans le matelas, aux mécanismes de report de charge dans le renforcement de sol ainsi qu'aux efforts internes se développant dans les différents éléments constitutifs du renforcement (géogrilles, inclusions).

Les principaux résultats sont synthétisés ci-après :

- Le tassement différentiel Δs sous la chenille (Δs=2.9cm) pour les modules de déformation les plus souples (Hyp. A) reste inférieur au critère défini (<3cm) pour la bonne exploitation des grues. L'hypothèse plus favorable (Hyp. B) permet de dégager des marges supplémentaires (Δs=2.2cm) vis-à-vis de ce critère (Figure 6).
- Le tassement différentiel entre la tête des inclusions et le centre d'une maille est également réduit de 2.3cm à 1.6cm par la majoration des modules (Figure 6).
- Le tassement au niveau de la chenille est bien supérieur (x3, Figure 6) à celui en tête d'inclusion ce qui rend compte de déformations significatives au sein du matelas. L'effet de poinçonnement est visible sur la Figure 7a, sur laquelle on peut percevoir que l'effet de diffusion reste limité au sein du matelas granulaire.
- Le chargement localisé induit des déformations latérales (Figure 7b). Le modèle d'ensemble permet de quantifier les efforts internes (moment, effort normal et effort tranchant) dans les inclusions afin de pouvoir justifier la section de béton.
- Les nappes de géogrilles sont faiblement sollicitées en traction (<50 kN/ml) compte tenu des faibles déformations différentielles à l'échelle d'une maille (environ 1 cm, Figure 8). Le renforcement par nappes de géogrilles peut davantage être vu ici comme une disposition constructive que comme une nécessité structurelle, leur impact sur les résultats en termes de tassement et d'efforts dans les inclusions étant limité (un calcul réalisé sans géogrilles ayant permis de le mettre en évidence).

D'autres configurations ont été testées pour définir la géométrie de charge à utiliser pour le dimensionnement (position et orientation des chenilles) ou pour optimiser la solution

(renforcement et amélioration des caractéristiques du matelas, prise en compte du phasage de chargement du sol par la chenille, etc).

Par exemple, la prise en compte de la cinématique de mise en œuvre de la grue (grue à vide avec contrainte maximale sous chenille côté opposée à la flèche puis grue chargée avec contrainte maximale sous chenille côté flèche) a permis de dégager une marge supplémentaire (réduction des tassements différentiels sous la chenille d'environ 15%).

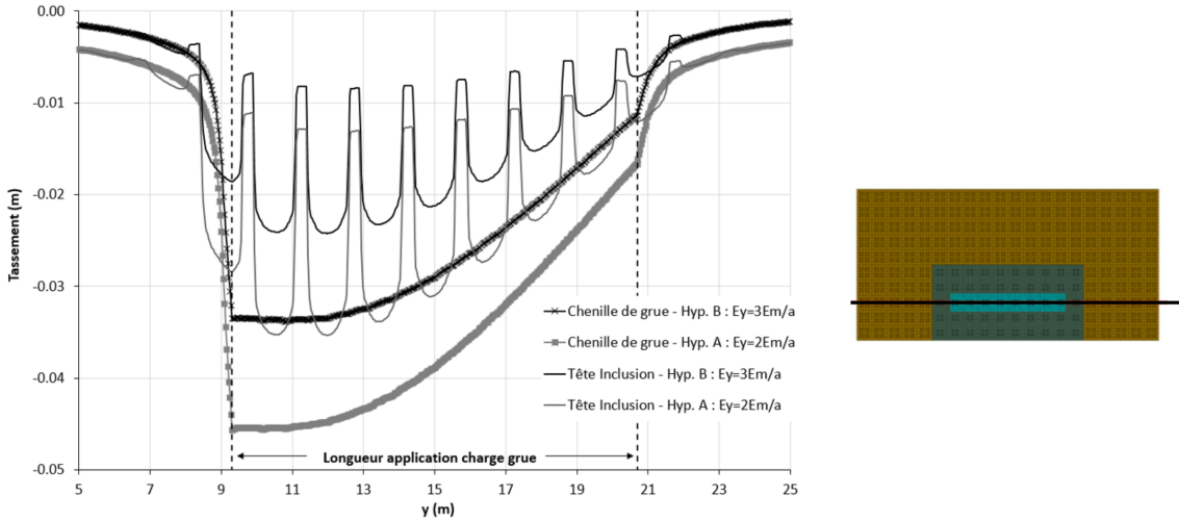


Figure 6. Profils de tassements sous la chenille et au niveau de la tête des inclusions

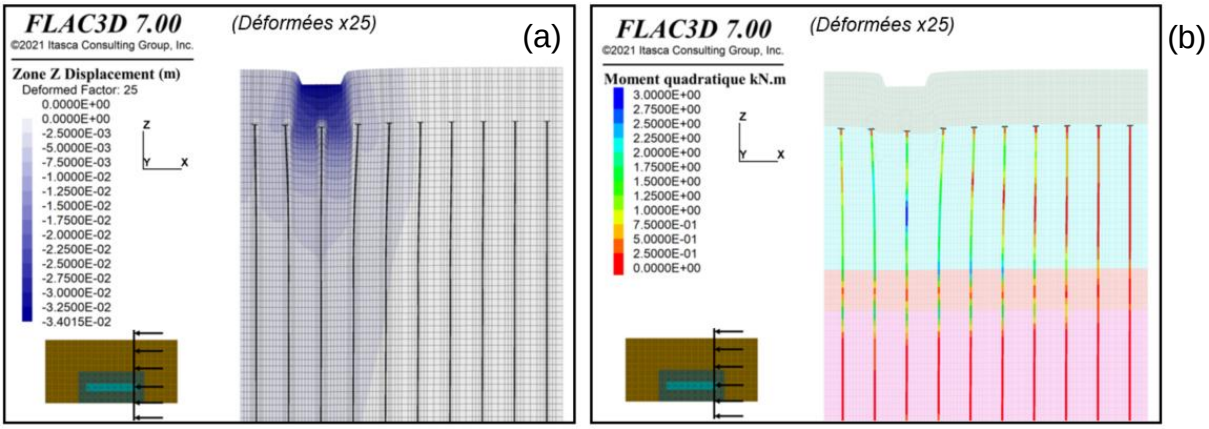


Figure 7. Vue en coupe des tassements (a) et des moments dans les inclusions (b) - Hypothèse B

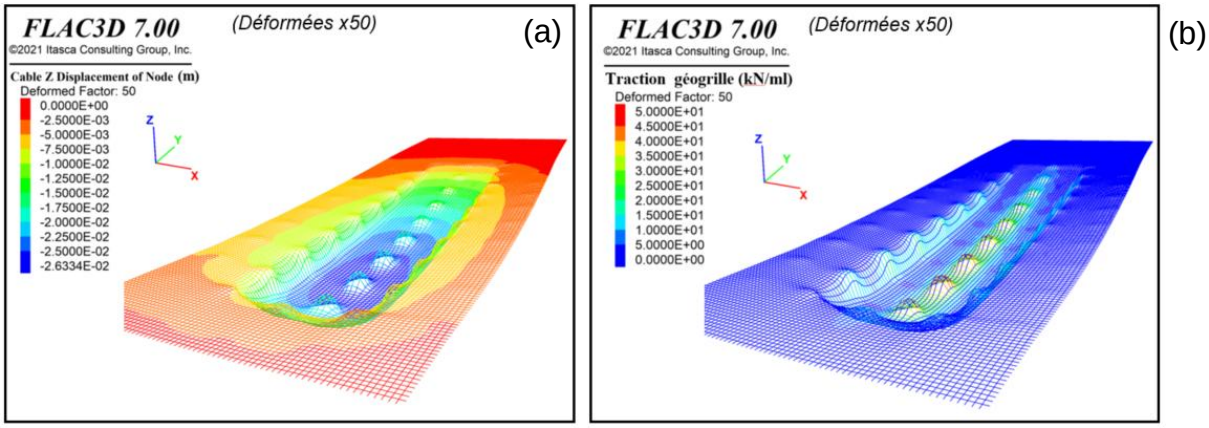


Figure 8. Tassements (a) et efforts de traction (b) dans les géogrilles modélisées par un réseau d'éléments structures 1D ('cable')– Nappe inférieure – Hypothèse B.

5. Conclusions et perspectives

La construction d'un site de production d'éoliennes dans le port du Havre requiert de renforcer le quai existant Joannès Couvert. Un renforcement de sol dans la zone d'évolution des grues lourdes a été dimensionné. Le renforcement du sol consiste en un réseau d'inclusions rigides (maille carrée 1.5m x 1.5m) de diamètre 0.3m. Ce réseau est surmonté d'une plateforme en matériau granulaire d'épaisseur 2.5m permettant de diffuser la charge appliquée en surface sur les inclusions. Trois niveaux de géogrilles (positionnés à +0.4m / +1.2m / +2.0m de la tête des inclusions) viennent renforcer la plateforme.

Le caractère local du chargement (chenille) et sa forte intensité (grues lourdes) nous a conduit à la mise en œuvre d'une modélisation numérique 3D « complexe » pour évaluer le comportement de l'ensemble « sol de fondation/inclusions/plateforme » et mettre en évidence les mécanismes de transfert de charges au sein de la plateforme.

Afin de limiter la taille du modèle, des simplifications ont été proposées et justifiées pour approcher le comportement unitaire d'une inclusion : élément barre en interaction avec les éléments de sol environnant. Il a été mis en évidence la nécessité de considérer un comportement linéaire pour les éléments de sol modélisés dans l'emprise physique de l'inclusion. En pied et tête d'inclusion, des éléments plaques ont été intégrés pour représenter la surface d'interaction entre l'inclusion et le sol au-dessous du pied et au-dessus de la tête d'inclusion. Ces choix conduisent aux extrémités à des écarts acceptables de comportement de l'inclusion sous un cas de charge donné entre les approches classiques définies dans la NF-P94-262 et le modèle numérique 3D.

Les différentes études paramétriques menées ont permis de mettre en évidence la prépondérance du choix du module de déformation dans les résultats obtenus.

Le modèle global du renforcement sous la charge de grue a permis d'évaluer les déplacements et efforts dans le système et d'en justifier les points critiques :

- L'admissibilité du tassement différentiel obtenu sous la chenille de grue et des efforts dans les inclusions rigides en Ø300mm.
- Le faible apport des géogrilles dans la réduction des tassements et la diffusion des efforts sur les inclusions rigides.

Une planche d'essai instrumentée du système de renforcement inclusions rigides + PFTC va être réalisée sur site. Elle permettra de vérifier la cohérence des mesures avec les résultats de calcul. Deux cas de charges seront étudiés qui permettront d'atteindre des niveaux de contraintes proches de ceux attendus lors de l'exploitation du site.

Enfin, les auteurs remercient HAROPA PORT LE HAVRE, maitre d'ouvrage et maître d'œuvre du projet, et TERRASOL, assistance maîtrise d'ouvrage géotechnique et titulaire de la mission G4, pour les riches échanges ayant permis d'aboutir aux résultats présentés.

6. Références bibliographiques

AFNOR (2017). NF P94-261. Justification des ouvrages géotechniques. Normes d'application nationale de l'Eurocode 7. Fondations superficielles

AFNOR (2018). NF P94-262. Justification des ouvrages géotechniques. Normes d'application nationale de l'Eurocode 7. Fondations profondes

Combarieu O. (1974). Effet d'accrochage et méthode d'évaluation du frottement négatif, Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, 71, pp. 93-107.

IREX (2012). Projet National ASIRI. Recommandations pour la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des ouvrages sur sols améliorés par inclusions rigides verticales.

Itasca Consulting Group, Inc. (2019). FLAC3D - Fast Lagrangian Analysis of Continua in Three Dimensions, Ver. 7.0., Minneapolis.

LIMONS DU PROJET CANAL SEINE-NORD EUROPE : EVALUATION DES TRAITEMENTS POUR UN EMPLOI EN ETANCHEITE

SILTS FROM THE CANAL SEINE-NORD EUROPE PROJECT: ASSESSMENT OF SOIL TREATMENTS FOR USE IN WATERTIGHTNESS

Abdelwadoud MEHENNI[1], Luc DEROO[2], Lucile SAUSSAYE[3], Fabien SZYMKIEWICZ[4], Gaëtan POTIE[5], Véronique BERCHE[5]
[1] *Bouygues Travaux Publics, France*
[2] *ISL Ingénierie, France*
[3] *Cerema Normandie-Centre, Equipe Recherche ENDSUM, France*
[4] *Université Gustave Eiffel, Laboratoire Sols Roches Ouvrages géotechniques, France*
[5] *Société du Canal Seine-Nord Europe, France*

RÉSUMÉ – Cette étude met en évidence la faisabilité d'un dispositif d'étanchéité complet (DEC) en sols traités pour le futur CSNE. Les études en laboratoire ont permis de définir des formulations de traitement permettant de répondre aux critères hydraulique, mécanique et d'érodabilité de chaque couche. Les planches expérimentales ont démontré la faisabilité in situ du DEC moyennant un contrôle rigoureux à chaque étape de réalisation.

ABSTRACT – This study highlights the feasibility of a watertightness structure made of treated soils for the future Seine-Nord Europe Canal (CSNE). Laboratory studies were conducted to define a specific treatment that meet the required hydraulic, mechanical and erodibility performances of each layer. The large-scale trial showed the in-situ feasibility of this structure through rigorous control at each stage of construction.

1. Introduction

Le Canal Seine-Nord Europe (CSNE) permet de relier le bassin de la Seine au Nord de la France et aux réseaux de canaux belges et hollandais dans le cadre du réseau Seine-Escault. Long de 107 km, il permettra d'accueillir des bateaux de 4000 tonnes d'une longueur allant jusqu'à 185 m. Les travaux devraient débuter en 2022.

La conception du CSNE doit répondre aux forts enjeux environnementaux liés : i) à la préservation des ressources en eaux à travers la limitation des pertes par infiltrations, lesquelles doivent rester en deçà d'une valeur de 0,62 m^3/s pour l'ouvrage ; ii) à une valorisation maximale des déblais excédentaires, estimés à 75 millions de m^3.

L'absence de retour d'expérience récent sur des canaux navigués de telle ampleur a conduit la société du CSNE à compléter les données d'entrée sur les dispositifs d'étanchéité complets (DEC) en sols traités en lançant un marché de prestation intellectuelle pour valider la faisabilité de couches d'étanchéité et de protection en matériaux naturels présents au droit du tracé du canal. Les études réalisées visent à vérifier les objectifs de perméabilité, d'érodabilité et de durabilité du dispositif et à anticiper la réalisation d'un tel dispositif à l'échelle d'un grand projet linéaire comme le CSNE.

Le DEC envisagé est constitué de deux couches distinctes, à fonctionnalités différentes et complémentaires (Figure 1) :

- **Couche d'étanchéité (CE)** : la fonction principale de cette couche est de garantir l'étanchéité du complexe en respectant un critère de perméabilité inférieure à 1.10^{-8} m/s sur une épaisseur de 40 cm.
- **Couche de protection (CP)** : cette couche joue un rôle de protection mécanique vis-à-vis des sollicitions extérieures (actions mécaniques ou hydrauliques, érosion, batillage, jet d'hélice, impact d'ancre) afin d'assurer le maintien de la couche d'étanchéité et de garantir sa pérennité.

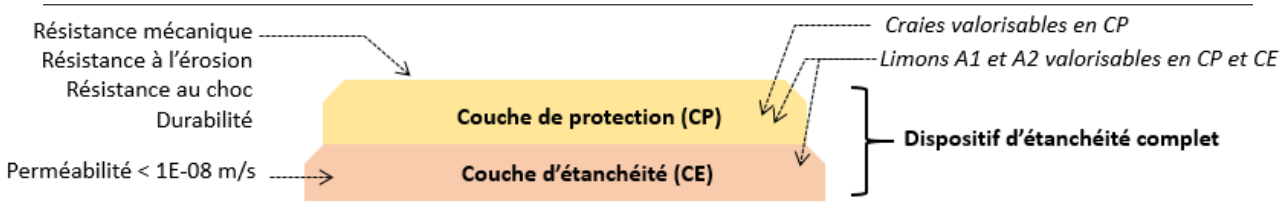


Figure 1. Illustration du dispositif d'étanchéité complet (DEC).

L'obtention d'une perméabilité inférieure à 1.10^{-8} m/s semble un objectif atteignable pour des matériaux fins humides. Plusieurs études montrent que le compactage du côté humide de l'optimum Proctor normal (OPN) permet d'obtenir la perméabilité la plus faible (e.g., Mitchell et al., 1965 ; Daoud, 1996). Les travaux menés par Mehenni (2015) montrent que les Limons des Plateaux atteignent une perméabilité de l'ordre 1.10^{-9} m/s lorsqu'ils sont compactés par compactage dynamique du côté humide de l'OPN. Par ailleurs, plusieurs études ont aussi montré le rôle du mode de compactage et de l'énergie employée sur l'évolution de la perméabilité (e.g., Mitchell et al., 1965 ; Daoud, 1996 ; Mehenni, 2015). Les résultats de ces études s'accordent sur le fait que le compactage par pétrissage permet d'obtenir la perméabilité la plus faible et que l'augmentation de l'énergie de compactage employée permet de réduire davantage la perméabilité. In situ, une augmentation excessive de l'énergie de compactage peut conduire à un phénomène de feuilletage qui est défavorable en terme de perméabilité.

L'obtention de performances mécaniques et de résistance à l'érosion des sols passe par un traitement à la chaux et/ou aux liant hydrauliques. Le gain des résistances mécaniques lié au traitement n'est plus à démontrer et les pratiques usuelles nationales sont bien détaillées dans le guide GTS (LCPC-SETRA, 2000). Concernant la résistance à l'érosion, plusieurs études récentes montrent une augmentation importante de la résistance à l'érosion des sols après traitement à la chaux et/ou aux liants hydrauliques (Charles et al. 2013 ; Mehenni et al., 2016 ; Nerincx et al. 2017), en laboratoire et in situ. A dosage équivalent, l'ajout de liant hydraulique permet une augmentation plus importante de la résistance à l'érosion que l'ajout de chaux vive. De plus, l'augmentation du dosage du produit de traitement permet un gain plus important de résistance à l'érosion et une durabilité accrue dans le temps (Mehenni et al., 2015).

Le DEC illustré dans la Figure 1 a déjà été testé in situ sur des ouvrages pilotes (Mehenni et al., 2015). Les résultats in situ sont cohérents avec les résultats en laboratoire. Ces études ont aussi mis en lumière les facteurs importants liés à la durabilité de ces dispositifs. Cependant, des travaux complémentaires restent nécessaires pour confirmer ces résultats et adapter les conditions de mise en œuvre à l'échelle du CSNE.

2. Matériaux et méthodes

2.1. Ressources disponibles

Sur une grande partie de son tracé, le CSNE s'inscrit dans les limons lœssiques des plateaux (LP). Ces limons sont présents sur une profondeur variable, avec une moyenne de 5 à 8 m (données géologiques globales). Le substratum crayeux sous-jacent aux LP est constitué d'une craie d'âge campanien, très pure (88 à 95 % de $CaCO_3$). Ces deux matériaux constituent donc des ressources naturelles à fort potentiel de valorisation.

Le site sélectionné est localisé sur une parcelle à Cizancourt (60), située sur le tracé du CSNE. Des prélèvements ont été réalisés au préalable pour identifier les limons en place (Tableau 1). La craie utilisée est issue du site de Mazancourt (60), à proximité immédiate du tracé du futur canal.

Tableau 1. Caractéristiques géotechniques des matériaux.

Nature	GTR	Couleur	Dmax (mm)	0/80 µm (%)	VBS (g/100 g de sol sec)	IP (-)	w_{OPN} (%)	ρ_{dOPN} (t/m^3)
Limons argileux	A2	Brun	5 [3-9]	93	3,2	9	15,1	1,81
Limons silteux	A1	Beige	6 [2-19]	96	1,6	Non mesurable	14,8	1,76
Craie	R12	Blanche	> 50**	40*	/	/	23,5*	1,59*

** Ces paramètres dépendent du processus de concassage/malaxage sur site ou en laboratoire.*
*** Valeur in situ avant traitement ; en laboratoire : étude réalisée sur matériaux écrêtés Dmax = 35 mm.*

2.2. Stratégie d'étude

Le principal objectif de cette étude est de définir les formulations de traitement adéquates pour chacune des couches constituant le DEC et de s'assurer de l'obtention des critères requis à l'échelle de l'ouvrage.

Une étude complète en laboratoire a été réalisée au préalable pour définir les conditions de mise en œuvre (teneur en eau, densité et mode de compactage…) ainsi que les modalités de traitement (dosage et nature de traitement, effet du prétraitement à la chaux…). Seuls les principaux résultats sont mentionnés dans cet article. Afin de valider les résultats obtenus en laboratoire, plusieurs planches expérimentales ont été réalisées. Sur la base des résultats in situ, deux ouvrages pilotes ont ensuite été réalisés (bassins de rétention d'eau) et font actuellement l'objet d'un suivi de leur évolution dans le temps. Le présent article se focalise sur la réalisation et les résultats des planches expérimentales.

2.3. Etude en laboratoire : définition des formulations de traitement

L'objet principal de l'étude en laboratoire est de définir les modalités permettant d'atteindre les différents critères visés pour chaque couche et d'orienter le choix des modalités à tester in situ. Ainsi, plusieurs facteurs ont été examinés et seules les configurations les plus pertinentes ont été retenues pour les planches expérimentales.

Le sol a été préparé à la teneur en eau souhaitée. Ensuite, le produit de traitement a été mélangé avec le sol par un malaxage mécanique. Le sol traité à la chaux a été conservé pendant 1 h dans des sacs hermétiques avant compactage. Le sol traité au liant hydraulique a été compacté directement après malaxage, de même que le sol traité par produits argileux. Les courbes de compactage ont été déterminées pour chaque modalité.

Pour les essais de perméabilité, des modalités de compactage statique (double pistonnage) et dynamique (mini dame Proctor) ont été testées. Les éprouvettes destinées aux essais mécaniques et aux essais d'érosion ont été compactées statiquement par double pistonnage afin d'atteindre les différentes densités visées. Par ailleurs, différents temps de cure (Tableau 2) ont été testés dans le cas du traitement à la chaux et au liant hydraulique.

Tableau 2. Modalités et produits de traitements utilisés pour l'étude en laboratoire.

Fonction	Facteurs	Domaine de variabilité	Paramètre étudié
Couche d'étanchéité	Densité	95 et 98 % ρ_{dOPN}*	1) Conductivité hydraulique *k (mesure à charge constante en cellule triaxiale)*
	Teneur en eau	w_{OPN} et w_{OPN} +1% *	
	Produit	bentonite** ou kaolinite avec/sans prétraitement CaO	
	Dosage	2 et 4 %	
Couche de protection	Teneur en eau	w_{OPN}	1) Résistance à la traction indirecte et module (R_{tb} ; E_{tb}) 2) Résistance à la compression simple (R_c) 3) Résistance à l'érosion JET (Jet Erosion Test) *(INRAE, 2019).* *4)* Conductivité hydraulique *k*
	Compacité	95 et 98 % ρ_{dOPN}	
	Produit	Limon : Roc AS ® Craie : Roc SC ® avec/sans prétraitement CaO	
	Dosage	4, 5 et 6 %	
	Temps de cure	7, 14, 28, 90 et 360 jours	

** Les valeurs ρ_{dOPN} et w_{OPN} ont été mesurées pour chaque modalité de traitement.*
*** il s'agit d'une bentonite calcique naturelle.*

2.4. Etude in situ : réalisation des planches expérimentales et des ouvrages pilotes

2.4.1. Planches expérimentales

Plusieurs planches expérimentales ont été réalisées (Tableau 3). Ces planches ont été réalisées progressivement et successivement afin d'adapter les modalités de mise en œuvre en fonction des résultats obtenus sur les planches précédentes.

Tableau 3. Modalités de traitement des planches expérimentales.

Planches	Nature	Disposition	Dimensions	Fonction	Prétraitement	Traitement
Planche 1	**Limon A2**	Horizontale	5 m x 30 m	Etanchéité	1 % CaO	2 % bentonite
Planche 2	**Limon A2**	Horizontale	5 m x 30 m	Etanchéité	Sans chaux	2 % bentonite
Planche 3	**Limon A1**	Horizontale	5 m x 30 m	Etanchéité	1 % CaO	2 % bentonite
Planche 4	**Limon A1**	Horizontale	10 m x 40 m	Etanchéité	Sans chaux	2 % bentonite
Planche 5	**Limon A1**	Horizontale	5 m x 40 m	Protection	1 % CaO	5 % Roc AS ®
Planche 6	**Craie R12**	Horizontale	5 m x 40 m	Protection	Sans chaux	5 % Roc SC ®
Planche 7-1	**Limon A1**	Talus 2/1	10 m x 10 m	Etanchéité	Sans chaux	2 % bentonite
Planche 7-2	**Limon A1**	Talus 2/1	10 m x 10 m	Protection	1 % CaO	5 % Roc AS ®

2.4.2. Bassins pilotes

À la suite de la réalisation des planches expérimentales, deux bassins de rétention d'eau ont été réalisés. Les résultats présentés ici se focalisent sur le bassin n°1 dont la coupe transversale est illustrée dans la Figure 2. Pour cet ouvrage pilote, le fond du bassin est constitué comme suit : i) une couche d'étanchéité en fond du bassin (limon A1 + 2 % bentonite) ; ii) : une couche de protection en limon sur la moitié de la largeur (limon A1 + 1 % CaO + 5 % Roc AS ®) ; iii) : une couche de protection en craie sur la moitié restante (craie R21 + 5 % Roc SC ®). Les digues du bassin sont constituées aussi à partir de limon (limon A1 + 1 % CaO + 5 % Roc AS ®), l'objectif étant de créer un bassin de rétention d'eau afin de mettre en immersion le DEC et de suivre son évolution dans le temps (Figure 3).

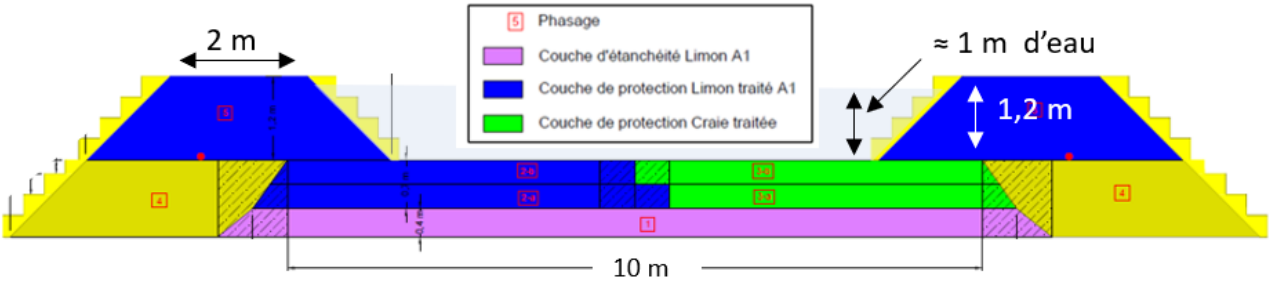


Figure 2. Coupe transversale du bassin n°1.

Figure 3. A gauche : bassin en cours de réalisation. A droite : bassin en cours de remplissage.

2.4.3. Procédure de réalisation et de contrôle

L'un des objectifs principaux des planches expérimentales est de définir les protocoles de traitement, de mise en œuvre et de contrôle afin de garantir l'obtention des critères requis pour chaque couche. Plusieurs étapes ont été nécessaires afin de garantir la mise en œuvre d'un matériau homogène, avec le bon dosage de produit de traitement et à la bonne teneur en eau. Ces étapes (Figure 4) sont résumées brièvement ainsi :

a) Identification affinée des matériaux des gisements avec un contrôle rigoureux de la teneur en eau du stock à différentes périodes ;
b) Mise en place de processus d'extraction permettant un tri, une mise en stock et une homogénéisation optimale des matériaux ;
c) Gestion de la teneur en eau avant, durant et après le processus de traitement avec une adaptation des moyens d'incorporation d'eau à chaque étape (traitement à l'eau) ;
d) Contrôle des dosages des produits de traitement à la bâche avec, si besoin, un ajout en plusieurs phases ;
e) Suivi de la mouture des matériaux traités et adaptation des méthodes et des moyens de malaxage (nombre de passes du pulvimixeur, concassage initial de la craie…) ;
f) Adaptation des moyens et des modalités de compactage en fonction de la nature des matériaux (type de compacteur, nombre de passes, amplitude de vibration…) ;
g) Définition des méthodes de suivi et de contrôle à toutes les étapes de réalisation.

Etape c : incorporation d'eau par une arroseuse enfouisseuse.

Etape d : épandage du produit et contrôle du dosage.

Etape e : malaxage au pulvimixeur et vérification de la mouture

Figure 4. Quelques étapes de réalisation des planches.

A titre d'exemple, la mise en place des matériaux a été conduite moyennant deux paramètres : i) le suivi de l'évolution de la densité au gamma densimètre. ii) le suivi visuel de l'évolution de l'état de surface du matériau compacté. Il s'agit de mesurer l'évolution de la densité après chaque passe de compacteur (mesure en surface et en profondeur) tout en observant le comportement du matériau lors du compactage (Figure 5). L'obtention du pic de densité et l'apparition du feuilletage et/ou du matelassage ont été systématiquement quantifiés pour chaque modalité dans le but de définir le nombre de passes à ne pas dépasser par la suite et d'éviter le feuilletage sur les planches finales. Ces deux facteurs ont ensuite été pris en considération pour définir le type de compacteur et le nombre de passes à respecter pour une modalité de traitement.

2.4.4. Campagne d'essais in situ

Au-delà des essais de contrôle nécessaires à la mise en œuvre des planches (teneur en eau, identification, densité, portance, déflexion…), les essais suivants ont été réalisés après la mise en place et 1 an après immersion :

- Couche d'étanchéité : perméabilité à l'infiltromètre simple anneau fermé ;
- Couche de protection : perméabilité à l'infiltromètre simple anneau fermé, mesures au pénétromètre dynamique lourd (mouton de 64 kg-NF P94-063) et essai d'érosion JET.

Figure 5. A gauche : suivi de l'évolution de l'état de surface avec le nombre de passes. A droite : réalisation de différents paliers pour la mesure de densité en profondeur.

3. Résultats des essais en laboratoire

3.1. Couche d'étanchéité

Les résultats des essais de perméabilité en laboratoire sont indiqués dans la Figure 6. Avec un mode de compactage statique et une densité de 95% la perméabilité dépasse légèrement le seuil de 1.10^{-8} m/s pour les deux limons A1 et A2. Avec une densité supérieure à 95 % de ρ_{dOPN}, la perméabilité passe sous le seuil 1.10^{-8} m/s même avec un compactage statique.

Pour les deux limons et les différents traitements, le seuil de 1.10^{-8} m/s est atteint pour une densité minimale de 95 % ρ_{dOPN} et un compactage dynamique du côté humide de l'OPN (w_{OPN} + 1 %). Par ailleurs, le compactage dynamique permet d'atteindre des perméabilités de l'ordre de 1.10^{-9} m/s, même sans l'ajout d'un produit argileux.

Ainsi, pour des modalités de mise en place identiques (à savoir : mode de compactage, teneur en eau et densité) l'ajout du produit de traitement permet une réduction de la perméabilité de moins d'un ordre de grandeur.

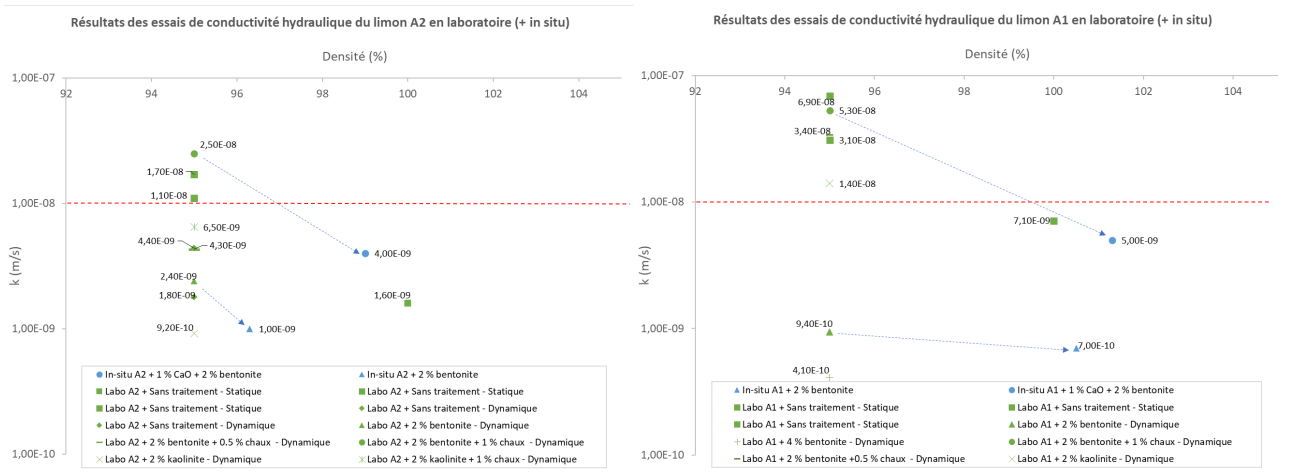


Figure 6. Résultats des essais de conductivité hydraulique en laboratoire sur les limons A1 et A2 (avec ajout des mesures in situ).

3.2. Couche de protection

Les résultats sur les formulations destinées à la couche de protection sont donnés dans le Tableau 4. Le limon A1 traité à la chaux vive et au liant hydraulique présente des résistances à la compression simple R_c de l'ordre de 3 MPa, une résistance à la traction indirecte R_{tb} variant de 0,33 à 0,51 MPa et des modules E_{tb} de l'ordre de 3500 à 5000 MPa à 90 jours de cure, selon le dosage en liant utilisé. Par ailleurs, l'ensemble des éprouvettes n'a présenté aucune érosion à la fin des JET, la contrainte critique τ_c étant estimée à 1200 Pa minimum.

La craie traitée au liant hydraulique présente des R_c variant de 1,57 à 2,37 MPa à 90 jours de cure, des R_{tb} variant de 0,35 à 0,43 MPa et des modules E_{tb} de 3820 à 4575 MPa à 90 jours de cure, selon le dosage du liant utilisé. A dosage équivalent, l'augmentation du taux de compactage permet une augmentation du couple (R_{tb} ; E_{tb}). Pour l'ensemble des modalités testées, aucune érosion n'a été observée à la fin des JET, la valeur de τ_c étant estimée à 1100 Pa minimum.

Tableau 4. Résultats des essais pour les formulations de la couche de protection en laboratoire.

Modalité	R_c (MPa)**	k (m/s)	R_{tb} ; E_{tb} (MPa) (90j)**	JET
A1 + 1 % CaO + 4 % liant, 95 % ρ_{dOPN}	2,97 (60j)	$1{,}1.10^{-8}$	0,33 / 3469	Pas d'érosion*
A1 + 1 % CaO + 5 % liant, 95 % ρ_{dOPN}	3,30 (60j)	/	0,43 / 4456	Pas d'érosion*
A1 + 1 % CaO + 5 % liant, 98 % ρ_{dOPN}	3,47 (60j)	/	0,51 / 4934	Pas d'érosion*
A1 + 1 % CaO + 6 % liant, 95 % ρ_{dOPN}	/	/	0,51 / 4164	Pas d'érosion*
Craie + 4 % liant, 98% ρ_{dOPN}	1,57 (90j)	$9{,}3.10^{-9}$	0,35 / 3820	Pas d'érosion*
Craie + 5 % liant, 98% ρ_{dOPN}	1,83 (90j)	/	0,36 / 4480	Pas d'érosion*
Craie + 5 % liant, 100% ρ_{dOPN}	/	/	0,43 / 4575	Pas d'érosion*
Craie + 5 % liant, 98% ρ_{dOPN}	2,37 (90j)	/	0,39 / 4367	Pas d'érosion*

** limite du dispositif atteinte, contrainte critique estimée > 1200 Pa minimum.*

*** valeur moyenne sur trois éprouvettes.*

4. Résultats des essais in situ

Les résultats des planches expérimentales d'étanchéité sont donnés dans le Tableau 5. Toutes les couches ont été compactées à une teneur en eau située du côté humide de l'OPN et à une densité moyenne minimale de 96,3 % ρ_{dOPN}. Dans ces conditions, *k* obtenue est de l'ordre de 1.10^{-9} m/s pour les planches initiales P1 à P3. La planche finale P4, constituée du limon A1 traité avec 2 % de bentonite, présente une perméabilité de l'ordre de 1.10^{-10} m/s respectant ainsi le seuil maximal de 1.10^{-8} m/s sur une épaisseur de 40 cm.

Tableau 5. Résultats des essais de perméabilité in situ sur les couches d'étanchéité.

	Traitement	Epaisseur (cm)***	Densité** (%ρ_{dOPN})	w visée (%)	w obtenue (%)	*k* (m/s)*
P1	A2 + 1 % CaO + 2 % bentonite	35	99,0	19,1 + 1 à 2 %	21,2	$4{,}0.10^{-9}$
P2	A2 + 2 % bentonite	42	96,3	15,7 + 1 à 2 %	16,4	$1{,}0.10^{-9}$
P3	A1 + 1 % CaO + 2 % bentonite	36	101,3	18,5 + 1 à 2 %	≈ 18,5	$5{,}0.10^{-9}$
P4	A1 + 2 % bentonite	37	100,5	15,2 + 1 à 2 %	16,4	$7{,}0.10^{-10}$
P7-1	A1 + 2 % bentonite	≈ 40	100,4	15,2 + 1 à 2 %	16,8	/

** valeur moyenne arithmétique sur 4 à 5 essais.*

*** valeur moyenne arithmétique calculée par rapport à ρ_{dOPN} pour chaque modalité de traitement.*

**** valeur moyenne arithmétique après recoupe.*

Le Tableau 6 donne les résultats des essais réalisés sur les couches de protection in situ. Toutes les couches ont été compactées à une teneur en eau avoisinant w_{OPN} et à une densité moyenne minimale de 95,7 % ρ_{dOPN}. Les essais de portance donnent des valeurs immédiates EV2 de l'ordre de 42 MPa qui tendent ensuite à augmenter au cours du temps avec des valeurs maximales de 235 MPa après 7 jours de cure sur la planche P6. Les mesures de déflexion ont été réalisées après 7 jours de cure et donnent une valeur de

0,27 mm pour la craie traitée (P6) et 1,08 mm pour le limon traité (P5). Les JET en fond du bassin (P5 et P6) et sur les talus (P7 et digues du bassin n°1) n'ont montré aucune érosion (limite de mesure du dispositif JET). Les conditions de réalisation des essais ont permis d'estimer une contrainte critique minimale d'environ 200 Pa, caractérisant l'état initial non érodable des matériaux des couches de protection.

Tableau 6. Résultats des essais in situ sur la couche de protection.

	Modalité	Epaisseur (cm)	Densité*** (%ρ_{dOPN})	w (%)	EV2 (MPa)**	Déflexion (mm)**	JET
P5-1	A1 + 1 % chaux + 5 % liant	32	99,1	16,5	/	/	/
P5-2	A1 + 1 % chaux + 5 % liant	26	95,7	16,5	69 (3j)	1,08	Pas d'érosion
P6-1	Craie + 5 % liant	25	101,4	23,2	/	/	/
P6-2	Craie + 5 % liant	36	102,9	23,2	235 (7j)	0,27	Pas d'érosion
P7-2/1	A1 + 1 % chaux + 5 % liant	30	98,7	17,0	42(0j)*	/	/
P7-2/2	A1 + 1 % chaux + 5 % liant	30	96,7	17,0	44(0j)*	/	/
Digues	A1 + 1 % chaux + 5 % liant	Variable	97,2	18,4	97	/	Pas d'érosion

** valeur mesurée avec une mini plaque en partie inclinée du talus.*
*** valeur moyenne arithmétique mesurée sur 6 essais (incluant les minimas extrèmes).*
**** valeur moyenne arithmétique calculée par rapport à ρ_{dOPN} pour chaque modalité de traitement.*

Au-delà de la quantification des caractéristiques hydromécaniques des couches, la réalisation des planches expérimentales a été l'occasion de proposer des solutions pour la gestion des problématiques de mise en œuvre rencontrées in situ lors de la réalisation des planches expérimentales. Quelques problématiques sont listées ci-dessous et les solutions pour y remédier sont aussi indiquées, à titre d'exemple :

- La perte de teneur en eau liée à un état hydrique initial très sec, au processus l'hydratation des produits de traitement et/ou aux conditions météorologiques évaporantes. Un protocole de gestion de la teneur en eau a été élaboré afin de gérer la teneur en eau avant, durant et après la mise en œuvre. Les moyens d'incorporation d'eau ont été adaptés à chaque stade (arroseuse enfouisseuse, injection sous cloche du malaxeur ou rampe d'arrosage déportée) ;
- L'apparition de fissures de retrait (dessiccation) liées à la non-protection des couches. Ces fissures de surface ont été observées sur les planches initiales après avoir été laissées en place sans protection sous fortes températures. La solution proposée vise à protéger ces couches immédiatement après leur mise en place afin de maintenir l'état hydrique ;
- L'apparition du matelassage/feuilletage liée à un compactage intense d'un matériau présentant une teneur en eau supérieure à w_{OPN}. Ce phénomène mécanique bien connu a été géré par un suivi de l'évolution de l'état de surface après chaque passe de compacteur et par la détermination du nombre maximal de passes à ne pas dépasser pour chaque formulation.

5. Comparaison des résultats en laboratoire et in situ

Pour les couches d'étanchéité : plusieurs formulations ont été étudiées et quelques formulations ont été testées en laboratoire et in situ. La perméabilité obtenue in situ est globalement majoritairement inférieure d'environ un ordre de grandeur à celle obtenue en laboratoire. Cette différence est attribuée à deux facteurs : la densité et le mode de compactage in situ, qui reste relativement difficile à reproduire au laboratoire. En effet, à densité équivalente, le pétrissage du matériau par l'action d'un compacteur à pieds dameurs affecte la microstructure du limon traité et induit donc une diminution de la perméabilité.

Pour les couches de protection : les résultats obtenus sur les limons traités in situ par des essais au pénétromètre dynamique (Figure 6) confirment les bonnes performances mécaniques du limon traité obtenues en laboratoire (Tableau 5). Des résultats similaires ont

été observés sur la craie traitée. Concernant la résistance à l'érosion des matériaux traités, les essais in situ confirme le caractère non érodable du limon traité et de la craie traitée.

6. Evolution des paramètres de sol dans le temps

Une campagne de mesures in situ a été réalisée après 1 an d'immersion. Des fouilles en gradins ont été réalisées afin d'accéder aux couches à différentes profondeurs.

L'examen visuel de l'état du bassin montre l'absence de dégradation de l'état de surface du fond du bassin. Sous l'enduit de cure gravillonné, les matériaux restent intacts. Par ailleurs, la réalisation des fouilles a été rendue très difficile par la dureté des matériaux, témoignant d'un bon comportement mécanique. Au-delà de ces constats qualitatifs, des essais au pénétromètre dynamique lourd ont été réalisés de façon identique à la campagne initiale. Les résultats illustrés dans la Figure 7 pour les digues en limons traités montrent une augmentation de la résistance mécanique en comparaison à la campagne de 2020 avec un refus systématique pour la totalité des essais à des profondeurs variables. Un comportement similaire a été observé sur la couche de protection en craie traitée.

Le dispositif de mesure JET a été amélioré entre la campagne de 2020 et 2021 afin d'appliquer des contraintes hydrauliques plus élevées sur les matériaux de la CP (Tableau 7). Malgré cette optimisation, les matériaux traités restent non érodables sous une vitesse de jet d'environ 20 m/s, avec une contrainte critique minimale estimée à 2000 Pa. Le limon et la craie traités restent donc non érodable après 1 an d'immersion.

Concernant les couches d'étanchéité, des mesures additionnelles ont été réalisées 1 an après et montrent des perméabilités inférieures à $5{,}2.10^{-9}$ m/s. La perméabilité exacte n'a pas pu être mesurée car les essais ont été conduits sur des temps courts et avant d'atteindre l'asymptote d'injection. Les valeurs de perméabilité réelles sont donc inférieures aux valeurs indiquées dans le Tableau 7.

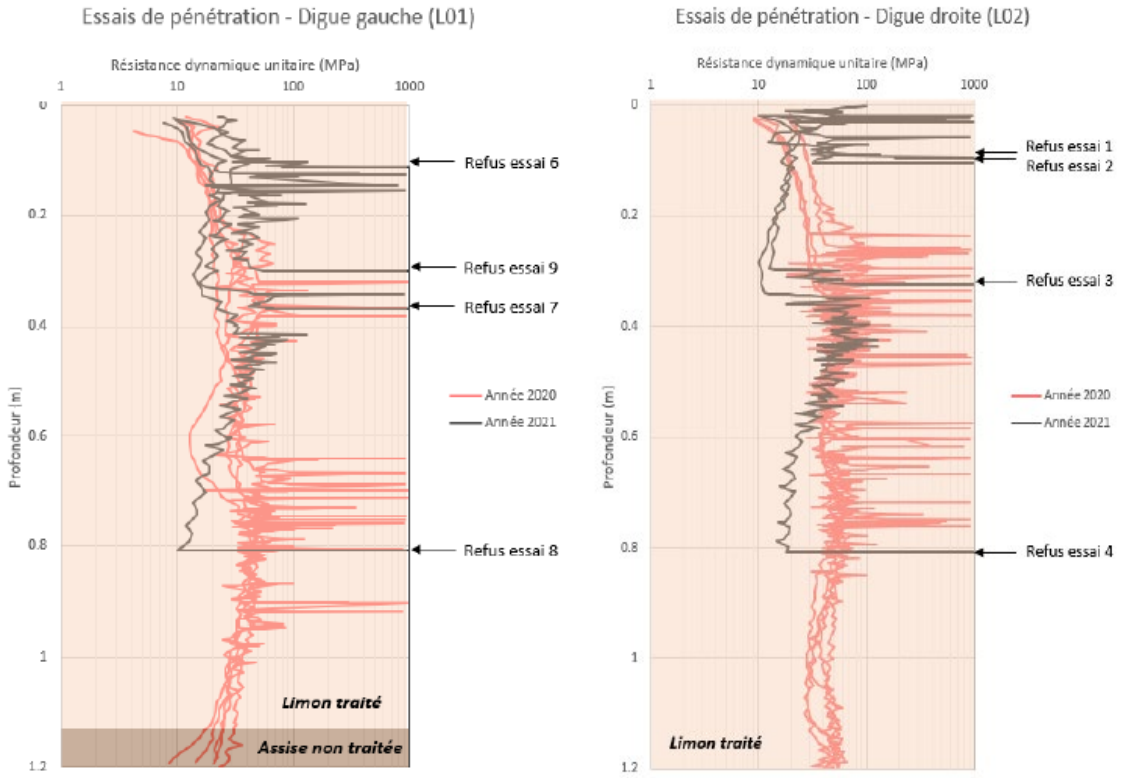


Figure 7. Comparaison des mesures de résistances de pointe dynamiques après 1 an d'immersion (essai au pénétromètre Sedidrill Géotool © selon la norme NF P94-063).

Tableau 7. Evolution des caractéristiques après 1 an d'immersion

	Initiale		Après 1 an d'immersion	
	k (m/s)*	JET	k (m/s)*	JET
A1 +2 % bentonite	≈7,0.10^{-10}	/	< 5,2.10^{-9}	/
A1 + 1 % CaO + 5 % liant	3,0.10^{-8}	Pas d'érosion τ_c > 200 Pa	< 1,5.10^{-8}	Pas d'érosion / τ_c > 2000 Pa Vitesse d'impact ≈ 20 m/s
Craie + 5 % liant	1,5.10^{-9}	Pas d'érosion τ_c > 180 Pa	< 5,1.10^{-10}	Pas d'érosion /τ_c > 1600 Pa Vitesse d'impact ≈ 20 m/s

7. Conclusion

Les travaux réalisés dans le cadre de cette étude montrent qu'il est possible d'aboutir à des formulations de traitement permettant de répondre aux critères requis pour chaque couche du DEC en sols traités. De plus, les planches expérimentales et les ouvrages pilotes ont permis de montrer que ces résultats sont atteignables, à l'échelle d'un ouvrage, même dans conditions météorologiques évaporantes et défavorables. Ce type de DEC est donc faisable et viable. Les résultats après 1 an d'immersion montrent la bonne tenue et la pérennité des performances hydrauliques et mécaniques initiales. Le suivi à long terme de l'état des planches permettra de valider la bonne tenue dans le temps des performances obtenues.

Néanmoins, l'obtention des performances requises pour un DEC en sols traités passe obligatoirement par la maîtrise des conditions de réalisation à chaque étape (identification des gisements, réalisation de planches d'essais, contrôle continu durant toutes les étapes, respect des dispositions constructives…). Par ailleurs, la mise en place d'un DEC en sols traités doit s'accompagner impérativement de dispositions constructives spécifiques à ce type de structure. A tire d'exemple, il s'agit de mettre en place des moyens de protection immédiate contre le séchage et l'apparition des fissures de dessiccation. A cela s'ajoute les dispositions constructives usuelles aux travaux de terrassement et de traitement de sols.

8. Références bibliographiques

Charles I., Herrier G., Chevalier C., Durand E. (2013). La digue expérimentale du CER de Rouen : un ouvrage hydraulique en vraie grandeur en sol traité à la chaux. Digues Maritimes et Fluviales de Protection contre les Submersions.

Daoud, F. (1996). La perméabilité des sols fins compactés. Thèse de doctorat, INPL - France, 193 p.

INRAE (2019) Mode opératoire du Jet Erosion Test. OHAX_PRT_520.

LCPC–SETRA. 2000. Traitement des sols à la chaux et/ou aux liants hydrauliques – Application à la réalisation des remblais et des couches de forme (GTS).

Mehenni, A. (2015). Comportement hydromécanique et érosion des sols fins traités, Thèse de doctorat, Université de Lorraine - France, 249 p.

Mehenni A., Cuisinier O., Masrouri F., Le Borgne T., Lavallée E., Bonne S. (2015). The long term behaviour of hydro-mechanical treated-soil structures. Proceedings XVI European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, pp. 2817–2822.

Mehenni A., Cuisiner O., Masrouri F. (2016). Impact of lime, cement and clay treatments on the erodibility of soils. Journal of Materials in Civil Engineering, vol. 28 (9).

Mitchell, J.K., Hooper, D.R., & Campanella, R.G. (1965). Permeability of compacted clays. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, 91, pp.41–65.

Nerincx N., Bonelli S., Cornacchioli F., Fry J.J., Herrier G., Mercier F., Nicaise S., Puiatti D., Richard J.M., Tachker P. (2017). Tronçons de digue résistant à la surverse : quantification de la résistance à l'érosion interne et à l'érosion de surface dans le cadre du projet Digue ELITE Colloque CFBR-SHF, Hydraulique des barrages et des digues.

REALISATION ET MISE EN SERVICE D'UN PILOTE DE RABATTEMENT A LOCHWILER (67)

REALIZATION AND STARTING UP A DRAWDOWN PILOT IN LOCHWILLER (67), FRANCE

Vincent QUÉRÉ
[1] *DPSM/BRGM, Freyming-Merlebach, France*

RÉSUMÉ – Dans le cadre de sa mission de maîtrise d'ouvrage délégué pour le compte de l'État Français, le Département Prévention et Sécurité Minière (DPSM) du BRGM se voit confier le déploiement d'un pilote de rabattement à Lochwiller (67). Ces travaux ont pour but de contenir les remontées d'eaux de nappes captives, via une sonde géothermique défaillante, provoquant la surrection des terrains d'une partie de la commune.

ABSTRACT – The BRGM's Mining Prevention and Safety Department (DPSM), as part of it delegated project management mission instead of the French State, has been entrusted with the deployment of a drawdown pilot in Lochwiller (67). The purpose of these works is to contain the rise of water from captive aquifers, by way of a faulty geothermal drilling, causing the uplifting of the land in part of the town.

1. Introduction

Une sonde géothermique de 140 mètres, réalisée en 2008, a permis aux eaux d'une ou plusieurs nappes captives profondes (de la Lettenkohle et du Muschelkalk) de remonter et de s'infiltrer dans les couches à anhydrite du Keuper. Sa transformation en gypse par hydratation est à l'origine d'un soulèvement des terrains alentour ayant provoqué des désordres sur le bâti, perturbant durablement la vie des riverains et gelant l'urbanisation du village.

Une solution de pompage dans la nappe profonde a été retenue après expertise du CGEDD et de GEODERIS afin d'atténuer voire stopper ce phénomène.

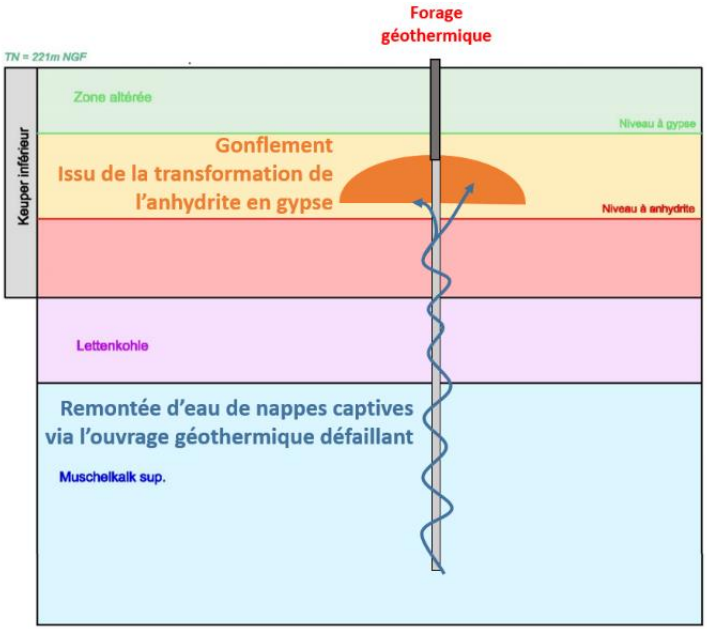


Figure 1 – Origine du phénomène de surrection

Le projet vise à neutraliser suffisamment les circulations ascendantes le long de l'ouvrage géothermique défectueux pour éviter l'hydratation des niveaux sus-jacents du Keuper.

La réalisation du premier piézomètre, par carottage jusqu'à 140 mètres de profondeur, a eu pour objectif de reconnaitre la géologie et l'hydrogéologie locale avec l'exécution de nombreux essais et diagraphies. Ceux-ci auront servis, en cours de projet, à ajuster le dimensionnement des autres ouvrages. Ainsi, le DPSM du BRGM, dans son rôle de maitre d'ouvrage délégué (MOd) pour le compte de l'État, a réalisé la construction et la mise en service d'un forage de rabattement associé à trois piézomètres de pilotage.

Ce dispositif, toujours exploité par le DPSM, permet aujourd'hui d'empêcher la remontée des eaux de la nappe profonde via l'ouvrage géothermique.

Figure 2 – Chronologie des principaux faits marquants

2. Données initiales

2.1. Surrection

Le DPSM assure, en plus de sa mission de MOd, une mission de surveillance de certains anciens sites ou ouvrages miniers, pour le compte de l'État. A ce titre le DPSM assure la surveillance géotechnique de la colline via un réseau de nivellement.

Au début des travaux, la surrection maximale des terrains se situait au niveau de la place du KOELLBERG, et cumulait 120 cm depuis le début des mesures en 2013.

Le gonflement de la colline provoque également un mouvement planimétrique important, avec un maximum de déplacement d'environ 80cm aux endroits les plus impactés.

Ces mouvements ont créé des dégradations sur les maisons et infrastructures locales, impactant fortement les habitants. Le suivi des points de nivellement sur la colline par le DPSM s'est poursuivie durant toute l'opération.

Figure 2 – Dégradations constaté sur les infrastructures (2015)

2.2. Connaissances de la géologie et l'hydrogéologie

La connaissance de la géologie locale était très faible au début du projet.

Il est défini toutefois que l'ouvrage défaillant recoupe les terrains du KEUPER (contenant de l'anhydrite), puis traverse la LETTENKOHLE avant d'aboutir dans le MUSCHELKALK.

Une nappe superficielle du KEUPER est observée via des piézomètres précédemment construits et suivis par GEODERIS. De plus les données récupérées du foreur de l'ouvrage

défaillant indiquent une venue d'eau, attendue dans le Muschelkalk. En effet la présence d'une nappe artésienne, d'environ 20 mètres au niveau de la sonde géothermique, est présumée.

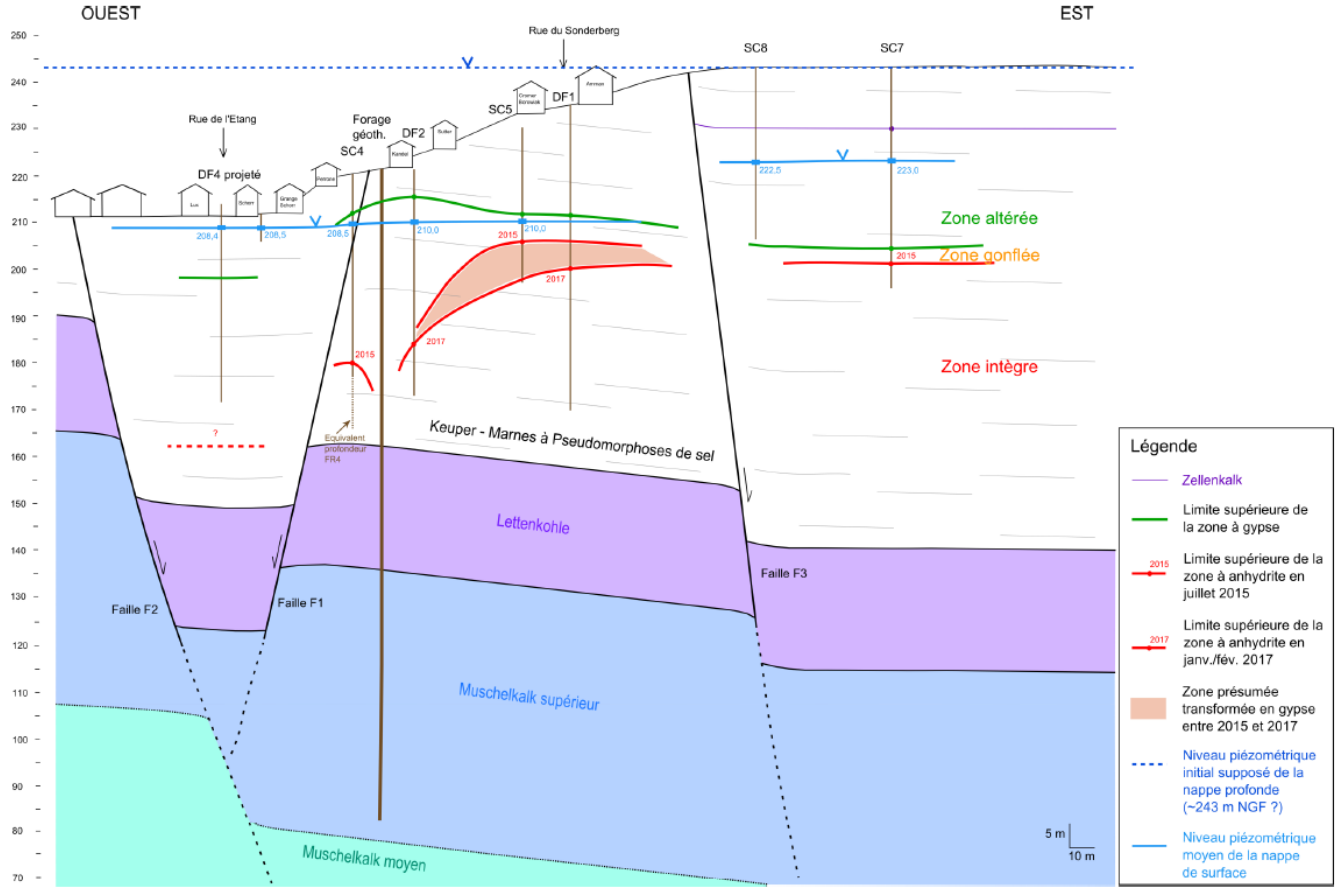


Figure 4 - Etat des connaissances géologiques et hydrogéologiques du lotissement du Weingarten à l'origine du projet (Géoderis 2018)

2.3. Connaissances de l'ouvrage défaillant

Très peu de données sont disponibles sur l'ouvrage. Malgré tout, une première tentative de reprise de l'ouvrage par sur-forage en 2015 avait permis d'obtenir certaines informations. Entre autre une déviation importante a pu être mesurée.

3. Solution retenue

Suite à cette première opération, les travaux du CGEDD d'une part, et de GEODERIS d'autre part ont abouti à une solution de pompage des eaux profondes (2017 - 2018).

Dans son rapport N°010788-01 de janvier 2017, le CGEDD (Conseil Général de l'Environnement et du Développement Durable) préconise une action rapide, visant à :

- "Préciser la connaissance de la géologie sous le lotissement et ses environs en utilisant les méthodes courantes de la géophysique, les données du forage recommandé pour pomper les eaux profondes et toute autre approche qui semblerait pertinente à un géologue"

- "Pomper l'eau en profondeur à côté du forage géothermique pour y assécher les terrains à proximité avec un nouveau forage qui servira aussi à la reconnaissance des couches géologique".

Le DPSM a été ensuite été saisi par la DREAL pour assurer la réalisation opérationnelle du pilote de rabattement en tant que maitre d'ouvrage délégué. Il se compose à l'origine :

- D'un forage de rabattement de la nappe profonde captive (FRAB-1) ;
- D'un piézomètre de la nappe profonde, attend dans le Muschelkalk (PSM) dont l'exécution servira de reconnaissance géologique et hydrogéologique ;
- D'un piézomètre du Keuper, dont les crépines seront positionnées dans les niveaux à anhydrites.

La vue ci-dessous représente la conception initiale du pilote de rabattement :

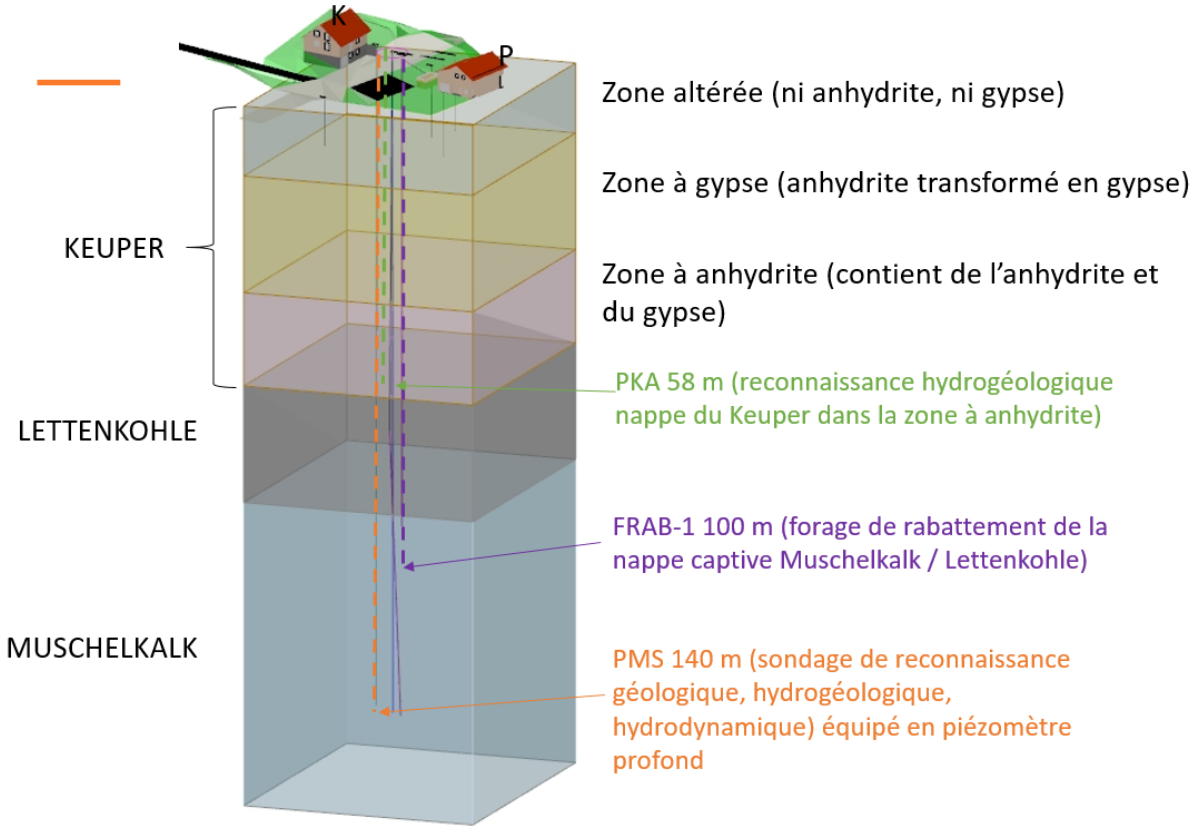


Figure 5 - Représentation en 3D du projet de pilote de rabattement à Lochwiller

4. Déploiement du dispositif

3.1. Montage de l'opération

Vu le contexte du projet, il a été décidé de mandater une maitrise d'œuvre (MOE) unique qui réaliserait toutes les études et les dimensionnements nécessaires au projet mais également qui superviserait toute l'exécution des ouvrages et essais. Cette prestation à été attribuée à Antea.

Pour les travaux, douze lots distincts ont été attribués à onze entreprises. Chaque marché a été finement adapté au besoin, depuis le marché de fourniture pour les boues ou la cimentation, jusqu'à des marchés à bon de commande en régie pour le déploiement de certaines équipes travaux. Certains lots étaient des marchés de travaux plus classiques pour la réalisation des équipements ou des installations de chantier.

3.2. Réalisation du premier piézomètre, servant d'ouvrage de reconnaissance

Après la création de la base vie au début de l'été 2020, le premier ouvrage (PMS), piézomètre du Muschelkalk, qui servi de reconnaissance, a été réalisé de juillet à octobre 2020.

3.2.1. Essais et diagraphies

Cet ouvrage, de cent quarante mètres, a été carotté sur toute sa hauteur. De très nombreux essais et diagraphies ont été réalisés pour collecter des données et valider les hypothèses.

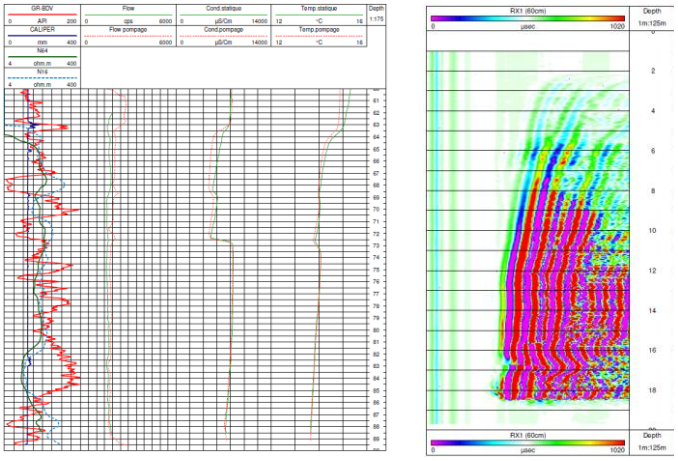


Figure 6 - Vu de résultats de certaines diagraphies réalisées dans PMS

3.2.2. Résultats obtenus

Ces reconnaissances ont permis de confirmer mais aussi de préciser la géologie et l'hydrogéologie sous le lotissement impacté.

Le gamma-ray chutant de 58,90 à 59,40m, correspondant au banc de dolomie qui marque la limite entre le Keuper et la Lettenkohle, le mur du Keuper a été identifié à 58,90m. Celui de la Lettenkohle a été déterminé à 80,80m suite aux fortes variations du gamma-ray qui témoignent d'une alternance de niveaux dolomiques et argileux.

Toutefois une nappe captive non identifiée à l'origine, a été découverte. Ainsi sous le Keuper à anhydrite, deux nappes sont susceptibles d'alimenter ces terrains, l'une dans la Lettenkohle, l'autre dans le Muschelkalk.

On observe, grâce au passage d'un micro-moulinet, une venue d'eau dans PMS à environ soixante mètres (Lettenkohle) et une autre à quatre-vingt-douze mètres (Muschelkalk). Ces résultats corroborent les pertes de boues et les observations des niveaux statiques relevés lors de l'exécution du carottage.

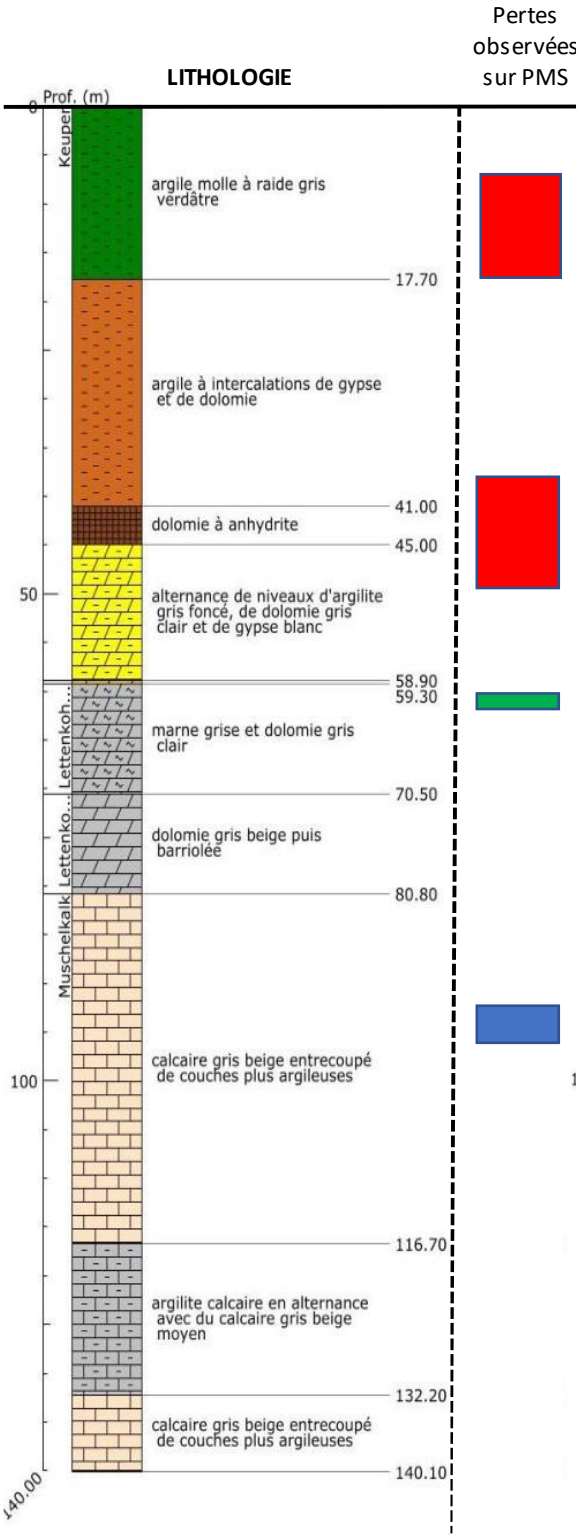


Figure 7 – Lithologie, issue du carottage PMS

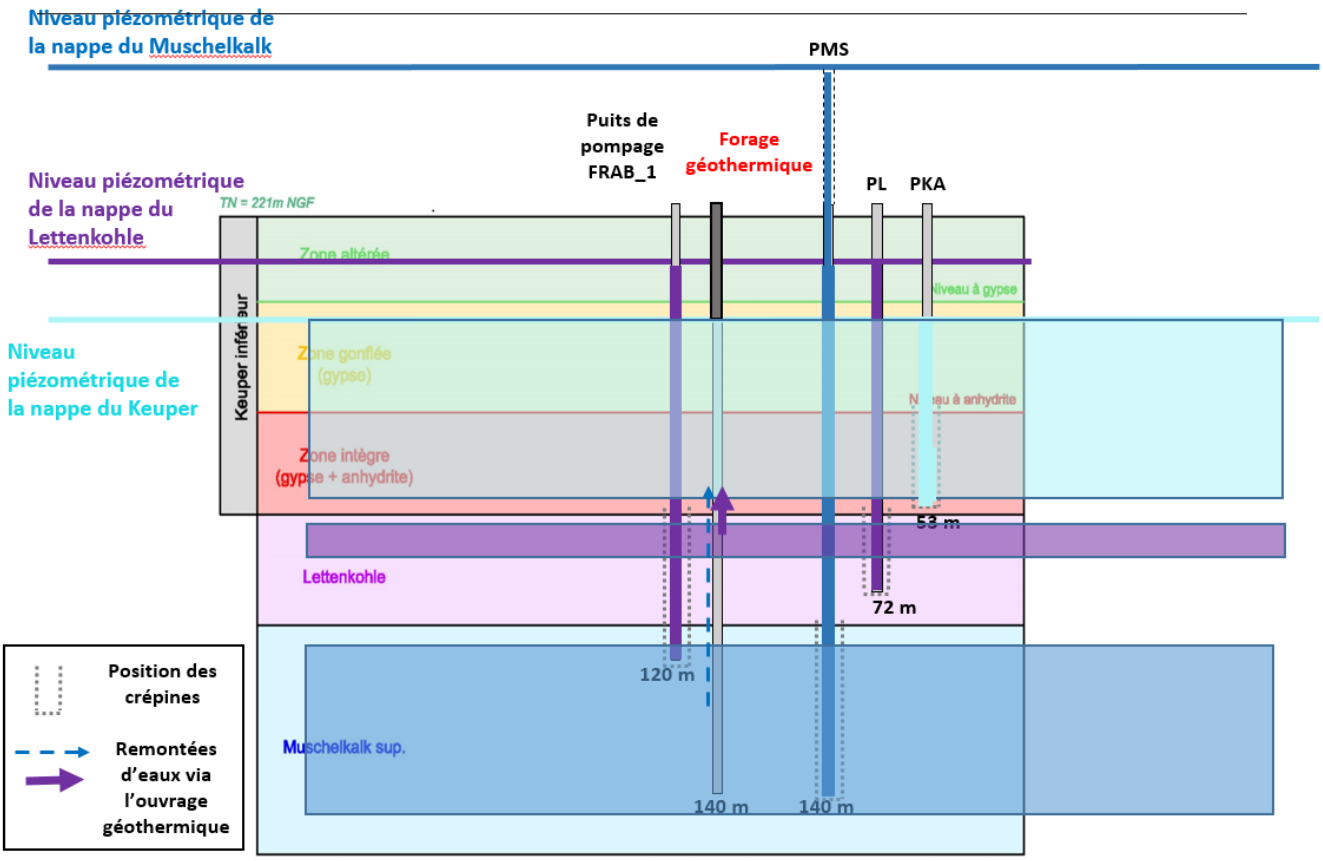


Figure 8 – Schéma des résultats d'investigations dans PMS : nappes identifiées, avec leurs niveaux piézométriques ; ainsi que les ouvrages à réaliser, avec leurs profondeurs

3.2.3. Prise en compte des reconnaissances

Ces reconnaissances ont induit une adaptation majeure du pilote avec l'ajout d'un piézomètre (PL) permettant d'observer la nappe de la Lettenkohle.

D'autres adaptations ont dû être prises en compte comme l'approfondissement du forage de rabattement, apportant de nouvelles obligations règlementaires.

La construction des marchés de travaux a permis au DPSM de s'adapter à ces nouveaux éléments. La DREAL et le ministère de l'écologie ayant été très réactif, l'impact sur le planning de l'opération est resté limité.

3.3. Construction des autres ouvrages du pilote de rabattement et détermination des circulations dans l'ouvrage géothermique

3.3.1. Constructions des deux piézomètres complémentaires et du forage de rabattement

Après la construction de PMS, deux autres piézomètres ont donc été déployés puis le forage de rabattement a été réalisé pour s'achevé au printemps 2021.

Pour chaque opération, les machines les plus adaptées ont été sélectionnées et déployées.

3.3.2. Diagraphies et essais de pompage

Dès lors une série de tests et des diagraphies ont permis de valider la bonne exécution des ouvrages et vérifier la capacité du dispositif à contenir les remontés d'eaux via l'ouvrage géothermique défaillant.

Des essais de pompages par pallier ont été fait dans les ouvrages en mesurant l'influence dans les autres Le maitre d'œuvre, Antea a ainsi pu déterminer les apports de chacun des aquifères dans nos ouvrages (figures 9 et 10).

Comme on peut le voir sur la répartition des apports dans FRAB-1 (figure 9), cette ouvrage ne capte quasiment pas la nappe profonde du Muschelkalk.

Il a été démontrée que la nappe alimentant les niveaux du Keuper à anhydrite était celle captée dans FRAB-1 au niveau de la Lettenkohle et que la nappe profonde du Muschelkalk n'a qu'une influence très limitée. Donc une circulation très faible via l'ouvrage géothermique depuis le Muschelkalk.

En effet les pompages dans PKA, piézomètre qui mesure le niveau de l'aquifère qui a été alimenté par la remonté d'eau, ont permis de montrer que les apports proviennent très largement de l'aquifère de la Lettenkohle.

Quant aux pompages dans PMS, ceux-ci ont mis en évidence une très faible incidence sur les aquifères supérieurs.

Fort de ces résultats, Antea a pu déterminé que la nappe qui est à l'origine de la remontée via l'ouvrage géothermique est celle de la Lettenkohle. Le maitre d'œuvre a enfin pu dimensionner la pompe qui assurera l'atteinte des objectifs, à savoir empêcher la remontée des eaux via l'ouvrage géothermique.

			PALIER 1	PALIER 2	PALIER 3	PALIER 4	LD
Pompage FRAB-1		Débit essais mesuré :	1,53 m3/h	3,50 m3/h	5,11 m3/h	5,35 m3/h	4,03 m3/h
		Durée essais :	2:00	2:00	2:00	2:00	72:00
FRAB-1		Rabattement mesuré :	6,18 m	22,12 m	48,03 m	65,50 m	34,77 m
		Qs correspondant :	0,25 m3/h/m	0,16 m3/h/m	0,11 m3/h/m	0,08 m3/h/m	0,12 m3/h/m
B=0,761 h/m2	C=1,680 h2/m5	Rabattement calculé :	5,10 m	23,24 m	47,76 m	52,10 m	30,35 m
		Débit théorique calculé :	0,57 m3/h	2,13 m3/h	3,62 m3/h	3,73 m3/h	2,16 m3/h
		% du débit d'exhaure :	37%	61%	71%	70%	54%
		Rabattement théorique calculé :	0,98 m	9,23 m	24,77 m	26,15 m	9,47 m
		Qs correspondant :	0,58 m3/h/m	0,23 m3/h/m	0,15 m3/h/m	0,14 m3/h/m	0,23 m3/h/m
PKA		Rabattement mesuré :	2,19 m	4,03 m	4,17 m	4,23 m	4,63 m
B=0,316 h/m2	C=2,190 h2/m5	Débit théorique calculé :	0,93 m3/h	1,29 m3/h	1,31 m3/h	1,32 m3/h	1,38 m3/h
		% du débit d'exhaure :	61%	37%	26%	25%	34%
		Rabattement théorique calculé :	2,19 m	4,03 m	4,17 m	4,23 m	4,63 m
		Qs correspondant :	0,42 m3/h/m	0,32 m3/h/m	0,31 m3/h/m	0,31 m3/h/m	0,30 m3/h/m
PMS		Rabattement mesuré :	0,04 m	0,14 m	0,30 m	0,52 m	0,88 m
B=1,610 h/m2	C=0,374 h2/m5	Débit théorique calculé :	0,03 m3/h	0,09 m3/h	0,18 m3/h	0,30 m3/h	0,49 m3/h
		% du débit d'exhaure :	2%	2%	4%	6%	12%
		Rabattement théorique calculé :	0,04 m	0,14 m	0,30 m	0,52 m	0,88 m
		Qs correspondant :	0,62 m3/h/m	0,61 m3/h/m	0,60 m3/h/m	0,58 m3/h/m	0,56 m3/h/m

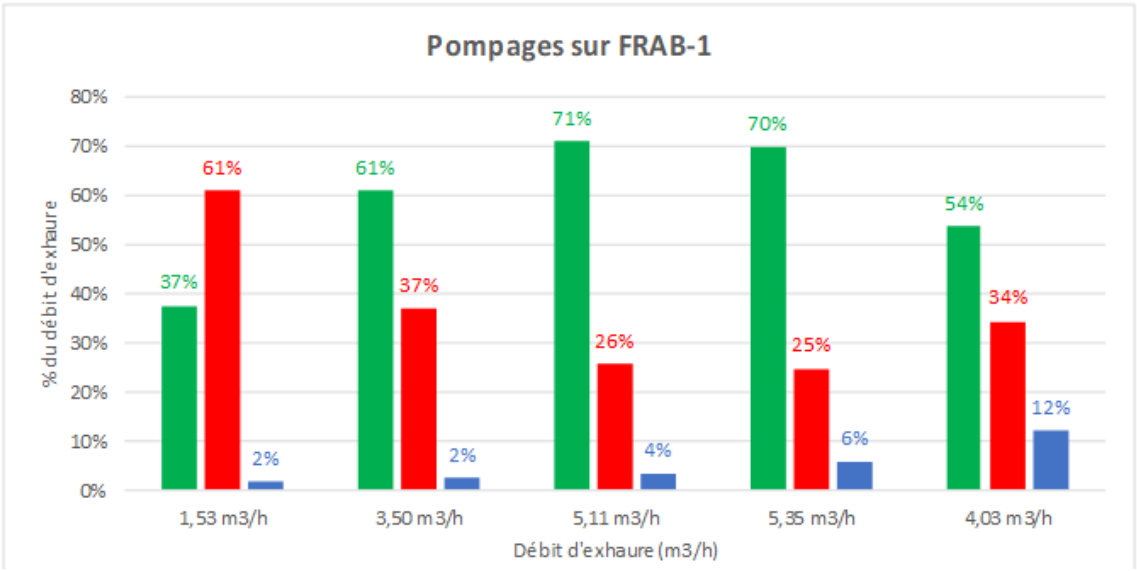


Figure 9 – Détail des essais de pompage dans FRAB-1 et répartition des apports des aquifères (vert : Lettenkohle, Rouge : Keuper, Bleu : Muschelkalk)

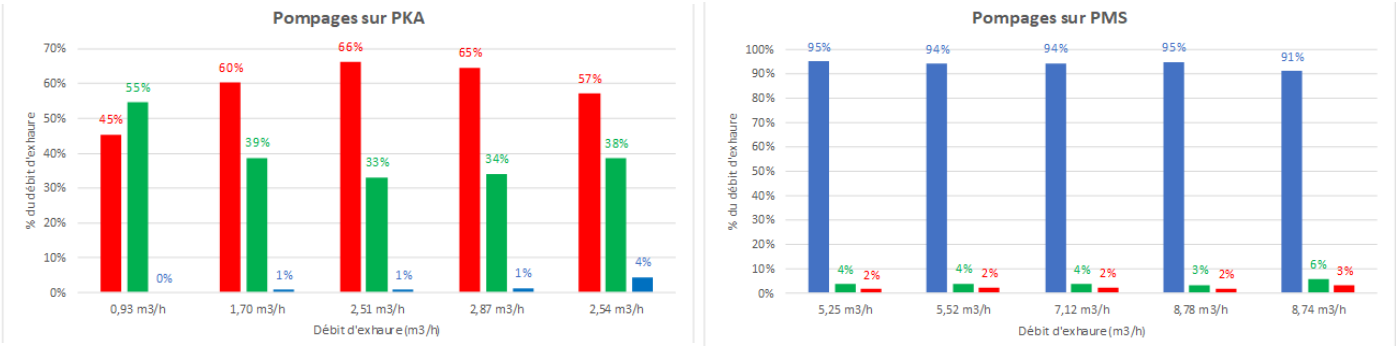


Figure 10 – Répartition des apports des aquifères lors des essais de pompages dans PKA et PMS (vert : Lettenkohle, Rouge : Keuper, Bleu : Muschelkalk)

3.3.3. Mise en route du pilote de rabattement

Le 10 juillet 2021, la pompe a été mise en route. S'en est suivi une phase de tests durant l'été 2021 pour observer la réaction de l'hydrosystème au pilote. Il a été décidé de rabattre la nappe de la Lettenkohle au niveau de la nappe sus jacente (compartiment inférieure du Keuper, suivi dans PKA) afin d'annuler les remontés d'eaux des aquifères captifs.

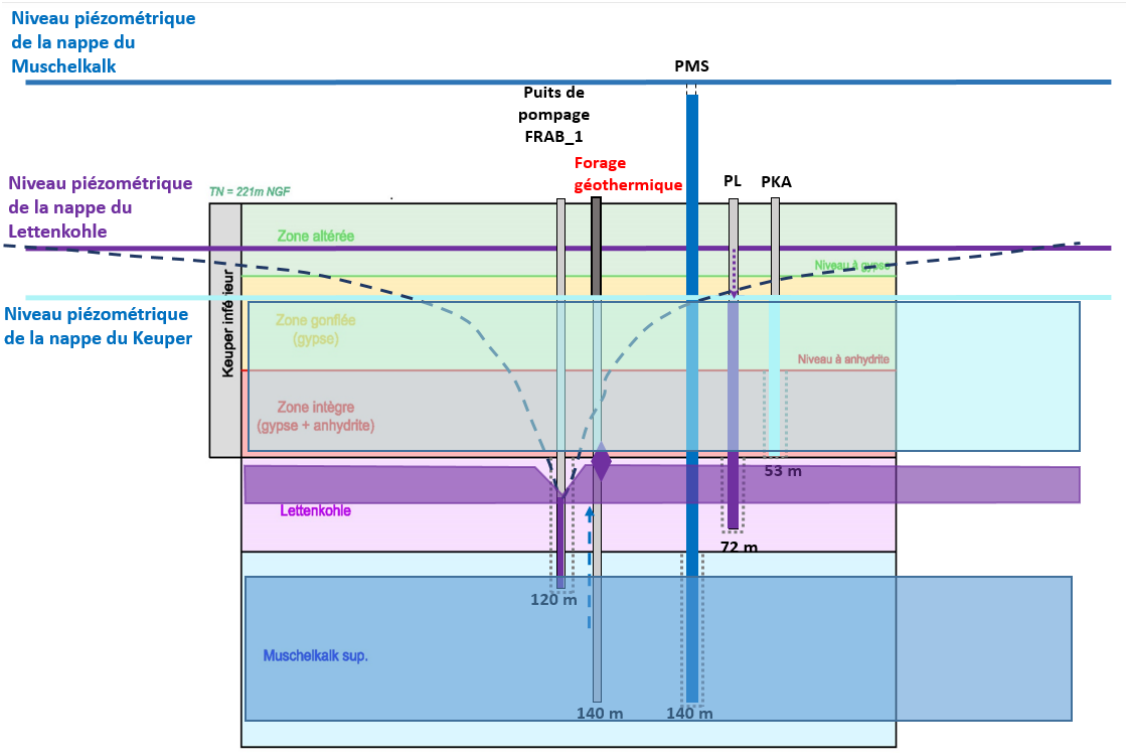


Figure11 – Schéma du rabattement via FRAB-1, empêchant la remontée d'eau vers le Keuper, via l'ouvrage géothermique

5. Conclusion

Afin de contenir rapidement les remontés d'eau via un ouvrage géothermique défaillant, il a été nécessaire de construire à Lochwiller un pilote de rabattement composé de trois piézomètres (PMS, PL, PKA) et un forage de rabattement (FRAB-1). Le dispositif aura été déployé malgré les nombreuses incertitudes de départ notamment en ce qui concerne l'hydrogéologie, mais il aura également fallu surmonter de nombreuses difficultés dans un contexte particulier de territoire durement touché.
Pour ne plus alimenter, via la sonde géothermique, les terrains à anhydrite du Keuper, le dispositif doit maintenir l'équilibre local entre les nappes de la Lettenkohle et du Keuper.

Les données de nivellement de 2022 seront essentielles pour mesurer l'effet du pompage sur les mouvements du sol. Dans le cadre de sa mission opérationnelle d'après-mine pour le compte de l'Etat, le DPSM du BRGM est chargé de l'exploitation du dispositif.

6. Références bibliographiques

CGEDD (2017) Modalités de gestion et d'indemnisation des dégâts occasionnés par un forage géothermique sur la commune de Lochwiller (Bas-Rhin), pp38-44.
Réunion publique du 15 mai 2018 : partie V – faisabilité d'un pompage (Géoderis).
http://www.grand-est.developpement-durable.gouv.fr/IMG/pdf/presentation_rplochwiller_internet.pdf

HySand : un Nouveau Modèle Constitutif pour les Sables sous Chargement Cyclique

HySand : a New Constitutive Model for Sand Under Cyclic Loading

Luc Emile Joseph SIMONIN[1], Guy Tinmouth HOULSBY[1] et Byron Walter BYRNE[1]
[1] *University of Oxford, Oxford, Royaume-Uni*

RÉSUMÉ – Afin d'améliorer le dimensionnement au chargement cyclique des fondations monopieux d'éoliennes offshores, la modélisation aux éléments finis de cette fondation est une solution intéressante. Cependant, les sols modélisés doivent l'être avec des modèles constitutifs adéquats, qui font défaut aujourd'hui. Un modèle pour les sables, HySand, pallie ce manque comme le démontrent les résultats présentés dans cette étude.

ABSTRACT – Finite element analysis can allow to improve the design of monopile foundations of offshore wind turbines. However, soils should be modelled with adequate constitutive models. Such models are lacking for sand under cyclic loading. HySand, a new model for sand fills this gap as will be demonstrated by the results presented herein.

1. Introduction

La taille toujours plus imposante des fondations monopieux pour éoliennes offshores, afin d'implanter de plus grandes éoliennes en eaux plus profondes, augmente l'importance de leur dimensionnement au chargement cyclique.

Le projet PISA (Byrne et al., 2020) a proposé une nouvelle méthode de dimensionnement au chargement latéral monotone. Cette méthode s'appuie sur la modélisation tridimensionnelle aux éléments finis de plusieurs fondations afin d'extraire les courbes de réactions le long de monopieux représentatifs du champ des paramètres rencontrés au sein d'un parc éolien. Ces courbes sont ensuite utilisées dans un modèle unidimensionnel de type Winkler afin de dimensionner les éoliennes du champ. Cette nouvelle méthode permet d'optimiser la taille des monopieux avec confiance.

Le projet PICASO vise à développer une nouvelle méthode de dimensionnement des monopieux adaptée aux besoins de l'industrie, cette fois-ci pour leur chargement cyclique. De manière similaire à PISA, le projet s'organise autour d'essais in situ sur des monopieux de tailles réduites (diamètres de ~1 à 2 m), d'essais en laboratoire visant à caractériser les terrains et à améliorer les techniques de calibration, de développements théoriques et de méthodes numériques visant à reproduire les phénomènes observés. Comme pour le projet PISA, le projet PICASO inclut donc des modélisations tridimensionnelles aux éléments finis qui requièrent des modèles constitutifs de sols adéquats. Cependant, tandis que des modèles constitutifs existants ont pu être adoptés avec confiance pour simuler le comportement sous chargement monotone d'argiles et de sables, de tels modèles ne sont pas capables de reproduire le comportement complexe de ces sols sous chargements cycliques, comme l'ont montré Wichtmann (2016) et Duque et al. (2021).

L'objectif de cet article est de présenter un modèle en contrainte effective pour les sables, HySand, physiquement et mathématiquement clair grâce à sa construction en hyperplasticité. HySand se fonde sur un modèle avec une seule surface de plasticité développé par Houlsby (1992) et sur sa généralisation à un modèle multi-surface par Houlsby et Mortara (2004). La version triaxiale d'HySand est présentée ici, accompagnée par une explication brève de ses composantes théoriques et de leurs objectifs. Les

résultats du modèle sont ensuite comparés à des résultats triaxiaux (Wichtmann et Triantafyllidis (2016a, b).

2. Formulation théorique triaxiale d'HySand

2.1. L'hyperplasticité

L'hyperplasticité est une approche basée sur la thermodynamique qui prend sa source dans les travaux de Ziegler (1977). Elle constitue un travail parallèle et indépendant, mais similaire aux travaux sur les matériaux standards généralisés (Halphen et Nguyen, 1975)) en France. En plus de l'adéquation thermomécanique et d'une fondation mathématique solide, un avantage de ces approches théoriques est que toutes les équations constitutives sont contenues dans deux potentiels positifs (Germain et al. (1983) et Houlsby et al. (2017)). Cet article utilise l'énergie de Gibbs et les surfaces de plasticité pour définir HySand. Un lecteur intéressé pourra se référer à Houlsby et Puzrin (2006) pour d'autres approches et une présentation plus approfondie de l'hyperplasticité.

Le premier potentiel est la fonction d'énergie qui représente l'énergie stockée par le système. Dans le cas de l'énergie de Gibbs, utilisée ici, ce potentiel est fonction des contraintes (p la contrainte effective moyenne, et q la contrainte déviatorique), et de variables internes ($\alpha_p^{(n)} + \alpha_{pc}^{(n)}$ la déformation plastique volumique, et $\alpha_q^{(n)}$ la déformation plastique déviatorique, toutes deux associées à la *n*^{ième} surface de plasticité).

HySand est un modèle multi-surface avec N surfaces de plasticité, concept introduit par Mróz (1967) et utilisé en géotechnique par Prevost (1977).

Seul un résumé du modèle est donné ici.

2.2. Energie de Gibbs

L'énergie de Gibbs g s'écrit :

$$g = -\frac{p_r}{k_r(1-m)(2-m)}\left(\frac{p_0}{p_r}\right)^{2-m} - q\frac{1}{N}\sum_{n=1}^{N}\alpha_q^{(n)} - p\frac{1}{N}\sum_{n=1}^{N}(\alpha_p^{(n)} + \alpha_{pc}^{(n)}) + \frac{1}{N}\sum_{n=1}^{N}\frac{3}{2}H^{(n)}{\alpha_q^{(n)}}^2 \quad (1)$$

Où $p_r = 100$ kPa est une pression de référence, $H^{(n)}$ le module d'écrouissage de la nième surface, k_r le module d'élasticité isostatique adimensionné, m l'indice de dépendance à la pression pour l'élasticité, et p_0 est définie par :

$$p_0^2 = p^2 + \frac{k_r(1-m)}{3g_r}\,q^2 \quad (2)$$

Où g_r est le module de cisaillement adimensionné.

En hyperplasticité, la relation contrainte-déformation est obtenue via la différentiation de la fonction énergétique. L'énergie de Gibbs livre les déformations suivantes :

$$\epsilon_p = -\frac{\partial g}{\partial p} = -\frac{p}{p_r k_r(1-m)}\left(\frac{p_0}{p_r}\right)^{-m} + \frac{1}{N}\sum_{n=1}^{N}(\alpha_p^{(n)} + \alpha_{pc}^{(n)}) \quad (3)$$

$$\epsilon_q = -\frac{\partial g}{\partial q} = -\frac{q}{3g_r p_r}\left(\frac{p_0}{p_r}\right)^{-m} + \frac{1}{N}\sum_{n=1}^{N}\alpha_q^{(n)} \tag{4}$$

Le premier terme après l'égalité dans les équations (3) et (4) est la déformation élastique, qui est non-linéaire, et le second terme est la déformation plastique.

2.3. Surfaces de plasticité et loi d'écoulement

L'équation de la *n*^{ième} surface de plasticité $y^{(n)}$ est :

$$y^{(n)} = \left(N\chi_q^{(n)} + A\left(1 - aS\left(\chi_q^{(n)}\right)\right)\chi_a - a\beta N\chi_p^{(n)}\right)^2 - 4\left(\frac{n}{N}\mu\right)^2\left(1 - \left(\frac{N\chi_{pc}^{(n)}}{p_c^{(n)}}\right)^r\right)\left(p + \frac{2}{3}q\right)\left(p - \frac{q}{3}\right) = 0 \tag{5}$$

A est le taux de développement de l'anisotropie, a est une variable interne indexant le degré d'anisotropie du sable, $S()$ est la fonction signe, χ_a est la contrainte généralisée invariablement nulle associée à l'anisotropie, β le taux de dilatation, μ le coefficient de friction, $p_c^{(n)}$ la pression de consolidation de la *n*^{ième} surface, et r un exposant contrôlant la dépendance de la contraction sur la pression de consolidation.

$\chi_q^{(n)}$ est la contrainte déviatorique généralisée associée à la *n*^{ième} surface de plasticité, définie par :

$$\chi_q^{(n)} = -\frac{\partial g}{\partial \alpha_q^{(n)}} = \frac{q - 3H^{(n)}\alpha_q^{(n)}}{N} \tag{6}$$

$\chi_p^{(n)}$ et $\chi_{pc}^{(n)}$ sont les contraintes volumiques généralisées associées à la *n*^{ième} surface de plasticité, définies par :

$$\chi_p^{(n)} = -\frac{\partial g}{\partial \alpha_p^{(n)}} = \frac{p}{N}, \qquad \chi_{pc}^{(n)} = -\frac{\partial g}{\partial \alpha_{pc}^{(n)}} = \frac{p}{N} \tag{7}$$

Contrairement à la théorie élasto-plastique conventionnelle, aucun potentiel plastique n'est nécessaire en hyperplasticité. Les directions d'écoulements sont obtenues par différentiation des équations des surfaces de plasticité par les contraintes généralisées :

$$d\alpha_i^{(n)} = \mathrm{L}^{(q)}\frac{\partial y^{(q)}}{\partial \chi_i^{(n)}} \tag{8}$$

Avec la convention de sommation d'Einstein, avec $L^{(q)}$ le multiplicateur plastique associé à la *q*^{ième} surface de plasticité obtenu avec la condition de cohérence, et l'indice $i \in [p, pc, q]$.

La figure 1 présente la configuration initiale des surfaces de plasticité (pour $N = 5$) pour une consolidation isotrope à 200 kPa, sans anisotropie initiale ($a = 0$).

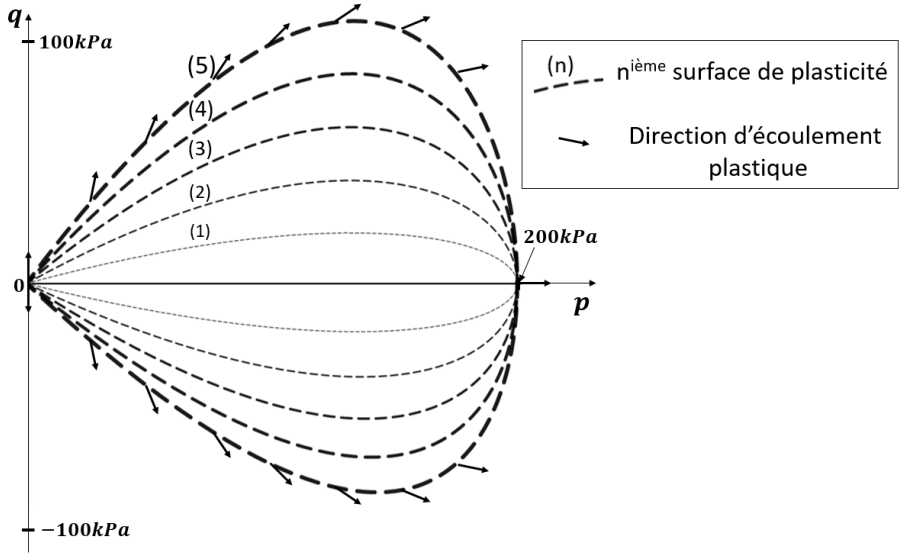


Figure 1. Configuration initiale des surfaces de plasticité sans anisotropie initiale ($a = 0$)

3. Les composantes du modèle

3.1. Plasticité frictionnelle

L'équation des surfaces de plasticité (Eq.(5)) se base sur celle de Matsuoka et Nakai (1974). En ne considérant que la surface la plus extérieure (la *N^ième^*), en prenant en compte que $N\chi_q^{(N)} = q$, celle-ci serait une surface de Matsuoka-Nakai si elle s'écrivait :

$$y^{(N)} = \left(N\chi_q^{(N)}\right)^2 - 4\mu^2\left(p + \frac{2}{3}q\right)\left(p - \frac{q}{3}\right) = 0 \tag{9}$$

L'équation (9) reflèterait une version frictionnelle de la surface de Matsuoka-Nakai, c'est-à-dire développant seulement des déformations plastiques déviatoriques, puisque l'application de l'équation (8) à l'équation (9) pour les indices volumiques (p, pc) ne délivre aucune déformation plastique volumique.

3.2. Une contraction dépendant de la pression

Afin de représenter le mécanisme de concassage des grains de sable, une contraction dépendant de la pression relative à la pression de consolidation est ajoutée à la plasticité frictionnelle selon (pour la *N^ième^* surface de plasticité) :

$$y^{(N)} = \left(N\chi_q^{(N)}\right)^2 - 4\mu^2\left(1 - \left(\frac{N\chi_{pc}^{(N)}}{p_c^{(N)}}\right)^r\right)\left(p + \frac{2}{3}q\right)\left(p - \frac{q}{3}\right) = 0 \tag{10}$$

La pression de consolidation associée à la *N^ième^* surface de plasticité évolue avec la déformation volumique née de ce mécanisme plastique ($\alpha_{pc}^{(N)}$) selon :

$$p_c^{(N)} = p_{c0}e^{\frac{\alpha_{pc}^{(N)}}{\lambda}} \tag{11}$$

Avec p_{c0} la pression de consolidation initiale, et λ la pente de ligne de consolidation dans l'espace $\ln(p) - \ln(v)$ dépendant de la densité (avec v le volume spécifique).

La nouvelle formulation de la surface de plasticité, équation (10), permet de refermer la surface sur l'axe hydrostatique à p_{c0} (à 200 kPa sur la figure 1). L'équation (11) permet à HySand de capturer l'évolution plastique de la déformation volumique lors d'un chargement isotrope, entre autres.

3.3. Une dilatation dépendante de l'anisotropie et de la densité

Pendant un cisaillement, les grains de sable vont se chevaucher, rouler les uns par rapport aux autres, remplissant ou créant de nouveaux espaces interstitiels. Ceci conduit à des déformations plastiques volumiques qui peuvent être traduites par l'équation :

$$C_d^{(n)} = \dot{\alpha_p}^{(n)} + \beta\left|\dot{\alpha_q}^{(n)}\right| = 0 \tag{12}$$

L'équation (12) relie l'évolution d'une partie du taux de déformation plastique volumique ($\dot{\alpha}_p^{(n)}$) à l'évolution absolue de la déformation plastique déviatorique ($\left|\dot{\alpha}_q^{(n)}\right|$) via β le taux de dilatation. Ce taux de dilatation dépend de la densité du sable :

$$\beta = \beta_{max}\frac{\ln(v) - \ln(\Gamma)}{\ln(\Delta) - \ln(\Gamma)} \tag{13}$$

Avec $\beta_{max} > 0$ le taux de dilatation maximal, Γ et Δ les volumes spécifiques se rapportant respectivement à l'état critique et à l'état le plus dense. Le taux de dilatation est donc maximal dans l'état le plus dense, et nul dans l'état critique.

L'observation d'un test drainé sur un sable dense tend à montrer que la dilatation compense progressivement la contraction et que, lorsqu'un déchargement s'ensuit, une importante contraction prend place. Dans HySand, ceci est lié au niveau d'anisotropie via :

$$C_d^{(n)} = \dot{\alpha_p}^{(n)} + a\beta\left|\dot{\alpha_q}^{(n)}\right|S(\alpha_q^{(n)}) = 0 \tag{14}$$

L'équation (12) ainsi modifiée donne lieu à de la dilatation si $aS\left(\alpha_q^{(n)}\right) > 0$ et à de la contraction si $aS\left(\alpha_q^{(n)}\right) < 0$, ainsi qu'à un changement d'un régime à l'autre lorsque le signe de $aS\left(\alpha_q^{(n)}\right)$ change.

L'indice d'anisotropie a, qui prend des valeurs dans $[-1{,}1]$, évolue avec le taux de déformation plastique déviatorique, augmentant en compression, diminuant en extension :

$$C_a = \dot{a} - A\sum_{n=1}^{N}\left(\dot{\alpha_q}^{(n)} - a\left|\dot{\alpha_q}^{(n)}\right|\right) = 0 \tag{15}$$

Les équations (14) et (15) sont intégrées dans la première parenthèse de l'équation (5) des surfaces de plasticité.

3.3. Plasticité multi-surface

Le dernier terme de l'expression de l'énergie de Gibbs (équation (1)) relève de l'écrouissage cinématique du modèle qui contrôle le déplacement des surfaces de plasticité internes. Le module d'écrouissage ($H^{(n)}$) lié a la $n^{ième}$ surface définit le degré de plasticité de cette surface. Ce processus d'écrouissage est ce qui permet aux déchargements, rechargements, et donc au chargement cyclique d'être progressivement plastique et non purement élastique.

4. Les résultats du modèle

4.1. Résultats pour tests monotones

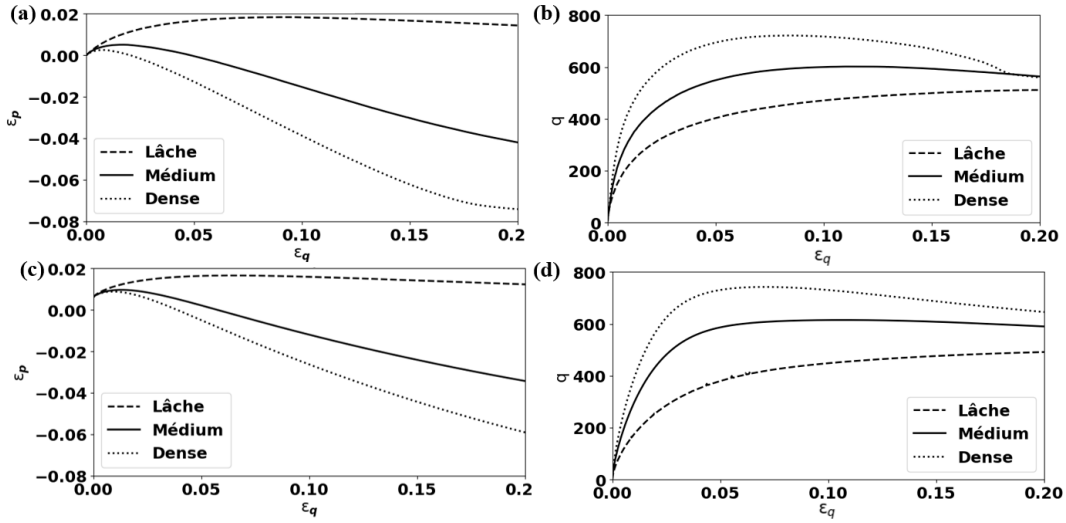


Figure 2. Tests monotones drainés sur du sable fin de Karlsruhe: (a) et (b) données par Wichtmann et Triantafyllidis (2016a), (c) et (d) modélisations avec HySand

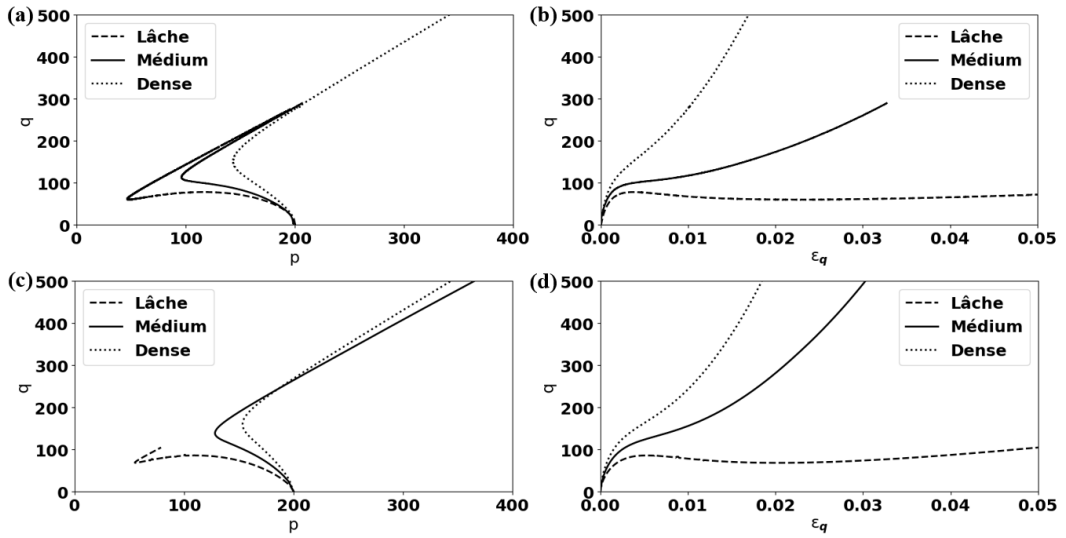


Figure 3. Tests monotones non-drainés sur du sable fin de Karlsruhe: (a) et (b) données par Wichtmann et Triantafyllidis (2016a), (c) et (d) modélisations

HySand modélise la contraction initiale dans les tests drainés (figure 2), et l'accumulation progressive de pression interstitielle en chargement non-drainé (figure 3), ceci grâce à la contraction dépendant de la pression. C'est la dépendance de la dilatation sur la densité qui amène à des dilatations différentes en chargement drainé, et à des asymptotes contrainte-déformation différentes en chargement non-drainé. La dépendance de la

dilatation sur l'anisotropie, et le développement progressif de cette dernière, rend possible une transition douce de la contraction à la dilatation en chargement drainé, et d'une accumulation des pressions interstitielles à leur dissipation en chargement non-drainé.

La capacité transitoire croissant avec la densité en chargement drainé n'est pas spécifiée dans le modèle. Il s'agit d'une conséquence directe de la contrainte de dilatation (équation (14)) et de son implémentation en hyperplasticité.

Comme le montrent les figures 2 et 3, HySand est à même de reproduire les résultats de test monotones pour toute densité de sable fin de Karlsruhe.

4.2. Résultats pour tests cycliques

Une des limitations majeures des modèles constitutifs de sable disponibles aujourd'hui est leur incapacité à reproduire le rythme d'accumulation de la pression interstitielle lors d'essais cycliques contrôlés en contrainte ; à savoir, une première phase d'accumulation importante lors du premier cycle qui diminue progressivement, pour ensuite entrer dans une seconde phase où le rythme d'accumulation s'accélère. HySand capture la première phase fidèlement, comme le montre la comparaison des résultats aux données dans la figure 4. Ceci est possible grâce à la combinaison de la dépendance sur la pression de la contraction et aux multiples surfaces de plasticité. L'initiation de la deuxième phase est, elle aussi, fidèlement reproduite par HySand. Cependant le modèle est incapable de capturer les cycles de liquéfaction.

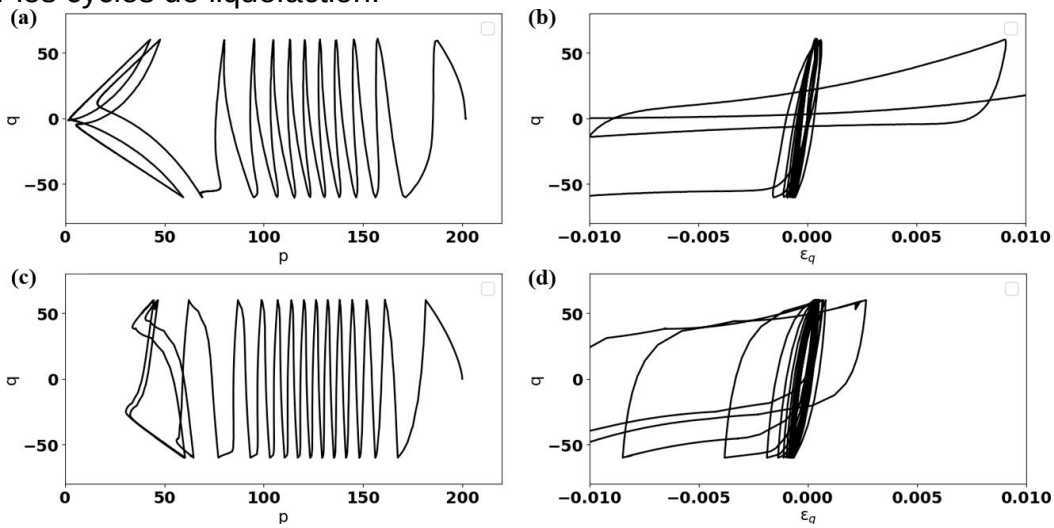


Figure 4. Test cyclique non-drainé contrôlé en contrainte sur du sable fin de Karlsruhe de densité medium: (a) et (b) données par Wichtmann et Triantafyllidis (2016a), (c) et (d) modélisations

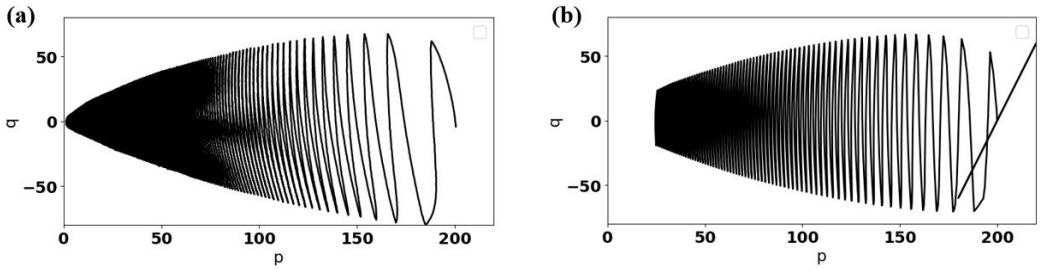


Figure 5. Test cyclique non-drainé contrôlé en déformation sur du sable fin de Karlsruhe de densité médium: (a) données par Wichtmann et Triantafyllidis (2016a), (b) modélisation

L'accumulation de pression interstitielle lors d'un test cyclique contrôlé en déformation (avec un premier cycle drainé représenté dans la simulation, figure 5), est bien reproduite par HySand grâce à la dépendance de la contraction sur la pression.

5. Conclusions

Dans la présente étude, HySand, un nouveau modèle constitutif en contrainte effective pour les sables, a été présenté et ses résultats comparés à des données triaxiales. Grâce à ses multiples surfaces de plasticité, à une contraction dépendant de la pression et à un mécanisme volumique dépendant de la densité et de l'anisotropie, HySand est capable de reproduire le comportement des sables de densités variées sous chargements monotones comme cycliques, à l'exception des cycles de liquéfaction. Ces résultats permettent d'envisager avec confiance la future implémentation d'HySand dans un code aux éléments finis avec l'objectif de simuler le chargement cyclique d'un monopieu d'éolienne offshore.

L'activité présentée dans ce papier a été financée par Ørsted.

Références bibliographiques :

Byrne, B.W., et al. (2020). PISA design model for monopiles for offshore wind turbines: application to a stiff glacial clay till. Géotechnique (70), 1030-1047.

Duque, J., Yang, M., Fuentes, W., Mašín, D., Taiebat, M. (2021) Characteristic limitations of advanced plasticity and hypoplasticity models for cyclic loading of sands. Acta Geotech.

Germain, P., Nguyen,Q.S., Suquet, P. (1983) Continuum thermodynamics, Trans. ASME J. Appl. Mech., 50 (4B), pp. 1010-1020

Halphen, B., Nguyen, Q. (1975). Sur les matériaux standard généralisés. Journal de Mécanique. 14. 39-63.

Houlsby, G.T. (1992). Interpretation of Dilation as a Kinematic Constraint. Proceedings of the Workshop on Modern Approaches to Plasticity, Horton, Greece, June 12-16, 19-38.

Houlsby, G.T and Mortara, G. (2004). A continuous hyperplasticity model for sands under cyclic loading. Proc. Int. Conf. on Cyclic Behaviour of Soils and Liquefaction Phenomena, Bochum, Germany, 31 March - 2 April.

Houlsby, G.T., Puzrin, A. (2006). Principles of hyperplasticity. Berlin: Springer.

Houlsby, G.T. & Abadie, C.N., Beuckelaers, W., Byrne, B.W. (2017). A model for nonlinear hysteretic and ratcheting behaviour. International Journal of Solids and Structures. 10.1016/j.ijsolstr.2017.04.031.

Mróz, Z. (1967). On the description of anisotropic work hardening. Journal of the Mechanics and Physics of Solids(15), 163-175.

Matsuoka H, Nakai T. (1974) Stress-deformation and strength characteristics of soil under three different principal stresses. Proceedings of JSCE 1974 (232), 59–74.

Prevost, J.H. (1977). Mathematical modelling of monotonic and cyclic undrained clay behaviour. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics 1, No. 2, 195–216.

Wichtmann, T. (2016). Soil behaviour under cyclic loading - experimental observations, constitutive description and applications. Habilitation thesis.

Wichtmann, T., Triantafyllidis, T. (2016a). An experimental data base for the development, calibration and verification of constitutive models for sand with focus to cyclic loading. Part I - tests with monotonic loading and stress cycles. Acta Geotechnica. 11. 739-761.

Wichtmann, T., Triantafyllidis, T. (2016b). An experimental data base for the development, calibration and verification of constitutive models for sand with focus to cyclic loading. Part II - tests with strain cycles and combined loading. Acta Geotechnica (11), 763-774.

Ziegler, H. (1977). An introduction to thermomechanics, North Holland, Amsterdam, 355pp.

DIGUES EXPERIMENTALES EN SOL LIMONEUX TRAITE A LA CHAUX : EVALUATION SPATIALE APRES 7 ANS

EXPERIMENTAL DIKES IN SILTY SOIL TREATED WITH QUICKLIME: SPATIAL EVALUATION AFTER 7 YEARS

Lucile SAUSSAYE[1], Geetanjali DAS[2], Andry RAZAKAMANANTSOA[2], Erwann RAYSSAC[2], Dimitri DENEELE[2], Francesca LOSMA[3]
[1] *Cerema, Equipe Recherche ENDSUM, Blois, France*
[2] *Université Gustave Eiffel/GERS, Nantes, France*
[3] *Lhoist R&D, Nivelles, Belgique*

RÉSUMÉ – En septembre 2011, deux digues expérimentales ont été construites sur le site du Centre d'Expérimentation et de Recherche (CER) de Rouen, dont une en sol limoneux de classe GTR A1 traité à 2,5% de chaux vive. Le présent article présente la répartition spatiale des caractéristiques physico-chimiques, teneurs en eau et pH, des matériaux 7 ans après la construction, en environnement réel. L'effet du traitement persiste au cœur du remblai.

ABSTRACT – In September 2011, two experimental dikes were built on the CER platform in Rouen, one of which was built with a silty soil treated with 2.5% of quicklime. This paper describes the spatial distribution of the physico-chemical characteristics, water contents and pH, of the materials 7 years after the construction, in real environment. The effect of the treatment persists in the core of the fill.

1. Introduction

En septembre 2011, sur le site du Centre d'Expérimentation et de Recherche (CER) de Rouen, deux digues expérimentales ont été construites dans le cadre du projet "Digues et Ouvrages Fluviaux : Erosion, Affouillements et Séismes", DOFEAS, en partenariat avec Lhoist. L'une d'elle est construite en sol limoneux de classe GTR A1, l'autre avec le même sol traité à 2,5% de chaux vive (CaO), compacté du côté humide de l'optimum Proctor normal (OPN).

L'objectif pour Lhoist est de développer le traitement des sols à la chaux aux ouvrages hydrauliques (digues, canaux…) et de vérifier, en vraie grandeur, les résultats de laboratoire acquis au cours de programmes de recherche antérieurs. La mise en œuvre des deux ouvrages a fait l'objet d'un contrôle régulier de teneur en eau, densité, épaisseur des couches, etc. afin d'enregistrer l'état initial de ces ouvrages. L'évolution des caractéristiques mécaniques, hydrauliques et de tenue à l'érosion des digues, sèches, soumises aux conditions météorologiques, est suivie pendant 2 ans dans le cadre du projet DOFEAS (Makki-Szymkiewicz et al., 2015 ; Charles et al., 2015 ; Saussaye et al., 2020).

Cet article présente la distribution spatiale des caractéristiques physico-chimiques, teneurs en eau et pH, des matériaux de la digue en limon A1 traité à 2,5% CaO laissés en environnement réel durant 7 ans, mesurées à l'occasion de la déconstruction des ouvrages, les 3 et 4 octobre 2018. Cette déconstruction entre dans le cadre du projet "Enhanced Geotechnical Investigation and DEsign for sustainable development", EGIDE. La méthodologie de déconstruction est détaillée par Saussaye et al. (2020). D'autres caractéristiques physico-chimiques, microstructurales et mécaniques du limon traité ont

été mesurés au cours de l'étude globale de la digue après 7 ans en environnement réel. Ils sont présentés par Das et al. (2021).

2. Description de la digue en limon traité à la chaux construite en 2011

La digue en sol limoneux traité à la chaux a un profil en travers asymétrique (pentes de 3H/2V et 2H/1V) (Figure 1). Sa longueur est égale à 21,00 m en crête et 28,20 m à la base, sa largeur à 4,00 m en crête et 10,30 m à la base, sa hauteur à 1,80 m (6 couches de 30 cm).

Le sol limoneux utilisé provient de la carrière Lhoist de Marche-les-Dames (Belgique). Il est de classe A1 selon la norme NF P11-300 (CETE Normandie-Centre, 2012 ; Charles *et al*., 2013). La chaux vive est de type Proviacal®DD CL90-Q. La production du matériau traité de manière homogène a été réalisée grâce à un traitement dans une centrale de malaxage mobile à grande homogénéité (mouture 0/20 mm). Le sol traité a été compacté avec un compacteur à pieds dameurs VP5.

Les mesures réalisées au cours de la construction de la digue donnent une teneur en eau moyenne de 19,4% (soit w_{OPN}+1,9%) et une masse volumique apparente sèche moyenne de 1,67 t/m^3 (soit un taux de compactage moyen supérieur à 96,7% ρ_{dOPN}).

3. Digues, prélèvements d'échantillons et méthodes

3.1. Méthodologie de prélèvement

La déconstruction de la digue en limon traité à la chaux a été l'occasion d'effectuer des prélèvements de matériaux au niveau des talus des digues, afin d'évaluer leurs caractéristiques physiques, mécaniques, hydrauliques et microstructurales (Saussaye et al., 2020). Les objectifs sont de mesurer les propriétés des matériaux à long terme et d'évaluer leur homogénéité. Seules les valeurs de teneurs en eau et de pH sont présentées ici.

Les talus de la digue ont d'abord été décapés, dégagés de la terre végétale et de la végétation qui la recouvrait. Ensuite, 4 tranchées ont été ouvertes dans les talus (Figure 2). Les tranchées n'ont pas atteint le cœur de la digue, notamment en raison du suivi de 2 ans opéré dans le cadre du projet DOFEAS, qui l'a affecté par la réalisation de différents sondages et essais destructifs antérieurement. Les tranchées permettant d'accéder à 4 profils en travers de talus de la digue, notés T1 à T4, T1 et T2 étant localisés au sud-ouest, T3 et T4 au nord-est de l'ouvrage (Figure 1). Les tranchées T1 et T3 ont été positionnées de manière aléatoire le long de la digue. Les tranchées T2 et T4 ont été positionnées approximativement en face des tranchées T1 et T3, sur le talus opposé de la digue. Leur largeur est de l'ordre de 60 cm.

Chaque profil a fait l'objet de prélèvements d'échantillons remaniés pour la caractérisation physico-chimique du limon traité, juste après l'ouverture de la tranchée. L'espacement des prélèvements est de 30 cm sur la hauteur et de 30 cm sur la largeur des talus de la digue, permettant un prélèvement au cours des 2h suivant l'ouverture. Les échantillons sont conservés dans des sacs hermétiquement fermés et transportés au laboratoire.

L'objectif est de vérifier l'homogénéité des caractéristiques physico-chimiques du limon traité à la chaux au sein de l'ouvrage, de voir leur évolution de la surface des talus au cœur du remblai et de comparer les valeurs mesurées par rapport aux valeurs obtenues lors de la construction.

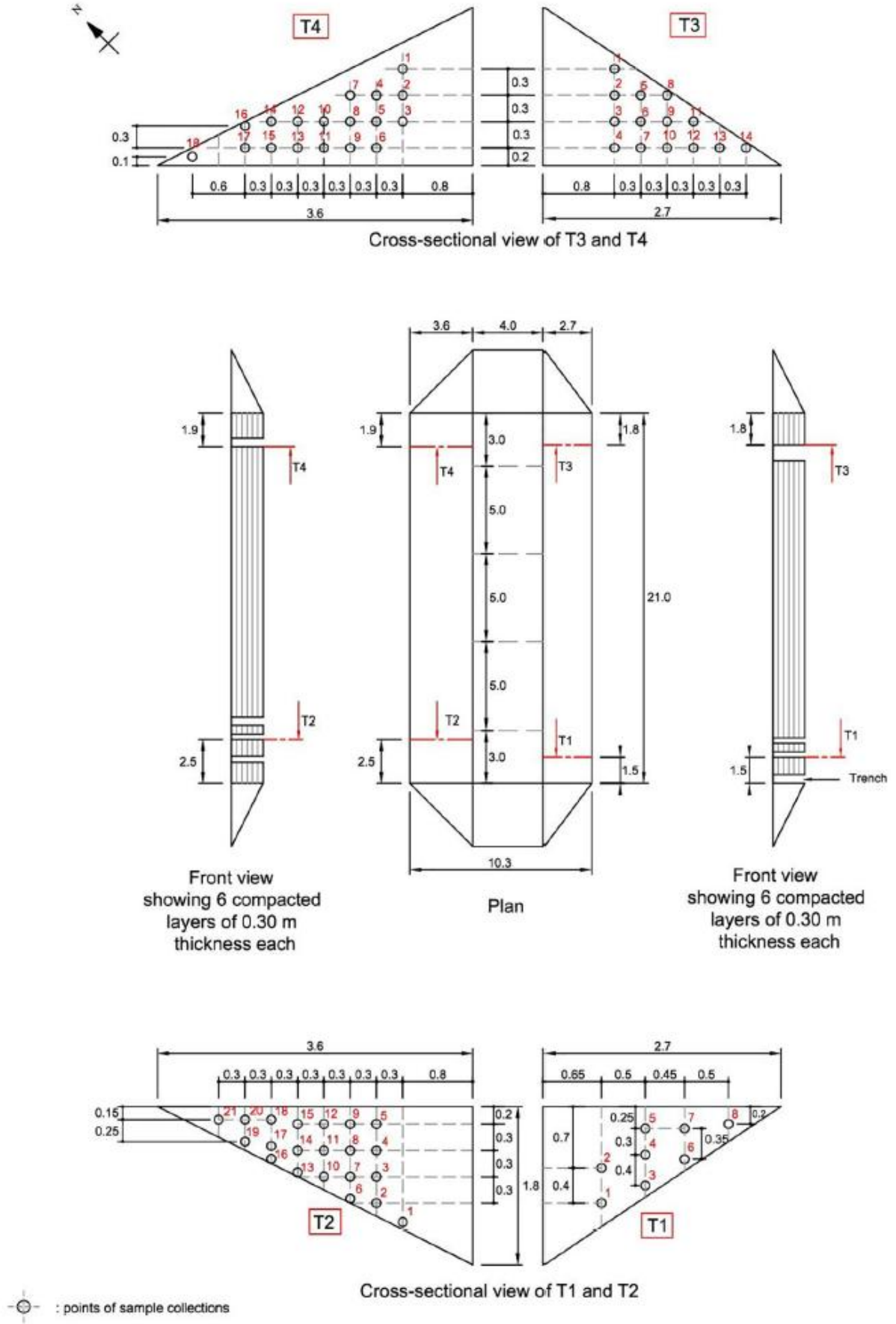


Figure 1. Vues de la digue en limon traité et profils de prélèvement (*unité : m*).

Figure 2. Tranchée excavée dans le talus de la digue en limon traité (T2) et points de prélèvement d'échantillons remaniés.

3.2. Méthodologie d'essais en laboratoire

Parmi toutes les mesures présentées par Saussaye et al. (2020) et Das et al. (2021), les caractéristiques physico-chimiques des échantillons remaniés présentées dans cet article sont :

- la teneur en eau, mesurées à l'étuve à 105°C (ASTM D2216, 2010), qui permet d'évaluer son évolution par rapport à la teneur en eau lors de la mise en œuvre
- le pH, mesuré avec un pHmètre HI 2210 (ISO 10390, 2005), qui permet d'évaluer la carbonatation du limon traité à la chaux exposé à l'environnement et le potentiel déroulement de réactions pouzzolaniques

La distribution spatiale des valeurs de teneur en eau et de pH des 60 échantillons prélevés au sein de la digue en limon traité est représentée à partir du logiciel Surfer 13.

4. Résultats

4.1. Distribution de teneurs en eau

La Figure 3 présente la distribution des teneurs en eau au sein des talus de la digue en limon traité. Les teneurs en eau mesurées sont inégalement réparties entre 17,0 et 19,3%. Elles tendent à augmenter depuis la surface vers la profondeur.

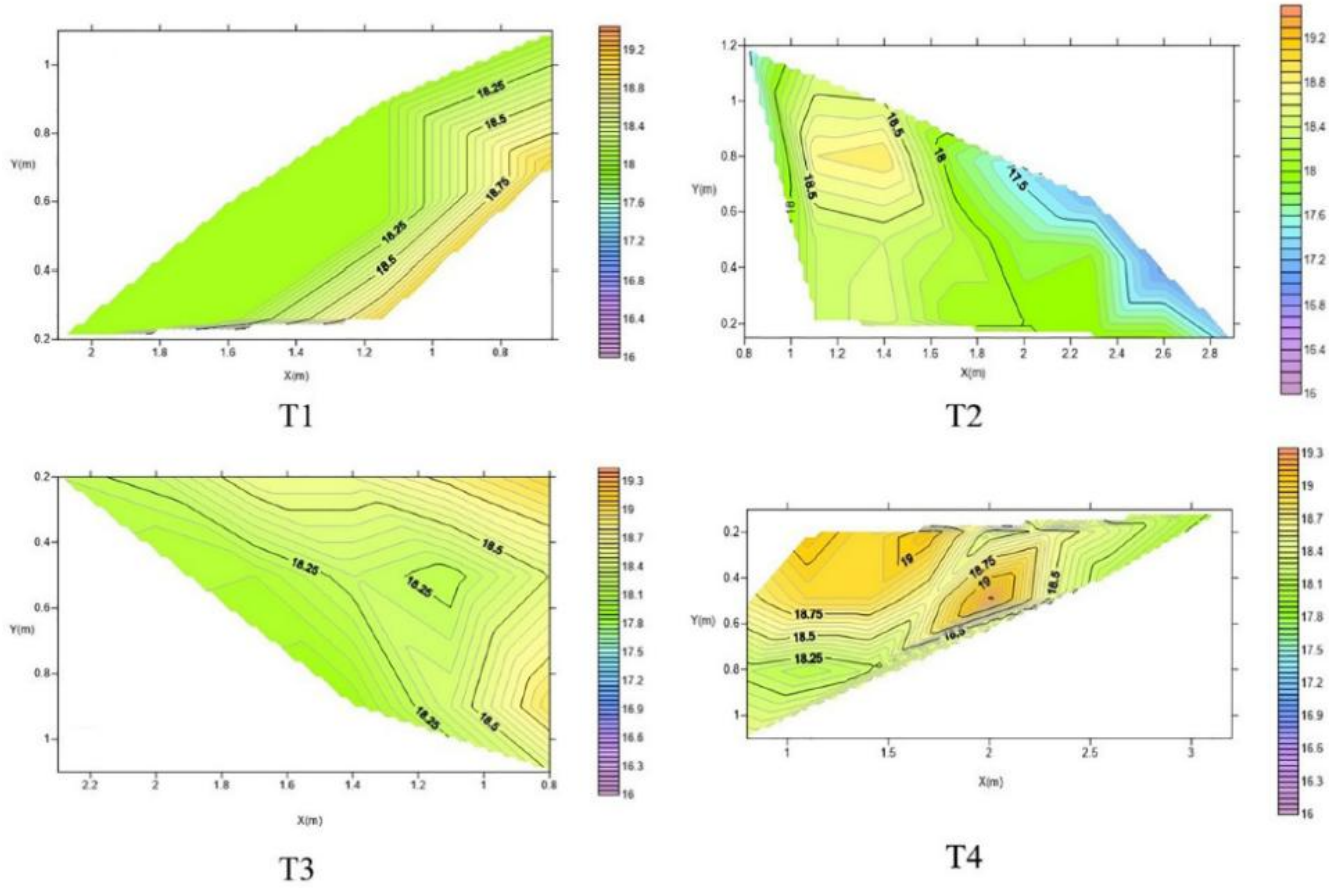


Figure 3. Courbes de distribution de la teneur en eau (%) au niveau des profils en travers de la digue en limon traité à la chaux.

4.2. Distribution de pH

La Figure 4 présente la distribution des valeurs de pH au sein des talus de la digue en limon traité. Les valeurs de pH mesurées sont comprises entre 11,1 et 11,7. Cette gamme de valeurs reste restreinte.

4.3. Effet à long terme du traitement à la chaux vive sur la distribution des valeurs de teneur en eau et de pH au cœur de la digue

La teneur en eau moyenne de la digue en limon traité à la chaux à la fin de sa construction était de 19,4%. La diminution maximale de la teneur en eau au cœur de la digue, après 7 ans en environnement réel, est de 2% (Figure 3).

De plus, la distribution de teneur en eau au sein de la digue en limon traité à la chaux ne varie pas significativement en fonction de la profondeur. La plupart des échantillons prélevés dans le cœur de la digue montre des valeurs de teneurs en eau comprises entre 18,0 et 19,3%. La distribution de teneur en eau reste donc homogène.

Cela peut être attribué au malaxage du limon en centrale ainsi qu'au mode de compactage utilisé lors de la construction, comme indiqué par Makki-Szymkiewicz et al. (2015).

Cela souligne également la capacité de rétention d'eau à long terme du limon traité à la chaux.

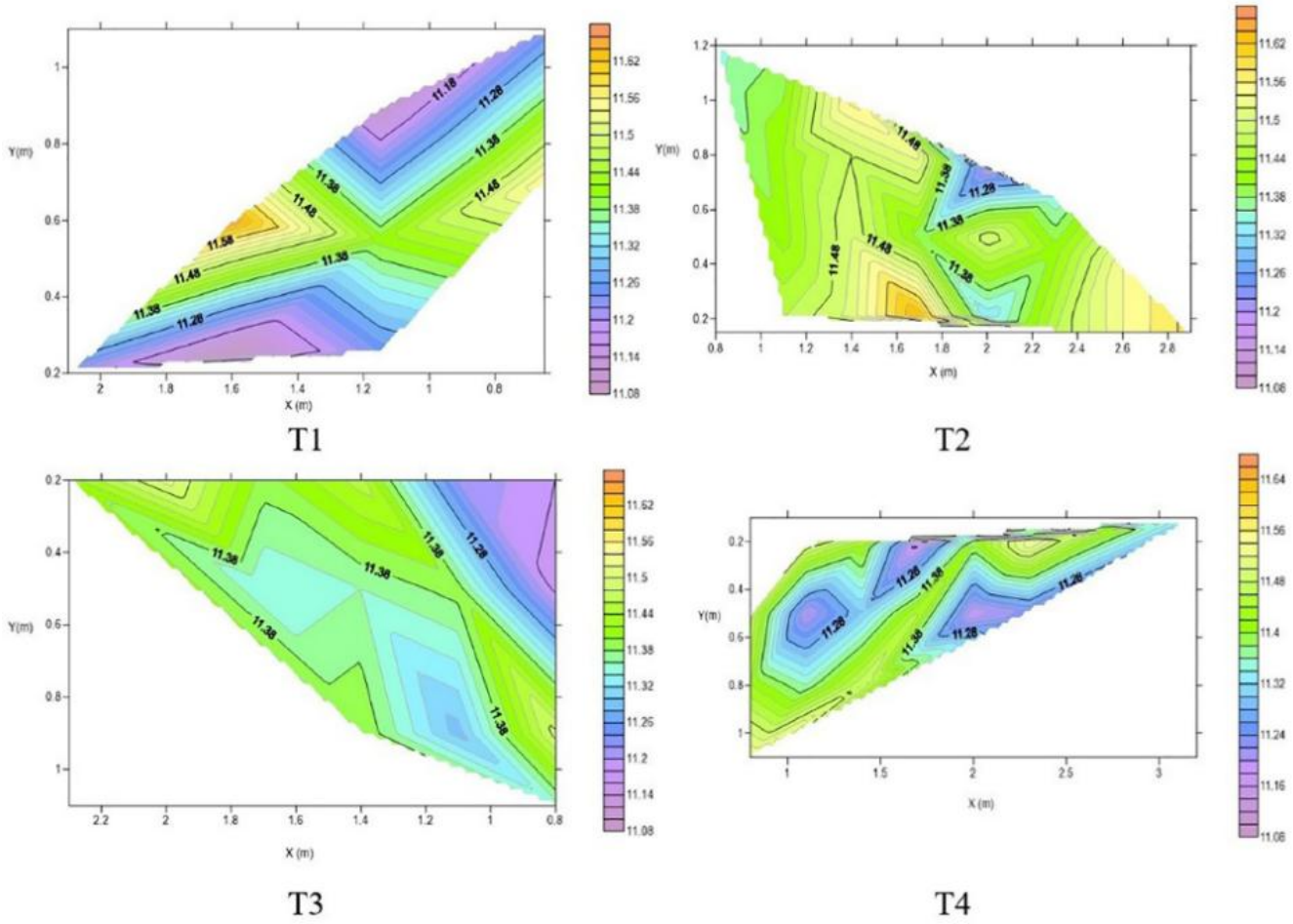


Figure 4. Courbes de distribution du pH (-) au niveau des profils en travers de la digue en limon traité à la chaux.

La chaux vive augmente le pH du sol naturel par la libération d'ions hydroxyles OH^- dans le milieu sol-eau-chaux (Little, 1995). Cependant, l'ensemble des échantillons de limon traité à la chaux testés montrent une valeur de pH supérieurs à 11 (Figure 4), mais plus faible que 12,4, correspondant au pH d'une solution saturée en hydroxyde de calcium $Ca(OH)_2$, valeur qui permet de définir le point de fixation de la chaux.

Cette diminution de valeur de pH peut être attribuée à la consommation de la chaux au cours du temps (temps de cure), tel que démontré par De Bel et al. (2013).

La distribution uniforme des valeurs de pH, entre 11,1 et 11,7, peut être attribuée aux conditions de réalisation de la digue en limon traité, notamment au malaxage homogène du limon et de la chaux vive en centrale.

5. Conclusions

Le présent article présente les caractéristiques physico-chimiques, teneurs en eau et pH, d'une digue en limon traité à 2,5% de chaux vive, 7 ans après sa construction, en environnement réel.

Les résultats des essais de caractérisation des matériaux confirment une stabilité des caractéristiques physico-chimiques du sol limoneux traité à la chaux à long terme. L'effet de la chaux persiste au cœur de la digue en limon traité à la chaux, ce qui est démontré par des valeurs de pH supérieures à 11 et des variations de teneurs en eau en cœur de la digue inférieures à 2% par rapport à la teneur en eau moyenne mesurée lors de la

construction. Ceci souligne la capacité de rétention d'eau à long terme du limon traité à la chaux.

D'autres résultats d'essais sur le comportement de la digue en limon traité sont présentés par Das et al. (2021). Par exemple, une réflexion est menée sur la couche superficielle des talus de la digue en limon traité, afin d'évaluer la profondeur du front de carbonatation, en présence d'une couche de terre végétale de couverture et suite au développement de la végétation sur l'ouvrage.

Par ailleurs, suite à la première phase de déconstruction d'octobre 2018, d'autres phases de déconstruction ont été organisées afin de confirmer les premiers résultats obtenus et d'améliorer la connaissance relative à la carbonatation du limon traité désormais exposé à l'air libre et à l'environnement.

6. Références bibliographiques

ASTM, D2216 (2010). Standard Test Methods for Laboratory Determination of Water (Moisture) Content of Soil and Rock by Mass (Annual Book of ASTM Standards).

CETE Normandie-Centre (2012). Opération de recherche DOFEAS - 11R103 - Digue sèche en limon traité à la chaux - Réalisation de l'ouvrage. CER10GIE0001/01, version v1.1.

Charles I., Herrier G., Chevalier Ch., Durand E. (2013). La digue expérimentale du CER de Rouen : un ouvrage hydraulique en vraie grandeur en sol traité à la chaux. 2ème colloque national Digues 2013, 12-14 juin 2013, Aix-en-Provence, France.

Charles I., Herrier G., Chevalier Ch., Durand E. (2015). A real scale experimental dike in lime-treated soil.XVI ECSMGE, 13-17 septembre 2015, Edimbourg, Ecosse.

Das G., Razakamantsoa A., Herrier G., Saussaye L., Lesueur D., Deneele D. (2021). Evaluation of the long-term effect of lime treatment on a silty soil embankment after seven years of atmospheric exposure: Mechanical, physicochemical, and microstructural studies. Engineering Geology, 281, 105986.

De Bel, R., Gomes Correia, A., Duvigneaud, P.H., Francois, B., Herrier, G., Verbrugge, J. C. (2013). Evolution mécanique et physico-chimique à long terme d'un sol limoneux traité à la chaux. Colloque TerDOUEST.

ISO 1390 (2005). Qualité du sol — Détermination du pH.

Little, D.N. (1995). Handbook of Stabilization of Pavement Subgrades and Base Courses with Lime. Lime Association of Texas, USA, 245 p.

Makki-Szymkiewicz L., Hibouche A., Taibi S., Herrier G., Lesueur D., Fleureau J.-M. (2015). Evolution of the properties of lime-treated silty soil in a small experimental embankment, Engineering Geology. 191, 8–22.

Saussaye L., Das G., Razakamantsoa A., Rayssac E., Deneele D., Chevalier Ch., Battist L., Herrier G., Lesueur D., Poncelet N., Jacqueline D., Forumentin M., Maisonnave C., Durand E., Ranaivomanana H. (2020). Digues expérimentales du CER de Rouen en sol limoneux traité à la chaux et non traité : évolution après 7 ans, 10th JNGG.

Environnement, risques naturels ou anthropiques, enjeux sociétaux

FIBRES OPTIQUES, SISMOLOGIE ET GEOTECHNIQUE POUR VILLE INTELLIGENTE : LE PROJET DASARA À LYON

OPTICAL FIBERS, SEISMOLOGY AND GEOTECHNICS FOR SMART CITIES: THE DASARA PROJECT IN LYON

Julie RODET[1], Stéphane BRÛLÉ[1], Benoît TAUZIN[2], Destin NZIENGUI[3,4], Mohammad AMIN PANAH[2], Olivier COUTANT[3], Philippe GUÉGUEN[3], Kristell MICHEL[5], Vincent LANTICQ[4], Raphaël ROLLET[6], Jérôme GRANGER[7], Olivier DEPRÊT[6]
[1] *Ménard, Chaponost, France*
[2] *LGLTPE - Université Claude Bernard Lyon 1, Villeurbanne, France*
[3] *ISTerre - Université Grenoble Alpes, Grenoble, France*
[4] *Febus Optics, Pau, France*
[5] *École Normale de Lyon, Lyon, France*
[6] *Grand Lyon THD, Lyon, France*
[7] *Métropole de Lyon, Lyon, France*

RÉSUMÉ – Le réseau urbain de fibre optique transformé en réseau sismologique de grande envergure offre des perspectives sur l'analyse de la réponse dynamique des ouvrages de surface. Regroupés par typologie caractéristiques, par zones urbaines mais aussi par classes de sol, les bâtiments, idéalisés en oscillateurs, émettent à leur base des signaux qu'il convient ensuite de pointer sur les enregistrements de la fibre optique.

ABSTRACT – The urban deployment of fiber optic network diverted to a large-scale seismological network offers perspectives on the analysis of the dynamic response of surface structures. Grouped by characteristic typology, by urban districts but also by soil classes, the buildings, idealized as oscillators, emit signals at their base which should then be plotted on the fiber optic data.

1. Introduction

Une ville intelligente ou « ville connectée » est une ville utilisant avantageusement les technologies de l'information et de la communication pour améliorer la qualité des services urbains ou réduire leurs coûts en utilisant des capteurs permettant de gérer et valoriser les ressources et les actifs. Parmi ces réseaux déjà en place en milieu urbain et péri-urbain, la fibre optique est une technologie faisant l'objet de l'attention des sismologues. En effet, la technique de Distributed Acoustic Sensing (D.A.S.) permet la mesure de déformation de la fibre optique dans l'axe et en chaque point de la fibre.

En plus des signaux telluriques, les bâtiments de la couverture urbaine représentent des oscillateurs sources de signaux additionnels transmis dans le sol. Une exploitation potentielle du réseau de fibres optiques serait par exemple d'identifier les signaux sismiques émis par ces bâtiments. Pour identifier la signature de ces ouvrages, une approche théorique préalable d'interaction sol-structure sous sollicitation sismique est un prérequis, afin ensuite d'identifier ces informations sur les enregistrements issus du réseau de fibres optiques.

2. Les bâtiments dans le rôle « d'oscillateurs urbains »

La propagation des ondes sismiques induit du balancement au niveau des bâtiments ainsi que des efforts internes au droit des fondations (Pecker, 1986; Belmouden et Lestuzzi, 2006). Soumis à des forces d'inertie, les bâtiments tentent de préserver leur équilibre en transmettant des efforts à leur sol support. Le couplage du système de fondation des bâtiments avec le terrain est ainsi à l'origine de l'interaction sol – structure inertielle (ISS)

dans le cadre de laquelle la structure devient elle-même une source d'oscillations transmises vers le sol. Le signal sismique entrant, appliqué à la base de tous les ouvrages, est déjà lui-même le résultat d'une propagation complexe au sein des bassins sédimentaires. Le net contraste d'impédance sismique entre le substratum sismique (matériau de consistance rocheuse caractérisé par des vitesses d'ondes de cisaillement V_S supérieures à 800 m/s) et les sols de couverture est notamment à l'origine d'amplification des signaux mesurés en surface. Ces phénomènes spectaculaires d'amplification avec les dégâts associés sur le bâti ont été abondamment documentés suite aux séismes de Mexico du 19 septembre 1985 (AFPS, 1985) et du 19 septembre 2017 (AFPS, 2018).

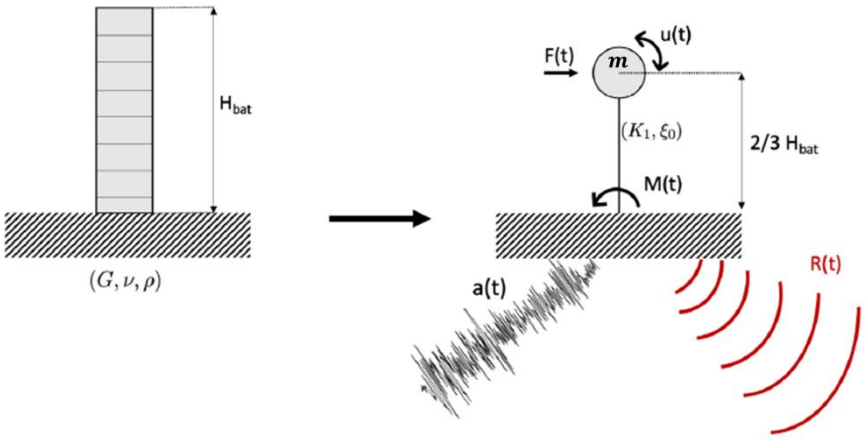


Figure 1. Principe du bâtiment régulier à étages identiques (à gauche) modélisé en oscillateur ancré dans le sol, avec une masse concentrée m à la hauteur $H=2/3.H_{bâtiment}$. La raideur de l'ouvrage est K_1 et sont amortissement est ξ_0 (Rodet, 2021). Les oscillations du bâtiment sous l'action du signal entrant caractérisé par une accélération a(t), génèrent une émission de signal vers le sol. M(t) est le moment au niveau de la fondation, F(t), l'effort horizontal et u(t) le déplacement de la masse m. Le sol est caractérisé par ses paramètres élastiques G, le module de cisaillement et v, le coefficient de Poisson ains que par son poids volumique ρ ($kg.m^{-3}$).

Dans cet article, nous utilisons le référentiel de la norme EN 1998, communément appelée Eurocode 8 ou EC8 pour caractériser les classes de sol. Dans le formalisme forfaitaire de cette norme, la morphologie des spectres de réponse élastique des bâtiments à risque normal (accélération ($m.s^{-2}$) versus période fondamentale T (s) du bâtiment), est déterminée par la classe de sol. Les autres paramètres tels que l'accélération au rocher (fonction de la zone géographique du territoire national) et la catégorie d'importance de l'ouvrage, interviennent dans l'amplitude du spectre. Par cette approche, ces spectres prennent implicitement en compte les effets cinématiques, c'est-à-dire le déplacement du sol en champ libre. La classification des sols permet de définir des bornes hautes et basses de vitesses d'ondes de cisaillement, sur la base de valeurs fournies par l'EC8 pour chaque classe de sol.

Les effets inertiels de l'interaction sol-structure au niveau des fondations, c'est-à-dire le déplacement et les efforts, peuvent être obtenus par modélisation du système mécanique {bâtiment, fondations} par un jeu de modèles analogiques reproduisant le comportement élastique ou visco-élastique, à la fois du bâtiment dans son ensemble et à la fois des interfaces sol-fondation (Guéguen et al., 2002 ; Brûlé et Cuira, 2018). Ces modèles peuvent avoir un ou plusieurs degrés de liberté. Les types de degrés de liberté sont par exemple la translation horizontale et la rotation dans le plan vertical. En Figure 1 on illustre un cas d'oscillateur dont la base est simplement ancrée dans le sol.

D'un point de vue expérimental, les enregistrements de vibrations in situ fournissent les caractéristiques modales des ouvrages et s'avèrent ainsi être des outils fondamentaux pour évaluer la vulnérabilité du bâti existant (Farsi et Bard, 2004). Toutefois, la mise en oeuvre de telles mesures demeure délicate dans les zones urbaines du fait de la présence de nombreux réseaux et acteurs économiques (Guéguen et al., 2019). Contrairement aux mesures ponctuelles avec capteurs conventionnels, les signaux enregistrés en permanence par les systèmes d'écoute sismique distribuée D.A.S. (Distributed Acoustic Sensing) pourraient fournir d'autres possibilités observationnelles, en donnant accès à une multitude de données expérimentales le long des réseaux de fibre optique urbains.

3. Le projet D.A.S.A.R.A.

Le projet D.A.S.A.R.A. (Distributed Acoustic Sensing Auvergne-Rhône-Alpes) a été sélectionné dans le « Pack Ambition Recherche » par la Région (Tauzin et al., 2020). Le principe consiste à « détourner » une partie du réseau de télécommunications de la Métropole du Grand Lyon (superficie 700 km^2) en une antenne sismologique de grande ouverture et ultra-dense (Figure 2). La technique de Distributed Acoustic Sensing (D.A.S.) repose sur la mesure de délais de pulses laser émis à haute fréquence et réfléchis sur les petites hétérogénéités présentes dans la fibre (Zhan, 2020). L'analyse des déphasages entre pulses laser permet de quantifier la déformation dans l'axe de la fibre.

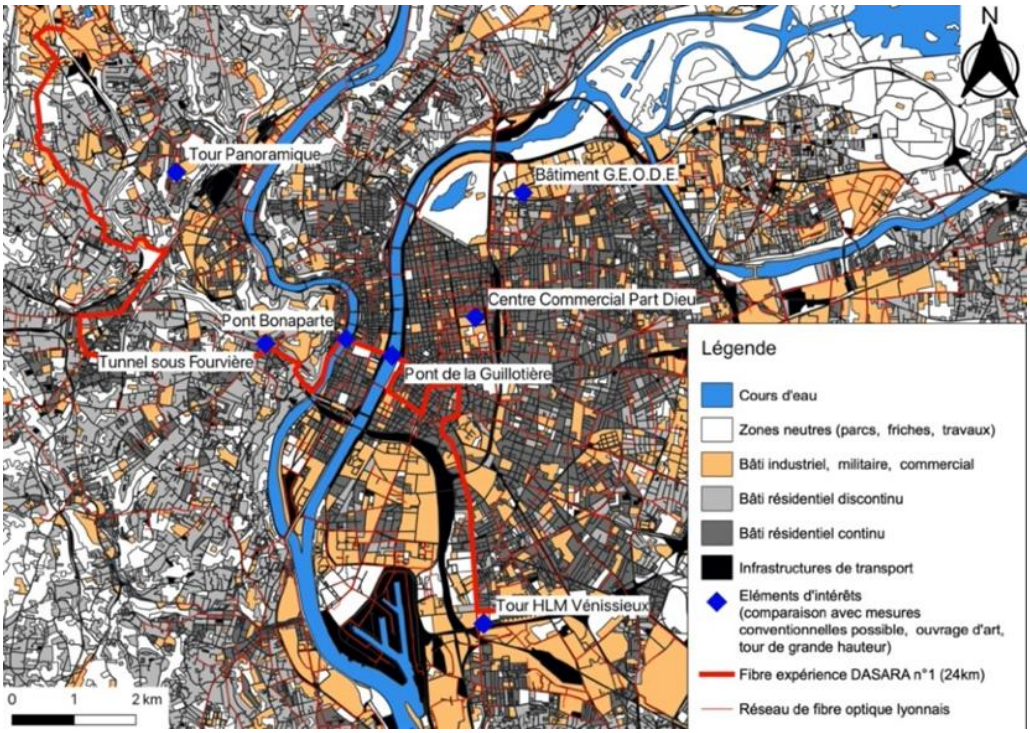


Figure 2. Carte représentant le réseau de fibre optique de l'agglomération lyonnaise (en rouge), les infrastructures de transport (en noir) et les différentes typologies de bâti identifiées.

Les premières données acquises au sein de la métropole de Lyon ont été obtenues à partir d'une route optique longue de 24 km s'étendant de Limonest, au nord-ouest, à Vénissieux, au sud-est (Figure 2). Cette route optique parcourt divers terrains géologiques, une grande variété de quartiers urbains (résidentiel plus ou moins dense, tours de faible, moyenne et grandes hauteurs) ainsi que plusieurs ouvrages d'art (ponts). La densité de mesure, correspondant ici à un capteur virtuel tous les 5 mètres, est équivalente au déploiement de 5 000 capteurs mono-composante. Le tracé de la fibre sur la Figure 2 concerne un bâti essentiellement résidentiel discontinu et continu (période fondamentale T entre 0.3 et 0.6 s (CETE, 2013)), avec quelques ouvrages d'intérêt tels

les ponts franchissant la Saône et le Rhône (T = 0.2 et 2.5 s) et les tours de moyenne à grande hauteur (T > 1.3 s).

4. Cartographie des sols selon l'EC8

Il s'agit d'identifier des zones sismo-géotechniques caractéristiques selon les critères de classification des sols de la norme EN 1998 (A à E). Les classes de sol permettent d'identifier des paramètres en petites déformation par défaut, comme le module de cisaillement G intervenant dans la définition des raideurs à l'interface sol-structure. L'étude paramétrique reposant sur la combinaison des classes de sol et de la typologie des ouvrages permettra d'appréhender un signal caractéristique à la base de ces ouvrages. La Figure 3 est une cartographie des classes de sol. Au droit du passage de la fibre étudiée (tracé en rouge), le sols rencontrés sont essentiellement de classe C (T_{sol}>0.2 s) ou D (T_{sol}>0.45 s). Les périodes sont décrites par leur borne inférieure car, vitesse V_s des ondes de cisaillement et épaisseur H_{sol} au droit du site interviennent dans la valeur de la période théorique $T_{sol} = 4H_{sol}/V_s$. Ces sols peuvent potentiellement solliciter à la résonance le bâti décrit en §3.

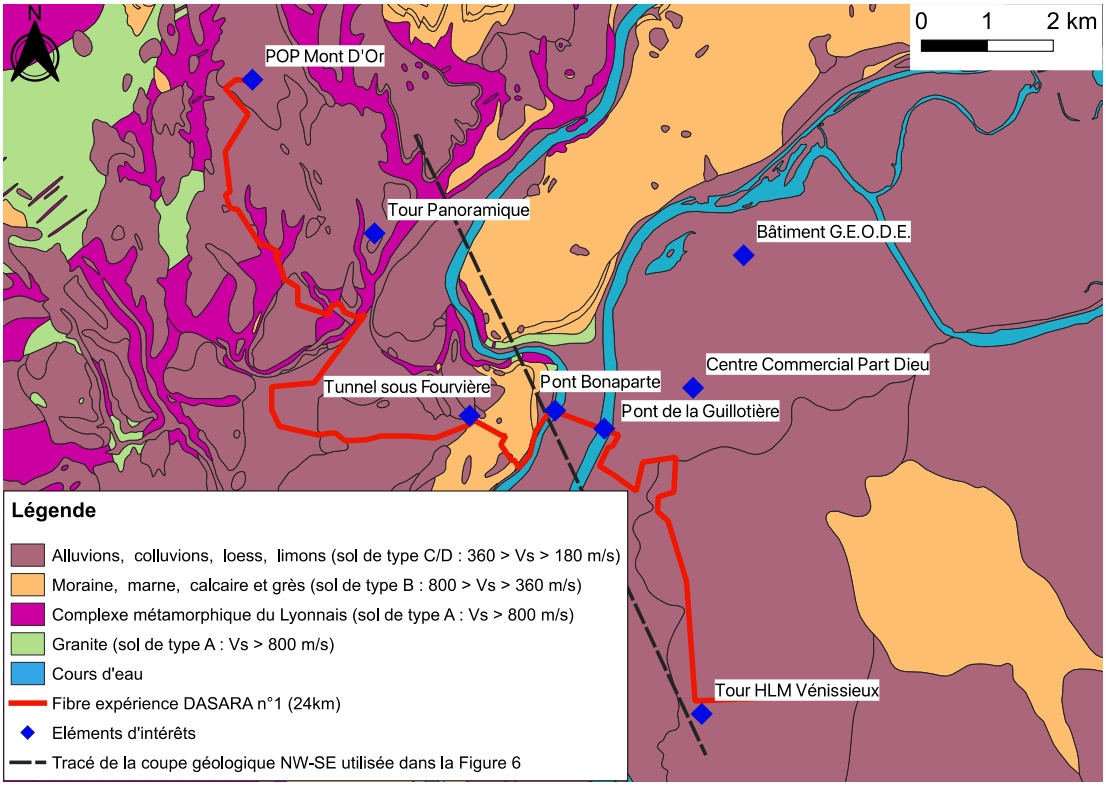


Figure 3. Identification des classes de sol EC8 à l'échelle de l'agglomération lyonnaise (Rodet, 2021).

5. Typologie des ouvrages classés par période fondamentale théorique

Au vu de la carte détaillée du bâti de la métropole de Lyon disponible par ailleurs (voir Rodet, 2021) mais non présentée ici, plusieurs catégories de bâtiments ont été identifiées.

Ces catégories ne sont pas exhaustives mais ont permis de simplifier la carte du bâti pour de future modélisation. Pour identifier les zones propices à l'ISS, une carte de rapport $T_{bât}/T_{sol}$ a été établie (Figure 4). La double approche bâti et sol permet de produire une carte avec moins de clusters. Ce rapport $T_{bât}/T_{sol}$ est un paramètre caractérisant l'ISS (Semblat et al., 2008 ; Kham et al., 2006). En effet, les caractéristiques vibrationnelles du sol et des bâtiment contrôlent l'influence de l'ISS. Ainsi, le phénomène de résonance est d'autant plus important que la période propre des bâtiments et la période fondamentale du

sol sont proches, $T_{bât}/T_{sol}$ ~ 1. La résonance induit un déplacement horizontal important du bâtiment et donc, une transmission d'une énergie significative au niveau des fondations. Dans ces conditions, il est possible d'identifier rapidement les zones géographiques de l'agglomération, au droit desquelles, la probabilité de capturer un signal fort est maximale.

La combinaison sol-bâti suggère que les cas de résonance maximale sont à rechercher au droit des tour de grande hauteur (Tour Panoramique et Part-Dieu). Cela signifie qu'en ces emplacements, l'énergie transmise par la fondation est plus significative qu'ailleurs et que la probabilité de capturer et d'identifier ce signal par la fibre optique, est plus élevée.

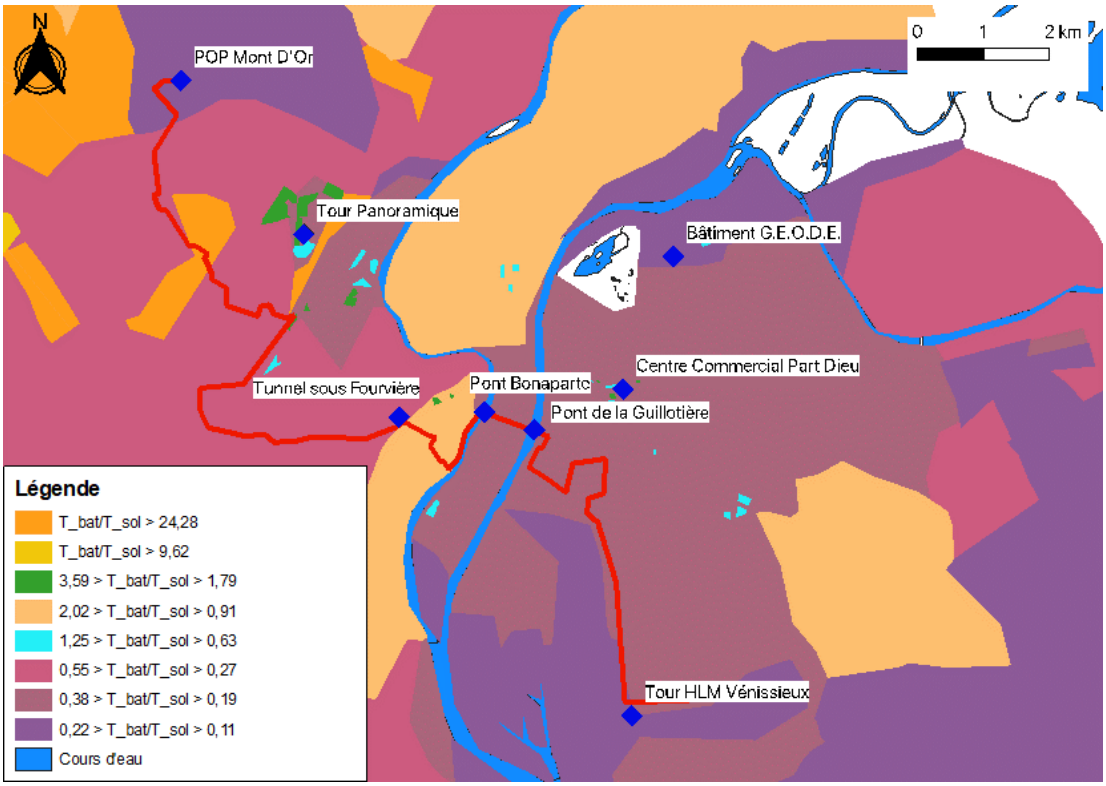


Figure 4. Distribution des bâtiments du tissu urbain de l'agglomération lyonnaise, regroupés par paramètre adimensionnel $T_{bâtiment}/T_{sol}$. $T_{bâtiment}$ et T_{sol} sont respectivement les périodes fondamentales du bâtiment et du sol (Rodet, 2021).

6. Premiers résultats

Afin d'avoir des points de comparaison pour valider les mesures optiques capturant la réponse dynamique de bâtiments, des enregistrements de bruit de fond sismique avec des sismomètres conventionnels ont été réalisés dans des bâtiments d'intérêt localisés dans l'agglomération lyonnaise. Il s'agit de mesure de type H/V et PSD. La méthode géophysique non-invasive H/V avec un mono-capteur est basée sur l'enregistrement du bruit de fond sismique. L'analyse des rapports spectraux des enregistrements vélocimétriques horizontaux / verticaux permet de pointer des pics que l'on rattache à des modes de vibration du sol et/ou du bâtiment. Une autre façon de représenter l'information enregistrée est d'utiliser, pour chaque composante x, y et z du capteur, la densité spectrale de puissance (DSP en abrégé, Power Spectral Density ou PSD en anglais) comme étant le carré du module de la transformée de Fourier, divisée par le temps d'intégration (Fifure 5). Comme pour la méthode H/V, il faut identifier des pics à rattacher à des modes de vibration.

En supposant que les bâtiments mesurés soient principalement sollicités horizontalement (hypothèse d'ondes planes), l'étude s'est concentrée sur l'analyse des composantes d'enregistrements est-ouest (E-W) et nord-sud (N-S) du bâtiment de 14

étages testé à Vénissieux près de Lyon. En corrélant les pics retrouvés sur les spectres des différents étages, des modes ont été mis en évidence en Figure 5. Les fréquences pointées peuvent correspondre à des modes en flexion et en torsion du bâtiment (Michael, 2011).

Par comparaison avec la fréquence fondamentale théorique en flexion attendue pour un ouvrage de telle hauteur, on rattache le pic à 1.6 Hz dans la direction E-W et celui à 1.8 Hz dans la direction N-S à la fréquence fondamentale en flexion (Figure 5). Pour le sol, la fréquence fondamentale a été pointée vers 0.9 Hz en utilisant plutôt les rapports spectraux H/V. Cette tour n'est donc pas susceptible d'entrer en résonance avec le sol.

La Figure 5 présente les spectres obtenus au rez-de-chaussée et au dernier étage de la tour de Vénissieux pour les deux composantes d'enregistrement horizontales. Les deuxième et troisième modes de la tour sont pointés à 2.3 Hz et 4.3 Hz dans les deux directions d'enregistrement. En revanche, le quatrième mode est pointé à 5.6 Hz dans la direction E-W et à 6.2 Hz dans la direction N-S. Un cinquième mode peut être pointé entre 7 et 8 Hz dans les deux directions. Quelle que soit la direction d'enregistrement, l'amplitude de la fondamentale augmente plus les étages sont élevés. Cependant, les harmoniques ont des amplitudes variables selon les étages. Par ailleurs, il peut être constaté que la signature spectrale du trafic routier (au-delà de 10 Hz) n'est clairement visible que dans les premiers étages et devient quasi-imperceptible en haut de la tour (Figure 5).

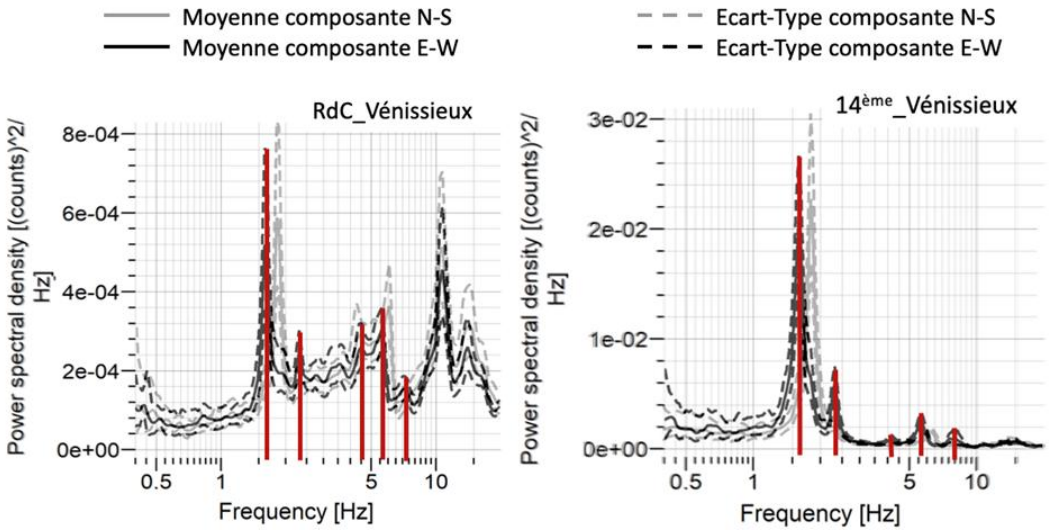


Figure 5. Spectres illustrant la réponse spectrale de la tour HLM de Vénissieux. Ces spectres ont été obtenus à partir de mesures de bruit de fond conventionnelles (Bard et al., 2008) réalisées à l'aide d'un capteur trois composantes Lennartz. Le traitement des données a été effectué avec le logiciel libre GEOPSY (Wathelet et al., 2020).

Par ailleurs, dans le cadre des premières exploitations des résultats issus de la fibre optique, la combinaison de la densité du DAS avec l'ouverture de 24 km (Figure 6) permet une exploration ciblée des sources responsables du bruit de fond sismique urbain. Pour le cas étudié, les données acquises le long de la route optique D.A.S.A.R.A. (Figure 6) sont dominées par les signaux associés au trafic routier (pente de ~15 m/s ≈ 50 km/h) et aux ponts sur le Rhône et l'autoroute A6 (bandes verticales de forte amplitude). La fenêtre temporelle vers 14h30 heure locale est propice à une excitation sismique d'origine anthropique avec un bruit plus marqué en amplitude vers la fin du profil (7 000 - 25 000 m), sur les rives gauches du Rhône et de la Saône. La variabilité en amplitude du signal associée au pont sur l'A6, vers 200 m de distance, est le résultat du trafic routier sur et sous le pont.

7. Conclusions

Le réseau urbain de fibre optique transformé en réseau sismologique de grande envergure montre tout son potentiel à capter la signature de sources de vibrations telluriques ou anthropiques. L'analyse effectuée dans le cadre du projet D.A.S.A.R.A. s'accompagne aussi de l'identification des signaux d'ouvrages caractéristiques comme les bâtiments, les ponts, etc. au moyen de méthodes géophysiques non invasives basées sur l'enregistrement du bruit de fond sismique. Ces données alimenteront une bibliothèque de signatures fréquentielles d'ouvrages, ou de quartiers, qui seront ensuite comparées aux informations issues du DAS. À elle seule, la méthode de bruit de fond appliquée aux ouvrages offre un vaste champ d'exploration (paramètres dynamiques de l'ouvrages, effets de l'interaction sol-structure, effets du vieillissement sur les matériaux constitutifs, effets climatiques (Mikael, 2011), modifications structurales (Ulm, 1993), etc.). Le projet D.A.S.A.R.A., en raison de sa densité et de son étendue, pourrait aussi permettre un suivi de l'évolution des caractéristiques vibratoires des structures sur le long terme et contribuer ainsi à la gestion de la maintenance des ouvrages urbains.

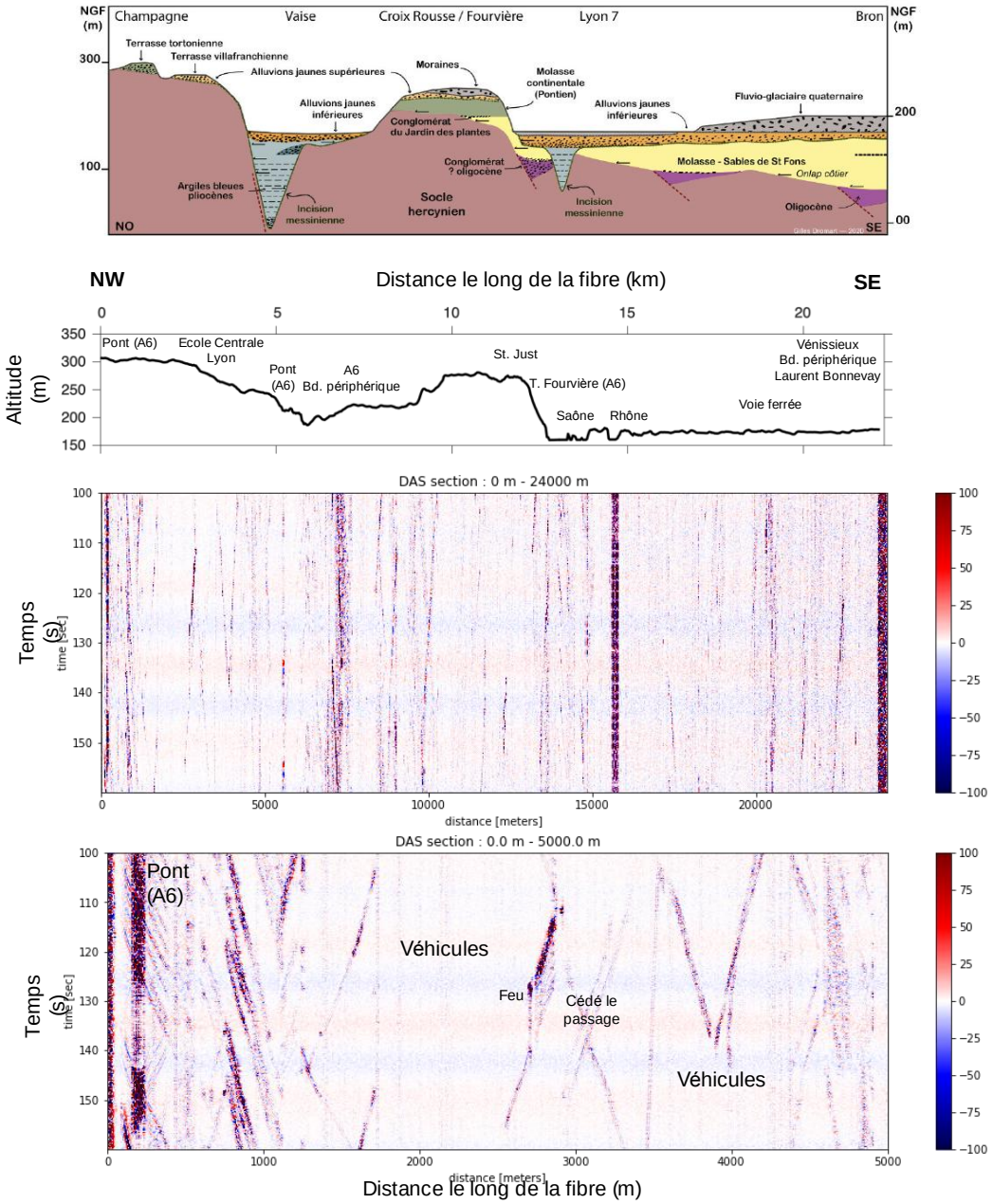


Figure 6. a) Coupe géologique NO/SE au niveau de l'agglomération lyonnaise (Source : Gilles Dromart, 2019). b) Profil topographique le long des 24 km de fibre utilisés pour la première acquisition du projet DASARA. c) 60 secondes de données sur les 24 km de fibres, Limonest étant situé à la distance 0 mètre. d) Zoom sur les 5 premiers kilomètres de fibre. La signature d'ouvrages (ponts) et véhicules est mise en évidence. Traitement et images effectués par D. Nziengui (FEBUS Optics/Université Grenoble Alpes).

8. Références bibliographiques

AFPS (1985). Le séisme de Mexico du 19 septembre 1985. Compte-Rendu de Mission.

AFPS (2018). Rapport de la Mission Post-Sismique sur le séisme du Mexique du 19 septembre 2017.

Bard P-Y. (2008). The H/V technique: capabilities and limitations based on the results of the SESAME project, Foreword. Bull. Earthq. Eng., 6, 1–2.

Belmouden Y., Lestuzzi P. (2006). Évaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments existants en Suisse. Rapport de Recherche, École Polytechnique Fédérale de Lausanne.

Brûlé S. et Cuira F. (2018). Pratique de l'Interaction sol-structure sous séisme. Application aux fondations et aux soutènements. Editions AFNOR.

CETE (2013). Prise en compte du risque sismique sur le patrimoine OA existant. Proposition de critères décisionnels pour une stratégie de renforcement.

Farsi M. N. and Bard P.-Y. (2004). Estimation des périodes propres de bâtiments et vulnérabilité du bâti existant dans l'agglomération de Grenoble. Revue française de génie civil, vol. 8, no. 2-3, pp. 149-179.

Guéguen P., Bard P.-Y. and Chávez-García F. J. (2002). Site-city seismic interaction in Mexico City–like environments: an analytical study. Bulletin of the seismological society of America, vol. 92, no. 2, pp. 794–811.

Guéguen P., Mercerat E. D., Singaucho J. C., Aubert C., Barros J. G., Bonilla L. F., Cripstyani M., Douste-Bacqué I., Langlaude P., Mercier S. et al. (2019). Metacity-quito: A semi-dense urban seismic network deployed to analyze the concept of metamaterial for the future design of seismic-proof cities. Seismological Research Letters, vol. 90, n° 6, pp. 2318–2326.

Kham M., Semblat J.-F., Bard P.-Y. and Dangla P. (2006). Seismic site–city interaction: main governing phenomena through simplified numerical models. Bulletin of the Seismological Society of America, vol. 96, n°5, pp. 1934–1951.

Mikael A. (2011). Evaluation des paramètres physiques des bâtiments: amortissement, fréquence et modes de comportementdes structures de génie civil: Approche expérimentale.

Pecker A. (1986). Comportement des fondations sous sollicitation sismique. Revue française de géotechnique, (37), 29-39.

RESIF (2020). Etude des effets d'interactions Sol – Structure sous sollicitation sismique à l'échelle de l'agglomération lyonnaise. Lettre n° 20 d'information du Réseau Sismologique et Géodésique Français p.12.

Rodet J. (2020). Étude des effets d'interaction sol – structure sous sollicitation sismique à l'échelle de l'agglomération lyonnaise. Rapport de stage Master 2 de L'ENS Lyon.

Semblat J.-F., Kham M. and Bard P.-Y. (2008). Seismic wave propagation in alluvial basins and influence of site-city interaction. Bulletin of the Seismological Society of America, vol. 98, n°6, pp. 2665–2678.

Tauzin B., Gueguen P., Coutant O., Lanticq V., Deprêt O., and Granger J. (2020). Distributed acoustic sensing Auvergne Rhône-Alpes, Pack Ambition Recherche de la région Auvergne Rhône-Alpes.

Ulm F., Clément J.L. and Argoul P. (1993), Coefficient de comportement : approche chute de fréquence, IIIème Colloque National Parasismique, St-Rémy-lès-Chevreuses.

Wathelet M., Chatelain J.-L., Cornou C., Di Giulio G., Guillier B., Ohrnberger M. and Savvaidis A. (2020). Geopsy: A User-Friendly Open-Source Tool Set for Ambient Vibration Processing. Seismological Research Letters, 91(3), 1878—1889.

Zhan Z. (2020). Distributed acoustic sensing turns fiberoptic cables into sensitive seismic antennas. Seismological Research Letters, vol. 91, n° 1, pp. 1–15.

DEVELOPPEMENT D'UNE METHODOLOGIE MULTI-ALEA POST-MINIER EN FRANCE

DEVELOPMENT OF A POST-MINING MULTI-HAZARDS METHODOLOGY IN FRANCE

Hippolyte DJIZANNE[1], Marwan AL HEIB[2], Aurélien GOUZY[1]
[1] Ineris, Parc Technologique ALATA, BP 2, 60550 Verneuil-en-Halatte, France
[2] Ineris, Campus ARTEM, 92 rue du Sergent Blandan, 54042 Nancy, France

RÉSUMÉ – Cet article a pour objectif de poser les bases méthodologiques pour l'évaluation des interactions entre les principaux aléas identifiés autour des mines abandonnées en France. Cette méthodologie a pour finalité de proposer un outil qui permettrait un aménagement et une gestion durable des bassins miniers français. Des matrices et des boucles sont utilisées pour visualiser et analyser les interactions entre les aléas.

ABSTRACT – This article aims to propose a methodology for evaluating the interactions between the main hazards identified around abandoned mines in France. The purpose of this methodology is to provide a tool that would allow the development and sustainable management of French mining areas. Matrices and loops are used to visualize and analyze interactions between hazards.

1. Introduction et méthodologie

En France, la fin de l'extraction minière a nécessité de développer des outils réglementaires pour la gestion de l'après-mine (Didier, 2007) notamment les Plans de Prévention de Risques Miniers (PPRM). En effet, plusieurs types d'aléas résiduels sont susceptibles d'affecter les anciens sites miniers. Plus largement, un territoire minier peut-être exposé à plusieurs types d'aléas (*dont des aléas miniers*), susceptibles d'interagir entre eux. Dans le cadre de l'après-mine, les aléas miniers peuvent être en interaction avec d'autres aléas miniers, des aléas naturels ou encore des aléas technologiques. Le terme multi-aléa est désormais fréquemment utilisé pour décrire ces situations.

Une réflexion a été menée à l'Ineris sur le développement d'une méthodologie qui permettrait, à terme, une identification et une évaluation du potentiel des interactions entre les différents aléas dans le contexte de l'après-mine. Pour un territoire donné, la méthodologie consiste d'abord à identifier les aléas miniers résiduels, les aléas naturels et les aléas technologiques. Ensuite, à préciser les types d'interactions : trois types d'interactions ont été recherchées : aléas miniers versus aléas miniers, aléas miniers versus aléas naturels et aléas miniers versus aléas technologiques. Finalement, analyser et visualiser les interactions, des matrices et des boucles ont été proposées afin de faciliter l'analyse et la visualisation des interactions potentielles entre aléas. Trois niveaux d'interaction ont été retenus : absence d'interaction ou *potentiel d'interaction nul* ; interaction(s) peu probable(s) ou *potentiel d'interaction faible* et interaction(s) probable(s) ou *potentiel d'interaction fort*. Cet article pose les bases méthodologiques pour l'évaluation des interactions entre les principaux aléas identifiés autour des mines abandonnées en France.

2. Description et évaluation des aléas

La première étape de la méthodologie est l'identification des aléas. Les aléas décrits dans cet article peuvent se produire sur les territoires marqués par la présence d'anciennes exploitations minières. Ils sont regroupés en trois grandes familles : les aléas miniers, les aléas naturels et les aléas technologiques.

2.1 Les aléas miniers

Les aléas miniers, 19 aléas retenus dans cet article, sont regroupés en quatre familles (Ineris, 2018 ; Tableau 4) :

- les aléas liés aux mouvements de terrain, tel que l'effondrement localisé (fontis), l'effondrement généralisé, etc. ;
- les aléas liés à l'échauffement de terrain sur dépôts miniers ;
- les aléas liés aux perturbations hydrologiques et hydrogéologiques tel que la modification des émergences, l'inondation des points bas topographiques etc. ;
- les aléas liés aux émanations de gaz qui peuvent être d'origine endogène (*au sein du gisement avant l'exploitation minière*) ou exogène (*au sein de l'environnement extérieur perturbé pendant et après l'exploitation minière*).

Notons que la sismicité induite par les travaux miniers est prise en compte dans cette analyse tandis que la pollution des sols, des eaux et de l'air d'une mine abandonnée n'est pas traitée.

Un aléa minier est qualifié en fonction de son intensité et la prédisposition du site minier (Ineris, 2018), notamment la méthode d'exploitation, la géologie, la topographie, l'hydrologie, etc. Trois classes d'intensité (*limitée, modérée et élevée*), ainsi que trois classes de prédisposition (*peu sensible, sensible et très sensible*) sont retenues. Le Tableau 1 est un exemple de croisement entre la prédisposition et l'intensité qui aboutit à l'évaluation de l'aléa minier, il est défini en trois niveaux : *faible*, *moyen* et *fort* (Ineris, 2018).

Tableau 1. Exemple d'évaluation de l'aléa minier - croisement de la prédisposition et de l'intensité pour l'évaluation de l'aléa minier (Ineris, 2018)

Intensité	**Prédisposition**		
	Peu sensible	**Sensible**	**Très sensible**
Limité	*Faible*	*Faible*	*Moyen*
Modérée	*Faible*	*Moyen*	*Fort*
Elevée	*Moyen*	*Fort*	*Fort*

2.2 Les aléas naturels

Les phénomènes naturels sont de mieux en mieux connus, étudiés et cartographiés à toutes échelles territoriales. 21 aléas naturels ont été identifiés (Tableau 4). Les aléas naturels sont généralement divisés en deux groupes : les aléas liés aux facteurs terrestres et les aléas liés aux facteurs climatiques. La plupart des aléas liés à l'atmosphère (cyclone, ouragan et tempête) ne sont pas pris en compte car ils n'interagissent pas ou très peu avec les aléas miniers. Pour faciliter l'analyse, les quatre aléas inondations ont été regroupés en un seul aléa. Le Tableau 2, à titre d'exemple, présente la qualification de l'aléa inondation selon quatre niveaux (*faible*, *modéré*, *fort* et *très fort)*, il est établi en fonction de la hauteur d'eau ainsi que de la dynamique liée à la combinaison de la vitesse d'écoulement de l'eau et de la vitesse de montée des eaux.

Tableau 2. Qualification de l'aléa inondation en fonction de la hauteur et de la vitesse d'eau[1]

Hauteur d'eau	Dynamique		
	Dynamique lente	Dynamique moyenne	Dynamique rapide
H < 0,50 m	*Faible*	*Modérée*	*Fort*
0,50 < H < 1 m	*Modérée*	*Modérée*	*Fort*
1 m < H < 2 m	*Fort*	*Fort*	*Très Fort*
H > 2 m	*Très fort*	*Très fort*	*Très fort*

2.3 Les aléas technologiques

Les aléas technologiques[3] pris en compte dans cet article sont ceux qui sont liés à une activité humaine permanente correspondant à des accidents majeurs (*phénomènes dangereux susceptibles de conduire à des distances d'effet à l'extérieur du site à une probabilité donnée sur une installation industrielle*). Nous avons identifié au total 17 aléas (Tableau 4), liés à un effet thermique (explosion d'un gaz, le feu de nappe (liquide), etc.), toxique (rejet de produit toxique, substance radioactive, etc.) surpression (éclatement de bac) et rupture des ouvrages (barrage, digue, pont et de viaduc).

L'estimation de la probabilité d'occurrence ou la gravité d'un phénomène dangereux peut s'effectuer selon une approche qualitative, semi-quantitative ou purement quantitative. Le Tableau 3 présente une synthèse de l'évaluation de l'aléa technologique. L'arrêté ministériel du 29/09/2005 portant sur les installations classées, fixe cinq classes de probabilité croissante allant de E (*évènement possible mais extrêmement peu probable*) à A (*évènement courant*). La probabilité d'occurrence de l'aléa technologique est définie en 4 classes[2] (voir Tableau 3) : *>D*, *5E à D, <5E et Tous*. L'intensité de l'effet de l'aléa technologique est définie en 4 classes : Indirect, Significatif, Grave et Très grave. L'aléa technologique est défini en 7 niveaux : *Faible, Moyen, Moyen +, Fort, Fort +, Très Fort, Très Fort +*.

Tableau 3. Evaluation de l'aléa technologique[3]

Intensité de l'effet	Très Grave		
Probabilité d'occurrence	*> D*	*5E à D*	*< 5E*
Niveau de l'aléa	*Très Fort +*	*Très Fort*	*Fort +*
Intensité de l'effet	*Grave*		
Probabilité d'occurrence	*> D*	*5E à D*	*< 5E*
Niveau de l'aléa	*Fort +*	*Fort*	*Moyen +*
Intensité de l'effet	*Significatif*		*Indirect*
Probabilité d'occurrence	*> D*	*5E à D*	*< 5E*	*Tous*
Niveau de l'aléa	*Moyen +*	*Moyen*	*Faible*	*Faible*

3. Identification et évaluation des interactions physiques entre aléas

Il n'existe pas encore de cadre méthodologique de référence à l'analyse multi-aléa consacrée à l'après-mine (Touili, 2018). Néanmoins, plusieurs outils méthodologiques sont envisageables pour étudier les interactions entre les aléas naturels : la matrice

[1] Source : Arrêté du 5 juillet 2019 relatif à la détermination, qualification et représentation cartographique de l'aléa submersion marine.

[2] Un phénomène de classe D est 10 fois plus probable qu'un phénomène de classe E, 5E correspond à 0,5D

[3] Source : Guide méthodologique pour les PPRT, MEDAD 2013.

d'interaction, la boucle d'interaction, la mise en place d'un SIG multi-aléa, les arbres de défaillance, l'analyse multicritère, la modélisation statistique de la vulnérabilité incluant une variabilité temporelle. Pour l'identification et l'évaluation des interactions entre les aléas, cette étude s'appuie sur la connaissance des caractéristiques communes de ces aléas. Des experts de différents domaines ont été réunis afin d'identifier les interactions possibles entre les aléas. Les outils choisis et présentés dans cet article sont la matrice d'interaction et la boucle d'interaction.

3.1 Matrice d'interaction entre les aléas

Pour identifier la direction de l'interaction, nous avons défini un aléa source et un aléa cible. Un aléa source est un aléa qui se déclenche en premier et qui peut impacter ou déclencher un ou plusieurs d'autres aléas. La matrice d'interaction des aléas permet d'afficher la typologie et le potentiel des interactions à dire d'experts entre les aléas sources et les aléas cibles. Deux matrices d'interaction peuvent être générées pour identifier les interactions dans les deux directions où le potentiel de l'interaction est présenté en 3 niveaux :

- L'interaction entre deux aléas a un potentiel nul (*couleur blanche - absence d'interaction*) lorsqu'il n'est pas possible que ces aléas interagissent sur un même site compte-tenu de l'absence des facteurs communs qualifiant les deux aléas ou des mécanismes qui sont associés à ces aléas.
- L'interaction entre deux aléas a un potentiel faible (*couleur bleue - interaction peu probable*) lorsque cette interaction est phénoménologiquement possible, mais pas encore observée, ou lorsque les modifications engendrées par l'interaction ont une portée très limitée.
- L'interaction entre deux aléas a un potentiel fort (*couleur rouge - interaction probable*) lorsque cette interaction a déjà été observée sur un territoire ou lorsque les modifications engendrées par l'interaction ont une portée très importante.

Les matrices d'interaction ci-après proposées dans les Tableaux 5 à 7, doivent être considérées comme une première tentative d'évaluation du potentiel des possibles interactions entre les aléas miniers, les aléas naturels et les aléas technologiques. Le Tableau 5, présente les deux matrices d'interaction entre aléas miniers (sources et cibles). On note qu'un aléa minier peut-être en interaction avec plusieurs aléas miniers. A titre d'exemple l'aléa affaissement (SUB), en tant qu'aléa source est en interaction avec 6 aléas de potentiel faible et 6 aléas de potentiel fort. En revanche, le même aléa en tant qu'aléa cible est en interaction avec 6 aléas de potentiel faible et 3 aléas de potentiel fort. Les deux matrices ne sont pas symétriques.
Un deuxième exemple est celui de l'aléa modification du régime de cours d'eau (IMC), qui n'interagit avec aucun autre aléa minier en tant qu'aléa source mais avec 7 aléas de potentiel faible et 2 aléas de potentiel fort.

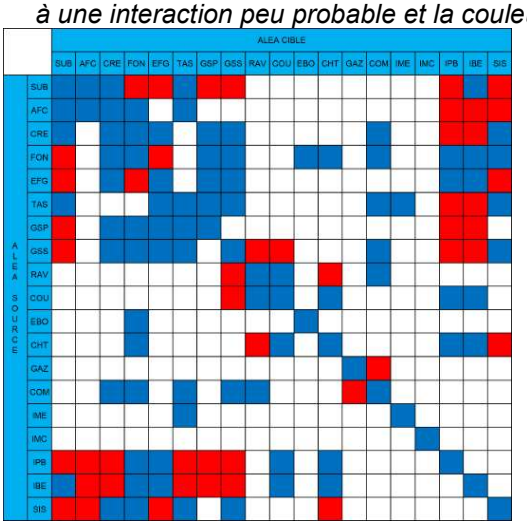
Les possibles interactions entre les aléas miniers et les aléas naturels (Tableau 6 et Tableau 7) sont moins nombreuses que celles entre les aléas miniers et les aléas technologiques. Une analyse plus fine de ces interactions est évidement nécessaire.

Tableau 4. Récapitulatif des aléas miniers, naturels et technologiques utilisés dans cette analyse multi-aléas

Aléas miniers (19)	Codes	Aléas naturels (21)	Codes	Aléas technologiques (17)	Codes
Affaissement progressif	SUB	Affaissement	AFF	Explosions de gaz	EXP
Affaissement cassant	AFC	Effondrement localisé (fontis)	FON	Feu de nappe (liquide)	FEN
Crevasse	CRE	Dissolution (ex. gypse, craie ou sel)	DIS	Feu de torche (gaz ou liquide)	FET
Effondrement localisé (fontis)	FON	Retrait gonflement des argiles ou tassement	GON	Feu de solides (produits solides combustibles)	FES
Effondrement généralisé	EFG	Glissement profond	GSP	Le boil over (hydrocarbure lourds)	BLO
Tassements liés aux travaux miniers ou aux terrils	TAS	Glissement superficiel	GSS	Le BLEVE (gaz liquéfiés inflammable)	BLV
Glissement profond	GSP	Ravinement, reptation (érosion)	RAV	Rejet de produit liquide avec vaporisation du jet liquide	RPL
Glissement superficiel	GSS	Érosion côtière	ERC	Rejet de produit gazeux	RPG
Ravinement, Reptation ou érosion	RAV	Coulée	COU	Rejet d'un gaz liquéfié	RGL
Coulée	COU	Eboulement	EBO	Incendie avec décomposition de produits toxiques	IPT
Eboulement de terrain	EBO	Chute de pierres ou de blocs	CHT	Rejets de substances radioactive ou Radiation nucléaire	RSR
Chute de pierre ou de blocs	CHT	Avalanche	AVA	Rejets de massif d'eau	RME
Echauffement des veines ou des terrils	COM	Séisme	SIS	Mouvements de terrains liés aux activités anthropiques	MVT
Gaz de mine	GAZ	Eruption volcanique	ERP	Éclatement de bac (Libération d'énergie Pneumatique)	EBC
Modification du régime des émergences des eaux souterraines	IME	Feu de forêt	FEU	VCE (Combustion de gaz, de vapeurs)	VCE
Modification du régime d'un cours d'eau	IMC	Tassement, consolidation	TAS	BLEVE (Combustion de gaz)	BLV
Inondation des points bas topographiques	IPB	Inondation de plaine par opposition aux inondation torrentielle	INO	Explosion de nitrate d'ammonium	ENA
Inondation brutale - ennoyage	IBE	Inondation par ruissellement et coulée de boue			
Sismicité induite en lien avec l'ancienne exploitation minière	SIS	Inondation par remontée de nappe			
		Inondation par submersion marine			
		Forte précipitation	PRE		
		Cyclone	CYC		
		Ouragan	OUR		
		Tempête	TEM		

L'analyse de ces matrices montre, d'une part que les interactions entre les aléas miniers sources et les aléas naturels sont moins fréquentes que les interactions entre les aléas miniers et aléas miniers, d'autre part les aléas miniers interagissent principalement avec l'aléa inondation, qu'il soit d'origine minier ou naturel.

Tableau 5. Matrice d'interaction entre aléas miniers (sources et cibles), *la couleur bleue correspond à une interaction peu probable et la couleur rouge correspond à une interaction probable.*



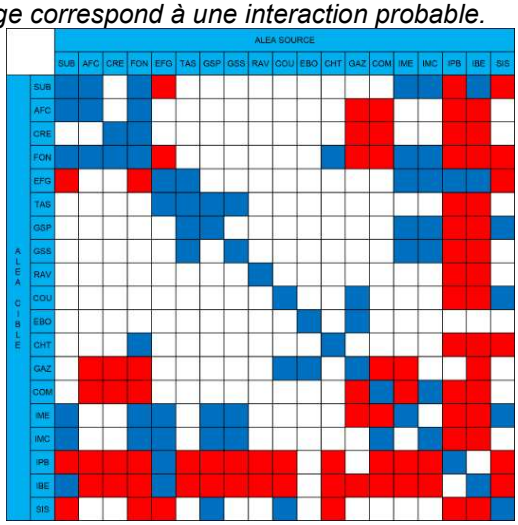
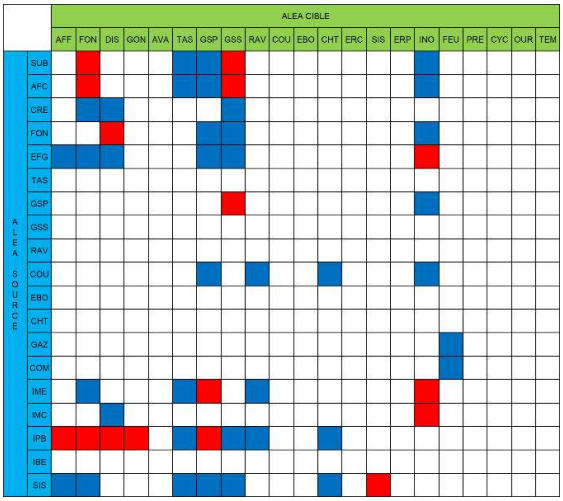


Tableau 6. Matrice d'interaction entre aléas miniers (bleu clair) et aléas naturels (vert)



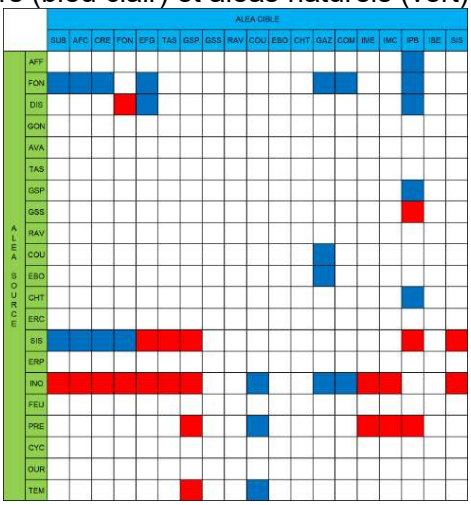
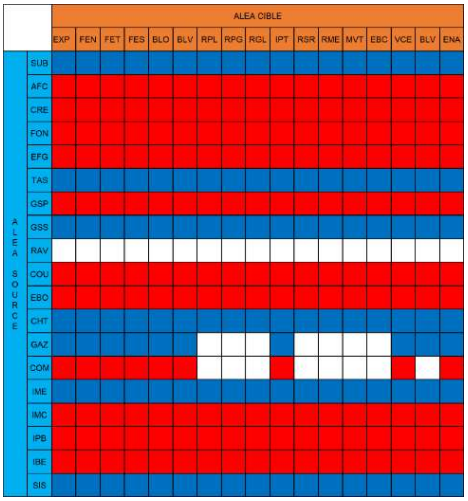
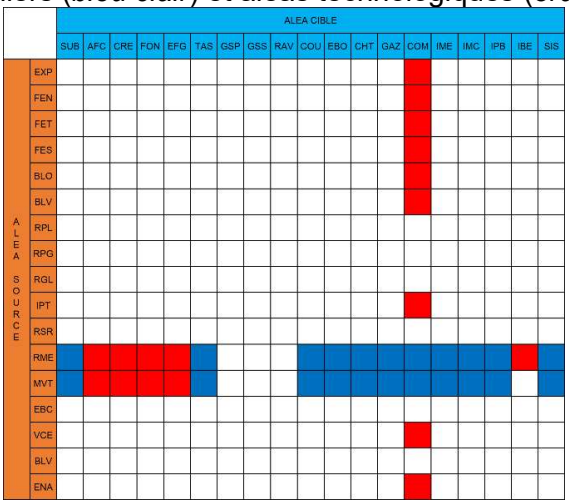


Tableau 7. Matrice d'interaction entre aléas miniers (*bleu clair*) et aléas technologiques (*orange*)





3.2 Boucles d'interaction entre aléas

La boucle d'interaction est un outil d'affichage qui permet de représenter la typologie ou le potentiel des interactions entre un aléa source, placé au centre de la boucle, et un ou plusieurs aléas cibles qui gravitent tout autour de l'aléa source. Dans une boucle, bien que l'aléa source soit au centre, la flèche qui part du centre vers l'aléa cible peut-être dédoublée dans le sens inverse, permettant d'identifier une simple ou double interaction directe entre les aléas. Une interaction directe où l'aléa source déclencherait directement l'autre aléa (cible). Le potentiel de l'interaction est représenté par la couleur de la flèche. Les Figures 1 à 3 présentent des boucles d'interaction entre aléas miniers et les aléas : miniers, naturels et technologiques. Ce mode de présentation, complémentaire à la matrice d'interaction traite un aléa source à la fois, à titre d'exemple, nous avons présenté les aléas miniers suivants : affaissement (SUB), fontis (FON) et effondrement généralisé (EFG) et leurs interactions avec les aléas miniers, les aléas naturels et technologiques.

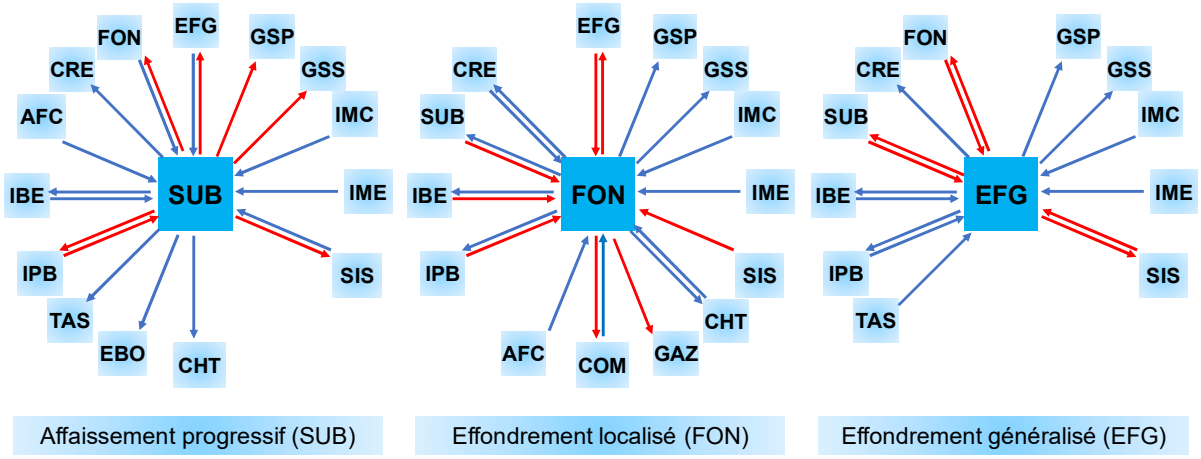


Figure 1. Boucles d'interaction des aléas miniers de type affaissement progressif (SUB), effondrement localisé (FON) et effondrement généralisé (EFG) et les autres aléas miniers

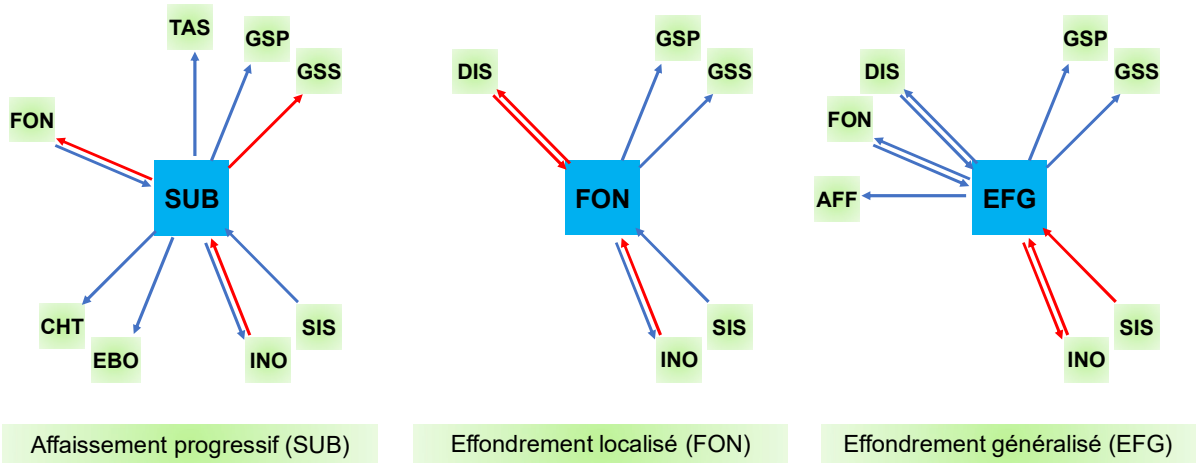


Figure 2. Boucles d'interaction entre les aléas miniers de type affaissement progressif (SUB), effondrement localisé (FON) et effondrement généralisé (EFG) et les aléas naturels

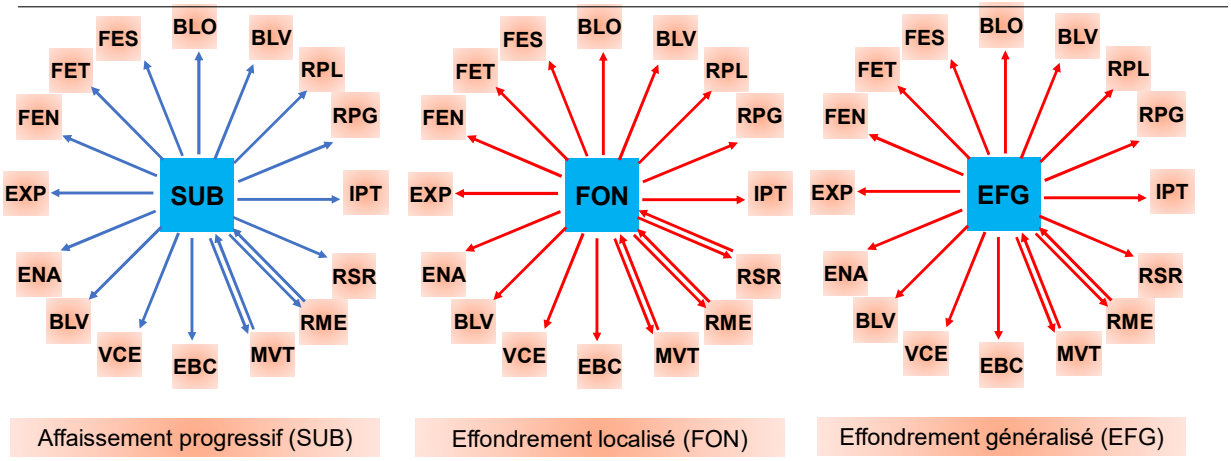


Figure 3. Boucles d'interaction entre les aléas miniers de type affaissement progressif (SUB), effondrement localisé (FON) et effondrement généralisé (EFG) et les aléas technologiques

4. Conclusion

Cet article propose une base méthodologique et de représentation pour l'évaluation des interactions entre les aléas identifiés autour des anciennes mines en France. Après avoir rappelé les avantages de cette analyse multi-aléa, la méthodologie a consisté à identifier ces aléas, rappeler les méthodes d'évaluation individuelle des aléas, analyser les facteurs de prédisposition pour identifier à dire d'experts et évaluer le potentiel des possibles interactions et enfin valider cette méthodologie sur des cas concrets. L'identification des interactions est basée essentiellement sur la connaissance des aléas (nature de phénomène, prédisposition ou probabilité d'occurrence, intensité). Les trois familles d'aléas sont évaluées différemment. Parmi les outils utilisés pour afficher les résultats des interactions, nous avons retenu les matrices et les boucles d'interaction, deux outils de représentation complémentaires. Il s'agira par la suite de tester la méthode sur des anciens sites miniers concernés par ces interactions ce qui permettra d'avoir une meilleure prise en compte du risque et donc une meilleure préservation des intérêts généraux identifiés autour des mines abandonnées en France.

5. Références bibliographiques

Didier C. (2007). La politique française de prévention des risques liés à l'après-mine. Réalités industrielles. Annales des mines, Ed. Eska, 2007, pp.86-97. ⟨ineris-00961916⟩

Ineris (2018). Evaluation des aléas miniers, Guide méthodologique Ineris 17-164640-01944A, 54p.

Touili N. (2018). La gestion des risques multiples en zones urbaines : un modèle intégré d'analyses multirisques pour une résilience générale. ISTE Open Science – Published by ISTE Ltd. London, UK – openscience.fr

DISCUSSION SUR LE TRANSFERT DES DONNEES GEOTECHNIQUES EN FRANCE

DISCUSSION ON THE TRANSFER OF GEOTECHNICAL DATA IN FRANCE

Tomasz DAKTERA[1], Lucas JANODET[1]
[1] SoilCloud SAS, Le Mesnil-le-Roi, France

RÉSUMÉ – Le transfert des données géotechniques est un point clef de la maîtrise technique et économique d'un projet. Les auteurs présentent l'état de l'art dans ce domaine en France, Pologne et Grande-Bretagne en précisant les avantages et les inconvénients. Les auteurs préconisent également l'utilisation des nouvelles technologies internet pour la gestion des données géotechniques.

ABSTRACT – The transfer of geotechnical data is a key point of the technical and financial management of a project. The authors present the state of art in this domain in France, Poland and Great Britain precising the advantages and the drawbacks. The authors also recommend the use of advanced web technologies for managing geotechnical data.

1. Introduction

Les données géotechniques consistent en des données numériques affichées sous forme de courbe ou de tableaux. Pour des grands projets d'infrastructure le volume de données est conséquent et difficilement exploitable sans l'utilisation de logiciels ou tableurs (feuilles Excel) spécialement conçus. La finalité de l'utilisation de ces outils est de permettre à l'ingénieur géotechnicien de définir son modèle géotechnique servant de base aux calculs des ouvrages géotechniques. La manière dont les données géotechniques sont transmises aux différents intervenants du projet est souvent sous forme de rapport au format PDF à partir duquel il est difficile, voire impossible dans le cas de fichiers volontairement verrouillés, d'extraire les données et donc d'alimenter les logiciels de traitement de données. Dans le cadre de grands projets d'infrastructure, les rapports géotechniques peuvent atteindre plusieurs centaines de pages. Ces rapports peuvent donc être considérés comme des archives à l'usage des maîtres d'ouvrage, et non pas un support de travail viable pour les ingénieurs géotechniciens impliqués dans le projet.

L'objet de cet article est de réaliser un état de l'art sur les méthodes d'échanges de données géotechniques en Europe et de proposer des axes d'améliorations sur la manière dont ces données sont échangées.

2. Utilité des données géotechniques en format numérique et notion d'interopérabilité

Une donnée en format numérique est une donnée stockée dans un fichier informatique et accessible directement dans un tableur ou logiciel sans opération de saisie manuelle préalable. Les données reportées dans un fichier de format PDF ne sont pas considérées en format numérique, car ce type de format n'est pas lisible, sans opération manuelle intermédiaire, par d'autres logiciels.

Dans le cadre de son étude, un ingénieur géotechnicien se base sur des données obtenues à partir d'essais in-situ et de laboratoire. Le volume de données à traiter dépend de la taille du projet. La manipulation des données non-numériques apporte deux principaux désavantages. Le premier est de l'ordre économique. En effet, le temps que passe

l'ingénieur à traiter les données non-numériques (opérations de saisie manuelle, opérations de copier-coller) est du temps qu'il ne passe pas à optimiser le projet. Le deuxième désavantage, et non des moindres, est de l'ordre de la gestion du risque géotechnique. En effet, à partir de données non-numériques l'ingénieur a plus de difficultés à évaluer l'aléa géotechnique.

A contrario, grâce à l'utilisation de fichiers numériques, associée à des logiciels adaptés, l'ingénieur peut visualiser immédiatement et pleinement le contexte géotechnique de son projet. De plus, l'utilisation de fichiers numériques permet la transmission complète des données et non pas seulement les conclusions du dépouillement. A titre d'exemple, nous pouvons citer l'essai pressiométrique, largement utilisé en France, dont les données transmises en format non-numérique se limitent, dans la quasi-majorité des projets, aux seules valeurs du module pressiométrique (E_M), de la pression de fluage nette (p_{fM}*) et de la pression limite nette (p_{LM}*). Les courbes pression-volume brutes et corrigées sont rarement transmises rendant impossible l'appréciation du contexte géotechnique dans lequel les données E_M, p_{fM}* et p_{LM}* ont été obtenues. Cela est d'autant plus préjudiciable que ces grandeurs sont la base du dimensionnement des ouvrages géotechniques en France, en application des normes NF P 94-261 (fondations superficielles), NF P 94-262 (fondations profondes), NF P 94-282 (écran de soutènement), entre autres.

Cependant, la transmission de données en format numérique n'est pas, à elle seule, un gage de meilleure maîtrise. En effet, bien que les données soient lisibles immédiatement par des logiciels, il est important que ces logiciels soient en mesure de « comprendre » quelles sont les données qu'ils sont en train de lire. Cette compréhension se fait grâce à l'utilisation de format de fichiers normés permettant, non seulement la transmission des valeurs numériques, mais également toutes les informations relatives à cette valeur numérique : type de données, unité, relation avec d'autres données. Cette notion de transmission normée de données entre différents logiciels porte le nom d'interopérabilité. À titre d'exemple, nous pouvons citer le format dxf, dédié au dessin, qui est normé et donc lisible par les logiciels de dessin tel qu'Autocad édité par Autodesk.

Ainsi, l'utilisation de fichiers numériques normés permet un échange et une exploitation immédiate des données géotechniques.

3. Etat de l'art sur la transmission des données géotechniques

Ce paragraphe décrit l'état de l'art actuel dont les ingénieurs géotechniciens, transmettent les données géotechniques dans trois pays d'Europe : la France, la Pologne et la Grande-Bretagne. Les avantages et les inconvénients de chaque méthode de transfert sont présentés pour chacun des trois pays.

3.1. Le transfert des données géotechniques en France

Il n'existe pas en France d'obligation de transmission de données en format numérique. La norme NF P 94-500 : Missions d'ingénierie géotechnique précise l'enchaînement des missions géotechniques. Cette norme impose seulement la transmission d'un rapport d'ingénierie indissociable mais sans en préciser le format. Ainsi, la transmission des données géotechniques en France se fait à l'aide de rapports en format papier et/ou PDF ce qui engendre les défauts évoqués précédemment dans cet article. La figure 1 ci-après symbolise le principe d'échanges de données géotechniques en France :

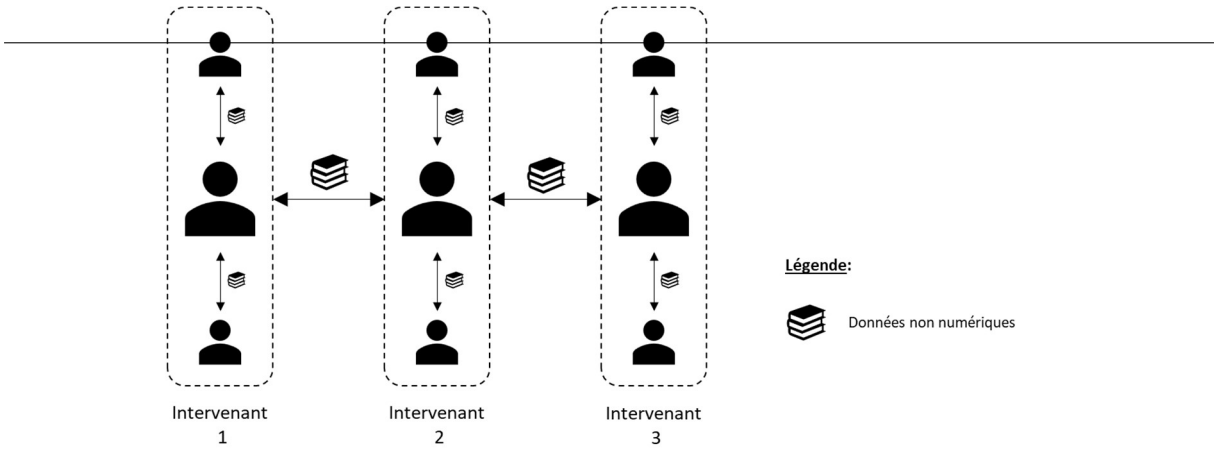


Figure 1. Principe d'échanges de données géotechniques en France

3.2. Le transfert des données géotechniques en Pologne

Les rapports géotechniques en Pologne sont gérés par l'arrête ministériel 463 du 25 avril 2012. Cet arrêté ministériel fait référence aux Parties 1 et 2 de l'Eurocode 7. Le *Państwowy Instytut Geologiczny,* institut géologique polonais, a édité un guide à l'usage des maîtres d'ouvrage et d'œuvre, *Wytyczne badań podłoża budowlanego na potrzeby budownictwa drogowego,* indiquant le contenu des campagnes de reconnaissance de sol. Ce guide évoque également les problématiques de transfert et de stockage des données. Cependant, dans la pratique, l'utilisation de ce guide est jugée trop complexe et finalement, les recommandations concernant le transfert des données numériques ne sont pas suivies.

Il est important de noter que selon le pays, les investigations géotechniques s'appuient sur différents essais géotechniques ce qui a un impact sur le transfert des données. En Pologne, les essais réalisés sur des projets d'infrastructure sont principalement des CPT (Cone Penetration Test) et des essais de laboratoire. Pour les CPT, leur interprétation est quasiment impossible sans un transfert préalable des données en format numérique. Ainsi, les données CPT sont souvent annexées, en format numérique csv (comma seperated values) aux rapports d'ingénierie géotechnique. Ce transfert de données ne s'applique qu'aux seuls essais CPT, les autres données étant transmises directement sous format non-numérique dans le rapport PDF d'ingénierie.

La transmission des données CPT en format numérique n'est donc pas motivée par une volonté de maîtrise du projet géotechnique, mais par le bon sens pratique. Ce bon sens pratique apporte, malgré tout, l'avantage de disposer de données en format numérique mais a le désavantage de délaisser le transfert numérique des autres données géotechniques du projet, en particulier les essais de laboratoire ou les coordonnées des points de sondages.

3.3. Le transfert des données géotechniques en Grande-Bretagne

En Grande-Bretagne, le contenu des missions d'ingénierie géotechnique est défini dans le BS5930, the code of practice for site investigations. Le chapitre 62 de cette norme précise "*The data generated from the ground investigation should be put into a format which allows data communication between all parties and data manipulation at various stages throughout the life of the works*". En NOTE 2, du même chapitre 62, il est mentionné le format AGS. Ainsi, bien que recommandé, aucun transfert de données en format numérique est imposé.

Cependant, l'expérience acquise sur des grands projets d'infrastructure en Grande-Bretagne des auteurs de cette publication montrent que les données géotechniques sont couramment transférées par le biais des fichiers au format ags. Ce format, rédigé et travaillé depuis la fin des années 1990 par *l'Association of Geotechnical & Geoenvironmental Specialists* a été conçu pour répondre à la problématique de transmission normée des données géotechniques dans le but de réduction du risque géotechnique. Un fichier au format ags est un fichier texte contenant uniquement des caractères de type ASCII (American Standard Code for Information Interchange). Le fichier ags contient toutes les données numériques du projet structurées autour d'en-têtes définis dans la norme. En particulier, le fichier ags contient les informations de localisation des sondages (latitude, longitude, altitude), les dates de réalisation, les descriptions lithologiques, les résultats bruts des d'essais réalisés, les références des échantillons prélevés, etc.

L'utilisation des fichiers ags permet un échange immédiat des données géotechniques entre les différents acteurs d'un projet ce qui est un vrai avantage. Cependant, à chaque mise à jour du projet, dans le cas d'une campagne complémentaire par exemple, la transmission d'un nouveau fichier ags est nécessaire. Cela nécessite donc une discipline de l'ensemble des acteurs du projet pour que chaque ingénieur géotechnicien ait accès aux nouvelles données, ce qui représente le principal défaut de l'utilisation des fichiers ags. De plus, l'utilisation de ces fichiers se limite souvent à la durée du projet. Ainsi, une fois le projet terminé, ces fichiers sont « oubliés » car les logiciels actuels ne permettent pas un stockage et une visualisation centralisée. Au fil des années, cela représente une perte de valeur pour l'ensemble des acteurs des projets géotechniques.

4. Utilités et avantages d'un système de gestion de données géotechniques centralisé et collaboratif

Comme nous l'avons vu, l'utilisation de fichiers interopérables, tel que le ags, apporte une meilleure maîtrise des données géotechniques, mais a, cependant, le défaut de nécessiter une discipline de chacun des intervenants dans la transmission de ces fichiers. Ainsi, une solution centralisée, à l'échelle d'un projet est plus pertinente. Les technologies de la science de l'information permettent, aujourd'hui, de disposer des outils permettant un échange centralisé de données. Internet est un moyen moderne d'échanger, stocker et visualiser les données géotechniques, à condition d'avoir des applications spécialement conçues. La technologie internet permet un travail collaboratif. Ainsi, dès qu'un intervenant ajoute ou modifie des données d'un projet, l'ensemble des autres intervenants y ont accès immédiatement. L'effort de discipline évoqué précédemment est donc réduit à néant. La figure 2 ci-après symbolise le principe d'échanges de données géotechnique à l'aide d'un système internet centralisé et collaboratif.

Les technologies web permettent également une centralisation des données grâce à l'utilisation d'un système de base de données. Ainsi, les données restent accessibles dans la durée. La perte de valeur évoquée précédemment est donc également réduite.

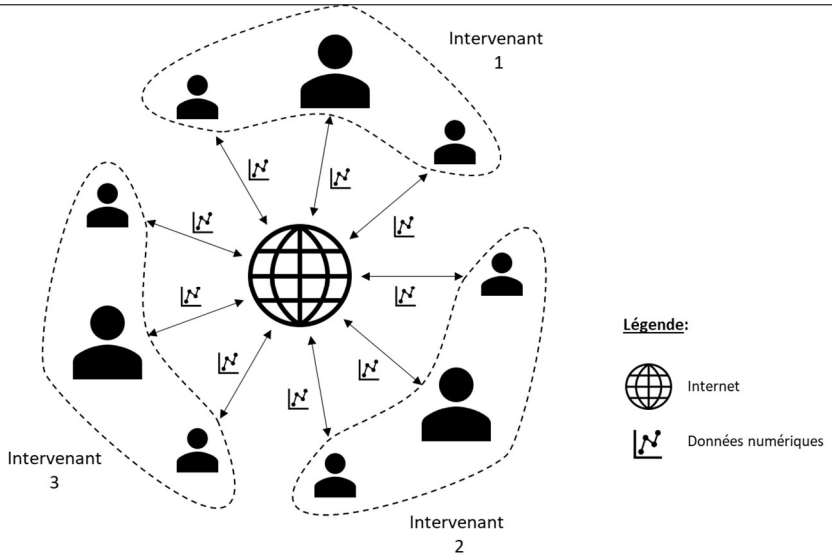


Figure 2. Principe d'échanges de données géotechniques à l'aide d'un système collaboratif et centralisé

À terme, l'utilisation d'un système de gestion de données centralisé permettra la collection d'un volume important de données. Cette collection est fondamentale pour des applications telles que l'intelligence artificielle ou le machine learning. Les technologies internet utilisent couramment des bases de données relationnelles pour stocker les données. Une telle architecture permet une structuration de la donnée et une exploitation plus aisée de celle-ci. Par une architecture relationnelle, la dépendance entre les données est également assurée. Ainsi, un essai géotechnique est structurellement rattaché à un sondage rendant la méthode de stockage plus robuste et en accord avec la logique d'un ingénieur géotechnicien. La figure 3 ci-après donne l'exemple d'un système de gestion de données centralisé et collaboratif. On y voit les implantations des sondages (à gauche) et la liste des essais rattachés à un sondage en particulier (à droite).

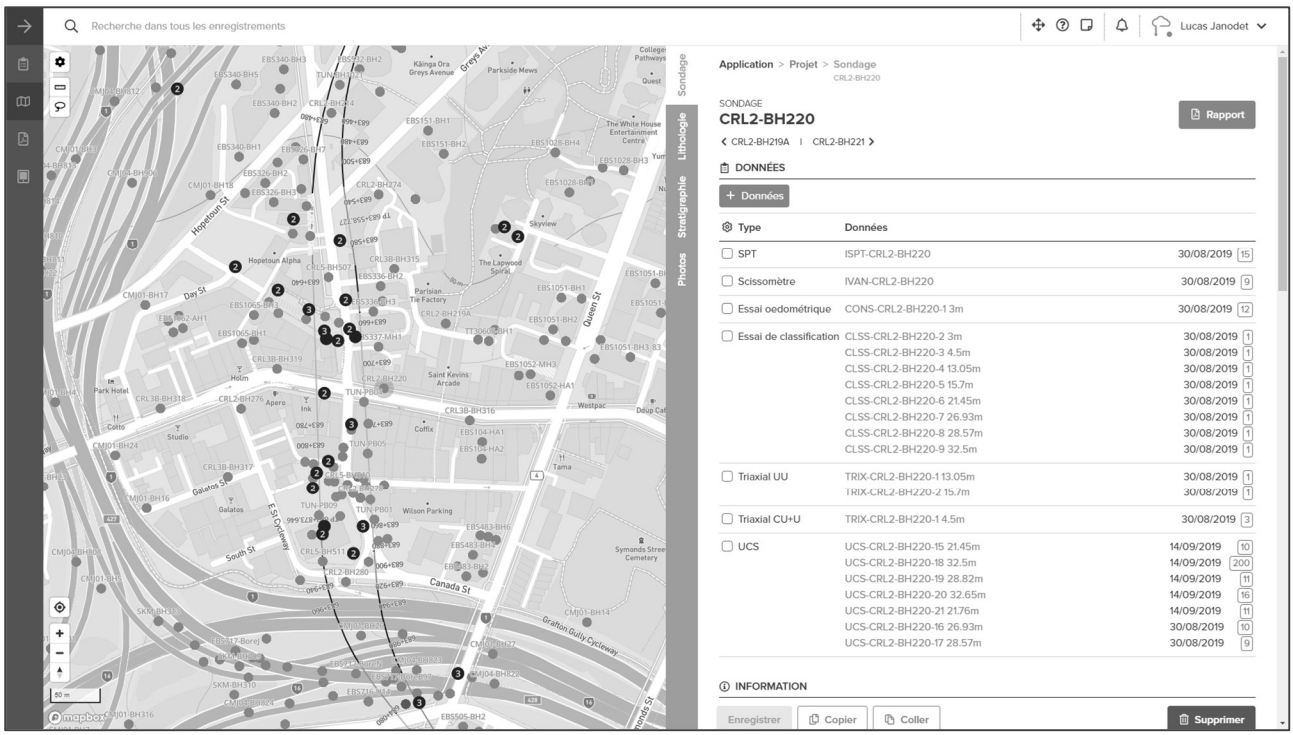


Figure 3. Exemple de vue d'un système de gestion de données géotechniques centralisé et collaboratif (Application SoilCloud)

5. Conclusions

L'échange des données géotechniques est fondamental pour la maîtrise économique et technique d'un projet. Bien qu'aucun des pays étudiés ne l'impose réglementairement, un échange en format numérique des données géotechniques améliore la qualité de l'ingénierie et réduit le risque géotechnique. Un système de gestion de données centralisé et collaboratif, comme le permet les technologies internet, est le meilleur moyen actuel pour maîtriser les enjeux liés aux données géotechniques.

6. Références bibliographiques

Association of Geotechnical & Geoenvironmental Specialists (2020). Electronic Transfer of Geotechical and Geoenvironmental Data.

BS 5930. Code of practice for ground investigations.

NF EN 1997-1. Eurocode 7 : Calcul géotechnique – Partie 1 : Règles générales.

NF EN 1997-2. Eurocode 7 : Calcul géotechnique – Partie 2 : Reconnaissance des terrains et essais.

NF P 94-500. Missions d'ingénierie géotechnique.

NF P 94-261. Justification des ouvrages géotechniques - Normes d'application nationale de l'Eurocode 7 - Fondations superficielles.

NF P 94-262. Justification des ouvrages géotechniques - Normes d'application nationale de l'Eurocode 7 - Fondations profondes.

NF P 94-282. Calcul géotechnique - Ouvrages de soutènement – Écrans.

Panstwowy Instytut Geologiczny (2019). Wytyczne badań podłoża budowlanego na potrzeby budownictwa drogowego.

BLOC ARMÉ : UNE TECHNOLOGIE INNOVANTE POUR UNE PROTECTION OPTIMISEE CONTRE LES RISQUES NATURELS

BLOC ARMÉ: AN INNOVATIVE TECHNOLOGY FOR AN OPTIMIZED PROTECTION AGAINST NATURAL HAZARDS

Agathe FURET, Nicolas FLEURY, Julien LORENTZ, Lucas, MEIGNAN

[1] *Géolithe, 181 rue des Bécasses, 38920 Crolles, France, agathe.furet@geolithe.com*
[2] *Géolithe, 181 rue des Bécasses, 38920 Crolles, France*
[3] *Géolithe Innov, 181, rue des Bécasses, 38920 Crolles, France*
[4] *Géolithe, 181 rue des Bécasses, 38920 Crolles, France*

RÉSUMÉ – La technologie Bloc Armé®, constituée de blocs préfabriqués en béton liaisonnés entre eux par des armatures métalliques, permet la construction d'ouvrages modulaires de faible emprise au sol. Au travers de la présentation de deux ouvrages, cette communication s'intéresse aux avantages opérationnels de la technologie concernant la sécurisation rapide des zones à risques et la réduction des interruptions d'exploitation des enjeux.

ABSTRACT – Bloc Armé® technology, consisting of prefabricated concrete blocks linked together by metal reinforcements, allows the construction of low footprint modular structures. Through the presentation of two cases, this communication focuses on the operational advantages of the technology concerning the quick securing of exposed areas and the reduction of service interruptions.

1. Introduction

La technologie Bloc Armé® est proposée dans un contexte où l'augmentation des risques naturels gravitaires et le besoin de rétablir rapidement l'exploitation des infrastructures affectées exige le développement de nouvelles solutions agiles de protection. Constituée de blocs préfabriqués en béton liaisonnés entre eux par des armatures métalliques, cette technologie modulaire permet la construction d'ouvrages de faible emprise au sol, particulièrement bien adaptés à la protection contre les aléas gravitaires, dont la chute de blocs rocheux. Des essais d'impact à haute énergie (plusieurs milliers de kJ) sur des ouvrages à échelle réelle utilisant cette technologie ont permis de démontrer la forte résistance de l'ouvrage (Furet et al., 2021a).

Au travers de la présentation de deux ouvrages construits dans des contextes différents, cette communication s'intéresse aux avantages opérationnels de la technologie permettant la réduction des interruptions de service.

D'abord, un chantier de protection d'un linéaire routier suite à un évènement de lave torrentielle sur la chaussée est présenté. L'exposé s'attache à décrire comment l'utilisation de la technologie comme ouvrage provisoire a permis de sécuriser la route contre les répliques de l'événement sans exposer les opérateurs et comment le montage rapide de l'ouvrage a permis de limiter la durée de fermeture de la route.

Ensuite, la protection d'un Établissement Recevant du Public (ERP) commercial soumis à l'aléa chute de blocs par un ouvrage définitif est présentée. Cette solution a été proposée pour répondre au besoin de résister à des impacts de l'ordre de 500 kJ dans un contexte urbain avec une emprise au sol limitée. L'intérêt principal de la solution concernant la continuité d'exploitation en cas d'évènements et lors de la maintenance est détaillé.

2. Présentation de la technologie

2.1. Module constitutif

La technologie se compose d'un assemblage de blocs de béton empilés en quinconce, reliés entre eux par des tubes métalliques et éventuellement par des élingues et un câble (Figure 1a). L'innovation réside dans la présence des armatures métalliques et dans le jeu donné à la structure, résultant de l'espace laissé entre les tubes et les blocs de béton et entre les blocs de béton contigus. Les éléments métalliques assurent une continuité mécanique horizontale et verticale, permettant aux ouvrages de se comporter, telle une ''cotte de maille'', comme un corps unique et déformable. Cet assemblage augmente la masse associée à la réponse à l'impact, tout en limitant le développement de forces d'impact élevées en favorisant le transfert d'effort au sein de la structure. La technologie permet de mettre en œuvre facilement des ouvrages de formes et configurations diverses (rectilignes, courbes, en zigzag, avec ou sans contrefort…) avec une largeur de 0,8 m à moins de 2 m, adaptable en fonction des caractéristiques morphologiques du site, des phénomènes dont l'énergie d'impact et des besoins opérationnels.

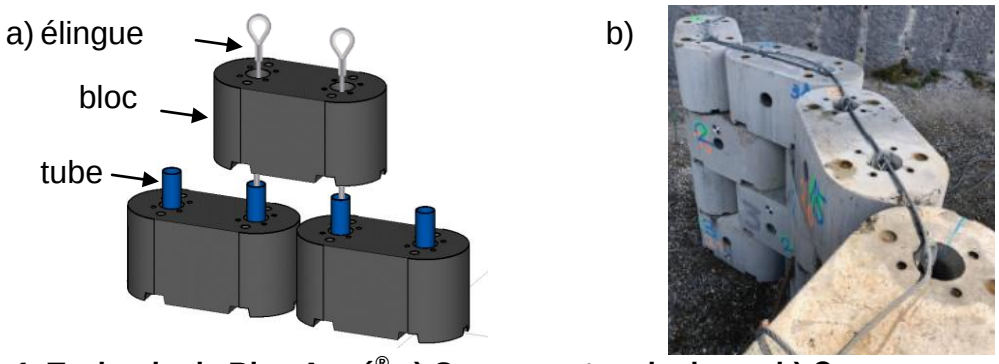


Figure 1. Technologie Bloc Armé® a) Composants principaux b) Couronnement d'un mur expérimental : câble de tête maintenant les élingues verticales

2.2. Montage et utilisation

Les ouvrages utilisant la technologie s'installent sur une surface globalement plane horizontale ou inclinée, pouvant être la chaussée existante, une longrine béton ou une assise terrassée. Les blocs sont progressivement montés en quinconce en faisant coïncider les réservations verticales sur toute la hauteur du mur. Les tubes sont insérés dans les réservations afin de limiter le déplacement horizontal entre les blocs empilés. Des élingues formées par un câble en acier galvanisé peuvent être ajoutées pour des énergies d'impact élevées. Les élingues, installées dans les réservations verticales sont maintenues par une barre métallique à la base du mur et par un câble en tête (Figure 1b), permettent de limiter les mouvements verticaux des blocs.
Une équipe de 4 personnes utilisant un engin manuscopique rotatif classique équipé d'un treuil et une nacelle, peut mettre en œuvre un ouvrage simple d'une centaine de blocs en une journée de travail.

2.3. Caractérisation dynamique

Des essais d'impact ont été réalisés à 1,7m de haut sur des murs en zig-zag de 3,2 m de haut (Furet et al., 2021a). Ces essais ont démontré la capacité de tels murs à résister à des impacts de plus de 1 000 kJ seul et à plus de 3 000 kJ avec un parement souple en gabion. L'instrumentation lors des essais a permis :

1) d'identifier le comportement dynamique des ouvrages : déplacements relatifs des blocs les uns par rapport aux autres parallèlement à la fracturation des blocs impactés, glissement du mur sur la base accompagnée d'un léger soulèvement puis d'un léger basculement du mur au droit de l'impact,
2) de quantifier les déplacements maximaux résiduels, par exemple de 0,9m et 1,4m respectivement pour des impacts de 520 kJ et 1020 kJ sur les ouvrages sans parement.

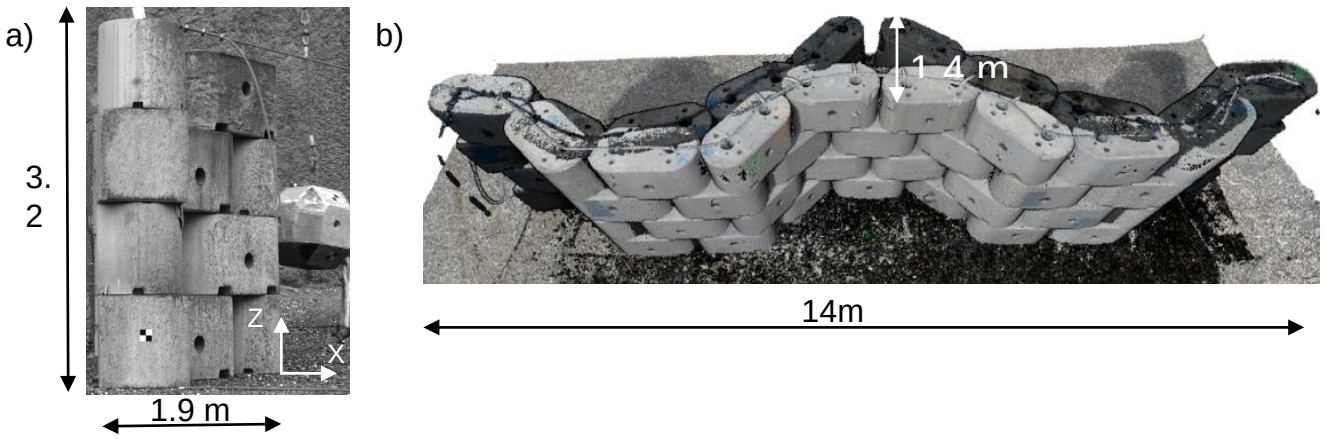


Figure 2. Essais d'impact sur ouvrage en zig-zag a) Vue en coupe du mur avant impact b) déformée du mur après impact à 1020 kJ superposée au mur avant impact

3. Protection temporaire déployée en urgence

3.1. Contexte

Le 31 juillet 2021, de fortes intempéries dans les gorges du Verdon ont provoqué une érosion importante et une lave torrentielle de grande ampleur (Figure 3a) sur la route départementale 952 peu avant Castellane (Figure 3b), contraignant à la fermeture de la route en pleine saison touristique. Le besoin de réouvrir cet axe majeur du département des Alpes de Haute Provence à la circulation impose la sécurisation provisoire rapide par le gestionnaire. Dans ce contexte, l'entreprise Géolithe a été sollicitée pour un diagnostic visant à caractériser les phénomènes, les aléas résiduels et proposer des mesures permettant la réouverture sécurisée de la route.

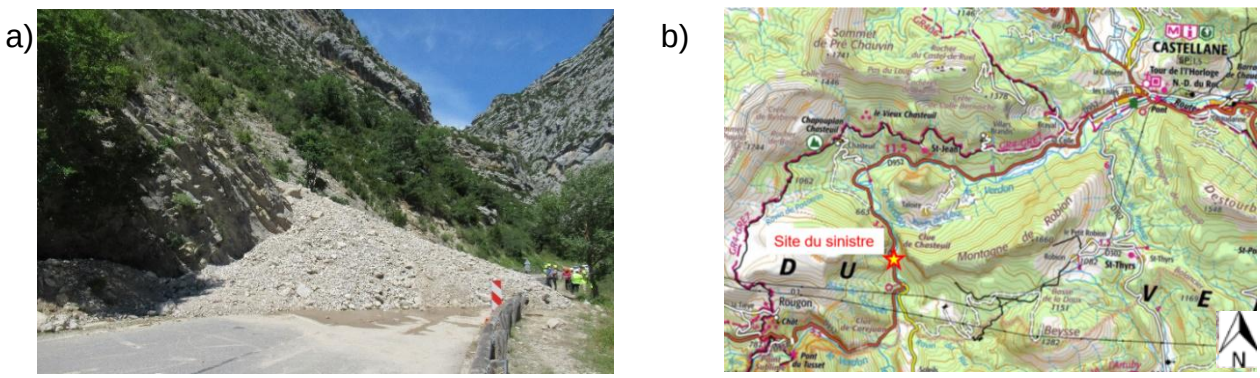


Figure 3. a) Lave torrentielle ayant coupé la RD952 le 31 juillet 2021 b) Carte des gorges du Verdon centrée sur le sinistre du 31 juillet 2021

3.2. Diagnostic et interventions

Le diagnostic réalisé le dimanche 1er août atteste d'un événement de grande ampleur provoquant le dépôt d'environ 1000 m3 de matériaux mixte (sol fin et blocs rocheux) sur la route. Des aléas résiduels de chutes de blocs rocheux de plusieurs centaines de litres et de répliques de lave torrentielle nécessite, en complément de l'évacuation des matériaux éboulés, une purge de la zone de départ et la mise en place d'un ouvrage provisoire d'interception et de stockage. En complément de l'ouvrage provisoire, une surveillance météorologique basée sur la pluviométrie est préconisée pour associer des mesures spécifiques de sécurisation (fermeture, vigilance renforcée) à certains seuils.
Le lundi 2 août, à la demande du maitre d'ouvrage, le bureau d'étude de Géolithe conçoit un ouvrage utilisant la technologie adaptée aux contraintes anthropiques du site et aux aléas naturels. Quatre jours ont été nécessaires pour procéder aux purges, au dégagement de la route et pour acheminer sur site les éléments préfabriqués de l'ouvrage de protection depuis un autre département. Le vendredi 6 août 2021, le mur de protection constitué de 67 blocs est mis en œuvre dans la journée, permettant la réouverture de la route en fin d'après-midi, avant le week-end.

3.3. Zoom sur l'ouvrage de protection provisoire

Au vu des phénomènes redoutés et du contexte, les spécifications de la solution sont :
- un ouvrage provisoire de protection rectiligne avec faible pente longitudinale,
- une hauteur minimale de 4 m, une longueur de 20 m,
- permettant de reprendre des sollicitations à la fois quasi-statiques (liées à une accumulation de matériaux) et dynamiques (liées aux impacts des blocs rocheux),
- de forte résistance mécanique, pour le maintien de la stabilité en cas de remplissage,
- de faible emprise au sol permettant d'optimiser la largeur de la fosse en amont et de conserver une largeur de circulation suffisante à l'aval

Compte tenu du caractère provisoire et de l'intervention en urgence, l'ouvrage n'a pas fait l'objet d'un dimensionnement. Les essais d'impact sur ouvrage (paragraphe 2.3) et le retour d'expérience concernant un ouvrage Bloc Armé® sollicité à plusieurs reprises sur la RD328 en Haute-Savoie entre 2017 et 2021, atteste de l'adéquation de la technologie aux besoins. Pour parer à un chargement progressif ou soudain, la structure est ancrée au moyen de 13 crayons de 1,5m (scellés à 1m dans la chaussée) et reprise aux extrémités par deux haubans ancrés dans la paroi rocheuse en amont de l'ouvrage (Figure 4a).

L'entreprise Eiffage Route sous supervision de Géolithe a procédé à la réalisation des ancrages et au montage de l'ouvrage. L'ouvrage de 20 m (Figure 4b) a été construit dans la journée par une équipe de 6 personnes.

L'utilisation de modules préfabriqués et la simplicité de mise en œuvre ont permis de sécuriser le site en limitant la durée de coupure de l'axe de communication. Par ailleurs, l'attribut modulaire de la technologie, permettant une déconstruction facile des ouvrages et une réutilisation des éléments, prend en compte le caractère temporaire de l'ouvrage et plus généralement les contraintes économiques et environnementales du maître d'ouvrage.

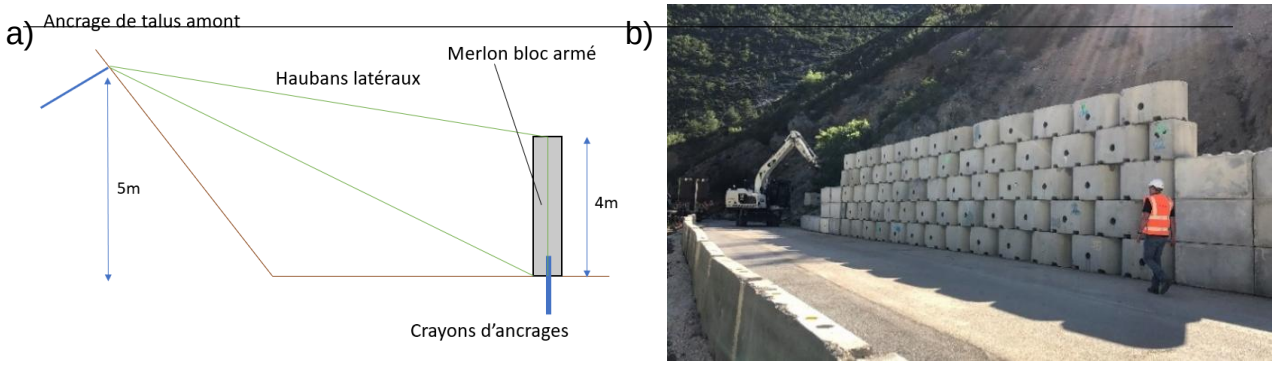


Figure 4 a) Schéma de l'ouvrage implanté b) Mur lors de la réouverture de la route

4. Protection permanente en contexte urbain

4.1. Contexte

Le site des Moulins, sur le flanc ouest du Mont Faron, surplombant une zone commerciale (Figure 5a) insérée dans un environnement urbain dense, présente un fort aléa gravitaire du fait de la décompression des fronts de taille d'une ancienne carrière de calcaire. La mise en œuvre de parades classiques (écrans de filets, filets plaqués) n'était pas adaptée à la configuration du site du fait de l'espace restreint et de l'état de déstructuration du parement rocheux. En complément des risques liés aux enjeux humains et aux infrastructures, la prise en compte du risque lié aux enjeux économiques conduit la collectivité à envisager des parades rapides à remettre en état après un événement, afin de maintenir une continuité de service optimale. La technologie, de par son installation facile, sa modularité, son emprise au sol réduite et la conservation optimale de ses caractéristiques après une sollicitation initiale répond aux besoins.

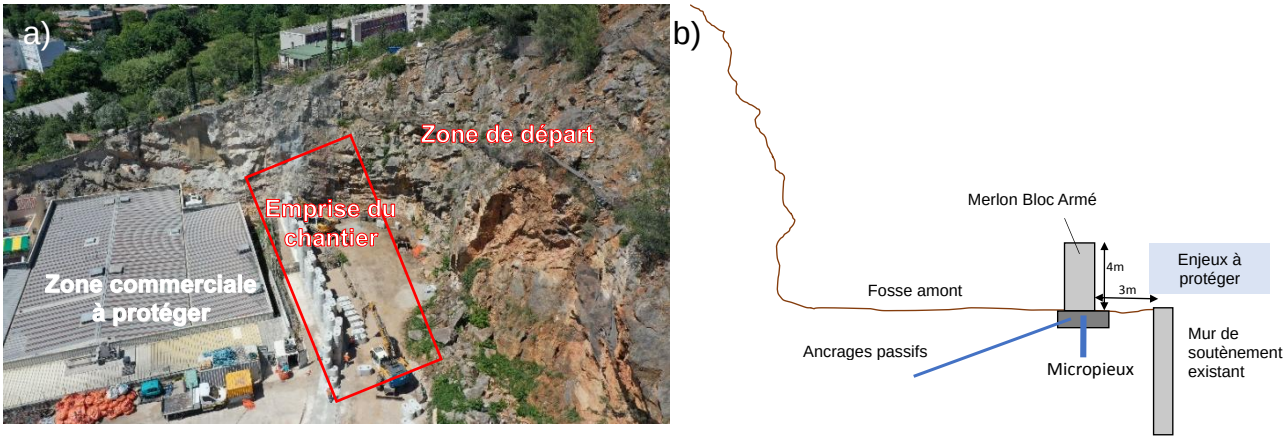


Figure 5 a) Zone de départ de l'aléa et zone à protéger lors de la construction de l'ouvrage, montrant l'emprise du chantier b) Vue en coupe de la protection : ouvrage et fosse

4.2. Dimensionnement de l'ouvrage sous impact

La faible emprise au sol de l'ouvrage rend possible une implantation au plus près de la zone à protéger qui permet de conserver une fosse amont (Figure 5b), de réduire les énergies et hauteurs de passage des blocs rocheux ainsi que d'assurer la continuité de service de l'ouvrage durant sa maintenance.

L'étude trajectographique anticipe, au droit de l'ouvrage, des impacts de 450 kJ à une hauteur de 1,6m sur l'ouvrage et de 350 kJ à une hauteur de 2,7m. Le dimensionnement sous impact est réalisé à l'aide d'un modèle numérique développé sous Flac3d (Furet et

al., 2021b) et validé par confrontation aux résultats issus de la campagne d'essai d'impact sur ouvrage.

Les simulations ont permis de valider la conception : un ouvrage en créneaux de 4m de hauteur, avec une emprise au sol réduite à 1,65m capable de reprendre de telles sollicitations dynamiques (Figure 6).

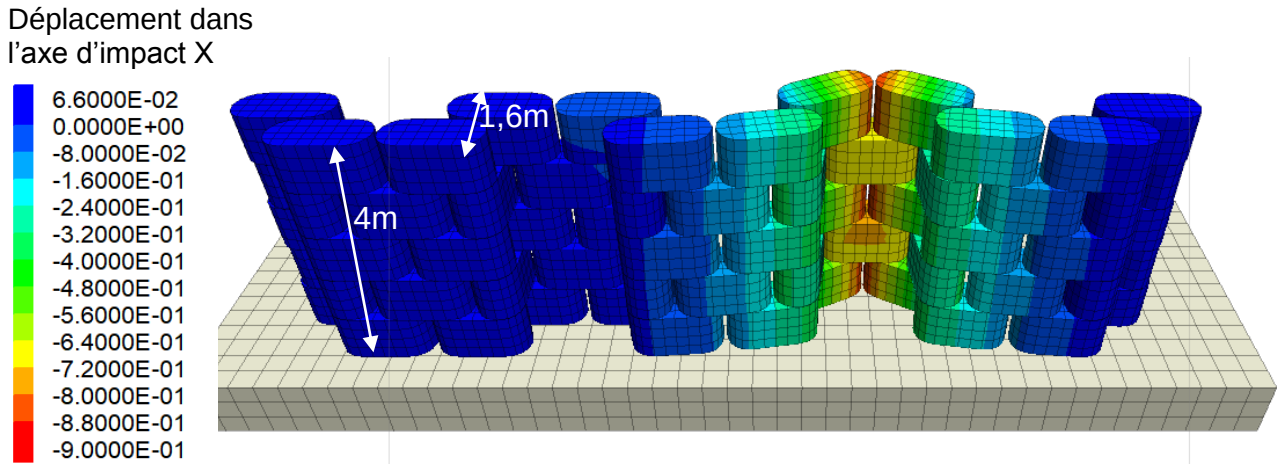


Figure 6. Exemple de résultat de simulations sous impact (450 kJ à 1,6 m de hauteur) pour la géométrie de mur retenue

4.3. Chantier et maintenance

Le dimensionnement structurel statique et dynamique, a conduit à la construction d'un ouvrage d'une longueur totale de 50m en créneaux, fondé sur une longrine béton avec micropieux du fait de la résistance incertaine du mur de soutènement aval existant. De plus, la configuration du site a nécessité de construire l'ouvrage sur deux niveaux altimétriques différents (redan vertical) et avec une angulation sur son profil en long. L'entreprise Guintoli a réalisé le chantier durant le mois de Juin 2021 en assurant la continuité d'exploitation des commerces situés directement en contrebas.

Dans le cas d'un événement nominal, une inspection détaillée et éventuellement la remise en géométrie des blocs permettra de reconstituer des capacités minimales de l'ouvrage dans un délai court. En cas d'endommagement d'un ou plusieurs blocs béton ou d'armatures métalliques, leur remplacement pourrait être différé. Le démontage et remontage de l'ouvrage pourrait nécessiter d'intervenir sur une longueur d'ouvrage de 13m. Seuls les blocs et les tubes fortement endommagés nécessitent d'être remplacés. La maintenance pourrait être réalisée avec une protection provisoire complémentaire de type merlon de matériaux et surveillance.

Figure 7 : Montage du mur a) Empilement des blocs au niveau du redan vertical b) Placement d'un bloc avec l'engin de levage de type pelle mécanique

5. Conclusion

Les deux cas présentés montrent que la technologie Bloc Armé® permet de proposer un type d'ouvrage de protection innovant répondant à des besoins opérationnels émergents tels que : furtivité, réutilisation, réparabilité, adaptabilité et continuité de service.

La faible emprise au sol des ouvrages, la modularité de la technologie et l'outil de modélisation afférent permettent la conception et le dimensionnement d'ouvrages optimisés.

La préfabrication des éléments et la rapidité de montage avec des moyens courants permet la réalisation aisée et rapide d'ouvrage, notamment nécessaire pour des protections provisoires des enjeux en cas d'urgence ou de chantier.

De part sa conception, la technologie permet l'interception et le stockage provisoire des matériaux éboulés et une bonne conservation des capacités de l'ouvrage après sollicitation. Ces avantages sont le fait des principes de conception suivants : ouvrages élancés, massiques, auto stables et peu déformables. Ces ouvrages sont particulièrement efficaces pour la protection des enjeux soumis à des phénomènes récurrents. Ils sont implantables à proximité immédiate des enjeux permettant, le plus souvent, de limiter les sollicitations et de faciliter leur réalisation et leur maintenance.

Ces innovations permettent de limiter les interruptions d'exploitation des enjeux, en intégrant les besoins opérationnels émergents compatibles avec des principes de frugalité.

6. Références bibliographiques

Furet A., Lorentz J., Jarrin J-P., Sainte-Marie P., Lambert S., Bourrier F. (2021a). High energy impacts for assessing the Bloc Armé® technology as rockfall protection

Furet A., Jarrin J-P., Lambert S., Villard P. (2021b). Assessment of the robustness of a numerical model of Bloc Armé® rockfall protection walls considering high energies impacts on real-scale structures

LES MAISONS ET LES ROUTES EXPOSÉES AU RGA À L'ÉPREUVE DE L'ADAPTATION AU CHANGEMENT CLIMATIQUE

ADAPTATION TO CLIMATE CHANGE OF HOUSES AND ROADS UNDER SHRINKAGE-SWELLING PHENOMENON EFFECTS

Lamine IGHIL AMEUR[1]
[1] *Cerema, Blois, France*

RÉSUMÉ – L'objectif de ces travaux est à la fois de sensibiliser sur les conséquences du RGA (Retrait-Gonflement des sols Argileux) sur le bâti et les effets du changement climatique. Après quelques rappels sur le phénomène, ses impacts sur les structures et les sinistrés sont détaillés. Ensuite, des solutions issues des travaux de recherche en cours pour la résilience climatique et la réduction des vulnérabilités des ouvrages sont évoquées.

ABSTRACT – The aim of these research works is both to raise awareness of the consequences of shrinkage-swelling phenomenon on buildings and roads under climate change conditions. After some reminders on the phenomenon, its impacts on structures and victims are detailed. Then, a summary is proposed on new solutions currently developed for the climate resilience and the reduction of the vulnerability of structures.

1. Introduction

Sous les effets du changement climatique, les événements météorologiques deviennent de plus en plus fréquents et intenses en termes de sinistralité et de coût des dommages associés. D'autre part, les phénomènes et les mécanismes régissant les risques naturels sont au même titre affectés par l'accentuation de ces pressions hydriques rendant leur compréhension et leur suivi davantage complexes. Les structures légères à l'instar des maisons et des routes, construites sur des sols argileux sensibles aux phénomènes de retrait et de gonflement, subissent davantage de dégradations imputables à la sécheresse.

En France, le dernier recensement établi par le ministère en charge de l'écologie fin juin 2021 fait état de plus de 10,4 millions de maisons individuelles potentiellement très exposées au RGA, dont près de la moitié bâtie après 1976 (SDES, 2021). De plus, le nouveau zonage national montre que l'exposition forte ou moyenne au RGA concerne désormais 48 % des sols métropolitains. Ainsi, trois-quarts des communes ont plus de 50% des maisons exposées selon les derniers chiffres de la Mission Risques Naturels (MRN, 2022). Sur la base des chiffres publiés en 2021 par la Caisse Centrale de Réassurance (CCR, 2021), le coût moyen estimé des dommages assurés représente pour la sécheresse au moins 50% du coût moyen global, comparée aux autres catastrophes naturelles, sur chaque année depuis 2018 et atteint près de 77% en 2020.

Les routes sont également durement impactées par la sécheresse à travers des dommages caractérisés le plus souvent par des fissures longitudinales proches des bords et des déformations très significatives constituant un danger pour la sécurité des usagers. L'impact du changement climatique sur les routes va peser de plus en plus en termes de dommages et de coûts liés à l'entretien du réseau exposé. La Cour des comptes a publié début 2022 son rapport sur "L'entretien des routes nationales et départementales" en citant les travaux du Cerema en partenariat avec les gestionnaires locaux en faveur de la résilience des infrastructures à l'épreuve du changement climatique.

Le présent article propose un état des lieux sur les travaux de recherche en cours pour l'adaptation des structures exposées au RGA face au changement climatique. D'abord, à travers une compréhension du phénomène RGA et son évolution dans ces conditions météorologiques critiques. Ensuite, ses conséquences sur le bâti et l'impact psychologique sur les sinistrées sont exposés. Enfin, une synthèse est proposée sur les projets menés actuellement par le Cerema, Institut Carnot Clim'adapt, pour concevoir et développer les nouvelles solutions de remédiation RGA avec les acteurs socio-économiques impliqués. Il s'agit par exemple de la solution MACH « MAison Confortée par Humidification », pour le confortement des maisons exposées à la sécheresse et ORSS « Observatoire des Routes Sinistrées par la sécheresse » avec le concours des départements de la région Centre-Val de Loire pour la stabilisation des routes affectées par le RGA.

2. Phénomène de RGA et impacts du changement climatique

2.1. Processus de retrait et de gonflement dans les sols argileux

Les processus naturels de retrait et de gonflement sont une succession de variations de teneur en eau d'un sol argileux sous l'effet de sollicitions hydriques et cycliques influencées par les conditions météorologiques de sécheresse et de précipitations. Par ailleurs, le phénomène de RGA dépend de la nature minéralogique du sol argileux et l'environnement proche dans lequel il se produit. Pour comprendre comment se traduisent les processus de retrait et de gonflement d'un sol argileux, la figure 1 montre l'évolution de l'état d'un élément de sol idéalisé soumis à un cycle complet de séchage-humidification.

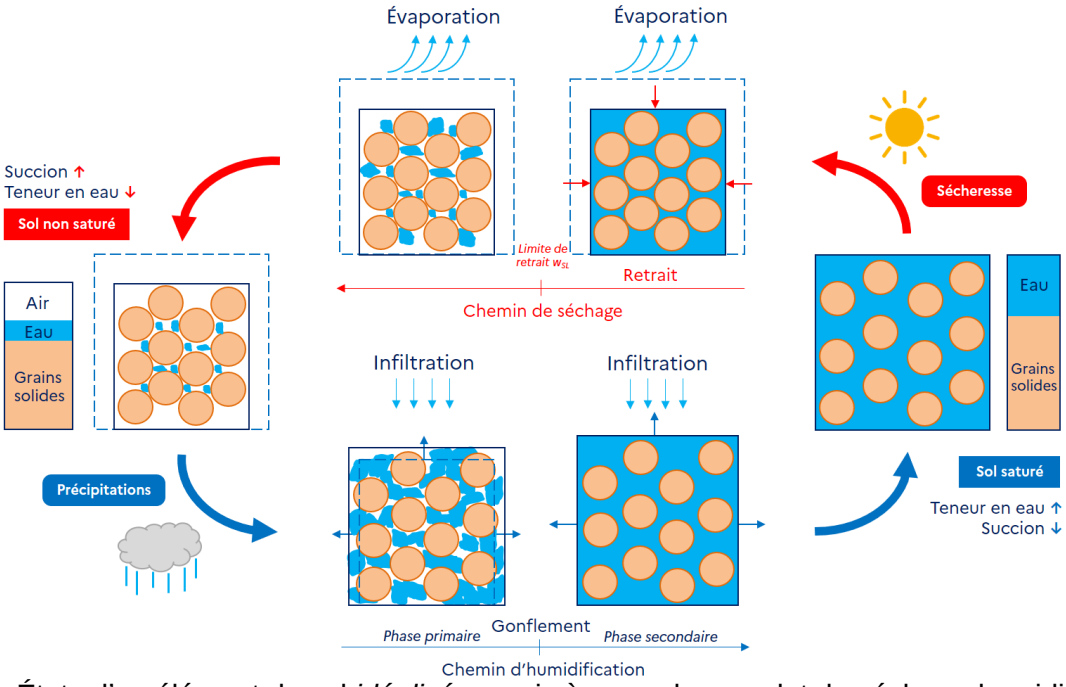


Figure 1. États d'un élément de sol *idéalisé* soumis à un cycle complet de séchage-humidification.

Sur la figure 1, un élément de sol saturé idéalisé soumis à un chemin de séchage (sécheresse) enregistre à la fois une déformation volumique (flèches rouges) dans le sens du retrait et une perte de masse liée l'évaporation de l'eau présente dans le sol. Cette première phase dite de « retrait » est caractérisée par le rapprochement des grains solides et se poursuit jusqu'à la limite de retrait notée w_{SL}, à partir de laquelle le séchage se poursuit via l'évaporation. Sur ce chemin de séchage, la teneur en eau du sol diminue et inversement, sa succion augmente et le sol devient non saturé à l'état final. A noter que les cinétiques du retrait et du séchage dépendent, entre autres, des conditions hydriques

du milieu. En effet, Ighil Ameur et Hattab (2019) ont observé des vitesses de retrait plus rapides à forte succion imposée à un échantillon de kaolinite initialement saturé. La succion du sol, pouvant être influencée par les conditions météorologiques et celles de l'environnement proche, est susceptible d'affecter la cinétique du retrait sous l'effet de la sécheresse.

La figure 1 montre que sur un chemin d'humidification par infiltration d'eau, le sol subi le phénomène de gonflement en deux phases (Reiffsteck, 1999) : (i) la phase primaire, avec la migration ou la diffusion de l'eau dans le sol à partir de ses extrémités. Elle est plus ou moins longue suivant la nature du sol, son état de saturation (selon le mode d'imbibition) ainsi que l'état des contraintes. Elle peut durer de quelques heures à plus d'un mois. (ii) la phase secondaire, liée à l'hydratation progressive des minéraux argileux, qui correspond à un processus de cinétique lente. Sur ce chemin d'humidification, la teneur en eau du sol augmente et inversement, sa succion diminue et tend vers zéro lorsque le sol devient saturé à l'état final à la fin du cycle complet de séchage-humidification.

2.2. Évolution du phénomène RGA sous l'effet du changement climatique

La question de l'impact du changement climatique sur la sinistralité sécheresse et le phénomène de RGA a été anticipée il y a quelques années à travers des études prospectives et des modélisations sous différents angles (climatique, assurantiel et phénoménologique). Plat et al. (2009) ont étudié ce sujet en soulevant les quelques questions suivantes : (i) le phénomène de RGA va-t-il s'intensifier ? Affectera-t-il les constructions jusque-là épargnées ? Engendrera-t-il des désordres plus conséquents sur les maisons sinistrées ? (ii) Y aura-t-il une modification de l'extension géographique affectée par le RGA ? (iii) Quel sera l'impact de l'augmentation de la fréquence des sécheresses sur les désordres occasionnés ?

Le phénomène de RGA s'intensifie naturellement et durablement avec l'accentuation des cycles de séchage-humidification qui, en se produisant d'une manière encore plus aléatoire, fragilisent davantage les propriétés hydromécaniques des sols argileux. De plus, les sécheresses plus longues et intenses engendreront une dessiccation plus profonde, estimée aujourd'hui aux deux premiers mètres proches de la surface exposée à l'évapotranspiration. En fonction de la qualité de construction des ouvrages exposés et la configuration de leur environnement proche, cela peut en effet affecter des constructions épargnées dans le passé et induire des désordres conséquents (Fig. 2).

Figure 2. Exemples de dommages imputables à la sécheresse et au phénomène de RGA : (a) fissuration de la structure d'une maison, (b) fissuration d'une route départementale.

L'augmentation de la fréquence des sécheresses extrêmes constatée ces six dernières années aura pour conséquences ; l'augmentation de la vulnérabilité du bâti et un effet cumulatif des désordres. Ainsi, ces désordres cumulés nécessiteront alors des travaux lourds et coûteux. Pour les dégâts sécheresse indemnisés par les assureurs, la nouvelle projection de France Assureurs aboutit au triplement de la charge moyenne annuelle (13,8 MD€ entre 1989 et 2019) à hauteur de 43 MD€ et estime à 17,2 MD€ la part de l'effet du changement climatique à horizon 2050 (FA, 2021).

3. Conséquences du RGA sur le bâti et les sinistrés

Les conséquences de la sécheresse et du phénomène de RGA ne se limitent pas aux seuls dommages matériels du bâti et aux coûts assurantiels (maisons) et d'entretien (routes), à la tendance croissante. L'impact sociologique et psychologique subi par les sinistrés au quotidien (cas de l'habitat) est tout aussi important à prendre en compte ; (i) l'aspect cumulatif et la cinétique lente du RGA, (ii) la récurrence et l'intensité des événements météorologiques dans le contexte du changement climatique et (iii) la lenteur des procédures d'indemnisation, sont autant de facteurs de préoccupation pour les sinistrés.

3.1. Impacts du RGA sur les structures légères

L'analyse des effets de la sécheresse et du RGA sur les structures légères requière la prise en compte de l'ensemble des éléments impliqués : la structure de l'ouvrage (maison ou route), le sol de fondation, la météorologie locale et surtout l'environnement proche (végétation, gestion des eaux, évapotranspiration, etc). La figure 3 propose une synthèse de ces facteurs prépondérants et des dommages induits pour les routes et les maisons.

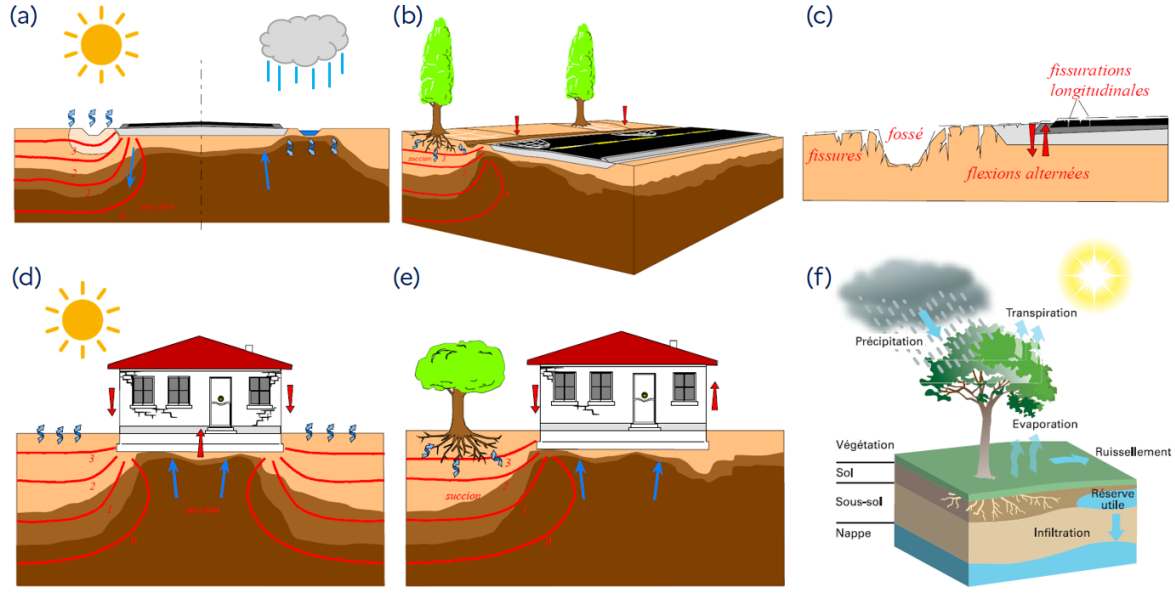


Figure 3. Conséquences du RGA et impacts de l'environnement proche : (a), (b) et (c) sur une route, (d) et (e) sur une maison (Reiffsteck, 1999) et (f) cycle de l'eau (Béchade, 2014).

Les départements, gestionnaires en charge de l'entretien des routes départementales, sont de plus en plus confrontés aux fissurations et dégradations liées à la sécheresse. En effet, les sols argileux très plastiques, sur lesquels sont construites ces routes, sont sensibles aux variations de teneur en eau au niveau des couches supérieures, fortement exposées aux conditions météorologiques et aux facteurs de l'environnement proche. Lors des périodes de sécheresse, cela entraîne sur les routes des désordres souvent matérialisés par des fissures longitudinales et des tassements différentiels proches des bords (Fig. 3c). Reiffsteck (1999) présente sur la figure 3 les pathologies les plus évidentes en lien avec l'environnement proche de la route : (i) sous les effets des cycles sécheresse/humidification (Fig. 3a), le sol de fondation est soumis à des mouvements alternés verticaux irréversibles. Ceci est caractérisé par un phénomène de retrait latéral en été et un phénomène de gonflement en hiver avec comme conséquences des contraintes de traction sur la structure de chaussée entraînant des fissures longitudinales, (ii) en présence de la végétation qui borde la chaussée (Fig. 3b), une influence racinaire par la succion favorise l'amplification du RGA et fragilise davantage cette zone active au

niveau des accotements, déjà fortement exposée et sollicitée par les conditions météorologiques.

Les maisons individuelles construites le plus souvent sur des fondations superficielles sont les plus vulnérables au phénomène de RGA et les déformations volumiques induites du sol de fondation. D'abord, les saisonnalités (Fig. 3d) avec une survenance devenue très variable provoquent la dessiccation et le retrait des couches superficielles du sol (jusqu'à 2 m de profondeur) pendant la période de sécheresse, puis une saturation marquée par le gonflement des sols argileux pendant la période de précipitations. De plus, la présence de végétation à proximité des fondations (Fig. 3e) accentue la succion du sol par l'action racinaire (jusqu'à 5 m de profondeur). Par ailleurs, une mauvaise gestion des eaux autour de la maison (Fig. 3f) peut être préjudiciable, où une infiltration indésirable au droit des fondations peut provoquer la plastification du sol et leur enfoncement. Ainsi, ces variations de teneur en eau dans le sol peuvent altérer ses propriétés hydromécaniques et entraîner la fissuration voire la rupture de la structure qu'il supporte.

3.2. Impacts sociologique et psychologique du RGA sur les sinistrés

Si le phénomène de RGA est étudié et documenté en France depuis plusieurs années, il y a encore une méconnaissance des sinistrés et des acteurs locaux sur l'impact de la sécheresse et du RGA sur le bâti et les dispositions constructives pour s'en prémunir. Les sinistrés se sentent ainsi bien souvent démunis face aux coûts des travaux et à l'impact psychologique que peut induire la dégradation de leurs habitations. De plus, sans accompagnement, les sinistrés méconnaissent les procédures d'indemnisation en cas de reconnaissance de l'état de catastrophe naturelle (cat-nat) et les aides exceptionnelles auxquelles ils pourraient être éligibles en l'absence de reconnaissance cat-nat. Prenons l'exemple de la commune de Cour-Cheverny dans le Loir-et-Cher qui n'a toujours pas été reconnue cat-nat sécheresse et ce depuis 2015. Paradoxalement, la commune recense plus de 96% de maisons fortement ou moyennement exposées au RGA. Avec des fissures béantes qui s'aggravent de sécheresse en sécheresse, le maire et ses administrés sinistrés sont dans l'incompréhension quant à la non reconnaissance cat-nat de leur commune.

Les sinistrés, parfois regroupés en collectifs ou faisant appel à des associations, expriment leur inquiétude face à chacune des situations qu'ils vivent désormais au quotidien avec parfois des situations critiques, comme perdre son travail de garde d'enfants en raison des fissures importantes et visibles dans son lieu de travail (sa maison) ou encore aller au travail en craignant que la structure fissurée du garage automobile s'effondre sur les employés. Il est donc important de considérer les impacts sociologique et psychologique dans la réponse globale et la gestion de ce phénomène par les pouvoirs publics et les acteurs socio-économiques concernés.

4. État des lieux des solutions d'adaptation au changement climatique

4.1. Actions de prévention, information et sensibilisation

Les professionnels de la construction ne sont pas toujours suffisamment informés et formés sur le phénomène de RGA, sa bonne caractérisation et les bonnes pratiques constructives pour la prévention des dommages sécheresse. Pour toute nouvelle construction de maison, la Direction de l'Habitat, de l'Urbanisme et des Paysages a publié fin 2021 une plaquette de communication à destination du public sur la nouvelle réglementation (art. 68 de la loi ELAN) et les bonnes pratiques pour construire en terrain argileux sensible au RGA (DHUP, 2021). De même, le Cerema vient de publier la première fiche de sensibilisation qui donne aux gestionnaires une information technique

sur les conséquences du changement climatique sur les infrastructures routières (Cerema, 2022).

Il convient également de coordonner les services en charge des risques naturels dans les collectivités et les services de l'Etat à l'échelle locale pour la gestion et la diffusion de l'information et du conseil sur la sécheresse et le phénomène de RGA afin de mieux renseigner et orienter les acteurs qui en sont demandeurs. Par ailleurs, il est recommandé de sensibiliser les propriétaires de maisons vulnérables (en zones d'exposition RGA forte ou moyenne) pour prendre les dispositions nécessaires afin de limiter l'impact des facteurs de l'environnement proche de la maison pour réduire sa vulnérabilité face au RGA.

4.2. Exemple de travaux pour la résilience des maisons : solution MACH

Dans la perspective de développer de nouvelles solutions de remédiation, alternatives aux techniques de réparation classiques, le Cerema a expérimenté à l'échelle d'une maison test sinistrée, entre fin 2016 et fin 2020, une solution innovante nommée MACH « MAison Confortée par Humidification » (Cerema, 2019). Le principe de MACH (Fig. 4) vise à maintenir un état hydrique équilibré au niveau du sol de fondation pendant les périodes de sécheresse. Cela consiste à réhydrater le sol durant la sécheresse par l'eau de pluie, préalablement récupérée et stockée pendant la période humide. Il s'agit d'une solution résiliente et d'adaptation au changement climatique permettant de stabiliser les dommages existants (de faible ampleur) et empêcher la survenance de nouvelles fissures.

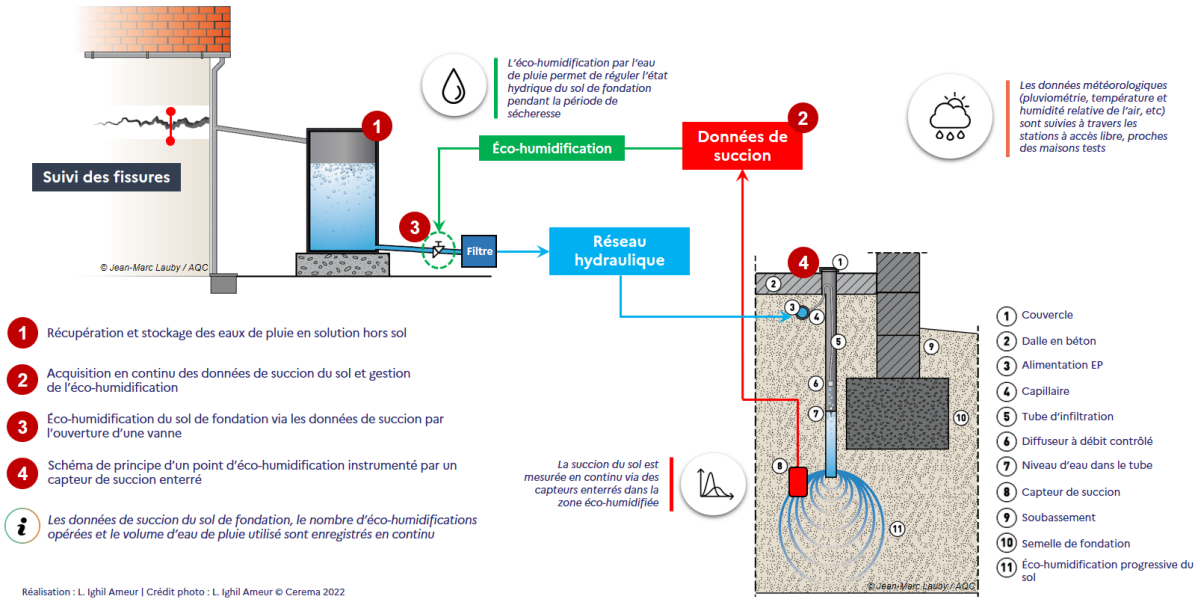


Figure 4. Schéma de principe de la solution MACH du Cerema.

Les résultats observés durant les 4 années de sécheresses intenses de 2017 à 2020 sont satisfaisants tant en termes de stabilisation d'ouverture des fissures existantes que d'absence d'apparition de nouvelles fissures sur les façades confortées (Ighil Ameur, 2021). Cette solution est à la fois écologique, efficace, peu couteuse, et donc accessible à tous les sinistrés. À titre indicatif, le procédé expérimental MACH a été mis en place pour un coût total de 15 k€ HT, soit un coût nettement inférieur à celui d'un confortement en sous-œuvre traditionnel. Cette technologie, actuellement testée en stabilisation post-sinistre, pourrait également être mise en œuvre en phase de prévention pour éviter la survenance de dommages des bâtiments exposés.

4.3. 3. Exemple de recherche pour la résilience des routes : projet ORSS

Les techniques classiques de réparation de chaussée n'étant pas adaptées au phénomène de RGA, les conséquences pour les gestionnaires sont ainsi importantes en termes de coûts d'entretien annuel. D'autre part, il y a un fort enjeu de sécurité des usagers. Le Cerema, en partenariat avec les départements de la région Centre-Val de Loire, développe de nouvelles solutions de remédiation pour limiter les vulnérabilités des routes affectées par le RGA dans le contexte du changement climatique. Ce multi-partenariat inédit est nommé ORSS « Observatoire des Routes Sinistrées par la Sécheresse » (Cerema, 2020). ORSS à ce jour est un partenariat régional co-financé entre le Cerema et cinq départements (Cher, Indre, Indre-et-Loire, Loir-et-Cher et Loiret), 8 sites expérimentaux et 16 planches d'essais, 11 solutions de remédiation testées et au total 2,5 km de routes confortées.

Figure 5. Illustration des solutions de remédiation testées à ce jour dans le cadre du projet ORSS.

En fonction de la partie confortée des éléments qui composent la route, les solutions de remédiation expérimentées peuvent être classées en trois catégories (Fig. 5) :

- *Catégorie 1* : consiste à agir sur la structure de chaussée afin de la renforcer pour reprendre la remontée de fissures (Cerema, 2021a) ;
- *Catégorie 2* : consiste à agir sur l'environnement proche de la route pour limiter les effets des facteurs amplificateurs de la dessiccation tels que l'évapotranspiration au niveau des accotements et l'influence racinaire de la végétation (Cerema, 2021b) ;
- *Catégorie 3* : consiste à agir sur le sol argileux via un traitement en profondeur, pouvant atteindre 4,00 m, pour réduire par des relations physico-chimiques sa sensibilité au RGA et conserver un état hydrique équilibré (Cerema, 2021c).

De plus, une instrumentation avec des capteurs de succion accompagne la mise en place de ces solutions pour analyser et évaluer leur efficacité et leur durabilité.

5. Conclusions et perspectives

Les sécheresses intenses et successives subies ces six dernières années ont fortement contribué à la dégradation des structures en surface (routes et maisons). Ces ouvrages, construits sur des sols sensibles au RGA, sont affectés par des fissurations de dessiccation accentuées par les facteurs de l'environnement proche. Dans le contexte du changement climatique, les solutions de confortement classiques ne sont pas adaptées pour faire face à la récurrence et l'intensité des événements météorologiques à venir.

Les travaux de recherche menés pour la réduction des vulnérabilités des ouvrages exposés au RGA ne peuvent se faire sans l'implication de tous les acteurs concernés, en incluant les sinistrés (maisons) et les gestionnaires (routes). Les efforts doivent être fournis à tous les niveaux en diffusant largement l'information sur le RGA et en sensibilisant ses conséquences, en mettant en œuvre les recommandations et les dispositions constructives en vigueur et enfin en poursuivant la conception et le développement des nouvelles solutions d'adaptation au changement climatique.

Le développement de la solution MACH se poursuit à travers deux déploiements en parallèle : (i) le projet « MACH Series » en partenariat avec les assureurs, qui vise à réaliser de nouvelles expérimentations sur des maisons avec des configurations différentes pour confirmer le caractère reproductible de la solution MACH et son adaptabilité aux différents sites, (ii) le projet « MACH+ » qui vise à intégrer l'intelligence artificielle pour l'humidification automatique du sol en fonction des seules données météorologiques locales.

En parallèle à la démarche ORSS, l'intérêt à l'échelle nationale est de recenser les sites sinistrés par la sécheresse et les solutions expérimentées par les gestionnaires pour alimenter une base de données. L'objectif de l'ORSS est de produire un « Guide des nouvelles solutions de remédiation pour conforter les routes sinistrées par la sécheresse ».

6. Références bibliographiques

Béchade A.F. (2014). La pathologie des fondations superficielles. Guide Pathologies des bâtiments : CSTB Éditions, 360 pages, numéro ISBN 978-2-86891-597-9.

Cerema (2022) Les fiches "Résilience des infrastructures" : RGA. Fiche n°01 consacrée au phénomène de RGA et son impact sur les infrastructures routières.

Cerema (2021a) Route exposée au retrait-gonflement des sols : Evaluation d'une technique de confortement par pose de blocs de Compostyrène®.

Cerema (2021b) L'injection de résine expansive pour conforter les routes exposées aux sécheresses expérimentée par le Cerema et le département d'Indre-et-Loire.

Cerema (2021c) Le Cerema et le département du Loiret lancent une expérimentation avec le procédé RemediaClay® pour stabiliser les routes exposées à la sécheresse.

Cerema (2020) Adapter les routes aux impacts du changement climatique : l'Observatoire des Routes Sinistrées par la Sécheresse.

Cerema (2019) Stabilisation du phénomène de retrait-gonflement des sols argileux sous les habitations : un système innovant par infiltration d'eau de pluie.

CCR (2021). Actualité des événements cat nat : Retour sur les événements 2019-2020. Article web de la Caisse Centrale de Réassurance.

DHUP (2021). Sols argileux, sécheresse et construction. Article web du ministère français en charge de l'écologie.

FA (2021). Impact du changement climatique sur l'assurance à l'horizon 2050. Rapport web de France Assureurs.

Ighil Ameur L. (2021). Experimental analysis of shrinkage-swelling phenomenon of clays - application to an individual house affected by drought under climate change effects. ASCE EMI-PMC International Conference (virtual event), New York, USA.

Ighil Ameur L., Hattab M. (2019). Controlled desiccation behaviour of a clayey material based on digital image correlation DIC method. Proceedings of the XVII European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering – ECSMGE. 1-6 September, Reykjavik, Island.

MRN (2022). Référentiels de résilience du bâti aux aléas naturels. Ouvrage web de la Mission Risques Naturels.

Plat E., Vincent M. et Lenôtre N. (BRGM), Peinturier C., Poupat B. et Dorelon P. (MEEDDAT/CGDD), Chassagneux P. (Météo France), Kazmierczak J.B. (INERIS),

Salagnac J.L. (CSTB), Gerin S., Nussbaum R. et Chemitte J. (MRN) (2009). Estimation des coûts du changement climatique liés à l'aléa retrait-gonflement. Rapport final du GTRNACC. BRGM/RP-56771-FR, 62 p., 28 ill.

Reiffsteck P. (1999). Les sols gonflants en Génie Civil : Synthèse bibliographique et cartographie. Pôle Géotechnique. Thème GEO 37, Rapport de recherche 1.37.01.9.

SDES (2021). Nouveau zonage d'exposition au retrait-gonflement des argiles : plus de 10,4 millions de maisons individuelles potentiellement très exposées. Article web du ministère en charge de l'écologie en France.

DÉPLACEMENTS DE SURFACE DANS LE BASSIN HOUILLER LORRAIN : REFLET DES EXPLOITATIONS PASSÉES ET ACTUELLES

SURFACE DISPLACEMENTS IN THE LORRAINE COALFIELD: A REFLECTION OF PAST AND PRESENT UNDERGROUND OPERATIONS

Guillaume Modeste[1], Maniang Diallo[1], Marianne Conin[1], Yann Gunzburger[1]
[1] *GéoRessources – École des Mines de Nancy, France*

RÉSUMÉ – La technique PS-InSAR est appliquée aux images radar Sentinel-1 acquises entre novembre 2014 et décembre 2019 à travers le bassin houiller lorrain. Les résultats révèlent l'occurrence de soulèvements autour des anciens panneaux miniers, en lien avec l'ennoyage en cours. Des déplacements sont détectés aux abords d'une carrière d'anhydrite alors que les résultats sont non-concluants concernant la production de gaz de charbon.

ABSTRACT – The PS-InSAR technique is applied to Sentinel-1 SAR images acquired between November 2014 and December 2019 across the Lorraine coalfield. The results reveal the occurrence of uplift close to old mining panels, related to the ongoing flooding at depth. Displacements are also detected in the vicinity of an anhydrite quarry, while results are inconclusive regarding the coal gas production test area.

1. Introduction

L'une des principales répercussions des activités extractives souterraines se présente sous la forme de déplacements de surface, se produisant aussi bien pendant, qu'après. Par ailleurs, les déplacements de surface nous renseignent sur l'état et l'évolution des déformations en profondeur, qu'elles soient d'origine naturelle ou anthropique. Le suivi précis et régulier des déplacements de surface est ainsi devenu un enjeu crucial pour les populations, les exploitants, les experts et les décideurs publiques afin de quantifier les répercussions en surface et caractériser les phénomènes souterrains.

Développée il y a quelques décennies, l'interférométrie radar, ou InSAR, a révolutionné le suivi des déplacements de surface (Massonnet et Feigl, 1998). À partir du traitement d'images radar, il est en effet possible de cartographier les déplacements dans des régions de plusieurs centaines de kilomètres carrés. En outre, la précision des résultats atteint celle des méthodes conventionnelles de suivi telles que le nivellement (Katelaar, 2009).

L'exploitation du charbon par les Houillères du Bassin de Lorraine (HBL) pendant plus d'un siècle a marqué durablement la région, tant au niveau de l'aménagement du territoire que de la topographie avec la survenue d'affaissements miniers (Al Heib et al., 2005). L'exploitation s'est arrêtée en 2004 et peu de temps après, les pompages d'exhaure, permettant de maintenir les vides souterrains hors d'eau, l'ont aussi été. En conséquence, les anciens travaux miniers sont en cours d'ennoyage, phénomène connu pour induire des soulèvements. Une précédente étude a notamment mis en lumière la transition entre les affaissements miniers liés à l'exploitation et les soulèvements dus à l'ennoyage dans notre région d'étude (Samsonov et al., 2013).

Le charbon est riche en méthane, adsorbé à la surface de ses pores et créé lors du processus d'houillification. Depuis quelques décennies, ce méthane est extrait des couches de charbon en Chine, en Australie et aux États-Unis. Toutefois, concernant ces exploitations de gaz de charbon (« CoalBed Methane » ou CBM en anglais) et en dépit de la multiplication des sites opérationnels à travers le monde, l'impact potentiel d'une telle activité sur les déplacements de surface n'a été que peu étudié. Dans le bassin houiller lorrain, une phase

test de production de gaz de charbon a eu lieu de mi 2017 à fin 2019. Compte-tenu de ce contexte, l'état actuel des déplacements de surface dans le bassin houiller lorrain doit être mieux caractérisé.

2. Le bassin houiller lorrain

Le bassin houiller lorrain s'étend de la Sarre allemande à la Meuse, couvrant ainsi une aire longue d'environ 140 km et large de 70 à 80 km (Figure 1). Les veines de charbon, réparties en plusieurs couchent multi-métriques, datent du Westphalien et du Stéphanien (Donsimoni, 1981). Elles affleurent à l'Est du bassin et plongent à plusieurs kilomètres de profondeur à l'Ouest de celui-ci. Ces couches sont plissées et faillées lors de l'orogénèse hercynienne.

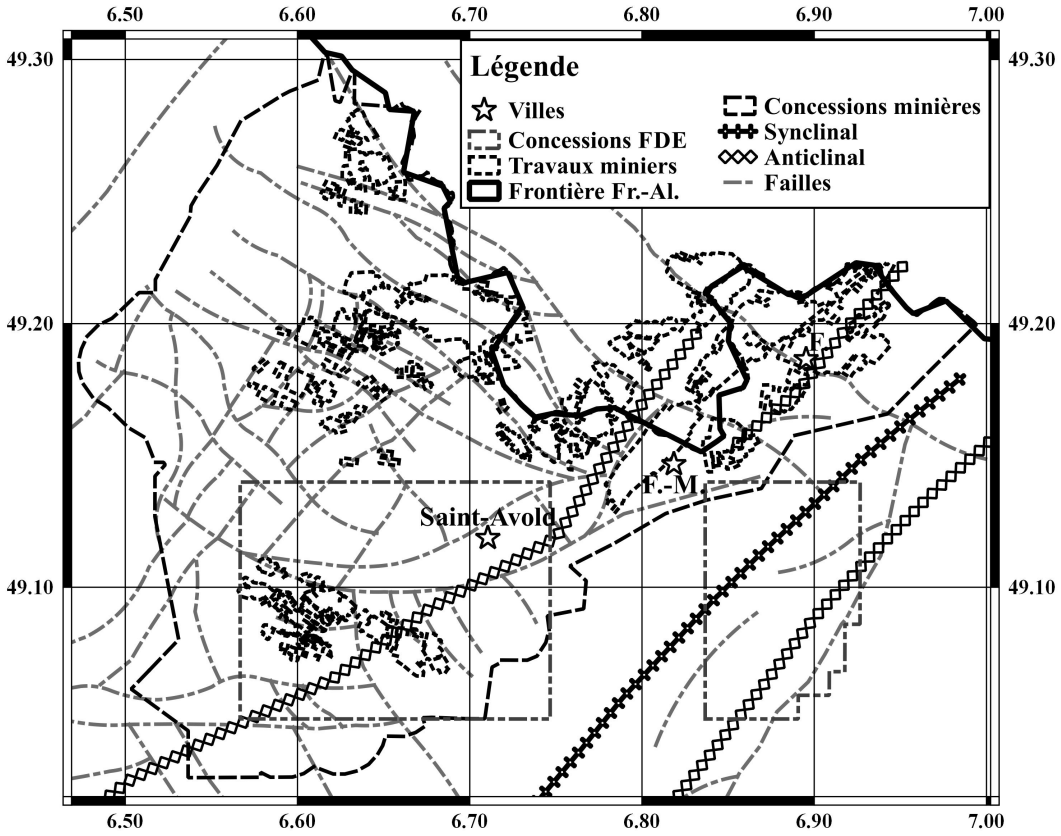


Figure 1. Carte du bassin houiller lorrain (F. : Forbach ; F.-M. : Freyming-Merlebach)

Du fait de la disparité des pendages, différentes méthodes d'extraction et de remblayage ont été employées par les HBL. Elles ont également évolué avec les avancées technologiques. À la fin de l'exploitation, les concessions minières ont couvert environ 500 km² répartis en quatre secteurs : Est (Forbach), Centre (Freyming-Merlebach), Ouest (Creutzwald, Berwiller-en-Moselle) et Sud (Foschwiller). En tout, 800 millions de tonnes de charbon ont été extraites, dont 591 t à partir de 1946.

Depuis le milieu des années 2000, l'entreprise La Française de l'énergie (FDE) conduit des travaux prospectifs en vue d'une possible exploitation du CBM dans la région et son projet est toujours en cours d'étude (estimation des volumes extractibles, qualité du gaz, potentiels impacts sur l'environnement). En lien avec les demandes de concession, une phase test de production s'est déroulée de mi-2017 à fin 2019 au puits de Lachambre (Figure 1).

3. Interférométrie radar

L'interférométrie radar repose sur le traitement d'images radar afin d'aboutir à une estimation des déplacements de surface (Ferretti, 2014). Les images radar sont acquises en continue et de manière régulière par les satellites. L'acquisition peut se faire aussi bien de jour que de nuit, quel que soit la météo, le radar étant une source active contrairement aux appareils optiques. Lors d'une acquisition, le radar émet des ondes électromagnétiques en direction de la surface terrestre, les ondes réfléchies sont ensuite captées par une antenne et enregistrées. À partir de ces ondes retour, une image est formée après plusieurs étapes de traitement. La taille d'un pixel varie de quelques mètres à quelques dizaines de mètres en fonction du satellite, cette taille définira la résolution spatiale des résultats InSAR. À chaque pixel est associé un nombre complexe, reflet de l'amplitude et du déphasage de l'onde retour. L'amplitude dépend des propriétés de la surface de réflexion et le déphasage, de la distance satellite-surface. Une fois l'archive d'images à traiter constituée, tout l'enjeu repose sur l'extraction de l'information concernant la distance satellite-surface contenue dans le déphasage et d'en déduire ensuite le déplacement. À cette fin, des interferogrammes, produit conjugué pixel à pixel de deux images radar, sont créés. Après traitement, un déplacement incrémental est calculé à chaque date pour chacun des pixels, permettant d'obtenir l'évolution temporelle du déplacement de chaque pixel. Le déplacement obtenu est orienté selon la ligne de visée du satellite (LoS), spécifique à chaque satellite et qui est une combinaison des axes verticaux et horizontaux.

Compte tenu du fort couvert végétal du bassin houiller lorrain, nous avons utilisé la méthode des réflecteurs persistants (PS-InSAR) implémenté dans le logiciel « *Stanford Method for Persistent Scatterer* » (StaMPS) (Hooper et al., 2012). En effet, les surfaces végétalisées sont connues pour impacter défavorablement la qualité du traitement, étant des sources de décorrélations spatio-temporelles significatives. Le traitement PS-InSAR repose ainsi sur la présence de réflecteurs dominants, essentiellement des infrastructures humaines telles que des toits et des murs, afin de diminuer les bruits et les décorrélations induites par les surfaces végétales. La formation des interférogrammes est réalisée sur le logiciel « *Sentinel Application Platform* » (SNAP) en suivant la chaine de traitement développée à cet effet (Fourmelis et al., 2018).

Dans cette étude, nous avons traité l'archive (ou « *track* ») 88 du satellite Sentinel-1, couvrant la période du 4 novembre 2014 au 1er janvier 2020 avec une acquisition tous les 12 jours, puis tous les 6 jours à partir de fin 2016 (Tableau 1).

Tableau 1. Présentation et caractéristiques de l'archive traitée.

Satellite	Track	Nombre d'images	Cycle d'acquisition	Angle d'incidence/de visée
Sentinel-1	88	217	12 jours, puis 6 jours	38.9°/36.1°

4. Résultats

4.1. La carte des vitesses moyennes LoS

Les résultats du traitement sont d'abord présentés sous forme de carte vitesse moyenne selon la ligne de visée du satellite (LoS) à l'échelle de la zone d'étude (Figure 2). La vitesse moyenne de chaque pixel est calculée avec une régression linéaire par les moindres carrés de l'évolution temporelle de son déplacement. Comme anticipé, la répartition des résultats est hétérogène du fait du fort couvert végétal de la région.

Malgré tout, des déplacements sont détectés à travers le bassin houiller lorrain. L'essentiel des vitesses est compris entre -1 et +1 mm/an, correspondant à des zones stables (Figure 2). Les soulèvements sont localisés aux abords des travaux miniers dans les secteurs Est, Centre et Ouest. L'aire impactée couvre environ 10 km selon l'axe SO-NE et 5 km selon l'axe SE-NO. En comparaison, le secteur Sud est stable. Dans les secteurs

Est et Centre, les vitesses atteignent +9 mm/an en LoS, contre à peine +3 à +4 mm/an dans le secteur Ouest. Toutefois, dans la mesure où les résultats InSAR ne couvrent pas les zones végétalisées, la vitesse moyenne du soulèvement pourrait potentiellement être plus importante dans ces zones. À l'opposé, dans la ville de Sarrebruck, côté allemand, un affaissement est détecté. La vitesse atteint -6 mm/an à travers une faible surface, inférieure à 1 km².

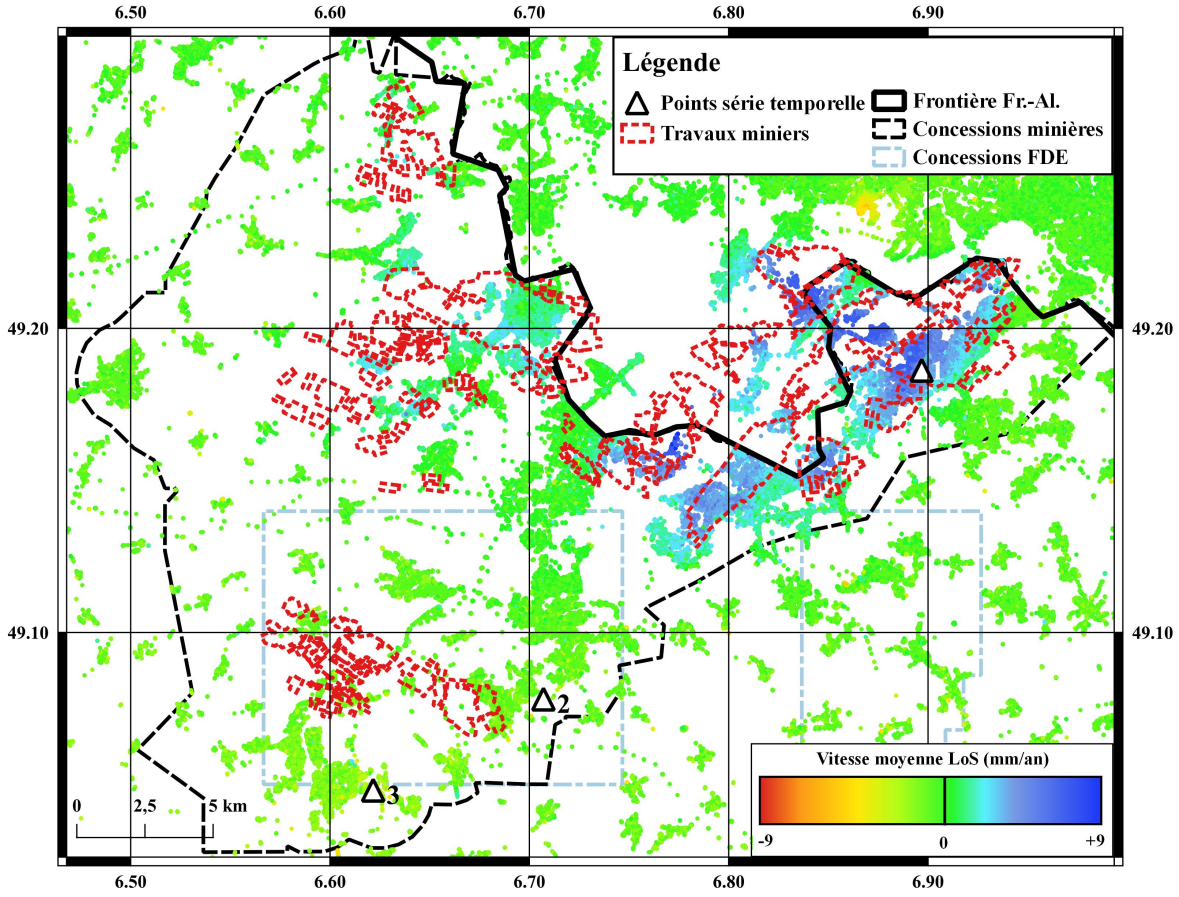


Figure 2. Carte des vitesses moyennes LoS sur la période novembre 2014 – décembre 2019. Les zones blanches correspondent en très grande majorité à des surfaces dépourvues de réflecteurs persistants. Dans ces zones, l'amplitude des vitesses moyennes peut être plus importante que dans les zones couvertes par les résultats InSAR.

4.2. Les séries temporelles

En complément des cartes de vitesses moyennes, des séries temporelles sont réalisées afin de regarder l'évolution temporelle du déplacement sur la période étudiée (Figure 3). À chaque image et à chaque date d'acquisition est estimée un déplacement incrémental pour tous les pixels. La série temporelle est réalisée en sélectionnant tous les pixels présents dans un rayon de 100 m autour du point considéré et en moyennant leur déplacement incrémental à chaque date. Si un seul pixel est présent dans le cercle, le déplacement de la série temporelle est celui du pixel.

Trois séries temporelles sont présentées ici : une dans les zones se soulevant, à Rosbruck (triangle 1), une deuxième à Lachambre (triangle 2) et une dernière aux abords de Faulquemont (triangle 3) (Figure 2). En premier lieu, une certaine dispersion est observable sur les trois séries temporelles. Bien que présente, cette dispersion est moins importante que les déplacements observés.

À Rosbruck, le déplacement cumulé est supérieur à +30 mm dans la ligne de visée du satellite (LoS) (Figure 3.a). Le déplacement est continu et la courbe semble s'infléchir. Toutefois, une plus longue période d'observation permettrait de s'assurer de ce point. Ce

soulèvement serait lié à l'ennoyage des travaux en cours. En effet, l'ennoyage des travaux miniers se poursuit dans les secteurs Est, Centre et Ouest. Le niveau d'eau en profondeur continue de monter de l'ordre de 3 à 4 m/an dans le secteur de Rosbruck. En comparaison, à Folschwiller (secteur Sud), l'ennoyage est terminé depuis quelques décennies et la zone est stable sur l'ensemble de la période étudiée. Aussi, côté allemand, les travaux miniers ne sont pas ennoyés, expliquant l'occurrence d'un affaissement à Sarrebruck.

À l'inverse, à Lachambre et à Faulquemont, les déplacements ne sont pas continus. Pour les deux séries temporelles, une première période de stabilité est observable, jusque juin-juillet 2018 à Lachambre et à Faulquemont (Figure 3.b-c). Suite à cette période de stabilité, un déplacement est détecté aux deux points. Ces deux déplacements sont concomitants à une activité souterraine, le début d'une phase test de production de gaz de charbon à Lachambre et l'extension de la carrière d'anhydrite à Faulquemont. Le déplacement cumulé est de l'ordre de 10 mm aussi bien à Lachambre qu'à Faulquemont. Toutefois, ces déplacements ne semblent pas directement liés aux activités sous-jacentes. À Lachambre, un seul pixel est utilisé pour produire la série temporelle, le seul pixel présent au-dessus de l'exploitation test et le pixel le plus proche est à environ 200 m. Le pixel détecté se situe au niveau d'une station de pompage rattachée à une station d'épuration. Il est alors difficile de déterminer si le déplacement détecté est dû à la production de gaz de charbon ou au fonctionnement de la station de pompage. À Faulquemont, le point de la série temporelle se situe à quelques centaines de mètres de l'extension. Or, la carrière se situe à environ 80 m de profondeur, la zone d'influence de la carrière s'étend alors sur une centaine de mètres autour de l'exploitation. Ainsi, pour les deux points, des recherches complémentaires sont nécessaires pour déterminer l'origine des déplacements observés.

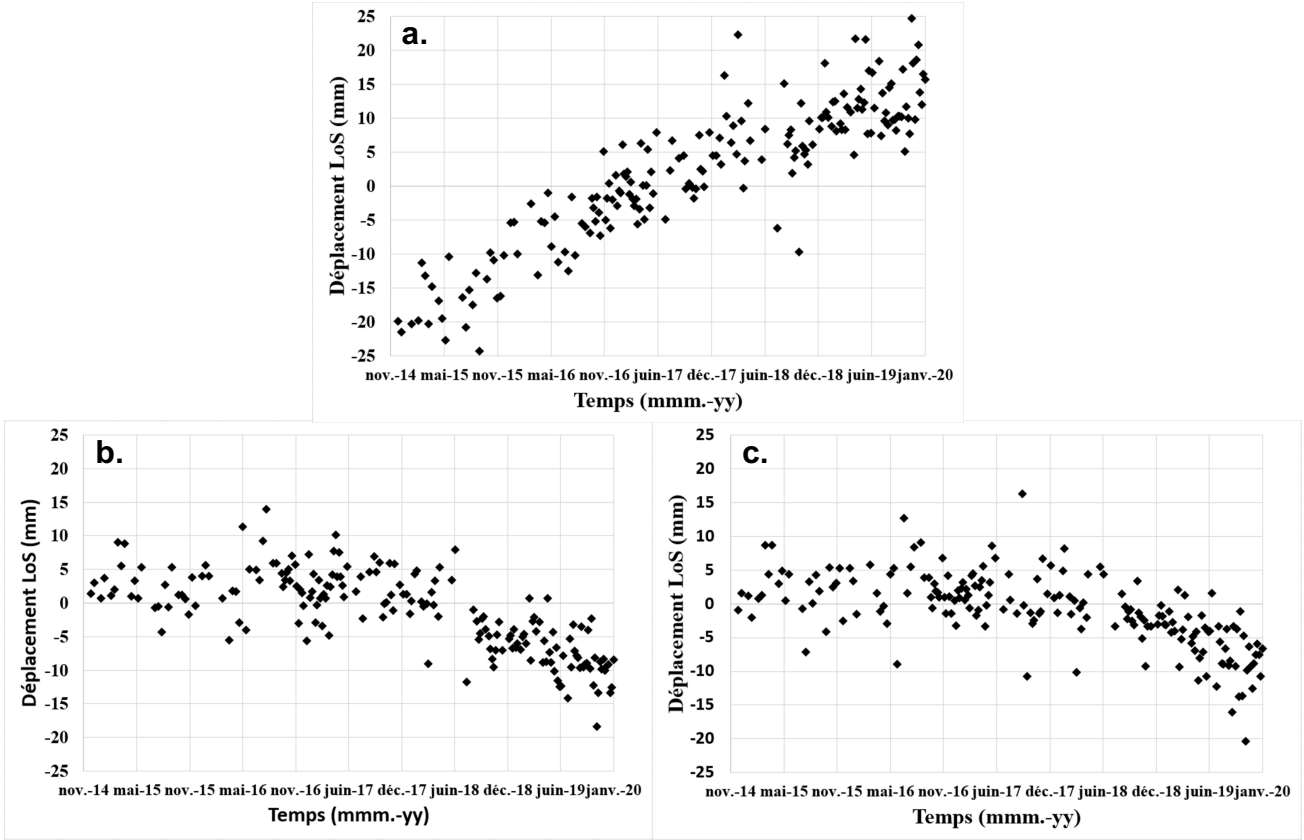


Figure 3. Série temporelle du déplacement selon la ligne de visée du satellite (LoS) à Rosbruck (a), Lachambre (b) et Faulquemont (c)

5. Conclusions

Suite au traitement de la *track* 88 du satellite Sentinel-1 par la méthode PS-InSAR, des déplacements de surface sont détectés à différents endroits du bassin houiller lorrain sur la période novembre 2014 – décembre 2019. Nos résultats démontrent l'occurrence de soulèvements en lien avec l'ennoyage des travaux miniers et ce, plus de 13 ans après le début de ce dernier. La vitesse de soulèvement atteint la valeur de + 9 mm/an selon la ligne de visée du satellite et semble décroitre au cours du temps. La vitesse moyenne du soulèvement sur la période d'étude pourrait également être plus importante dans les zones végétalisées, non couverte par l'InSAR. Ces nouvelles observations enrichissent les observations déjà publiées et, contribueront à mieux cerner et anticiper l'impact de l'ennoyage dans d'autres bassins miniers. Concernant le gaz de charbon, les résultats sont non-concluants en ce qui concerne la potentielle corrélation entre les déplacements de surface et cette activité. Toutefois, un affaissement est détecté aux abords d'une carrière d'anhydrite, peu de temps après son extension. Une étude complémentaire serait nécessaire afin de déterminer l'origine des déplacements détectés. Ainsi, la carte des déplacements actuels reflète les exploitations souterraines passées et présentes dans le bassin houiller lorrain. Cet exemple illustre l'apport de l'InSAR à la gestion des territoires accueillant des activités souterraines variées.

6. Références bibliographiques

Al Heib M., Nicolas M., Noirel J., Wojtkowiak F. (2005). Residual subsidence analysis after the end of coalmine work. Example from lorraine colliery, France. In Proceedings of the symposium Post mining 2005.

Donsimoni M. (1981). Le Bassin Houiller Lorrain. Synthèse Géologique. Mem. BRGM.

Ferretti A. (2014). Satellite InSAR data : reservoir monitoring from space. EAGE publications.

Foumelis M., Delgado Blasco J.M., Desnos Y.-L., Engdahl M., Fernandez D., Veci L., Lu J., Wong C. (2018). Esa Snap - Stamps Integrated Processing for Sentinel-1 Persistent Scatterer Interferometry. In Proceedings of the IGARSS 2018 - 2018 IEEE International Geoscience and Remote Sensing Symposium; IEEE: Valencia, July 2018; pp. 1364–1367.

Hooper A., Bekaert D., Spaans K., Arıkan M. (2012). Recent Advances in SAR Interferometry Time Series Analysis for Measuring Crustal Deformation. *Tectonophysics*, *514–517*, pp. 1–13. doi:10.1016/j.tecto.2011.10.013.

Ketelaar, V.B.H. (2009). Satellite Radar Interferometry: Subsidence Monitoring Techniques. Remote sensing and digital image processing. Springer Science. ISBN 978-1-4020-9428-6.

Massonnet D., Feigl K. L. (1998). Radar interferometry and its application to changes in the earth's surface. Reviews of geophysics, 36(4), pp. 441–500. doi.org/10.1029/97RG03139

Samsonov S., d'Oreye N., Smets B. (2013). Ground Deformation Associated with Post-Mining Activity at the French–German Border Revealed by Novel InSAR Time Series Method. International Journal of Applied Earth Observation and Geoinformation, *23*, pp. 142–154. doi:10.1016/j.jag.2012.12.008.

L'INTERET D'UN DIAGNOSTIC HISTORIQUE APPROFONDI : LA SECURISATION D'UN EBOULEMENT A MONTBAZON (37)

Interest of a thorough historical expertise : the mitigation case of a collapsed cliff in Montbazon (37)

Gildas NOURY[1], Anthony REY[1]
[1] *BRGM, Orléans, France.*

RÉSUMÉ – Suite à des éboulements ayant affecté un quartier de la ville de Montbazon (37) en 2019, le BRGM a effectué un diagnostic de l'évènement : pour la sécurisation provisoire du site, pour traiter le dossier « catastrophe naturelle », pour comprendre les causes de l'évènement de manière à optimiser les travaux de sécurisation définitive. Cette analyse montre l'influence de caves situées en pied de coteau dans la stabilité du secteur.

ABSTRACT – Following cliff collapses that affected a district of the city of Montbazon (37) in 2019, the BRGM carried out an expertise of the event: to secure the site, to deal with the "natural disaster" compensation claim, to understand the causes of the event and to propose adequate final works. This analysis shows the influence of cellars caved in the cliff on the stability of the sector.

1. Introduction

En décembre 2019 à Montbazon (37), une série d'éboulements rocheux a affecté un promontoire sur lequel est installé une forteresse médiévale et une rue située en contrebas. La Direction Départementale des Territoires de l'Indre-et-Loire (DDT37) a dans un premier temps sollicité le BRGM pour fournir un diagnostic en urgence de manière à sécuriser les biens et les personnes et pour traiter la demande de reconnaissance en état de catastrophe naturelle émise par la commune.

Dans un second temps, la DDT37 a sollicité le BRGM pour : a) compléter le diagnostic initial afin de mieux comprendre les causes de l'éboulement de décembre 2019 et b) fournir une première évaluation technique et financière pour la sécurisation du secteur sinistré en fonction de deux scenarii :

- Scenario 1 : avec acquisition des maisons dans le cadre d'une procédure d'acquisition amiable des biens suivie de leur démolition ;
- Scenario 2 : sans acquisition des maisons dans la perspective de maintenir et sécuriser les enjeux présents au droit du site d'éboulement.

Le diagnostic s'appuie sur une analyse des informations disponibles et sur une série d'observations visuelles effectuées lors de plusieurs visites du site.

Pour des raisons administratives, l'évaluation financière des travaux n'est pas présentée.

2. Contextes géologique géographique et historique

2.1. Généralités

Le promontoire rocheux (Figure 1) sur lequel s'est construite la forteresse de Montbazon s'est vraisemblablement formé au Quaternaire par l'incision du plateau calcaire tourangeau par l'Indre et par un de ses petits affluents. A cet endroit, la roche (craie à nombreux silex) est naturellement fragilisée (appel au vide généré par le bord du coteau, discontinuités verticales du massif rocheux, karstification de la craie, etc.).

Figure 1. Localisation de la zone étudiée

A ces contraintes environnantes s'ajoutent les actions liées à l'homme ou à la végétation :

- Les racines des végétaux poussant sur la falaise contribuent à sa déstructuration.
- Des travaux de confortements et de gestion des eaux ont été entrepris dans le passé, mais, même si leur efficacité est difficilement estimable (lacune d'informations sur leurs conception, réalisation et entretien), elle parait limitée à des rôles ponctuels (la plupart des travaux ont été effectués par parcelle).
- Le coteau est sous-cavé par un voire par deux niveaux de caves petites à moyennes (Figure 2). Ces dernières ont actuellement un rôle de stockage et ont pu dans le passé avoir servi pour l'extraction de matériaux de construction. Elles se concentrent au niveau de la rue des Moulins, de la rue Nationale et de la rue du Château suivant les expertises menées par Cavités 37.

Figure 2. Caves aménagées dans le coteau

Le secteur affecté par l'éboulement de 2019 est constitué en haut du promontoire médiéval (rempart en pierres maçonnées) et en bas d'une série de 7 habitations (avec cours et dépendances à l'arrière) et d'une ruelle permettant d'atteindre certaines caves.

2.2. Historique des mouvements de terrain proches

Plusieurs mouvements de terrain de type chute de pierres et de blocs et éboulements ont affecté dans le passé les coteaux du promontoire (une douzaine entre 1977 et 2020 – Figure 3) et les cavités le sous-cavant (Bilien et Pasquet, 1991 et témoignages).

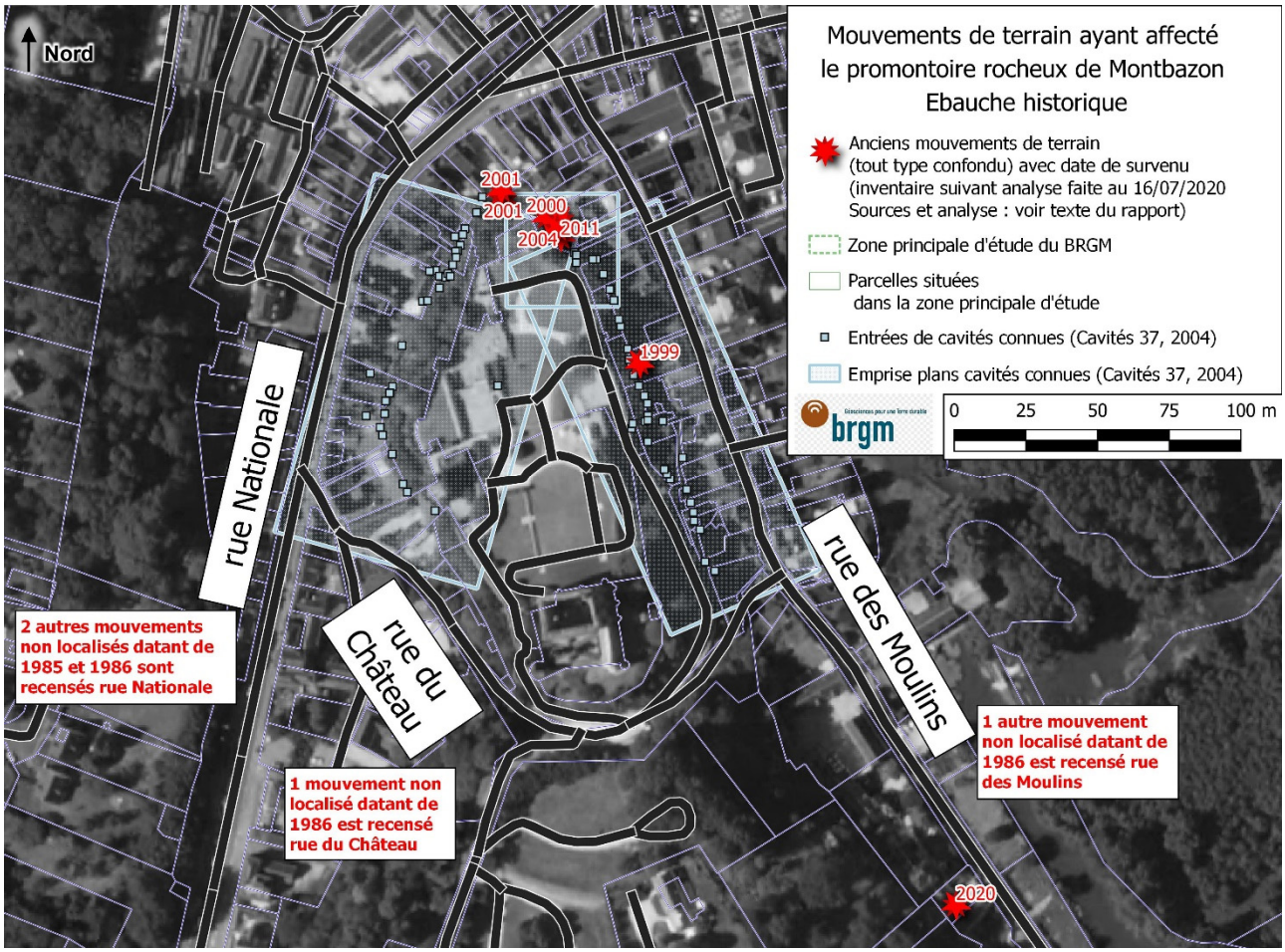


Figure 3. Mouvements de terrain connus à juillet 2020

Parmi ces mouvements de terrain anciens, le plus important est certainement celui s'étant produit en février 2001 juste au nord de celui éboulé en 2019. Suite aux fortes pluies ayant touché l'ensemble du territoire métropolitain, environ 1000 m^3 de matériaux s'étaient alors mobilisés. Ils avaient entrainé dans leur chute une tour médiévale, endommagé plusieurs bâtiments et imposé la coupure provisoire de la Rue Nationale. Les expertises menées à la suite de cet évènement indiquent qu'il pourrait s'être initié par l'effondrement souterrain d'une cave située à l'aplomb de la tour. Les travaux de sécurisation avaient à l'époque consisté à la démolition de la tour (Figure 4 à gauche), à l'évacuation des matériaux et à la réalisation de 24 micropieux depuis le haut du promontoire (au niveau de l'éboulement et sur d'autres secteurs - (Figure 4 à droite).

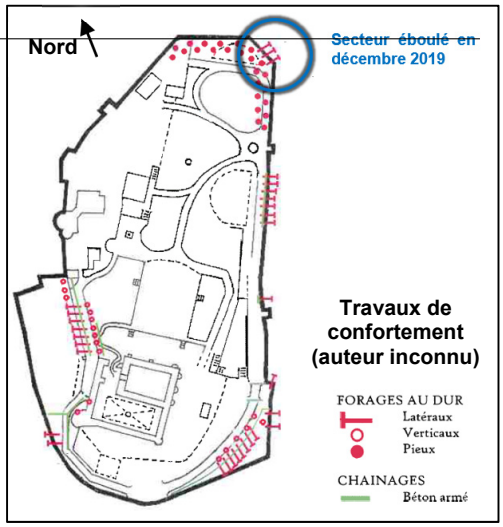


Figure 4. Travaux de sécurisation de l'éboulement de 2001

Suite à ces travaux, une série d'expertises avaient été menées au niveau des propriétés entourant le promontoire, avec des recommandations en vue de conforter certaines instabilités ponctuelles (possibles chutes de pierres et de blocs venant du versant ou en souterrain, dans les caves).

3. Diagnostic de l'éboulement de décembre 2019

3.1. Déroulement supposé

Les jours précédant l'évènement, la station météorologique de Tours enregistre plusieurs jours de pluie, et en particulier : 11,3 mm le 12/12 et 7,9 mm le 14/12, sans toutefois présenter un caractère exceptionnel en terme d'intensité journalière. La conjonction d'un été sec et d'une forte pluviométrie sur les 2 mois précédant l'éboulement (30% de plus que la normale) est en revanche remarquable.

Les observations faites par les experts présents sur place au moment des éboulements ont été complétées par des témoignages recueillis par nos soins. L'ensemble permet de retracer le déroulement de l'éboulement :

- Le 13 décembre, dans l'après-midi, quelques pierres et blocs tombent du pied du coteau dans une cour.
- Le 14 décembre à 4h du matin, un mouvement de plus grande ampleur intéresse cette fois les matériaux rocheux situés plus haut sur le coteau ainsi qu'une partie du rempart de la forteresse et de la plateforme située à l'arrière de 5 habitations.
- Le même jour, vers 19h30, les terrains rocheux et non rocheux situés en tête de coteau tombent à leur tour.

Une photographie prise le 14 décembre à 11h (Figure 5) montre qu'une des caves situées à l'aplomb de l'éboulement était alors encombrée de très nombreux blocs alors qu'elle était vide peu de temps auparavant. L'effondrement précoce de cette cave aurait pu déclencher l'éboulement des terrains situés au-dessus. Cette hypothèse permet d'expliquer la différence entre le volume éboulé (450 à 500 m^3) et le volume d'éboulis reposant en pied de coteau (350 à 400 m^3) : les 150 m^3 « manquant » se trouveraient actuellement dans la (ou les) caves effondrées (vide initial estimé à 200 m^3).

Figure 5. Cave effondrée à l'aplomb de l'éboulement de 2019 (photographie prise par un sinistré)

3.2. Configuration post-éboulement

La cicatrice de l'éboulement est un arc de cercle de 25 m de long environ. L'épaisseur des matériaux mobilisés atteint 15 m.

Au niveau de la cicatrice, l'éboulement a mis à nu les éléments suivants (Figure 6) :

- Plusieurs éléments sont en position instable au-dessus du vide : une portion fracturée du rempart médiéval représentant environ 25 m^3, des blocs, pierres et un dièdre d'une dizaine de mètres cubes environ. Leur chute affecterait encore davantage les maisons en contrebas, voire éventuellement les autres maisons situés à proximité immédiate.
- Une série de plusieurs centaines de mètres cubes d'écailles rocheuses est en partie détachée du massif en partie nord ; son éboulement parait toutefois ne pas devoir se produire avant plusieurs mois/années.
- Deux tubes visibles au niveau de la cicatrice sont certainement des micropieux réalisés lors des travaux de confortement ayant suivi l'éboulement de 2001. Vu leur état, ces structures sont dorénavant inopérantes.

Les éboulis occupent quant à eux le pied de coteau jusqu'aux habitations et poussent sur certains des murs, avec à la clé un risque de rupture et de ruine pour ces bâtiments. Certaines dépendances et bâtiments ont été sérieusement sinistrés.

Les caves présentes en pied de coteau au droit de l'éboulement ne sont plus visitables et certaines se sont certainement effondrées comme on l'a vu précédemment.

L'inspection des abords de l'éboulement (caves, coteau, souterrain de la forteresse) n'a pas révélé d'instabilités inquiétantes à court terme.

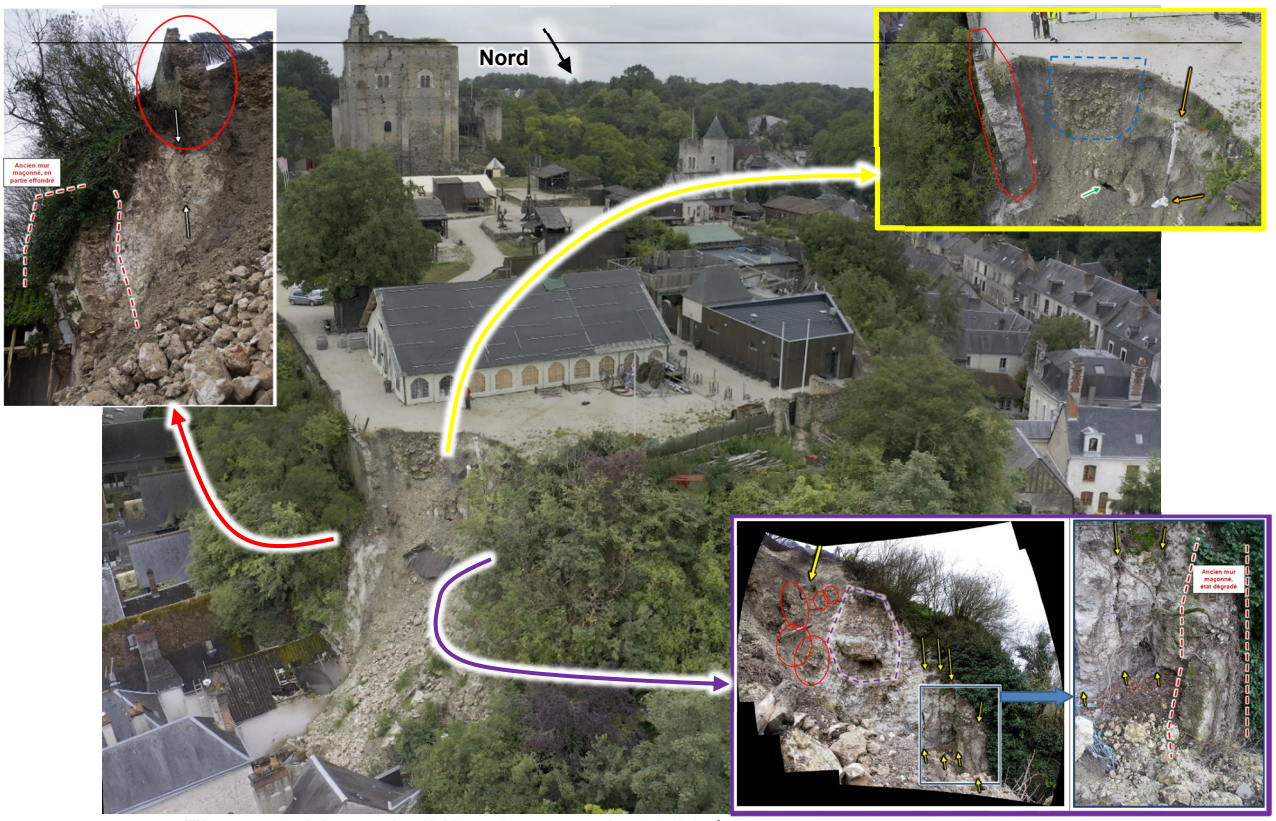


Figure 6. Vues de l'éboulement de 2019 (prise de vue par Visadrone)

4. Recommandations techniques pour une sécurisation pérenne du secteur

4.1. Concernant l'éboulement de 2019

A l'issue du diagnostic, les risques résiduels sont limités étant donné que les parcelles concernées ont été rapidement soumises à un arrêté de péril (habitations évacuées). Certains travaux urgents ont toutefois été conseillés pour ne pas aggraver la situation : dérivation des eaux de pluies arrivant au niveau de la cicatrice, purges des éléments instables, etc.

La sécurisation définitive du secteur est rendue complexe pour des raisons juridiques, financières et techniques. Une action judiciaire est en effet en cours à l'heure de la rédaction de cet article. Les coûts estimés des travaux sont par ailleurs importants. La reconnaissance de l'état de catastrophe naturelle a toutefois permis de faire avancer les démarches en vue de l'indemnisation des sinistrés et de la sécurisation du site. Pour cette dernière, les recommandations (simplifiées) suivantes ont été proposées (sans calcul géotechnique à ce stade) :

- Travaux préalables. La phase de préparation consiste notamment à protéger les biens qui seraient conservés et à mettre en place des mesures de protection des ouvriers (travail en fonction de la météo, surveillance en continu du coteau, etc.).
- Scenario 1. Dans ce scenario, les biens sont acquis (par exemple par l'Etat) et sont démolis. Les travaux suivants ont alors pour objectif de conforter le haut de la falaise et de sécuriser son pied de manière optimisée (Figure 6 et texte suivant). Après que la cicatrice de l'éboulement a été talutée en tête et purgée des éléments les plus instables, un revêtement grillagé est ancré en tête, pendu et lesté en pied. L'évacuation des éboulis peut alors se faire mais, étant donné que les accès actuels sont très restreints, elle implique la création d'un nouvel accès par démolition d'un ou plusieurs bâtiments. Des cavités endommagées seront à ce moment vraisemblablement mises à jour au niveau du coteau : elles nécessiteront un

confortement qui pourra être envisagé par accès direct. Une fois qu'auront été démolis les bâtiments, il restera alors à neutraliser la zone située entre la rue et le coteau et, si possible, de protéger encore la rue en aménageant un petit merlon.

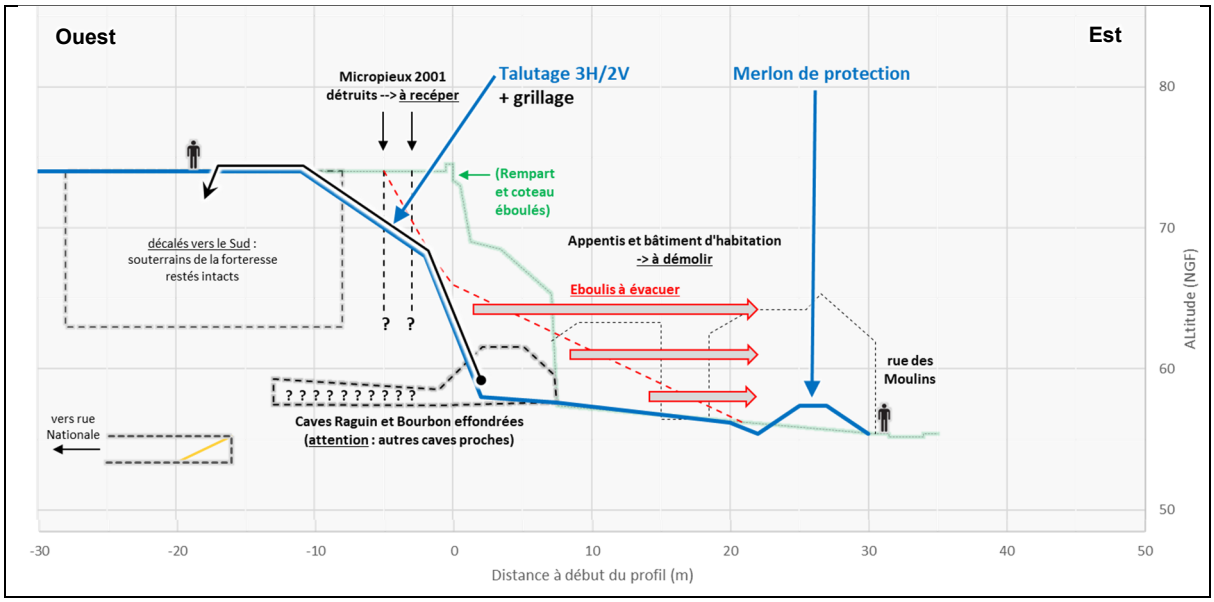


Figure 6. Scenario 1 – Coupe schématique de principe des travaux de sécurisation

- Scenario 2. Dans ce scenario, les biens ne sont pas acquis, ils sont conservés et remis en état. Cette différence avec le scenario 1 implique : 1) un comblement préalable des éventuels vides encore présents dans le coteau (par injections depuis le promontoire) ; 2) un confortement renforcé du coteau (par paroi clouée) ; et 3) la création d'un nouvel accès (pour l'évacuation des éboulis) limité à la démolition d'un ou deux bâtiments actuellement abandonnés.

Le dossier étant toujours en cours d'instruction à l'heure de la rédaction de cet article, les coûts estimés pour ces travaux ne sont pas fournis ici. On peut simplement noter que le surcoût du scenario 2 par rapport au scenario 1 a été estimé à environ 60%, hors coûts d'acquisition et de démolition des biens et hors coûts d'évacuation des gravats.

4.2 Concernant l'ensemble du coteau

En considérant l'ensemble du promontoire comme une zone homogène, les mouvements de terrain l'ayant affecté indiquent une activité de l'ordre de 0,3 évènements / an, ce qui correspond à un degré d'activité moyen selon la méthode « MEZAP » (C2ROP, 2020).

Concernant cette fois le versant dans son ensemble, à savoir en y intégrant les caves, mais en ne considérant pas les ouvrages de confortement existant, l'aléa y serait très fort suivant le guide de caractérisation et d'évaluation de l'aléa « versant rocheux sous-cavé » (Cherkaoui et Herbaux, 2018). Suivant ce document, et en laissent le lecteur s'y référer pour les notations employées, l'aléa peut en effet être évalué au droit du secteur sinistré en 2019 de la manière suivante :

- Concernant la configuration du versant sous-cavé :
  - Distance D entre la cavité et le front de falaise = 0 (entrée en cavage).
  - Hauteur de la cavité H_c = 2 m.
  - Hauteur entre plancher cavité et sommet du front H_m = 21 m.
  - Hauteur maximale du front H_f = 21 m.
  - L'activité du front rocheux est considérée comme frais à actif.
  - Les facteurs aggravants sont considérés à un niveau 3/3.
  - L'état des cavités est considéré comme instable, voire très instable.

- Avec un rapport H_c/H_f = 2/21, le volume estimé des vides est considéré comme faible. Vu l'état de stabilité des cavités, cela aboutit à une influence faible à moyenne de la cavité sur la prédisposition à la rupture. Avec en complément une activité du massif frais à actif, un niveau de facteurs aggravants à 3/3, la prédisposition à la rupture est évaluée comme très sensible.
- Avec un rapport H_c/H_m = 2/21, le volume estimé de matériaux mobilisables est considéré comme important. Concernant toujours les éléments instables observables sur le front : leur hauteur atteint 20 m et leurs volumes maximaux sont ceux de gros blocs voire de masses. Vu ces aspects, l'intensité est considérée comme élevée.
- L'aléa résultant (prédisposition très sensible X intensité élevée) est très fort.

De la sorte, une série de recommandations a été faite pour améliorer de manière globale la gestion du risque :

- Identifier les zones a priori les plus à risques, les surveiller.
- Vérifier et si besoin améliorer la gestion des eaux.
- Evaluer de manière approfondie les aléas et prévoir les travaux de sécurisation nécessaires, avec des confortements plus ou moins importants en fonction de l'état des cavités.
- Vérifier et si besoin compléter l'information des riverains concernés vis-à-vis des risques et de leurs obligations de travaux et d'entretien.

5. Conclusions

Comme l'a montré l'analyse historique globale de la commune, l'éboulement de 2019 n'est pas le premier à avoir affecté le promontoire de Montbazon. Sa configuration géologique rend bien sûr ce secteur naturellement sensible aux phénomènes de chutes de pierres et de blocs et aux éboulements, mais d'autres facteurs aggravent la situation. Les caves situées en pied de coteau fragilisent notamment le massif rocheux comme le laisse supposer l'effondrement d'un de ces souterrains qui a précédé l'important éboulement de février 2001.

Le recueil des témoignages des sinistrés de l'éboulement de décembre 2019 a également permis d'orienter le diagnostic dans ce sens : une des caves présente à cet endroit se serait effondrée au début de l'évènement.

Ces informations se sont révélées ici primordiales. Elles ont non seulement servi à bien orienter les travaux du secteur sinistré mais elles permettent également de mieux cibler les diagnostics à venir pour la mise à jour de l'aléa sur l'ensemble du promontoire.

6. Références bibliographiques

Bilien E., Pasquet R. (1991) – Cartographie des risques prévisibles de mouvements de terrain en Indre-et-Loire, étude générale. Rapport BRGM/R 32367 CEN 4S/91.

C2ROP (2020) – Caractérisation de l'aléa éboulement rocheux – Etat de l'art.

Cherkaoui A., Herbaux M. (2018) – Aléa versant rocheux sous-cavé, caractérisation et évaluation. Guide Cerema Ineris, référence Ineris 17-164712-08773A

UTILISATION DES PARAMETRES COMBINES DE FORAGES DANS LES ETUDES DE RECHERCHE DE CARRIERES SOUTERRAINES

DEVELOPMENT OF COMPOUND DRILLING PARAMETER FOR UNDERGROUND QUARRY RESEARCH STUDY

Alexandre PHILIPPE[1], Ludovic DORE[1], Pierre AZEMARD[2], Fabrice GAUMET[3], Didier VIRELY[4]
[1] *Cerema Direction Territoriale Normandie-Centre, Blois, France*
[2] *Cerema Direction Territoriale Méditerranée, Aix-en-Provence, France*
[3] *Cerema Direction Territoriale Ile-de-France, Trappes, France*
[4] *Cerema Direction Territoriale Occitanie, Toulouse, France*

RÉSUMÉ – Dans le cadre des études de recherche de carrières souterraines, les sondages destructifs sont généralement employés. Leur interprétation peut se révéler complexe étant donnés les facteurs qui influent sur l'exécution des sondages. La mise en place d'un paramètre combiné permet de faciliter l'interprétation des anomalies et de mieux comprendre la structure du massif de terrain encaissant des carrières.

ABSTRACT – Destructive drillings are widely used for finding underground quarries. However, their interpretation may be a complex task, because numerous external factors might affect their execution. Developing a compound drilling parameter helps interpreting anomalies and allows a better understanding of the geological context around quarries.

1. Introduction

Lors d'études de recherches de carrières souterraines abandonnées, les sondages destructifs avec enregistrement des paramètres de forage constituent une solution généralement adoptée pour repérer des vides inconnus, après la réalisation ou non d'une campagne de reconnaissance géophysique (Bénot et al., 2021). Outre la possibilité de reconnaitre directement des vides en les traversant, les sondages destructifs permettent d'obtenir une quantité significative d'informations sur le massif encaissant des carrières souterraines. Ces informations sont un préalable pour comprendre les mécanismes de dégradation des vides découverts et ainsi qualifier l'aléa mouvement de terrain qu'ils sont susceptibles de générer. Dans ce cadre, l'utilisation des paramètres combinés de forage peut permettre de faire ressortir les transitions de lithologie du massif dans lequel les vides ont été creusés et de qualifier la compacité des terrains. Leur utilisation se révèle néanmoins complexe lorsque plusieurs ateliers de sondages ont été utilisés pour la même campagne de reconnaissance.

Á la suite de la redécouverte de la plus vaste carrière souterraine du territoire orléanais, une étude de recherche de vides et d'analyse des risques a été lancée par la ville d'Orléans. Elle porte sur une zone d'étude de 3,5 ha en partie nord du centre-ville, au Faubourg Saint-Vincent. Une campagne de reconnaissance géotechnique a été exécutée par le Cerema. Entre autres, 61 sondages destructifs ont été réalisés après une phase de reconnaissance par des mesures microgravimétriques (Philippe et al., 2022). 1 km de diagraphies de forages a ainsi été collecté. Un traitement spécifique a été appliqué aux paramètres de forage pour mieux caractériser le massif de terrain encaissant les vides découverts.

Au cours de cette étude, plusieurs combinaisons de paramètres ont été testées et une combinaison spécifique a été établie. Elle a été étalonnée sur la base d'observations effectuées dans les vides accessibles et des résultats d'investigations géotechniques et géophysiques associées.

2. Contexte général et investigations réalisées

2.1. Généralités sur les données d'investigations disponibles

Les objectifs de l'étude confiée par la ville d'Orléans sont de caractériser l'extension maximale de la carrière souterraine découverte, de qualifier l'existence de vides aveugles et de caractériser le risque de mouvement de terrain généré par les vides connus. Outre une campagne de sondages destructifs, des investigations géophysiques et géotechniques ont ainsi été mises en œuvre (Figure 1). Elles sont présentées dans le Tableau 1.

Tableau 1 : détails des investigations entreprises dans le cadre de l'étude

Nature des investigations	Objectifs
Scan 3D des carrières souterraines	Topographier précisément le développement souterrain et définir l'altitude des transitions entre les différents faciès de roche constituants le massif
Observations dans les carrières souterraines accessibles	Caractériser les différents niveaux rocheux constituant le massif encaissant – Repérer des signes de dégradation et caractériser le risque de mouvement de terrain
Tomographie de résistivité électrique	Qualification de la forme du contact entre les terrains de couverture et le substratum calcaire dans lequel ont été creusés les vides
Sondages carottés	Vérification de l'altitude du substratum calcaire et détermination de la nature des terrains de couverture
Essais de laboratoire sur des blocs	Essais de résistance sur des éprouvettes cubiques usinées sur des blocs extraits de la carrière souterraine - Caractérisation de la résistance mécanique des niveaux rocheux constituant le massif

L'analyse des résultats des sondages destructifs exécutés dans la phase de recherche de vides s'effectue ainsi à l'aune des résultats des autres investigations réalisées sur le périmètre d'étude.

Figure 1 : vue générale de la carrière souterraine redécouverte et investigations

2.2. Suite lithologique

Le croisement des résultats des différentes phases d'investigations détaillées dans le Tableau 1 met en évidence la suite lithologique suivante (Figure 2) :

- Couche 0 – des remblais d'aménagement ;
- Couche 1 – les marnes de l'orléanais, se divisant au droit du site en une couche de marnes beige crème (faciès 1a) et une couche d'argile verte plus ou moins chargée en rognons de calcaire (faciès 1b) ;
- Couche 2 – les calcaires de l'orléanais, comprenant un calcaire altéré bréchique beige à beige jaune (faciès 2a) et une couche de calcaire tendre et de marne beige crème à silex (faciès 2b) ;
- Couche 3 – le calcaire de Pithiviers, caractérisé par un calcaire compact gris vacuolaire présentant des fossiles de *planorbis declivis*.

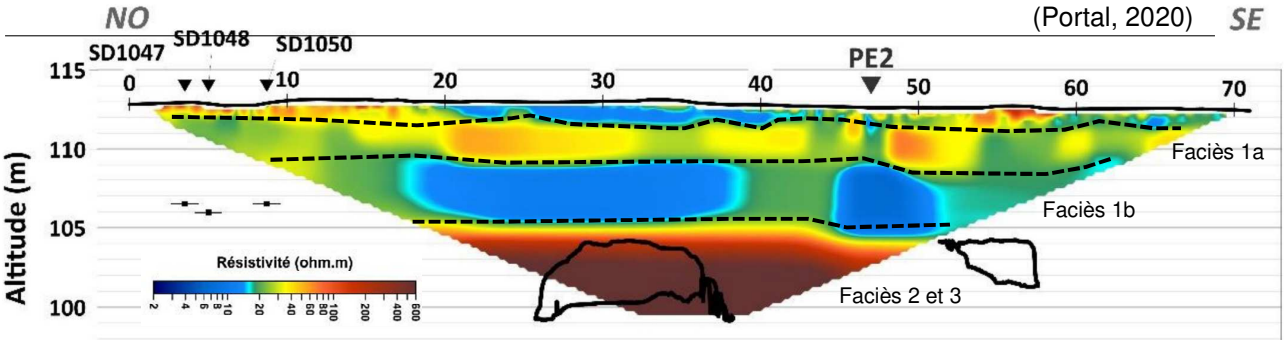


Figure 2 : tomographie de résistivité électrique et faciès de terrain

Le croisement des résultats des différentes phases d'investigations permet de repositionner l'interface entre les marnes de l'orléanais (terrain de couverture) et le substratum calcaire à une altitude approximative de 106 mNGF. Les transitions entre les différents faciès de roche sont également recalées à l'aide des observations en carrière.

2.3. Objectifs de la phase d'exploitation des diagraphies de paramètres de forages

Outre la détection de vides dans le sous-sol, le traitement des diagraphies de paramètres de forages destructifs réalisés dans le cadre de l'étude répond à plusieurs objectifs :

- caractériser précisément les variations lithologiques des différents faciès de terrain à l'échelle de la zone d'étude de 3,5 ha de manière à caractériser le massif encaissant de vides aveugles découverts et non visitables ;
- favoriser l'interprétation d'anomalies de décompression identifiées par les forages ;
- définir une combinaison de paramètres, réutilisable dans des contextes équivalents, permettant de limiter le volume d'investigations en extrayant des diagraphies de paramètres de forage le maximum d'informations utiles à la définition du contexte géotechnique du site.

3. Campagnes de sondages destructifs et tests de combinaisons de paramètres

3.1. Sondages destructifs et paramètres enregistrés

3.1.1. Sondages destructifs réalisés

Dans le cadre de l'étude sur le site du faubourg Saint-Vincent, 63 sondages destructifs ont été réalisés au cours des années 2020-2021. 3 ateliers hydrauliques ont été employés. Dans le détail : 27 sondages ont été réalisés avec un atelier type COMACCHIO GEO601, 26 avec un atelier type SEDIDRILL 500 et 10 avec un atelier type SOMAC SD210-50.

Les sondages réalisés avec les 2 premiers ateliers cités ont été exécutés à l'aide d'un tricône à boutons Ø 114 mm équipant un train de tiges Ø 76 mm. Ils ont été descendus à des profondeurs variant entre 15 et 18 m, profondeur définie en fonction de celle connue dans les carrières souterraines environnantes. Les sondages ont été exécutés verticalement depuis la surface, en rotation pure à l'aide d'un fluide de forage (eau claire + GSP). Ils sont numérotés SD1001 à SD1053. Les sondages réalisés à l'atelier de type SOMAC SD210-50 ont été exécutés selon une technique différente au regard des capacités plus limitées de l'atelier (tarière et marteau fond de trou). Ils ont été exclus du processus.

3.1.2. Paramètres enregistrés

Les ateliers de sondages COMACCHIO GEO 601 et SEDIDRILL 500 sont équipés d'enregistreurs LUTZ type LUBAP.

Les paramètres suivants sont notamment enregistrés

- la vitesse instantanée d'avancement (VIA) en m/h ;
- la pression de poussée sur l'outil (PO) en bar ;
- la pression de retenue (PR) en bar ;
- le couple de rotation (CR) en bar ;
- la pression d'injection du fluide de forage (PI) en bar.

Pour obtenir la pression sur l'outil ou la pression de retenue corrigée, il conviendrait d'effectuer une mise à l'échelle avec la valeur de poussée maximale ou de pression de retenue maximale évaluée lors de l'étalonnage et en prenant en compte le poids des tiges. Par souci de simplification, cette mise à l'échelle n'a pas été réalisée. Dans la suite de l'article, la pression de poussée PO et la pression de retenue PR correspondent aux pressions brutes non corrigées.

3.1.3. Protocole ECL

Dans le cadre de la campagne de recherche de cavités souterraines, les diagraphies de paramètres de forage ont été comparées systématiquement à celles obtenues dans un vide franc (Essai de Chute Libre ou ECL) afin d'identifier les vides potentiels et/ou terrains décomprimés. Les sondages ont ainsi été réalisés avec la procédure ECL spécifique au fournisseur d'enregistreur de paramètres de sondages (Figure 3). La procédure consiste, après chaque passe de forage, à remonter l'ensemble du train de tiges et à le laisser retomber en chute libre dans le forage. Ceci permet de mesurer la vitesse de chute dans un vide simulé à différentes profondeurs et de la comparer à la vitesse enregistrée au moment de l'exécution du sondage. L'application du protocole, sur l'ensemble de la hauteur des sondages, permet de déceler aisément les zones de vides francs.

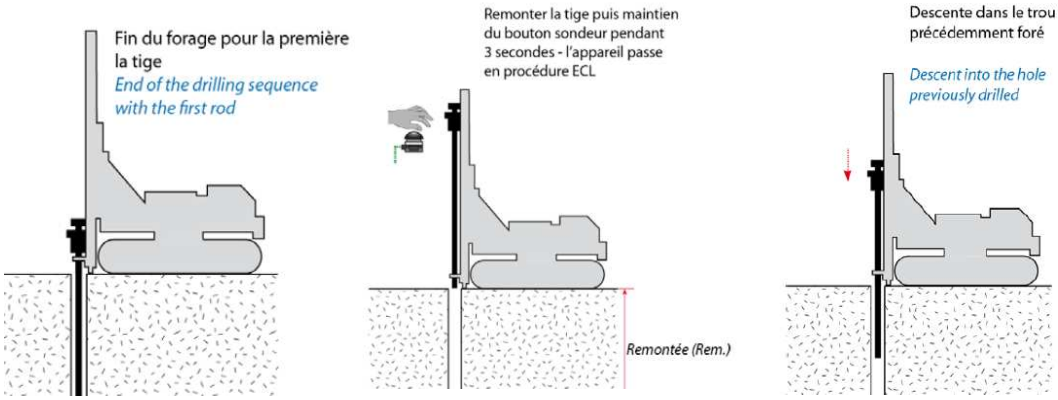


Figure 3 : illustration de la procédure ECL

3.2. Combinaisons de paramètres testées dans le cadre de l'étude

L'étude des diagraphies instantanées obtenues à l'issue de la campagne d'investigations montre :

- qu'il est parfois difficile de différencier des niveaux très décomprimés de vides francs ou de différencier des remblais de carrières souterraines d'anomalies lithologiques dans le massif rocheux ;
- que dans un contexte de roches tendres, il est parfois compliqué d'apprécier précisément les différentes limites des horizons de terrain constituant le sous-sol sur la seule base des diagraphies de paramètres de forage.

L'objectif étant de pouvoir obtenir une coupe géologique précise du sous-sol, ceci malgré un nombre restreint de sondages carottés, il a été décidé de s'orienter vers l'utilisation de combinaisons de paramètres. Pour peu qu'une seule technique de foration soit considérée, l'avantage de ces combinaisons de paramètres est qu'elles peuvent être quasiment indépendantes des conditions de réalisation (Reiffsteck, 2010).

Ceci est intéressant dans ce cas d'étude, où plusieurs ateliers de sondages ont été employés et où plusieurs sondeurs se sont succédés sur un même atelier. Plusieurs combinaisons de paramètres ont été testées dans le cadre de l'étude et sont présentées dans le Tableau 2. La formule d'indice de vides équivalent ou de l'énergie de rotation n'ont pas été testées car réputées trop dépendre des conditions de foration pour l'une ou ne permettant pas de classer des horizons de roche tendre les uns par rapport aux autres.

Tableau 2 : combinaisons de paramètres testées dans le cadre de l'étude (Reiffsteck, 2010)

Nom	Relation	Paramètres
Indice d'altération de Pfister (Pfister, 1980)	$I_A = 1 + k_0 \cdot \left(\frac{P}{P_{max}} - k_1 \cdot \frac{V_A}{V_{max}} \right)$	I_A l'indice d'altération (-) ; k_0 constante généralement égale à 1 ; k_1 constante généralement égale à 1 ; P la pression sur l'outil nette (bar) ; P_{max} la pression maximale sur l'outil nette (bar) ; V_A la vitesse d'avancement de l'outil (m/h) ; V_{max} la vitesse d'avancement maximale de l'outil (m/h) ;
Indice de résistance à la pénétration	$R_p = (t)_{dz=0,2m}$	R_p le Soil Rock Sounding (s) t le temps de traversée d'un horizon de terrain
Indice de Somerton modifié (Somerton, 1959)	$S_d \approx \frac{P_E}{\sqrt{V_A}}$	S_d l'indice de Somerton modifié (-) ; P_E la pression effective sur l'outil (bar) (PO-PR) ; V_A la vitesse d'avancement (m/h)

3.3. Comparaison des différentes combinaisons de paramètres testées

Les diverses formulations ont été comparées (Figure 4).

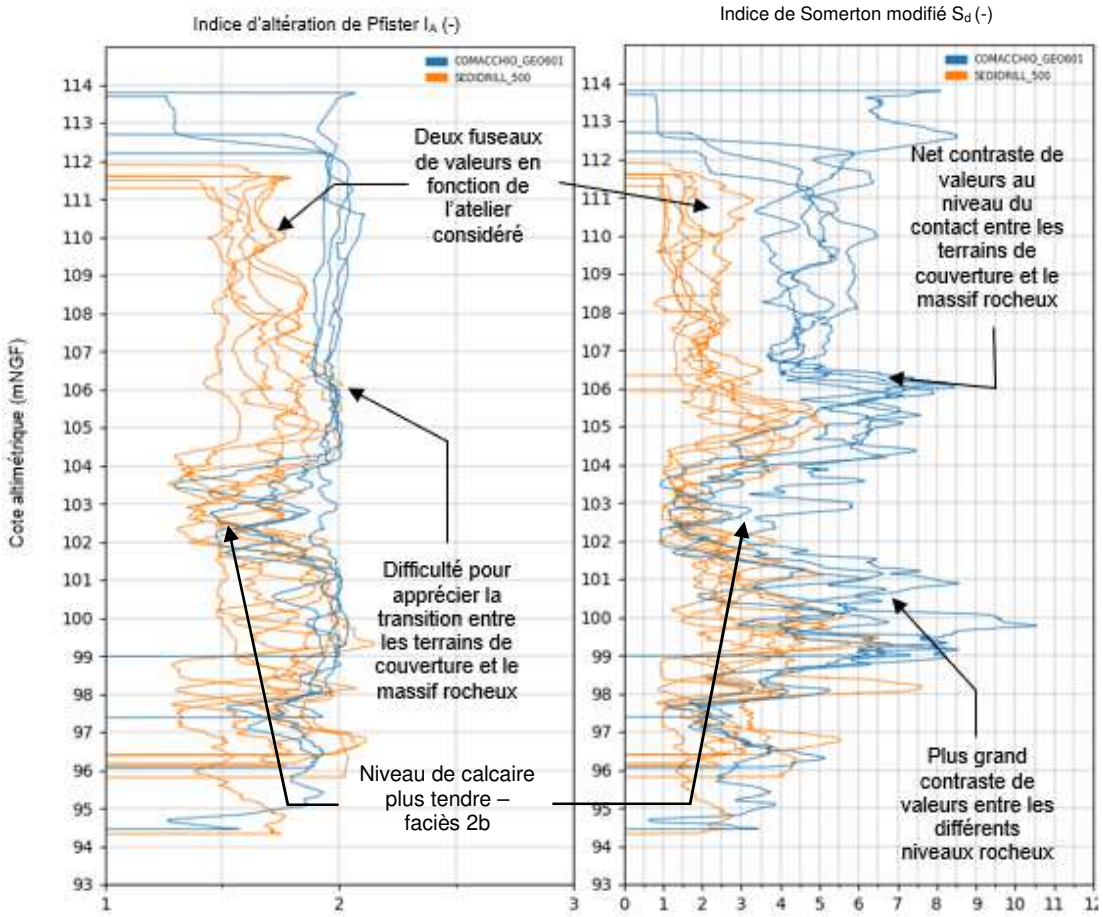


Figure 4 : test de l'indice d'altération de Pfister et de l'indice de Somerton modifié pour des sondages ne traversant pas des carrières souterraines ou leurs phénomènes de dégradation

Le test des différentes combinaisons de paramètres tend à montrer que :

- l'indice d'altération de Pfister (avec $k_0 = k_1 = 1$) permet d'apprécier les zones de roche plus tendres dans le massif de terrain. Il permet difficilement d'apprécier le contact entre les terrains de recouvrement et le massif rocheux.

En ce qui concerne la caractérisation des anomalies, si les vides se caractérisent par une valeur proche de 1, les remblais de carrière/éboulis décomprimés peuvent présenter une valeur s'approchant de celle des terrains en place les rendant difficilement distinguables ;

- l'indice de Somerton permet de faire ressortir nettement les contrastes entre les différents horizons de terrain. Les zones de carrières souterraines plus ou moins remblayées présentent des valeurs faibles à très faibles (de l'ordre de 0 à 2) les rendant très nettement observables ;
- l'indice de résistance à la pénétration ne permet pas de faire ressortir les contacts entre les différents horizons de terrain aussi bien que l'indice de Somerton.

Au regard de la comparaison des courbes de valeurs des différentes combinaisons de paramètres l'indice de Somerton a été privilégié.

4. Constitution d'un paramètre combiné spécifique

L'analyse des courbes de valeurs de l'indice de Somerton modifié montre qu'il semble exister un « effet machine ». Les courbes de valeurs obtenues avec un même atelier de sondage se positionnent dans un même fuseau (Figure 4). Deux fuseaux bien distincts sont ainsi obtenus, l'un pour l'atelier de sondage type SEDIDRILL 500, l'autre pour l'atelier de sondage type COMACCHIO GEO601.

Il a donc été décidé de définir un coefficient machine pour pouvoir comparer l'ensemble des valeurs entre elles. Cette approche a déjà été développée par le passé (Frossard et Reboul, 2018). Pour définir ce coefficient machine, les sondages SD1027 et SD1028 ont été considérés. Ils ont été réalisés à l'aide des deux ateliers, à proximité l'un de l'autre. Le coefficient machine Cm est pris égal à la valeur médiane de l'indice de Somerton modifié sur l'épaisseur de la couche d'argile verte non remaniée (faciès 1b des Marnes de l'Orléanais). Le paramètre K est introduit. Il peut être calculé selon la relation (1).

$$K = \frac{S_d}{Cm} \tag{1}$$

Avec K l'indice de Somerton modifié et corrigé ;
S_d l'indice de Somerton modifié ;
Cm le coefficient machine avec $Cm_{SED500} = 2,5$ et $Cm_{GEO601} = 4,1$.

L'analyse des graphiques de valeur du paramètre K montre que même pour les zones de vides, la valeur de K n'est pas nulle et est égale à la valeur de K à l'ECL. Ceci est induit par la pression de retenue régnant dans le circuit de retour dans la machine (freinage dû au frein de sécurité). Pour exacerber les contrastes entre les terrains fortement décomprimés issus de remaniements anthropiques et les terrains naturellement peu compacts, le paramètre K est calculé à l'aide des paramètres ECL. La valeur est retranchée au paramètre K (élimination de l'effet induit par le circuit de retour) en suivant la relation (2).

$$I = \frac{\left(K - K_{ECL}\right)}{\left(K_{calc} - K_{ECL}\right)} \times 10 \tag{2}$$

Avec I l'indice de compacité local spécifique au périmètre d'étude (-) ;
K l'indice de Somerton modifié corrigé par le coefficient machine (-) ;
K_{ECL} la valeur du paramètre K prise à l'ECL (valeur quasi-constante pour l'ensemble des sondages, quelle que soit la profondeur et quel que soit l'atelier de sondage considéré et pris égal à 0,2) ;
K_{calc} la valeur du paramètre K pris dans la couche de calcaire compact (-).

Par ailleurs, de manière à permettre une caractérisation locale de la compacité, le paramètre K est calibré de 0 à 10, la valeur de 10 étant obtenue lors de la traversée de l'horizon de calcaire le plus compact connu sur le secteur. Il s'agit, dans ce cas d'étude, du calcaire vacuolaire gris de la couche 3. Le croisement des différentes investigations réalisées à l'échelle de la zone d'étude permet d'établir une échelle de valeur de l'indice I de compacité locale (Tableau 3).

Tableau 3 : échelle de valeur et de compacité de l'indice I

Valeur d'indice I	Qualification de la compacité des terrains
0-1	Terrain très décomprimé à vide
1-4	Terrain lâche à décomprimé
4-6	Terrain moyennement compact
6-8	Terrain compact
8-10	Terrain très compact

Le traitement appliqué (Figure 5) et cette combinaison de paramètres sont un atout pour la définition précise du modèle géologique et géotechnique.

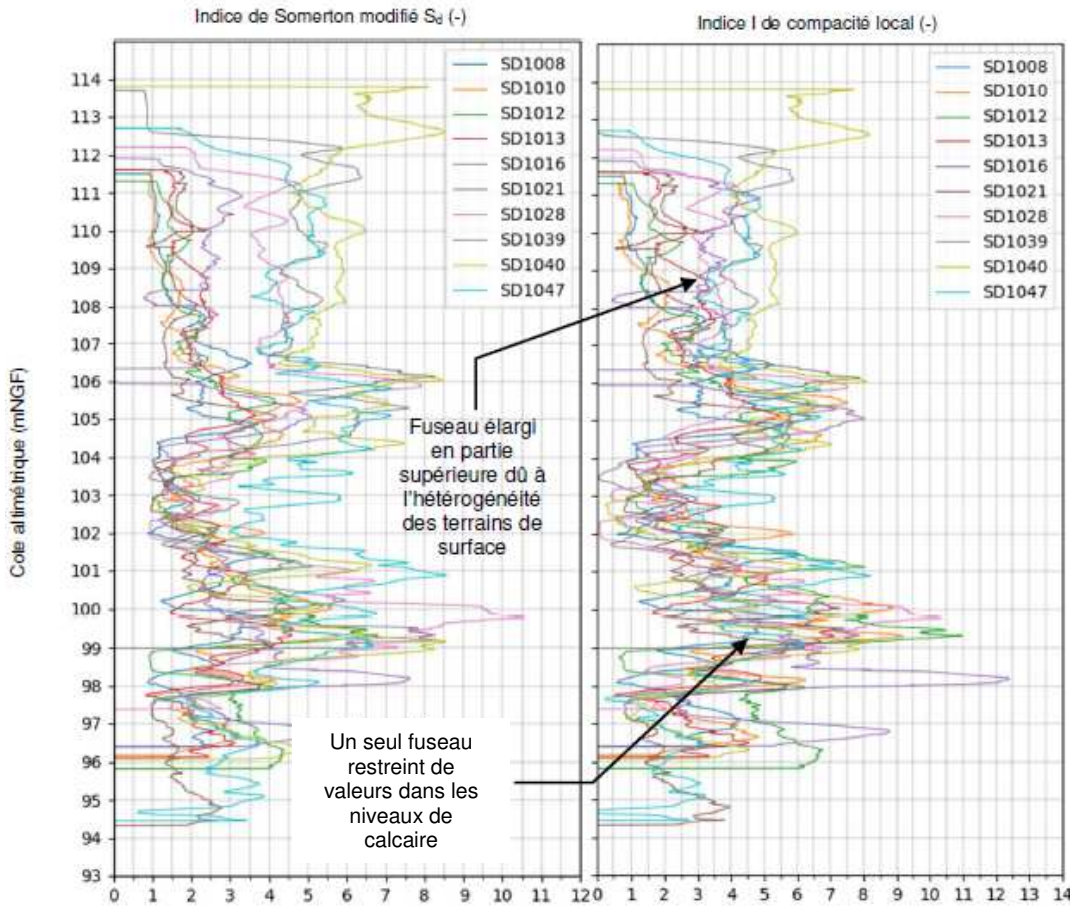


Figure 5 : traitement appliqué à l'indice de Somerton modifié sur des sondages non remaniés par la présence de carrières souterraines ou par leurs phénomènes de dégradation

5. Exploitation de la combinaison de paramètres

L'exploitation des diagraphies de l'indice I pour chacun des sondages avec la diagraphie « signature » du massif encaissant des carrières souterraines permet de réaliser une interprétation fine des anomalies découvertes. L'analyse des diagraphies d'indice I permettent de mettre en évidence précisément les interfaces entre les différents faciès de terrain. Les données issues de l'analyse des diagraphies d'indice I sont en adéquation avec

les observations effectuées en carrière souterraine. La Figure 6 donne un exemple d'exploitation des résultats.

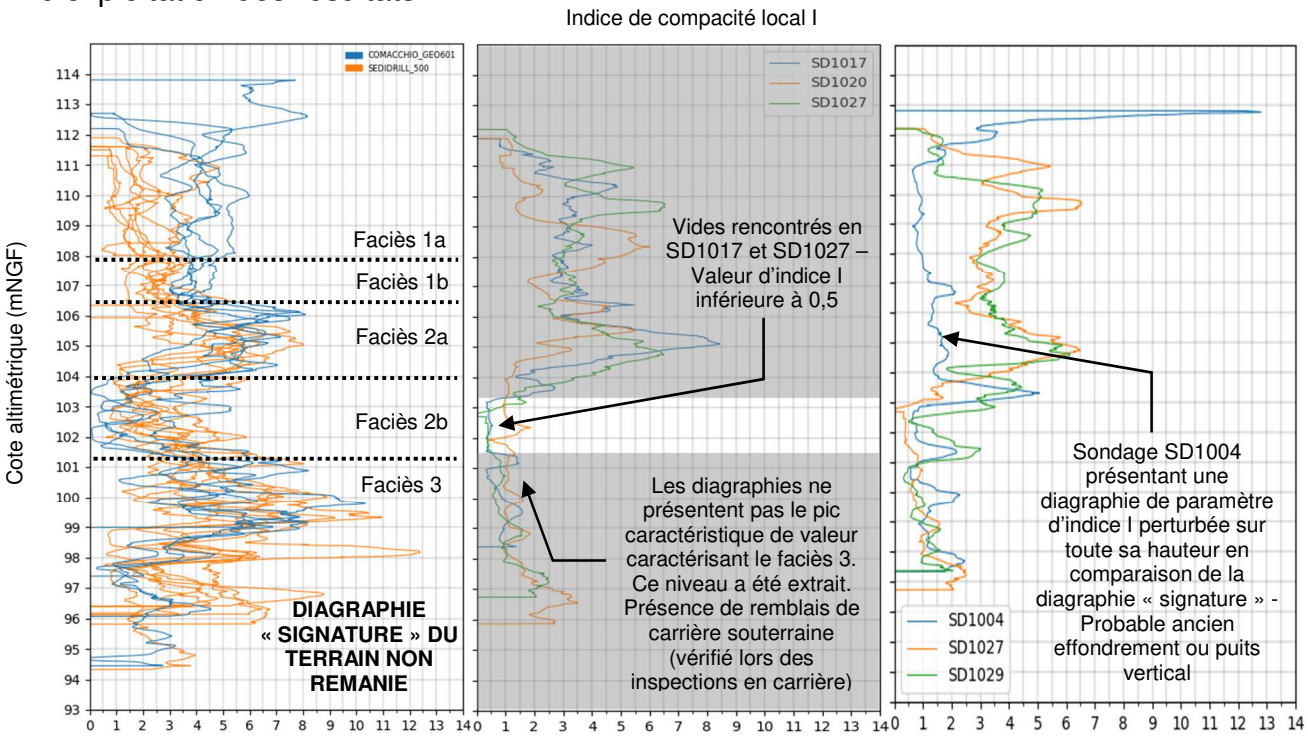


Figure 6 : exemple d'exploitation des courbes d'indice I

6. Conclusions

Dans un contexte de roches tendres remaniées par des carrières souterraines anthropiques, les diagraphies de paramètres de forages destructifs ne sont pas toujours suffisantes pour caractériser les massifs rocheux encaissant des vides creusés ou pour interpréter les anomalies découvertes. L'utilisation de combinaisons de paramètres est un atout précieux pour interpréter les anomalies en se basant sur une diagraphie « signature » du massif de terrain non remanié. Le processus présenté dans le cas d'étude est répétable sur des études au contexte similaire.

7. Bibliographie

Bénot R., Azémard P., Cote P. (2021). Méthodes de reconnaissance des cavités. Synthèse des connaissances actuelles. Cerema. ISBN : 978-2-37180-486-9. 72 pages.

Frossard M. et Reboul M. (2016). Mise en place d'un paramètre composé facilitant l'interprétation des paramètres de forage. Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur. Nancy 2016. 8 pages ;

Jacob T., Beaubois F., Maurice B., Yart S., Masson F., Dore L., Philippe A. (2020). Recherche de vide par microgravimétrie dans le quartier Saint-Vincent à Orléans (45). Rapport intermédiaire. BRGM/RP-69769-FR. Mars 2020. 52 pages. 14 ill. 1 tab. 2 ann ;

Philippe A., Dore L., Jacob T., Yart S. (2022). A paraître. Redécouverte de la plus vaste carrière souterraine anthropique d'Orléans. 11ème Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur. Lyon 2022. 8 pages.

Portal A. (2020). Reconnaissance des formations géologiques superficielles par tomographie de résistivité électrique 2-D au droit des carrières du faubourg Saint-Vincent. Orléans (45). Rapport final. BRGM/RP-70418-FR. 22 pages.

Reiffsteck P. (2010). Paramètres de forage en géotechnique. Méthode d'essai des lpc n°79. Techniques et méthodes des laboratoires des ponts et chaussées. Laboratoire central des ponts et chaussées. 58 pages.

BENEFICE-RISQUE DE RECONNAISSANCES GEOTECHNIQUES SUR BÂTIMENT SINISTRE PAR L'EFFONDREMENT DE CAVITES

GEOTECHNICAL INVESTIGATIONS ON BUILDING DAMAGED BY COLLAPSE OF UNDREGROUND CAVITIES

Alexandre PHILIPPE[1], Guillaume LITOU[1], Ludovic DORE[1], Gildas NOURY[2], Mohja ATALLAH[3]
[1] *Cerema Direction Territoriale Normandie-Centre, Blois, France*
[2] *Brgm, Orléans, France*
[3] *Sixense Geophysics, Nanterre, France*

RÉSUMÉ – Le 10 novembre 2020, un effondrement de terrain a conduit à la déstabilisation d'un bâtiment dans le centre-ville d'Orléans. Une phase d'étaiement provisoire est décidée avec au préalable une campagne d'investigations géotechniques. Si les sondages effectués apportent des éléments précieux d'aide à la décision, ils ont toutefois conduit à une accélération temporaire des mouvements à l'œuvre. Le cas d'étude rappelle l'importance d'étudier le bénéfice-risque de l'opération de reconnaissance au préalable à son exécution.

ABSTRACT – On November 10, 2020, a sinkhole damaged a building in downtown Orleans. A provisional shoring phase was decided, for which a preliminary geotechnical investigations campaign was carried out. While the drillings provided valuable information, they also led to a temporary acceleration of the displacements measured on the building.

1. Introduction

Le 10 novembre 2020, un effondrement de terrain est survenu dans le centre-ville d'Orléans en lien avec l'évolution de cavités souterraines anthropiques. Cet effondrement s'est produit dans un contexte urbanisé et a engendré des dégradations sur un bâtiment d'habitation, amorçant un phénomène de basculement d'un des pignons de la structure vers la voie ferrée voisine. Les premières expertises ont conduit à orienter les mesures de prévention vers des systèmes d'étaiement provisoires. Préalablement à leur pose, une campagne de reconnaissance géotechnique a été diligentée sous monitoring du bâtiment.

Le suivi automatisé des structures au cours de la campagne de reconnaissance géotechnique a permis d'apprécier précisément l'impact de l'exécution des sondages sur la stabilité du bâtiment sinistré. Le retour d'expérience de cette campagne de reconnaissance peut apporter des éléments précieux d'aide à la décision pour traiter des situations périlleuses similaires.

2. Contexte général et effondrement du 10 novembre 2020

2.1. Contexte général

Sur le territoire orléanais (45), le calcaire de Beauce a été largement exploité comme matériau de construction. Cette exploitation s'est effectuée par le biais de carrières souterraines dont l'accès s'effectue par des descenderies ou des puits verticaux. La partie nord du territoire communal est ainsi impactée par un fort aléa cavité souterraine en lien avec des vides anthropiques (Figure 1). Cet aléa est bien connu sur Orléans et notamment dans le secteur de la tranchée Saint-Vincent, un déblai réalisé pour permettre le passage de la voie ferrée Les Aubrais-Montauban.

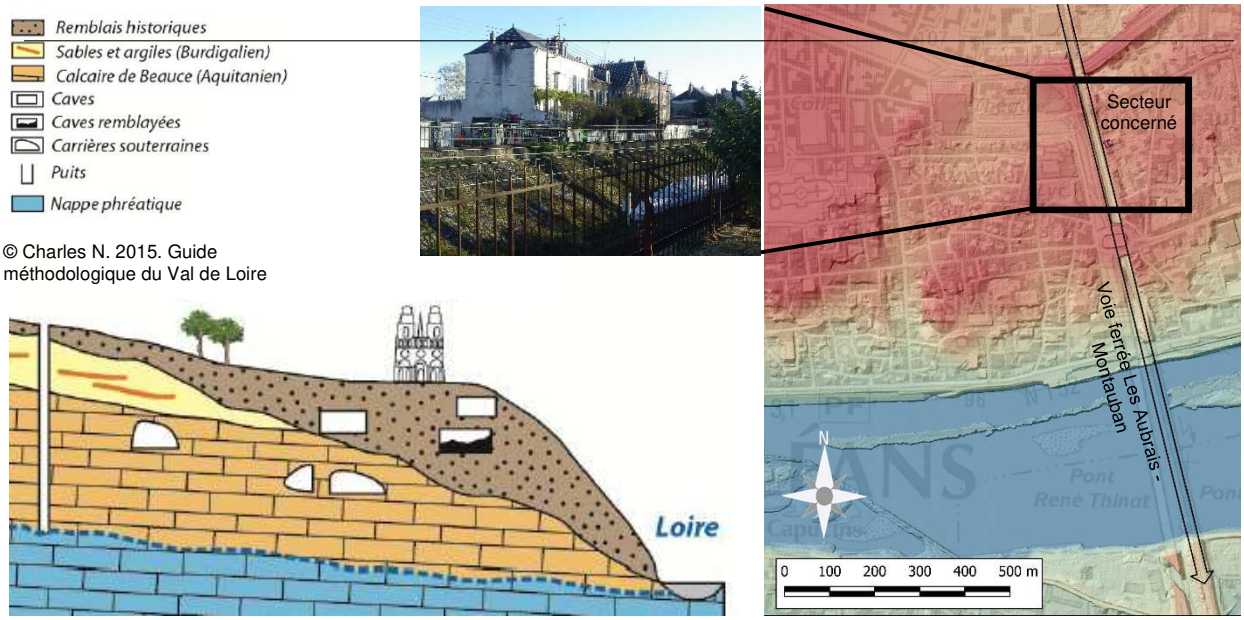


Figure 1 : Contexte de sous-minage du centre-ville d'Orléans

2.2. Effondrement et déstabilisation d'un bâtiment d'habitation

Le 10 novembre 2020, un effondrement de terrain est survenu au niveau d'un bâtiment jouxtant la tranchée Saint-Vincent et une voie publique adjacente. Il vient se positionner à l'aplomb des fondations du pignon du bâtiment. L'effondrement présente une forme pseudo-circulaire d'un diamètre de l'ordre de 4 m. La profondeur de l'effondrement est difficile à déterminer en raison de la présence de reliquats de la dalle béton disloquée. Elle est vraisemblablement pluri-décimétrique.

L'effondrement implique la disparition du sol d'assise des fondations du pignon, amorçant un phénomène de basculement du mur porteur vers la voie publique et la voie ferrée. Le mouvement s'est répercuté à l'ensemble de l'habitation et s'est traduit par l'apparition de nombreux désordres sur les structures porteuses et équipements de l'habitation (Figure 2). L'évènement a par ailleurs impacté un transformateur et un support électrique Enedis qui alimentent une large partie du quartier. Les indices recensés dans l'environnement du sinistre laissent présager une origine de l'effondrement liée à une ou plusieurs cavités souterraines oubliées.

Figure 2 : Effondrement et dégradation du mur du pignon nord du bâtiment

2.3. Premières mesures de prévention

Les premières mesures de prévention ont été prises dans le cadre d'un groupe de travail piloté par la Direction Départementale des Territoires du Loiret (DDT45). Après évacuation du bâtiment sinistré et coupure de la voie publique immédiatement adjacente, un périmètre de sécurité de 18 m de largeur a été appliqué en ceinture du pignon impacté (1,5 fois la hauteur du bâtiment). La présence d'un perré maçonné en bordure de la voie ferrée laisse craindre des rebonds de blocs de maçonnerie en direction des trains en cas de ruine du bâtiment. Des mesures de prévention ont ainsi également été prises pour sécuriser la circulation des trains : pose d'un écran provisoire en bordure de la voie et réduction de la vitesse nominale des trains à 40 km/h à la place de 110 km/h.

2.4. Que faire ? Etayer ?

A l'issue de la phase d'urgence, aucune décision n'est encore prise sur les questions de conservation ou de démolition du bâtiment. Sur des situations similaires dans l'agglomération orléanaise, les bâtiments sinistrés font l'objet d'opérations d'étaiement provisoires de manière à permettre la stabilisation temporaire des mouvements et d'affiner la nature des opérations de reprises. Si, dans ce cas présent cette solution peut avoir l'avantage de permettre le rétablissement de la vitesse nominale des trains, elle doit s'étudier précisément de manière à s'assurer que l'assise des contreventements en équerre ne viendra pas se positionner à l'aplomb de vides évolutifs. Dans ce but, une campagne de reconnaissance géotechnique est confiée au Cerema.

3. Contenu de la campagne d'investigations et de mesures

3.1. Campagne de reconnaissance géotechnique

3.1.1. Choix de la technique de sondage la plus appropriée

La campagne de reconnaissance géotechnique a pour objectif d'une part de confirmer l'origine du sinistre et d'autre part de vérifier l'absence de vides significatifs évolutifs à l'aplomb du futur système d'étaiement du bâtiment. Dans un contexte d'effondrement, où la présence de cavités souterraines anthropiques est suspectée, les sondages destructifs sont généralement à privilégier (Bénot et al., 2021). Néanmoins, un effondrement étant par nature évolutif, et sensible à des venues d'eau parasites ou des vibrations, les différentes techniques de sondages existantes peuvent présenter des aléas significatifs. Les plus importants sont donnés dans le Tableau 1. Une solution d'investigations mixte est choisie en privilégiant la réalisation de la partie supérieure des sondages à la tarière hélicoïdale et en les poursuivant au tricône.

Tableau 1: Aléas des techniques de sondages

Outil	Technique	Fluide de forage	Aléas de la technique
Tarière hélicoïdale	Semi-destructif – rotation pure	-	Difficultés à traverser les niveaux indurés
Tricône	Destructif – rotation pure	Eau/Boue de forage	Apport d'eau dans l'environnement du mouvement de terrain déclaré
Marteau fond de trou	Destructif - rotopercussion	Air comprimé	Vibrations potentielles dans l'environnement de l'assise du bâtiment sinistré et problème de colmatage de l'outil dans les marnes

3.1.2. Détails et contenu de la campagne d'investigations

La conception de la campagne d'investigations repose sur 20 sondages de reconnaissance géotechnique (SD1 à SD20) répartis en quinconce selon une maille de 1,5 x 1,5 m à l'aplomb des futurs systèmes d'étaiement le long des façades et pignons les plus évolutifs du bâtiment sinistré.

Les sondages sont descendus à 20 m de profondeur au regard des éléments de contexte disponibles (Figure 3). Pour les sondages positionnés dans l'environnement proche de l'effondrement, un phasage spécifique est adopté de manière à limiter au maximum l'impact des sondages sur la stabilité du bâtiment :

- 1°) partie supérieure des sondages réalisée à la tarière hélicoïdale Ø140 mm ;
- 2°) inspection caméra des parois et du fond du sondage;
- 3°) tubage de la partie supérieure du sondage Ø125 mm avec scellement aux parois ;
- 4°) poursuite du sondage au tricône en Ø116 mm ;
- 5°) pose d'un tube PVC en Ø110 mm pour inspections vidéoscopiques ultérieures.

Les sondages éloignés de l'effondrement sont réalisés au tricône Ø116 mm.

La campagne d'investigations est conduite entre le 23 novembre et le 1er décembre 2020.

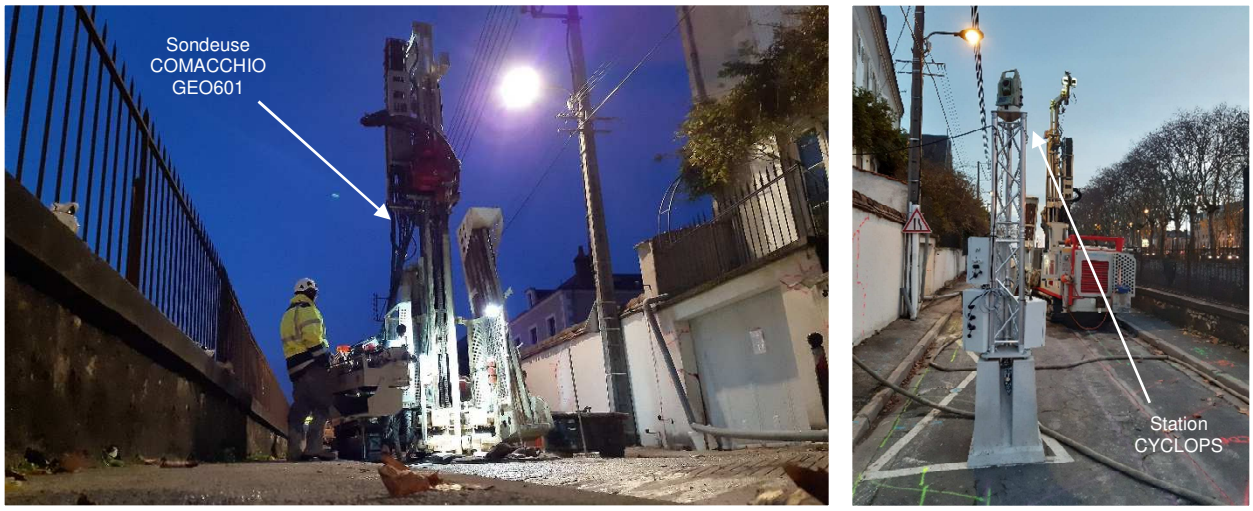


Figure 3 : Investigations géotechniques et monitoring du bâtiment sinistré

3.2. Monitoring du bâtiment sinistré

3.2.1. Principe de mesures

Afin de prévenir les risques d'effondrement du bâtiment et de garantir la sécurité des opérations de reconnaissance géotechnique, un suivi topographique automatisé CYCLOPS a été mis en place par Sixense Geophysics. Le système mis en place permet de suivre la géométrie du bâtiment. Le système comprend une station totale robotisée installée sur un mât de 2 m de hauteur (Figure 3). La station totale vise successivement 35 prismes de mesures répartis sur les ouvrages environnant l'effondrement. 8 prismes de référence ont été placés dans l'environnement éloigné de l'effondrement.

La station CYCLOPS réalise des cycles de mesures en continu. Chaque prisme est visé un à un de manière automatique. A la fin d'un cycle de mesures, un nouveau recommence. La durée d'un cycle est de 20 minutes. A la suite d'un cycle de mesures, les données sont envoyées sur des serveurs dédiés où un calcul de compensation par la méthode des moindres carrés est réalisé. Celui-ci permet d'obtenir les coordonnées de chaque point visé dans un système local propre au chantier. L'exploitation des résultats permet de déterminer le vecteur déplacement de chacun des points visés par le système et, par extrapolation, le vecteur vitesse. La précision du dispositif est de ± 1 mm.

3.2.2. Intégration à un dispositif d'alerte

Le système CYCLOPS est équipé d'un module de gestion dédié qui déclenche des alertes (sonore et lumineuse) en cas de dépassement de seuils prédéfinis. Les seuils d'alerte ont été définis sur la base de données issues de la littérature.

Plusieurs recommandations simples existent (Frank R., 1998). Le bâtiment ayant d'ores et déjà subi des déplacements du fait de la survenue de l'effondrement, les seuils d'alerte appliqués ont été volontairement restrictifs. Ils sont donnés dans le Tableau 2.

Tableau 2 : seuils d'alarme appliqués sur chantier

Seuil	Valeur	Mesures à prendre
Pré-vigilance	1/2000e de la portée du bâtiment = 5 mm	Interruption temporaire du chantier
Vigilance	Seuil intermédiaire fixé à 7,5 mm	Interruption temporaire du chantier
Alerte	1/1000e de la portée du bâtiment = 10 mm	Arrêt définitif du chantier de sondages
Alerte renforcée	Seuil fixé à seuil d'alerte x 125% = 12,5 mm	Evacuation d'urgence

La station CYCLOPS effectuant un cycle de mesures en 20 minutes, et des mouvements rapides pouvant se déclencher au niveau du bâtiment, le système d'alerte du monitoring est complété par un protocole de sécurité strict appliqué sur chantier (vigie, suivi des mesures en temps réel, analyse des mesures prises pendant la nuit…).

3.3. Mesures de vibrations

Des mesures de vibrations ont été réalisées par le Cerema de manière à déterminer les vibrations provoquées par la circulation ferroviaire sur le bâtiment sinistré. Les mesures ont été interprétées de manière à donner des préconisations à la SNCF en matière de reprise du trafic ferroviaire. Le protocole de mesures mis en place en concertation avec la SNCF s'appuie sur une première série de mesures vibratoires pour une vitesse maximale de circulation des trains de 40 km/h. Une deuxième série de mesures a été réalisée pour des trains circulant à 80 km/h. 4 types de convois ont été analysés (TER, FRET, Corail, motrice).

Les mesures vibratoires ont été réalisées conformément à la norme NF E90-020-1. Les mesures ont été réalisées au passage d'une dizaine de trains entre les 9 et 10 décembre 2020. Durant cette période, aucune source perturbatrice n'était présente (voie publique fermée à la circulation et aucune opération de travaux en cours). Le bâtiment sinistré a été instrumenté sur des éléments porteurs de sa façade ouest à l'aide de 4 capteurs tri-directionnels dont les caractéristiques sont données dans le Tableau 3.

Tableau 3: Caractéristiques des capteurs utilisés

Capteur	Type	Implantation	Pose	Centrale	Déclenchement
C1	2 Hz – L22	Seuil garage	Plâtre	IDETEC ATV 15	Manuel
C2	2Hz – L22	Seuil porte d'entrée	Plâtre	IDETEC ATV 15	Manuel
C3	4,5 Hz – L4	Appui fenêtre 1er étage	Plâtre	IDETEC ATV 15	Manuel
C4	8 Hz corrigé 1 Hz	Appui fenêtre 1er étage	Plâtre	NOMIS	Sur seuil à 0,3 mm/s

Les mesures ont été éditées et interprétées selon les dispositions de la norme NF E90-020-1. Les signaux enregistrés et stockés ont été traités (éditions et analyse fréquentielle) avec les logiciels Supergraphics et ACAP. L'incertitude de la chaîne de mesure n'excède pas 8% dans la gamme de fréquence de 2 à 80 Hz.

4. Résultats de la campagne d'investigations géotechniques

4.1. Découverte de vides francs

Les sondages de reconnaissance ont été interprétés sur la base de l'analyse des diagraphies de paramètres de forage enregistrées lors de l'exécution des sondages destructifs et des essais de chute libre (ECL), de l'évolution de la pression d'injection PI et du résultat des inspections vidéoscopiques.

L'interprétation des résultats confirme la présence d'anomalies dans le sous-sol. Entre les altitudes de 102 et 97 mNGF, une augmentation significative du nombre d'anomalies est constatée (Figure 4). Les hauteurs d'anomalies mises en évidence ont pu être classées en plusieurs catégories :

- 6% correspondent à des vides francs (reliquats de carrière souterraine) ;
- 82% correspondent à des vides supposés remblayés et/ou effondrés ;
- 12% correspondent à des variations de la lithologie.

Le bâtiment est ainsi positionné à l'aplomb d'anciens vides de carrière souterraine partiellement remblayés, effondrés et évolutifs.

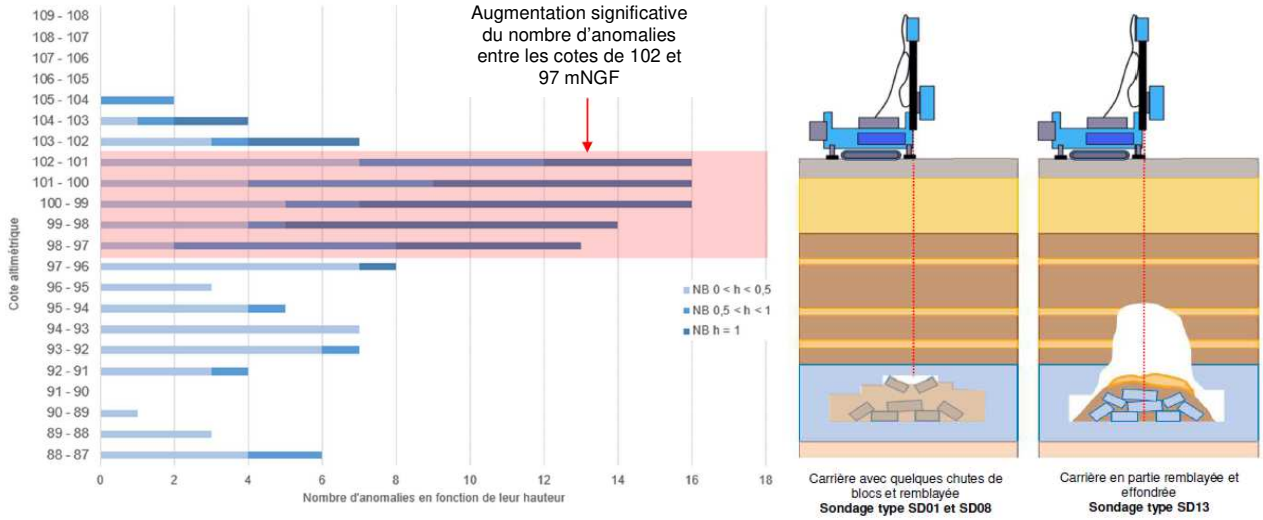


Figure 4 : Distribution des anomalies en fonction de leur hauteur et de leur profondeur

4.2. Décisions sur l'avenir du bâtiment

La découverte de vides francs à l'emplacement des futurs étais provisoires du bâtiment sinistré conduit à des adaptations au niveau de leur conception (injection préalable ou chevêtre avec conditions de fontis). La solution d'étaiement, après chiffrage, représente 25% de la valeur vénale du bien d'habitation. Par ailleurs, l'estimation de l'ensemble des travaux de reprise dépasse la valeur vénale du bien. Les propriétaires et leurs représentants décident de privilégier une solution de démolition du bien le 10 décembre 2020. Le système de monitoring est laissé en place jusqu'au 21 décembre 2020, veille des opérations de démolition, de manière à permettre les opérations d'effacement des réseaux aériens et la réflexion sur les opérations de désamiantage en toute sécurité.

5. Impact de la campagne d'investigations sur le bâtiment sinistré

5.1. Nature des mouvements

Les données issues du monitoring permettent de calculer la norme du vecteur déplacement au niveau de chacun des prismes de mesures visés par la station CYCLOPS. Le tracé des courbes de déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal permet d'apprécier la nature du mouvement subi par chacun des 35 prismes de mesures.

Les déplacements mesurés, sur la période allant du 20 novembre au 21 décembre 2020, sont supérieurs à la marge d'erreur du système de monitoring. Les déplacements mesurés ont dépassé le seuil de pré-vigilance au cours de la période de sondage. Ils n'ont pas dépassé le seuil de vigilance fixé à 7,5 mm. L'analyse des mouvements subis par le bâtiment sur la durée du monitoring confirme un phénomène de tassement de la moitié nord du bâtiment sinistré et le basculement progressif du pignon vers le nord (Figure 5).

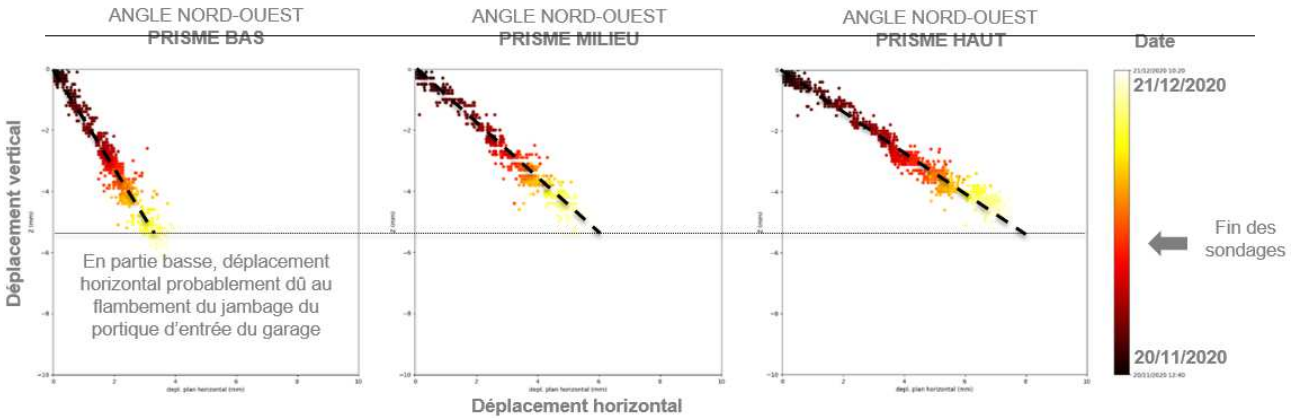


Figure 5 : Déplacement constaté dans l'angle nord-ouest du bâtiment à différentes hauteurs

5.2. Impact de la circulation ferroviaire

Sur la période couverte par le monitoring, plusieurs sources vibratoires sont actives : les sondages de reconnaissance géotechniques, la circulation ferroviaire régulière sur la voie ferrée Les Aubrais-Montauban.

Les mesures de vibrations effectuées pour contrôler l'impact de la circulation ferroviaire ont été interprétées sur la base de la circulaire du Ministre de l'Environnement du 23 juillet 1986 pour le risque de dommages aux structures. Le seuil d'alerte retenu dans le cadre du présent cas d'étude est de 2 mm/s en assimilant les circulations ferroviaires à une source vibratoire continue. Il s'agit du seuil le plus bas de la circulaire du 23 juillet 1986. En deçà de ce seuil, la probabilité de dommages peut être qualifiée de négligeable.

Sur l'ensemble des trains ayant circulé sur la période de mesures, celui ayant engendré les vibrations les plus élevées est un train de fret de 700 tonnes circulant à une vitesse de l'ordre de 60 km/h. Lors de ce passage, la vibration maximale mesurée sur le capteur C4 est de 0,51 mm/s à une fréquence dominante de 20 Hz. Le niveau de vibration atteint ainsi 26% du seuil de dommage préconisé de 2 mm/s. L'effet de la circulation ferroviaire est ainsi considéré comme négligeable en termes de risques de dommages à la structure du bâtiment.

5.3. Réponse du bâtiment pendant la phase de reconnaissance géotechnique

L'analyse des graphiques de l'évolution des déplacements horizontaux et verticaux au niveau des prismes de mesures en fonction du temps montre plusieurs tendances détaillées dans le Tableau 4 et en Figure 6.

Tableau 4 : Vitesse moyenne de déplacement des prismes sur la période du monitoring à l'angle nord-ouest du bâtiment

Période	Du 21 au 23/11	Du 23 au 27/11	Du 27/11 au 07/12
Prisme BAS	0,1 mm/j	0,6 mm/j (x6)	0,1 mm/j
Prisme MILIEU	0,2 mm/j	0,6 mm/j (x3)	0,1 mm/j
Prisme HAUT	0,3 mm/j	0,6 mm/j (x2)	0,2 mm/j

Il ressort que sur la période où les sondages de reconnaissance ont été exécutés, la vitesse moyenne de déplacement des prismes a été multipliée par un facteur compris entre 2 et 6. Cette augmentation de la vitesse est réversible puisqu'à l'issue de la phase de sondage, elle revient à des valeurs équivalentes à celles mesurées sur la période du 21 au 23 novembre 2020 avant investigation. Néanmoins, les déplacements acquis sur la période de sondages sont eux irréversibles.

Dans la mesure où l'impact de la circulation ferroviaire a été défini comme négligeable au regard des mesures de vibrations effectuées, cette augmentation de la vitesse moyenne d'apparition des déplacements est attribuée aux opérations de sondages (venues d'eau, vibrations, et opérations préliminaires nécessaires au repérage des réseaux).

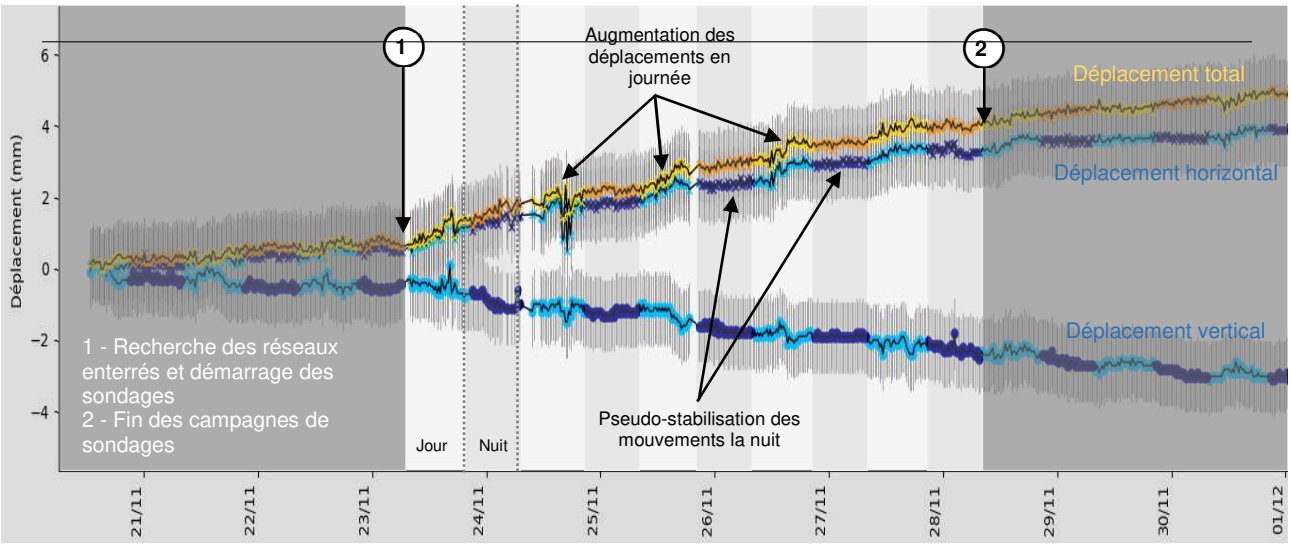


Figure 6 : Evolution des déplacements du bâtiment au cours du temps à son angle nord-ouest

5.4. Bénéfice-risque des opérations de sondages

Au regard de l'augmentation de la vitesse moyenne des déplacements pendant la période de sondage, il convient de s'interroger sur le bénéfice-risque de la campagne d'investigations. En termes de bénéfice, la campagne d'investigations a permis d'éviter de poser des étais à l'aplomb de vides évolutifs. Les éléments complémentaires ont pu être obtenus rapidement ce qui a favorisé une prise de décision rapide des propriétaires sur l'avenir du bâtiment (moins de 2 mois entre la survenue du sinistre et la démolition du bâtiment). Les sondages ont par ailleurs permis de confirmer la présence de carrières souterraines dans le secteur. Cette campagne de sondages a néanmoins conduit à une aggravation temporaire des mouvements affectant le bâtiment sinistré, ce qui génère un risque pour la pérennité du bâtiment et un risque maîtrisé pour les opérateurs (le protocole de sécurité mis en œuvre devant permettre d'éviter un accident humain).

Le retour d'expérience fait s'interroger sur la nécessité de procéder à la campagne de sondages préliminaires. Aurait-il fallu préconiser dès la survenue de l'effondrement une opération de démolition ? Les propriétaires l'auraient-ils accepté ? Sur ce cas d'étude, le bénéfice-risque de l'opération de sondages apparaît positif. Pour des situations périlleuses similaires, il convient de l'étudier au cas par cas pour définir au mieux les mesures de prévention à mettre en place.

6. Conclusions

Ce cas d'étude apporte des éléments nouveaux sur la caractérisation de l'impact de l'exécution de sondages de reconnaissance sur la stabilité des structures avoisinantes. Lorsque des structures sont d'ores et déjà sinistrées, et a fortiori par des fontis évolutifs, l'exécution des sondages n'est pas sans risques. En effet, les sondages peuvent conduire temporairement à une multiplication par 6 de la vitesse moyenne des déplacements. Le bénéfice-risque de l'opération doit être étudié précisément au préalable.

7. Bibliographie

Bénot R., Azémard P., Cote P. (2021). Méthodes de reconnaissance des cavités. Synthèse des connaissances actuelles. Cerema. ISBN : 978-2-37180-486-9. 72 pages.
Frank R. (1998). Fondations superficielles. Techniques de l'ingénieur- traité construction. Réf : C246v1. 30 pages.

REDECOUVERTE DE LA PLUS VASTE CARRIERE SOUTERRAINE ANTHROPIQUE D'ORLEANS

REDISCOVERING THE LARGEST UNDERGROUND QUARRY IN ORLEANS

Alexandre PHILIPPE[1], Ludovic DORE[1], Thomas JACOB[2], Silvain YART[2]
[1] *Cerema Direction Territoriale Normandie-Centre, Blois, France*
[2] *Brgm, Orléans, France*

RÉSUMÉ – A la suite d'un effondrement de terrain survenu au mois de mars 2019, une vaste carrière souterraine a été redécouverte dans le centre-ville d'Orléans (45). Afin de déterminer son extension exacte, une étude de recherche de cavités souterraines a été lancée. Cette dernière a conduit au développement d'une procédure d'investigation itérative mêlant topographie 3D, microgravimétrie et investigations géotechniques. La méthode s'est révélée concluante et a permis de redécouvrir 2000 m² de vides supplémentaires.

ABSTRACT – The study presented in this paper started after a sinkhole occurred in a backyard in the city of Orleans, revealing a wide cavity. In order to determine the extent of the cavity, the city of Orleans decided to fund a study combining complementary methods. An iterative process was implemented. The methodology was effective and led to the discovery of other large cavities, whose total area was roughly 2000 square meters in footprint.

1. Introduction

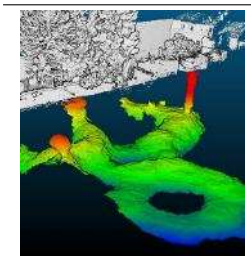
La ville d'Orléans est connue pour ses nombreuses anciennes zones d'extraction souterraines de calcaire. Au fur et à mesure de leur dégradation et de leur comblement, leurs localisations ont progressivement disparu de la mémoire collective. La ville ayant subi d'importantes phases d'expansion, des bâtiments ont été construits dans leur environnement ou à l'aplomb de ces vides oubliés.

A la suite d'un effondrement de terrain survenu le 18 mars 2019 sur la commune d'Orléans (45), une vaste carrière souterraine de calcaire a été redécouverte. L'exploration réalisée immédiatement après la survenue du mouvement de terrain a mis en évidence un développement de plus de 3000 m² de surface, constituant ainsi le plus vaste réseau souterrain connu à ce jour sur le territoire orléanais. Positionnée dans un secteur urbanisé, la carrière redécouverte pose des questions évidentes de risque de mouvement de terrain. Les visites et premières opérations de topographie ont par ailleurs montré que les galeries étaient pour une grande partie d'entre elles obstruées par des éboulis, laissant présager de possibles extensions aveugles.

Devant cette découverte majeure pour le territoire communal, la ville d'Orléans a confié au groupement Cerema/Brgm une étude de recherche de cavités souterraines. Dans ce cadre, une procédure d'investigation itérative a été mise en place sur une superficie de 3,5 ha très urbanisée.

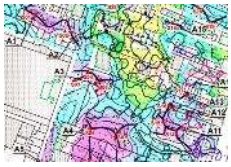
2. Présentation de la méthodologie

La méthodologie de recherche de cavités souterraines développée se base sur les connaissances synthétisées dans le guide « Méthode de reconnaissances des cavités » (Bénot et al., 2021). Les investigations géophysiques et géotechniques ont été intégrées à une boucle itérative (Figure 1).



Recueil des données de base

- Enquête (archives, témoignages…)
- Exploration des cavités accessibles
- Scan 3D des cavités connues
- Relevés topographiques des sous-sols



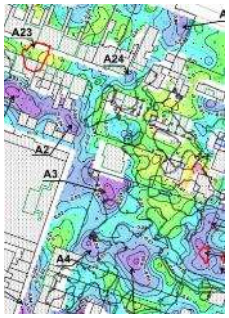
ETAT 0
Carte d'anomalie microgravimétrique initiale

Caractérisation des anomalies microgravimétriques

- Campagnes de sondages destructifs avec enregistrement des paramètres de forages
- Inspection vidéoscopique des vides francs découverts

Topographie des vides francs découverts

- Désobstruction de galerie pour création de liaison vers les vides francs découverts et scan 3D des vides accessibles
- Mesures laser depuis les points de sondages



Correction de la carte d'anomalie microgravimétrique initiale

- Calcul de l'effet des vides reconnus
- Correction de l'anomalie résiduelle de l'effet des vides reconnus
- Correction estimative des effets des zones d'effondrement reconnues

Reste-t-il de l'anomalie persistante non expliquée?

OUI

ITERATIONS SUCCESSIVES

NON

Toutes les anomalies sont expliquées.
La phase de caractérisation des anomalies s'arrête.

Figure 1 : Processus de recherche de cavité souterraine itératif

La boucle itérative (Figure 1) permet à chaque itération d'améliorer la caractérisation des anomalies géophysiques découvertes et d'affiner le plus exhaustivement possible l'extension maximale des cavités existantes.

3. Etat 0 – constitution de la carte d'anomalies géophysiques initiales

3.1. Choix de la méthode d'investigations géophysiques

Les investigations en zone urbaines posent généralement des problèmes assez lourds pour la plupart des techniques géophysiques (Bénot et al., 2021). Dans le contexte orléanais, l'utilisation d'un géoradar est peu recommandée au regard de la profondeur des cavités souterraines et de la présence d'horizons argileux dans les terrains de recouvrement. L'éventail des méthodes pertinentes est ainsi restreint et le choix s'est porté vers la microgravimétrie.

La méthode microgravimétrique consiste à mesurer, à la surface du sol, les variations du champ de pesanteur. Ces dernières sont directement reliées aux variations de masses existantes dans le sous-sol qui peuvent être liées à la présence de cavités souterraines ou de niveaux de densité moindre. Pour interpréter les mesures, il convient de corriger les données brutes de tous les effets qui ne présentent pas d'intérêt pour l'interprétation des données relatives à la structure du sous-sol. Sur le périmètre de terrain étudié, il convient ainsi de disposer de données nécessaires à la réalisation de l'ensemble des corrections.

3.2. Collecte des données d'entrée

Pour permettre l'établissement de la carte d'anomalies gravimétriques, une phase d'enquête a été réalisée (étude des archives, photo-interprétation, recueil de témoignages et d'indices de cavités, exploration des vides accessibles…). De manière à permettre la correction des données microgravimétriques des effets perturbateurs d'origine anthropique (bâtiments, caves, carrières connues) et topographique, l'enquête s'est accompagnée :

- d'un scan 3D des carrières souterraines visitables. Les scans ont été réalisés avec des scanners laser mobiles de technologie Geoslam de type ZEB-REVO/HORIZON (données brutes traitées avec les logiciels Geoslam Hub et CloudCompare) ;
- de la constitution d'un modèle numérique de terrain (MNT) réalisé à l'aide d'une station Trimble S7 et d'un GPS Trimble Geo 7X ;
- d'un levé de la hauteur et de l'épaisseur des murs des bâtiments ;
- d'un levé systématique des caves et sous-sols simples à l'aide d'une boussole et d'un lasermètre. Leurs emprises ont été recalées sur le MNT.

Au cours de cette enquête de terrain, une carrière souterraine de 1000 m² de superficie a été redécouverte, accessible par un puits d'aération au sein d'une propriété privée.

3.3. Carte d'anomalie géophysique initiale

Une campagne de mesures microgravimétriques a été réalisée entre le 12 novembre et le 20 décembre 2019. 804 stations ont été implantées, nivelées et mesurées en microgravimétrie. La maille d'implantation qui a été retenue a été de 7x7 m au droit des zones de cavités souterraines connues et de 5x5 m en dehors. Les mesures ont été réalisées à l'aide de deux gravimètres Scintrex CG-5 et CG-6.

L'anomalie de Bouguer est obtenue en incluant les corrections anthropiques (bâtis, caves) selon la méthodologie développée par Jacob T. et al. 2020 (a). Les effets des parties de carrière connues, levée au scanner laser mobile, ont été corrigées selon la méthodologie de Jacob T. et al. 2020 (b). L'anomalie résiduelle est obtenue en soustrayant l'anomalie régionale à l'anomalie de Bouguer. L'anomalie résiduelle a une dynamique de 0,115 mGal, variant de -0,090 à 0,025 mGal (Figure 2). Ces valeurs sont à comparer au seuil de signification qui varie de 0,013 à 0,046 mGal.

La carte d'anomalie microgravimétrique à l'état 0 montre la présence de vastes secteurs d'anomalies négatives. Les anomalies sont jointives et parfois coalescentes. Les anomalies viennent se positionner dans l'environnement de bâtiments d'habitation. La suite de l'étude se focalisera sur la partie sud de la zone d'étude, où les anomalies les plus significatives (de A4 à A11) ont été constatées (Figure 2).

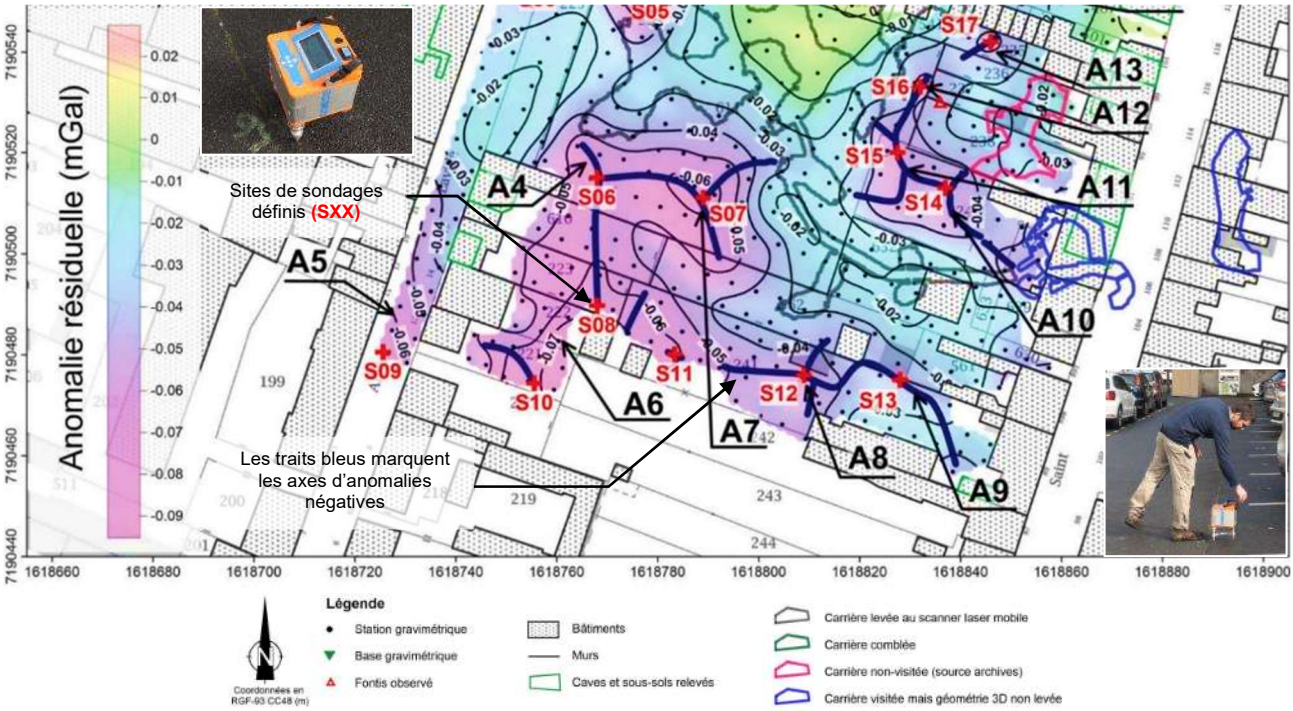


Figure 2 : Etat 0 de la carte d'anomalie résiduelle (mGal)

4. Itération n°1 – sondages de reconnaissance géotechnique

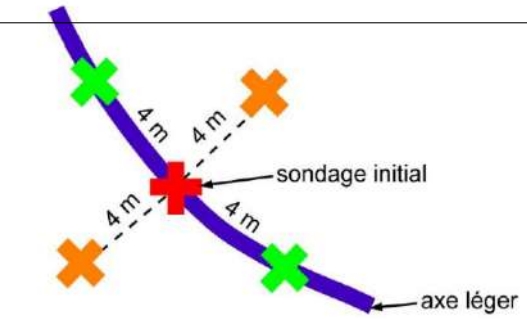
4.1. Campagne de reconnaissance géotechnique

L'exploitation de la carte d'anomalie résiduelle a conduit à la définition d'une campagne d'investigations géotechniques. Cette dernière s'est orientée classiquement vers une campagne de sondages destructifs suivis d'inspections vidéoscopiques (Bénot et al., 2021).

A l'échelle du périmètre d'étude, 61 sondages destructifs ont été réalisés à l'aide 3 ateliers de sondages différents de type COMACCHIO GEO601, SEDIDRILL 500 et SOMAC SD210-50. Les sondages ont été réalisés verticalement, au tricône Ø 116 mm, en rotation pure à l'aide d'un fluide de forage (eau claire + GSP). Des tiges de Ø 76 mm ont été employées de manière à limiter les déviations du train de tiges en profondeur. La profondeur des sondages a été définie au regard de la profondeur du toit et du sol des carrières souterraines connues, soit entre 15 et 18 m de profondeur. Les paramètres ont été enregistrés à l'aide d'un appareillage Lutz.

En cas de découverte de vides francs, les sondages ont été équipés de tubes PVC Ø 110 mm descendus jusqu'au toit des cavités. Ces dernières sont alors inspectées au moyen d'une caméra couleur béquillable. Munie d'un compas gyroscopique, elle permet d'obtenir une vidéo de la cavité orientée par rapport au nord magnétique selon un azimut de 360° et un angle vertical de 110°. La caméra est munie d'un télémètre laser d'une portée de 12 m et d'un zoom optique x 10 permettant d'évaluer la géométrie des vides inspectés.

Les sites de sondages ont été définis sur la base des résultats des mesures microgravimétriques et en respectant une stratégie d'implantation définie sur la base de la largeur des galeries connues de carrière. Les sondages sont positionnés dans l'environnement des axes gravimétriques (Figure 3) et en limitant à 5 le nombre de sondages exécutés par sites de sondages définis.



croix rouge : sondage initial – croix vertes : les deux sondages à réaliser selon l'axe gravimétrique léger si le sondage initial ne rencontre pas de vides – croix oranges : les deux sondages à réaliser perpendiculairement à l'axe gravimétrique léger si les trois premiers sondages ne rencontrent pas de vides

Figure 3 : Stratégie d'implantation des sondages

4.2. Résultats de la campagne de reconnaissance géotechnique

Les sondages de reconnaissance ont été interprétés sur la base de l'analyse des diagraphies de paramètres de forage enregistrés lors de l'exécution des sondages destructifs, des essais de chute libre (ECL) et du résultat des inspections vidéoscopiques. L'interprétation des résultats confirme la présence d'anomalies dans le sous-sol. Les hauteurs d'anomalies mises en évidence ont pu être classées en plusieurs catégories :

- 12% correspondent à des vides francs de carrière souterraine ;
- 42% correspondent à des vides supposés remblayés et/ou effondrés ;
- 26% correspondent à des anomalies verticales de type puits remblayés ou ancien effondrement ;
- 11% correspondent à des anomalies de décompression de surface induites par la présence de remblais décomprimés ;
- 9% correspondent à de probables variations lithologiques.

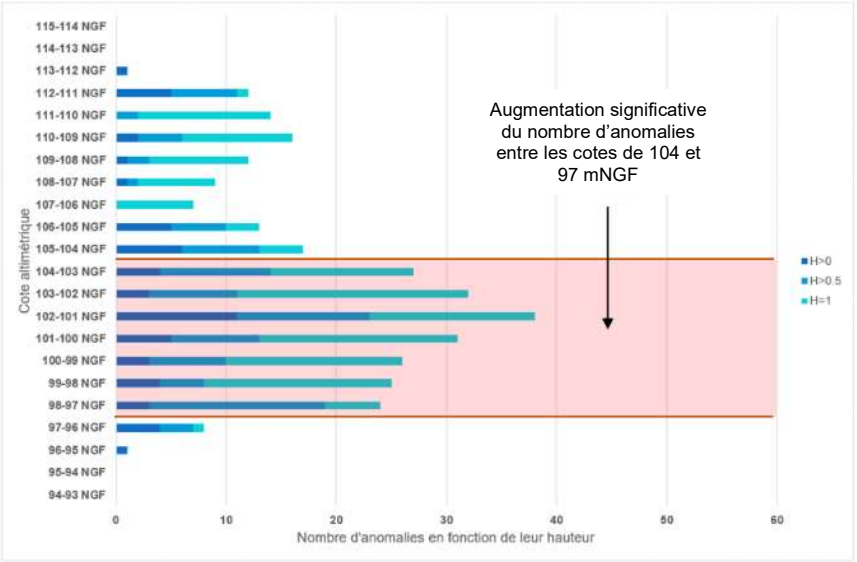


Figure 4 : Distribution des anomalies en fonction de leur hauteur et de leur profondeur

Au droit des anomalies A4 à A11, 5 vides francs ont été découverts en sondages. Ils ont fait l'objet d'une inspection vidéoscopique. Leurs dimensions varient de 4 à plus de 50 m² (Tableau 1). Les vides repérés sont éloignés les uns des autres de plusieurs dizaines de mètres, ne laissant pas présager de liaison les uns avec les autres.

Tableau 1 : Dimensions des vides découverts au droit des anomalies A4 à A11

Sondage	Anomalie micro-gravimétrique	Prof. Sondage (m)	Altitude toit cavité mNGF	Altitude sol cavité mNGF	L_{max} (m) Direction nord-sud	L_{max} (m) Direction est-ouest
SD1011	A6	10,24	102,70	101,26	9,45	3,48
SD1017	A6	13,92	103,50	102,00	13,05	2,91
SD1027	A4	15,86	103,00	101,50	11,46	7,23
SD1033	A10	15,18	102,60	100,70	5,67	4,99
SD1035	A10	15,13	109,20	107,00	2,59	2,19

4.3. Mise à jour de la carte d'anomalie résiduelle

Lors de cette première mise à jour, une correction supplémentaire a été apportée à la carte d'anomalie résiduelle initiale. La correction a été calculée pour prendre en compte l'effet des vides reconnus en sondages. Les données géométriques prises en compte sont celles définies sur la base des sondages et des inspections vidéoscopiques. A l'issue de cette première mise à jour, la carte d'anomalie résiduelle est peu modifiée. Les 5 vides francs découverts dans ce secteur ne permettent pas à eux seuls d'expliquer la nature des anomalies mesurées dans la partie sud de la zone d'étude.

5. Itération n°2 – désobstruction de vides et topographie 3D complémentaire

5.1. Désobstruction d'un accès à une carrière souterraine

La première mise à jour de la carte d'anomalie résiduelle a montré qu'il existait certainement d'autres vides non reconnus à ce stade par les sondages de reconnaissance géotechnique. Au préalable à la réalisation de sondages complémentaires, il a pu être constaté que le vide découvert au droit du sondage SD1027 était relativement proche de la carrière initiale (distance de l'ordre de la dizaine de mètres). Une tentative de désobstruction a été tentée pour rejoindre le vide découvert en sondage avec l'aide du Comité Départemental de Spéléologie du Loiret (CDS45). L'opération a été couronnée de succès, évitant ainsi l'exécution de sondages complémentaires.

5.2. Exploration et topographie 3D complémentaire

L'exploration depuis le fond (Figure 5) a mis en évidence que les vides des sondages SD1017 et SD1027 font partie du même réseau de galeries souterraines. Ce dernier présente une forme labyrinthique et une superficie totale de l'ordre de 1000 m².

Figure 5 : Aperçu de la carrière souterraine redécouverte

Ce développement souterrain a fait l'objet d'une opération de topographie 3D à l'aide d'un scanner de type ZEB-HORIZON (Figure 6). La méthodologie de prise de mesures est similaire à celle développée pendant la phase de collecte de données initiales. Le nuage de points de la carrière redécouverte a été recalé avec les autres levés par corrélation nuage/nuage et en utilisant les coordonnées des points de sondages traversant le toit de la carrière.

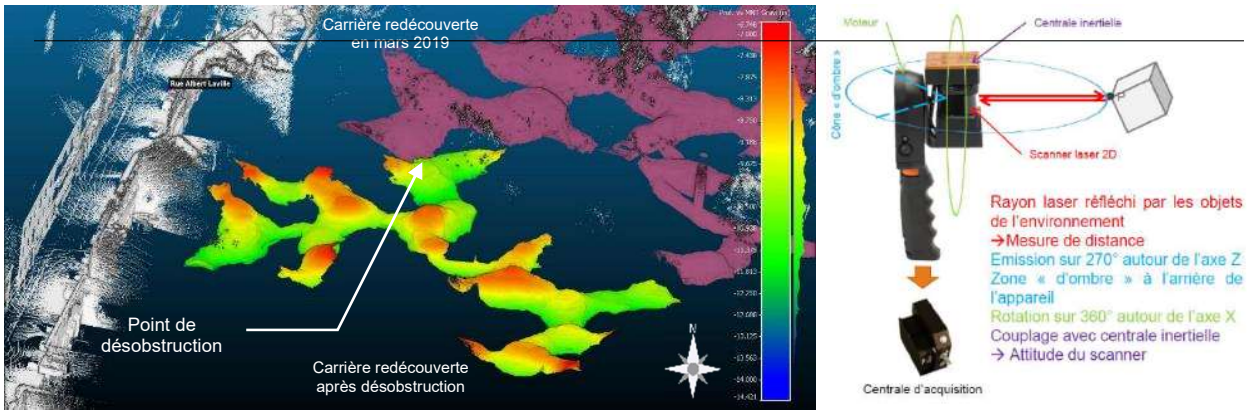


Figure 6 : Scan 3D du développement souterrain redécouvert

5.3. Mise à jour de la carte d'anomalie résiduelle

Lors de cette deuxième mise à jour, une correction supplémentaire a été apportée à la carte d'anomalie résiduelle. La correction a été calculée pour prendre en compte l'effet des vides de la carrière redécouverte. A l'issue de cette deuxième mise à jour, la carrière souterraine permet d'expliquer une large partie des anomalies A4 à A11. Il subsiste néanmoins des anomalies de 0,03 à 0,05 mGal (Figure 7).

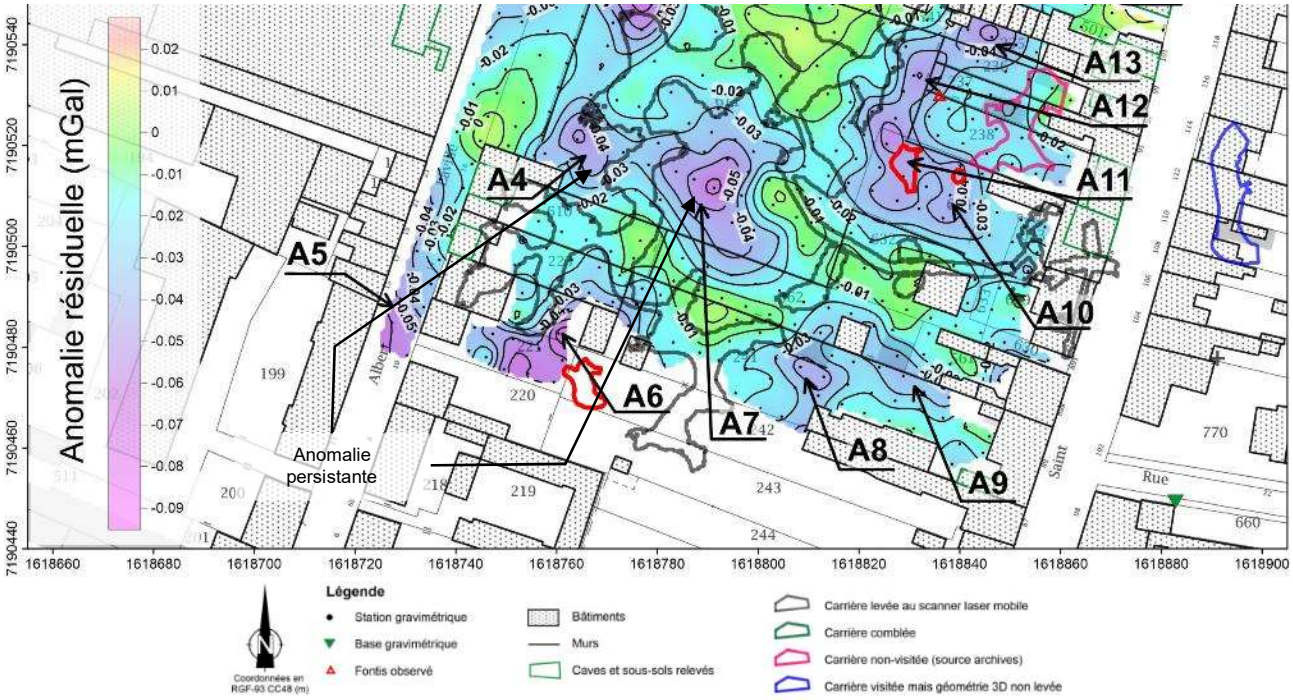


Figure 7 : Itération n°2 : carte d'anomalie résiduelle mise à jour

6. Itération n°3 – hypothèse sur les extensions inaccessibles

6.1. Extensions inaccessibles

Bien qu'un important réseau de galeries ait été redécouvert, il subsiste des anomalies non expliquées. Certaines anomalies, notamment A4 et A7 sont localisées entre deux développements souterrains limitrophes. L'exploration des développements montrent que les zones d'anomalies se positionnent à l'aplomb d'anciens effondrements du toit.

Sur la base de l'exploration des vides accessibles, de l'analyse des résultats de sondages et de l'extrapolation de la géométrie des vides aux secteurs inaccessibles, il est possible de redessiner approximativement les contours de carrière souterraines et les zones d'effondrement subies.

6.2. Carte d'anomalie résiduelle finale

Au cours de cette dernière mise à jour, une correction supplémentaire a été apportée à la carte d'anomalie résiduelle en A4 et A7, en supposant que les secteurs de carrières souterraines inaccessibles sont entièrement comblés par des remblais et/ou des éboulis et que les effondrements constatés en carrière correspondent à des effondrements pseudo-cylindriques. Un contraste de densité de -0,5 est supposé pour ces secteurs ce qui correspond à un coefficient de foisonnement des matériaux de remblais et d'éboulis de 1,2.

Les anomalies A4 et A7 sont bien corrigées avec une amplitude de signal résiduel de l'ordre de 0,02 à 0,03 mGal, soit du niveau du seuil de signification (Figure 8). La présence d'anomalie persistante peut être due aux approximations de cette dernière itération.

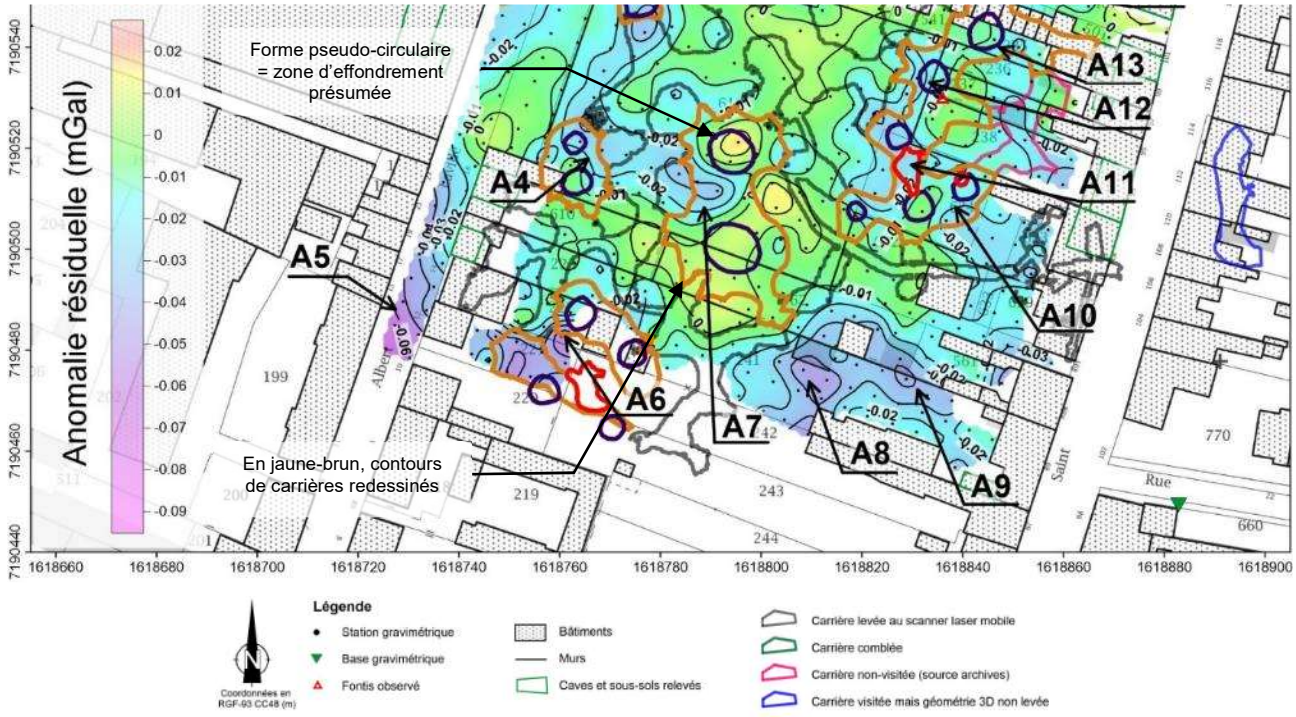


Figure 8 : Itération n°3 : carte d'anomalie résiduelle mise à jour

7. Conclusions

Au cours des études de recherches de cavités souterraines, les investigations géophysiques et géotechniques sont complémentaires. Un processus itératif permet de proche en proche d'expliquer au mieux les anomalies géophysiques découvertes tout en limitant le volume et le coût des investigations géotechniques à mener. Sur ce cas d'étude, le processus s'est révélé fructueux puisqu'il a permis de redécouvrir 2000 m² de vides supplémentaires.

8. Bibliographie

Bénot R., Azémard P., Cote P. (2021). Méthodes de reconnaissance des cavités. Synthèse des connaissances actuelles. Cerema. ISBN : 978-2-37180-486-9. 72 pages.

Jacob T., Pannet P., Beaubois F., Baltassat JM., Hannion Y. (2020) a. Cavity detection using microgravimetry in a highly urbanized settings : a case study from Reims, France. Journal of Applied Geophysics. 179 (2020) 104113. 14 pages.

Jacob T., Yart S., Masson F. (2020) b. Utilisation du scanner laser mobile pour modéliser et corriger les effets des structures anthropiques des données microgravimétriques en milieu urbain : phase 1. Rapport intermédiaire. BRGM/RP-69950-FR. 41 p. et 18 ill.

VALORISATION DES ANCIENS OUVRAGES SOUTERRAINS : COMBINER PATRIMOINE ET GESTION DU RISQUE

DEVELOPMENT OF OLD UNDERGROUND WORKS : COMBINING HERITAGE AND RISK MANAGEMENT

Catherine PINON[1], Frédéric POULARD[1,] Amélie LECOMTE[1]
[1] Ineris – Institut National de l'Environnement Industriel et des Risques, Verneuil-en-Halatte, France

RÉSUMÉ – Sous certaines conditions, les anciens sites souterrains, comme les mines ou les carrières, peuvent connaître une seconde vie et être réutilisés à des fins patrimoniales ou industrielles. Plusieurs points sont développés en lien avec la réalisation et la potentielle généralisation de tels projets : les critères de faisabilité technique, les aspects réglementaires, les intérêts et les pièges à éviter.

ABSTRACT – Under certain conditions, old underground sites, such as mines or quarries, can have a second life and be reused for patrimonial or industrial purposes. Several points are developed in connection with the realization and the potential generalization of such projects : technical feasibility criteria, regulatory aspects, interests and pitfalls to be avoided.

1 Introduction et contexte

La France a connu une activité d'extraction passée importante. Ainsi sur le territoire métropolitain, environ 5000 titres miniers ont été octroyés (dont une grande partie a donné lieu à la réalisation de travaux souterrains) et, sans pour autant être totalement exhaustif, l'inventaire des anciennes carrières recense un peu de plus de 5000 communes concernées par la présence d'une ancienne exploitation souterraine (Figure 1).

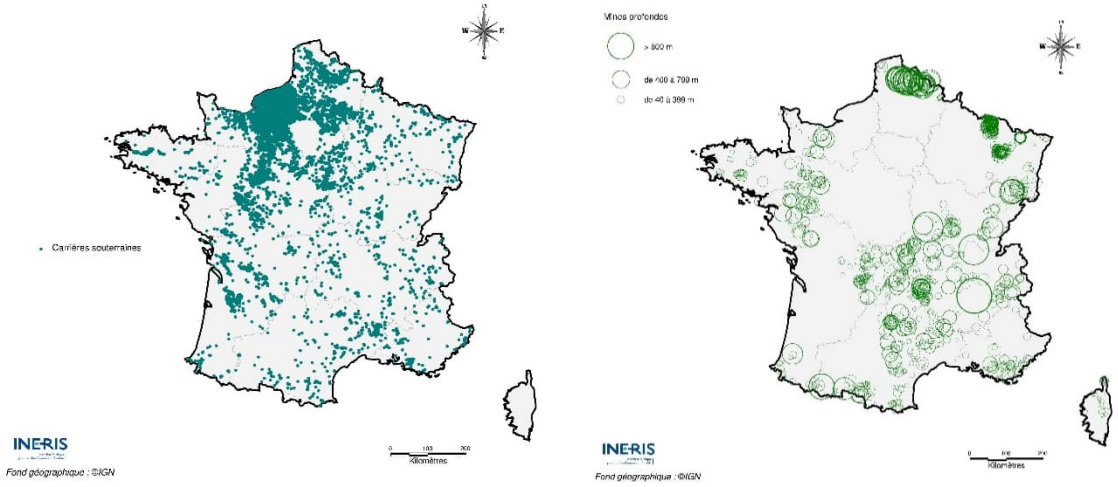


Figure 1 : Représentation des anciennes carrières souterraines (1a) et des anciennes mines souterraines (1b), Crédit Ineris

Qu'ils s'agissent de carrières ou de mines souterraines, ces ouvrages ont par nature une durée d'activité extractive limitée (extension des gisements exploitables, autorisation administrative, modification du cours des minerais exploités…). De fait, après 10, 20 ou 50 ans, selon la méthode d'exploitation mise en œuvre et à l'issue des traitements requis lors de l'arrêt des travaux, ces différents sites souterrains sont « abandonnés » les livrant à

une gestion, parfois complexe, des propriétaires du sol, des anciens exploitants ou de l'État (cas des mines).

Ce sont ainsi, plusieurs milliers de cavités issues du passé extractif qui jalonne le sous-sol français. En outre, en raison des contraintes qu'elles peuvent induire (mouvements de terrain ou pollutions), les cavités souterraines sont encore souvent perçues, par les collectivités et le public, comme des freins à l'aménagement du territoire.

Néanmoins, les grands enjeux climatiques, énergétiques, écologiques conduisent à des révisions de l'organisation et de la physiologie de l'urbanisation et du développement économique afin d'aller vers un modèle durable. Dans cette mutation, aucune solution ne peut être négligée.

C'est l'occasion de valoriser, sous certaines conditions, une ressource peu utilisée et plus ou moins méconnue : l'espace souterrain, notamment celui des anciens sites d'exploitation. Ces cavités peuvent devenir source d'attractivité, voire d'activité économique. L'attention dont elles font alors l'objet, notamment en termes de stabilité, pourraient en outre être un bon moyen de prévention du risque qu'elles génèrent lorsqu'elles sont laissées à l'abandon.

2 Types d'utilisation d'anciens ouvrages souterrains

La réutilisation et la conversion des ouvrages souterrains abandonnés, comme les mines et les carrières, présentent une initiative originale et donnent une dimension de continuité et de dynamisme aux anciens chantiers d'extraction en souterrain. En France et dans le monde, la valorisation de sites souterrains abandonnés (une centaine de cas recensés par Al Heib, 2014 et Al Heib, 2015) peut prendre diverses formes :

- une activité d'entreposage ou de stockage :
    - produits alimentaires : caves à vin (Figure 2), champignonnières, caves à fromage… nécessitant des conditions particulières en termes de température, d'humidité, etc. ;
    - civil (Figure 3) ou militaire;
    - archives ou centres de données numériques ;
    - matériaux énergétiques ou ressources en eau…

Ces sites restent peu nombreux, souvent artisanaux et répondent à un besoin d'espace qui est souvent non disponible en surface, ainsi qu'à une certaine recherche d'abri, peu visible.

Figure 2 : Caves à vin dans les crayères de Champagne (Marne), Crédit Ineris

Figure 3 : Stockage civil, Crédit Ineris

- une activité touristique et une mise en valeur du patrimoine (aussi appelée géo-tourisme) :
    - musées de toutes sortes (décrivant une activité passée, l'histoire locale…), parcours découvertes, sites à vocation pédagogique (Figure 4)… La plupart de ces aménagements sont à l'initiative d'une (et soutenue par une) collectivité mais a parfois été rétrocédée à un mandataire privé pour la gestion du site ;
    - restaurants, hôtels (souvent troglodytes), salles de spectacle ou d'exposition, parcours /activités sportives, *Escape Game*... Il s'agit d'initiatives de particuliers concernant souvent des sites souterrains de faible emprise et dont le nombre a tendance à s'accroitre ces dernières années ;
    - centre de soin (Watelet et al., 2011, Figure 5)…

Figure 4 : Maison de la Pierre à Saint-Maximin (Oise), Crédit Maison de la Pierre

Figure 5 : Thermes de Jonzac (Charente Maritime), Crédit Ineris

En France, l'utilisation des cavités souterraines comme lieu touristique est la plus répandue : de la simple visite ponctuelle d'une ancienne carrière jusqu'au développement complet du site intégrant des investissements importants. Elles peuvent prendre alors le statut d'Etablissement Recevant du Public.

3 Caractéristiques des cavités valorisées

Les ouvrages souterrains les plus souvent valorisés sont les anciens sites exploités par la méthode des chambres et piliers abandonnés ou par d'autres méthodes ayant laissé des vides résiduels. Ces sites offrent en effet des volumes de « vides » conséquents (anciennes galeries ou chambres d'exploitation) qui peuvent accueillir de nouvelles activités sans nécessiter des travaux de creusement complémentaires.

Les valorisations recensées concernent le plus souvent des sites peu profonds (généralement à moins de 80 m de profondeur). Les conditions d'accès et d'exploitation de tels sites sont plus simples et plus économiques (aérage simplifié, absence d'exhaure, pressions modérées des terrains) que celles qui encadrent les sites plus profonds. Toutefois, des réutilisations spécifiques peuvent viser des sites profonds, comme des sites de stockage souterrain et de déchets notamment.

Enfin, on constate une légère prédominance des anciennes carrières parmi les sites valorisés, au regard des mines. Ceci s'explique notamment par les profondeurs souvent moins importantes des carrières et leur contexte réglementaire en termes de dommages « post-exploitation ».

4 Réglementations, contraintes et responsabilités

C'est principalement le type d'activités implantées dans un ancien site d'exploitation qui fixe les responsabilités et le cadre réglementaire de ces valorisations :

- les activités industrielles sont régies par le Code de l'Environnement et la réglementation des ICPE ; elles sont placées sous le contrôle direct de l'Etat via notamment les inspecteurs des installations classées ;
- les autres activités touristiques ou écotouristique relèvent de la réglementation des Établissements Recevant du Public (ERP) du Code de la construction et de l'habitation. Ce type de projet, entrepris le plus souvent dans le cadre d'ERP de 5ème catégorie, est placé sous le « quasi-seul » contrôle de son gérant. En effet, sauf arrêté communal complémentaire, ce type d'établissement n'est pas soumis à contrôle à l'ouverture ni à contrôle périodique par la commission de sécurité. Les règles d'exploitation sont donc souvent disparates et peu homogènes d'un lieu à l'autre de la France.

4.1 Classement ERP

Les établissements recevant du public (ERP) sont constitués de tous bâtiments, locaux et enceintes dans lesquels des personnes extérieures sont admises, en plus du personnel, peu importe que l'accès soit payant ou gratuit, qu'il soit libre, restreint ou sur invitation. Ces établissements sont soumis à des obligations en matière de sécurité, de lutte contre l'incendie et de panique. Les cavités étant préexistantes, elles sont de fait un établissement ancien et non pas une « création ». Il faut donc les adapter pour permettre l'accueil d'un public et trouver notamment des mesures compensatoires pour chaque exigence constructive ou technique (distance maximale à parcourir pour atteindre une sortie, cul de sac < 10 m de long…) du règlement de sécurité qui ne peut être appliquée dans le cas d'ERP souterrains.

C'est le maire qui autorise l'ouverture d'un ERP par arrêté municipal ; ce dernier sollicite toutefois bien souvent l'avis de la commission de sécurité pour contrôler et fournir régulièrement une « attestation de solidité ». Dans le cadre d'un ERP souterrain, la commission de sécurité se déclare généralement non-compétente sur la notion de solidité. L'attestation de solidité correspond logiquement à une étude de stabilité de la cavité (ou étude géotechnique) réalisée par une équipe d'experts. Localement, le maire peut s'appuyer sur un arrêté préfectoral (exemple des caves de champagne dans la Marne).

Pour les établissements de 5ème catégorie, sans locaux à sommeil, ce qui est souvent le cas des ERP souterrains, ni la visite de réception de l'ERP par une commission de sécurité, ni les visites de contrôle ne sont obligatoires. En cas d'avis défavorable de la commission de sécurité, le maire peut ordonner la fermeture de l'établissement au public.

Enfin, en vertu de son pouvoir de police générale, le maire peut mettre en œuvre des réquisitions sur le territoire de sa commune. Pour des faits liés à un ERP souterrain (désordre en surface, risque d'effondrement…), la réalisation de travaux de mise en sécurité d'urgence peut être un cas de réquisition. Il se substitue alors au propriétaire de l'ERP souterrain (en carence). Dans ce cas, les frais des travaux sont à la charge de la commune.

4.2 Code Civil et Code Minier

En France, un propriétaire possède un terrain et son sous-sol (article 552 du Code Civil, « La propriété du sol emporte la propriété du dessus et du dessous ») sauf dans le cas, prévu par le Code Minier, où des ressources minières ou pétrolifères se trouvent dans ce sous-sol, auquel cas elles appartiennent à l'Etat et non au propriétaire du terrain.

En synthèse, cela signifie que suivant la nature de la substance exploitée :

1) pour les carrières (toute substance minérale exceptée celles listées à l'article 1 du Code Minier), l'extraction ne peut pas être entreprise sans l'accord du propriétaire du terrain. Par conséquent, cela suppose que le propriétaire du sol bénéficie des

produits de l'exploitation des cavités, notamment si une activité y est ouverte au public (Béranger, 2017).

Toutefois, la propriété du dessous peut être dissociée juridiquement de celle du dessus (par copropriété ou par division en volume). Le propriétaire du sol peut vendre, donner ou louer le sous-sol de son terrain. Il n'est pas rare, dans le cas d'une cavité souterraine valorisée, que le gestionnaire du site ouvert au public ne soit pas le propriétaire des galeries, ni celui des terrains de surface.

Quel que soit le propriétaire du terrain sous lequel s'étend la cavité (un particulier, une commune, l'État, etc.), sa responsabilité vis-à-vis de tiers peut donc être engagée au titre de l'article 1384 du Code civil : le « gardien » d'un terrain (donc son propriétaire ou le locataire s'il en a le plein usage et qu'il a signé un bail) est responsable de tout dommage aux biens et personnes, que celui-ci se produise à l'intérieur de la cavité valorisée et ouverte au public (par exemple, un bloc de toit se détachant et tombant sur une personne) ou sur le terrain lui-même (par exemple, chute d'une personne dans un effondrement en surface) (Béranger, 2017).

2) pour les mines (substances listées à l'article 1 du Code Minier), l'exploitation est autorisée par l'État, sans pour autant requérir nécessairement l'accord du propriétaire du terrain et est justifiée par le fait que « l'utilité publique » prime.

Dans le cas de dommages, le Code Minier précise que leur réparation est supportée, en premier lieu, par l'exploitant ou le titulaire du titre minier (même après arrêt des travaux et renonciation de titre minier) puis, en second lieu, par l'Etat, dans le cas où l'exploitant n'existerait plus ou ne serait pas solvable. De fait, la valorisation d'anciens sites miniers souterrains, dont les dommages sont théoriquement supportés *ad vitam aeternam* par l'Etat, peut parfois se révéler plus longue à mettre en place qu'au sein d'anciennes carrières souterraines, sous responsabilité des « seuls » propriétaires des terrains.

5 Intérêts d'une valorisation

Le principal intérêt d'une réutilisation et d'une conversion des ouvrages souterrains abandonnés est la valorisation et la conservation du patrimoine qu'ils représentent. Ces sites sont pour la plupart à l'origine de développement urbain ou industriel de villes ou de régions et sont ancrés dans l'histoire locale voire nationale. Ce devoir de conservation patrimoniale revêt un caractère plus ou moins primordial et essentiel suivant la sensibilité des communes ou communautés de communes concernées à qui ce devoir incombe en premier lieu.

Les autres intérêts recherchés par les valorisations sont ceux des conditions spécifiques des sites souterrains :

- température limitée et quasi-constante toute l'année (de l'ordre de 13°C) ;
- hygrométrie et humidité élevées ;
- luminosité limitée ;
- imperméabilité des terrains environnants ;
- absence de visibilité externe ;
- caractère insolite.

La localisation de ces sites au regard de zones urbaines en surface est également source d'intérêt ; ainsi ces cavités peuvent répondre à un besoin d'espace en zones où la valeur des terrains en surface est très élevée ou fortement contrainte (voire non disponible) ou encore à un besoin d'isolement à l'extérieur des zones densément urbanisées.

Notons aussi que l'aménagement d'un ouvrage souterrain pour le rendre accessible au public peut permettre de sécuriser l'accès vers d'autres cavités souterraines, jusque-là inaccessibles !

6 Freins à la valorisation d'un ouvrage souterrain

Les principaux obstacles à la valorisation de sites souterrains (en particulier des projets industriels) sont probablement :

- les conditions « de vie » et de confort en milieu confiné (humidité, lumière, aérage...) ;
- la nécessité d'investir pour assurer la sécurité des terrains ;
- les contraintes règlementaires : site classé (monument historique, UNESCO… Pinon et al., 2018) ;
- la gestion complexe des différents propriétaires (exploitant/gérant de l'ouvrage souterrain, propriétaires du sol, propriétaires du sous-sol, propriétaires de la falaise/coteau…), qu'ils soient publics ou privés, surtout en milieu urbanisé. On pense notamment aux questions du type : qui paye les travaux de mise en sécurité ? qui est responsable en cas d'incident ou d'accident, en surface ? en souterrain ?
- les contraintes environnementales (chiroptères, préservation des ressources en eau…) ;
- les contraintes de sécurité : risque incendie, évacuation du public (sortie de secours ou refuges), intervention des secours…

Dans le cas des ouvrages souterrains valorisés, les pouvoirs publics, mais encore plus les collectivités, sont pris entre deux extrêmes l'« obligation de réduire le risque », en supprimant les vides résiduels ou la volonté de conserver les sites souterrains intacts pour les valoriser (notamment mission de conservation du patrimoine).

En outre, certains projets de valorisation ne sont pas développés du fait d'une sous-estimation initiale du potentiel valorisable.

7 La prévention des risques et la valorisation des sites

7.1 Impact sur l'aléa

L'ouverture au public d'une cavité souterraine est un outil efficace pour :

- disposer d'une étude de stabilité de l'édifice en l'état ;
- suivre dans le temps l'apparition de désordres locaux (évolution d'une chute de toit, influence du gel-dégel…) et entretenir la cavité ;
- encadrer et suivre les travaux d'aménagement de l'espace (évolutions et/ou extensions).

Ces études et suivis précisent les caractéristiques des aléas[1] de type mouvements de terrain liés à la présence de cavités souterraines (nature, intensité, marge d'incertitude…).

Toutefois, même si la surveillance est clairement organisée (visite régulière de géotechniciens, système de télésurveillance, procédure d'alerte…), la présence d'une activité régulière en souterrain n'est pas un gage d'une stabilité pérenne de la cavité (risque d'abandon de l'activité, mauvais entretien…). Rappelons l'exemple de l'effondrement en 1995 de la champignonnière Notre Dame de Bonsecours à Senlis dans l'Oise.

De plus, le cycle de vie d'un ERP souterrain ou d'une cavité valorisée, depuis son aménagement à son abandon en passant par son exploitation, sera toujours plus court que le cycle de vie de la cavité. Il n'est pas possible de garantir la stabilité de l'ouvrage souterrain dans le long terme par la pérennité de ce processus de contrôle.

7.2 Affichage du risque

En 2020, l'Ineris a étudié, dans le cadre de ses missions au pouvoir public, la politique de prévention applicable aux sites souterrains valorisés, notamment lorsqu'ils sont situés au cœur de territoires identifiés comme exposés aux mouvements de terrain.

[1] L'aléa correspond à la probabilité qu'un phénomène se produise sur un site donné, au cours d'une période de référence, en atteignant une intensité ou une gravité qualifiable ou quantifiable. Sa caractérisation repose classiquement sur le croisement de l'intensité prévisible du phénomène avec sa probabilité d'occurrence.

La démarche a consisté à trouver des exemples d'établissements souterrains recevant du public (Montagne, 2015) et à les confronter à l'affichage du risque[2], c'est-à-dire aux documents d'urbanisme établis sur le territoire concerné (PLU, PPRN…). Cette liste d'exemples n'est pas exhaustive mais elle contient des ouvrages souterrains de divers types et usages, répartis dans toute la France métropolitaine. Sur plus de 80 exemples de sites valorisés, il apparait que :

- la majorité (81%) des cavités valorisées est répertoriée dans le site GEORISQUES (http://www.georisques.gouv.fr/) ;
- près de la moitié des PLU consultés (47%) mentionnent un zonage particulier lié à la présence de cavités souterraines ;
- l'évaluation de l'aléa lié à la présence de cavités souterraines n'est disponible que sur une minorité d'ouvrages souterrains : 19 % se situent en zone d'aléa fort à très fort ; 8 % en zone d'aléa moyen et 16 % en aléa faible ;
- quand les cavités sont signalées, il est rare que celles qui sont valorisées soient soumises à des prescriptions particulières en termes de constructibilité en surface.

Les prescriptions visent, en majorité, l'aménagement et l'utilisation de la surface, et notamment, la plupart du temps, une demande de reconnaissance géotechnique permettant de s'assurer de la présence et de la stabilité des cavités.

Cette étude de 2020 a également mis en lumière que :

- l'administration déconcentrée (DREAL, DDT...), si elle est au cœur du principe de l'affichage du risque, n'est souvent pas informée des projets d'ouverture au public d'ouvrage souterrain, ni même de la gestion des ouvrages souterrains existants. De fait, il n'y a pas ou peu de suivi particulier par l'administration (hors maire), ni de politique générale pour les PLU concernant les ouvrages souterrains ouverts au public ;
- aucune considération spécifique n'est apportée aux ouvrages souterrains ouverts au public dans les règlements d'urbanisme. Ils ont le même régime que tout autre ERP en surface ;
- si l'aménagement de la cavité en ERP est antérieur à l'affichage du risque (PPRN en particulier), ce classement permet de réduire les emprises d'aléas et zonages réglementaires (exemple de Jonzac) et d'intégrer l'efficacité des travaux de confortement, des mesures de suivi et de surveillance de la cavité.

8 Recommandations pour l'ouverture d'un site souterrain

Sur la base des informations collectées et des retours d'expérience, des précautions particulières vis-à-vis de la sécurité des biens et des personnes doivent être prises en cas de projet d'ouverture d'un site souterrain au public. Il s'agit notamment de définir précisément les conditions :

- de stabilité géotechnique des ouvrages souterrains ;
- de circulation des eaux d'infiltration ou de remontées de nappes souterraines ;
- d'aérage ;
- d'accès (fermer les ouvertures potentiellement accessibles par un public non autorisé) et d'issue de secours (balisage de l'espace souterrain).

Dans une moindre mesure, l'alimentation électrique, assurant notamment l'éclairage, revêt un caractère particulièrement sensible dans un espace souterrain et doit donc être particulièrement suivie.

[2] Le risque est la résultante du croisement entre l'existence d'un aléa et d'enjeux vulnérables.

En *amont du projet de valorisation*, chacun de ces points devra faire l'objet d'une étude et d'un dimensionnement spécifique par un expert reconnu dans ces domaines. En outre, plusieurs éléments, clés de réussite, seront à vérifier :

- identifier les éventuels risques générés par la nouvelle activité et la configuration de l'ancien site, en tenant compte des facteurs aggravants ;
- intégrer tous zonages et prescriptions réglementaires existants (risque cavité et autres) aux études ;
- disposer d'un plan ou d'un modèle géométrique/géologique tridimensionnel du site souterrain ;
- établir un état géotechnique initial de la cavité par un expert ;
- anticiper et préparer l'intégration territoriale locale (environnement et société) ;
- définir les besoins du projet par rapport aux ressources locales (notamment énergie et autres infrastructures au regard des besoins spécifiques : ventilation, pompage, éclairage…) ;
- s'entourer de personnes compétentes (groupe technique piloté par un chargé de mission).

En *phase d'exploitation*, les quatre conditions précédentes (stabilité, venues d'eaux, aérage et accès) doivent être régulièrement suivies, contrôlées et maintenues afin de détecter toute dégradation et, éventuellement, de mettre en œuvre des mesures compensatoires (travaux de sécurisation, remplacement de matériels…).

La *fin d'activité* doit être prévue et dimensionnée dès les phases de conception afin de préserver les intérêts réglementaires définis notamment par le Code de l'Environnement et, dans la mesure du possible, être compatible avec une troisième vie potentielle du site !

9 Références

Al Heib M. (2014). Valorisation des cavités souterraines abandonnées - Rapport Ineris DRS-14-141880-11766A.

Al Heib M. (2015). Ville 10-D - Valorisation des cavités souterraines anthropiques - Rapport Ineris DRS-15-149582-06400A.

Béranger N. (2017). La gestion du risque cavités souterraines – Guide à l'usage des collectivités - Collection Références du Cerema.

MEDDE (2010). Guide méthodologique. Plan de prévention des risques naturels. Cavités souterraines abandonnées.

Montagne D. (2015). Guide pour la valorisation du caractère patrimonial des cavités souterraines – Association pour le Développement de la Recherche et de l'Enseignement sur l'Environnement (ADREE).

Pinon C. (2021). Prise en compte de la valorisation des ERP souterrains dans l'analyse et l'affichage du risque cavités - Rapport Ineris - 200976 - 2416983.

Pinon C., Lecomte G., Vassort AS. (2018). Consolidation et mise en valeur d'une ancienne carrière souterraine classée monument historique. SolscopeMag n°11, pp. 26-31.

Poulard F., Pinon C. et Lecomte A. (2019). Valorisation des anciens sites d'exploitation souterraine : exemples, retours d'expérience et perspectives, Congrès de la société de l'industrie minérale (SIM), Montpellier.

Watelet JM. et Favre G. (2011). Aménagement et valorisation d'une ancienne carrière souterraine – Les Thermes troglodytiques de Jonzac, 13e Congrès International de l'AFTES, Lyon.

Webinaire du 25/11/2021, « Valorisation des cavités souterraines : combiner le patrimoine et la gestion du risque ».

Ouvrages souterrains

EVALUATION DU TAUX DE DECONFINEMENT DU TERRAIN EN SORTIE DE JUPE DES TUNNELIERS

EVALUATION OF THE STRESS RELEASE RATIO OF THE GROUND AT THE END OF THE TBM TAILSKIN

Nicolas BERTHOZ[1], Denis BRANQUE[2], Cristopher MERCADO-CHAVEZ[2], Soukaina EL JIRARI[2]
[1] *Centre d'Etudes des Tunnels (CETU), Bron, France*
[2] *Université de Lyon, ENTPE / LTDS, UMR CNRS 5513, Vaulx-en-Velin, France*

RÉSUMÉ – L'estimation des déplacements induits dans le terrain par des tunneliers pressurisés *via* des modélisations numériques en déformations planes nécessite de tenir compte d'un déconfinement partiel en sortie de jupe. La réalisation de modélisations numériques 3D et 2D croisées montre que ce taux de déconfinement est généralement de l'ordre de 85 % mais peut être plus important en cas de plastification importante des terrains.

ABSTRACT – The estimation of displacements induced in the ground by pressurized TBM *via* numerical models in plane strains requires to take into account a partial stress release at the end of the shield. The development of cross numerical 3D and 2D models shows that this stress release ratio is generally in the order of 85% but can be higher in case of significant ground plasticity.

1 Introduction

L'estimation des déplacements induits par le creusement au tunnelier sur des constructions avoisinantes (immeubles, ouvrages d'art, tunnels, réseaux…) est une étape essentielle des projets d'ouvrages souterrains en zones urbaines. De cette estimation sont, en effet, déduits ou adaptés des choix forts de conception tels que le tracé du tunnel, le dimensionnement du tunnelier (surcoupe, conicité…) et le choix de ses paramètres de pilotage (pression frontale, pression de bourrage…).

Rigoureusement, cette estimation nécessite des modélisations numériques 3D (par exemple Kasper & Meschke, 2004), seules capables de tenir compte de la complexité du problème. Cependant, celles-ci sont lourdes à mettre en œuvre, et des modélisations numériques bidimensionnelles en déformations planes autour d'une section courante du tunnel leur sont souvent préférées, au moins pour les premiers niveaux d'études.

Se pose alors la question de tenir compte au mieux des effets tridimensionnels du processus de creusement dans cette approche bidimensionnelle en déformations planes. Deux types d'approches 2D « historiques » sont disponibles dans la littérature :

- des approches dites « à rigidité variable » : la convergence du terrain est imposée de manière artificielle par réduction de la rigidité du noyau de terrain excavé ou du revêtement du tunnel. Par exemple, Karakus *et al* (2007) utilisent cette approche en considérant trois valeurs de rigidité, en fonction de la distance au front de taille ;
- des approches dites du « gap » : la perte de volume est directement imposée via une réduction de section du tunnel (condition aux limites « en déplacements »). Par exemple, Dias & Kastner (2013) utilisent cette approche, en considérant quatre profils de convergence/refoulement, en fonction de la distance au front de taille.

Ces approches présentent cependant la limite de ne pas disposer d'une relation explicite entre les « chargements » (rigidité réduite ou réduction de section) et les conditions de pilotage du tunnelier. C'est avec cet objectif qu'a été développée une approche « à pressions imposées » par Berthoz *et al* (2020). Le creusement y est modélisé via quatre phases (Figure 1), avec des chargements en paroi du tunnel dépendant : (i) des pressions exercées physiquement par la machine (pression le long de la jupe P_j, pression de bourrage P_b) modélisées explicitement, (ii) de l'éloignement du front de taille introduit de manière artificielle via un taux de déconfinement λ_{jupe}.

Les expressions classiques déduites de la méthode convergence-confinement (Panet & Sulem, 2021) ne permettent pas d'estimer fidèlement le taux de déconfinement λ_{jupe} pour un projet de tunnel au tunnelier en zone urbaine, et ce pour trois raisons : (i) l'état initial de contrainte dans le terrain ne peut pas être considéré comme homogène (noter que cette extension a été étudiée par Gaudry & Givet (2017)), (ii) un tunnelier pressurisé exerce une pression sur le front de taille susceptible de limiter la convergence du terrain, (iii) les modèles élastiques parfaitement plastiques demeurent relativement simplistes alors que la prise en compte d'une élasticité non linéaire et de mécanismes d'écrouissage plastique conduit à une meilleure description du comportement élastoplastique des terrains meubles.

Cette communication est ainsi consacrée à l'évaluation de λ_{jupe} via une analyse croisée de modélisations numériques 3D et 2D dédiées. Une application au cas d'une section du Grand Paris Express est ensuite effectuée pour illustrer les résultats obtenus.

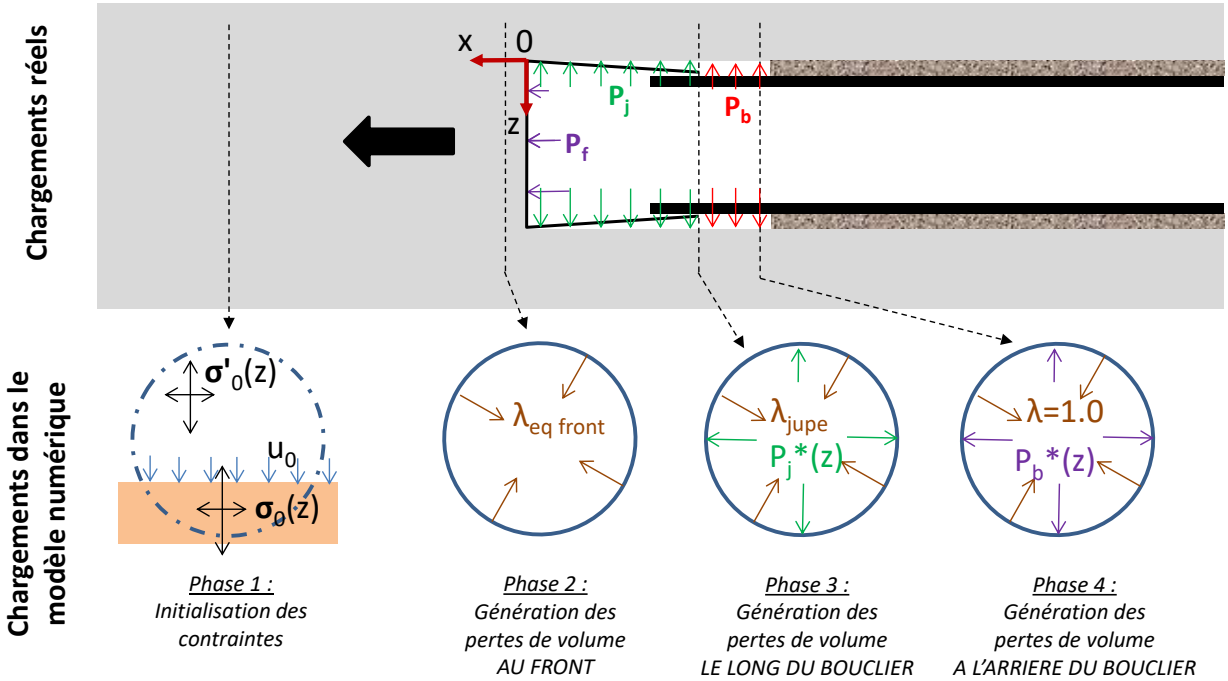


Figure 1. Phasage des calculs dans l'approche « à pressions imposées » de Berthoz *et al* (2020)

2 Démarche d'analyse suivie et hypothèses de modélisation

2.1 Hypothèses du modèle numérique 3D

Un modèle numérique en différences finis (Flac3D) est réalisé. Il considère le cas d'un tunnel circulaire de diamètre D, creusé sous une couverture C, réalisé dans un terrain homogène sec (absence de pressions interstitielles). Le problème présente une symétrie

par rapport au plan vertical passant par l'axe du tunnel. Une extension de 8.D transversalement au tunnel et 20.D longitudinalement est considérée afin de permettre l'établissement d'un régime stationnaire, sans effets de bords longitudinaux et transversaux. Un substratum infiniment rigide est considéré à une profondeur H_s : les déplacements verticaux sont empêchés à cette cote.

Le terrain est supposé régi par un modèle élasto-plastique avec écrouissage : le Plastic Hardening implémenté dans FLAC3D, équivalent du Hardening Soil Model décrit par Schanz *et al* (1999).

Les contraintes initiales dans le modèle sont initialisées à leurs valeurs géostatiques (phase 0 du calcul). Dans les N phases suivantes, une nouvelle tranche de terrain à l'avant du front de taille de longueur égale à la longueur d'un voussoir L_v est désactivée et les chargements suivants sont imposés :

- ***Cas « non soutenu » :*** un déconfinement total au front et tout le long du tunnel ;
- ***Cas « Pf + soutènement » :*** (i) l'application du champ de pression $P_f^*(z) = P_{f\text{-}axe} - \Delta_{front}.z = 290 - 16.z$ (kPa) au front, (ii) un déconfinement total le long du bouclier $L_{bouclier} = 5.L_v$, (iii) l'activation d'un soutènement rigide à l'arrière, modélisé via des éléments coques d'épaisseur $e_v = 0{,}4$ m et de module d'Young $E_v = 11$ GPa.

L'ensemble des paramètres retenus dans les calculs est donné en Tableau 1.

Tableau 1. Synthèse des paramètres géométriques et mécaniques des modèles numériques.

D (m)	**C (m)**	**H_s (m)**	**L_v (m)**	**γ (kN/m3)**	**K_0 (-)**	**E_{50}^{ref} (MPa)**	**E_{ur}^{ref} (MPa)**
10	[10 ; 20 ; 30]	70	1,8	19	0,5	100	300
m (-)	**$P_{ref} = \sigma_{3\text{-}axe}$ (kPa)**	**ν (-)**	**c' (kPa)**		**φ' (°)**	**Ψ (°)**	**R_f (-)**
0,5	[142 ; 237 ; 332]	0,3	[10 à 200]		35	0	0,9

** m traduit l'évolution des modules avec σ_3, R_f est un coefficient minorateur de la résistance au cisaillement*

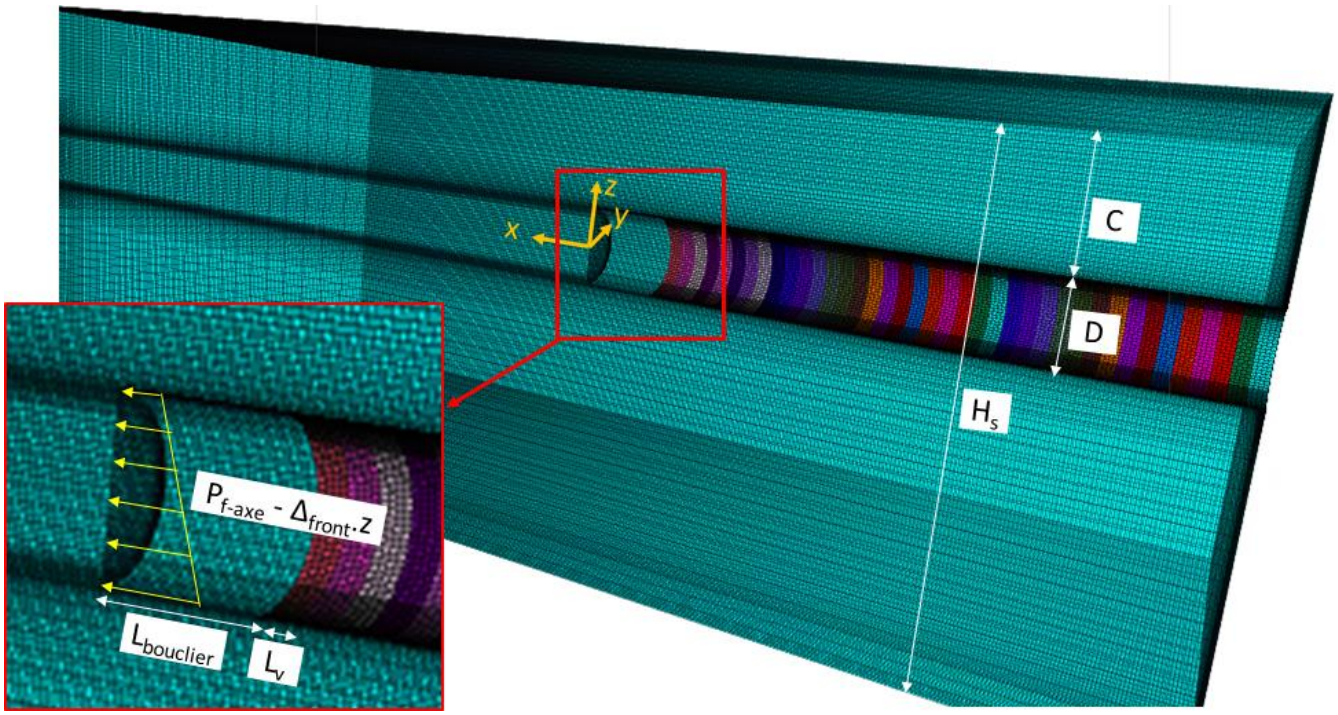


Figure 2. Vue générale du maillage et zoom sur les chargements imposés en paroi du tunnel.

2.2 Démarche d'analyse, en lien avec le modèle numérique 2D

Les profils de convergence en paroi $U_{r-3D}(x)$ en clé / piédroit / radier du tunnel en fonction de la distance au front de taille x sont extraits de la dernière phase de calcul du modèle 3D précédemment décrit.

En parallèle, un calcul 2D en section courante du tunnel est réalisé avec les mêmes hypothèses géométriques et mécaniques, en imposant un déconfinement progressif en paroi. Ce calcul 2D permet d'établir la relation entre le taux de déconfinement λ imposé et la convergence en paroi $U_{r-2D}(\lambda)$ en clé / piédroit / radier.

Le taux de déconfinement recherché, en sortie de bouclier (soit à environ -1.D du front), correspond à la valeur de λ telle que $U_{r-2D}(\lambda_{jupe}) = U_{r-3D}(-1D)$. Celui-ci est calculé en clé, piédroit et radier pour différentes configurations géométriques et mécaniques. La figure 3 illustre le principe de ce calcul.

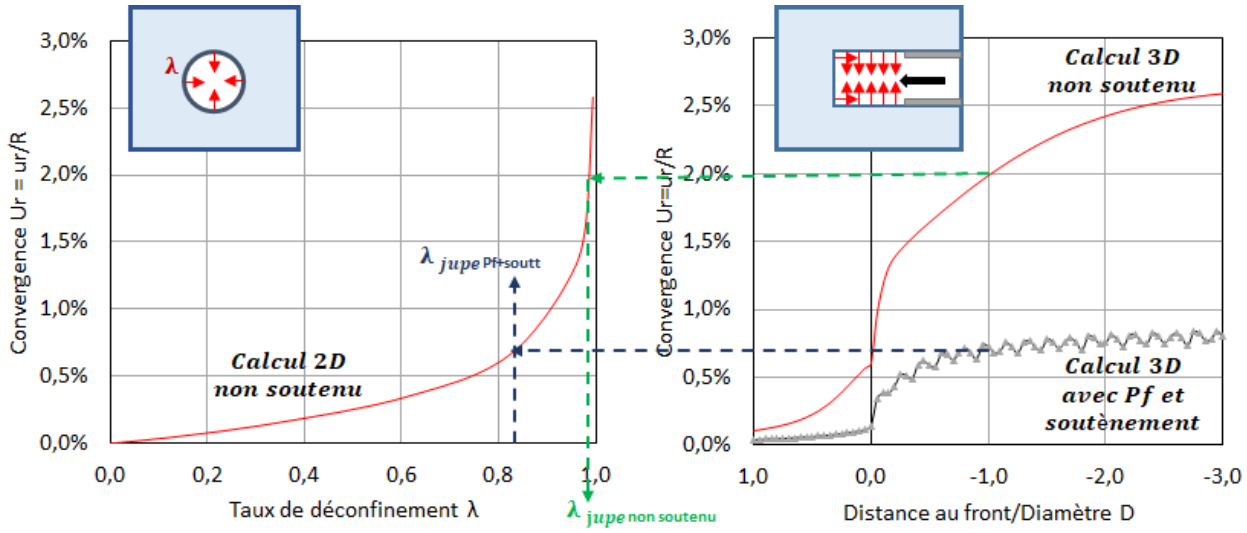


Figure 3. Principe de calcul du taux de déconfinement λ_{jupe} (en clé, C/D = 2, c' = 45 kPa).

3 Taux de déconfinement à la sortie du bouclier

Les taux de déconfinement calculés sont synthétisés en Figure 4 et les conclusions suivantes en sont issues.

Analysons tout d'abord les résultats obtenus dans le cas « non soutenu » (traits pleins sur cette figure). Dans ce cas, les taux de déconfinement λ_{jupe} calculés sont tous supérieurs à 90 % bien que les convergences associées aient des amplitudes très différentes. Cette assertion est vraie quels que soient :

- la position (clé / piédroit / radier) : l'amplitude des convergences varie d'un facteur 2 à 6 entre ces trois positions comme le montrent les valeurs indiquées en étiquette de certains points sur la Figure 4a, mais les taux de déconfinement associés sont similaires : les écarts sont de l'ordre de 2 % avec $\lambda_{jupe\text{-}clé} > \lambda_{jupe\text{-}radier} > \lambda_{jupe\text{-}piédroit}$,
- la cohésion du terrain, de l'état d'équilibre limite à la rupture (c' ≈ 35 kPa dans le cas présent d'après l'amplitude des convergences) à une auto-stabilité certaine (c' = 200 kPa). Une légère augmentation du taux de déconfinement est visible en clé

lorsque le terrain est très proche de la rupture en paroi, celui-ci devenant presque total (Figure 4a). Cette influence est moins marquée en piédroit et radier,

- l'épaisseur de couverture (1.D, 2.D ou 3.D) : les taux de déconfinement calculés sont très proches pour ces trois épaisseurs de couverture (Figure 4b).

Il apparaît ensuite clairement que le soutènement posé à l'arrière du tunnelier, par sa rigidité, conduit à réduire la convergence à la sortie de la jupe. La comparaison des valeurs de convergence en étiquettes de données entre « soutenu » et « non soutenu » à cohésion du terrain identique l'illustre. Les taux de déconfinement λ_{jupe} sont ainsi plus faibles. Noter que d'autres calculs réalisés sans pression frontale mais avec soutènement ont montré que c'est bien la rigidité du soutènement posé à l'arrière du tunnelier et non la pression frontale exercée par le tunnelier qui limite le déconfinement du terrain en sortie de bouclier. Cette diminution du déconfinement en raison de la rigidité des soutènements a déjà été démontrée grâce aux calculs numériques axisymétriques de Nguyen-Ming & Guo (1993).

Cette étude apporte une information complémentaire intéressante quant aux différences entre clé, piédroit et radier dans le cas des tunnels de faible profondeur. En effet, les taux de déconfinement λ_{jupe} sont différents en ces trois positions. Ils sont de l'ordre de 80 % en piédroit et 88 % en radier quelle que soit la cohésion du terrain. En clé, λ_{jupe} dépend fortement de la résistance au cisaillement du terrain (courbe pointillée noire sur la Figure 4a). Lorsque la plastification du terrain reste faible, celui-ci est de l'ordre de 80 %. Par contre, lorsque la couverture commence à plastifier fortement, λ_{jupe} augmente, jusqu'à atteindre plus de 95 % lorsque la stabilité du découseu (de longueur égale à celui du bouclier, *i.e.* 1.D) devient précaire. Noter que dans ce cas, la convergence le long du découseu peut devenir limitée par la présence de la jupe, et que ce critère doit être pris en compte dans le calcul en déformations planes.

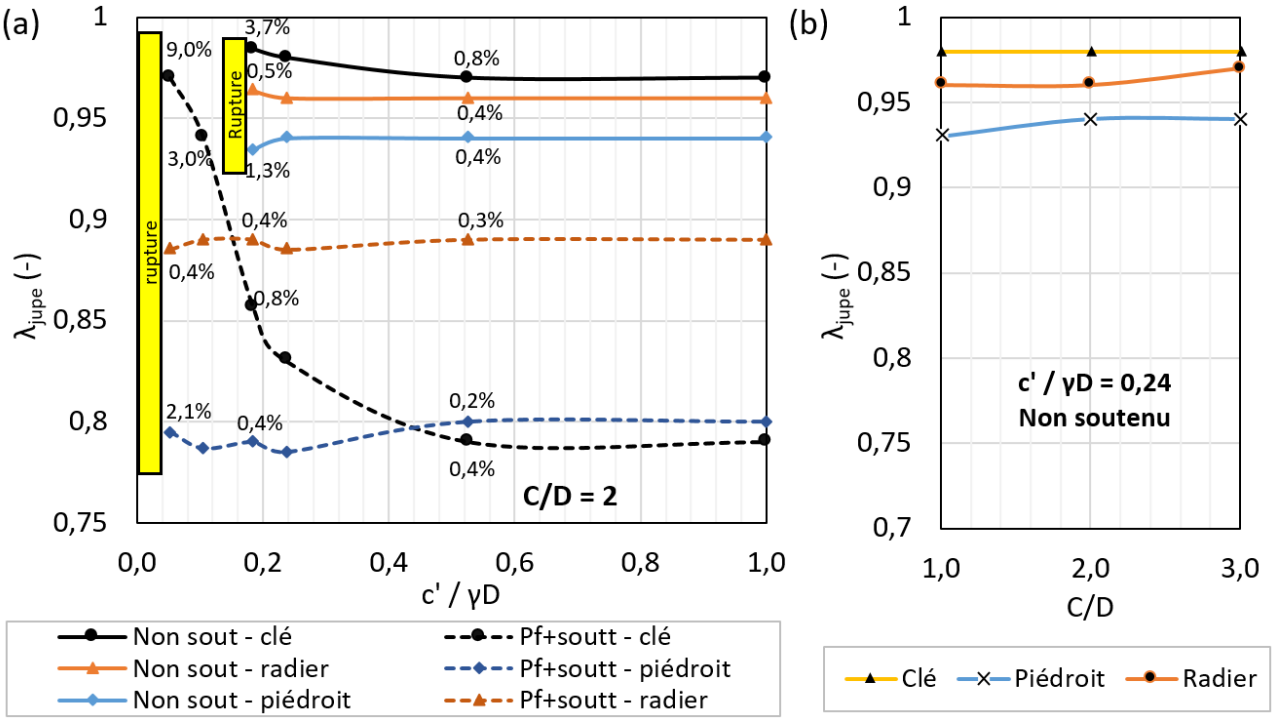


Figure 4. Synthèse des valeurs du taux de déconfinement λ_{jupe}. Influences de la cohésion du terrain (a) et de l'épaisseur de couverture (b). Les étiquettes indiquées à côté de certains points de données correspondent aux valeurs des convergences ($U_r = u_r/R$).

4 Application à une section du Grand Paris Express

4.1 Présentation de la section instrumentée et hypothèses du modèle numérique

Un exemple d'application de la méthode décrite dans Berthoz *et al* (2020) en tenant compte du déconfinement partiel en sortie de jupe est proposé ci-après. La section considérée est située sur la ligne 16 du Grand Paris Express, instrumentée dans le cadre du projet de recherche TULIP (Michalski *et al*, 2022) dont une vue générale est donnée en Figure 5a.

La succession lithologique est indiquée en Figure 5b, avec de haut en bas : les remblais (R), les Calcaires de Saint-Ouen (CSO), les Sables de Beauchamp (SB), les Marnes et Caillasses (MC) et les Calcaires Grossiers (CG) (supposés indéformables). La nappe phréatique a un niveau stable, à 11.5 m de profondeur. Les caractéristiques mécaniques retenues dans le cadre de cette modélisation sont indiquées au Tableau 2. Celles-ci ont été déduites des trois sondages pressiométriques réalisés à proximité de la section étudiée, ainsi que des essais de laboratoire réalisés spécifiquement pour l'expérimentation. Deux hypothèses de cohésion des terrains de couverture (10 ou 20 kPa) sont considérées.

Le diamètre excavé du tunnel est égal à 9.9 m et la profondeur de son axe est égale à 21.0 m (39.3 NGF). Un tunnelier à pression de terre a été utilisé. La section étudiée (Figure 5) dispose d'une instrumentation composée de cibles topographiques distantes de 2.0 m, ainsi que de deux inclinomètres (I4 et I5) et trois extensomètres (E3, E4 et E5), non présentés dans cet article.

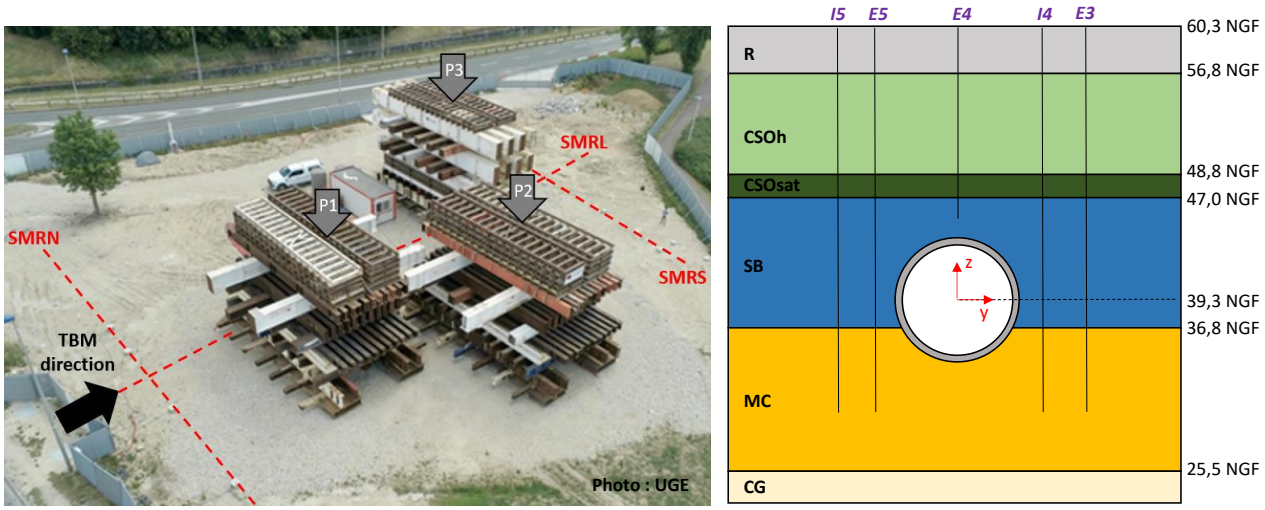


Figure 5. (a) Vue en plan ; (b) Coupe transversale de la section étudiée (SMRS).

Le phasage des calculs numériques est le suivant :

- **Phase 1 :** initialisation des contraintes géostatiques ;
- **Phase 2 (front) :** la pression frontale totale est la somme de la pression dans la chambre d'abattage (175 kPa à hauteur d'axe) et de l'effort exercé par les parties métalliques de la roue de coupe (7000 kN). Celle-ci est égale à 130 % de la contrainte horizontale géostatique. Les pertes de volume au front sont donc considérées négligeables et aucun chargement n'est imposé dans le modèle numérique ;
- **Phase 3 (sortie du bouclier) :** il n'a pas été injecté de bentonite le long du bouclier. Un seul chargement est donc imposé en paroi : un déconfinement uniforme λ_{jupe} compris entre 90 et 95 % (d'après la Figure 4a avec c' / γD = 0,05 ou 0,11). Il est

également vérifié que la convergence diamétrale du terrain n'excède pas les 70 mm permis par la surcoupe et la conicité du bouclier ;

- **Phase 4 (bourrage) :** une pression de bourrage en clé de 175 kPa a été imposée sur chantier. Un déconfinement total par rapport à la phase précédente est donc imposé, ainsi qu'une pression valant 125 kPa en clé (car la pression hydrostatique en clé vaut 50 kPa) et croissant verticalement avec un gradient de 13 kPa/m.

Tableau 2. Synthèse des caractéristiques mécaniques des terrains retenues.

Faciès	γ ou γ' (kN/m³)	K_0 (-)	E_{50}^{ref} (MPa)	E_{ur}^{ref} (MPa)	p_{ref} kPa)	ν (-)	c' (kPa)	φ' (°)	ψ (°)	Rf (-)	m (-)
R	19	0,5	102	307	17	0,3	0	28	-2	0,95	0,5
CSO humides	18		180	541	71		10 ou 20	33	3		
CSO saturés	8		327	982	111						
SB	11		507	1512	142						
MC	10		790	2369	198		15	38	8		

4.2 Résultats numériques et comparaison aux mesures sur chantier

Par manque de place, l'analyse n'est menée que sur une seule grandeur expérimentale caractéristique de l'impact du creusement sur des avoisinants : le tassement maximal induit en surface. La Figure 6 compare les résultats des modèles numériques 2D réalisés pour les deux valeurs de cohésion du terrain et les différentes valeurs de λ_{jupe} avec : (i) les résultats de modèles 3D effectuant les mêmes hypothèses, sauf le remplacement des phases 3 et 4 citées ci-dessus par l'application d'un déconfinement total le long du bouclier (sur 10 m) puis une pression de bourrage sur 2 m, puis l'activation du soutènement, et (ii) le tassement mesuré in-situ (12,1 mm).

En premier lieu, on note que les deux modèles numériques 3D réalisés, avec respectivement des cohésions du terrain de 10 et 20 kPa, conduisent à un encadrement du résultat expérimental, avec des tassements évalués à 22,1 et 6,9 mm respectivement. Un calage plus approfondi du modèle numérique 3D via les autres champs de déplacements mesurés, notamment les mesures inclinométriques et extensométriques, serait nécessaire mais ça n'est pas l'objet de cet article.

Un tassement d'amplitude similaire au calcul 3D est obtenu avec le modèle numérique 2D lorsqu'un taux de déconfinement λ_{jupe} de 93 % est retenu pour c' = 10 kPa (respectivement 90 % pour c' = 20 kPa). Ces valeurs sont cohérentes avec celles de la Figure 4a.

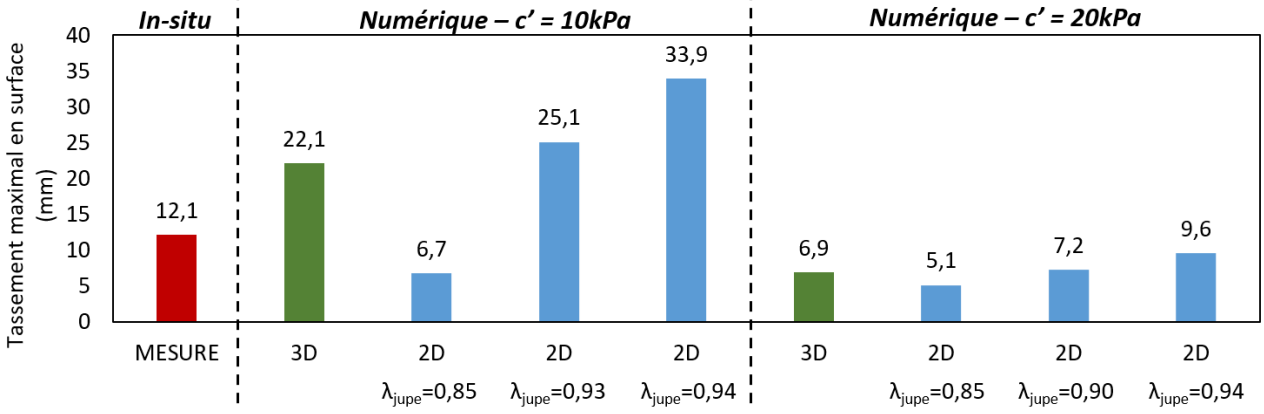


Figure 6. Amplitude du tassement maximal en surface issu des modélisations numériques de la section SMRS du projet TULIP.

En revanche, le choix de λ_{jupe} s'avère ici être un paramètre très sensible à l'égard de l'amplitude des tassements induits. Une modification de ce coefficient de quelques pourcents conduit à une variation de l'amplitude du tassement maximal en surface d'au moins ±50 %. Cela est lié au fort niveau de plastification atteint dans la couverture.

5 Conclusions

Le taux de déconfinement en sortie de jupe d'un tunnelier à front pressurisé a été estimé grâce à une association de calculs numériques 3D et 2D en section courante, à la manière des calculs réalisés dans le cadre du développement de la méthode convergence-confinement, mais avec trois hypothèses spécifiques : (i) un état initial de contraintes dans le terrain non homogène en raison de la faible profondeur, (ii) la prise en compte du soutènement déjà posé et de la pression frontale exercée par le tunnelier, et (iii) une loi de comportement adaptée aux tunnels de faible profondeur en terrains meubles (HSM).

Ces calculs ont montré qu'en l'absence de soutènement, les taux de déconfinement λ_{jupe} calculés sont du même ordre de grandeur (90 à 95 %) quels que soient : la position considérée (clé / piédroit / radier), le degré de plasticité du terrain (de l'état d'équilibre limite à la rupture jusqu'à une auto-stabilité certaine), et l'épaisseur de couverture ($1 < C/D < 3$).

La prise en compte du soutènement posé à l'arrière et de la pression frontale conduit à des valeurs plus faibles, de l'ordre de 80 à 85 %. Ces taux de déconfinement augmentent par contre fortement en clé lorsque la couverture approche de la rupture, pouvant atteindre 90 voire 95 %, au même titre qu'en l'absence de soutènement.

En conclusion, le choix de λ_{jupe} peut être déduit de la Figure 4a, mais en gardant en tête que : (i) une étude de sensibilité de l'amplitude des tassements calculés à l'égard de ce paramètre est nécessaire dans le cadre de chaque projet, (ii) la convergence peut être limitée par la présence du bouclier en cas de déformations importantes, (iii) retenir une hypothèse de déconfinement total avec limitation de la convergence à l'espace annulaire le long du bouclier est possible dans une approche conservative.

6 Références bibliographiques

Berthoz N., Branque D., Subrin D. (2020), Déplacements induits par les tunneliers : rétro-analyse de chantiers en milieu urbain sur la base de calculs éléments finis en section courante, Revue Française de Géotechnique, vol. 164, n°1, 20 p.

Dias D., Kastner R. (2013), Movements caused by the excavation of tunnels using face pressurized shields — Analysis of monitoring and numerical modeling results. Eng. Geol., n°152, pp. 17-25.

Gaudry C., Givet O. (2017), Etude de la méthode convergence confinement à faible profondeur pour des excavations non circulaires, Actes du Congrès International AFTES, Paris, 9 p.

Karakus M., Ozsan A., Basarir H. (2007). Finite element analysis for the twin metro tunnel constructed in Ankara Clay, Turkey. Bul. of Eng. Geol. and the Env., n°66, pp. 71-79.

Kasper T., Meschke G. (2004), A 3D finite element simulation model for TBM tunnelling in soft ground, Int. Journal of Num. and Anal. Methods in Geomechanics, n°28, pp. 1441-1460.

Michalski A., Branque D., Berthoz N., Mohamad W., Bourgeois E., Le Kouby A., Szymkiewicz F. (2022), Full-scale experiment of the TBM / soil / pile interaction in Parisian subsoil, Proceedings of the World Tunnel Congress, Copenhagen.

Nguyen-Minh D., Guo C., (1993). Sur un principe d'interaction massif-soutènement des tunnels en avancement stationnaire. Eurock 93, Rotterdam, Balkema.

Panet M., Sulem J. (2021). Le calcul des tunnels par la méthode convergence-confinement, Presses des Ponts et Chaussées, Seconde édition, Paris.

Schanz T., Vermeer P. A., Bonnier P.G. (1999). The hardening soil model: formulation and verification. Balkema, Rotterdam, ISBN 90 5809 040 X.

MODÉLISATION DE L'ÉRUPTION D'UNE CAVITÉ SALINE DE STOCKAGE SOUTERRAIN D'HYDROGÈNE

MODELING THE BLOWOUT OF A SALT CAVERN USE FOR UNDERGROUND STORAGE OF HYDROGEN

Hippolyte DJIZANNE[1], Benoit BROUARD[2], Pierre BEREST[3] et Grégoire HEVIN[4]
[1] *Ineris, Parc Technologique ALATA, BP 2, 60550 Verneuil-en-Halatte, France*
[2] *Brouard Consulting, 101 Rue du Temple, 75003 Paris, France*
[3] *Ecole Polytechnique, Route de Saclay, 91120 Palaiseau, France*
[4] *Storengy, 12 Rue Raoul Nordling, 92270 Bois-Colombes, France*

RÉSUMÉ – Une éruption est un des scénarios majeurs accidentels susceptibles de se produire au cours de l'exploitation d'une cavité saline de stockage souterrain d'hydrogène. Dans cet article, la méthode de calcul présentée dans Bérest et al. 2013 est utilisée dans le cas d'une cavité pilote du stockage d'Etrez pour prédire la durée de l'éruption et l'évolution des paramètres clés tels que la température, la pression et la vitesse de l'hydrogène.

ABSTRACT – Blowout is one of the major accident scenarios which might to develop during operation of an underground salt cavern storage of hydrogen. In this paper, the computation method presented in Bérest et al., 2013 is used on Etrez's storage salt cavern, to predict the blowout duration and the evolution of key parameters such as temperature, pressure and hydrogen velocity in the salt cavern and in the well.

1. Introduction

Le stockage géologique de l'hydrogène repose en partie sur l'expérience acquise avec le stockage souterrain de gaz naturel, ce dernier étant utilisé habituellement pour fournir une capacité de modulation saisonnière. Les cavités salines, créées par lessivage dans le sel gemme, offrent l'avantage d'être pratiquement imperméables aux gaz, et sont actuellement les seules structures utilisées pour stocker massivement de l'hydrogène dans le sous-sol. Au cours des dernières décennies, plusieurs exemples de stockage, en cavité saline, d'hydrogène plus ou moins pur ont vu le jour :

- À Teesside au Royaume-Uni où, depuis plus de 30 ans, 3 cavités salines de 70 000 m^3 permettent de stocker chacune 1 million de Nm^3 d'hydrogène relativement pur (95% de H2 et 3-4% de CO_2). Ces cavités sont situées à une profondeur moyenne de 370 m ;
- À Clemens Dome, Lake Jackson, au Texas (USA) où, depuis 1986, Conoco Philips stocke 30,2 MNm^3 d'hydrogène d'un gaz de synthèse (95% d'hydrogène) en cavité saline. La cavité a un volume géométrique de 580 000 m^3 et est opérée entre 7-13,5 MPa avec un pouvoir calorifique minimal de 92 MWh.
- À Moss Bluff, Liberty County au Texas où, depuis 2007, Praxair stocke 70,8 MNm^3 d'hydrogène industriel en cavité saline. La cavité saline a un volume géométrique de 566 000 m3 et est opérée entre 7,6 et 13,4 MPa avec un pouvoir calorifique minimal de 80 GWh.
- À Spindletop Dome, à Beaumont au Texas (USA), Air Liquide a récemment mis en service la plus grande installation de stockage souterrain d'hydrogène en cavité saline au monde. La cavité saline est située à 1500 m de profondeur pour environ 70 m de diamètre et un volume de plus de 580000 m^3.

Plusieurs études ont lieu actuellement dans le monde sur le stockage souterrain d'hydrogène. En Europe, le projet européen HyPSTER (2021-2023), conduit par Storengy vise à démontrer la faisabilité de l'exploitation à l'échelle industrielle des stockages souterrains d'hydrogène en cavité saline. Dans ce cadre, un site pilote est prévu en France, à Etrez (Ain), dans la cavité dénommée EZ53 qui est l'une des cavités salines qui a été le plus étudiée dans le monde depuis sa création en 1982.

Cet article porte sur la modélisation de l'éruption d'une cavité saline de stockage d'hydrogène, considérée comme l'un des accidents majeurs les plus redoutés sur un tel site industriel. Un aspect important de la modélisation de l'éruption est la capacité à prédire avec précision le débit massique de gaz sortant de la tête de puits. Pour quantifier avec précision ce qu'il se passe lors d'une éruption, il faut être capable de simuler un écoulement turbulent dit "de Fanno", régime d'écoulement très rarement employé dans la plupart des logiciels utilisés par l'industrie pour prédire l'éruption. Il est possible de déterminer numériquement la durée de l'éruption avant que la cavité saline ne se vide complètement, et la modélisation thermodynamique de l'hydrogène peut être couplée avec le problème de stabilité mécanique de la cavité saline afin de vérifier les zones potentiellement endommagées autour de la cavité (notamment la zone du sabot de cuvelage du puits).

2. Présentation et localisation du projet Hypster

HyPSTER est le premier projet de stockage souterrain d'hydrogène vert en cavité saline soutenu par l'Union Européenne sur la période 2021-2023. Le projet coordonné par Storengy regroupe 7 partenaires : Storengy (France), Armines-Ecole Polytechnique (France), INOVYN (Royaume Uni), ESK (Allemagne), Element Energy (Royaume Uni), Ineris (France) et Axelera (France) auxquels Brouard Consulting (France) devrait bientôt se joindre. Le projet est financé à 38% par une subvention du Fuel Cells and Hydrogen Joint Undertaking (FCH JU) et par ses partenaires. Le projet a démarré en 2021 avec des études d'ingénierie de sous-sol et de surface qui précèdent une phase d'expérimentation en conditions réelles. Le projet utilisera la plateforme EZ53 du stockage souterrain d'Etrez, situé sur le territoire de la commune de Etrez - Bresse Vallons, dans l'Ain. Ce stockage est opéré par la société Storengy. La Figure 1 présente la localisation de la plateforme EZ53 (en vert) et de la station centrale du stockage d'Etrez (en jaune).

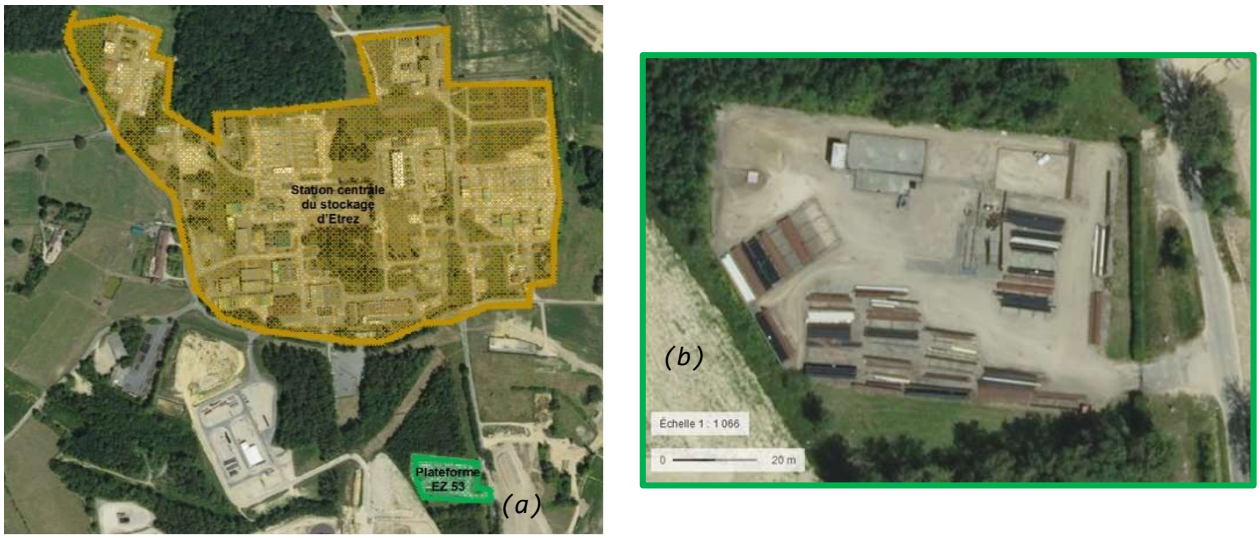


Figure 1. *(a)* Vue satellitaire de la plateforme EZ53 et de la station centrale du stockage d'Etrez (source : Géoportail) ; *(b)* Zoom sur la plateforme EZ53.

Ce projet permet de mieux identifier la place du stockage dans la chaîne de valeur de l'hydrogène. A terme, ce démonstrateur vise à accompagner le développement de l'économie de l'hydrogène en Europe. Pour la production d'hydrogène vert, le site d'Etrez

s'appuiera sur des énergies renouvelables locales (photovoltaïque, hydraulique) et un électrolyseur de 1 MW. À terme, l'installation permettra la production de 400 kg d'hydrogène par jour (l'équivalent de la consommation de 16 bus hydrogène, le plein d'un bus correspondant à 25 kg d'hydrogène environ). Cette production permettra de tester le stockage d'hydrogène vert à hauteur de 2 à 3 tonnes dans un premier temps, jusqu'à l'utilisation de la capacité totale de la cavité saline identifiée, soit 44 tonnes (l'équivalent de la consommation journalière de 1 760 bus à hydrogène).

3. Description du puits et de la cavité EZ53

Le sous-sol d'Etrez comporte deux niveaux salifères, l'un appelé « sel supérieur », situé entre 700 m et 1100 m, l'autre appelé « sel inférieur », situé entre 1150 m et 1800 m de profondeur. La cavité EZ53 a été creusée dans le « sel supérieur ». Le forage du puits EZ53 s'est déroulé du 25 mai au 18 juin 1981. La cavité a été lessivée du 19 mars au 23 avril 1982. Son lessivage n'a pas été achevé pour des raisons essentiellement économiques. La cavité EZ53 présente un petit volume (7500 m^3 environ) et est toujours restée pleine de saumure ; cette cavité a été mise à profit pour effectuer des mesures et essais *in situ* à vocation scientifique. De ce fait, on bénéficie d'une très bonne connaissance de la cavité EZ53. Le puits de la cavité EZ53 comporte les principaux éléments suivants :

- un cuvelage de surface (*CS*) de diamètre 13-⅜" ancré à 448,6 m et s'élargissant en 18-⅝" à 40,30 m de profondeur. Ce cuvelage est cimenté jusqu'en surface ;
- un cuvelage de production (*CP*) de diamètre 9-⅝" ancré à 841,73 m et s'élargissant en 13-⅜" à 31,80 m de profondeur. Ce cuvelage est également cimenté jusqu'en surface ;
- une section découverte forée en diamètre 12-¼ entre le sabot du CP et la profondeur de 846 m puis prolongée en diamètre 8-½" jusqu'à 1042 m.

On trouve ensuite : le toit de la cavité à 920 m de profondeur ; un rétrécissement (goulet) vers 930 m de profondeur et le fond de la cavité à 964 m.

Du fait de l'arrêt prématuré de son lessivage, la cavité EZ53 présente un petit volume, mesuré à 7390 m^3 lors du dernier sonar effectué en 1985 (Figure 2a). La forme de la cavité est très axisymétrique. Elle présente en particulier un étranglement (« goulet ») vers 930 m (plus précisément entre 928,4 m et 929,4 m), résultant de la présence d'un banc d'insolubles. La cavité s'élargit à sa base pour atteindre un diamètre maximum de 20 m. La profondeur habituellement prise comme référence dans les calculs mécaniques pour calculer la pression au « centre » de la cavité est de 950 m. Le Tableau 1 présente les données de la cavité EZ53 utilisés pour le calcul de l'éruption.

Tableau 1. Données de la cavité EZ53 utilisée pour le calcul de l'éruption

Paramètres d'entrée	Valeur
Pression initiale de la cavité (à 920 m)	15,15 MPa
Température initiale de la cavité	45 °C
Hauteur du puits	920 m
Diamètre extérieur du puits (tubage métallique)	7-⅝
Volume de la cavité	7390 m^3
Surface intérieure de la cavité	2303 m^2
Rugosité du puits	0.002/1000 (m)

Un schéma simplifié du puits, tel qu'il devrait se présenter après l'opération de reprise de cet ouvrage (plus précisément au cours de l'essai cyclique), est reporté sur la Figure 2b ci-après. Ce schéma précise notamment les différents éléments constitutifs du puits et de la tête de puits.

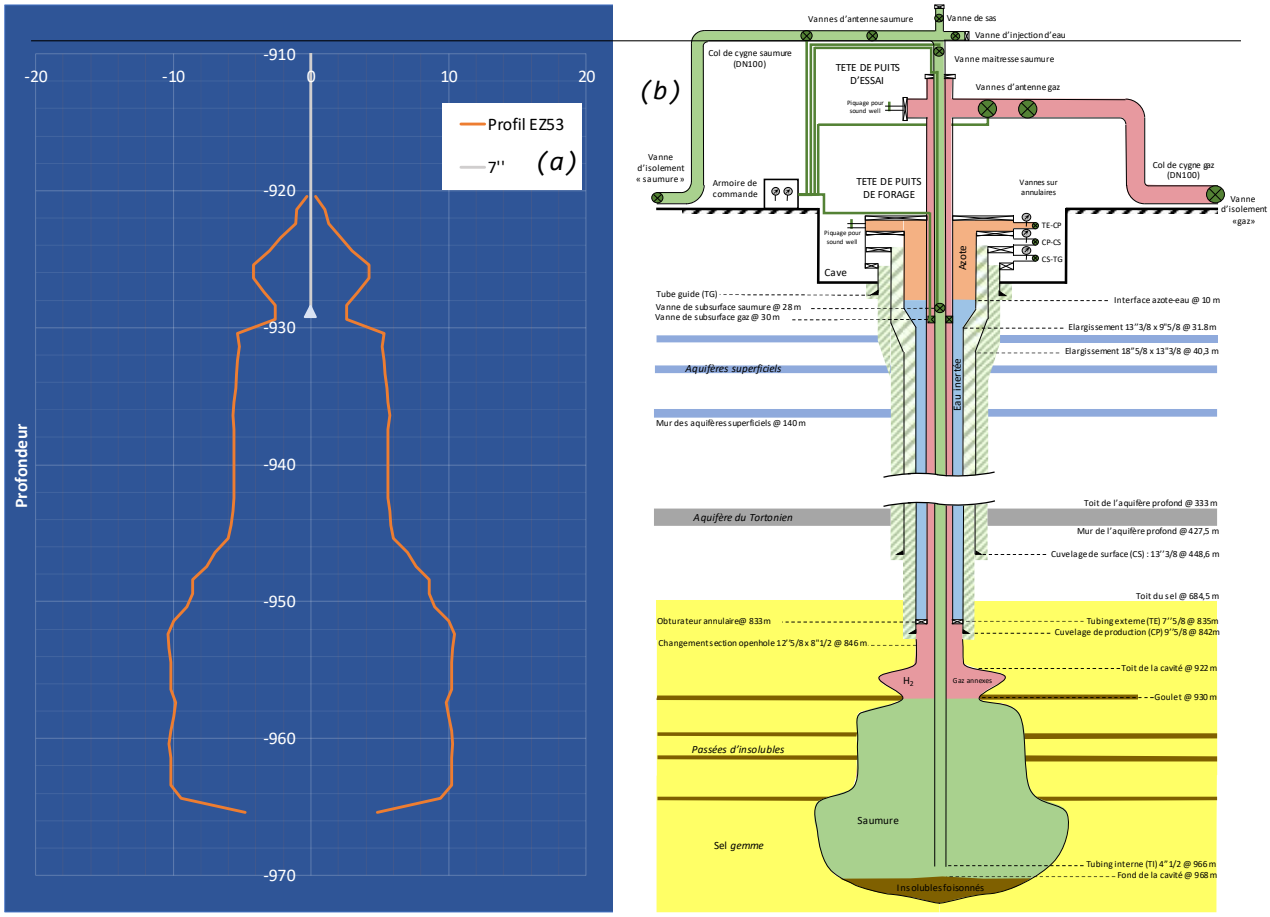


Figure 2. *(a)* Dernier profil sonar de la cavité EZ53 réalisé le 23 avril 1985 (source 28]) ; *(b)* Configuration prévisionnelle du puits EZ53 qui est repris dans le projet Hypster.

L'éruption d'une cavité saline pleine de gaz est une expulsion non contrôlée de l'hydrogène en tête de puits après endommagement du système de sécurité du puits. Dans le puits de la cavité EZ53, la configuration double packer reprend une grande partie du poids de la complétion, donc en cas de rupture/éclatement de la tête de puits, l'hydrogène stocké dans la cavité s'écoulera vers l'air ambiant au travers du tubage métallique 7''5/8.

4. Modèle de prédiction de l'éruption

Le modèle de prédiction de l'éruption en cavité saline utilisé dans cet article pour calculer les paramètres clés d'une potentiel éruption dans le pilote d'Etrez a été développé dans Bérest et al. 2013. Il s'agit d'un modèle constitué d'hypothèses relativement simples conduisant à des calculs numériques de taille modeste.

4.1. Principales hypothèses du modèle

Puits

Le diamètre du puits, D, est supposé être constant sur toute sa longueur, raison pour laquelle l'aire de la section transversale du puits, $\sum = (\pi D\hat{}2)/4$, est aussi constante.

Ecoulement turbulent

Au moins pendant les premières heures ou jours après le début de l'éruption, le débit de gaz est très rapide et l'écoulement est turbulent. Les effets du frottement sont confinés à une couche limite mince à la paroi du cuvelage en acier. La vitesse moyenne du gaz est uniforme dans toute la section transversale (sauf évidemment dans la couche limite). La température, la pression ou le volume spécifique du gaz sont des fonctions du temps et de la profondeur *z* ($z = 0$ au toit de la cavité ou au sabot du cuvelage, et $z = H$ en tête de puits).

Ecoulement stationnaire

Le débit de gaz dans le puits est typiquement de quelques centaines de mètres par seconde. En d'autres termes, seules quelques secondes sont nécessaires au gaz pour se déplacer du toit de la cavité jusqu'à la tête du puits (en surface). Ce laps de temps est insuffisant pour que la pression et la température de la cavité changent de manière significative. L'état de l'écoulement est donc supposé stationnaire et, pour simplifier, la température du gaz, la vitesse du gaz, etc. seront notées *T = T(z)*, *u = u(z)*, etc. Ces hypothèses font partie du modèle d'écoulement dit "de Fanno".

Propriétés thermodynamiques de l'hydrogène

L'équation d'état de van der Waals dans le modèle semi-analytique et le modèle de Lemon (2008) dans le logiciel LOCAS (Brouard et al., 2020) sont utilisés pour décrire le comportement thermodynamique de l'hydrogène. Pour rappel, l'équation d'état de van der Waals s'écrit :

$$P = -a/v\text{^}2 \ + RT/(v - b\ ) \qquad (1)$$

où *a* et *b*, sont deux constantes. Les propriétés de l'hydrogène gazeux utilisé dans la modélisation sont présentées dans le Tableau 2.

Tableau 2. Propriétés de l'hydrogène utilisé dans le code semi-analytique.

Gaz	*C*p (J/kg/K)	*C*v (J/kg/K)	γ (-)	*M* (g / mol)	*a* (J.m^3/kg^2)	*b* (m^3/kg)
H2	14831	10714	1,384	2,016	6 092	0,013

4.2. Expression analytique du flux de gaz

Le flux de gaz peut être décrit par le système d'équations suivant :

$$\mu\dot{} = u(z)/v(z)\ = -V_0/\Sigma\ \ (v\dot{}(z))/(v\text{^}2\ (z)\ ) \qquad (2)$$

$$dh/dz + u\ du/dz + g = 0 \qquad (3)$$

$$v\ dP/dz + u\ du/dz + g = -f(u) \qquad (4)$$

$$u\ dS/dz \geq 0 \qquad (5)$$

- L'équation (2) est l'équation de conservation de la masse, où u et v définissent respectivement la vitesse en m/s et le volume massique du gaz en $m\text{^}3/kg$, et $\mu\dot{} = u(z)/v(z)$, ou débit massique par unité de surface en $kg/(s - m\text{^}2\ )$,est une constante le long du puits. $\sum$ est l'aire de la section transversale du puits et le volume de la cavité V_0 est supposé constant.
- L'équation (3) est l'équation de l'énergie où *g* $(m/s\text{^}2\ )$est l'accélération de la pesanteur et h est l'enthalpie du gaz.
- L'équation (4) est l'équation de la quantité de mouvement. Les pertes de charges par unité de longueur sont décrites par $f(u) > 0$, où $f = f(u, D, \varepsilon \ldots)$ est une fonction de la vitesse du gaz $u(m/s)$, du diamètre du conduit $D(m)$, de la rugosité de la paroi interne du puits ε, etc…
- L'équation (5) est la condition de positivité de la variation de l'entropie S qui joue un rôle majeur dans le modèle d'écoulement dit "de Fanno".

Si l'application de la condition à la limite : pression en tête de puits égale à la pression atmosphérique ($P_wh = P_atm$), conduit à une solution telle que l'écoulement du gaz est

supersonique dans une partie du puits (cela peut se produire lorsque la pression dans la cavité est suffisamment élevée), une autre solution doit être choisie. Cette solution est construite de telle sorte que la vitesse de l'hydrogène en tête de puits soit égale à la vitesse du son en tête de puits ($u_wh = c_wh$). L'écoulement, qui est sonique au niveau du sol, est dit "*de Fanno*". Dans un tel cas, aucune condition n'est appliquée à la pression du gaz en tête de puits, ou P_wh, qui, en général, est supérieure à la pression atmosphérique. Inversement, lorsque la pression dans la cavité est relativement faible, l'écoulement de gaz est dit "*normal*" : même au niveau du sol, la vitesse du gaz est plus lente que la vitesse du son, et la condition limite $P_wh = P_atm$ s'applique. L'équation décrivant l'évolution des paramètres thermodynamiques dans la cavité, d'autres conditions aux limites et les simplifications associées sont décrites dans (Bérest et al., 2013) et (Djizanne et al., 2014).

5. Résultats et discussions

Dans cette section, les résultats de la simulation de l'éruption de la cavité saline EZ53 supposée remplie d'hydrogène est présentée. Le modèle proposé par Bérest, 2013, a servi à développer un code semi-analytique pour calculer la durée d'une éruption et l'évolution des paramètres principaux du système tels que la température, la pression et la vitesse du gaz dans le puits. Une comparaison est faite entre les résultats issus dudit code semi-analytique et ceux provenant du logiciel LOCAS, développé par Brouard Consulting.

La discussion des résultats numériques porte notamment sur la durée de l'éruption, la vitesse d'écoulement de l'hydrogène à la sortie du puits, et les évolutions de la pression et de la température de l'hydrogène à la sortie de la cavité et à la sortie du puits. Ce dernier point revêt une importance particulière car la baisse de la température d'un gaz dans une cavité saline pendant une éruption est souvent sévère et des contraintes de traction d'origine thermique sont engendrées en paroi de la cavité (Bérest et al., 2012). Du point de vue de la stabilité mécanique de la cavité saline, on peut craindre que ces contraintes conduisent à l'apparition de fractures en paroi de la cavité. Un écaillage et la perte d'étanchéité de la cavité peuvent s'ensuivre. Une évaluation correcte de la température du gaz dans la cavité est donc primordiale dans ce contexte. Le problème majeur restant l'explosion – incendie redouté en surface dans le cas d'une éruption.

5.1. Evolution en fonction du temps

La rupture de la tête de puits est synonyme d'une variation rapide du stock d'hydrogène ou de la pression et donc d'une modification importante de la température de l'hydrogène. Cet écoulement rapide de l'hydrogène de la cavité vers la surface ne peut pas être considéré comme adiabatique en raison de l'apport de chaleur résultant de la conduction thermique dans le massif. Les Figures 3 et 4 présentent l'évolution des paramètres décrivant l'éruption en fonction du temps.

La pression de l'hydrogène stocké chute rapidement lors de l'écoulement dit "de Fanno" et plus lentement lorsque la pression en tête de puits atteint la valeur de la pression atmosphérique, c'est à dire au bout de 93 min (1h 33 min – voir Figure 3b). Dans la configuration actuelle et sur la base des hypothèses et des données d'entrée susmentionnées (Tableau 1 et Tableau 2), une éruption dans la cavité saline EZ53 du site d'Etrez, durerait 218 min (3 h 38 min). Pendant l'éruption, la température de l'hydrogène dans la cavité chuterait à -22°C en moins d'une heure (58 min) avant de se réchauffer lentement. A la fin du refroidissement en cavité, la température de l'hydrogène en tête de puits serait de -62°C. À ce moment, la variation de l'énergie engendrée par l'expansion de l'hydrogène compenserait exactement le taux de chaleur provenant de la masse rocheuse. A la fin de l'éruption, l'augmentation de la température de l'hydrogène serait rapide car sa densité serait faible (*la pression est atmosphérique*) et la capacité calorifique volumique de l'hydrogène, beaucoup plus basse qu'avant l'éruption.

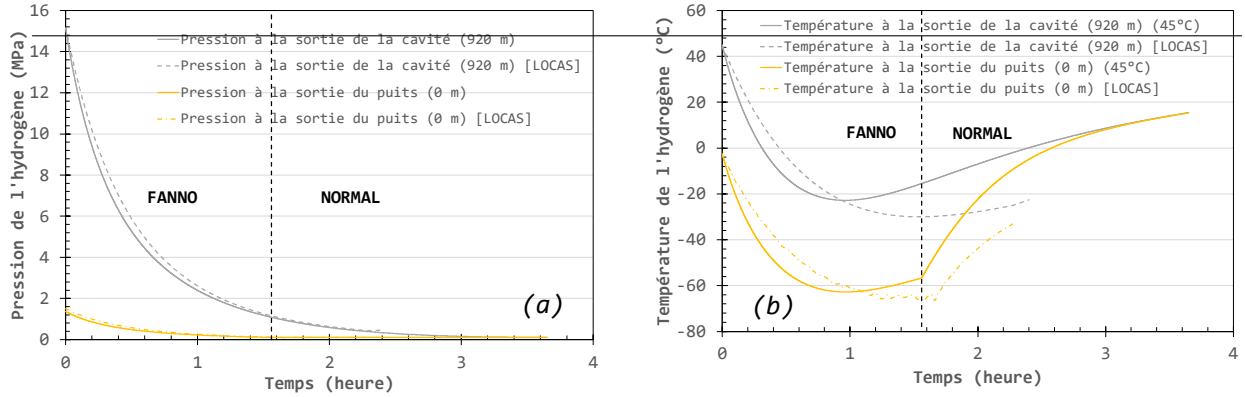


Figure 3. Évolution de la pression *(a)* et de la température de l'hydrogène *(b)* en fonction du temps pendant l'éruption : à la sortie de la cavité en grisé et à la sortie du puits en jaune.

La Figure 4a montre que la cavité saline se vide à 90% pendant l'écoulement dit "de Fanno". La vitesse de l'hydrogène diminue progressivement en écoulement normal et devient presque nulle au bout de 3h 38 min (Figure 4b) ; à la fin de l'éruption, la condensation de la vapeur d'eau non prise en compte dans ce modèle est susceptible de jouer un rôle majeur.

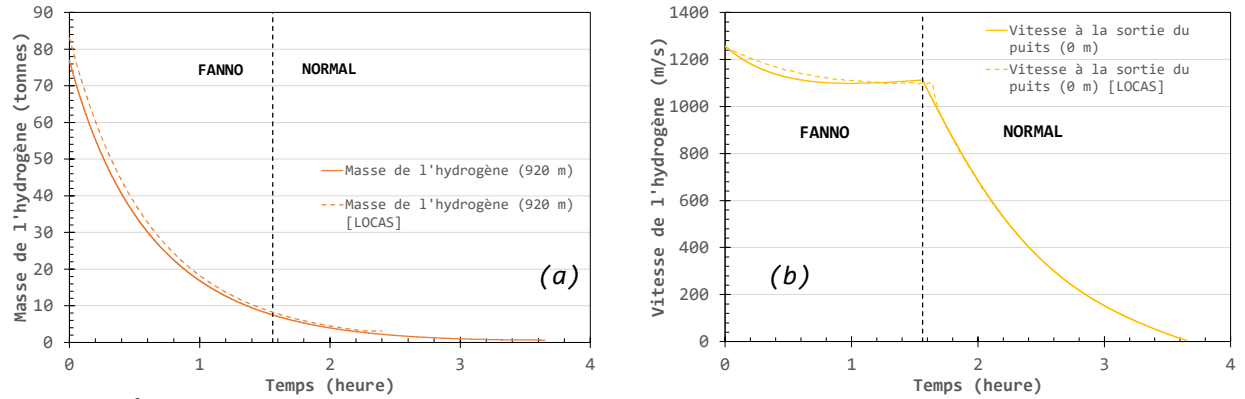


Figure 4. Évolution de la masse d'hydrogène stockée *(a)* et de la vitesse de sortie de l'hydrogène *(b)* en fonction du temps à la sortie du puits (*en surface – 0 m*).

5.2. Evolution en fonction de la profondeur

Dans cette section, les évolutions de la pression de l'hydrogène (Figure 5a) et de la température de l'hydrogène (Figure 5b) en fonction de la profondeur sont analysées au début de l'éruption. La température de l'hydrogène stocké dans la cavité au début de l'éruption peut ne pas être connue avec précision. Dans ce cas, une analyse paramétrique sur la température initiale de l'hydrogène dans la cavité avant l'éruption est proposée autour de 3 valeurs : 38°C, 45°C et 50°C. Les résultats montrent que dans cette configuration d'EZ53, la température initiale a une influence négligeable sur l'évolution de la pression entre la cavité et la surface (Figure 5a).

Toutefois, la Figure 5b, montre que l'évolution de la température de l'hydrogène de la cavité à la surface est la même qu'elle que soit la température d'injection, mais diffère entre les résultats du calcul semi-analytique et ceux de LOCAS. En effet, dans les calculs semi-analytiques, la température commence par augmenter dans le fond du puits. La détente de l'hydrogène est proche d'être isenthalpique car les vitesses sont encore faibles. L'invariant constitué par la somme de l'enthalpie et de l'énergie cinétique est presque égal à l'enthalpie seule et il y a vraisemblablement un effet Joule-Thomson. Pour confirmer cet effet Joule-Thomson (le gaz s'échauffe en se détendant), le même calcul a été réalisé avec une cavité remplie d'air comprimé (*dans les mêmes configurations que précédemment*) en changeant le comportement thermodynamique du gaz pour un gaz idéal. Les résultats de ce nouveau calcul n'ont pas montré de réchauffement du gaz à la base du puits.

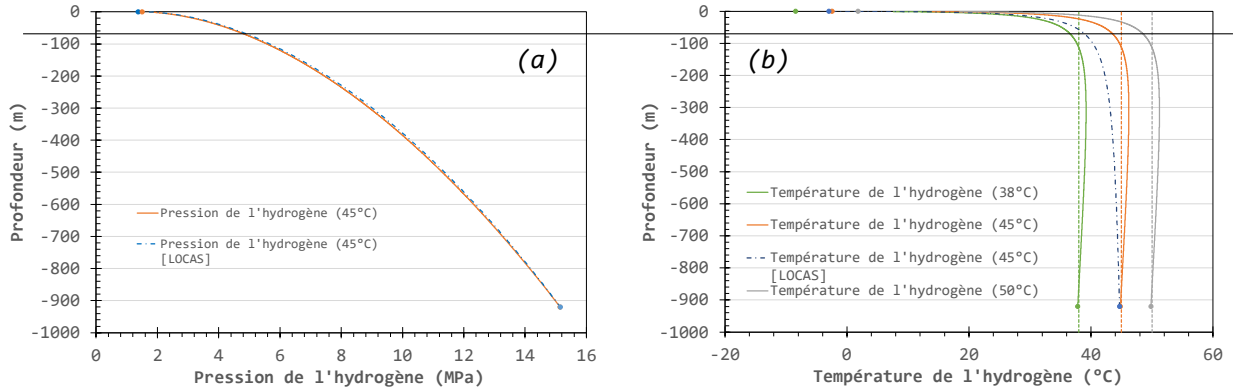


Figure 5. (*a)* Evolution de la pression en fonction de la profondeur pour une température initiale d'hydrogène stocké dans la cavité de 45°C ; (*b)* Evolution de la température en fonction de la profondeur pour 3 températures initiales de l'hydrogène stocké dans la cavité (*38°C, 45°C et 50°C*).

6. Conclusion

Dans cet article, le modèle thermodynamique proposé dans Bérest et al. 2013 permet de simuler l'accident majeur qu'est l'éruption. Les résultats du calcul semi-analytique réalisé par l'Ineris sont comparables à ceux produits par le logiciel LOCAS de Brouard Consulting. Des différences subsistent néanmoins en raison d'une part, des propriétés thermodynamiques particulières retenues pour l'hydrogène, notamment l'équation d'état de gaz qui est différente entre le code et le logiciel et, d'autre part, des hypothèses prises pour simuler «la fin de l'éruption ». Sur la base des données d'entrée sus-citées et des hypothèses du calcul semi-analytique, la durée d'une éruption dans la configuration actuelle de la cavité EZ53 pleine d'hydrogène serait de 218 min (3h 38 min). L'écoulement d'hydrogène serait dit "de Fanno" pendant 93 min (1h 33 min), durée pendant laquelle la vitesse de l'hydrogène serait sonique en tête de puits. Puis, la pression de l'hydrogène deviendrait plus faible en entrainant des vitesses plus lentes et donc un écoulement normal. Pendant cette éruption, les températures minimales de l'hydrogène attendraient -22°C dans la cavité et -62°C en surface. Le calcul semi-analytique montre que la détente rapide de l'hydrogène stocké en cavité saline, à la suite de l'éruption de la tête de puits, peut conduire à un effet Joule-Thomson, c'est-à-dire à une augmentation de sa température dans le puits. Les résultats obtenus sont globalement satisfaisants, ils permettront dans un deuxième temps de calculer la hauteur du jet et les distances d'effet en surface d'un tel évènement.

7. Références bibliographiques

Bérest P., Djizanne H., Brouard B. et Hévin G. (2012) – Rapid depressurizations: can they lead to irreversible damage? Proc. SMRI Spring Technical Conference, Regina, Canada, 63-83.

Bérest P., Djizanne H., Brouard B. et Frangi A. (2013) – A simplified solution for gas flow during a blowout in an H2 or air storage cavern. Proc. SMRI Spring Technical Conference, Lafayette, Louisiana,125-138.

Brouard B., Zakharov V. and Frangi A. (2020) – Full geomechanical modeling and data management of a gas-storage facility using LOCAS 3D. Proc. SMRI Virtual Conference.

Djizanne H., Bérest P., Brouard B. et Frangi A. (2014) – Blowout in gas storage caverns. Oil and Gas Science Technology – Revue IFP Energies Nouvelles, DOI : 10.2516/ogst/2013208.

Lemmon E.W. and Leachman J.W. (2008) – Revised Standardized Equation for Hydrogen Gas Densities for Fuel Consumption Applications. Journal of Research of the National Institute of Standards and Technology. Volume 113, Number 6, November-December 2008.

CONSTATS SUR LES DEFORMATIONS LIEES AU CREUSEMENT DU TUNNELIER DE LA LIGNE 14 SUD

OBSERVATIONS RELATED TO DEFORMATIONS CAUSED BY LINE 14 TBM

Silvia DELATTRE LEVIS LEYSER[1], Anne BERGERE[1]
[1] *SETEC TERRASOL, Paris, France*

RÉSUMÉ – L'instrumentation pour le suivi de l'avancement du tunnelier (Alisson) du Lot 02 de la Ligne 14 Sud a fourni des informations précieuses pour l'évaluation des calculs et du comportement des sols parisiens. Cet article présente quelques constats réalisés lors du creusement et la comparaison entre les mesures et les prévisions réalisées en phase étude basées sur des modèles aux éléments finis.

ABSTRACT – The instrumentation for monitoring the "Ligne 14 Sud" TBM (Alisson) progress provided valuable information for the evaluation of the tunnel design and the behavior of the Parisian soils. This article presents some observations made during the excavation and the comparison between monitoring and the prognostic made during the detailed design using finite element models.

1. Introduction

1.1. Contexte général du projet

Le prolongement de la ligne 14 Sud à Paris, sous maîtrise d'ouvrage RATP, connectera la station-atelier Olympiades existante à l'aéroport d'Orly (Lanquette et Prats, 2018).

Les constats présentés dans cet article sont issus de l'auscultation installée pour le Lot 02 du projet. Ce lot concerne 1/3 du linéaire du tracé du tunnel, avec :

- 4,8 km de tunnel réalisés par excavation au tunnelier pression de terre
- 1 gare : Le Kremlin-Bicêtre Hôpital (KBH)
- 5 ouvrages annexes : puits de ventilation, locaux techniques et accès pompier.

Le tunnel se termine dans la gare Maison-Blanche Paris XIII (MBP) incluse dans le projet de prolongement de la ligne 14 Sud mais faisant l'objet d'un marché séparé.

Le tracé traverse également la gare de Villejuif Institut Gustave Roussy (IGR) sous Maîtrise d'Ouvrage SGP et inclus dans le marché L15-T3c.

1.2. Contexte géotechnique

Le tunnel du Lot 02 s'inscrit dans l'ensemble géologique régional du bassin parisien et plus particulièrement dans la plaine alluviale de la Bièvre et le versant entre le Kremlin-Bicêtre et Villejuif (voir Figure 1).

Les terrains rencontrés sont composés de formations sédimentaires disparates dans leur nature, réparties en couches relativement horizontales : Remblais (Rb), Sables de Fontainebleau (SF), Travertin de Brie (TB), Glaises Vertes (GV), Marnes de Pantin (MP) et d'Argenteuil (MA), Masses et Marnes du Gypse (MFL), Marno-calcaire de Saint-Ouen (SO), Sables de Beauchamps (SB), Marnes et Caillasses (MC), Calcaires Grossiers (CG), Argiles Plastiques (AP) et Sables de l'Yprésien (Yp sab).

Les reconnaissances de sol ont permis d'évaluer les caractéristiques mécaniques à partir de paramètres sécuritaires (moyennes basses) et d'identifier les comportements spécifiques pour le pilotage du tunnelier (l'état d'altération / fracturation / dureté / colmatage) ainsi que les conditions hydrogéologiques (pressions hydrostatiques et nappes en charge).

Les paramètres des sols utilisés en phase études sont présentés dans le tableau suivant. Des variations ont été observés entre le Nord et le Sud du tracé, selon la profondeur des formations :

Tableau 1. Paramètres des sols utilisés pour les calculs en phase G2 PRO

Formation	Poids volumique		Caractéristiques Pressiométriques		Cisaillement				Etat de contrainte	
	γ_h	γ_d	E_M	pl*	C_{CT}	φ_{CT}	c'	φ'	OCR	Ko
	[kN/m^3]	[kN/m^3]	[MPa]	[MPa]	[kPa]	[°]	[kPa]	[°]	[-]	[-]
Rb	20	17,5	5 - 10	0,5 - 1			0	28	-	0,53
SF	19,5	17	10 - 15	1 - 1,5			0	28	-	0,53
TB	20,5	18	10 - 12	1 - 1,2			10	30	-	0,50
GV	20	15	11 - 17	1,2 - 1,7	120 - 140	0	20	20	1,5	0,76
MSG	20	16	15	1,3	120	0	30	24	1,2	0,64
MP	19	15	20 - 70	2 - 6	140 - 200	0	30	24	1,2	0,64
MA	19,5	15	60 - 80	6 - 80	220	0	35	24	1,2	0,64
MFL	19,5	15	50 - 220	3,6 - 22	180 - 450	0	50	35	1,0	0,43
SO	18	15	70	5,5			70	30	-	0,50
SB	20,5	17,5	70	5,8			0	33	-	0,46
MC	20,5	17	31 - 34	2,9 - 3,1			20	32	-	0,47
CGsup	21	20	50 - 100	5 - 10			100	46	-	0,28
CGmoy	21	19	60 - 150	6 - 15			60	38	-	0,38
CGinf	22	21	100 - 120	10 - 12			100	46	-	0,28
FG	20	17,5	20 - 60	2 - 3,5	150	0	20	16	> 2	0,8 – 1,0
AP	20,5	17	12 - 60	0,9 - 3,6	100 - 170	0	20	16	> 2	0,8 – 1,2
YP sab	20,5	17,5	60 - 90	5 - 7			5	35	-	0,43

Le secteur du Lot 02 est concerné par l'existence des anciennes carrières souterraines du Calcaire Grossier sur un linéaire d'environ 2 km, entre les PM 2350 et PM 4350. Une campagne de comblement et traitement a été réalisée avant le passage du tunnelier sous ces carrières (Bonfils et al., 2021).

1.3 Tunnel et tunnelier

Le tunnel réalisé présente les caractéristiques suivantes :

- Linéaire : 4847,43 m / Ø excavation (Ø roue de coupe) : 8,83 m
- Ø extrados tunnel : 8,45 m / Ø intrados tunnel : 7,75 m
- Epaisseur voussoir :35 cm / Vide annulaire :19 cm

La mise en œuvre de 2316 anneaux, composés de 7 voussoirs en béton armé préfabriqués, tous les 2 m (localement 1,5 m) permettent de soutenir l'extrados excavé après la mise en œuvre d'une injection de mortier.

Les caractéristiques du tunnelier sont les suivants :

- Ø Bouclier : 8,79 m
- Pression de service : 5 bars
- Longueur du tunnelier + train suiveur : 14 + 99 m

Le tunnelier est équipé d'un dispositif d'injection de bentonite qui permet :

- Une injection sous pression dans la chambre de travail pour limiter les pertes de confinement à l'air ;
- Une injection autour de la jupe pour garantir le confinement et limiter les convergences autour du bouclier.

La pression dans la chambre d'abattage est mesurée par des capteurs positionnés à différents niveaux. Ces capteurs permettent d'enregistrer les variations des pressions de confinement au front et d'en déduire le taux de remplissage de la chambre. Ils enregistrent également les pertes du confinement à l'air dans les terrains ouverts ou fracturés.

Le pilotage du tunnelier a été adapté (essentiellement pour le remplissage de la chambre et la pression au front) en fonction des conditions réellement rencontrées et de la réaction de la machine.

2. Calculs en phase études

Pendant les études G2 AVP et G2 PRO, plusieurs calculs aux éléments finis ont été menés pour l'estimation de la pression de confinement nécessaire au front du tunnelier. Un total de 41 coupes simplifiées au Plaxis 2D, calées par 3 modèles Plaxis 3D, a été réalisé (Janin, 2017).

Dans les modèles 2D simplifiées, le passage du tunnelier est simulé par une désactivation du volume à l'intérieur du tunnel. Lors de cette phase, un taux de déconfinement non corrigé (λ = 0,8 à 0,9 selon le calage avec les modèles 3D) est considéré et la pression totale de confinement à l'intérieur de l'excavation est modélisée explicitement. Le tableau ci-après reprend les différentes phases du calcul Plaxis 2D pour l'excavation au tunnelier en « champs libre » :

Tableau 2. Phases de calcul sur Plaxis 2D en G2 PRO

Phase	Type de Calcul	Etapes de construction
Phase initiale	Initialisation de K_0	Détermination de l'état de contrainte in situ avant excavation.
Phase 1	Plastic	Remise des déplacements à 0. Excavation du tunnel avec un taux de déconfinement (λ = 0,8 à 0,9 selon le calage avec les modèles 3D) + modélisation explicite de la pression totale de confinement.
Phase 2	Plastic	Pose des voussoirs, annulation de la pression de confinement et fin du déconfinement.

Pour les coupes avec des ouvrages sensibles et des carrières, ces ouvrages sont implémentés dans le modèle avant la Phase 1 (excavation du tunnel).

Les hypothèses suivantes ont été prises en compte pour les calculs :

- Pression de confinement au front : entre 0 et 400 kPa à l'axe avec un gradient vertical ΔP de 15 kPa/m ;
- Pression d'injection maintenue constante le long de la jupe (égale à pression de confinement appliquée au front) ;
- Pression de clavage non modélisée ;
- Remplissage total du vide annulaire.

Pour l'ensemble des couches de sol, une loi de comportement élasto-plastique avec écrouissage de type HSM (Hardening Soil Model) a été considérée.

Les calculs ont été menés en contraintes effectives dans les sols perméables et en contraintes totales dans les sols argileux.

Pour les sols argileux, ayant une faible perméabilité, les paramètres de résistance au cisaillement ainsi que le module de déformation non drainés ont été retenus. Pour les autres formations, les paramètres drainés ont été considérés.

Dans les zones des carrières, les calculs ont mis en évidence l'augmentation du tassement absolu et de la largeur de la cuvette de tassement en surface lors du passage du tunnelier dans les Argiles Plastiques, comparé à son passage en front plein dans le Calcaire Grossier. Le tunnel a été ainsi rapproché des carrières du Calcaire Grossier, gardant une distance minimale de 3 m entre le toit du tunnel et le plancher des carrières, pour s'éloigner au maximum des Argiles Plastiques présentes au-dessous du Calcaire Grossier. (Bonfils et al., 2021)

La pression de confinement à l'axe du tunnelier est alors dimensionnée pour respecter les 2 principaux critères : les seuils de déformation admissible en surface et les seuils de déformation admissible au niveau du plancher des carrières souterraines.

La figure suivante montre le résultat final des analyses de la phase études. Dans la partie supérieure du graphique, sont montrés les tassements en surface soit en « champs libre » soit avec les ouvrages sensibles. Dans la partie inférieure du graphique, figurent les pressions retenues à l'axe pour limiter les tassements au seuil admissible correspondant.

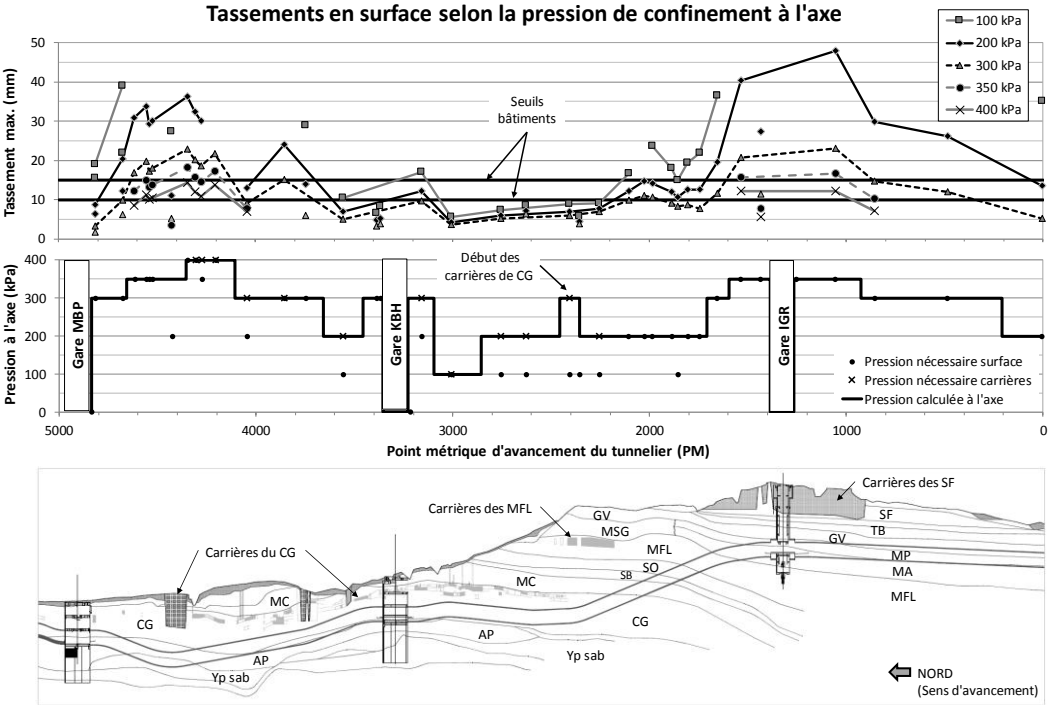


Figure 1. Pressions de confinement obtenues par les calculs en phase G2 PRO et coupe géologique longitudinale du tracé

3. Auscultation mise en place pour la surveillance du creusement du tunnel

L'auscultation mise en place pour la surveillance du creusement a été la suivante :

- *Auscultation des avoisinants* : dans la zone d'influence géotechnique, des mesures optiques automatiques dans les 3 dimensions ont été réalisées sur l'ensemble des bâtis et ouvrages.
- *Nivellement de surface* : des mesures topographiques manuelles ont été réalisées sur la voirie et dans les espaces disponibles à l'axe du tunnel (permettant le suivi des tassements à l'avancement du tunnelier) et selon des sections perpendiculaires au tracé (Sections du type A – afin d'obtenir des cuvettes de tassement).
- *Auscultation en forage* : des inclinomètres et extensomètres automatiques ont été installés en forages de part et d'autre et à l'axe du tunnel (Sections du type B – afin d'apprécier les mouvements du terrain en profondeur).
- Les zones sous carrières ont été équipées d'extensomètres automatiques en forage, positionnés en limite intérieure de la bande comblée le long du tracé du tunnel.

Cette auscultation précise et adaptée, ainsi que le suivi détaillé par l'Entreprise et le Maître d'œuvre, ont permis d'adapter en temps réel le pilotage du tunnelier et de maîtriser les tassements en surface (Coblard et al., 2021). Dans le cadre de cet article, cette auscultation a aussi permis d'observer la propagation des déformations entre le creusement du tunnel (correspondant à la source des déformations) et la surface.

4. Constats et analyses des mesures enregistrées

4.1. Pression de confinement

En général, pendant le creusement du tunnel de la Ligne 14 Sud, les pressions de confinement nécessaires pour la limitation des tassements en surface ont été inférieurs à celles obtenues en calcul.

Le graphique suivant (Figure 2) montre la comparaison entre les pressions calculées et les pressions mesurées dans le capteur le plus élevé dans la chambre d'abattage, équivalent à la pression en voûte. Dans les terrains imperméables saturés présents sur une grande partie du linéaire (PM 0 au PM 2200), la pression en voûte correspond à la pression de la bulle d'air dans la chambre d'abattage. Le gradient de pression mesuré sur la hauteur de la roue de coupe est maximum de 10 kPa (~ gradient de la pression hydrostatique).

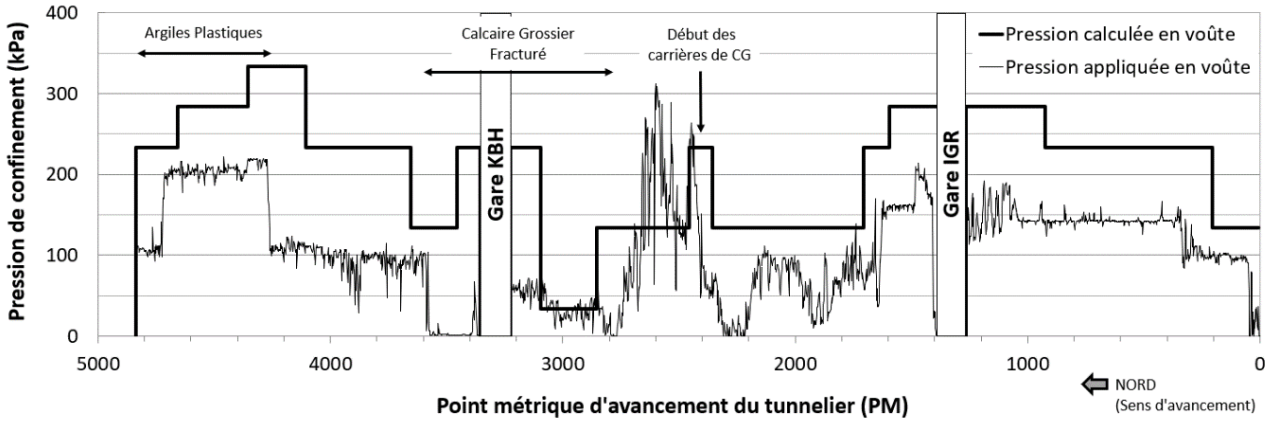


Figure 2. Pression de confinement calculée X appliquée en voûte du tunnelier

Autour du PM 2600, le tunnelier arrive dans un contexte géologique différent avec les carrières du Calcaire Grossier sous forte couverture. Le Calcaire Grossier est de bonne qualité et les carrières sont dans un état de stabilité tout à fait convenable. Dans cette zone de test de pilotage, la pression en voûte appliquée est volontairement forte pour limiter les déformations autour du tunnel et surtout au niveau des carrières.

Entre les PM 2800 et PM 3600, la couverture diminue et l'état du Calcaire Grossier se dégrade. Des pertes de pression de la bulle d'air comprimée ont été fréquentes dans le Calcaire Grossier fracturé. Les pressions appliquées en voûte sont alors très faibles malgré un taux de remplissage de la chambre d'abattage fortement augmenté jusqu'à 90 % sur ce tronçon.

Après le PM 4200, des pressions plus fortes ont pu être appliquées après l'approfondissent du tunnel dans les Argiles Plastiques imperméables.

Sur les tassements en surface, nous constatons :

- De manière générale, les tassements mesurés sont du même ordre de grandeur que les tassements calculés (de l'ordre du centimètre). Les cuvettes de tassements mesurés sont légèrement plus serrées que les cuvettes calculées avec une allure de gaussienne très similaire.
- Figure 3 : Les tassements observés en surface sont de l'ordre de quelques millimètres et ils atteignent jusqu'à 10 mm dans des zones particulières (zone d'arrêt du tunnelier / terrain environnant altéré). Seule la zone du démarrage du tunnelier correspond au tassement maximum observé de 20 mm sur la section B01 (vitesse du tunnelier réduite, pression au front très faible, volume de mortier très faible également).

- Pour un tassement observé en surface quasi similaire, les pressions de confinement appliquées augmentent légèrement en voûte de 100 à 150 kPa pour une couverture qui augmente de 20 à 30 m. Pour ces mêmes configurations, le calcul dimensionne une augmentation de pression de confinement bien plus élevée de 130 à 230 kPa.
- L'exception est observée quand le creusement atteint les Argiles Plastiques, où une pression de confinement plus forte est requise pour limiter les tassements en surface.
- Figure 4 : Dans le Calcaire Grossier, les tassements mesurés sont directement liés à l'état d'altération et de fracturation du terrain et donc à la possibilité de maintenir la pression en voûte. La Figure 5 illustre cette zone délicate où le tunnelier perdait régulièrement la pression de la bulle d'air comprimée. Les tassements ont atteint des valeurs proches de 10 mm, contre 4 à 5 mm dans les zones où le Calcaire Grossier se présentait plus sain.
- Figure 6 : Le comportement déformable des Argiles Plastiques mis en évidence lors des études a été mesuré. Même si la pression appliquée a été plus faible que celle calculée, elle a été environ 3 fois plus forte que celle appliquée dans le Calcaire Grossier pour un tassement en surface équivalent.

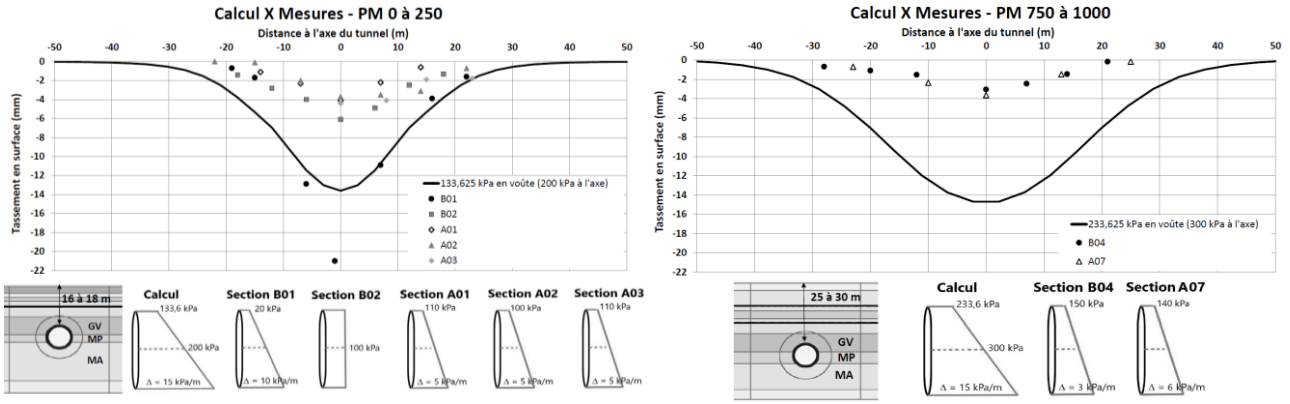


Figure 3. Points de mesures en surface de sections excavées dans les sols argilo-marneux (GV, MP et MA). Le calcul est représenté par le trait plein.

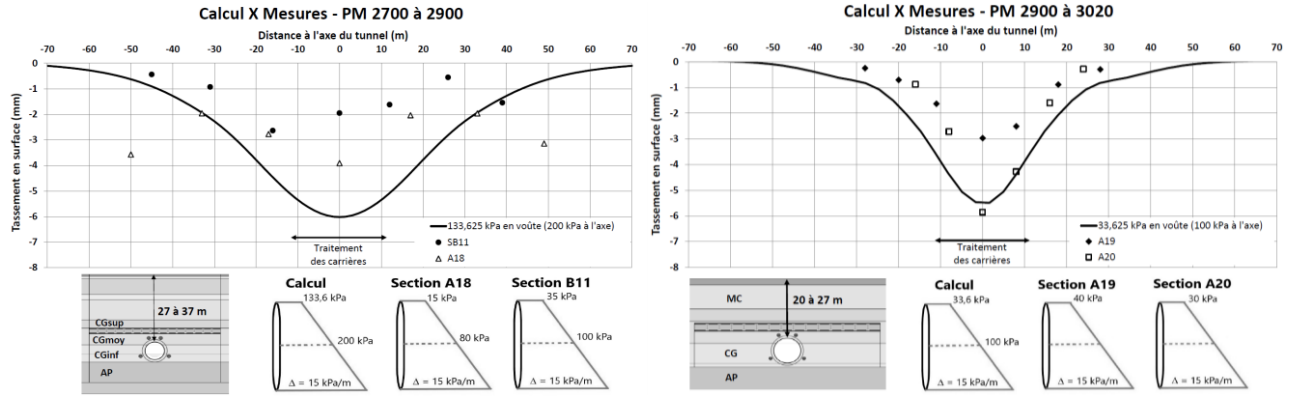


Figure 4. Points de mesures en surface de sections excavées dans le Calcaire Grossier. Le calcul est représenté par le trait plein.

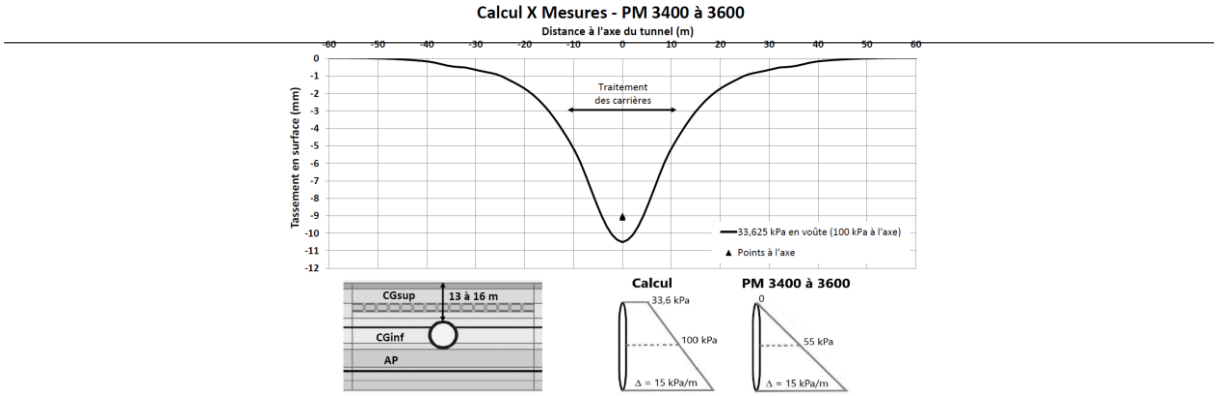


Figure 5. Points de mesures en surface d'une section excavée dans le Calcaire Grossier avec pression de confinement en voûte nulle. Le calcul est représenté par le trait plein.

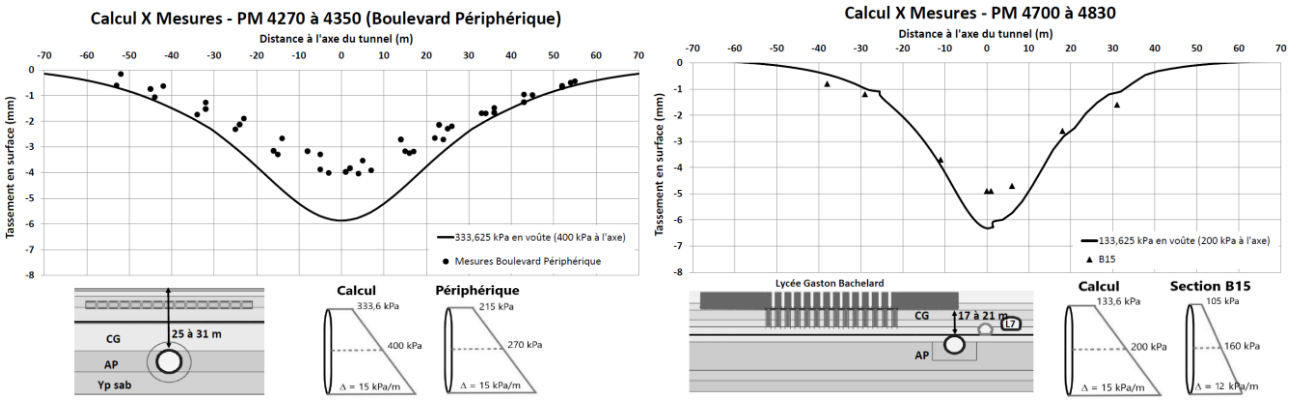


Figure 6. Points de mesures en surface de sections excavées dans les Argiles Plastiques. Le calcul est représenté par le trait plein.

4.2. Vitesse d'avancement du tunnelier

La vitesse d'avancement du tunnelier est un paramètre important pour le pilotage. Ce paramètre n'est pas ou peu considéré dans les calculs et c'est d'ailleurs un paramètre que l'on ne peut pas contrôler en études.

De manière générale, les tassements se stabilisent rapidement derrière le passage du tunnelier. Ce n'est pas le cas si le tunnelier s'arrête. Le graphique suivant montre 3 cibles topographiques de surface à l'axe du tunnel en 3 points métriques différents, avec une lithologie équivalente :

- La première, au PM 1407, a présenté un tassement d'environ de 10 mm lié à la reprise du creusement après passage du tunnelier dans la Gare IGR (démarrage avec une très faible pression de confinement) ;
- La deuxième, au PM 1493, a présenté un tassement de l'ordre de 6 mm après passage du tunnelier. Ce tassement, pourtant, a progressé jusqu'à atteindre 8 mm, 1 mois après le creusement. Cette période a été marquée par deux arrêts d'environs 2 semaines chaque, juste après avoir dépassé la cible.
- La troisième cible, au PM 1569, a tassé de seulement 4 mm après le passage du tunnelier, mais elle avait déjà présenté un tassement d'environ 2 mm pendant le deuxième arrêt alors que le tunnelier n'était pas encore passé.

Ces mesures mettent en évidence l'effet du temps entre le creusement et la pose des voussoirs sur le comportement du sol (ici, des sols meubles saturés). La pression au front du tunnelier a été enregistrée pendant les arrêts et celle-ci a été maintenue quasi-stable. Les tassements ne semblent pas liés à une diminution de la pression au front pendant les arrêts. Comme le tunnel est dans des sols imperméables saturés, il est très probable que les tassements observés pendant les arrêts soient de la « consolidation » des sols avec un rééquilibrage des pression interstitielles autour du tunnel.

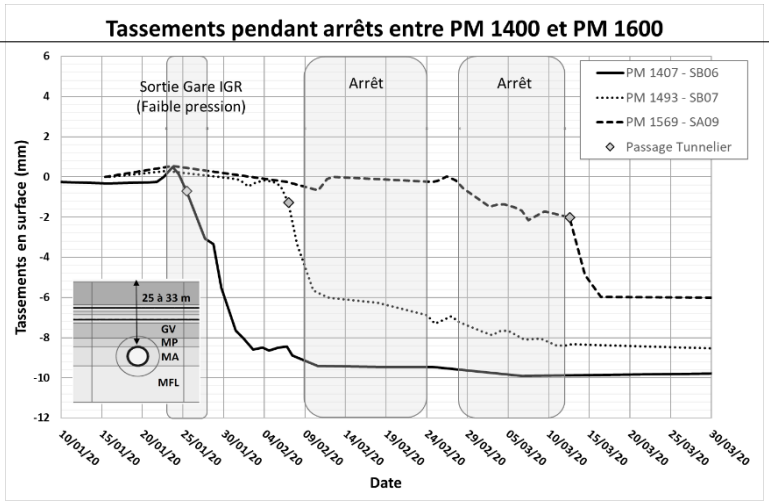


Figure 7. Tassements mesurés pendant 2 arrêts du tunnelier

4.3. Déformations autour du tunnel

Les mesures issues des extensomètres nous renseignent sur la propagation de la déformation du sol entre le tunnel et la surface. Ces mesures sont automatiques et très précises.

Les mesures sur le profil de la première section SB01 montrent que les déformations remontent en surface très rapidement (configuration de 16 m de couverture dans des sols meubles saturés imperméables).

Les déplacements verticaux du sol proches du tunnel sont forts, 40 mm pour la cellule située à 2 m au-dessus de la voûte du tunnel. Le tassement mesuré en surface atteint 21 mm.

Le graphique suivant montre les valeurs de déplacements verticaux obtenues avec les calculs de la phase étude et avec ce même calcul recalé au niveau du tassement en surface de 21 mm avec le même diagramme de pression de confinement. Les déplacements verticaux calculés autour du tunnel sont faibles par rapport à ceux observés (27 mm calculés comparés aux 40 mm observés). Dans ce cas, la sous-estimation du déplacement vertical du sol juste au-dessus du tunnel est du même ordre de grandeur que le tassement mesuré en surface. Ce constat montre que le sol adopte probablement un comportement plus déformable autour du tunnel que les modèles de calcul ne reproduisent pas. C'est une piste d'amélioration à envisager sur les lois de comportement des sols adoptées dans nos modèles.

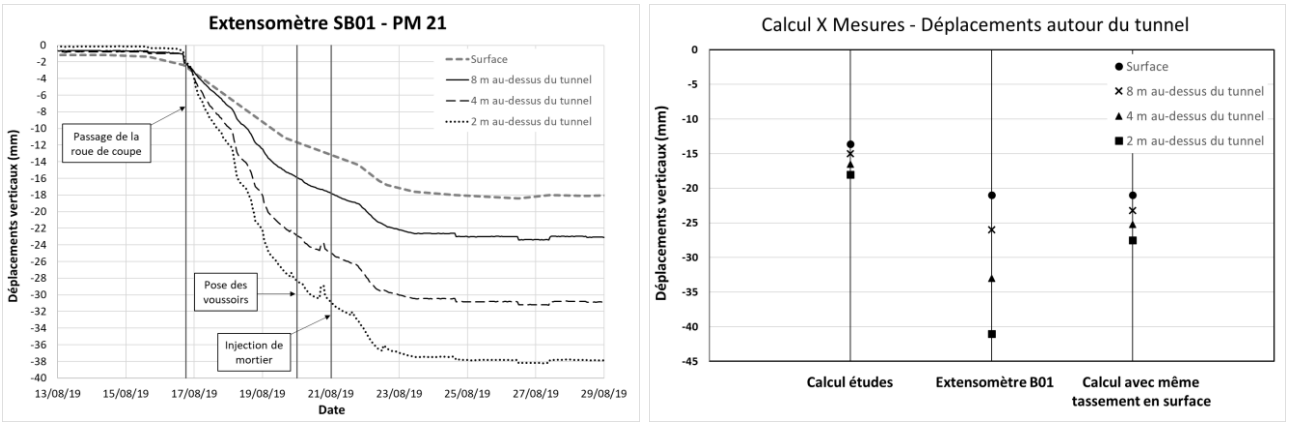


Figure 8. Mesures des déplacements verticaux de l'extensomètre SB01 (gauche) / Mesures de l'extensomètre SB01 comparées aux calculs (droite)

Précisons que ce profil SB01 correspond à celui du démarrage du tunnelier. Le vide annulaire n'a pas été entièrement rempli par le mortier (9.0 m^3/anneau injecté X 10.2 m^3/anneau théorique). Lors du chantier, l'épaisseur du mortier a été mesurée autour des anneaux au niveau des jonctions du tunnel avec les rameaux. Celui-ci est réparti quasi-uniformément autour des anneaux et l'épaisseur mesurée est de 17 à 19 cm pour une épaisseur théorique de 19 cm. Cette observation est importante car elle explique les faibles tassements mesurés en surface même avec l'application d'une pression de confinement en voûte inférieure à celle définie en étude. Les tassements évoluent même après le passage du tunnelier du fait des pertes de volume à l'avant et le long du bouclier mais restent limités lorsque le vide annulaire est rempli par le mortier.

Nous rappelons qu'en étude, il est considéré que les convergences maximales autour du tunnel sont atteintes lorsque le sol est en contact avec les voussoirs (cas des sols fortement déformables) ce qui constitut une hypothèse relativement défavorable pour le dimensionnement de la pression de confinement.

5. Maîtrise des déformations des sols autour du tunnel

La maîtrise des déformations des sols autour du tunnel commence par les reconnaissances des sols (identification de l'état d'altération / fracturation / dureté / colmatage des sols) et des conditions hydrogéologiques qui doivent être parfaitement reconnues en phase étude. La gestion des déformations des sols en phase chantier est réalisée par le pilotage du tunnelier et des pressions qui l'entourent (au front, le long de la jupe, celle du mortier). Ce pilotage s'appuie sur des modélisations du creusement, adoptant une sécurité accrue sur la pression de confinement, paramètre dont les déformations des sols présentent une forte dépendance. Cette sécurité est liée :

- à la connaissance insuffisante du comportement du terrain dans les conditions de l'excavation qui nous oblige souvent à travailler avec des paramètres de sols sécuritaires (équivalent à des moyennes basses) ;
- à la connaissance insuffisante de l'état de contraintes dans le massif avant le creusement du tunnel ;
- au caractère tridimensionnel de l'excavation ;
- et dans le cas du tunnelier, au choix de certains paramètres comme le volume et la pression de mortier, la vitesse du tunnelier qui jouent également un rôle considérable sur les tassements générés en surface.

Il est important prévoir des valeurs sécuritaires, car les situations comme perte de pression et arrêt de chantier sont impossibles à prévoir en avance. Il serait, néanmoins, pertinent de proposer en étude une pression de confinement « prudente » comme cela est le cas aujourd'hui mais aussi une pression de confinement « raisonnable » avec une sécurité limitée et contrôlée, qui permettrait à l'équipe de pilotage de mieux appréhender l'incrément de pression nécessaire à mettre en œuvre pour gérer le creusement en zones sensibles.

Dans ce sens, des adaptations peuvent être envisagées pour les calculs des tunnels excavés au tunnelier. Notamment au vu des paramètres de calcul, en considérant des jeux de valeurs les plus probables et des jeux de valeurs représentatives (Burlon, 2022).

6. Références bibliographiques

Bonfils N., Bergère A., Coblard M., Lanquette F., Doussau de Bazignan B., Thouvenin G. (2021). Prolongement de la ligne 14 au Sud : Injections des anciennes carrières de Calcaire Grossier. XVIème Congrès International de l'AFTES, Paris, 17 pages.

Burlon S., Valdeyron G. (2022). Les latitudes offertes par l'Eurocode 7 et les normes géotechniques. Journée Scientifique et Technique : Optimisation des ouvrages géotechniques du 07/04/2022.

Coblard M., Delattre Levis Leyser S., Bergère A., Nguyen The Dung L. (2021). Excavation au tunnelier sous les carrières souterraines du Calcaire Grossier de Paris – Retour d'expérience de la ligne 14 Sud. Travaux – Revue Technique des Entreprises de Travaux Publiques, n°974, pp. 66-71.

Dano C. (2014). Étude du creusement de tunnels au tunnelier dans les Argiles Plastiques de la région parisienne. Thèse professionnelle MASTER AFTES.

Delattre Levis Leyser S. (2015). Etude du creusement d'excavations souterraines en région parisienne dans le cadre du réseau de transport du Grand Paris. Thèse professionnelle MASTER AFTES.

Janin J.P. (2017). Apports de la simulation numérique tridimensionnelle dans les études de tunnels. Revue Française de Géotechnique, vol. 150, n°3, 13 pages.

Lanquette F., Prats D. (2018). Prolongement de la ligne 14 au Sud – Conception des structures souterraines (tunnel, ouvrages annexes et gares). Travaux – Revue Technique des Entreprises de Travaux Publiques, n°947, pp. 92-100.

LIGNE 16 DU GRAND PARIS EXPRESS EN ZONE DE DISSOLUTION DU GYPSE : APPRENDRE DES REX SUR D'ANCIENS POMPAGES

« GRAND PARIS EXPRESS » IN GYPSUM DISSOLUTION AREA (LINE 16) : LEARNING FROM THE IMPACT OF FORMER PUMPING WORK

Emmanuel Dumont*[1], Imen Zaier[2], Arnaud Charmoille[2], Fabien Binet[3], Charles Kreziak[4], Parfait Pouemi[5], and Valentin Pratesi[1]
[1] Cerema Ile-de-France, Fontenay-sous-Bois, France
[2] Ineris, Verneuil-en-Halatte, France
[3] Setec-Terrasol, Paris, France
4 Société du Grand Paris, Saint-Denis, France
5 Egis, Guyancourt, France

RÉSUMÉ –

A Sevran, les investigations géologiques réalisées dans le cadre des études de la future Ligne 16 du Grand Paris Express ont mis en évidence un contraste spatial de gisement des formations gypseuses. Des retours d'expérience sur d'anciens pompages et des travaux de recherche récents sur les mécanismes de dissolution du gypse ont permis d'adapter les méthodes de construction des ouvrages et ainsi maîtriser les risques.

ABSTRACT – The geological investigations carried out in Sevran as part of the studies for the future line 16 of the Grand Paris Express revealed a spatial contrast in the formation of gypsum deposits. Feedback from previous pumping operations as well as recent research on gypsum dissolution processes have made it possible to adjust the construction methods of the structures and thus to control the associated risks.

1. Introduction

Dans les zones d'aléa dissolution du gypse, les travaux souterrains et plus largement l'aménagement du territoire sont soumis à des contraintes fortes. C'est en particulier le cas pour les travaux souterrains de la ligne 16 du Grand Paris Express réalisés sur la commune de Sevran, où des lentilles gypseuses d'extension kilométrique sont présentes dans la formation des Marnes-et-Caillasses (Lutétien), et où plusieurs désordres imputables à ce phénomène sont survenus.

Dans ce contexte, la société du Grand-Paris, soucieuse de maîtriser les risques en phase de construction et de garantir la pérennité de l'ouvrage, a sollicité en 2016 le Cerema et l'Ineris pour conduire des actions de recherche et développement sur les processus de dissolution du gypse et les mouvements de terrain associés. Ces travaux de recherche ont été menés à différentes échelles spatiales et temporelles afin de mieux comprendre et modéliser l'intensité des processus de dissolution in situ en fonction de différentes configurations géologiques et hydrogéologiques. Cet article s'intéresse en particulier aux retours d'expérience sur les impacts d'anciens pompages à Sevran, et aux résultats des travaux de recherches menés pour caractériser la cinétique de dissolution et l'évolution des fronts de dissolution. Au fil du projet, le Maître d'Ouvrage a organisé des échanges réguliers avec le Cerema, l'Ineris et le Maître d'œuvre, sur l'avancement du projet et ses apports en termes de compréhension du fonctionnement des systèmes de dissolution. Ces échanges ont permis d'affiner le choix des dispositions constructives et des dispositifs d'épuisement des ouvrages situés à Sevran. La maîtrise des risques est également assurée par la mise en place d'un suivi piézométrique et physico-chimique renforcé.

2. Caractérisations géologique, hydrogéologique et géochimique

A Sevran, les formations du quaternaire recouvrent les assises tertiaires, que sont, du haut vers le bas, les reliquats des 3e et 4e Masses-et-Marnes du Gypse (MMG), les Marnes à Pholadomies, le Marno-Calcaire de Saint-Ouen (CSO), les Sables de Beauchamp (SB), les Marnes-et-Caillasses (MC), le Calcaire Grossier (CG) et les formations de l'Yprésien (Figure 1). Les investigations géologiques de la Ligne 16 ont mis en évidence un contraste spatial de gisement dans les formations gypseuses lutétiennes (MC) entre le nord et le sud de la commune. A l'aplomb de la gare de Sevran-Livry, des bancs de gypse albastroïde, d'une épaisseur cumulée d'une bonne dizaine de mètres et exempts ou presque d'indices de dissolution, ont été systématiquement reconnus par les sondages carottés. Vers le Nord (gare de Sevran-Beaudottes), ces horizons gypseux disparaissent en grande partie et ne laissent place qu'à des lentilles de petites dimensions, fréquemment déstructurées ou décomprimées, mises en évidence à partir des paramètres de forage d'une série de sondages destructifs. A partir de ces observations, la présence d'un front de dissolution a été déduite au Nord de la gare de Sevran-Livry, séparant une zone à gypse abondant et préservé au Sud, d'une zone à gypse largement dissous au Nord (Charmoille et al., 2021).

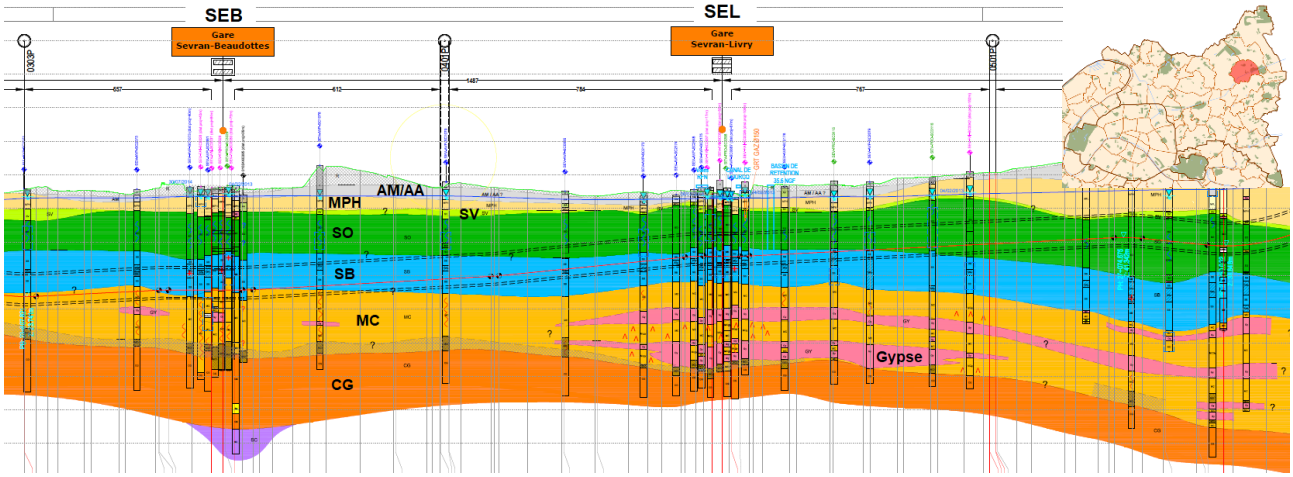


Figure 1 : Extrait du profil géologique en long de la future ligne 16 (étude Projet). En rose : bancs de lentilles de gypse massif au sein des Marnes et Caillasses

Sur le plan hydrogéologique, la superposition de formations géologiques plus ou moins perméables se traduit par la présence de plusieurs nappes, notamment la nappe superficielle, la nappe du Calcaire de Saint-Ouen et la nappe des Marnes-et-Caillasses, ces deux dernières étant séparées par la présence d'une couche argileuse au sein des Sables de Beauchamp La relation entre la nappe du Saint-Ouen et la nappe des Marnes-et-Caillasses est complexe, avec des zones où ces deux nappes s'individualisent, et d'autres où des communications semblent exister. Ces deux nappes s'écoulent de l'Est vers l'Ouest, en direction de la Seine, et il existe encore de fortes interactions entre les anciens ruisseaux, actuellement canalisés, et les aquifères sous-jacents.

3. REX

3.1. REX Kodak

Construite en 1924 le long du canal de l'Ourcq à Sevran, l'usine Kodak ferme définitivement en 1995. Durant ces 70 ans d'activité, plusieurs puits de pompages captant différentes nappes furent installés successivement, et des volumes très importants furent prélevés. Malgré des incertitudes sur l'évolution des débits de pompage, les informations

recueillies suggèrent que les volumes pompés annuellement étaient de l'ordre de 2 millions de m^3 dans les années 1960 (2 tiers provenant de la nappe du Lutétien et 1 tiers de la nappe de l'Yprésien), et qu'ils ont ensuite diminué progressivement jusque dans les années 1990. Dans le cadre du projet d'urbanisation des ZAC de Sevran et de Villepinte, l'impact des pompages de l'usine Kodak sur le fonctionnement hydrogéologique de la nappe des Marnes-et-Caillasses fut étudié (LREP, 1971). Un essai de pompage, sollicitant la nappe des Marnes-et-Caillasses avec une intensité correspondant aux pompages des années 1960, avait permis d'estimer que le rayon d'action était de l'ordre de 2 kms, et le rabattement d'environ 4 m au droit de l'usine (Figure 2). A cette époque, les pompages s'interrompaient le week-end et, vraisemblablement, pendant la nuit. Cela se traduisait par une cyclicité journalière et hebdomadaire des fluctuations piézométriques, ainsi que par des variations brutales des gradients hydrauliques voire, localement, d'inversion des sens d'écoulement.

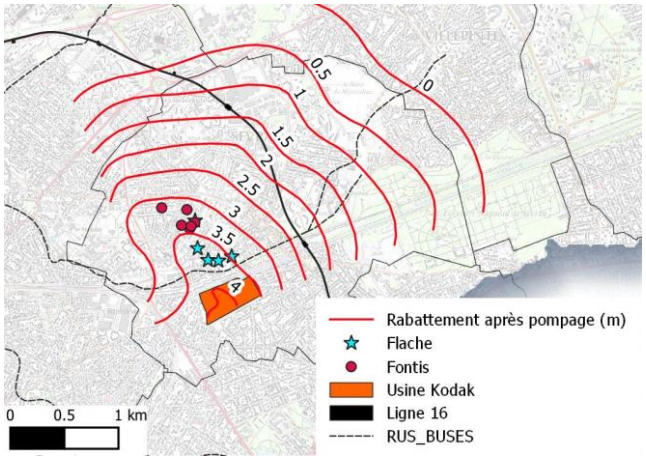


Figure n°2 : Courbes d'iso-rabattement pendant l'essai de pompage à 200 m3/h et localisation des désordres liés à la dissolution du gypse.

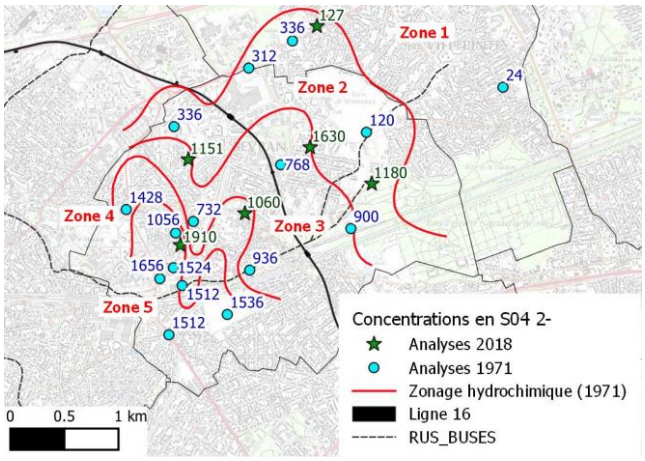


Figure n°3 : Comparaison des concentrations en sulfates dans la nappe des Marnes-et-Caillasses entre 1971 et 2018

Outre l'impact sur les niveaux de nappe, les pompages industriels avaient provoqué une modification des équilibres physico-chimiques. Une comparaison des analyses réalisées en 1971 et en 2018, par l'Ineris, montre que les concentrations en sulfates de la nappe des Marnes-et-Caillasses étaient nettement plus faibles en 1971 qu'en 2018 (Figure 3). En augmentant les vitesses d'écoulement, les pompages ont ainsi favorisé l'arrivée d'eau peu minéralisée dans les zones gypseuses, et provoqué une avancée du front de dissolution. Bien que le lien de causalité n'ait jamais été établi, plusieurs désordres sont survenus au nord de l'usine, dans la zone d'inversion des sens d'écoulement, dont certains lors des travaux du RER B.

3.2. REX RER B

Le RER B traverse Sevran en tranchée couverte sur 2,6 kms. Pour s'affranchir des problèmes liés aux eaux souterraines lors de la construction, des tranchées drainantes et des puits crépinés dans le Saint-Ouen (41 puits, alignés d'un côté de la fouille, avec un espacement de 50 à 100 m) furent installés, afin de rabattre respectivement la nappe superficielle et la nappe du Saint-Ouen (Figure 4). Peu de temps après le début des travaux, en avril 1974, plusieurs désordres (affaissements, fissures sur pavillons, …) survinrent. Des incertitudes demeurent sur les volumes pompés initialement, mais le rabattement de la nappe du Saint-Ouen aurait atteint 14 m et ainsi provoqué une déstabilisation d'anciennes zones de dissolution du gypse lutétien. Un programme de maîtrise des pompages fut alors défini : les pompages se poursuivirent avec un débit total de l'ordre de 350 m^3/h jusqu'à la fin des travaux, et furent suivis d'une phase d'arrêt progressif des pompages (Figure 5),

permettant d'éviter que de brutales variations des gradients hydrauliques ne surviennent à nouveau. Les pompages à 350 m3/h occasionnèrent tout de même un fort rabattement des nappes (respectivement 6 et 4 m, à 200 m de la tranchée, pour les nappes du Saint-Ouen et des Marnes-et-Caillasses ; Figure 5), mais il n'y eut pas de nouveaux désordres à déplorer, jusqu'à la fin du suivi en juin 1975.

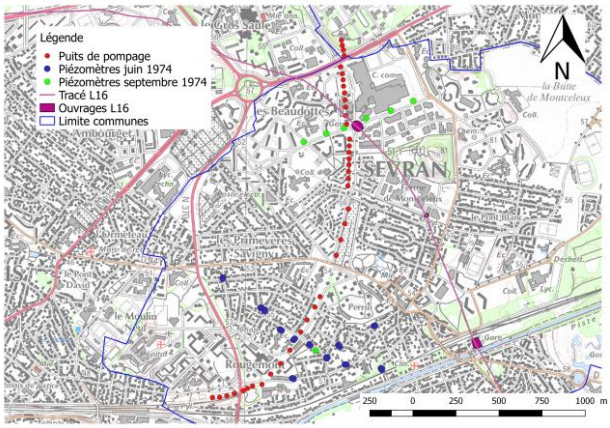


Figure 4 : Emplacements des puits de pompage et des piézomètres mis en place lors des travaux du RER B

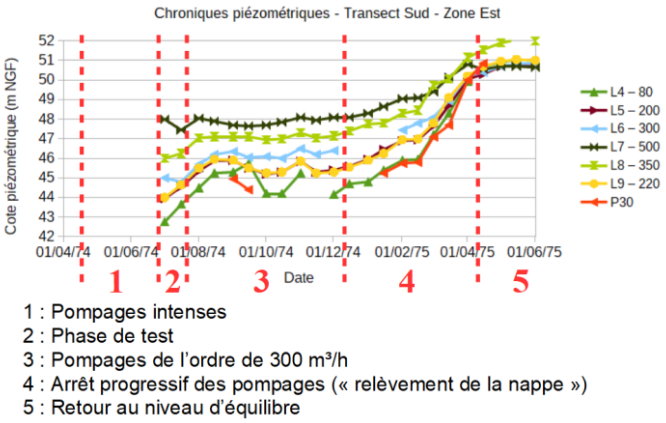


Figure 5 : Fluctuation des niveaux piézométriques lors des différentes phases de pompage des travaux du RER B (transect Sud, zone Est)

4. Caractérisation des vitesses de dissolution du gypse

Les perturbations des vitesses d'écoulement induites par les travaux et sollicitation notamment hydrogéologiques du sous-sol, mentionnés dans le REX, peuvent accélérer la dissolution et être à l'origine du déclenchement de désordres. Il est donc important d'améliorer la caractérisation et la quantification des processus de dissolution naturelle dans le sous-sol du secteur d'étude pour une meilleure gestion des aléas.
Des protocoles expérimentaux ont été définis, validés et utilisés pour déterminer des lois cinétiques de dissolution adéquates vis-à-vis des conditions d'écoulement locales et les spécificités du gypse naturel présent dans le sous-sol. L'accès aux forages carottés réalisés lors de la campagne de reconnaissance a permis de constituer une collection de nombreux faciès de gypse avec des textures et des compositions minéralogiques différentes. Des prélèvements d'eau dans des piézomètres atteignant les Marnes et Caillasses ont également été effectués et les résultats des analyses physico-chimiques ont permis de calculer les indices de saturation vis-à-vis du gypse sur l'ensemble de la commune de Sevran et d'évaluer pour chaque point un indice de récession permettant de quantifier l'avancée de la dissolution naturelle en fonction du faciès de gypse potentiellement présent.

La détermination expérimentale des paramètres de la loi cinétique repose sur le suivi en continu de la conductivité électrique d'une solution où est immergé un disque de gypse tournant jusqu'à atteindre la saturation. Les valeurs du coefficient de dissolution, k, sont comprises entre 2 et 10 $mg.m^{-2}.s^{-1}$ et les valeurs de l'ordre de la cinétique, n, sont proches de l'unité avec une dispersion autour d'une valeur moyenne égale à 1,1. Ces valeurs varient avec les conditions expérimentales et la texture du faciès, notamment la teneur en insoluble et leur répartition (Zaier et al., 2021). Le taux de dissolution effectif, τ, peut être évalué directement en fonction de l'indice de saturation, IS, en considérant la loi cinétique exprimée en fonction du produit d'activité ionique, Q, et de la constante de solubilité du gypse, Ks, comme suit :

$$\tau = k(1 - \frac{Q}{K_s})^n = k(1 - 10^{IS})^n$$

Ce coefficient de dissolution peut être converti en taux de récession, exprimé en unité de vitesse, corrigé de la porosité. Ce taux de récession représente ainsi une estimation de l'évolution temporelle de déplacement de la surface d'une cavité de dissolution ou d'une lentille gypseuse au contact d'une nappe souterraine. Une autre phase d'expérimentations en laboratoire a permis de corriger les taux de récession avec prise en compte de la teneur en insolubles présents dans le gypse, t_i (%), suivant leur résistance à l'érosion.
En introduisant des données d'entrée acquises in situ, en laboratoire et issus de modélisation des interactions eau-roche, les taux de récession permettent d'obtenir un indice de récession « in situ » dans la gamme des vitesses d'écoulement estimées par des simulations numériques et par des mesures sur le terrain.

Les résultats des analyses chimiques dans les Marnes et Caillasses mettent en évidence une variabilité de leur état de saturation vis-à-vis du gypse (Figure 3). Elles sont soit en quasi équilibre avec le gypse (IS entre -0,06 et 0,004) soit en sous saturation (IS entre -1,4 et -0,13). Pour l'évaluation des indices de récession in situ de la commune de Sevran, il a été considéré les paramètres cinétiques des deux faciès de gypse les plus répandus dans les horizons des marnes et caillasses: un faciès gypseux albastroïde non poreux de faible teneur en insolubles (t_i ≈3%) et un faciès gypseux albastroïde impur de porosité entre 1 et 3% et de forte teneurs en insolubles (t_i ≈15%).

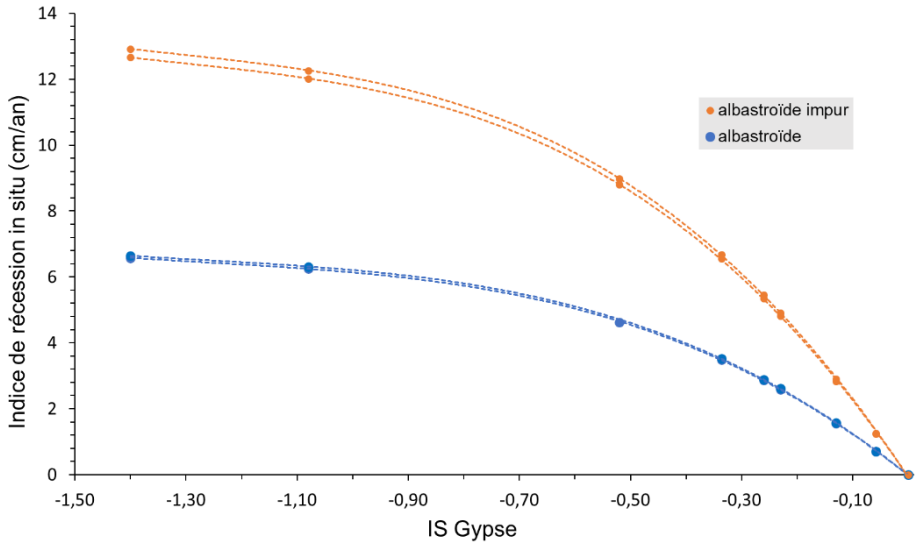


Figure 6 : Evolution de l'indice de récession in situ en fonction de l'état de saturation du système étudié pour chacun des faciès de gypse présents dans les marnes et caillasses

La figure 6 montre que l'évolution globale du taux de récession est inversement proportionnelle à l'état de saturation du système vis-à-vis du gypse. L'ensemble des points présenté pour un IS donné caractérise la variation de la valeur de l'indice de récession en fonction de la porosité et de la teneur en insolubles. Pour le gypse albastroïde impur, la limite supérieure désigne la valeur obtenue pour une porosité de 3% et la limite inférieure pour une porosité de 1%. Les insolubles présents sont sensibles à l'érosion et créent des reliefs macroscopiques au cours de la dissolution, qui perturbent l'écoulement et amplifient localement la récession de la surface. Ce faciès pourrait donc présenter des indices de récession deux fois plus importantes que celles du gypse albastroïde pur non poreux selon l'état de saturation du système et de la surface exposée à la dissolution.

Le potentiel de dissolution des eaux circulant au sein des Marnes et Caillasses quantifié par les indices de récession varient de 0 à 13 cm.an^{-1}, sous condition de la présence de gypse et de ses caractéristiques pétrophysiques. Cet intervalle de valeurs concorde bien avec les travaux de modélisation des processus de dissolution des lentilles gypseuses à l'échelle

kilométrique déjà réalisés dans le projet (Charmoille et al., 2021). Les indices de récession les plus faibles, de 0 à 1,3 cm.an^{-1}, représentent les points situés au sud de la commune où des bancs de gypse d'épaisseur significative sont encore présents.

5. Adaptation des dispositions constructives

5.1. Conception des ouvrages

Les deux gares dans la zone à risque élevé de dissolution du gypse sont constituées d'une boite principale profonde et deux excroissances (Figure 7). Pour chaque site, une excroissance a un rôle de connexion avec les gares déjà existantes (RER B) et l'autre sert de local technique. En règle générale, pour les excroissances, la conception est limitée à la justification de la stabilité mécanique au travers de la définition de la fiche de paroi moulée ancrée dans les Calcaires de Saint Ouen ou dans les Sables de Beauchamp.
Pour les boites profondes, la conception est faite en deux étapes. Après la définition de la fiche mécanique en parois moulées ancrée dans les Marnes et Caillasses ou le Calcaire Grossier, une fiche hydraulique est recherchée au travers d'un rideau de terrain traité peu perméable appelé jupe injectée. L'objectif principal de la jupe injectée est de limiter les débits exhaures et conjointement abaisser le risque de dissolution du gypse lutétien et limiter les rabattements extérieurs qui pourraient réactiver d'anciens fontis. Pour ce faire, elle est ancrée dans un horizon peu perméable en dessous de la fiche mécanique, à 3m dans le Calcaire Grossier sain dans le cas de nos deux ouvrages.

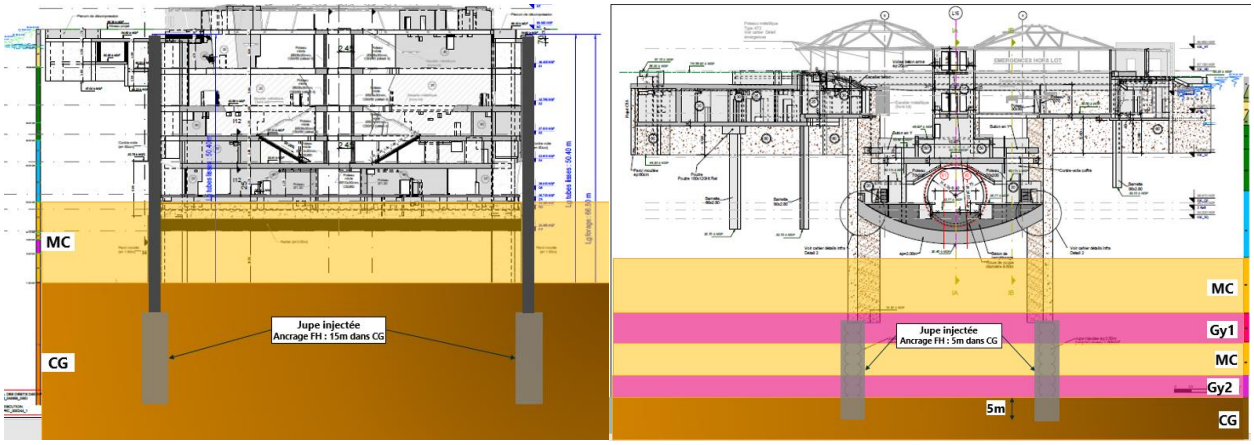


Figure n°7 : vues en coupe des gares de SEB et SEL

Afin de lever les incertitudes, identifiées lors de la conception, un essai de pompage a été réalisé lors des études d'exécution (reconnaissances de niveau G3). L'essai a montré une déstructuration des niveaux supérieurs du Calcaire Grossier nécessitant un approfondissement de la jupe hydraulique (fiche de 4m) au droit de la gare de Sevran-Livry, alors que la fiche hydraulique retenue en conception sur la gare de Sevran Beaudottes a été conservée.

5.2. Définition du dispositif de pompage

Le dispositif d'exhaure adopté pour le rabattement des nappes est constitué des puits de rabattement équipés de pompes électriques. Le nombre de puits et leur répartition dans la boite dépend de la géométrie de la boite et de la profondeur d'ancrage des puits. Par retour d'expérience sur la Plaine de France, l'ancrage des puits nécessaire pour la réalisation d'un rabattement efficace est situé à environ 7m en dessous du niveau du fond de fouille. Toutefois, sur la gare de Sevran Livry, il a été convenu de limiter la profondeur des puits de rabattement au-dessus du premier banc de gypse pour limiter les débits

pompés (Figure 8). Cette disposition constructive a été arrêtée à l'issu de l'examen des bancs de gypse considérés comme sains au droit du site et donc peu perméables ainsi qu'après une modélisation fine de l'impact potentiel des travaux sur le processus de dissolution des bancs de gypse.

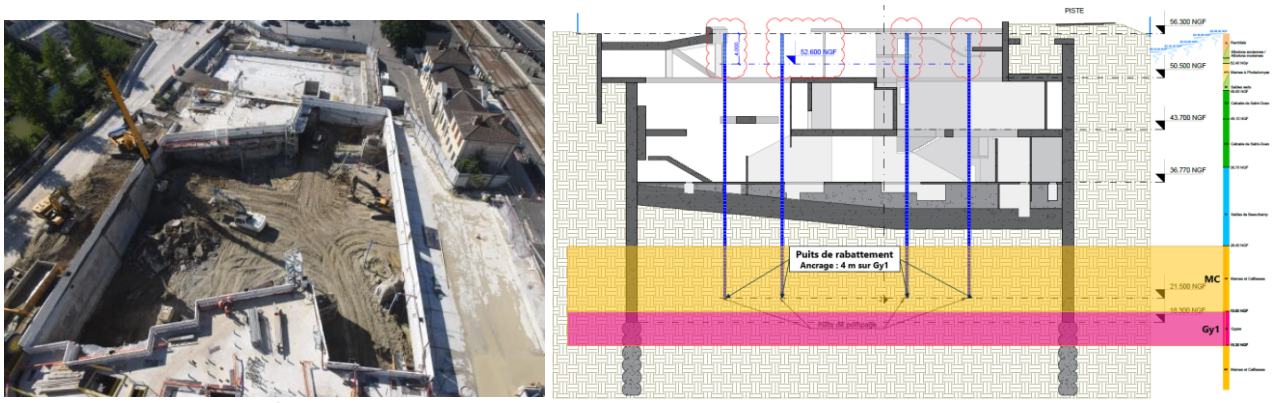


Figure n°8 : Vue aérienne des travaux de la gare de SEL et vue en coupe du dispositif de pompage

5.3. Suivi piézo et physico-chimique en phase exécution

Le réseau piézométrique existant autour des emprises des chantiers a été complété dès le démarrage de travaux afin d'obtenir des informations suffisantes sur les niveaux et la chimie des eaux de toutes les nappes. Les réseaux définitifs sur un rayon d'environ 150 m autour des ouvrages respectifs sont constitués de 9 piézomètres proche de la gare de Sevran Beaudottes et 11 à proximité de la gare de Sevran Livry. Pour chacun de ces ouvrages, quatre piézomètres (1 dans le Bartonien et 3 dans le Lutétien) sont utilisés pour le suivi des concentrations en calcium et en sulfate (dénommés marqueurs « gypse »).
Durant toute la période précédant les pompages, les relevés de niveau d'eau sont réalisés de façon hebdomadaire et les prélèvements pour dosage des marqueurs « gypse » selon une fréquence mensuelle. Au démarrage des pompages, un état zéro des niveaux d'eau, des marqueurs « gypse », de la conductivité et du pH est réalisé.
Pendant la phase de pompage, des mesures automatiques sont réalisées pour visualiser le niveau de chaque nappe en temps réel. Le suivi des marqueurs gypses passe à une fréquence bimensuelle dans les piézomètres et dans les eaux d'exhaure. À noter qu'une différenciation est faite lors des prélèvements entre les eaux pompées dans les excroissances (nappe du Bartonien) et dans les boites profondes (nappe du Lutétien). Les données suivies (conductivité, concentration en SO_4^{2-} et progressivement d'autres paramètres) sont expertisées à fréquence bimensuelle pour estimer l'indice de récession décrit au paragraphe 4. Des valeurs seuil de vigilance et d'alerte ont été définies pour permettre de limiter l'impact du pompage d'exhaure sur les processus de dissolution naturelle du gypse.

5.4. Premiers retours sur le déroulement des pompages d'exhaure

À ce jour, les dispositions prises lors de la conception et pendant la réalisation des travaux, semblent être efficaces. Lors des rabattements dans les ouvrages profonds les débits constatés restent faibles et les rabattements extérieurs peu importants (Tableau 1).
Les variations des marqueurs « gypse » restent faibles et leur impact sur l'évolution des indices de récession est limité et jugé peu préjudiciable.

Tableau 1. Rabattements occasionnés par les pompages dans les ouvrages profonds

Ouvrages	Débits	Nappes	Piézomètres	Distances à l'ouvrage	Rabattements
Boite SEB	25 m^3/h	Bartonien	SEV-FAI-FD02138	120 m	0 cm
			SEV-FAI-FD00862	40 m	20 cm
		Lutétien	SEV-EXE-SC06586	25 m	50 cm
			SEV-EXE-PZ07480	10 m	120 cm
Boite SEL	<10 m^3/h	Bartonien	SEV-EXE-FD06593	55 m	0 cm
			SEV-EXE-PZ07587	25 m	20 cm
		Lutétien	SEV-EXE-PZ06946	75 m	0 cm
			SEV-EXE-PZ07660	20 m	15 cm

6. Conclusions

Des pompages intenses et prolongées, comme ceux de l'ancienne usine Kodak, peuvent modifier les équilibres physico-chimiques dans la nappe des Marnes-et-Caillasses, et ainsi accélérer les phénomènes de dissolution du gypse lutétien. Les expertises en cours et les retours d'expérience indiquent par ailleurs une forte sensibilité des zones dissoutes antérieurement. En effet, la déstructuration des formations sus-jacentes par la dissolution des lentilles gypseuses (colonnes de fontis) leur confère une forte susceptibilité aux mouvements de terrain (affaissement, effondrement, …) sous l'effet de modifications hydrodynamiques du milieu.

Les mesures réalisées in situ, les expériences en laboratoire et les travaux de modélisation montrent quant à eux que la cinétique de dissolution et l'évolution des fronts de dissolution sont relativement « lents », tout du moins dans le contexte géologique local. Une méthode a été développée pour estimer le taux de récession du gypse en fonction du niveau de saturation de la nappe, et cela pour différents faciès de gypse.

Ces enseignements ont permis d'orienter le choix des dispositions constructives et des dispositifs d'épuisement des ouvrages de la Ligne 16 à Sevran. La maîtrise des risques est notamment assurée par une recherche de limitation des débits sur les différentes parties des ouvrages, un suivi en continu des niveaux d'eau à l'extérieur des ouvrages et des concentrations en sulfate et calcium ainsi que la vérification de l'absence de mouvements sur les avoisinants. Le suivi des concentrations en sulfate et calcium permet le calcul d'un taux de récession qui contribue au pilotage des travaux.

Outre les applications à d'autres chantiers réalisés dans des contextes similaires, la principale perspective reste maintenant de développer des outils permettant d'intégrer ces connaissances aux politiques de gestion du territoire, notamment pour la cartographie de l'aléa dissolution du gypse, ou encore pour l'évaluation de la faisabilité de l'infiltration des eaux pluviales en zone de gypse.

7. Références bibliographiques

Charmoille A., Dumont E., Egal E., Massad P. Miszlay I. Kreziak C. (2021). Adaptation des dispositions constructives des ouvrages de la Ligne 16 du Grand Paris Express en zone de dissolution du Gypse Lutétien. Actes du 16ème Congrès international AFTES "Le souterrain, espace d'innovations".

Laboratoire Régional de l'Equipement (LREP), 1971. SAES – Zones d'aménagement concertées de Sevran et de Villepinte – Etude géologique.

Zaier I., Billiotte J., Charmoille A., Laouafa F. (2021). The dissolution kinetics of natural gypsum: a case study of Eocene facies in the north-eastern suburbs of Paris. Environmental Earth Sciences, 80(8), pp. 1-16.

ETUDES AU LABORATOIRE ET *IN-SITU* DE L'EFFET D'AGENTS MOUSSANTS SUR LES SABLES DE BEAUCHAMP EXCAVES AU TUNNELIER A PRESSION DE TERRE

LABORATORY AND IN-SITU STUDIES OF THE EFFECT OF FOAMING AGENTS ON "SABLE DE BEAUCHAMP" EXCAVATED BY EARTH PRESSURE BALANCE MACHINES EBPM

Nour EL SOUWAISSI[1,2], Irini DJERAN-MAIGRE[1], Laurence BOULANGE[2], Jean-Luc TROTTIN[2]

[1] *Univ Lyon, INSA Lyon, GEOMAS, EA7495, F-69621 Villeurbanne, France,* nour.elsouwaissi@insa-lyon.fr, irini.djeran-maigre@insa-lyon.fr

[2] *EIFFAGE Génie Civil, 78140 Vélizy-Villacoublay, France,* nour.elsouwaissi@eiffage.com, laurence.boulange@eiffage.com, jean-luc.trottin@eiffage.com,

RESUME – Cet article présente l'effet de la mousse sur les Sables de Beauchamp excavés lors du creusement de la ligne 16-1 du métro parisien. Cette recherche est menée à l'aide d'essais de laboratoire, qui ont pour but d'identifier l'intervalle optimal des quantités d'agent moussant injecté dans le marin, et à l'aide de l'analyse des paramètres *in-situ*, basée sur l'exploitation statistique de la base des données d'excavation des différents EPBSs.

ABSTRACT - The study of the effect of foam injection into the soil *"*Sable de Beauchamp*"* encountered by the Paris Metro Line 16-1 excavation is presented. This work was conducted through laboratory tests, which aim to identify the optimal interval of foaming agent quantities, injected into the soil, and through the analysis of *in-situ* parameters that is based on the statistical exploitation of the excavation database of several EPBSs.

1. Introduction

Une excavation sécurisée, rapide et économique est l'une des préoccupations majeures des équipes de travaux souterrains, et c'est la raison pour laquelle les techniques de creusement sont en constante évolution et adaptations. Les techniques et innovations concernent l'amélioration des méthodes de creusement, l'augmentation de la cadence des tunneliers, la diminution des mouvements induits et la réduction d'énergie de la roue de coupe, etc. Le bon pilotage s'opère avec le bon choix des paramètres d'excavation selon les sols rencontrés. Les choix des techniques d'excavation mécanisée sont présentés dans AFTES-GT4R3F1 (2000). La technique d'excavation par tunnelier à pression de terre EPBS, la plus répandue actuellement, est la plus adaptée pour une grande partie des sous-sols de la région parisienne. Son principe repose sur la capacité du terrain excavé à transmettre les pressions nécessaires pour équilibrer le sol au front de taille. Dans le but d'atteindre ces objectifs, le sol doit avoir certaines caractéristiques : doit être homogène et compressible, doit avoir une perméabilité réduite, un frottement interne réduit et un faible potentiel de colmatage (Milligan, 2000, Vinai, 2008). Des additifs sont injectés sur différentes

parties de la machine, en particulier sur la roue de coupe et dans la chambre d'abattage, pour atteindre les caractéristiques visées. Ainsi les problèmes liés à l'alternance des argiles et aux sols de fortes perméabilités seront résolus et, plus généralement, les variations hydromécaniques et rhéologiques des sols dues à l'hétérogénéité du terrain seront maitrisées (Ball et al., 2009). Parmi ces additifs, on cite la mousse à base d'un agent moussant comprenant des tensioactifs. Son rôle est d'agir sur la microstructure du marin et de lui conférer une texture pâteuse. Si l'agent moussant est correctement choisi et les quantités optimales sont injectées, la stabilisation du front de taille, la prolongation de la durée de vie des outils, la réduction du couple de la roue de coupe et la moindre consommation d'énergie sont atteintes. Au fur et à mesure du creusement, toutes les données de l'excavation sont enregistrées et stockées. Malgré des essais au laboratoire au préalable du démarrage du chantier pour statuer sur les quantités d'agent moussant à injecter selon la couche géologique traversée, les enregistrements révèlent que les ajustements d'injections des agents moussants sont nécessaires compte tenu de la longueur excavée et des éventuelles non homogénéité du terrain. Ainsi un suivi à deux niveaux, au laboratoire et *in-situ,* semble indispensable*.* Les mesures au laboratoire ont pour but d'identifier l'intervalle optimal des quantités d'agent moussant injecté dans le sol. L'analyse des enregistrements *in-situ* suit l'effet de chaque agent moussant sur les paramètres d'excavations du tunnelier. Cette étude est menée à l'aide d'un couplage entre la méthode statistique d'Analyse en Composantes Principales des données enregistrées (ACP, développée ci-après) et l'exploitation statistique plus classique de ces mêmes données, pratiquée en phase opérationnelle du chantier.

2. Présentation du chantier

2.1 Tunneliers à pression de terre

Le réseau de transport parisien doit répondre à l'augmentation de la population et de ses besoins d'installation en périphérie de la ville. En France, le Grand Paris Express, est un projet en cours de construction, visant à résoudre ce problème en créant 4 nouvelles lignes de métro d'un total de 200 km : les lignes 15 – 16 – 17 et 18, en plus du prolongement des lignes 14 et 11. Ce travail de recherche met l'accent sur les pratiques actuelles d'excavation au tunnelier de la ligne 16-1 menées par Eiffage Génie Civil. Ces travaux consistent en la construction de 19,6 kilomètres de tunnel, 21 ouvrages annexes et de 5 stations. Ces lignes sont creusées à l'aide de 6 tunneliers à pression de terre de 3 diamètres différents: 7,75 m – 8,92 m et 9,87 m. Les équipes de la ligne 16-1 sont mobilisées 24h/7j pour garantir une excavation sécurisée dans les meilleurs délais. Un des suivis instantanés des paramètres de l'excavation s'effectue dans la chambre de pilotage. L'objectif étant de piloter l'excavation avec le moindre tassement, une bonne cadence et minimiser la consommation d'énergie tout en préservant les outils de la roue de coupe. Ce pilotage dépend fortement du contexte géologique. Une représentation géologique du tracé comme celle présentée sur la Figure 1 est toujours mise en disposition dans la chambre de pilotage, ainsi que le plan de consigne et de pilotage du tunnelier.

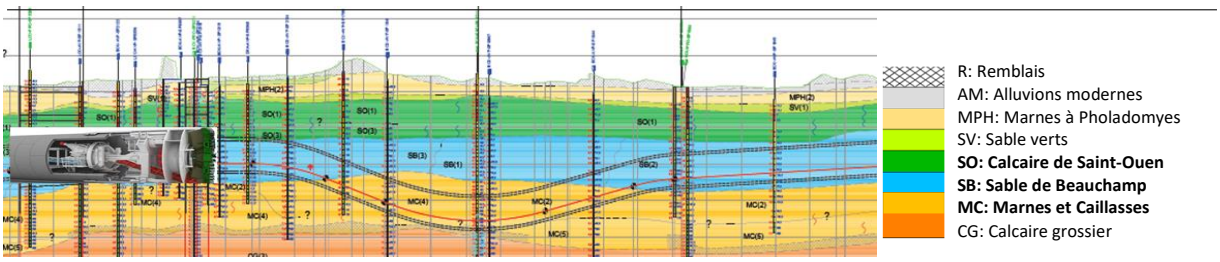


Figure 1 : Coupe géologique EPBM5

2.2 Sols rencontrés par les tunneliers

Pour garantir une gestion des marins idéale par chaque tunnelier, il faut prendre en compte le type de terrain rencontré et injecter la mousse adéquate. On peut identifier trois types de sols le long du tracé de la ligne 16-1 (Figure 1) : le Calcaire Saint-Ouen (SO), le Sable de Beauchamp (SB) et les Marnes et Caillasses (MC). Les analyses géotechniques menées sur les sondages carottés de la ligne montrent la forte hétérogénéité des différents types de terrain. Les résultats révèlent des caractéristiques générales (sableuses - argileuses) qui ont nécessité l'utilisation de la technique d'excavation mécanisée par EPBS. L'intégration dans les marins d'un agent moussant dépend des caractéristiques géotechniques du sol rencontré par le tunnelier. Ainsi une série d'essais d'identification et de caractérisation est menée au laboratoire pour caractériser les terrains à excaver, décider si un traitement est nécessaire et déduire les quantités d'agent moussant à injecter, dans le cas où le traitement est exigé. Parmi ces sols, le Sable de Beauchamp majoritairement rencontré par les tunneliers, est au centre de l'étude. Au début du projet et en phase de terrassement, des échantillons de sol de Sable de Beauchamp sont extraits du chantier puis caractérisés au laboratoire Geomas de l'INSA Lyon. Les caractéristiques du sol sont résumées dans le Tableau 1. La masse volumique du sol est de 2,1 Mg/m^3.

Tableau 1 : Caractéristiques du sol

	d<80 µm	VBS	Wn	WP	WL	Ip	Ic
Sable de Beauchamp	34%	0,3	17 %	12	19	6,7	0,3

La valeur du bleu de méthylène VBS et l'indice de plasticité Ip indiquent que le sol a un faible pourcentage d'argile, par conséquent une faible tendance à l'adhérence sur les outils d'excavation. Selon la classification française GTR (NF P 11 300), ce sol est classé B5, sable silteux. Le faible indice de consistance de l'échantillon (égal à 0,3) montre qu'il n'est pas recommandé en l'état pour l'excavation par EPBS, le matériau nécessite un traitement adéquat par un agent moussant (Thewes et Budach, 2010).

3. Traitement au laboratoire du sol avec la mousse

La mousse est formée d'un mélange des bulles d'air entourées par un liquide. Ce liquide est généralement composé de l'eau et d'un agent moussant comprenant du tensioactif (Guillermic, 2011). Pour générer la mousse et la mélanger avec le sol, les paramètres suivants sont définis dans la littérature (EFNARC, 2005) :

concentration du tensioactif $c_f = 100 * \frac{masse\ du\ tensioactif\ dans\ la\ solution\ moussante}{masse\ de\ la\ solution\ moussante}$ (%)

taux d'expansion de la mousse $FER = \frac{volume\ de\ la\ mousse}{volume\ de\ la\ solution\ moussante}$

taux d'injection de la mousse dans le sol $FIR = 100 * \frac{volume\ de\ la\ mousse}{volume\ sol\ à\ excaver}$ (%)

Dans le cadre de cette étude, 3 types d'agents moussants utilisés sur chantier sont analysés: A, B et C. Les paramètres de génération de mousse sont initialement choisis égaux à 1,5% (c_f) et 10 (FER), il s'agit de la moyenne des valeurs recommandées par les fournisseurs. Par la suite, ces valeurs ont été affinées suite aux études en laboratoire par rapport à chaque type de mousse.

3.1 Caractéristiques physiques mesurées au laboratoire

Des essais de demi-vie et des observations microstructurales sont menés pour les trois agents moussants. La demi-vie d'une mousse indique le temps nécessaire pour récupérer la moitié du volume de la solution moussante, qui a été initialement utilisée pour générer la mousse. La mesure de demi-vie est effectuée à l'aide d'un entonnoir filtrant suivant le protocole décrit dans EFNARC (2005). La mesure des diamètres des bulles au niveau microstructural est effectuée à l'aide d'un microscope Zeiss avec un grossissement de 25x, détaillée dans Djeran-Maigre et al. (2018).

Tableau 2 : Caractéristiques des mousses

Mousse à base d'agent moussant	A	B	C
Demi-vie (min)	7	18	5
Diamètre moyenne des bulles ∈ [50 ;1000] (µm)	195	178	198

Selon les résultats présentés dans le Tableau 2, les agents moussants sont regroupés en deux catégories : (i) la première comprend une mousse plus stable (demi-vie élevée) avec des plus petites bulles, cas de l'agent moussant B, (ii) la deuxième catégorie est caractérisée par des mousses moins stables (demi-vie courte), avec des plus grandes bulles, cas d'agents moussants A et C. D'après EFNARC (2005), la mousse à stabilité moyenne est recommandée pour l'argile sableuse/le sable argileux/le limon sableux. La mousse à haute stabilité est recommandée pour les graviers argileux sableux.

3.2 Etude du comportement d'écoulement de la matière

3.2.1 Essais rhéologiques par affaissement

L'objectif d'essais d'affaissement est de déduire les paramètres optimaux de la mousse. Le test d'affaissement au moyen du cône standard (NF EN 12350-2) est très utilisé lors de la conception et la réalisation de travaux souterrains en raison de ses avantages en tant qu'un essai rapide et facile d'exécution, capable de donner la consistance optimale du sol pour l'excavation par EPBS. L'intervalle optimal d'affaissement pour une maniabilité adéquate du marin pour un EPBS varie entre 100 et 250 mm (Vinai, 2008). Cette forte variabilité de la valeur d'affaissement *"s"* optimale dépend du type de sol, du taux d'injection de la mousse et de moyen de la mise en place du matériau dans le cône (compactage ou non). Afin de déduire la quantité optimale de mousse, la procédure suivie dans cette recherche est basée sur la réalisation d'essais d'affaissement sur le Sable de Beauchamp traité avec 3 types

d'agents moussants à différents taux d'injection de mousse (FIR (%)) (Figure 2). Compte tenu du volume exigé pour mener un essai d'affaissement, un ou deux essais par FIR ont été conduits. L'augmentation de la valeur d'affaissement en fonction de FIR, est un moyen pour valider chaque mesure. Les paramètres optimaux correspondant à une texture pâteuse sont résumés dans le Tableau 3. Dans les trois cas, l'injection de mousse se limite à un FIR égal à 60% où la texture devient proche de celle d'une pâte. L'équivalence de ces paramètres optimaux de traitement de sol avec la mousse par rapport au volume d'agent moussant, exprimé en l par m^3 du sol, est également présentée dans le Tableau 3.

A - c_f=1,5% et FER=10		B - c_f=2% et FER=8		C - c_f=1,5% et FER=10	
FIR=50%	FIR = 60%	FIR=40%	FIR=60%	FIR=50%	FIR=60%
s=194 mm *2 essais*	*s*=205 mm *2 essais*	*s*=180 mm *1 essai*	*s*=210 mm *1 essai*	*s*=161 mm *1 essai*	*s*=215 mm *1 essai*

Figure 2 : Essais d'affaissement sol + mousses

La quantité limitée du sol réel ne permet pas de mener un grand nombre d'essai, ainsi nous avons eu recours à un deuxième moyen de mesure de l'écoulement de la matière, décrit ci-dessous.

Tableau 3 : Paramètres optimaux des agents moussants

agent moussant ↓	c_f (%)	FER	FIR (%)	$volume\ agent\ moussant$ (l/m^3)
A	1,5	10	50 - 60	0,75 – 0,9
B	2	8	40 - 60	1 – 1,5
C	1,5	10	50 - 60	0,75 – 0,9

3.2.2 Essais rhéologiques par une mesure directe de viscosité

Les essais d'affaissement par cône standard nécessitent une forte quantité de sol, qui est difficile à fournir dans le cas d'un sol réel. Les essais rhéologiques menés à l'aide d'un rhéomètre font partie d'essais d'écoulement de la matière et ont l'avantage de mesurer les paramètres rhéologiques, tels que la viscosité et la contrainte de cisaillement de l'échantillon, à partir de quelques grammes de sol. La limitation vient de l'exigence du tamisage du sol, fonction de l'entrefer de l'outil de mesure. Dans le cadre de ce travail de recherche, l'objectif des essais rhéologiques est de démontrer leur efficacité à déduire les quantités de mousse pour un traitement optimal du marin. Pour ce faire, une démarche de vérification de la texture pâteuse des échantillons est à effectuer. La première étape concerne le choix du système de mesure : les essais rhéologiques sont réalisés à l'aide du rhéomètre Anton Paar MCR52 avec un système plan-plan ayant une surface rugueuse, qui réduit l'effet de glissement de la paroi. L'entrefer doit être supérieur ou égal au cinquième du diamètre maximal des grains (Galli, 2016). En prenant en compte la recommandation de Mezger (2014) indiquant un choix d'entrefer égal à 1 mm, le sol doit donc être tamisé à 200 µm. Ces essais sont

adaptés pour les sols avec forte présence des particules de diamètre inférieur à 200 µm, ce qui est le cas de Sable de Beauchamp. La deuxième étape consiste à préparer l'échantillon : le sol est tamisé à 200 µm, ce qui correspond à 80% du pourcentage en poids du sol. Le sol est ensuite hydraté pour atteindre une teneur en eau égale à 17%. Les échantillons sont par la suite traités, chacun avec un des trois agents moussants suivant les paramètres déduits dans les essais d'affaissement qui correspondent à la texture d'une pâte : c_f=1,5%, FER=10 et FIR=60%, dans le cas d'agents moussants A et C, et c_f=2%, FER=8 et FIR=60%, dans le cas d'agent moussant B. La dernière étape, est celle de la mesure de viscosité : chaque échantillon est placé sur l'outil de mesure, et soumis à un gradient de cisaillement égal à $\dot{\gamma} = 1.74$ s^{-1}, de l'ordre de la moyenne des 6 tunneliers : 2 tours/min. La viscosité des échantillons en fonction du temps est mesurée. Chaque essai est mené deux fois, la moyenne des viscosités est celle représentée sur la Figure 3. Les résultats montrent une diminution de viscosité en fonction du temps, due à la non-homogénéité initiale de l'échantillon, après un certain temps la viscosité atteint une asymptote. A l'état stable, la viscosité pour les différentes mousses varie entre 100 et 130 Pa.s.

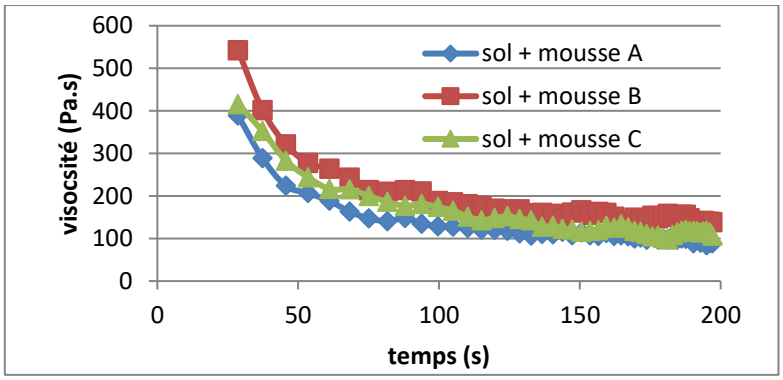


Figure 3 : Viscosité sol/mousses du Sable de Beauchamp tamisé à 200 µm et traité avec 3 différentes mousses

3.2.3 Calcul de la contrainte de cisaillement

Les valeurs de viscosité sont donc proches, comme les valeurs d'affaissement obtenues par les essais au cône standard. Dans le but de comparer l'écoulement avec les deux méthodes de mesure, affaissement et rhéologie, la contrainte de cisaillement τ est calculée. Dans le cas des mesures d'affaissement, cette contrainte est calculée à l'aide de l'équation de Murata (1984). Pour les mesures rhéologiques, τ est déduit par la formule $\tau = \eta * \dot{\gamma}$ (Mezger, 2014). Les contraintes de cisaillement calculées sont du même ordre de grandeur, celles calculées par le cône sont légèrement inférieures puisque les échantillons n'étaient pas soumis à un gradient de cisaillement (Tableau 4). Les essais rhéologiques peuvent alors être utilisés pour déduire les paramètres optimaux pour des sols traités tout en bénéficiant des faibles quantités de sol que de cette expérimentation exige. Les résultats d'essai direct sont plus fiables puisqu'ils représentent les conditions du chantier.

Tableau 4 : Calcul de la contrainte de cisaillement

contrainte de cisaillement ↓ / mousse →	A	B	C
$\tau_{affaissement}$ (Pa) (Murata, 1984)	131 ± 21	204 ± 33	156 ± 21
$\tau_{viscosité}$ (Pa) (Mezger, 2014)	174 ± 11	226 ± 11	174 ± 11

4. Analyse des données enregistrées durant le creusement

L'analyse des paramètres *in-situ* est basée sur l'exploitation des données d'excavation, des différents EPBSs du chantier de la ligne 16-1, relevés en continu, et a comme objectif de corréler les propriétés de l'agent moussant aux paramètres ainsi relevés, en fonction du terrain rencontré.

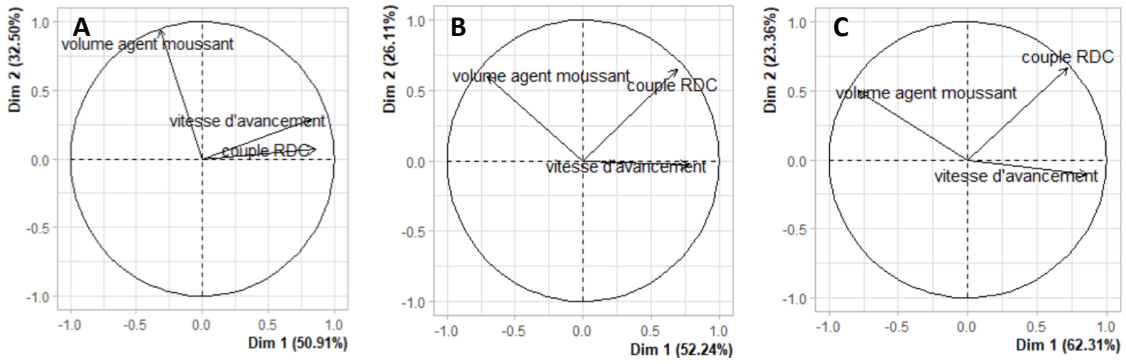
4.1 Etude préliminaire

Le choix de la méthode c'est porté sur l'Analyse en Composantes Principales ACP qui permet de visualiser plusieurs variables simultanément. A l'aide de cette méthode, les paramètres d'excavation sont représentés comme des vecteurs sur un cercle de corrélation; le cosinus de l'angle formé entre deux vecteurs est le coefficient de corrélation linéaire de ces deux variables. Après avoir mené plusieurs ACP sur les paramètres d'excavation, 6 variables parmi les 50 enregistrés sont choisies. Pour cette étude, seules 3 paramètres seront analysés. Les données sont subdivisées en fonction de la géologie permettant de poursuivre l'analyse ACP par tranche géologique. Les valeurs de ces paramètres sont ensuite comparées entre elles dans le but de la préconisation de l'agent moussant adéquat pour chaque type de sol à excaver.

4.2 Analyse en Composantes Principales

Trois cas d'ACP sont menés sur 3 variables extraites de l'excavation sur chantier : le volume de l'agent moussant injecté dans le marin par m^3 (0,7 et 0,95 l/m^3), le couple de la roue de coupe, la vitesse d'avancement du tunnelier qui se résument comme suit pour une excavation majoritairement dans du Sable de Beauchamp :

- cas (a) : 980 mètres linéaires, agent moussant A avec 0,73 l/m^3
- cas (b) : 800 mètres linéaires, agent moussant B avec 0,95 l/m^3
- cas (c) : 80 mètres linéaires, agent moussant C avec 0,77 l/m^3.



cas (a) cas (b) cas (c)

Figure 4 : Analyse en Composantes Principales

Le pourcentage d'information, représenté sur chaque cercle par la somme de pourcentage de chaque axe, est supérieur à 78% pour les 3 cas, ce qui permet d'avoir confiance aux analyses menées.

Effet de la mousse sur le couple de la roue de coupe : L'angle entre les deux vecteurs du volume de l'agent moussant et du couple de la roue de coupe sera analysé pour les 3 graphiques de la Figure 4. Cet angle est obtus pour les cas (a) et (c), ce qui indique que ces deux variables sont corrélées négativement entre elles. En d'autres

termes, si on augmente le volume de l'agent moussant, on réduit le couple de la roue de coupe. Ce résultat signifie que les agents moussants A et C injectés dans le sol au niveau de la roue de coupe avec une quantité de 0,73 et 0,77 l/m3, respectivement, possèdent un fort effet de fluidification du marin et de réduction du couple de la roue de coupe.

L'angle entre l'agent moussant et le couple de la roue de coupe pour l'ACP du cas (b) est légèrement obtus, plutôt proche de 90° ce qui indique que l'agent moussant B, injecté dans le sol avec une quantité égale à 0,95 l/m^3, possède un faible effet de modification des propriétés du marin. Ce résultat est confirmé par les essais au laboratoire où le volume optimal de la mousse est plus élevé (Tableau 3).

Effet de la mousse sur la vitesse d'avancement de tunnelier : Dans le graphe (a), l'angle entre le volume d'agent moussant et la vitesse d'avancement est égal à 90°, ce qui indique que ces deux paramètres sont indépendants. Tandis que cet angle est obtus dans le cas des graphes (b) et (c), ce qui désigne que ces deux paramètres sont corrélés négativement entre eux. Ces deux résultats incohérents au premier abord, sont expliqués par le mode d'injection d'agent moussant et sont liés par la formule suivante :

$$débit\ d'agent\ moussant\ \left(l/_{min}\right) = \pi R^2(m^2) * volume\ d'agent\ moussant\ \left(l/_{m^3}\right) * vitesse\ d'avacement(m/_{min})$$

Si la vitesse d'avancement est forte, le mode d'injection d'agent moussant adapté est le *"*mode automatique*"*, qui impose un volume d'agent moussant constant indépendamment de la vitesse d'avancement (cas (a) de la Figure 4).

Pourtant, si la vitesse d'avancement se réduit, le mode d'excavation passe au *"*mode semi-automatique*"*, qui impose un débit d'agent moussant fixe pour une longueur donnée. Ainsi, plus le tunnelier avance vite, moins d'agent moussant est injecté (cas (b) et (c) de la Figure 4). Donc, dans le cas de Sable de Beauchamp, les deux agents moussants A et C avec une quantité injectée d'environ de 0,75 l/m^3, altèrent les caractéristiques rhéologiques du sol, pourtant l'agent moussant A est celui qui entraîne une plus forte vitesse d'avancement du tunnelier. Pour ce qui est de la préconisation de la mousse à retenir pour excaver le SB, le choix va vers le cas (a) agent moussant A utilisé dans le plus grand nombre d'anneaux qui donne la plus forte vitesse d'avancement et la plus faible quantité d'injection.

5. Conclusions

Des essais sont effectués avant le démarrage des travaux et ils se sont poursuivis tout le long de l'excavation afin de suivre, au plus près, les évolutions des différents paramètres. Le retour d'expérience des essais *in-situ* n'est pas toujours suffisant pour recommander un agent moussant, puisque les conditions géologiques sont variables. Ces retours doivent être complétés et renforcés par des essais en conditions contrôlées au laboratoire. Ce travail de recherche intervient ainsi à deux niveaux, au niveau d'essais au laboratoire et au niveau d'une analyse des données *in-situ*, et les principales conclusions se résument comme suit:

- vérification et mesures de l'effet lubrifiant des agents moussants sur le Sable de Beauchamp
- recommandation d'utilisation du rhéomètre, à la place du cône standard, pour déduire les quantités optimales d'injection

- déduction des relations entre les paramètres mécaniques du tunnelier à pression de terre et ceux d'injection de la mousse en fonction du terrain traversé
- préconisation d'une formulation pour le traitement du Sable de Beauchamp.

Ce complément des données permet aujourd'hui d'enrichir la base des données d'excavations, de produire un retour d'expérience aux praticiens pour la dernière phase de creusement du chantier et de l'utiliser pour les excavations à venir. La méthode d'analyse présentée dans cette étude est adaptée pour l'excavation par tunnelier à pression de terre puisque son domaine d'application exige un terrain sableux argileux comme celui de notre étude.

6. Références bibliographiques

AFTES, 2000. Choix des techniques d'excavation mécanisée, Recommandations. Revue TOS n°157, 30 p.

Ball R.P., Young D.J., Isaacson J., Champa J., Gause C. (2009). Research in soil conditioning for EPB tunnelling through difficult soils. In: Rapid excavation and tunneling conference (RETC), Las Vegas, United States, pp. 320–333.

Murata J., 1984. Flow and deformation of fresh concrete. Matériaux et Constructions, volume 17, no. 3, pp. 117–129.

Djeran-Maigre I., Dubujet P., Vogel TM., 2018. Variation over time of excavated soil properties treated with surfactants, Environmental Earth Sciences, vol.77, n° 3.

EFNARC, 2005. Specifications and guidelines for the use of specialist products for mechanized tunnelling (TBM) in soft ground and hard rock. EFNARC, UK, 45 p.

Galli M. (2016). Rheological characterisation of Earth-Pressure-Balance (EPB) support medium composed of non-cohesive soils and foam. Ph.D. thesis, Ruhr-University Bochum, Germany, 383 p.

Guillermic R.-M. (2011). Propriétés physico-chimiques des mousses: Études approfondies sur des mousses modèles et études exploratoires sur de nouvelles mousses. Ph.D. thesis, Université de Rennes, Rennes, France, 213 p.

Milligan, G., 2000. Lubrication and soil conditioning in tunneling, pipe jacking and microtunneling, A state-of-the-art review. Geotechnical Consulting Group, 46 p.

Mezger T., (2014). Rhéologie appliquée. Anton Paar. 192 p.

Thewes M., Budach C. (2010). Soil conditioning with foam during EPB. Geomechanics and Tunnelling, vol. 3, pp. 256-267.

Vinai R., Oggeri C., Peila D. (2008). Soil conditioning of sand for EPB applications: a laboratory research. Tunnelling and Underground Space Technology, 23(3), 308-317.

GRAND PARIS EXPRESS LIGNE 16 – TRAITEMENTS DE TERRAIN POUR LA MAITRISE DE L'EAU

GRAND PARIS EXPRESS LINE 16 - FEEDBACK FROM SOIL TREATMENTS FOR WATER CONTROL

Alexandre GIROUX[1], Pascal CHALIVAT[2], Van-Tri NGUYEN[2], Valentina CIOCI[3], Parfait POUEMI[1], Cédric ZIEM[1], Bruno PALLU[1], Charles KREZIAK[4], Mariano FERRARI[1]
[1] *Egis, Guyancourt, France*
[2] *Eiffage Infrastructure, Vélizy-Villacoublay, France*
[3] *Webuild, Milan, Italie*
[4] *Société du Grand Paris, Saint-Denis, France*

RÉSUMÉ – La ligne 16 du métro du Grand Paris Express comporte 29 km de tunnel, 9 gares et 37 ouvrages annexes. Le creusement se fait dans des terrains perméables et sous nappe. Des traitements de sols pour maitriser les venues d'eau sont donc nécessaires aux interfaces entre tunnels et ouvrages. Les retours d'expérience des méthodes de traitement, contrôles et adaptations sont présentés.

ABSTRACT – Line 16 of the Grand Paris Express metro comprises 29 km of tunnels, 9 stations and 37 shafts. The digging is carried out in permeable ground layers and under the watertable. Soil treatments to control water inflows are necessary at the interfaces between tunnels and shafts or stations. Feedbacks from the treatment methods, controls and adaptations are shown.

1. Introduction

Dans le cadre des chantiers souterrains, il est parfois nécessaire de creuser en présence d'une nappe phréatique. Ces travaux difficiles, présentent des risques réels pour le chantier, la sécurité du personnel, les riverains, les ouvrages mitoyens. S'ils ne sont pas parfaitement maitrisés, des conséquences plus ou moins graves avec un allongement du calendrier d'exécution et un dépassement du budget peuvent survenir.

Le projet de la ligne 16 du métro du Grand Paris Express est enterré entre 10 et 50 m de profondeur et presque toujours en-dessous de la nappe phréatique. Des traitements de terrain ont ainsi été réalisés afin de maitriser les risques associés à ces travaux. Les techniques mises en œuvre dépendent de plusieurs facteurs parmi lesquels le contexte géotechnique, les contraintes d'emprises en surface mais surtout les méthodes des entreprises spécialisées.

Après une présentation de l'ampleur du projet, du contexte géotechnique et des contraintes associées, les techniques de traitements et les contrôles mis en œuvre sur les deux premiers lots de génie civil seront détaillés. Ensuite, la dernière partie expliquera comment les titulaires des marchés de génie civil se sont adaptés aux aléas survenus et présentera les parades utilisées pour effectuer les travaux en toute sécurité.

2. Présentation du projet et des traitements de terrain associés

2.1. Un projet souterrain hors norme

Le Grand Paris Express est un projet exceptionnel, sous la Maitrise d'Ouvrage de la SOCIETE DU GRAND PARIS (SGP) qui comprend la création de quatre nouvelles lignes principales périphériques (15, 16, 17 et 18) ainsi que l'extension au Nord et au Sud de la

ligne 14. La ligne 16, située au Nord-Est de la région parisienne, reliera la gare de Saint-Denis Pleyel à Noisy-Champs (Figure 1). La Maitrise d'œuvre infrastructure est assurée par le groupement EGIS-TRACTEBEL. Longue de 29 km environ, cette infrastructure traversera 16 communes sur deux départements (Seine Saint-Denis et Seine et Marne), desservant près de 800 000 habitants. 9 tunneliers mécanisés (TBM = Tunnel Boring Machine) de 10 m de diamètre, à pression de terre creuseront la partie souterraine, reliant entre elles 9 gares, dont 3 emblématiques, et une trentaine de puits de ventilation ou d'accès des secours. La réalisation du génie civil a été répartie entre EIFFAGE (lot 1), WEBUILD-NGE (lot 2), et RAZEL (lot 3).

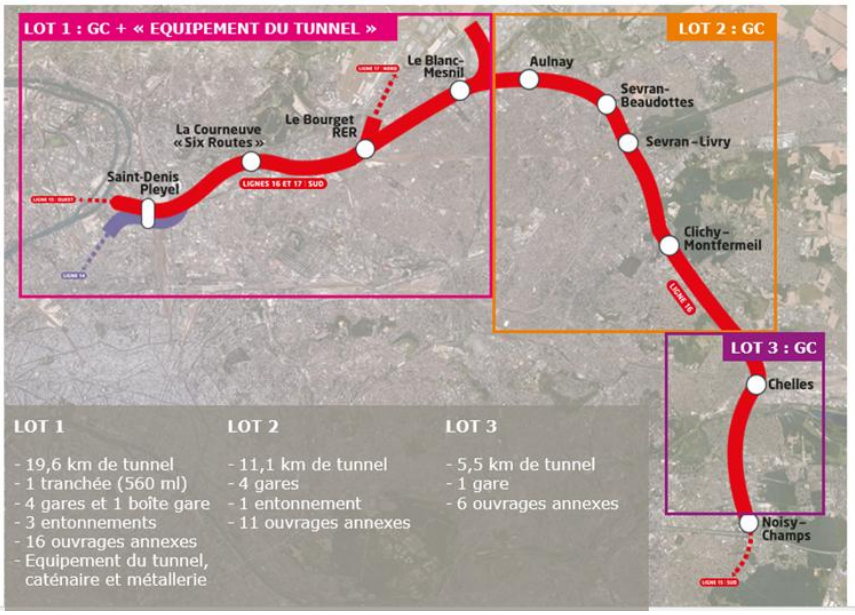


Figure 1 : Plan d'implantation de la ligne 16 - Société du Grand Paris

2.2. Présentation des traitements de terrain

Les tunnels sont positionnés à une profondeur de 10 à 50 m par rapport à la surface. L'entrée et la sortie en terre des tunneliers dans les ouvrages à ciel ouvert, ainsi que le creusement en traditionnel des rameaux (galeries) reliant les tunnels aux ouvrages annexes (puits de ventilation et de secours), sont réalisés sous la nappe phréatique. Des arrivées d'eaux souterraines à haute pression, éventuellement accompagnées de fines (débourrage), sont un des risques géotechniques identifiés. Des traitements de terrain sont exécutés afin de maitriser ces venues d'eau (bouchons) et éviter des désordres en surface (cf. Figure 2). Pour atteindre ces objectifs, deux types de techniques de traitement du sol ont été appliqués : le jet-grouting et l'injection répétitive et sélective (IRS).

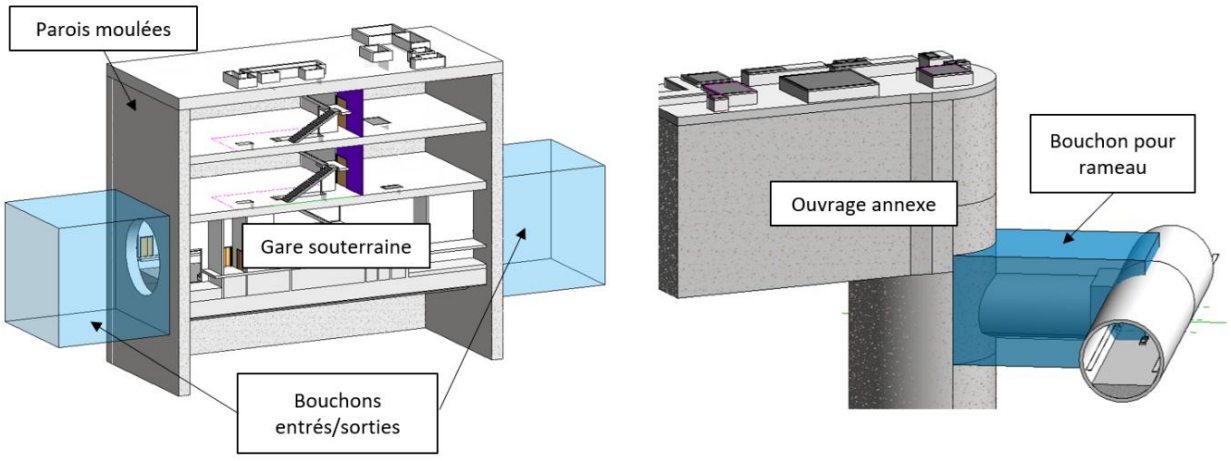


Figure 2 : Vue en 3D des bouchons traités - Eiffage

2.3. Géologie rencontrée

Le tracé du tunnelier est implanté dans les formations tertiaires du bassin Parisien :

- Le Calcaire de Saint-Ouen (SO) est constitué d'un faciès carbonaté à dominance de calcaire marneux, beige-blanchâtre à légèrement rosé ;
- Les Sables de Beauchamp (SB) se composent d'un sable fin limoneux, cohésif et compact, parfois grésifié ou complètement lâche et pulvérulent. Ils comportent parfois un niveau médian de moindre perméabilité ;
- Les Marnes et Caillasses (MC) sont essentiellement un calcaire marneux, tendre à semi-rocheux. Dans sa partie inférieure, on retrouve majoritairement des bancs rocheux durs, souvent fracturés ;
- Le Calcaire grossier (CG). La partie supérieure est constituée d'un calcaire dur, faisant apparaître des bancs coquilliers. La partie inférieure apparaît parfois plus altérée, avec présence de glauconie. Sa perméabilité est majoritairement due à l'existence de fissures plutôt horizontales.

Deux nappes superposées sont en interaction avec les ouvrages souterrains au droit de l'ensemble du projet ; la nappe du Bartonien qui baigne les formations au-dessus de l'écran médian des SB et la nappe du Lutétien dans le CG, les MC et la partie inférieure des SB. La quasi intégralité des creusements se font sous nappe. L'objectif est donc de ramener la perméabilité des sols (cf. Tableau *1*) à des valeurs de $5E^{-6}$ à $5E^{-7}$ m/s.

Tableau 1: Gammes de perméabilité des formations excavées

Formation		k_h (m/s)	k_v (m/s)
Calcaires de Saint-Ouen		$1\ E^{-5}$ à $3\ E^{-3}$	$2\ E^{-6}$ à $3\ E^{-3}$
Sables de Beauchamp	Sableux	$2\ E^{-5}$ à $9\ E^{-4}$	$2\ E^{-6}$ à $2\ E^{-4}$
	Argileux	$1\ E^{-8}$ à $1\ E^{-7}$	$2\ E^{-10}$ à $1\ E^{-8}$
Marnes et Caillasses		$5\ E^{-5}$ à $5\ E^{-4}$	$1\ E^{-5}$ à $5\ E^{-4}$

Les principales difficultés sont liées à la réalisation de creusement sur des fronts mixtes (SO/SB, SB/MC ou MC/CG) qui ne sont pas traités par la même technique et à l'hétérogénéité des terrains rencontrés. En particulier, dans les SB : des alternances de couches grésifiées, sableuses et argileuses. Cette configuration géologique complexe a justifié la réalisation d'un puits d'essai préalable (Giroux 2021).

3. Techniques et contrôles associés

3.1. Traitements de terrain appliqués au projet

Les traitements utilisés sont le jet-grouting pour les faciès sableux (SB) et les injections répétitives et sélectives IRS pour les terrains marneux à calcaires (SO, MC, CG). La plupart des traitements sont situés à l'interface entre deux formations différentes (SO, SB et MC). Dans ce cas, un traitement mixte avec un recouvrement d'un mètre entre les deux techniques est nécessaire pour assurer une bonne transition à l'interface (cf. Figure 3). Les traitements de sols sont utilisés pour maitriser les venues d'eau lors du creusement des rameaux ou des entrées / sorties en terre des TBM. Ils préviennent également les phénomènes de break in (stabilité du front de taille lorsque le TBM entre en terre) et break out (inondations ou débourrage lors de l'entrée en station du TBM). Afin de garantir un bon collage entre le bouchon et la paroi moulée, le traitement du sol est préférentiellement effectué après la paroi moulée. Dans certains cas, en raison des contraintes de planification chantier, le traitement du bouchon a dû être réalisé en premier. C'est le cas pour l'Ouvrage Annexe OA 401P : des colonnes de jet-grouting ont été créées à cheval (cf. colonnes vertes Figure 4 et Figure 5) des futures parois pour assurer l'étanchéité du traitement et pour éviter des déviations importantes de l'outil de forage lors de la réalisation des parois.

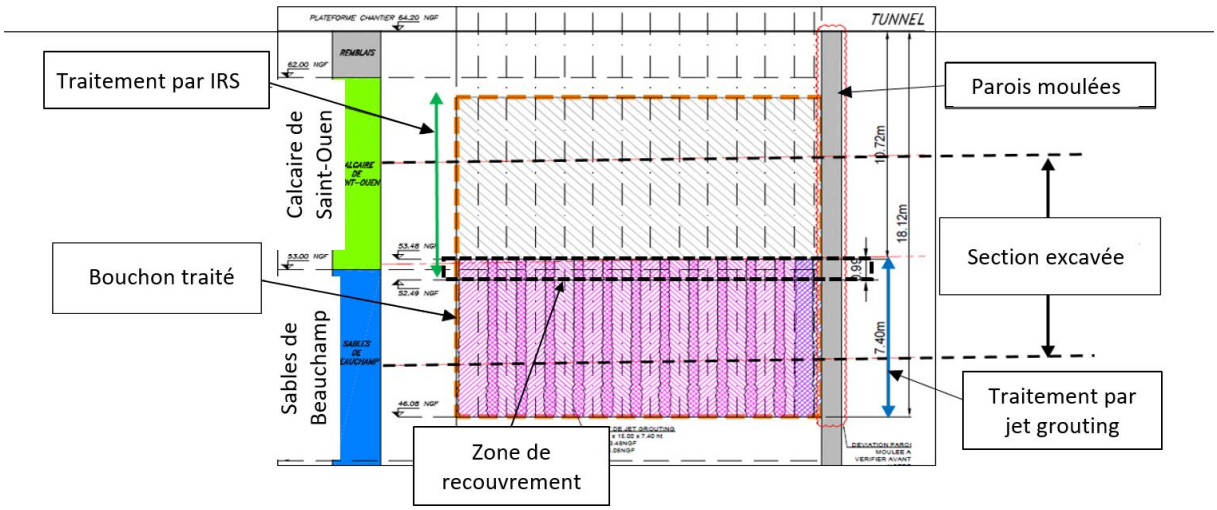


Figure 3 : Coupe longitudinale d'un traitement mixte type - Eiffage

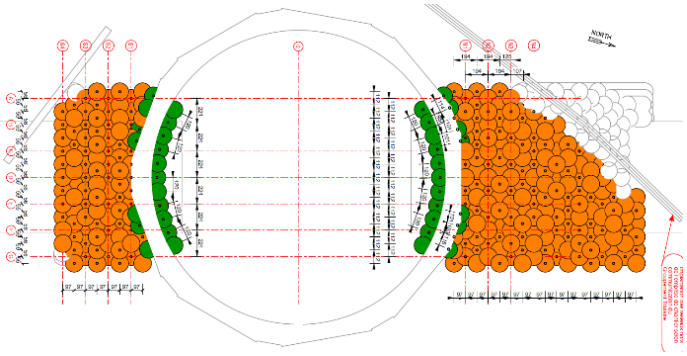


Figure 4 : Vue en plan du traitement en jet + colonnes vertes (OA 401P) – Webuild-NGE GC

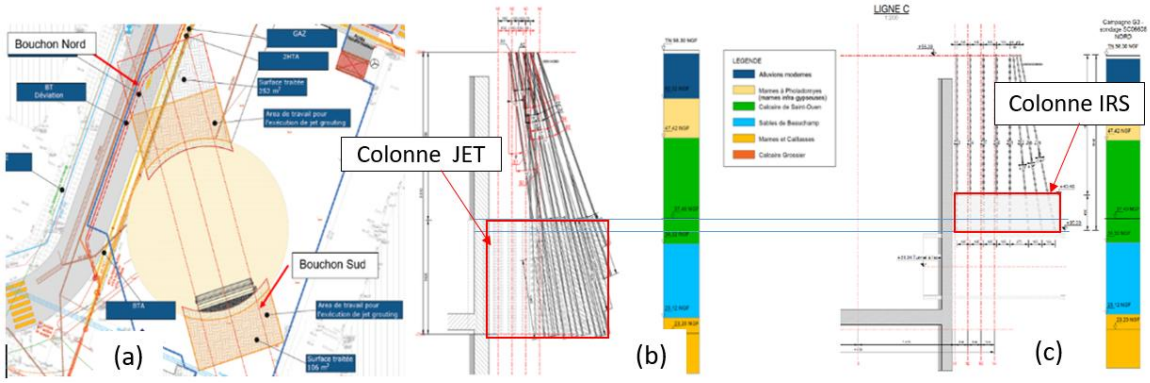


Figure 5 : Traitement E/S (a) du TBM : jet-grouting (b) et IRS (c) (OA 401P) – Webuild-NGE GC

L'impact de ces travaux en surface est contrôlé en continu par une instrumentation surveillant les mouvements pendant les phases d'injections avec alerte par mail dès le dépassement des seuils d'alertes.

La méthode IRS (norme EN12715) consiste à injecter un coulis de ciment sous haute pression à l'aide d'un obturateur double dans un forage équipé de tubes à manchettes préalablement scellés dans le terrain par un coulis de gaine. L'injection de chaque manchette est effectuée par phases successives espacées de 24h. Des critères d'arrêt de volume (selon l'indice des vides et le rayon d'action voulu) et de pression (type de terrain et contraintes environnementales – sensibilité des avoisinants) sont définis pour éviter les consommations de coulis importantes et les désordres en surface ou sur des structures enterrées proches. Le phasage des travaux est le suivant :

- Implantation et réalisation des forages ;

- Equipement des forages et injection coulis de gaine ;
- Injection de type IRS par passes remontantes de 33 cm ;
- Contrôle du bouchon par des forages carottés verticaux et des essais d'eaux.

Les paramètres suivants ont été appliqués (Nguyen, Chalivat et al. 2022) :

- Maillage triangulaire (1,75 m pour les rameaux) à rectangulaire (2*2,25 m pour les bouchons d'entrée/sortie du tunnelier) ;
- Diamètre du forage : 90 à 180 mm en rotation simple sous fluide (eau ou coulis) ;
- Pression d'injection : 6 à 20 bars ;
- Volume d'injection moyen : 150 à 250 L/manchette ;
- Critère d'arrêt : Pression (10 à 12 bars) et Volume (150 à 220 L).

Un plot d'essai peut s'avérer nécessaire, selon la connaissance des terrains, pour caler les paramètres d'injection, le maillage et les caractéristiques du coulis d'injection (rhéologie).

Le jet-grouting est un « procédé de déstructuration hydraulique, de mélange et de substitution partielle d'un sol par un jet de fluide à haute énergie » (norme EN12716). La technique du jet double consistant à injecter un coulis de ciment entouré d'un jet d'air a été mise en œuvre sur la ligne 16. Le phasage des travaux est le suivant :

- Implantation et réalisation des forages ;
- Exécution de la colonne en remontant ;
- Contrôle du bouchon (déviation, diamètre, qualité du mélange et perméabilité) ;

La réalisation des colonnes génère un volume excédentaire de mélange de sol-ciments (spoil ou rejets) dont la bonne évacuation est essentielle pour limiter les éventuels impacts. Les paramètres suivants ont été appliqués (Nguyen, Chalivat et al. 2022):

- Maillage des forages triangulaire (1 à 1,2 m) ;
- Diamètre du forage : 120 à 220 mm ;
- Déviation du forage : 0,5% (à 1% pour les inclinaisons < 20 ° et 2 % au-delà) ;
- Résistance du coulis 3 MPa à 28 jours ;
- Énergie : 60 à 90 MJ/ml - diamètre de la colonne traitée : 1,5 m.

Un plot d'essai permet de valider les paramètres de jet-grouting pour obtenir le diamètre objectif des colonnes et la résistance du mélange sol-ciment. Si la stratigraphie au droit du traitement est nécessairement contrôlée, la systématisation du plot d'essai est à recommander même en cas de bonne connaissance du site (plots déjà réalisés à proximité, dans un contexte géologique homogène et hydrogéologique semblable).

En phase de production, 5 % des colonnes sont contrôlées par carottage et mesure du diamètre au cylindre électrique (Frappin, Morey, 2001). Des mesures de perméabilité sont effectuées dans un forage carotté. Les enregistrements de déviation sont exploités dans un modèle 3D pour s'assurer de l'absence d'espaces non traités. Dans le cas contraire, des colonnes supplémentaires sont exécutées.

3.2. Contrôles horizontaux après terrassement

Une fois que les travaux de terrassement et la réalisation du radier de l'ouvrage sont terminés, une nouvelle série de contrôles est nécessaire. Des forages horizontaux (cf. Figure 9) supplémentaires sont effectués afin de confirmer la liaison entre le bouchon et la paroi moulée (carottés courts de 1,2 à 2,0 m selon l'épaisseur de la PM) et la qualité du bouchon traité (carottés longs 10 m). Leur nombre et leurs positions sont définis selon :

- Le phasage de réalisation du bouchon par rapport à la paroi moulée ;
- La forme des ouvrages ;
- Les conditions géologiques (la présence des blocs de grès, gypse…) ;
- La géométrie d'ouverture du bouchons/rameaux ;
- Les résultats des contrôles du bouchon par des forages verticaux.

4. Parades mises en œuvre sur des cas singuliers

4.1. Soulèvements en surface

Le bouchon Sud-Ouest de l'ouvrage OA3303, exécuté pour permettre l'entrée en terre du TBM, associe les traitements suivants, réalisés après la paroi moulée :

- En premier, IRS dans les MC puis dans le SO ;
- En second, jet-grouting dans les SB intercalaires sur une épaisseur de 10 m, avec recouvrement de 1,0 m au niveau des interfaces géologiques.

Pendant ces injections, des soulèvements et une déformation horizontale importante du quai Tjibaou et du réseau EU de la DEA (cf. Figure 6) ont été remarqués (cf. Figure 7).

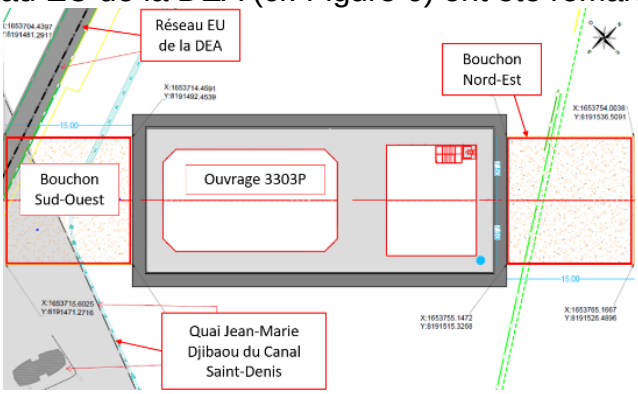


Figure 6 : Positions du réseau EU, du quai Tjibaou et du bouchon Sud-Ouest (OA 3303P) - Eiffage

Afin de limiter la déformation des ouvrages avoisinants, une méthode observationnelle a été mise en place avec des dispositions constructives spécifiques et un renforcement de l'auscultation en temps réel des ouvrages limitrophes. La surveillance a comporté :

- A l'intérieur du réseau DEA : mesures de convergence, de tassement et d'ouverture de fissures associées à des inspections visuelles régulières ;
- Au-dessus du réseau DEA : Nivellement de la voirie et suivi topographique du quai.

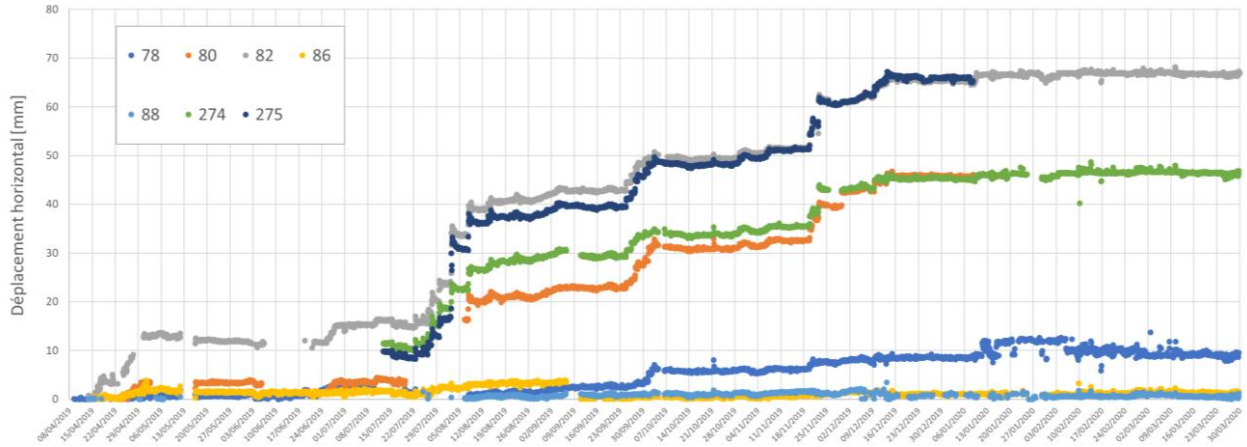


Figure 7 : Synthèse des déformation horizontales du quai Tjibaou

Les adaptations des travaux ont démarré dès la phase IRS avec un écran de protection injecté à basse pression à la suite du dépassement des premiers seuils de vigilance.

Puis, lors du jet-grouting, le phasage des colonnes a été adapté et des évents réalisés pour canaliser le spoil et minimiser les surpressions dans les terrains superficiels. Ces évents ont été forés en 150 mm et équipés de tube perforé de 100 mm dans leur partie inférieure, descendue jusque dans les SB et calée selon les propriétés géo-mécaniques des SB. Un espacement de 2 m a été choisi entre évents compte tenu du calepinage des colonnes; ils ont été surveillés, très régulièrement rincés et leur profondeur contrôlée pour

garantir leur efficacité. Il a été nécessaire de forer plusieurs séries d'évents au fur et à mesure de l'avancement des travaux. Moyennant l'ensemble de ces dispositions et notamment grâce à la mise en place de la méthode observationnelle, le traitement par jet-grouting a pu être mené à terme sans adaptation complémentaire, notamment de l'énergie utilisée pour l'exécution des colonnes.

4.2. Obstacles en surface et protection

L'ouvrage OA 401P est implanté à proximité d'une conduite de gaz et d'eau, d'une antenne, et d'une voirie (réseau GrDF en vert cf. Figure 8). La circulation devait y être maintenue, empêchant la mise à découvert de la conduite. Ces contraintes, pour la réalisation des bouchons pour l'entrée et la sortie du TBM, ont conduit aux dispositions suivantes :

- Inclinaison des forages : 20 % des forages jusqu'à 22 ° selon la verticale ;
- Réduction de la taille de bouchon Sud avec l'ajout d'une virole ;
- Surveillance rapprochée de la conduite en cours de production.

Un traitement mixte a été effectué en débutant par le jet-grouting suivi des injections IRS. Malgré ces dispositions sécuritaires mises en œuvre, des mesures supplémentaires ont été adoptées dès les premières déformations constatées.

Pendant la phase de jet-grouting :

- Forages en gros diamètre (200 mm) et pré-jet à l'eau, basse pression (environ 200 bars) pour faciliter la remontée du spoil;
- Surveillance du spoil avec interruption des travaux en cas de remontée discontinue ;
- Phasage de la réalisation des colonnes afin de garder une distance minimale entre deux colonnes consécutives et créer une barrière vis-à-vis des avoisinants sensibles.

Pour la phase d'injection IRS :

- Réduction du débit d'injection (environ 7 L/min) ;
- Distance minimale (5 m) entre deux forages d'injection simultanés.

Figure 8 : Déplacement de la palissade au droit du bouchon (OA 401P) – Webuild NGE GC

Des déplacements se sont produits en surface (cf. Figure 8). Les plus importants ont été constatés sur la cible 26 sur la palissade (155 mm, où l'inclinaison des colonnes est maximale) et sur la cible 59 (142 mm, au droit de la conduite de gaz au niveau de la palissade). La méthode observationnelle a alors été mise en place pour gérer le risque, avec une auscultation continue transmettant des alertes en temps réel lorsque les seuils de déformations étaient dépassés. Le chantier s'est poursuivi sans incident majeur et en accord avec l'exploitant.

4.3. Venues d'eau au terrassement ou au carottage

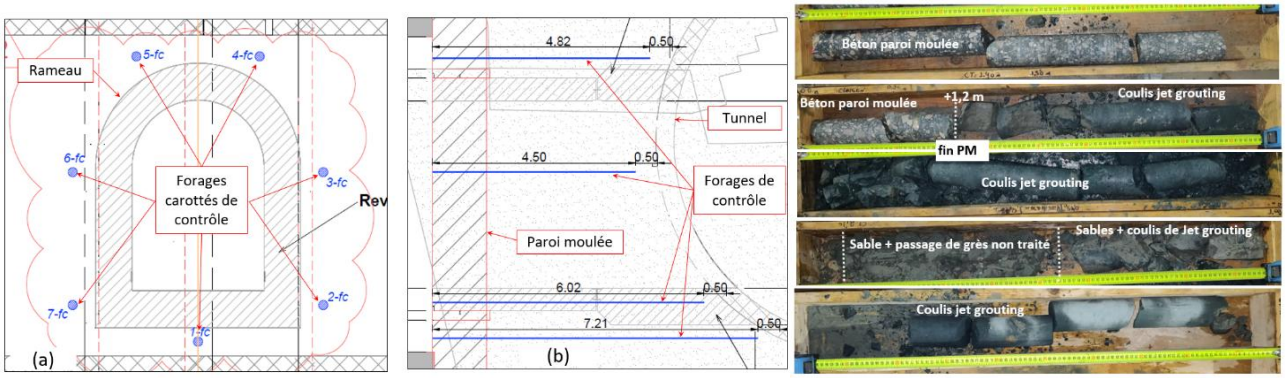


Figure 9 : Carottage horizontal du rameau OA 3301P- Eiffage

Bien que les bouchons traités soient globalement de bonne qualité, certains ont nécessité des injections horizontales supplémentaires à la résine et/ou au coulis de ciment. La présence d'éléments de grès dans les SB (cf. Figure 9), pourtant identifiée lors des reconnaissances mais dont l'étendue restait incertaine, a ainsi contribué à réduire l'efficacité du traitement initial par jet-grouting. Les contrôles de collage, prévus initialement pour les bouchons réalisés avant les parois moulées, ont été généralisés et systématiquement injectés, car ils permettent également de vérifier l'intégrité du massif de terrain traité et de fiabiliser le traitement au contact paroi moulée / bouchon.

5. Conclusions

La création du métro souterrain de la ligne 16 du Grand Paris Express étant réalisés sous nappe, les travaux, situés à l'interface tunnel / gare et puits, nécessitent de maitriser les venues d'eau. Les différentes techniques de traitement utilisées pour réduire la perméabilité des sols (objectif : 5 E^{-6} à 5 E^{-7} m/s) sont le jet-grouting et les injections IRS. Bien que de nombreuses dispositions aient été mises en œuvre dans le cadre de la maitrise des risques, des aléas se sont produits nécessitant une réactivité et une adaptation des méthodes, pour maitriser les soulèvements (évents, phasage d'exécution adapté et un renforcement de l'auscultation) ou pour limiter les venues d'eau (systématisation des contrôles horizontaux et injections de collage). En plus de la nécessité d'un suivi d'exécution fin, destiné à maitriser l'impact des travaux, il a été réalisé deux phases de contrôles (réception des travaux de traitement de terrain et vérification in situ de la faible perméabilité des massifs de sol) permettant de maitriser les risques et de sécuriser les délais des travaux. Les traitements de sols sont à réaliser préférentiellement après les parois moulées pour garantir un bon contact. S'ils sont réalisés avant, des injections de collages s'avèrent sont nécessaires. Au regard des aléas constatés dans des emprises réduites, comportant parfois des obstacles en surface, l'opportunité de réaliser des traitements horizontaux mériterait d'être étudiée.

6. Références bibliographiques

Nguyen, Chalivat et al. (2022), Ground improvement by jet-grouting and injection to control hydraulic conditions in the frame of Grand Paris Express Project, North-East section: methodology and quality control sequence, Journal of mining & Earth Science.

Giroux et al. (2021), Grand Paris Express L16 traitement des Sables de Beauchamp, Conférence AFTES (Paris)" Article n°343

Frappin, Morey (2001), mesure du diamètre des colonnes de jet-grouting par la méthode du cylindre électrique, TRAVAUX, n°775, pp 55-60.

INFLUENCE DES EXPLOITATIONS DE CHARBON PROFONDES SUR LA STABILITE DE CAVITES SOUTERRAINES

INFLUENCE OF DEEP COAL MINES ON THE STABILITY OF UNDERGROUND CAVITIES

Temenuga GEORGIEVA[1,2], Fanny DESCAMPS[1], George AJDANLIJSKY[3], Sara VANDYCKE[1], Jean-Pierre TSHIBANGU[1]
[1] Université de Mons, Mons, Belgique
[2] Euridice, Mol, Belgique
[3] University of Mining and Geology "St Ivan Rilski", Sofia, Bulgarie

RÉSUMÉ – Les Hauts-de-France et la Wallonie sont concernés par d'anciennes exploitations profondes de houille auxquelles se superposent de nombreuses cavités souterraines à faible profondeur. L'influence des exploitations de charbon sur la stabilité d'une ancienne carrière en chambres et piliers est étudiée par le biais de modélisations aux éléments finis. Les effets à la surface sont également abordés.

ABSTRACT – Hauts-de-France and Wallonia are concerned by deep coal mines, overlaid by numerous underground cavities at shallow depth. The influence of coal mines on the stability of an abandoned room-and-pillar quarry is studied by means of finite element models. The effects on surface are also investigated.

1. Introduction

L'amélioration transfrontalière de la prévention et de la gestion des risques du sous-sol engendrés par les terrains sous-cavés fait l'objet de recherches dans le cadre du projet Interreg FWVl RISSC. En effet, ces régions sont marquées par de nombreuses cavités souterraines, anthropiques ou naturelles, situées à faible profondeur. Parallèlement, ces territoires sont aussi concernés par d'anciennes exploitations de houille allant du bassin du Nord-Pas-de-Calais jusqu'à la région liégeoise, et même au-delà.

Dans la démarche transfrontalière, une analyse systématique a été menée sur les deux versants pour identifier les contextes spécifiques où des cavités souterraines à faible profondeur se superposent à des exploitations profondes. Dans ce travail, nous présentons d'abord les contextes des cavités souterraines et des exploitations de houille dans les Hauts-de-France et en Wallonie. Ensuite, nous étudions un cas particulier dans la région de Mons (Belgique) où la craie phosphatée a été exploitée à faible profondeur et où l'exploitation du charbon a été particulièrement intense. Des modèles numériques intégrant les deux types d'exploitation sont proposés en tenant compte de la séquence d'extraction.

2. Contexte des cavités souterraines et exploitations minières profondes en Hauts-de-France et en Wallonie

2.1. Cavités souterraines à faible profondeur

Un inventaire des cavités souterraines dans les Hauts-de-France et en Wallonie a été réalisé (Lefebvre 2019, Pacyna 2019). Vu leur contexte géologique comparable, des similitudes existent entre les deux régions en termes de typologie des cavités souterraines (Figure 1). Ainsi, on y retrouve des exploitations souterraines de craie ou de sable, des cavités karstiques - certes moins nombreuses en Hauts-de-France qu'en Wallonie - et des mines de fer notamment. Cependant, certaines disparités ont été mises en évidence, avec des types de cavités qui influencent de manière plus prégnante certaines zones des Hauts-

de-France. C'est le cas des sapes de guerre, des souterrains refuges ou d'habitats troglodytiques par exemple. A l'inverse, en Wallonie, existent de vastes carrières souterraines de craie phosphatée alors qu'en Hauts-de-France, ce type d'exploitation est d'emprise réduite ou plutôt à ciel ouvert.

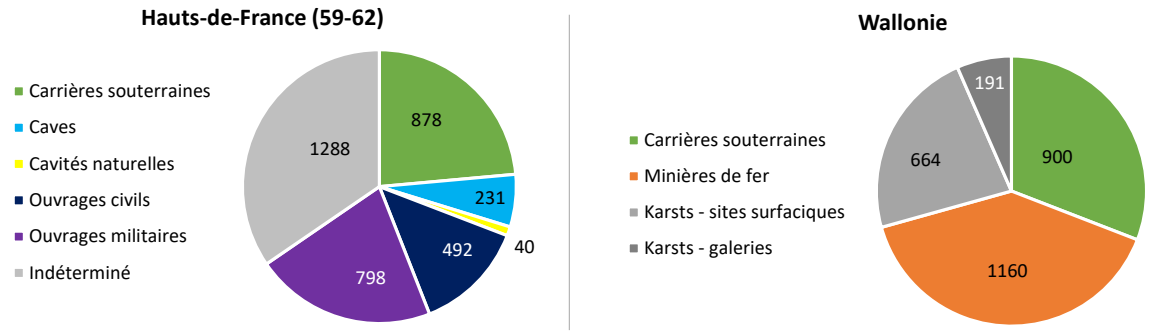


Figure 1. Inventaire des cavités souterraines dans le Nord (59), le Pas-de-Calais (62) et en Wallonie d'après les données et la nomenclature de Géorisques (https://www.georisques.gouv.fr/) et du géoportail de la Wallonie WalOnMap (https://geoportail.wallonie.be/walonmap).

2.2. Panorama des bassins houillers du Nord-Pas-de-Calais et de Wallonie

Les Hauts-de-France et la Wallonie présentent une histoire industrielle similaire, en étroite relation avec le développement des exploitations de houille.

Sur le plan géologique, les gisements s'étendent depuis le bassin du Nord-Pas-de-Calais (NPC) jusqu'à la région liégeoise, et même au-delà. Ils se caractérisent par des couches nombreuses et peu puissantes : de 0.5 à 1m en Wallonie, de 0.8 à 2.9 m en Hauts-de-France. Les veines sont séparées par des intercalaires stériles schisto-gréseux plus ou moins épais. En Wallonie, le nombre de veines reconnues passe de 120, à l'ouest de Mons, à zéro, un peu à l'ouest d'Andenne.. Dans les Hauts-de-France, plusieurs dizaines de veines ont été exploitées dans le NPC. Le gisement est en plateure à l'ouest et au centre du bassin, puis se redresse vers l'est jusqu'à 40-50°.

La présence de grisou est une autre caractéristique commune de ces gisements. De plus, en raison d'une géologie complexe (plissements, charriages, failles), les travaux miniers, qui suivent les veines de charbon, ont des géométries très variables.

Historiquement, l'exploitation du charbon a commencé en Wallonie dès le 10ème siècle et n'a démarré en Hauts-de-France qu'au 18ème siècle. Les exploitations ont évolué jusqu'à plus de 1000m de profondeur. La longue taille a été la méthode la plus répandue pour exploiter des gisements de houille en plateure en Wallonie et dans les Hauts-de-France.

La production cumulée de houille est comparable dans les deux régions, de l'ordre de 2 milliards de tonnes. De nos jours, des archives documentaires sont conservées au Service Public de Wallonie et par le Département Prévention et Sécurité Minière (DPSM) en France.

3. Etude de cas dans la région de Mons (Belgique)

3.1. Présentation du site

Entre 1877 et 1925, la craie phosphatée a été exploitée au Sud-Ouest de Mons pour la production d'engrais. Les carrières souterraines de la Malogne constituent un ensemble d'exploitations contigües par chambres et piliers sur une superficie globale de 67 ha. L'exploitation y a été principalement menée sur un niveau, à une profondeur de 13 à 25m. Les chambres mesurent 4 à 5m de large pour 5 à 9m de hauteur. Elles sont séparées par des piliers de 3.5 à 4.5m de largeur. Aujourd'hui, la partie septentrionale est complètement noyée. Le site sert de zone test dans le cadre du projet RISSC. Ainsi, un secteur de 25ha a été étudié en détails (Georgieva et al. 2020a). De nombreuses données y ont été

collectées : cartographie, caractérisation du massif rocheux (levés structuraux, RMR, GSI), essais en laboratoire sur la craie phosphatée et les épontes.

La région est également connue pour ses exploitations de houille, particulièrement intensives (bassin du Borinage). Au droit de la Malogne, la concession des Produits et Levant du Flénu a exploité, entre 1860 et 1963, jusqu'à 24 veines de charbon, à des profondeurs allant de 200 à 840m environ. Les coupes verticales et les plans miniers archivés permettent de reconstituer précisément les anciens travaux miniers.

Chronologiquement, on peut donc distinguer 4 périodes : (1) l'exploitation du charbon uniquement (1860-1877), (2) l'exploitation simultanée du charbon et de la craie phosphatée (1877-1925), (3) l'exploitation du charbon (1925-1963) et (4) l'abandon des exploitations.

3.2. Cadre géologique

La craie phosphatée s'intègre dans le contexte géologique du Bassin de Mons. Généralement reconnu comme une extension du Bassin de Paris, il forme une accumulation de sédiments, principalement crétacés, dans une zone de subsidence suivant une élongation Est-Ouest (Vandycke et al. 1991). La craie phosphatée est une calcarénite qui se retrouve au sommet du groupe des craies, sur le flanc sud du bassin, sous forme de lentille avec un pendage vers le Nord. Sous la craie phosphatée se trouve la craie blanche de la Formation de Spiennes tandis qu'au toit, un hardground de 60 cm d'épaisseur moyenne marque la transition avec le Tuffeau de Ciply (Vandycke 1987, Robaszynski et al. 2001 ; Figure 2).

Sur le plan structural, le bassin a été soumis à une tectonique en extension selon des directions NW-SE et NE-SW à la fin du Crétacé et de direction N-S et E-W au Tertiaire. Ainsi, le site présente une allure en horsts et grabbens.

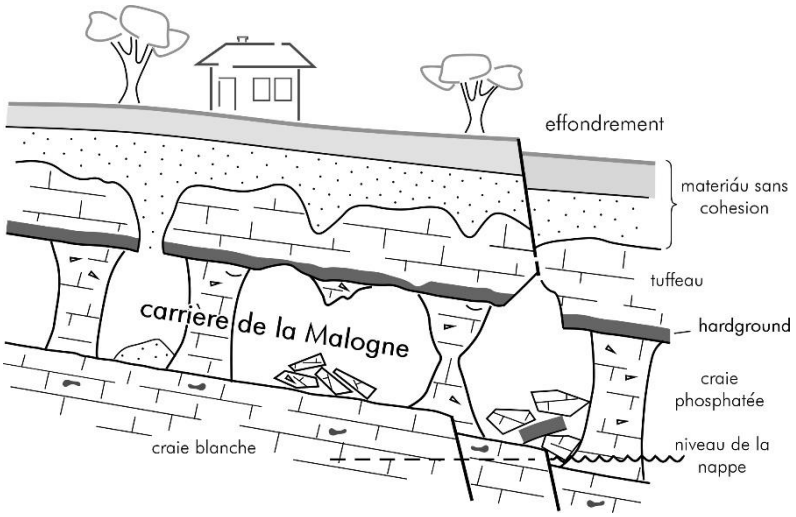


Figure 2. Coupe type N-S de la Malogne avec les principales lithologies.

Au droit du site de la Malogne, sous la couverture méso-cénozoïque, les formations paléozoïques sont essentiellement constituées des terrains houillers, à l'allure complexe. Les couches sont monoclinales au Nord de la zone étudiée et se redressent vers le Sud. Il s'agit principalement d'alternances de grès, de siltites et de schistes et de minces couches de charbon non exploitées.

3.3. Méthodologie

Des modèles 2D déformations planes aux éléments finis ont été construits qui convient aux géométries de grande échelle en intégrant à la fois les carrières souterraines de craie et les exploitations profondes de charbon sous-jacentes avec les conditions aux limites représentatives. L'objectif est d'étudier les interactions entre les cavités profondes et moins

profondes et d'évaluer leurs effets en surface. La méthodologie comprend 3 étapes : (1) la construction d'un modèle géométrique (topographie initiale et actuelle, carrières de craie et exploitations de charbon), (2) la modélisation des limites lithologiques et la connaissance du comportement géomécanique des formations et (3) l'analyse FEM à proprement parler, en tenant compte de la séquence d'extraction.

Pour construire un modèle géométrique représentatif, un grand nombre de données ont été collectées à partir de documents à différentes échelles et de levés sur site. La surface topographique initiale est construite à partir de la carte du dépôt de la guerre, établie entre 1865 et 1880. Ce premier levé topographique disponible sur la zone d'étude coïncide avec le début de l'exploitation du charbon. Par ailleurs, la topographie actuelle est fournie par le modèle numérique de terrain réalisé en 2013-2014 à partir de mesures LIDAR (données SPW).

Pour ce qui concerne l'exploitation de craie phosphatée, la cartographie des chambres et piliers a été réalisée par le SPW (Direction de la Géotechnique). Elle a été complétée par des mesures systématiques des hauteurs de chambres (Pacyna et Manceau 2018).

La géométrie des exploitations de charbon est principalement reconstituée à partir des plans miniers au 1:1000. Dans les exploitations par longue taille, l'angle d'influence détermine l'extension du modèle pour évaluer les effets en surface (Brady et Brown 2005). Sur base de travaux menés sur les charbonnages belges et français (Al Heib et al. 2005, Vervoort et Declercq 2017), une valeur de 30° a été retenue. Comme les exploitations les plus profondes sont situées à -800m, nous avons donc considéré l'ensemble des travaux miniers situés dans un rayon de 500m tout autour des carrières souterraines (Figure 3), ce qui correspond à 19 veines.

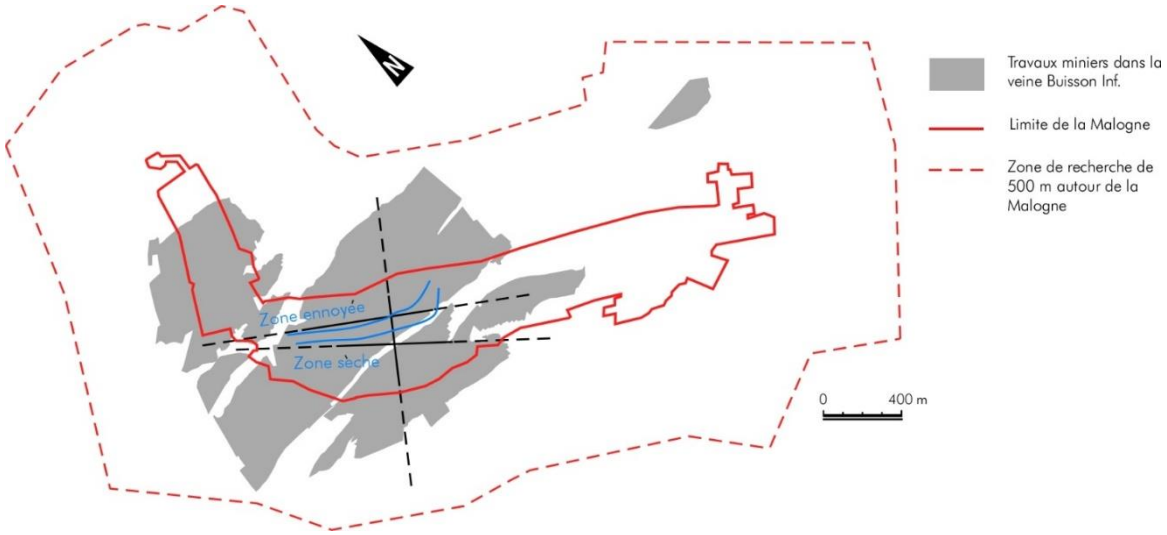


Figure 3. Exemple de numérisation des travaux miniers dans une veine. Les limites de la Malogne, de la zone de recherches des travaux miniers et les 3 sections verticales pour les modélisations FEM sont aussi représentées.

Les limites des zones exploitées ont été digitalisées et les épaisseurs des veines de charbon ont été cartographiées. La base de données 3D obtenue a permis de construire les solides géologiques des différentes veines.

Un autre aspect concerne la construction de coupes verticales représentatives pour les simulations FEM (Figure 4). Trois profils-types ont été définis compte tenu des conditions hydrogéologiques dans la carrière de craie (délimitées par les traits bleus à la Figure 3).

Sur le plan géologique, les ensembles lithologiques ont été définis en fonction de leur comportement géomécanique. Ainsi, on distingue depuis la surface : les terrains meubles, le Tuffeau de Ciply, le hardground, la craie phosphatée, la craie blanche, les grès et schistes houillers et le charbon. Les limites des formations ont été modélisées à partir des données géologiques (sondages et cartes).

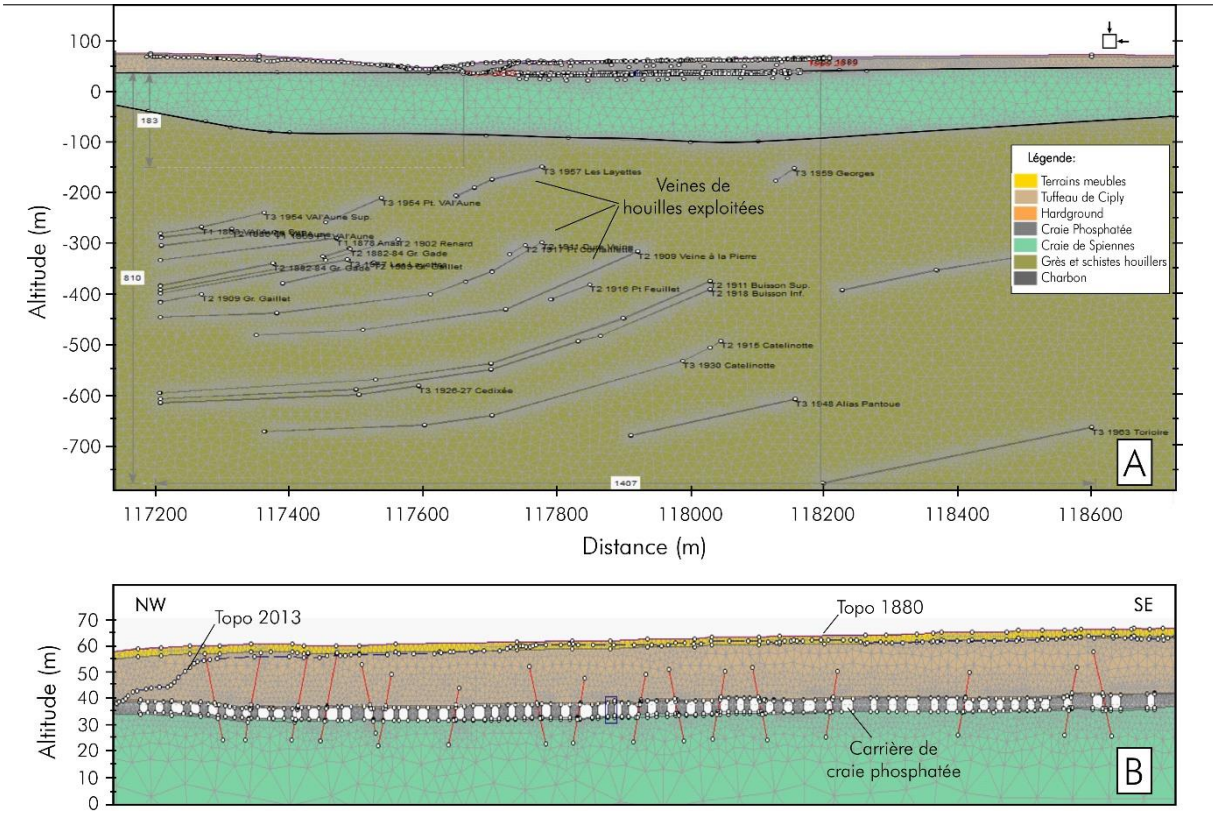


Figure 4. Aperçu de la géométrie du modèle pour le profil-type en zone sèche. A. Vue globale des exploitations en chambres et piliers peu profondes et des veines de charbon situées dans la zone d'influence. B. Détail dans l'exploitation de craie phosphatée avec simulation des discontinuités.

Les propriétés géomécaniques sont tirées d'essais de laboratoire et in-situ pour les formations crétacées et de la littérature pour les terrains meubles et le houiller (Tableau 1). On suppose un comportement isotrope élastique parfaitement plastique avec un critère de Mohr-Coulomb avec seuil de traction. Ce type de modèle peut raisonnablement prédire les déformations des couches induites par l'exploitation des veines de charbon (Ghabraie et al 2017). Grâce aux données structurales collectées (Vandycke, 1987), des discontinuités sont également intégrées au modèle ; elles concernent surtout la craie phosphatée et les formations supérieures (Figure 4B).

L'état de contraintes initial est gravitationnel. Elle est calculée à partir de la surface topographique initiale. Les conditions aux limites restreignent les déplacements verticaux et horizontaux à la base du modèle tandis que seuls les déplacements horizontaux sont bloqués sur les bords latéraux. Un maillage graduel est utilisé, plus dense autour des excavations.

Finalement, l'analyse FEM 2D est menée à l'aide de RS2 (Rocscience 2015) en tenant compte de la séquence d'extraction du charbon et de la craie phosphatée évoquée précédemment. Pour chaque veine de charbon, la séquence d'extraction, année après année, a été récupérée dans les plans miniers et implémentée dans le modèle. Pour essayer de tenir compte des spécificités de la longue taille, l'exploitation de chaque veine est simulée en deux étapes distinctes : d'abord, l'extraction du charbon (création d'un vide) et ensuite son remplacement par un matériau représentant l'arrière-taille recompactée. Il s'agit là d'une première approche qui ne tient pas compte du volume réellement foudroyé. La séquence d'extraction dans la craie phosphatée est beaucoup plus incertaine. Elle est conceptualisée en trois phases.

Tableau 1. Propriétés géomécaniques des matériaux implémentées dans le modèle.

E, module d'Young. ν, coefficient de Poisson. R_t, résistance en traction.
C, cohésion. φ, angle de frottement interne.

Matériau	E (MPa)	ν	R_t (MPa)	C (MPa)	φ (°)	Références
Terrains meubles	20	0.33	0	0	30	Georgieva et al. 2020 a, b
Tuffeau de Ciply	160	0.2	0.01	0.1	30.4	
Hardground	16600	0.11	0.7	5.4	30.4	
Craie phosphatée	1140	0.23	0.06	0.4	30.4	
Craie blanche	1400	0.25	0.07	0.54	30.4	
Grès et schistes houillers (propriétés homogénéisées)	17 000	0.15	4.8	5.2	41	Lagneau et Willame 1992 + Calibration du modèle
Charbon	3 000	0.3	1.5	1.9	48	
Arrière-taille compactée	7 750	0.1	1.5	1.7	21	

Une calibration du modèle est réalisée par itérations en adaptant les propriétés des formations paléozoïques jusqu'à ce que la topographie prédite par les simulations soit cohérente avec les levés actuels. Les propriétés renseignées dans le Tableau 1 correspondent aux valeurs finales retenues.

3.4. Résultats

Dans ce travail, nous présentons uniquement les résultats pour le profil en zone sèche. Après plusieurs simulations pour garantir que les conditions aux limites n'influencent pas les résultats, l'extension finale du modèle, tant en largeur qu'en profondeur, est de 3960m de large et 1170m de haut.

L'extraction du charbon avant l'exploitation de la craie phosphatée (T1) a d'abord été simulée. Cette phase induit des contraintes plus grandes dans les terrains houillers mais ne perturbe pas les terrains crétacés. Les plus grandes variations de contraintes verticales apparaissent à la limite entre le houiller et les craies, ainsi qu'entre les craies et les matériaux meubles. Ceci est vraisemblablement lié au contraste de propriétés mécaniques entre ces lithologies. A ce stade, les effets en surface sont très limités.

Lors de l'exploitation simultanée de la craie et du charbon (T2), les contraintes augmentent dans les intercalaires stériles, avec la formation de zones plastiques (Figure 5a). La propagation de la rupture se fait par étapes, en fonction des contraintes induites par l'exploitation et des déformations associées. Après la création d'un vide suffisant, la rupture s'initie au toit des veines de charbon et se propage graduellement vers le haut ou à travers les interbancs jusqu'aux veines exploitées les plus proches. Cela traduit le processus de foudroyage en arrière-taille. Après un certain degré d'exploitation au cours de T2, les effets du foudroyage atteignent l'exploitation de craie, montrant l'influence de l'exploitation du charbon sur les cavités moins profondes. Avec la progression de l'exploitation, la redistribution des contraintes et les déplacements induits affectent aussi des répercussions jusqu'en surface. A la fin du processus d'excavation, un déplacement vertical maximal de 5.9m est estimé en surface (Figure 5b). Le profil de subsidence a une allure asymétrique et la subsidence maximale est observée là où l'épaisseur cumulée de charbon exploité est plus importante. La Figure 5c compare les déplacements verticaux prédits par les simulations à la topographie actuelle. Dans la zone étudiée, l'écart entre les 2 profils varie de 0 à 60cm. Cela confirme la bonne corrélation entre les simulations et la topographie réelle et valide donc la calibration proposée.

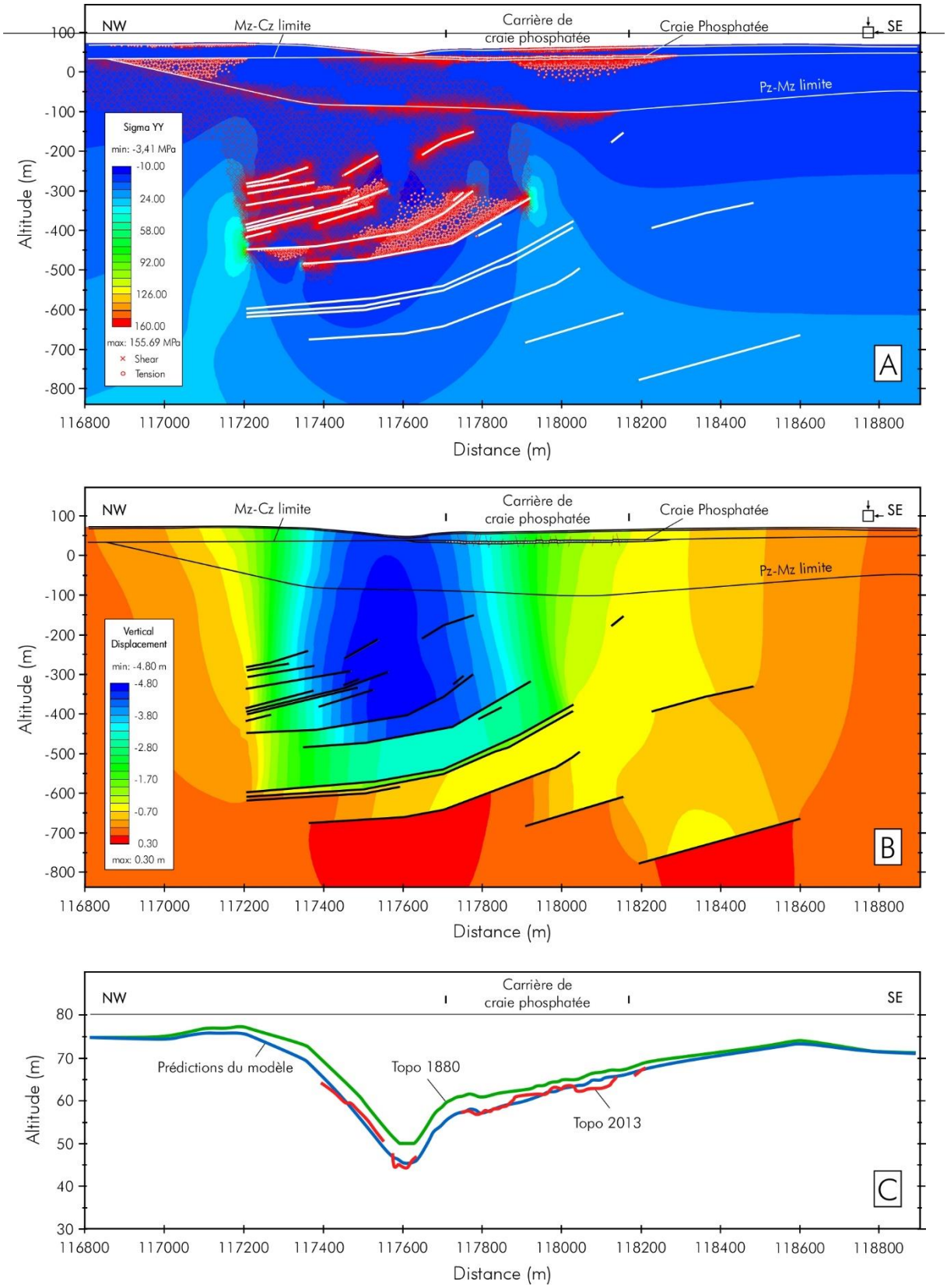


Figure 5. Résultats de analyses FEM. A. Distribution des contraintes verticales au cours de la période T2, avec développement de zones plastiques. B. Distribution des déplacements verticaux à la fin de l'exploitation. C. Comparaison des profils topographiques simulé et actuel.

4. Conclusions

Les exploitations de charbon en Hauts-de-France et en Wallonie ont eu des effets importants en surface. L'étude de cas menée dans ce travail en témoigne encore. Mais ces exploitations peuvent avoir influencé des cavités souterraines moins profondes, comme c'est le cas sur le site de la Malogne. Une méthodologie a été proposée pour modéliser de telles configurations à l'aide des éléments finis. Les résultats de simulation indiquent qu'un certain niveau d'extraction du charbon peut générer des instabilités au niveau des cavités peu profondes. Cela peut déclencher des instabilités, qui se propagent également en surface.

5. Remerciements

Cette recherche a été réalisée avec le soutien de la Wallonie et du FEDER dans le cadre du projet Interreg FWVl «RISSC». Les auteurs remercient l'équipe de l'ISSeP pour le support technique et la numérisation des cartes minières, Charbonnages du Borinage pour l'aide avec les données d'archives, et l'ASBL Projet Malogne pour leur soutien pendant les travaux sur le terrain.

6. Références bibliographiques

Al Heib M., Nicolas M., Noiret J.F., Wojtkowiak F. (2005). Residual subsidence analysis after the end of coalmine work. Example from Lorraine colliery, France. Proc. Symp. Post Mining, Nancy, FR, pp. 1-9.

Brady B.H.G., Brown E.T. (2005). Rock mechanics for underground mining, 3ème edition, Kluwer Academic Publishers.

Ghabraie B., Ren G., Smith J. (2017). Characterising the multi-seam subsidence due to varying mining configuration, insights from physical modelling. Int. J Rock Mech. Min. Scien., vol. 93, pp. 269-279.

Georgieva T., Descamps F., Vandycke S., Ajdanlijsky G., Tshibangu J.P. (2020a). Caractérisation géomecanique d'une carrière souterraine abandonnée par des mesures in-situ. Proc. JNGG 2020, 02-03 Nov. 2020, Lyon, FR.

Georgieva T., Descamps F., Gonze N., Vandycke S., Ajdanlijsky G., Tshibangu J.P. (2020b). Stability assessment of a shallow abandoned chalk mine of Malogne (Belgium). Europ. J. Environ and Civil Eng., doi.org/10.1080/19648189.2020.1762752.

Lagneau O., Willame C. (1992). Considérations sur les possibilités de production de gaz méthane à partir des veines de charbon à l'aide de forages profonds forés depuis la surface. Travail de fin d'études, Faculté Polytechnique de Mons, 102 pp.

Lefebvre C. (2019). Les types de cavités en Hauts-de-France. Colloque RISSC, Lille, FR.

Pacyna D., Manceau P. (2018). Cartographie de la hauteur des chambres à la Malogne.

Pacyna D. (2019). Les types de cavités en Wallonie. Colloque RISSC, Lille, FR.

Robaszynski F., Gale A., Juignet P., Amédro F., Hardenbol J. (2001). Sequence stratigraphy in the upper Cretaceous series of the Anglo-Paris basin: exemplified by the Cenomanian stage. SEPM, Spec. Public., vol. 60, pp. 363-386.

Rocscience (2015). RS2-Phase 2 Version 9.010 64 bit. RocScience Inc., Toronto, ON, Canada. www. RocScience.com.

Vandycke S. (1987). Tectonique et sédimentation à la limite Crétacé-Tertiaire dans le Bassin de Mons. Etudes Souterraines des Phosphatières de la Malogne. Mém. de licence en Sc. géol. et minér., ULB, 75 pp.

Vandycke S., Bergerat F., Dupuis C. (1991). Meso-Cenozoic faulting and inferred paleostresses in the Mons Basin. Tectonophysics, 192, pp. 261-271.

Vervoort A., Declercq P.Y. (2017). Surface movement above old coal longwalls after mine closure. Int. J. Min. Sci. Technol., vol. 27, pp. 481-490.

Modélisation géostatistique 3D de paramètres géotechniques des unités sédimentaires cénozoïques du Grand Paris Express.

3D geostatistical modeling of Cenozoic sedimentary units geotechnical parameters of the Grand Paris Express.

Lucas Lachérade [*1,2], Antoine Marache [1], Isabelle Halfon [2], Luc Closset [2], Alain Denis [1], Jérémy Rohmer [2], Florence Quesnel [3]
1 : Université de Bordeaux, CNRS, Arts et Métiers Institute of Technology, Bordeaux INP, INRAE, I2M Bordeaux, F-33400 Talence, France
2 : BRGM, Direction des Risques et Prévention, Orléans, France
3 : BRGM, Direction des GéoRessources, Orléans, France

RÉSUMÉ – Dans le contexte de projets d'ouvrages souterrains, la connaissance du sous-sol urbain est d'une importance majeure. Cet article s'intéresse à l'étude de la variabilité spatiale du comportement géotechnique des unités sédimentaires cénozoïques. Une modélisation 3D des essais pressiométriques est réalisée sur un tronçon du Grand Paris Express, avec au préalable une réflexion sur l'évaluation de la pression limite nette.

ABSTRACT – In the context of underground construction projects, the knowledge of the urban subsoil is of major importance. This article focuses on the study of the spatial variability of the geotechnical behaviour of Cenozoic sedimentary units. A 3D modelling of the pressuremeter tests is carried out on a section of the Grand Paris Express with a prior thinking about the assessment of the net limit pressure.

1. Introduction

La connaissance du sous-sol urbain constitue un des grands enjeux actuel et futur dans le cadre de projets d'aménagements souterrains. Afin de mieux caractériser ces sous-sols et de minimiser les risques importants pouvant survenir lors de la phase de construction des ouvrages, des campagnes d'investigation de grande ampleur sont mises en œuvre. Elles permettent de collecter une importante quantité de données géologiques, géotechniques et hydrogéologiques. Malgré cela, des imprécisions et incertitudes demeurent, pouvant induire des impacts sur les délais et coûts des travaux.

C'est dans ce contexte que s'inscrit l'étude présentée dans cet article. Une méthodologie de modélisation géologique – géotechnique 3D des essais pressiométriques est proposée avec une application à un tronçon du Grand Paris Express. Cette méthodologie vise à dresser un tableau de la variabilité du comportement géotechnique des terrains sédimentaires cénozoïques le long de la ligne d'intérêt, pour une meilleure évaluation des caractéristiques géotechniques dans chaque zone géotechniquement homogène. Préalablement à la création du modèle géotechnique, une analyse et un prétraitement des essais pressiométriques sont réalisés. Une réflexion est menée sur les critères de mise à l'écart des essais « douteux » et sur l'évaluation de la pression limite nette lorsque celle-ci n'a pas été atteinte en raison des limitations expérimentales dues à l'appareillage.

Après avoir présenté le site d'étude et les données d'intérêt avec un focus sur le traitement des essais pressiométriques, la méthodologie de modélisation géostatistique 3D, utilisant le krigeage, sera exposée. Le modèle 3D obtenu sera ensuite discuté et une analyse de l'incertitude du modèle sera réalisée.

2. Site d'étude et présentation des données

La présente étude porte sur un secteur du Grand Paris Express (Figure 1). La réalisation de ce projet de recherche est rendue possible par la Société du Grand Paris, qui fournit un

accès à leur base de données géologique / géotechnique (SONGE) compilant l'entièreté des forages, et essais réalisés le long de la ligne d'intérêt. À ce stade, pour des raisons de confidentialité, les travaux et résultats présentés ici ne pourront pas être rattachés à une localisation précise.

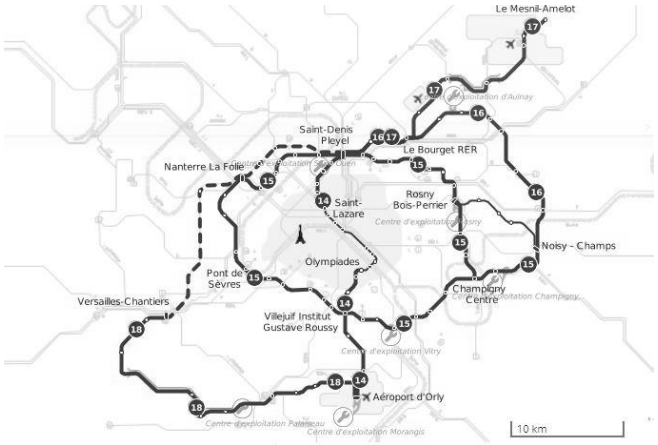


Figure 1 : Carte du Grand Paris Express (Société du Grand Paris)

Pour illustrer la démarche d'analyse spatiale, il a été choisi de travailler à partir des essais pressiométriques en raison de leur répartition régulière et de leur densité importante le long du secteur étudié : plus de 6000 essais avec en moyenne un sondage pressiométrique tous les cent mètres linéaires.

3. Prétraitement des essais pressiométriques

L'essai pressiométrique est un essai géotechnique mené *in situ* et qui permet l'obtention de trois paramètres de sol : le module pressiométrique Em, la pression de fluage Pf et la pression limite Pl. Ici, le module Em et la pression limite nette Pl* (Pl* =Pl – σ_{h0} avec σ_{h0} qui est la contrainte horizontale totale à la profondeur de l'essai) seront étudiés.

La base de données SONGE contient une importante quantité d'informations. Pour assurer la qualité de l'étude et du modèle final, l'analyse et le prétraitement des essais constituent la première étape de la méthodologie afin d'écarter les artéfacts et c'est ce qui a été fait par les bureaux d'ingénierie dans le cadre du Grand Paris Express. Dans cette étude, des tests automatiques sont mis en place pour identifier rapidement les données « douteuses » et celles à écarter de la modélisation avec élimination des essais à valeurs d'Em et Pl* négatifs et des essais avec un ratio Em/Pl*<5 traduisant un remaniement du sol (Gambin et al., 2005).

Lors de l'analyse des données pressiométriques, on constate un certain nombre d'essais pour lesquels la pression limite n'a pas été atteinte ou calculée selon les règles de la norme NF EN 22476-4. Deux facteurs relevant des limitations de l'essai pressiométrique l'expliquent : éclatement précoce de la sonde au cours de l'essai et pression limite du sol supérieure à la capacité de la sonde pressiométrique, limitée à 5 MPa dans le cas d'une sonde classique et à 8 MPa pour une sonde haute pression (norme NF EN 22476). Ces cas concernent 55% de l'ensemble des essais. Dans l'ordre décroissant, les sols les plus concernés sont :

- Les sols raides (formations marno-calcaires) avec 70-75% des essais réalisés dans ces formations ;
- Les sols intermédiaires (formations sableuses) avec 50-70% des essais ;
- Les sols mous (argiles / glaises) sont les moins touchés avec 20-25 % des essais.

Ceci peut être visualisé sur le graphe Pl*= f(Em) d'une formation marno-calcaire présente sur le secteur d'intérêt (Figure 2). Les deux bandes de points expérimentaux identifiées autour de Pl*= 5 MPa et Pl*= 8 MPa (lignes noires en tirets sur la Figure 2) témoignent de la limitation due à la capacité de la sonde pressiométrique.

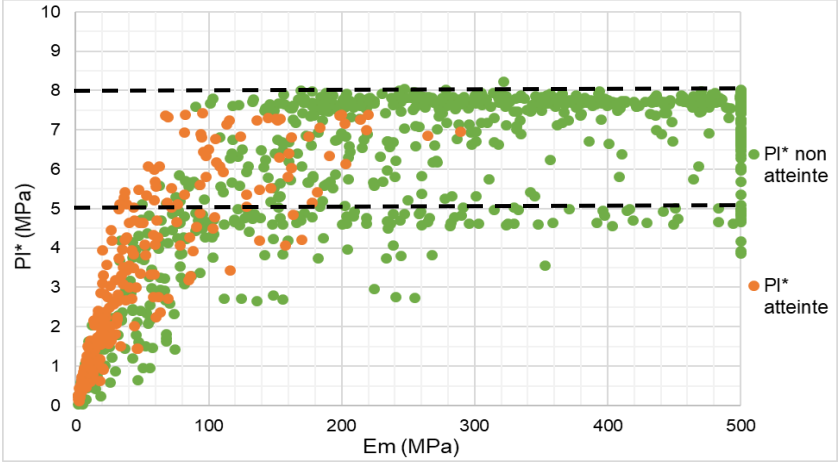


Figure 2 : Pl* =f(Em) d'une formation marno-calcaire du secteur d'intérêt du Grand Paris Express

L'objectif des travaux est d'étudier la variabilité spatiale de la pression limite nette Pl* et d'exposer clairement les contrastes entre secteurs avec faibles et fortes valeurs de Pl*. Or, cette limitation à 5 ou 8 MPa amènerait à biaiser l'analyse de variabilité spatiale qui peut en être faite si les données étaient utilisées en l'état. Pour y remédier, une estimation de la pression limite, dans les cas où celle-ci n'est pas atteinte, a été réalisée.

Différentes démarches d'évaluation de la pression limite sont régulièrement employées par les géotechniciens, par exemple à partir de la pression de fluage. Cependant, dans les formations raides, très régulièrement la Pf n'est pas atteinte au cours des essais. Dans le cadre de cette étude, l'estimation sera basée sur la corrélation existante entre pression limite nette et module pressiométrique.

La démarche est employée indépendamment sur chaque formation sédimentaire cénozoïque et se base sur les essais où la Pl* a été atteinte. Ces essais sont reportés sur un graphe Pl*= f(Em), puis une « enveloppe de prédiction » est tracée à travers l'utilisation de droites de régressions linéaires et le calcul des intervalles de prédiction au risque de 5 % qui en découlent. Les valeurs de Pl* probables sont simulées à l'intérieur de l'enveloppe par tirage semi-aléatoire à partir du module pressiométrique qui lui est connu (Figure 3).

La forme du nuage de points (Pl* =f(Em)) montre que l'utilisation d'une unique droite de régression n'est pas justifiable et que le recours à une droite de régression linéaire segmentée semble plus adapté. Pour cela, des classes de module pressiométrique (Em) sont définies, afin de diviser le nuage de points en plusieurs plages et de segmenter ainsi la droite de régression linéaire. Les classes de module pressiométrique (Em) sont choisies en se basant sur les travaux de Baud et Gambin (2013), qui associent des intervalles de valeurs d'Em à des types de sol (5 classes) sur leur Diagramme Pressiorama. Ici, en raison de la distribution des données expérimentales, 3 classes sont considérées :

- 1ère classe : Em<30 MPa, sol mou – consistant ;
- 2ème classe : 30<Em<300 MPa, sol raide ;
- 3ème classe : Em>300 MPa, sol raide – rocheux.

La droite de régression linéaire segmentée et les intervalles de prédiction sont définis sur les points expérimentaux (Em, Pl*) des deux premières classes (Em<300 MPa). Pour la

troisième classe, aucun point expérimental avec une Pl* atteinte pour un module pressiométrique >300 MPa n'est disponible. Les limites linéaires inférieures et supérieures sont donc disposées manuellement en veillant à ce qu'elles soient adaptées à la formation considérée et en étant limitées à Em =500 MPa. Par exemple, dans le cas des formations marno-calcaires, les intervalles sont tracés en respectant une fourchette de ratio Em/Pl* comprise entre 30 et 40, ratios couramment admis pour ces lithologies (Baud et Gambin, 2013). Une fois les enveloppes tracées, les essais à pression limite non atteinte voient leur Pl* réévaluée semi-aléatoirement à l'intérieur de ces intervalles de prédiction à partir de leur module pressiométrique. Ce traitement permet l'obtention d'une nouvelle pression limite nette nommée Pl**. Un exemple de réévaluation de Pl* (Pl**) pour une formation marno-calcaire est présenté sur la Figure 3.

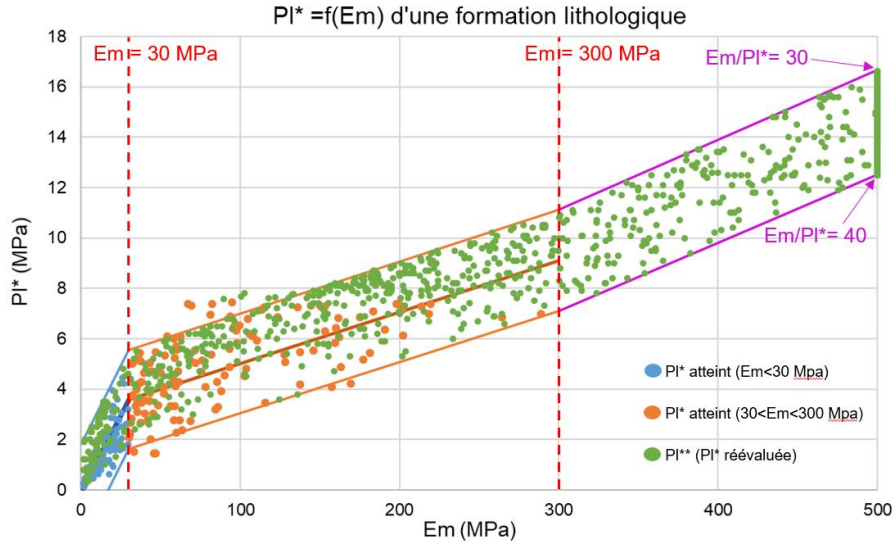


Figure 3 : Pl*= f(Em) d'une formation lithologique avec la Pl** (Pl* réévaluée)

Après traitement préalable des données et réévaluation de la Pl*, le processus d'analyse de variabilité spatiale peut ensuite être appliqué.

4. Sectorisation de la ligne

Le long des 20 km linéaires de la zone d'étude, les différentes unités géologiques présentent régulièrement d'importantes variations de leurs caractéristiques pressiométriques. Ainsi, pour chaque formation, la zone d'étude est découpée en différents secteurs homogènes en termes d'essais pressiométriques. L'objectif est de réaliser la modélisation indépendamment sur chaque secteur, ce qui *in fine* doit permettre d'obtenir un modèle global par formation plus précis. Cette division est réalisée en utilisant des méthodes statistiques comme ici la classification hiérarchique ascendante (*CHA*) (Ward, 1963), qui permet de partitionner un ensemble de données en différentes classes ayant des caractéristiques communes et l'analyse de variance (*ANOVA*) (Fisher, 1918), qui vérifie si un ensemble d'échantillons composés d'individus appartiennent ou non à la même population.

4.1. Méthodologie

La *CHA* est appliquée dans un premier temps, afin de diviser les sondages pressiométriques en différentes classes pour chaque formation. Le dendrogramme obtenu guide le choix du nombre de classes dont la pertinence est vérifiée à travers l'indice de silhouette. Après ce découpage, chaque sondage pressiométrique est associé à une classe et les résultats de cette association sont visualisés sur une vue en plan de la ligne.

Ce mode de représentation est utile à l'identification de différents secteurs géographiques de classes de pression limite nette par formation lithologique. L'*ANOVA* est ensuite mise en place en tant que « validation », ici une *ANOVA* non paramétrique est employée car l'hypothèse de normalité des échantillons est non vérifiée. Celle-ci est appliquée sur les secteurs, considérés comme des échantillons constitués d'individus que sont les sondages pressiométriques. Lors du test de l'*ANOVA*, une p-value est calculée, renseignant sur les différences entre les moyennes des groupes. Si la p-value obtenue est inférieure au seuil de 0,05 (i.e. un risque d'erreur de 5%), l'hypothèse d'homogénéité peut être rejetée, ce qui signifie que les échantillons (secteurs découpés de la ligne) n'appartiennent pas à la même population. Elle permet ainsi de vérifier la cohérence du découpage de la ligne en ces secteurs. À noter que plus la p-value est faible, plus le rejet de l'hypothèse est justifié.

4.2. Résultats

Les résultats obtenus seront illustrés pour une formation marno-calcaire de la ligne.

La classification hiérarchique ascendante (*CHA*) a été réalisée à la fois sur les données mesurées (Pl* et Em/Pl*) auxquelles s'ajoutent les données simulées (Pl** et Em/Pl**). Pour chaque variable considérée, la *CHA* est réalisée en prenant la valeur médiane du paramètre pour chaque sondage. La Figure 4 offre un aperçu des résultats des *CHA* à 4 classes pour Pl* et Pl** et 2 classes pour Em/Pl* et Em/Pl**. Le nombre des classes est choisi de façon optimale à l'aide de l'indice de silhouette. Chaque sondage pressiométrique est représenté sur la figure par un cercle dont la couleur varie selon l'appartenance à une des classes. En visualisant l'ensemble des quatre vues en plan, les zones de couleurs qui ressortent semblent être relativement similaires sur leur position et leur étendue géographique. En plus de pouvoir permettre une division de la ligne en secteurs, les résultats montrent donc qu'il n'y a pas de différences majeures entre la *CHA* sur les données brutes de Pl* et celles sur les données de Pl**. Cela signifie que la méthode de prétraitement des pressions limites remplit son double objectif : apporter de la variabilité sur les valeurs fortes sans modifier le répartition spatiale initiale des données. La ligne est divisée en 4 secteurs, ce découpage est visualisable sur chacune des cartes de la Figure 4 où les limites géographiques des secteurs sont tracées aux frontières entre les zones de couleurs/classes similaires.

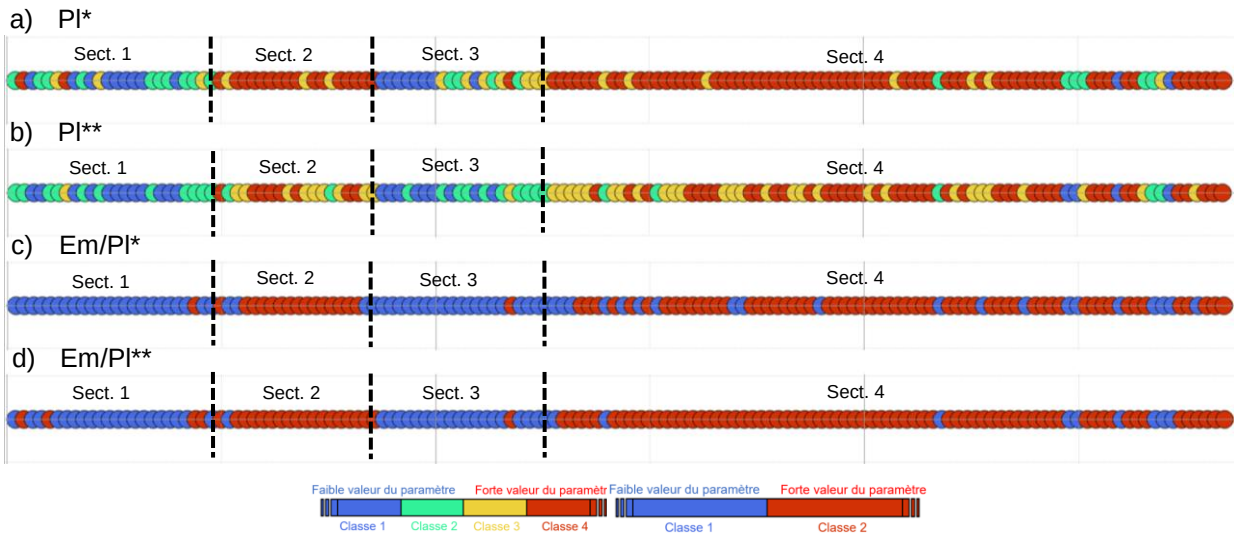


Figure 4 : Résultats des *CHA* et division de la ligne en secteurs sur : a) Pl* tous essais confondus, 4 classes ; b) Pl** (Pl* réévaluée), 4 classes ; c) Em/Pl*, 2 classes ; d) Em/Pl**, 2 classes.

Pour confirmer ce découpage, des *ANOVA* sont réalisées sur les mêmes variables testées par *CHA* en considérant les 4 secteurs (un secteur = un échantillon, un sondage = un individu de l'échantillon). Pour chaque variable ,les p-values obtenues sont extrêmement faibles (Tableau 1, dernière colonne), signifiant ainsi que les 4 secteurs n'appartiennent pas à la même population et justifiant ainsi le découpage réalisé sur la ligne. Il est à noter que pour les 4 variables, les tests réalisés sont non paramétriques (test de Kruskal-Wallis) car les hypothèses préalables à vérifier simultanément (hypothèses de normalité et d'homoscédasticité) ne le sont pas (Tableau 1, colonnes 2 et 3).

Tableau 1 : Résultats des tests de normalité, d'homoscédasticité et de l'*ANOVA*

Variable	Normalité (p-value)	Homoscédasticité (p-value)	ANOVA (p-value)
Pl*	4,20E-12	5,57E-03	7,17E-14
Pl**	1,72E-04	1,67E-02	2,60E-15
Em/Pl*	2,12E-06	2,36E-08	6,86E-14
Em/Pl**	7,70E-08	0,12	1,42E-14

5. Modélisation géostatistique 3D

5.1. Méthodologie

Une fois le découpage réalisé, la conception du modèle géostatistique 3D par secteur est ensuite entreprise, *via* l'utilisation du logiciel Isatis Neo®. Les étapes suivantes sont appliquées : carte variographique (mise en évidence d'éventuelles directions d'anisotropie dans la structuration spatiale des données), calcul des variogrammes expérimentaux dans les directions d'anisotropie (qui seront ici horizontale et verticale) pour analyser la variabilité spatiale et ajustement de modèles de variogrammes, validation croisée pour valider le modèle de variogramme et enfin réalisation du krigeage sur une grille 5 x 5 x 1,5 m^3, à partir des modèles de variogrammes définis précédemment.

5.2. Résultats

Cette méthodologie est appliquée sur la formation d'intérêt en considérant chaque secteur indépendamment des autres. Les paramètres des modèles de variogrammes de chaque secteur sont présentés dans le Tableau 2.

Tableau 2 : Modèles de variogrammes ajusté pour chaque secteur (vert. : vertical ; hz : horizontal)

			Structure 1				Structure 2			
	Pépite (MPa^2)	Isotrope	Type	Palier (MPa^2)	Portée(s) (m)		Type	Palier (MPa^2)	Portée(s) (m)	
Secteur 1	6,5	Oui	Sphérique	5	9,5		Puissance	3,5	1000	
Secteur 2	9	Oui	Sphérique	2,1	2					
Secteur 3	6	Non	Sphérique	6	10 (vert.)	100 (hz.)				
Secteur 4	7	Non	Sphérique	6,5	10 (vert.)	900 (hz.)	Exponentielle	3,8	1200 (vert.)	65 (hz.)

La Figure 5 montre un exemple de modèle obtenu par krigeage pour le paramètre Pl**. L'analyse de la Figure 5 montre que pour cette unité géologique, la pression limite nette varie sensiblement le long de la ligne. En effet, des variations importantes existent exposant des contrastes entre zones à faibles et fortes valeurs de Pl**. En ce sens, quatre ensembles se distinguent (flèches noires sur la Figure 5), à l'intérieur desquels le comportement des caractéristiques pressiométriques semble homogène. Aussi, ces quatre secteurs se recoupent quasi-parfaitement avec ceux issus de la division de la ligne par *CHA*, ce qui conforte le choix du découpage réalisé en amont. Le bilan statistique dressé pour chaque secteur et la ligne complète est présenté dans le Tableau 3.

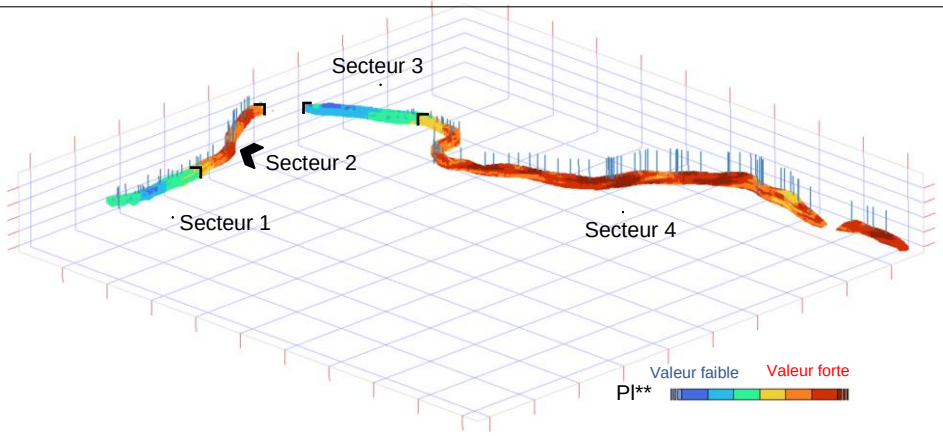


Figure 5 : Distribution spatiale de la Pl** pour une formation marno-calcaire avec une vue en perspective

Tableau 3 : Bilan statistique de la Pl** de chaque tronçon et de la ligne globale pour la formation marno-calcaire

	Nbr. points de la grille	Minimum (MPa)	Maximum (MPa)	Moyenne (MPa)	Médiane (MPa)	Coef. variation (%)
Secteur 1	128962	0,9	11,7	5,3	5,3	78
Secteur 2	141614	5,1	14,3	10,2	10,2	10
Secteur 3	144691	0,4	10,6	4,5	4,2	37
Secteur 4	629210	3,8	15,7	10,5	10,5	15
Ligne	1044477	0,4	15,7	9	9,8	32

Les incertitudes liées aux différents modèles sont représentées sur la Figure 6 par l'écart-type de krigeage (Sk). Ce paramètre quantifie la dispersion possible de la valeur (qui existe réellement) autour de la valeur estimée (Cardenas et Malherbe, 2003). Il traduit à la fois la précision de l'interpolation réalisée et la variabilité locale du paramètre étudié. Le Sk est à considérer comme un outil qualitatif, qui permet de faire ressortir les zones où les incertitudes de modèle sont un peu plus fortes. D'après la Figure 6, le Sk reste relativement modéré et constant le long du projet malgré quelques variations locales. Les quelques variations locales illustrées par un Sk plus élevé (zones en orange sur la Figure 6) montrent des zones où la connaissance du terrain est moindre en raison d'une densité de données expérimentales plus faible. Ainsi, au droit de zones d'intérêt de la ligne (par exemple : ouvrages à construire) où la fiabilité des connaissances est primordiale, l'utilisation de la carte de Sk peut, par exemple, aider à positionner d'éventuelles investigations supplémentaires.

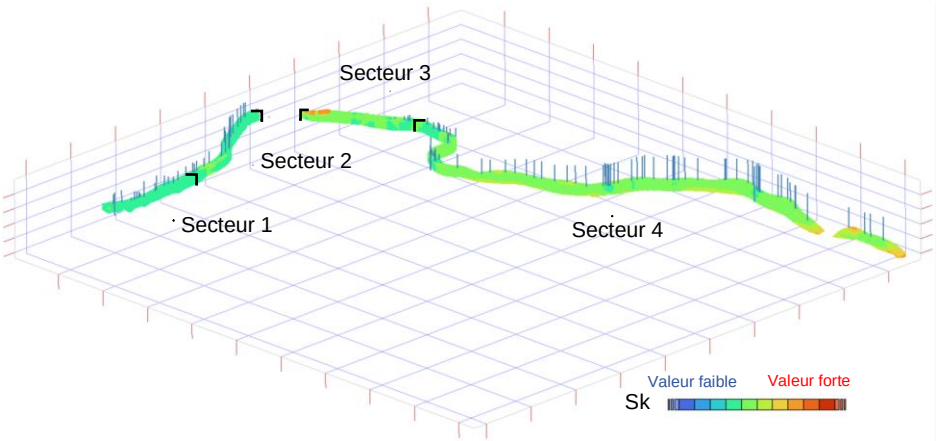


Figure 6 : Distribution spatiale de l'écart-type de krigeage pour une formation marno-calcaire avec une vue en perspective

6. Conclusion et perspectives

L'objectif de cette étude était de développer une démarche méthodologique de conception de modèle géotechnique fin à l'échelle d'une ligne de métro. Cette approche s'étend depuis le traitement préalable des données pressiométriques en proposant une réévaluation de la pression limite nette lorsqu'elle n'a pas pu être atteinte au cours de l'essai, jusqu'à la production graphique du modèle géotechnique 3D en passant par le découpage en secteurs homogènes par des méthodes statistiques.

Dans cet article, cette méthodologie a été appliquée à une formation lithologique d'intérêt retrouvée sur un des tronçons du Grand Paris Express. Les résultats de la modélisation permettent d'exposer visuellement la variabilité spatiale géotechnique et d'identifier des grands ensembles aux contrastes de caractéristiques pressiométriques similaires.

D'un point de vue géostatistique, les travaux présentés dans le cadre de cet article reposent sur une modélisation par krigeage. Toutefois, l'application de d'autres méthodes de modélisation géostatistiques est en cours de réalisation. Nous pourrons ainsi dresser un tableau comparatif des méthodes en évaluant la pertinence de chacune et menant une réflexion sur la quantification des incertitudes de modèle. L'objectif est de définir l'approche la plus adaptée à l'échelle d'un projet d'ouvrage souterrain de grande emprise, avec comme application les chantiers du Grand Paris Express. *In fine*, une réflexion sera aussi menée sur le rapprochement de la variabilité spatiale géotechnique des formations lithologiques avec les profils d'altération du régolithe autochtone.

Enfin l'application d'une telle méthodologie sur d'autres projets d'envergure plus modeste présentant un montant d'information réduit est parfaitement envisageable à condition d'un équilibre entre répartition régulière et densité de données expérimentales.

7. Remerciements

Nous tenons à remercier la Société du Grand Paris pour l'accès à sa base de données et l'intérêt porté à ces travaux, ainsi que le Bureau de Recherches Géologiques et Minières (BRGM) pour son soutien financier à l'égard de ce projet de recherche.

8. Références bibliographiques

Baud J-P et Gambin M. (2013). Détermination du coefficient rhéologique α de Ménard dans le diagramme Pressiorama. proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Paris 2013, 487-490.

Cardenas, G., Malherbe, L. (2003). Évaluation des incertitudes associées aux méthodes géostatistiques. INERIS. Laboratoire Central de Surveillance de la Qualité de l'Air. Convention n°115/03.

Fisher, R. A. (1918). The correlation between relatives on the supposition of mendelian inheritance. Trans R. Soc. Edinb.

Gambin, M., Magnan, J.P., Mestat, P. (2005). ISP5, Symposium International – 50 ans de pressiomètre. Les essais pressiométriques en France – Rappels historiques et état des connaissances. Presses de l'ENPC/LCPC Paris.

Ward, J.H., Jr. (1963). Hierarchical grouping to optimize an objective function. Journal of the American Statistical Association, 48, 236-244.

GALERIES DE SEL SOUTERRAINES AUX MDPA : SUIVI DE LA DÉFORMATION ET MODÉLISATION GÉOMÉCANIQUE

UNDERGROUND SALT GALLERIES AT MDPA: DEFORMATION MONITORING AND GEOMECHANICAL MODELING

Guillaume Modeste[1], Frédéric Masson[2], Cécile Doubre[2], François Cornet[2]
[1] *GéoRessources – École des Mines de Nancy, France*
[2] *Institut Terre Environnement Strasbourg (ITES), France*

RÉSUMÉ – Des acquisitions lidar ont été réalisées dans deux galeries de sel à 550m de profondeur dans le bassin potassique alsacien, tous les deux à trois mois entre avril 2017 et avril 2019. La déformation horizontale après deux ans est comprise entre 0.15% et 0.70% ± 0.08%. Ces valeurs sont constantes dans une galerie et graduelles dans l'autre. Ces résultats sont ensuite utilisés pour paramétrer la loi de comportement mécanique du sel.

ABSTRACT – Lidar acquisitions are carried out in two underground salt galleries at 550m deep in the Alsatian potassic basin, every two to three months between April 2017 and April 2019. After two years, the horizontal deformation ranges from 0.15% to 0.70% ± 0.08%. These values are constant in one gallery and gradual in the other. These results are then used to parameterise the mechanical behaviour law of the rock salt

1. Introduction

Le suivi des infrastructures souterraines est nécessaire pour s'assurer de leur viabilité sur le long terme. En effet, celles-ci sont susceptibles de se déformer sous l'effet des contraintes ambiantes. Ceci est d'autant plus probable lorsque ces infrastructures sont creusées dans des matériaux connus pour fluer. Outre l'aspect sécuritaire, les données ainsi collectées lors des suivis constituent une riche source d'information pour caractériser l'encaissant. Par exemple, une loi de comportement mécanique spécifique au milieu peut être paramétrée à partir de ces données.

Depuis quelques années, les appareils lidar, pour « *LIght Detection And Ranging* », sont devenus des outils incontournables de la télésurveillance. Ces appareils acquièrent des nuages de point, qui sont une représentation 3D du volume étudié. En répétant les acquisitions au cours du temps, il est possible de détecter, de suivre et de quantifier les déformations. Par ailleurs, le succès de ses appareils s'explique en partie par la précision millimétrique qu'atteignent les données acquises (Lichti et Licht, 2006).

En Alsace, suite à l'arrêt programmé de l'activité aux Mines Domaniales de Potasse d'Alsace (MDPA), un site de stockage de déchets a été creusé afin de conserver le bassin d'emploi. Le site est situé à 550 m de profondeur, dans une couche de sel de 20 m d'épaisseur. Toutefois, le site a été fermé à cause d'un incendie survenu en 2002. Depuis, le site est régulièrement surveillé et fait l'objet de nombreuses études, pour notamment déterminer son avenir.

Dans ces travaux, la déformation de deux galeries de sel, connectées au site de stockage, a été suivie par des acquisitions régulières lidar. Après deux ans, la déformation horizontale est comprise entre 0.15 et 0.70 ± 0.08 %. Toutefois, elle est homogène le long d'une galerie alors qu'elle est graduelle dans l'autre. Cette différence s'expliquerait soit par la présence d'un stot résiduel de l'exploitation minière, soit par l'orientation des galeries relativement au champ de contraintes régional. Enfin, les séries temporelles de la déformation horizontale sont utilisées pour paramétrer la loi de comportement mécanique du sel. Les résultats sont conformes aux estimations déduites des essais en laboratoire.

2. Données

Les campagnes d'acquisition lidar ont été conduites avec un Riegl VZ-2000 (Toth et Petrie, 2018 ; Figure 1.a) entre avril 2017 et avril 2019 avec une campagne tous les deux à trois mois. Sur les onze campagnes possibles, dix ont pu être réalisées. Les campagnes ont concerné deux galeries connectées au site de stockage (Figure 1.b), les galeries 11 et 12 toutes les deux hautes de 2.2 à 3 m et larges de 4 m. Néanmoins, la galerie 11 est orientée N008°W et longue de 100 m alors que la galerie 12 est orientée N040°E et longue de 80 m. Ensuite, chaque campagne se constitue de huit acquisitions afin de couvrir l'ensemble des deux galeries (Figure 1.b). Pour faciliter le suivi de la déformation, des réflecteurs spécifiques ont été installés le long des deux galeries sous forme d'arche. Ces derniers ont été fixés aux toits (plafond) et aux parements (parois) des galeries par trois (Figure 1.c), tous les 10 m dans la galerie 11 et tous les 8 m dans la galerie 12. Les réflecteurs n'ont pu être fixés au mur (sol) des galeries, nous empêchant de suivre aisément la déformation verticale.

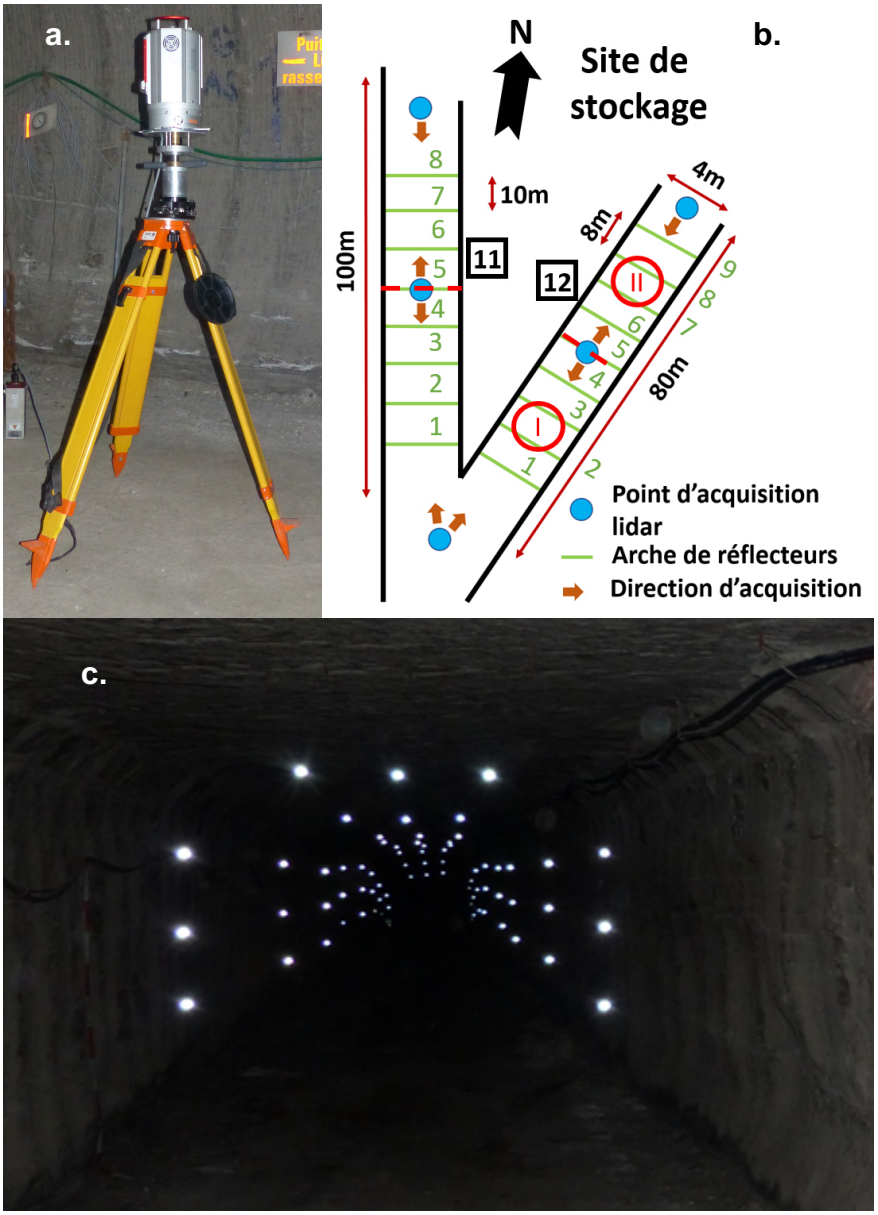


Figure 1. Présentation d'une campagne d'acquisition avec l'appareil utilisé (a), le schéma des galeries et des points d'acquisitions (b) ainsi qu'une photo de la galerie 11 avec les réflecteurs installés (c) (d'après Modeste et al., 2022 ; Modeste, 2020).

3. Résultats

3.1. Séries temporelles de déformation horizontale

Après l'acquisition des nuages de points, la déformation horizontale est obtenue en suivant la variation de distance entre deux réflecteurs situés à même hauteur, au sein d'une même arche et sur des parements opposés. Après deux ans, la déformation horizontale est comprise entre 0.15% et 0.70% (Figure 2). L'amplitude de la déformation horizontale dépend de la galerie, elle est deux à quatre fois plus importante dans la galerie 12 que dans la galerie 11. De plus, la déformation horizontale semble linéaire au cours du temps. Toutefois, la période d'observation (2 ans) est relativement courte pour conclure sur ce point.

L'incertitude sur la déformation horizontale est estimée entre 0.05 et 0.10%. Ainsi, la déformation horizontale est significative et sort du bruit de mesure.

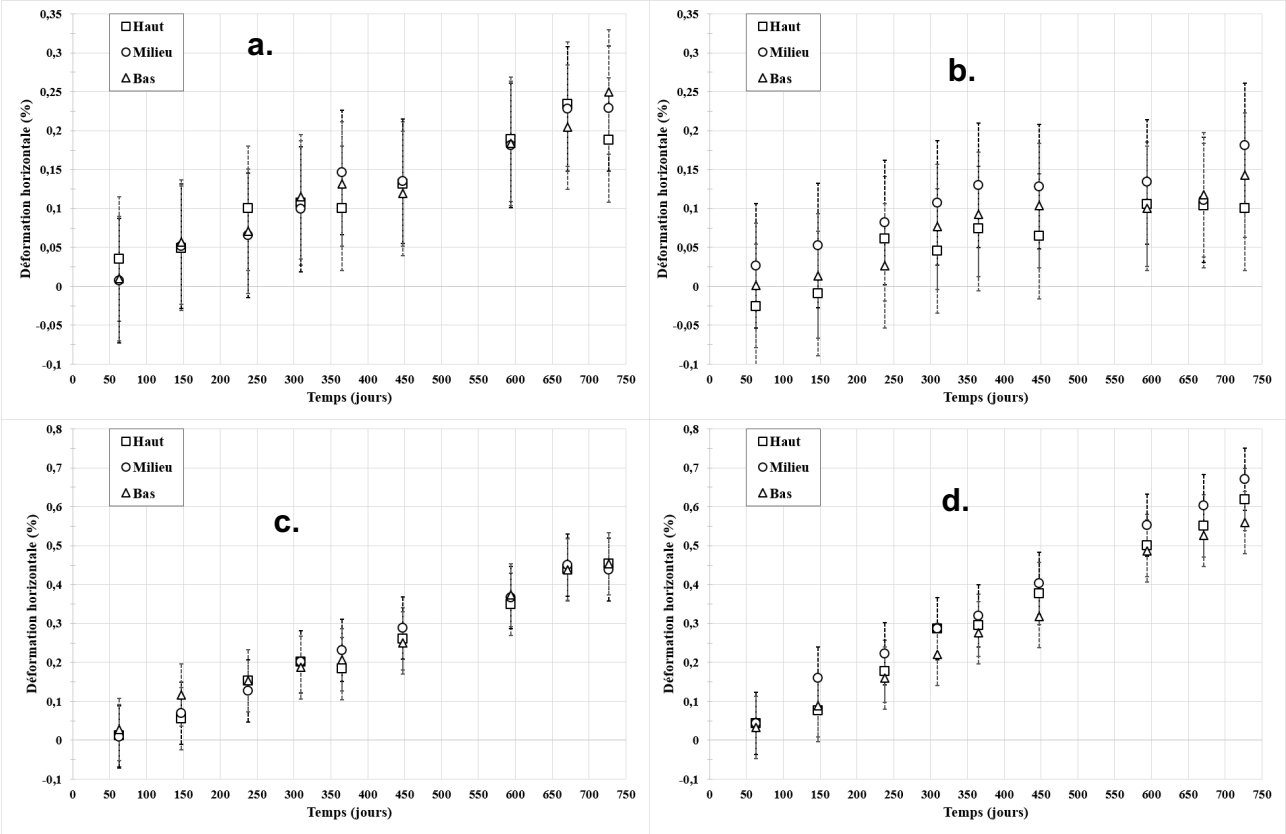


Figure 2. Série temporelle de la déformation horizontale au niveau des arches 3 et 7 de la galerie 11 (a et b), et au niveau des arches 3 et 7 de la galerie 12 (c et d) (d'après Modeste et al., 2022 ; Modeste, 2020).

3.2. Comparaisons aux données des MDPA

Avant notre étude, la déformation horizontale des galeries du site de stockage a été suivie avec une règle graduée de juin 2007 à juin 2013, soit une période 6 ans. Les taux de déformation horizontale annuels provenant de ce suivi sont similaires à ceux déduits de nos données lidar (Figure 3.a).

Ensuite, nos séries temporelles sont comparées à celles communiquées par les MDPA. Afin de réaliser la comparaison, la date de référence est fixée au 1er juin 2007 pour les mesures du site et au 6 avril 2017 pour nos données. Les comparaisons ont été faites entre les séries temporelles du site de stockage et de l'arche 8 des galeries, l'arche la plus proche pour laquelle les séries temporelles sont disponibles. Une bonne adéquation est observable entre les deux jeux de données (Figure 3.b et c). Les sauts observés dans les séries

temporelles des MDPA sont dus à la perte des points de repères (clous) lors de leur suivi, le suivi ayant été poursuivi avec un point similaire.

Ces comparaisons valident nos résultats. Toutefois, elles mettent aussi en avant l'aspect graduels du taux de déformation horizontale, croissant en approchant du site de stockage (Figure 3.a). Deux hypothèses sont avancées pour expliquer cette observation : la présence d'un stot résiduel au-dessus du site de stockage, perturbant ainsi localement le champ de contraintes, et l'orientation des galeries relativement au champ de contraintes. En effet, bien que le site et les galeries soient creusées dans une épaisse couche de sel, les contraintes ne sont pas isotropes à cause de la présence de bancs de marnes anhydritiques à l'origine d'un déviateur de contraintes dans le massif salifère (Cornet et Burlet, 1992).

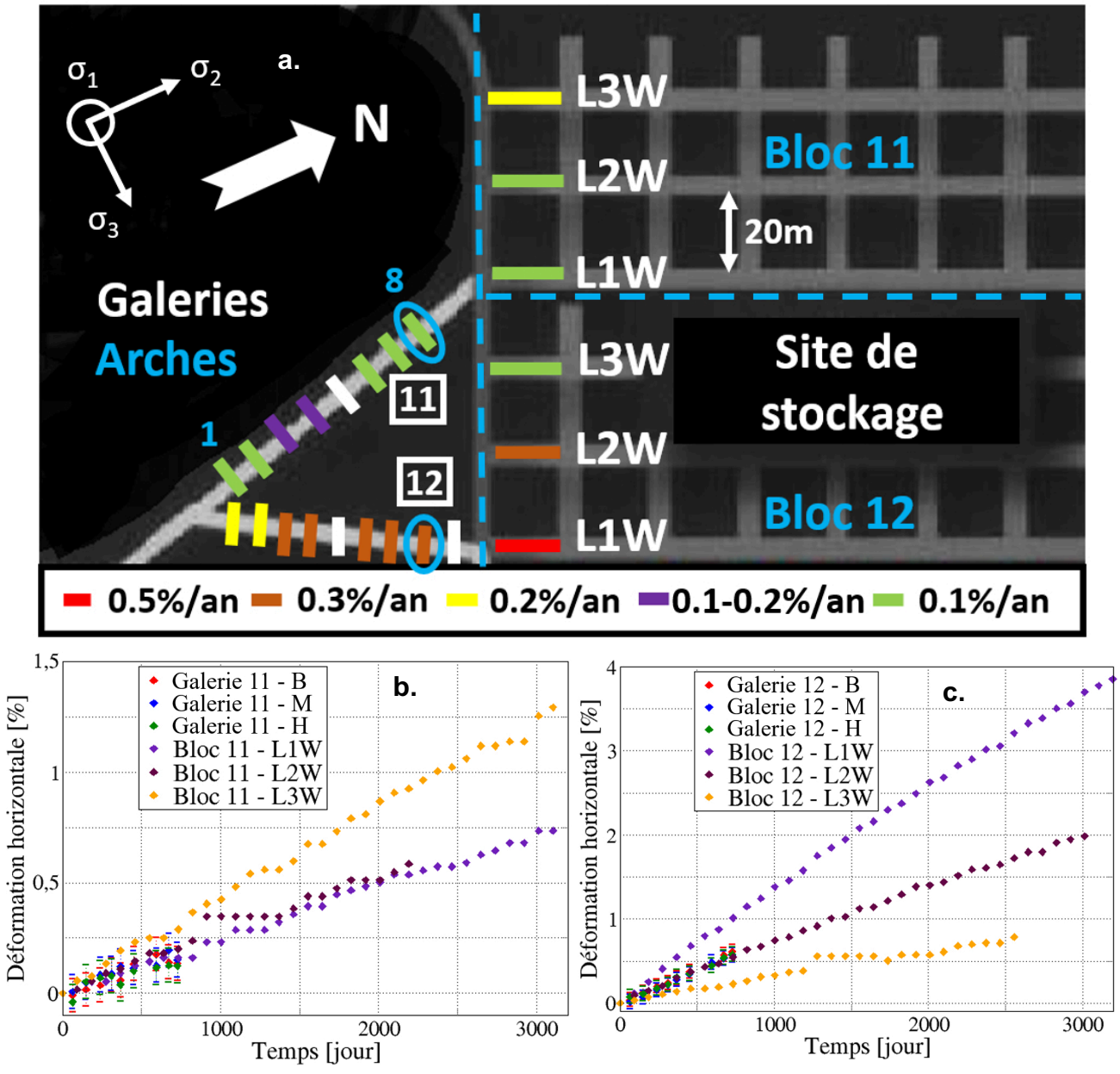


Figure 3. Comparaison des déformations horizontales suivies par lidar et par les MDPA avec une carte des vitesses annuelles (a), les séries temporelles de l'arche 8 de la galerie 11 et du bloc 11 (b) et les séries temporelles de l'arche 8 de la galerie 12 et du bloc 12 (c) (d'après Modeste et al., 2022 ; Modeste, 2020).

4. Modélisation géomécanique

À la suite d'essais de déformation en laboratoire avec différentes températures et contraintes déviatoriques, la loi de comportement mécanique du sel du bassin potassique alsacien est une loi de Norton (Ghoreychi, 1991 ; Equation 1 à 3) :

$$\dot{\varepsilon}_{ij}^{v} = \left(\frac{3}{2}\right)\dot{\varepsilon}_{cr}\left(\frac{\sigma_{ij}^{d}}{\bar{\sigma}}\right) \quad (1)$$

où

$$\dot{\varepsilon}_{cr} = \begin{cases} A\bar{\sigma}^{n} & \bar{\sigma} \geq \sigma_{1}^{ref} \\ 0 & \bar{\sigma} < \sigma_{1}^{ref} \end{cases} \quad (2)$$

et

$$A = \frac{A_s}{\sigma_0^n}\exp\left(-\frac{B}{T}\right) \quad (3)$$

où $\dot{\varepsilon}_{ij}^{v}$ est le tenseur du taux de déformation lié au fluage, $\dot{\varepsilon}_{cr}$ la vitesse de fluage, σ_{ij}^{d} la contrainte déviatorique, $\bar{\sigma}$ la contrainte de Von Mises, σ_{1}^{ref} le seuil de contrainte de Von Mises, n l'exposant des contraintes (4), A_s la vitesse de référence (0.005 %/jour), T la température (298 K), B le ratio entre l'énergie d'activation et la constante des gaz parfait (4700 K), and σ_0 la contrainte de normalisation (1.0 MPa). Dans le cas du sel, le seuil est choisi nul, le sel fluant en présence d'un déviateur de contraintes (Carter et al., 1993). Toutefois, dans des travaux de modélisation du site de stockage, des valeurs différentes de la vitesse de référence A_s sont retenues pour retrouver les déformations observées à travers le site (Laouafa et al., 2010 ; Camusso et Billaux, 2017). En effet, l'INERIS et Itasca utilisent une valeur de 0.022 et 0.015 %/jour, respectivement, dans leurs travaux.

Afin de déterminer laquelle des valeurs de vitesse de référence est correcte, une modélisation géomécanique sous Flac3D est réalisée (Itasca, 2002). Le modèle est un parallélépipède de 26.4 m de haut, large de 24 m et long de 52 m. Il est constitué d'éléments parallélépipèdique haut de 0.6 m, long et large de 0.8 m. Ainsi, l'ouverture de la galerie correspond à quatre éléments en hauteur et 5 en largeur. En outre, de cette manière, chaque réflecteur de la galerie est associé à un nœud du modèle. La densité du géomatériau, son module d'Young et son coefficient de Poisson sont indiqués dans le Tableau 1 avec les paramètres de la loi de Norton.

Tableau 1. Tableau récapitulatif des paramètres utilisés pour la modélisation (d'après Modeste et al., 2022 ; Modeste, 2020).

Paramètre	Valeur
Module d'Young	28.3 GPa
Coefficient de Poisson	0.25
Densité	2.31 g.cm^{-3}
Exposant des contraintes	4
Seuil de contraintes de Von Mises	0 MPa
Contraintes de normalisation	1.0 MPa
B	4700 K

Après avoir initialisé les contraintes dans le modèle, la galerie est excavée. Une première période de 20 ans est modélisée, correspondant au temps entre l'excavation de la galerie et le début de nos acquisitions. Puis, une seconde période de deux ans est modélisée, correspondant à notre période d'observation. Pendant cette seconde période, la distance entre les nœuds sélectionnés est extraite du modèle pour en déduire la déformation horizontale.

La loi de comportement utilisée dans la modélisation est la loi de Norton (Equation 1 à 3). La modélisation est conduite avec différentes valeurs de vitesse de référence et seuls les résultats provenant de la galerie 11 sont utilisés. Une bonne adéquation est obtenue entre le modèle et les observations (Figure 4). Pour déterminer laquelle des vitesses satisfait au mieux les données, le déterminant *R-square* est calculé pour chacune des comparaisons. Le déterminant *R-square* moyen est de 0.54 pour 0.004 %/jour, 0.62 pour 0.005 %/jour et 0.51 pour 0.006 %/jour. Des déterminants moyens ressort que la valeur 0.005 %/jour satisfait au mieux nos données. Ainsi, l'estimation basée sur les données de laboratoire est retrouvée.

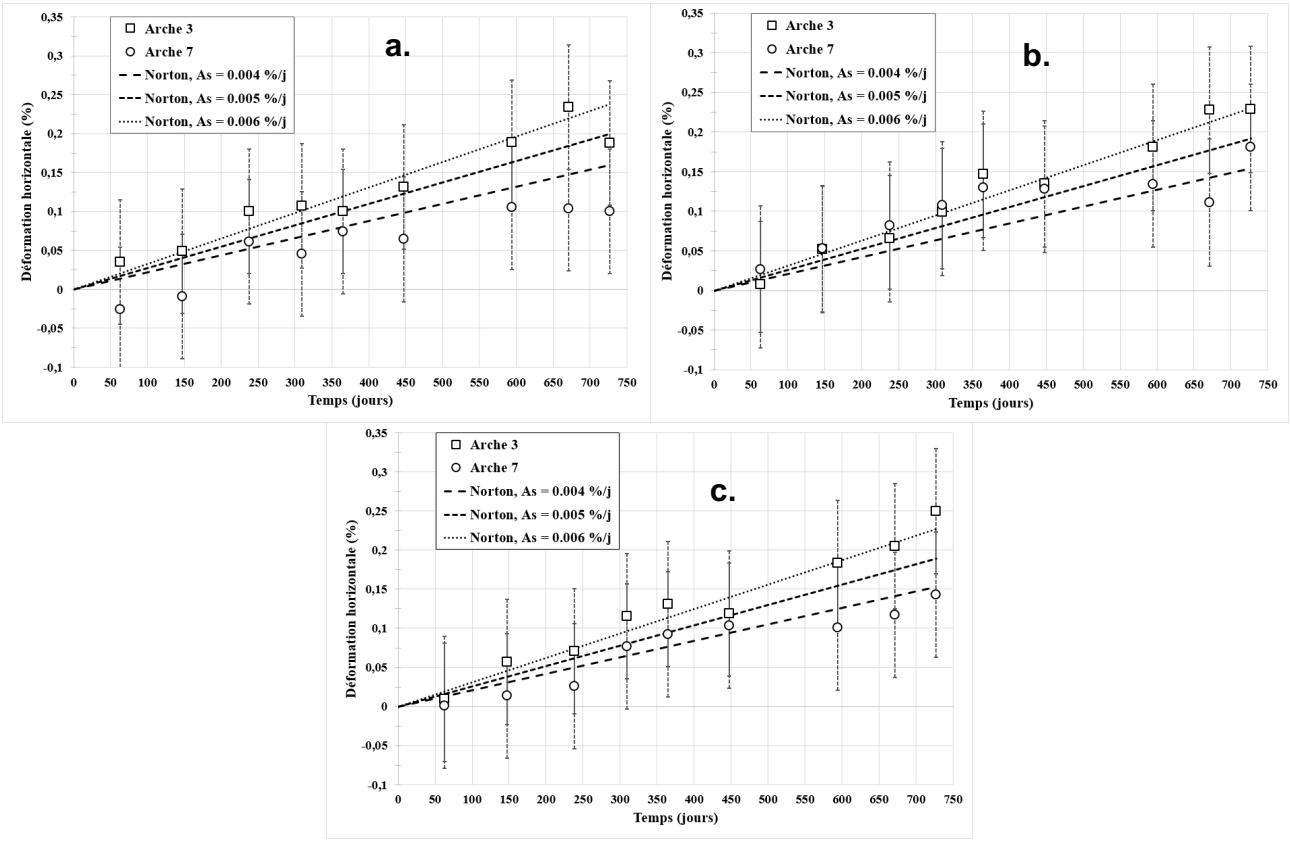


Figure 4. Comparaison des déformations horizontales déduites des campagnes d'acquisition lidar et celles modélisées. Les observations proviennent des arches 3 et 7 (a. haut, b. milieu, c. bas) (d'après Modeste et al., 2022 ; Modeste, 2020).

5. Conclusion

Dans cette étude, la déformation de deux galeries de sel à 550 m de profondeur est suivie par des acquisition lidar répétées entre avril 2017 et avril 2019. Après deux ans d'acquisition, la déformation horizontale est comprise entre 0.15 et 0.70 ± 0.08 % dans les deux galeries. Dans l'une des deux galeries, la déformation est homogène alors qu'elle est graduelle dans l'autre. Cette différence pourrait s'expliquer soit par la présence d'un stot résiduel perturbant localement les contraintes du milieu, soit par l'orientation des galeries relativement au champ de contraintes régional. Ensuite, les données sont utilisées afin de paramétrer la loi de comportement mécanique du massif salifère. Les paramètres obtenus expérimentalement en lien avec des essais en laboratoire sont retrouvés. Ainsi, à travers cette étude, une nouvelle application illustre l'utilité et la polyvalence du lidar pour surveiller les infrastructures souterraines et caractériser mécaniquement le milieu encaissant.

6. Références bibliographiques

Camusso M., Billaux D. (2018). Etude de l'évolution de la subsidence en surface au-dessus du stockage. Rapport technique, Itasca.

Carter N.L., Horseman S.T., Russell J.E., Handin J. (1993). Rheology of rocksalt. Journal of Structural Geology 15, pp. 1257–1271. https://doi.org/10.1016/0191-8141(93)90168-A

Cornet F., Burlet D. (1992). Stress field determinations in france by hydraulic tests in boreholes. Journal of Geophysical Research: Solid Earth, 97(B8) : pp. 11829–11849. https://doi.org/10.1029/90JB02638

Ghoreychi M. (1991). Behavior of crushed salt under heat source in boreholes in a salt mine (amélie mine, alsace potash mines, france). Rapport technique, Commission de la Communauté Européenne.

Itasca (2002). Flac3D User's Guide.

Laouafa F., Pinte J., Ghoreychi M. (2010). Étude géomécanique du stockage de StocaMine (No. DRS10 – 108130– 14273A). Rapport technique, INERIS. https://www.mdpa-stocamine.org/documentation/index.php/s/swBHeewPtXftoHz#pdfviewer

Lichti D. D., Licht M. G. (2006). Experiences with terrestrial laser scanner modelling and accuracy assessment. Int. Arch. Photogramm. Remote Sens. Spat. Inf. Sci, 36(5) : pp. 155– 160.

Modeste G. (2020). Estimation et évolution des vides miniers aux Mines Domaniales de Potasse d'Alsace (MDPA) par mesures géodésiques et modélisation géomécanique. Thèse de doctorat, Université de Strasbourg. https://www.theses.fr/2020STRAH004

Modeste G., Masson F., Doubre C., Cornet F. (2022). Repeated lidar acquisitions in an underground salt gallery in the Alsatian potassic basin (France): Monitoring and geomechanical modelling. Tunnelling and Underground Space Technology 123, 104406.

Toth C. K., Petrie G. (2018). Terrestrial laser scanners. In Topographic Laser Ranging and Scanning. CRC Press, pp. 29-88.

Effet du creusement au tunnelier sur les fondations profondes : comparaison entre cordes vibrantes et fibres optiques

Effect of tunnel excavation on deep foundations: comparison between strain gauges and optical fibers measurements

Wassim MOHAMAD[1], Emmanuel BOURGEOIS[1], Alain LE KOUBY[1], Fabien SZYMKIEWICZ[1], Agathe MICHALSKI[2], Denis BRANQUE[3], Nicolas BERTHOZ[2], Charles KREZIAK[4]

[1]*Univ Gustave Eiffel, IFSTTAR, F-77454 Marne-la-Vallée, France*
[2]*Centre d'Etudes des Tunnels, F-69500 Bron, France*
[3]*ENTPE, LTDS, F-69518 Vaulx-en-Velin, France*
[4]*Société du Grand Paris, F-93200 Saint Denis, France*

RÉSUMÉ – Trois pieux instrumentés par des cordes vibrantes et des fibres optiques ont été installés au-dessus du tracé d'un tunnel avant sa construction afin de quantifier l'effet du creusement sur les pieux. Cette communication présente les détails de l'instrumentation des pieux, le traitement des données, les efforts internes après chargement et creusement et la comparaison entre les deux systèmes de mesures.

ABSTRACT – Three piles instrumented with strain gauges and optical fibre cables have been installed on the route of a future tunnel in order to better understand the effect of tunnelling on pile foundations. We present the details of the pile instrumentation, data processing, normal forces and bending moments after piles loading and tunnel excavation and a comparison between the two measurement setups.

1 Introduction

Les ouvrages de génie civil font souvent l'objet d'une surveillance continue afin de s'assurer de leur bon fonctionnement pendant leur construction et leur exploitation. Depuis quelques années, les capteurs à fibres optiques sont de plus en plus utilisés pour surveiller ces ouvrages en complément des capteurs traditionnels. La fibre présente de nombreux avantages : elle est peu intrusive, peu sensible aux perturbations électromagnétiques et quasi inerte chimiquement (Barrias, et al., 2016). Elle est souvent utilisée pour des mesures de déformations à haute résolution spatiale (permettant la détection précise d'anomalies comme des fissures) à cœur ou en surface des structures ou pour suivre le vieillissement des structures de génie civil (ponts, tunnels, etc.) et des réseaux de transports (lignes ferroviaires).

La prévision de l'influence du creusement pressurisé des tunnels sur des pieux est un problème complexe : il est difficile d'estimer les déplacements induits par le tunnelier dans le terrain en raison du caractère tridimensionnel du problème, de la complexité du processus de creusement et de la complexité du comportement mécanique des sols. Cela peut justifier de suivre le comportement des pieux par des capteurs de déformation pendant la période de passage du tunnelier.

Cette communication présente une étude expérimentale en vraie grandeur de l'effet du creusement d'un tunnel sur des pieux isolés, réalisée lors de la construction de la nouvelle ligne 16 du Grand Paris Express, à Aulnay-sous-Bois, dans le cadre du projet TULIP. Ce dernier comporte l'instrumentation du sol et la réalisation de trois pieux installés à proximité du tunnel, à des positions choisies en considérant les zones d'influence géotechnique proposées par (Kaalberg, et al., 2005) et (Selemetas, et al., 2005) (Figure 1a). Les trois pieux P1, P2 et P3 ont un diamètre de 500 mm, P1 et P2 (forage simple) ont

une profondeur de 15 m et P3 (forage à la tarière creuse) fait 20,2 m de longueur. Les axes des pieux sont distants de 2 m et 5 m par rapport au piédroit du tunnel pour P2 et P3, respectivement. Les pieux se situent dans trois plans transversaux espacés de 10 m (Figure 1b).

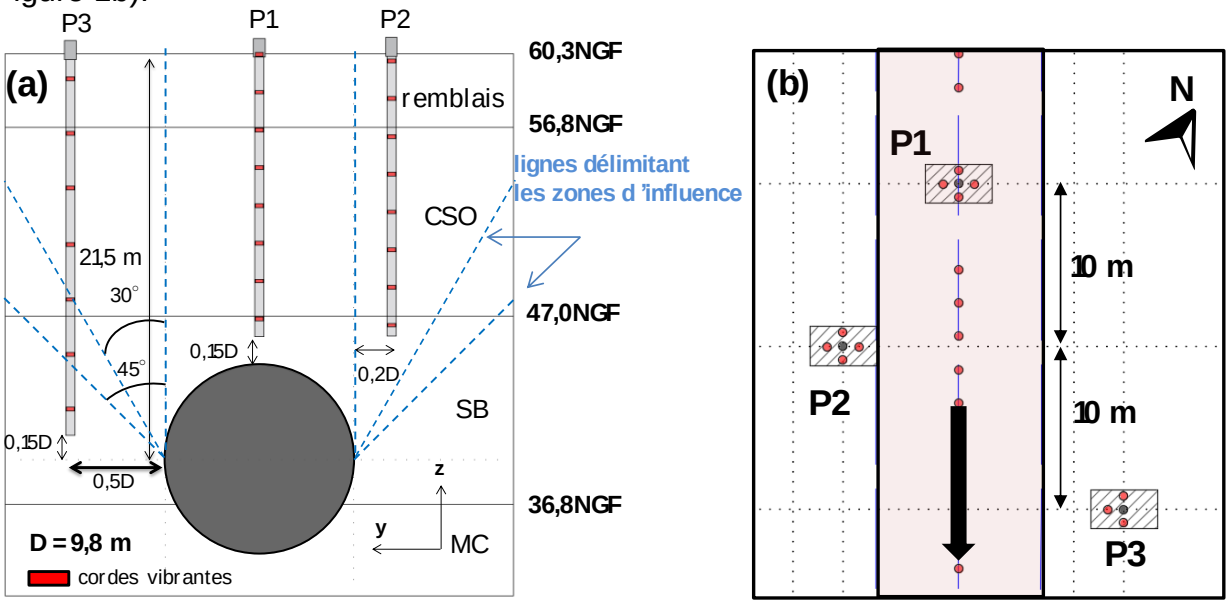


Figure 1. Positions des pieux par rapport au tunnel

2 Instrumentation des pieux

2.1 Disposition et schéma d'implantation

Les pieux sont instrumentés par des cordes vibrantes et des fibres optiques de type monomode « SMF » avec rétrodiffusion Brillouin (Figure 2a). Chaque pieu comporte huit filants d'acier HA14 numérotés de 1 à 8 : les cordes sont installées sur les filants impairs et les fibres sur les filants pairs (Figure 2b). Les cordes couvrent presque la totalité de la cage d'armature (Figure 2c) avec un espacement de 2 m pour P1 et P2 et 3 m pour P3. Elles sont fixées sur les filants par des colliers de serrage (Figure 2d) et les fibres par des rubans adhésifs. Chaque pieu comporte deux fibres formant un « U » sur les filants 2-6 et 4-8, avec un tube de protection à mi-longueur au fond du pieu (Figure 2e).

Chaque corde vibrante est branchée indépendamment à la centrale d'acquisition par un multiplexeur, tandis que les fibres sont branchées en série à la centrale optique en utilisant des câbles de liaison optique (Figure 3). La lumière émise par la centrale optique traverse dans l'ordre P1, P2 puis P3 et on obtient pour chaque pieu un profil de déformation le long de chacun des quatre filants pairs où sont installées les fibres.

Le calcul de déformation repose sur les formules ci-dessous : pour les cordes, les coefficients d'étalonnage GF (gauge factor) et BG (batch factor) sont respectivement 3.718 et 0.958. Pour les fibres, C_ε et C_T correspondent aux sensibilités à la déformation et à la température (Piccolo, et al., 2020) et valent respectivement 450 MHz / % et 4.2 MHz / ^{0} C. La déformation est comptée positivement en compression et les fréquences aux instants t et t0 (référence de calcul) sont en Hz. Dans ce qui suit, le calcul de déformation de la fibre néglige le deuxième terme du membre de droite de l'équation (3) à cause de l'absence de mesure de la température dans les pieux.

Pour les cordes $$\varepsilon(t) = GF \times BG \times (f(t)^2 - f(t_0)^2) \quad (1)$$

Pour les fibres $$f(t) - f(t_0) = C_T \Delta T(t) + C_\varepsilon \varepsilon(t) \quad (2)$$

ou encore $$\varepsilon(t) = \left(\frac{f(t) - f(t_0)}{C_\varepsilon}\right) - \left(\frac{C_T \Delta T(t)}{C_\varepsilon}\right) \quad (3)$$

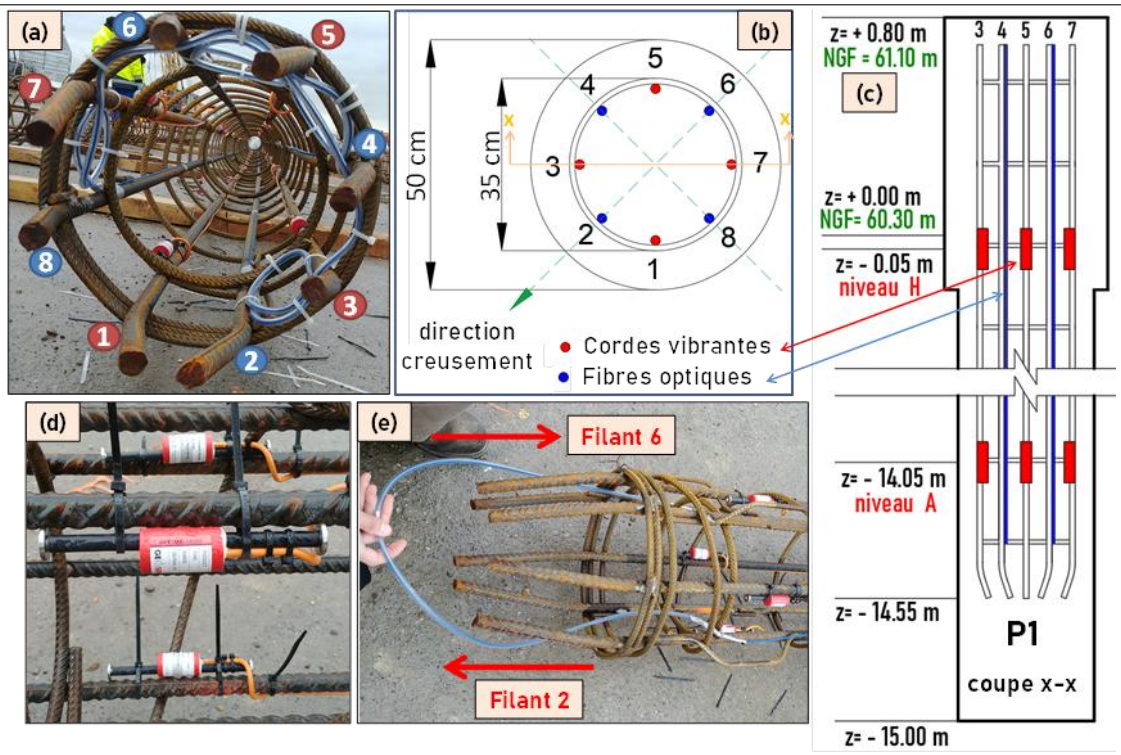


Figure 2. Instrumentation des pieux par des cordes vibrantes et des fibres optiques

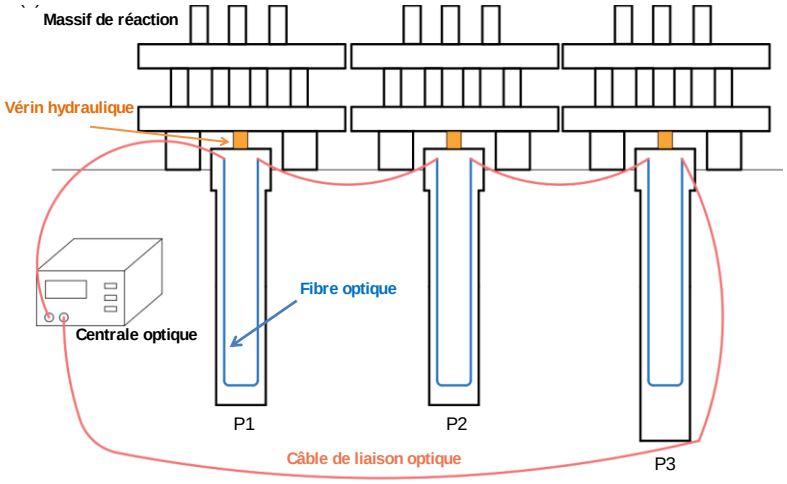


Figure 3. Branchement des fibres optiques à la centrale optique

2.2 Lissage de la courbe de déformation de la fibre optique

Les mesures brutes de déformation par fibre optique présentent des irrégularités et des singularités (Figure 4a) liées aux différentes sources de bruit optiques et mécaniques : un traitement du signal est nécessaire pour lisser la courbe de déformation. On utilise ici une moyenne glissante arithmétique : (1) dans un premier temps, on élimine les points ayant des valeurs dépassant 500 µm/m ; (2) ensuite, on compare la déformation à une position x_i avec la moyenne sur un mètre autour de cette position ; on élimine les points pour lesquels la valeur locale est trop différente de la moyenne. De manière plus précise, on considère la condition :

$$|\varepsilon_i - \varepsilon_{i,moy}| \leq 50\ \mu m/m \ \text{ avec } \varepsilon_{i,moy} = \frac{\sum_{x_i-0.5}^{x_i+0.5} \varepsilon_k}{N_i} \qquad (4)$$

où ε_i est la déformation à la position x_i, N_i le nombre des points entre $x_i - 0.5\text{m}$ et $x_i + 0.5\text{m}$ et $\varepsilon_{i,moy}$ la déformation moyenne de cette intervalle. On conserve les points

vérifiant cette condition. Pour les autres points, on remplace la déformation à la position x_i par la moyenne sur un mètre autour du point considéré. On obtient la nouvelle courbe de déformation « lissage 1 » présentée dans la Figure 4(a) et (b). L'étape suivante consiste à discrétiser la courbe de déformation pour réduire encore le bruit du signal optique. A chaque point discrétisé, correspond une déformation moyennée sur un intervalle de 2 m autour du point. On passe de la courbe « lissage 1 » dans la Figure 4b à la courbe « lissage 2 » dans la Figure 4c. Une comparaison entre les trois courbes (brute, lissage 1 et lissage 2) est présentée dans la Figure 4d.

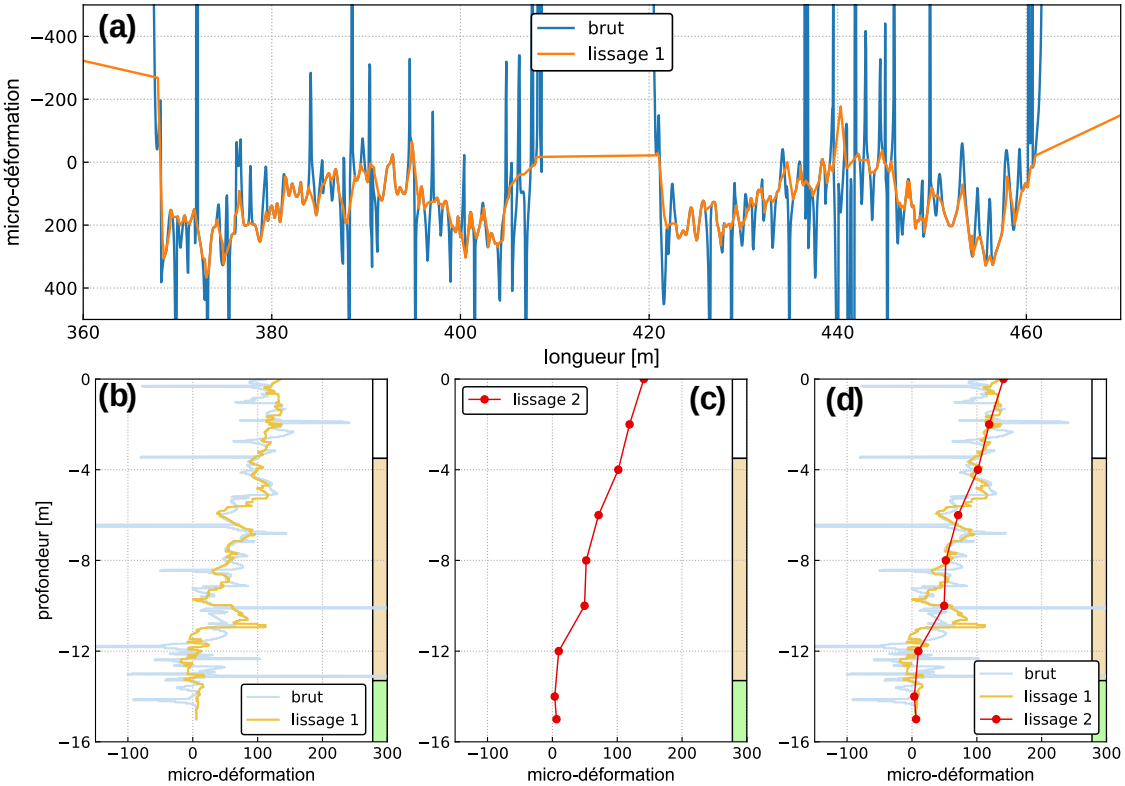


Figure 4. Lissage de la courbe de déformation de la fibre optique

3 Réponse des pieux au chargement

Les pieux ont été chargés en utilisant des vérins hydrauliques de capacité de 2500 kN prenant appui sous des massifs poids constitués de poutres métalliques. Le chargement initial a été réalisé fin février 2020 par des paliers de 400 kN environ jusqu'à 2100 kN pour les trois pieux. La charge appliquée correspond à 50 % de la capacité portante de P1 et P2 et 30% de celle de P3.

Les tassements de P1, P2 et P3 à la fin de chargement étaient 2,5 mm, 3,2 mm et 1,9 mm, respectivement. Pour calculer les efforts internes, on évalue les modules des pieux en utilisant la méthode des modules sécants qui prend en compte la dépendance du module avec la déformation (Fellenius, 2001) ; (Lam & Jefferis, 2011) ; (Szymkiewicz, et al., 2021b). On établit pour chaque pieu pendant le chargement la courbe module – déformation en tête de pieu et on suppose que cette courbe est applicable tout au long du pieu. A la fin du chargement, les modules varient, entre la tête et la pointe du pieu, dans les intervalles [38 GPa ; 48 GPa] pour P1 et P3 et [35 GPa ; 42 GPa] pour P2.

La Figure 5 présente les efforts axiaux dans les pieux pour trois paliers de chargement, pour les deux systèmes de mesure (FO pour fibres optiques et CV pour cordes vibrantes). Les mesures optiques et les mesures par jauges donnent des résultats très similaires pour tous les paliers de chargement. Pour P1 et P2, une différence entre les mesures est observée en tête de pieu pour le dernier palier de 2054 kN : ces deux pieux ont été

chargés jusqu'à 1900 kN fin février 2020, puis cette charge a été augmentée de 200 kN après deux semaines. Pendant ces deux semaines, des variations de température ont eu lieu ce qui a abouti à cette différence de mesure en tête de pieu. Cette différence n'apparait pas dans la courbe de P3 vu que ce dernier a été chargé jusqu'à 2100 kN dans la même journée.

La distribution des efforts axiaux montre que la charge appliquée est reprise totalement par le frottement latéral sans mobilisation de la pointe.

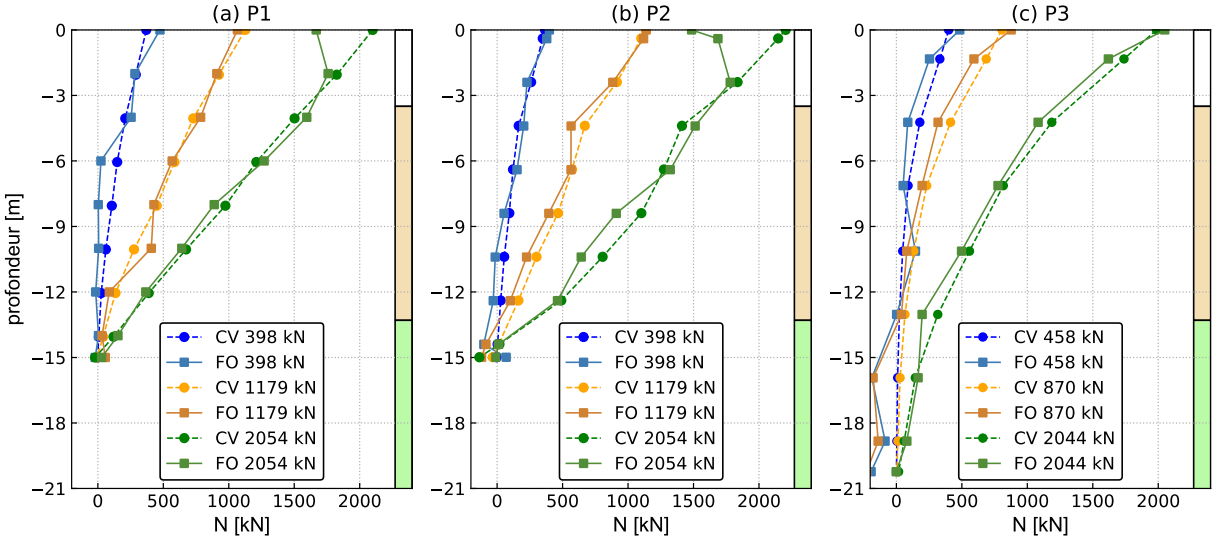


Figure 5. Distributions des efforts dans les pieux pour plusieurs paliers de chargement

4 Réponse des pieux au creusement

4.1 Calibrage de mesure de la fibre optique

Les pieux ont été maintenus chargés pendant plusieurs mois ; le passage du tunnelier a été retardé de mars à juillet 2020 à cause de la pandémie de coronavirus. Pendant cette période, la déformation mesurée par les cordes vibrantes augmente à cause du fluage du béton, tandis que les fibres optiques montrent une diminution sur les quatre premiers mètres de profondeur. Ce problème a été observé par (Bangke, et al., 2021) ou (Gao, et al., 2019). Une comparaison des efforts axiaux dans P1 au premier juillet montre clairement cette différence de mesure (Figure 6a) : les valeurs données par les fibres optiques sont en bon accord avec celles des cordes vibrantes tout au long des pieux à l'exception des quatre premiers mètres où les efforts sont beaucoup plus faibles (la courbe continue correspond à la mesure de la fibre optique avant le deuxième lissage). Pendant ces quatre mois, la température atmosphérique a augmenté de 10 ^{0} C en moyenne, ce qui peut affecter les mesures dans la fibre ; dans notre cas, le second terme dans l'équation (3), qui correspond aux effets thermiques, n'a pas pu être pris en compte parce qu'on n'a pas mesuré la température dans les pieux. Cependant, les câbles de liaison optique à l'extérieur des pieux ont été soumis à cette variation thermique atmosphérique. En remplaçant ΔT par 10^{0} C dans l'équation (3), le second terme donne une valeur de 933 µm/m, ce qui est cohérent avec les mesures dans les câbles de liaison entre pieux (Figure 6c). On peut aussi rapprocher les mesures des fibres de celles données par les cordes en prenant en compte une variation de température de 3 à 4 °C en tête de pieu. Pour corriger les mesures de la fibre optique avant le passage du tunnelier, on a extrapolé la courbe de l'effort axial de z = -4 m jusqu'à la surface du sol en utilisant le frottement qu'on calcule avec les mesures des cordes le long de ces quatre premiers mètres. La courbe corrigée pour P1 est présentée dans la Figure 6b.

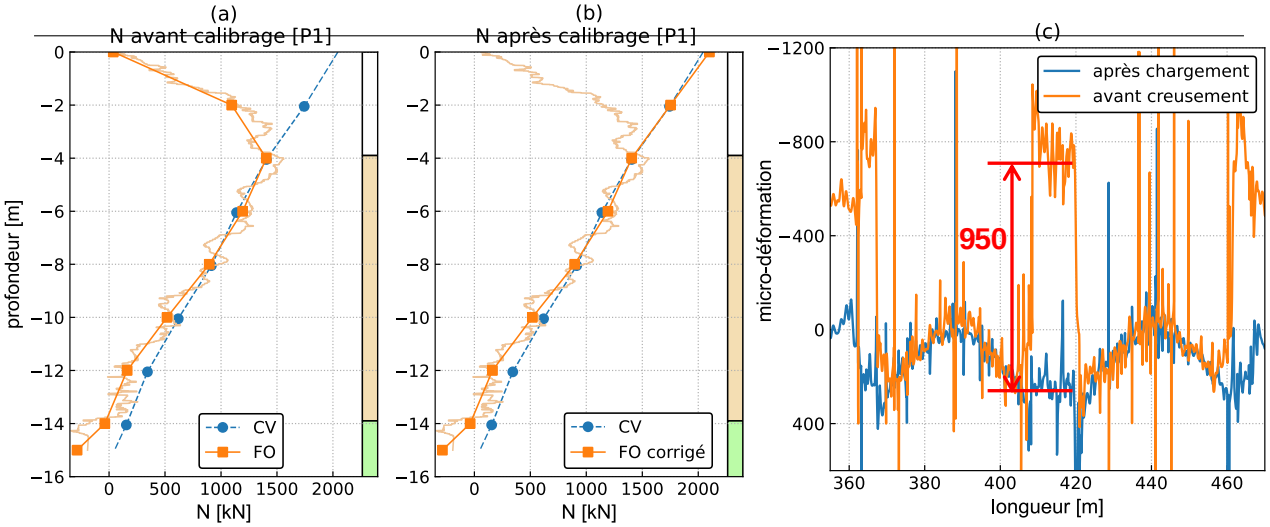


Figure 6. Comparaison de l'effort axial FO et CV avant (a) et après (b) calibrage le 01/07/2020 (c) effet de l'augmentation de la température sur la déformation dans la fibre optique

4.2 Efforts internes dans les pieux

Le tunnelier est arrivé sous le site TULIP le 3 juillet 2020. Les figures 7, 8 et 9 présentent les efforts normaux et les moments fléchissants dans les pieux le 1er juillet, avant passage du tunnelier (courbes bleues) et le 8 juillet (courbes orange) quand le front de taille était situé 40 m, 30 m et 20 m plus loin que P1, P2 et P3 respectivement. La description du site et du tunnelier et la réponse des pieux (efforts, déplacements, frottements et charges en pointe) et du sol (déplacements en surface et en profondeur) sont détaillés dans (Mohamad, et al., 2022), (Michalski, et al., 2022) et (Berthoz et al., 2022).

Le pieu P1, dans l'axe du tunnel, tasse de 14 mm en tête suite au passage du tunnelier, avec un tassement du sol de 11 mm au même niveau. Le tassement différentiel du pieu par rapport au sol est associé à une mobilisation du frottement et une diminution de l'effort axial le long du pieu. La diminution maximale vaut 620 kN à z = -10 m. La tête de P2, à 7 m de l'axe du tunnel, tasse autant que le sol avoisinant (8 mm) et présente des faibles variations de l'effort axial. P3, à 10 m de l'axe du tunnel, présente un tassement de 5 mm suite au creusement et les efforts axiaux augmentent avec l'avancement du tunnelier. L'augmentation maximale était de 800 kN à z = -16 m quand le front du tunnelier était 40 m plus loin que le pieu (cette valeur a été mesurée par les cordes vibrantes, les mesures sur la fibre ayant été arrêtées le 8 juillet, 20 m après passage sous P3).

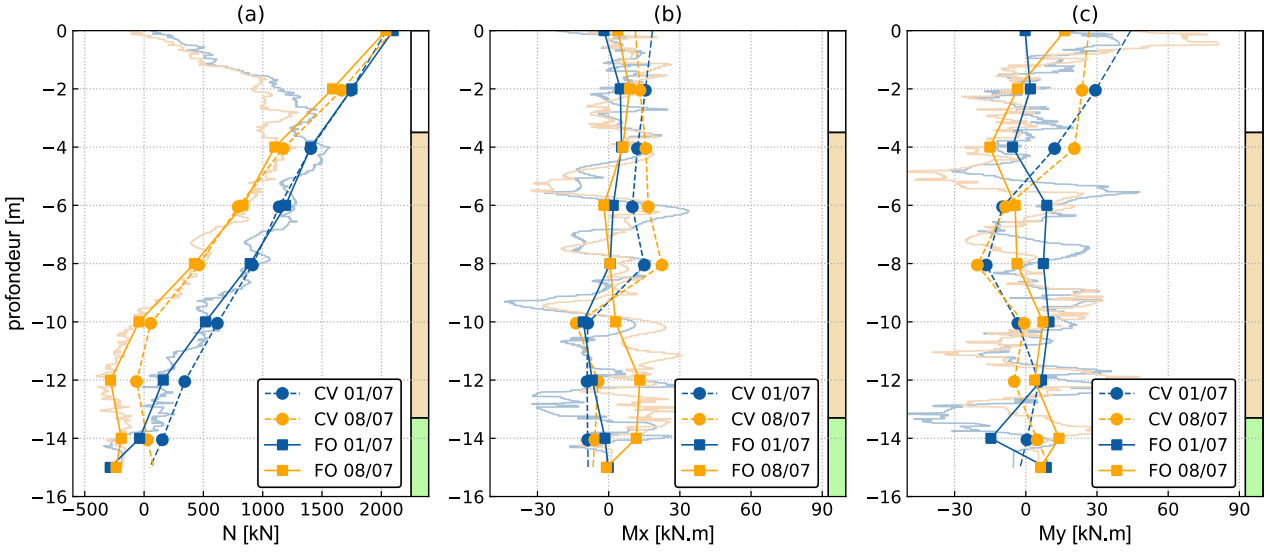


Figure 7. Efforts internes dans P1 avant et après creusement (dates en 2020)

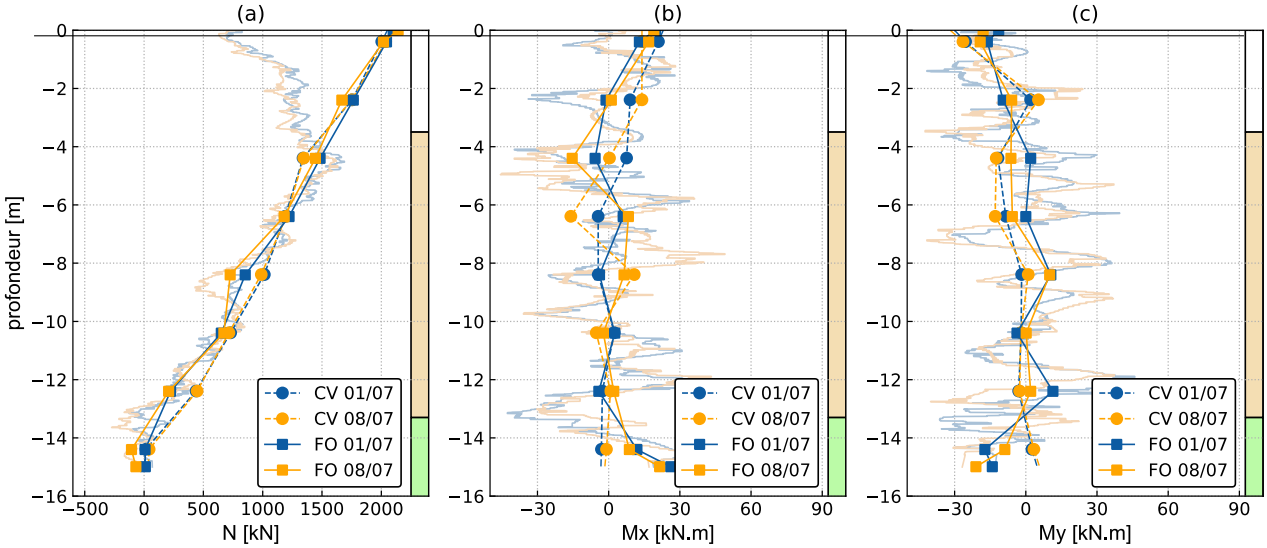


Figure 8. Efforts internes dans P2 avant et après creusement (dates en 2020)

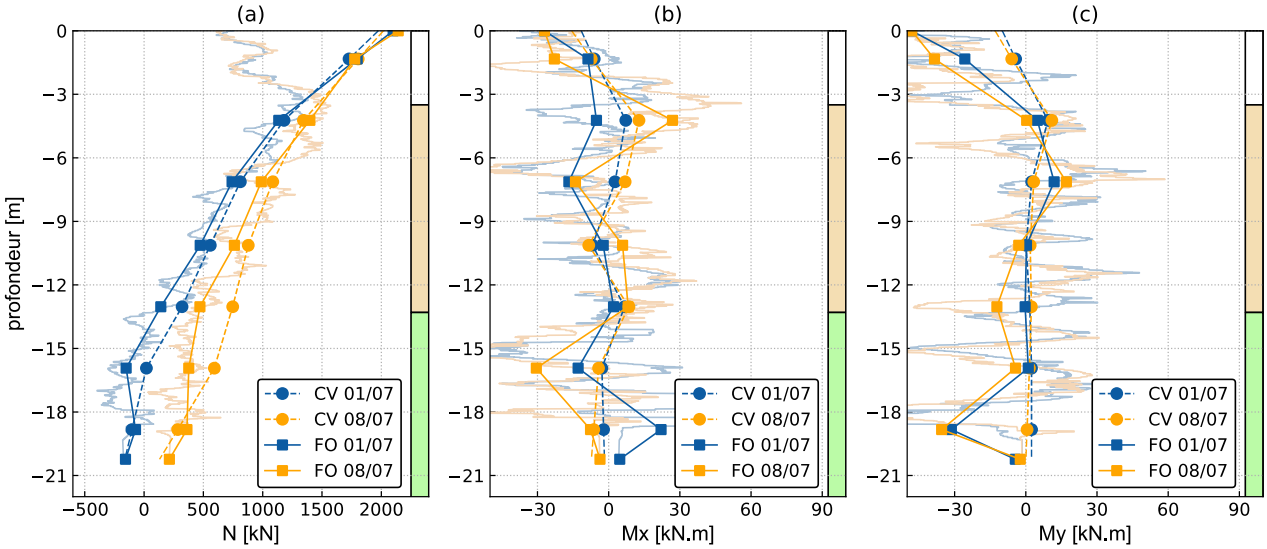


Figure 9. Efforts internes dans P3 avant et après creusement (dates en 2020)

Les moments dans les trois pieux causés par le creusement sont de faible magnitude (< 20 kN.m) dans les deux directions transversale (Mx) et longitudinale (My).

Les deux systèmes de mesures montrent des résultats similaires en termes d'évolution des efforts axiaux et de magnitude de variation. La principale différence concerne l'effort axial dans P3 après creusement : la fibre optique montre un frottement presque nul à partir de z = -13 m contrairement aux cordes vibrantes. La concordance de deux types mesures est moins claire pour les moments fléchissants, mais ils sont faibles.

5 Conclusions

Cette communication présente la réponse des pieux au creusement par deux systèmes de mesure (cordes vibrantes et fibres optiques) sur une ligne de Grand Paris Express. Les détails de l'instrumentation, le traitement des données et les efforts dans les pieux après chargement et creusement ont été exposés. Les résultats montrent l'influence de la position du pieu par rapport au tunnel sur l'évolution des tassements et des efforts.

Les mesures par cordes vibrantes et par fibre optique sont comparables, avec des faibles différences qui peuvent être expliquées entre autres par la méthode de mise en place des deux types de capteurs sur les filants : la fibre suit les filants de la cage et les changements de direction peuvent introduire des artefacts dans les résultats. Ces artefacts peuvent être en partie évités par exemple en insérant la fibre dans un tube de

réservation après la mise en place de la cage, qu'on remplit ensuite de coulis de ciment, comme cela a déjà été fait avec succès (Szymkiewicz et al., 2021a). Dans le cadre de ce projet, on a procédé à un lissage des mesures avant de les analyser. Les fibres permettent d'acquérir des mesures plus rapprochées dans l'espace, mais nécessitent sur les premiers mètres, surtout pour les essais durant plusieurs jours, une correction en température, facilement réalisable par différents moyens (par exemple la pose d'un unique capteur de type corde vibrante en tête de pieu). Le choix de la technologie de fibre optique est aussi déterminant pour la qualité des mesures : la comparaison des technologies Brillouin (utilisée dans cette étude) et Rayleigh, toutes deux a priori adaptées pour l'instrumentation d'éléments de type pieux élancés, pourrait permettre d'affiner les mesures et donc l'évaluation des efforts le long des éléments de fondations. Malgré ces quelques précautions à prendre et corrections à apporter, l'utilisation de la fibre optique pour le monitoring des éléments de fondations semble assez robuste pour s'affranchir de l'utilisation en parallèle d'une autre technique de mesure de déformations plus éprouvée.

6 Références bibliographiques

Bangke R., Hehua Z., Yi S., Xiaozhou Z. & Tengteng Z. (2021). Deformation monitoring of ultra-deep foundation excavation using distributed fiber optic sensors. IOP Conference Series: Earth and Environmental Science, Volume 861.

Barrias A., Casas J. & Villalba S. (2016). A Review of Distributed Optical Fiber Sensors for Civil Engineering Applications. Sensors, 16(748).

Berthoz N., Bourgeois E., Branque D., Michalski A., Mohamad W., Le Kouby A., Szymkiewicz F., Kreziak C. (2022). Impact d'un tunnelier sur un pieu : synthèse de l'exercice de prévision TULIP. Proposé à la Revue Française de Géotechnique.

Fellenius B.H. (2001). From train measurements to load in an instrumented pile. Geotechnical News Magazine, 19(1), pp. 35-38.

Gao L., Han C., Xu Z., Jin Y. & Yan J. (2019). Experimental Study on Deformation Monitoring of Bored Pile Based on BOTDR. Applied Sciences, Volume 9.

Kaalberg F. J., Teunissen E., Van Tol A. F. & Bosch J. W. (2005). Dutch research on the impact of shield tunnelling on pile foundations. Proceedings of the 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, pp. 1615-1620.

Lam C. & Jefferis S. A. (2011). Critical assessment of pile modulus determination methods. Canadian Geotechnical Journal, Volume 48, pp. 1433-1448.

Michalski A., Branque D., Berthoz N., Mohamad W., Szymkiewicz F., Le Kouby A. & Bourgeois E. (2022). TBM soft ground interaction during EPB tunnelling in Parisian soil, soumis à Géotechnique.

Mohamad W., Bourgeois E., Le Kouby A., Szymkiewicz F., Michalski A., Branque D. & Berthoz N. (2022). Full scale study of pile response to EPBM tunnelling on a Grand Paris Express site. Tunnelling and Underground Space Technology 124(3): 104492. https://doi.org/10.1016/j.tust.2022.104492

Piccolo A., Delépine-Lesoille S., Friedrich E., Aziri S., Lecieux Y. & Leduc D. (2020). Mechanical Properties of Optical Fiber Strain Sensing Cables under □-Ray Irradiation and Large Strain Influence. Sensors, 20(696).

Selemetas D., Standing J.R. & Mair, R.J. (2005). The response of full-scale piles to tunnelling. Amsterdam, In Proceedings of the Fifth International Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground.

Symkiewicz F., Minatchy C. & Reiffsteck P. (2021a), Static pile load tests: contribution of the measurement of strains by optical fiber. Int J of GEOMATE, 20 (81), pp44-51.

Szymkiewicz F., Le Kouby A., Sanagawa T. & Nishioka H. (2021b). Feedback on static axial pile load tests for better planning and analysis. 2nd Int Conference on Press-in Engineering, Kochi, Japan.

OUTIL INTEGRE DANS UN SIG : CARTOGRAPHIES DES DEFORMATIONS INDUITES PAR LES OUVRAGES SOUTERRAINS ET EVALUATION DE LA VULNERABILITE DES AVOISINANTS

GIS INTEGRATED MODELLING TOOL: MAPPING OF SETTLEMENTS INDUCED BY UNDERGROUND STRUCTURES AND DAMAGE ASSESSMENT

Francesc RICH[1], Barbara BITETTI[1], Roberto SCHUERCH[2]
[1] *PINI France Engineers, Paris, France*
[2] *PINI Swiss Engineers, Zurich, Suisse*

RÉSUMÉ – Cet article se focalise sur l'application « TUNNELContour », un outil de modélisation intégré SIG qui s'inscrit complètement dans l'approche de la recommandation de l'AFTES GT16R2F1. Cet outil permet de calculer les déformations induites par les travaux de réalisation d'ouvrages souterrains, d'en évaluer l'impact sur les avoisinants existants situés dans leur zone d'influence géotechnique et de réaliser des cartographies des déformations et de la vulnérabilité des avoisinants.

ABSTRACT – This article focuses on the application of "TUNNELContour", a GIS integrated modelling tool in line with the AFTES recommendation GT16R2F1. This application is used to calculate the deformations induced by construction works of underground structures, to assess the potential induced damages and to carry out the deformations and vulnerability mapping.

1. Introduction

Cet article se focalise sur l'outil « TUNNELContour », une application développée par Pini France Engineers, qui s'inscrit complètement dans l'approche de la recommandation de l'AFTES GT16R2F1. Cet outil permet de calculer les déformations par ouvrage et les déformations cumulées (tunnels, puits et gares) induites par la réalisation de plusieurs ouvrages souterrains, d'intégrer les résultats de l'enquête « bâti, caves et fondation », d'évaluer l'impact sur les avoisinants existants se situant dans la zone d'influence géotechnique et de réaliser les cartographies des déformations et de la vulnérabilité des avoisinants. Les calculs et les analyses sont réalisés sur une application de système d'information géographique (SIG) permettant de réaliser des analyses croisées avec les données disponibles. Cet article présente un exemple d'application de cet outil de calcul pour l'évaluation de la vulnérabilité dans le cadre du projet de création liaison souterraine constituée de câbles 380 kV, en suisse (Figure 1). Le tunnel est creusé avec une machine AVN (fonçage de tubes sous abattage mécanique continu avec confinement du front par pression de boue.

2. Méthodologie générale

Le cadastre du projet, les réseaux enterrés, les informations de l'enquête bâti et le tracé du tunnel sont importés dans l'application SIG. Les déformations induites par le tunnel sont ensuite calculées conformément aux méthodes de calcul choisies (cf. §3). Les déformations sont calculées initialement dans un système local du logiciel puis converties dans le système global correspondant au système de référence du projet (CH1903/LV03). Les déformations maximales obtenues dans les emprises des bâtiments se situant dans la zone d'influence géotechnique sont utilisées pour évaluer la classe de dommage des avoisinants en fonction du critère de déformation considéré et de la sensibilité du bâtiment.

Cette analyse spatiale permet ainsi d'évaluer la vulnérabilité (cf. § 4) des avoisinants en cohérence avec la matrice de vulnérabilité du projet. Trois types de cartes de déformations peuvent être réalisées : tassements, mises en pente et déformations horizontales. Les cartographies obtenues montrent aussi la classe de dommage et la vulnérabilité évaluées pour chaque avoisinant.

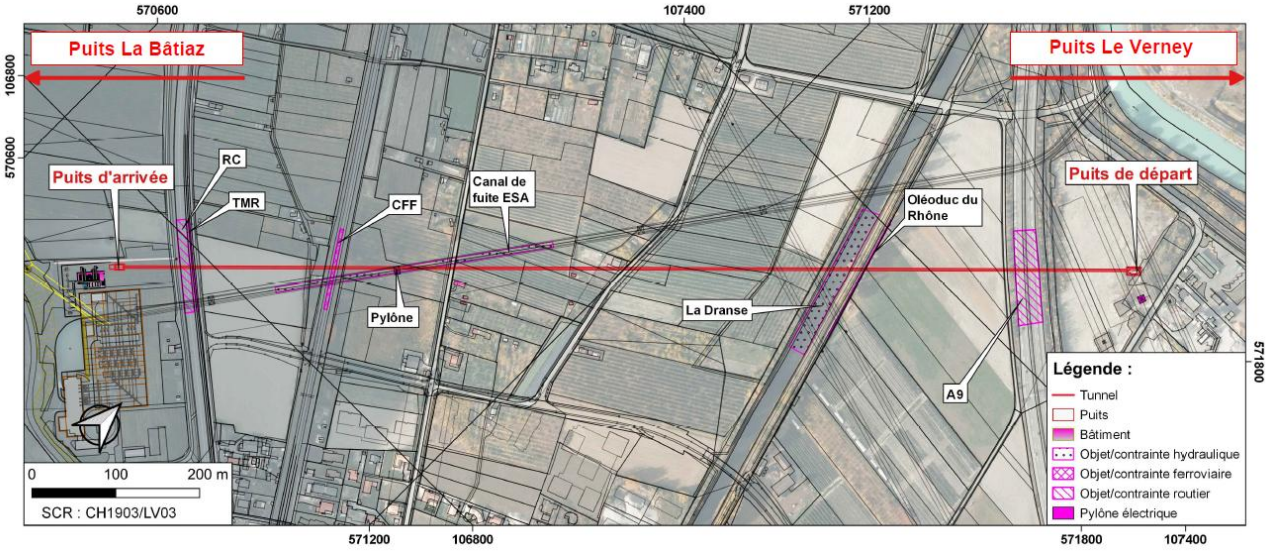


Figure 1 : Tracé du projet liaison haute tension souterraine

3. Estimation des déformations induites

3.1. Tunnel

3.1.1. Tassements

La Figure 2 présente la cuvette de tassements tridimensionnelle induite en surface par le creusement d'un tunnel, en conditions de champ libre, et obtenue numériquement avec l'application TUNNELContour.

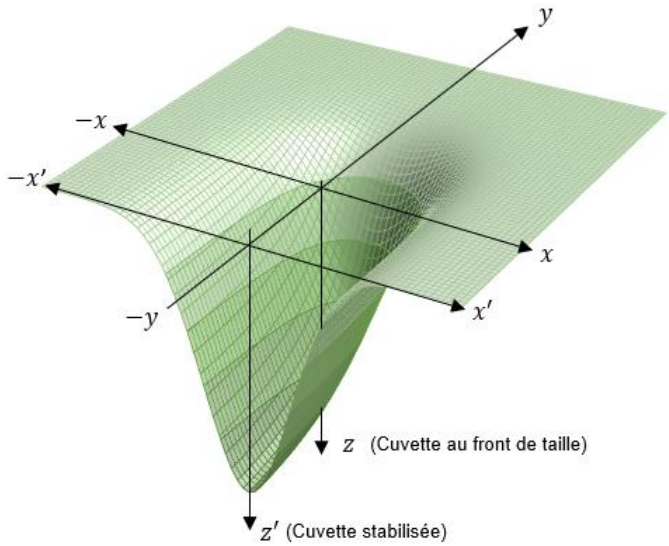


Figure 2 : Cuvette de tassements tridimensionnelle en surface, en champ libre.

Conformément à la formalisation proposée par Peck (1969), la cuvette de tassement transversale est modélisée par une courbe de Gauss (loi normale standard). La Figure 3

et Figure 4 présentent la forme de la cuvette de tassement transversale par rapport à l'axe du tunnel, définie par l'équation suivante :

$$S_v(x) = S_{max} \cdot exp\left(-\frac{x^2}{2 \cdot i^2}\right) = \frac{V_s}{\sqrt{2\pi} \cdot i} \cdot exp\left(-\frac{x^2}{2 \cdot i^2}\right) = \frac{V_L \cdot A}{\sqrt{2\pi} \cdot i} \cdot exp\left(-\frac{x^2}{2 \cdot i^2}\right)$$

Où :

- S_{max} : tassement maximal à l'axe du tunnel en conditions de champ libre ($x = 0$) ;
- V_S : volume de la cuvette de tassement transversale ;
- A : aire d'excavation ;
- V_L : perte de volume relative à l'excavation, définie comme ratio entre V_S et A ;
- i : distance du point d'inflexion par rapport à l'axe du tunnel. Ce paramètre permet de définir la forme de la cuvette. Il existe plusieurs approches pour déterminer le point d'inflexion, la plus utilisée par la profession est celle définie par (O' Reilly & New,1982) :

$$i = k \cdot z_0 \ ,$$

dont z_0 est la profondeur de l'axe du tunnel et k le paramètre empirique qui décrit la largeur de la cuvette de tassement. Ce paramètre adimensionnel dépend de la nature et des caractéristiques du terrain excavé. La zone d'influence géotechnique est définie comme une bande de largeur 5·i centrée sur l'axe du tunnel. Cette distance correspond à la distance où les déplacements du terrain son négligeables et n'ont plus d'impact sur les avoisinants existants. La valeur de 1 mm proposée par Giardina (2013) peut-être aussi retenue pour définir les limites de la ZIG. Autres que les tassements en surface, la mise en pente transversale est aussi évaluée pour étudier l'endommagement des avoisinants. Elle est définie par la dérivée de la cuvette de tassements :

$$\beta(x) = \frac{dS_v(x)}{dx}$$

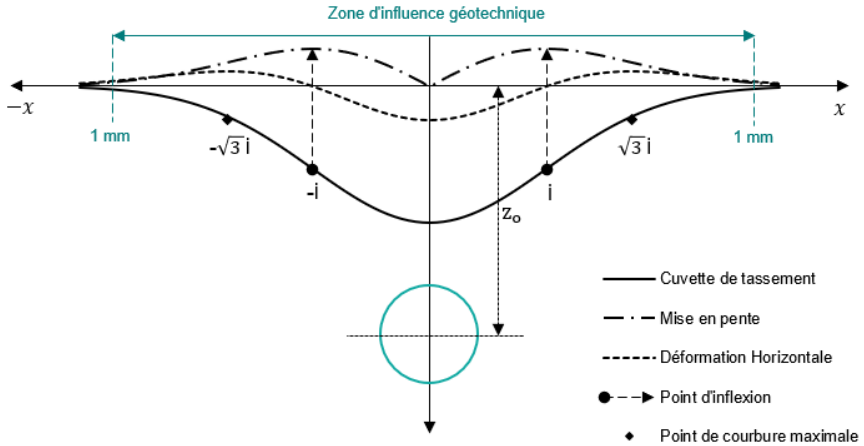


Figure 3 : Mouvements transversaux en surface.

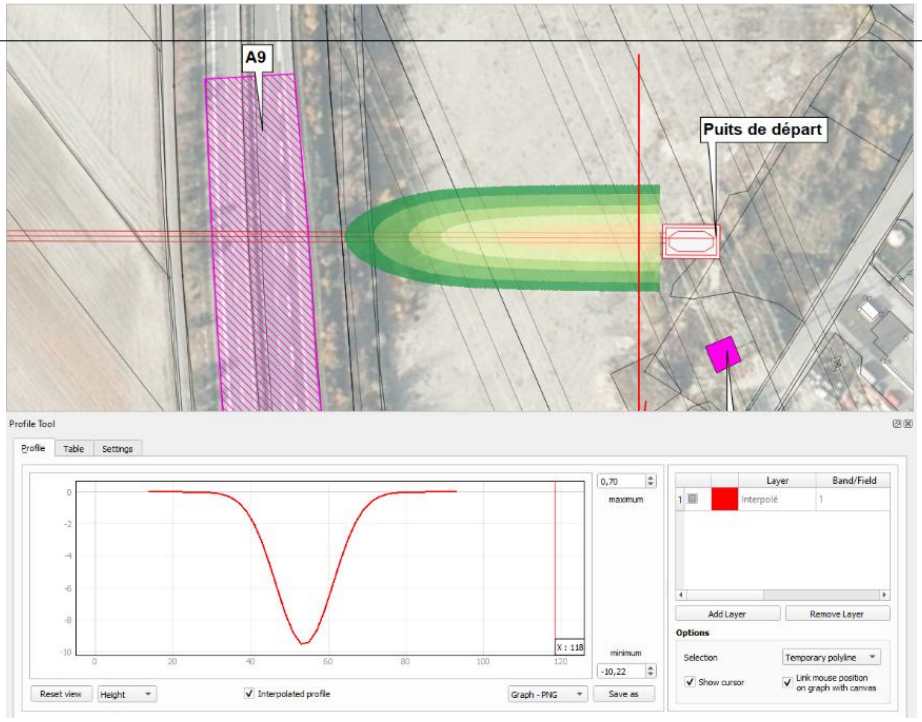


Figure 4 : Visualisation des mouvements transversaux en surface - TUNNELContour.

3.1.2. Déplacements horizontaux et déformations horizontales

La méthode de (O' Reilly et New, 1982) permet de calculer les déplacements horizontaux et les déformations horizontales induits par le creusement du tunnel. Ceux-ci sont calculés en fonction du tassement induit à la distance x de l'axe du tunnel et de la couverture à l'axe z_0 du tunnel, par les équations ci-après :

$$S_h(x) = -\frac{x}{z_0} S_v(x)$$

$$\varepsilon_h(x) = \frac{S_{max}}{z_0} \cdot \left(1 - \frac{x^2}{i^2}\right) \cdot exp\left(-\frac{x^2}{2 \cdot i^2}\right)$$

La Figure 3 permet d'observer que la déformation horizontale est nulle au niveau du point d'inflexion i et maximale pour $x = 0$ (compression) et $x = \sqrt{3} \cdot i$ (traction).

3.1.3. Déformations horizontales

(Attewell et Woodman, 1982) ont proposé des équations pour estimer les tassements et les déformations longitudinaux. Les tassements en direction longitudinale sont définis comme suit :

$$S_v(y) = \frac{V_s}{\sqrt{2\pi i}} \cdot \left\{G\left[\frac{y - y_i}{i}\right] - G\left[\frac{y - y_f}{i}\right]\right\} = S_{max} \cdot (G_1 - G_2)$$

$$G = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{\frac{y-y_i}{i}} exp\left[-\frac{\left(\frac{y - y_i}{i}\right)^2}{2}\right] d\left(\frac{y - y_i}{i}\right)$$

La Figure 5 présente le profil de tassement longitudinal. Le tassement au droit du front de taille est usuellement égal à $0.5 \cdot S_{max}$ ($G(0) = 0.5$ lorsque $y = y_f$). Le tassement maximal théorique est obtenu à une distance infinie par rapport au front de taille ($G(\infty) =$

1 lorsque $(y - y_i) \rightarrow \infty$). L'axe des ordonnées, situé au niveau du front de taille, sépare les zones de traction situées au front de la machine AVN des zones tractions situées à l'arrière de la tête d'abattage.

Les déformations horizontales dans la direction longitudinale sont définies par l'équation suivante :

$$\varepsilon_L(y) = \frac{V_L D^2}{8 i^2 z_0} \cdot y \cdot exp\left(-\frac{x^2}{2 \cdot i^2}\right)$$

La déformation longitudinale est nulle au droit du front de taille et maximale au niveau des points d'inflexion. La mise en pente longitudinale est définie par la dérivée du profil de tassement longitudinal:

$$\beta(y) = \frac{dS_v(y)}{dy}$$

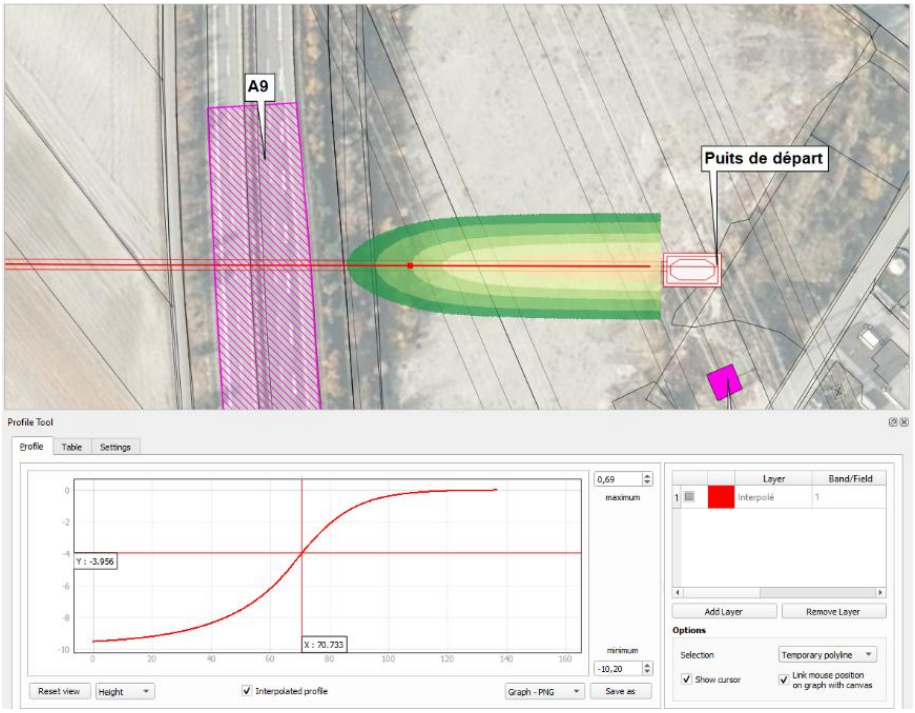


Figure 5 : Visualisation des mouvements longitudinaux en surface - TUNNELContour.

3.2. Puits et gares

Pour l'estimation des déformations induites par la construction des puits trois méthodes sont proposées dans l'application TUNNELContour :

- La méthode de (Bowles, 1988), est basée sur l'estimation des mouvements latéraux de l'écran. A partir de ces déformations, la perte de volume due au mouvement latéral de la paroi est calculée. Le tassement maximal engendré par la paroi est ensuite lié à la perte de volume et à la zone d'influence calculée selon la méthode de (Caspe, 1966). Cette méthode prend comme principale hypothèse que le tassement maximal se produit au niveau de l'écran de soutènement.
- La méthode de (Hamza, 1999), qui introduit deux courbes de tassements : la « courbe S », où le tassement maximal se produit au droit de l'écran, typique d'une déformée en console de l'écran de soutènement, et la « courbe S1 », où le tassement maximal se produit à une certaine distance de l'écran, typique des écrans butonnés en tête. En plus du type de déformée latérale de l'écran, cette

méthode est basée sur deux paramètres empiriques, Rv et Rs, dont les valeurs de base retenues sont respectivement 0,75 et 1,40 ;

- La méthode de (Hsieh et Ou, 1998), qui distingue deux courbes de tassements : la courbe type « spandrel », observée notamment dans le cas de déformée des parois de type console, et la courbe type « concave », qui se produit notamment lorsque les déplacements latéraux en tête des parois sont bloqués par des butons ou une dalle.

La Figure 6 et Figure 7 illustrent les tassements et les mises en pente induits calculés avec les formulations de Hamza.

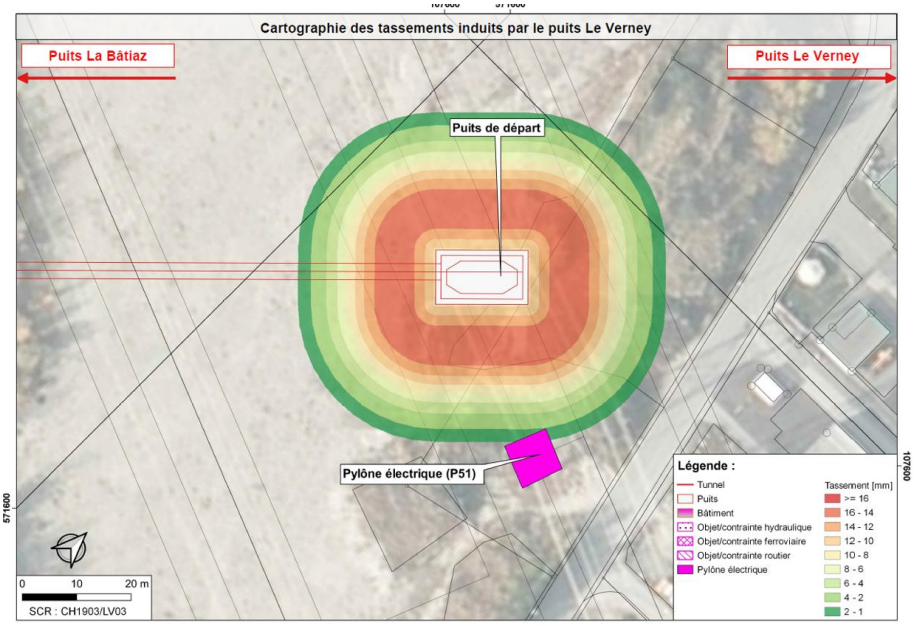


Figure 6 : Visualisation des tassements induits par la construction d'un puits.

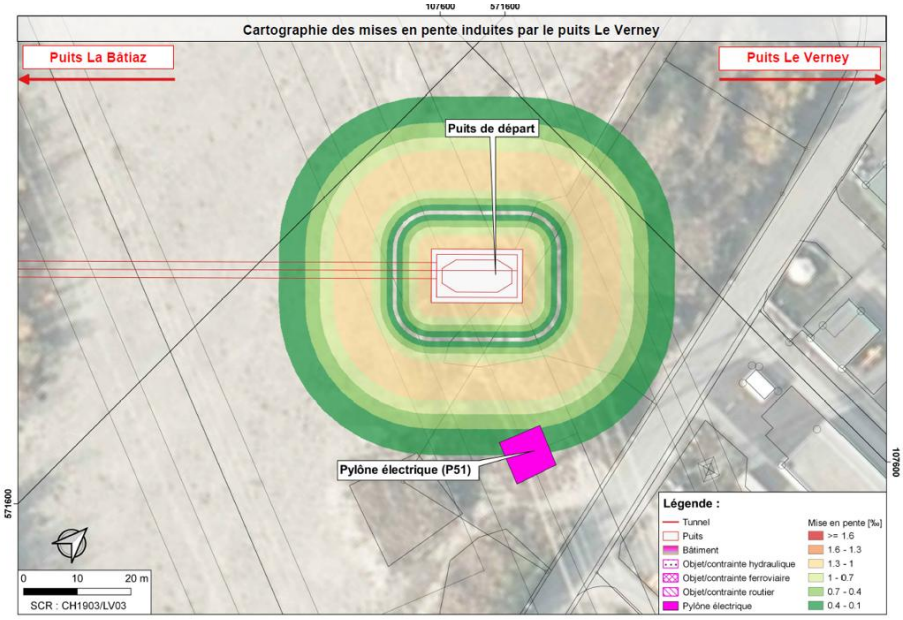


Figure 7 : Visualisation des mises en pente induites par la construction d'un puits.

3.3. Cumul des déformations induites

L'outil TUNNELContour permet aussi d'estimer les déformations cumulées induites par le creusement des puits et par le creusement du tunnel.

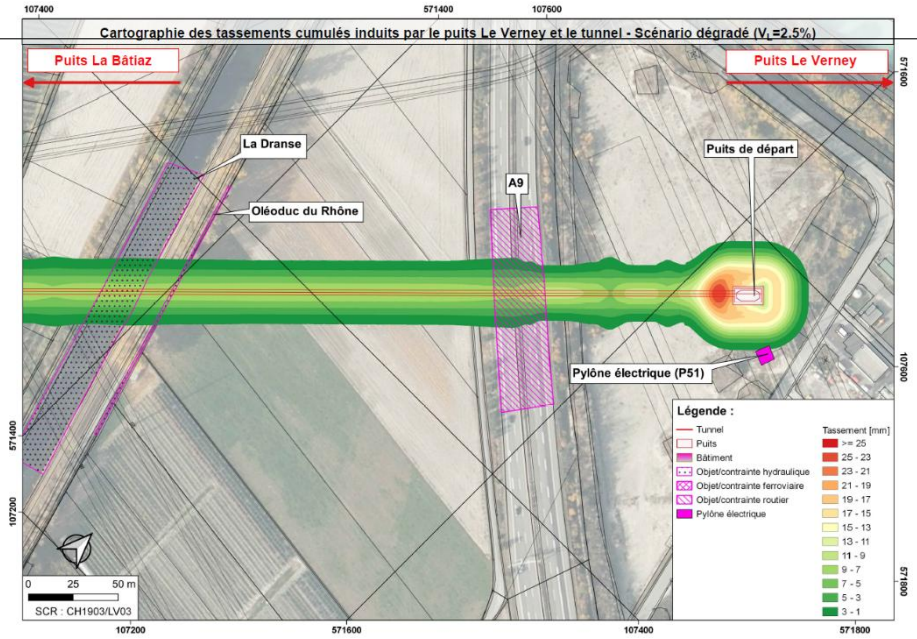


Figure 8 : Visualisation du cumul de tassements induits par le tunnel et le puits.

4. Evaluation de la vulnérabilité

Les déformations maximales des empreintes des bâtiments sont couplées avec les sensibilités intrinsèques de chaque avoisinant pour estimer la classe de dommage et évaluer par la suite la vulnérabilité des avoisinants en cohérence avec la matrice de vulnérabilité du projet. La Figure 9 illustre un exemple de l'évaluation de la vulnérabilité des avoisinants.

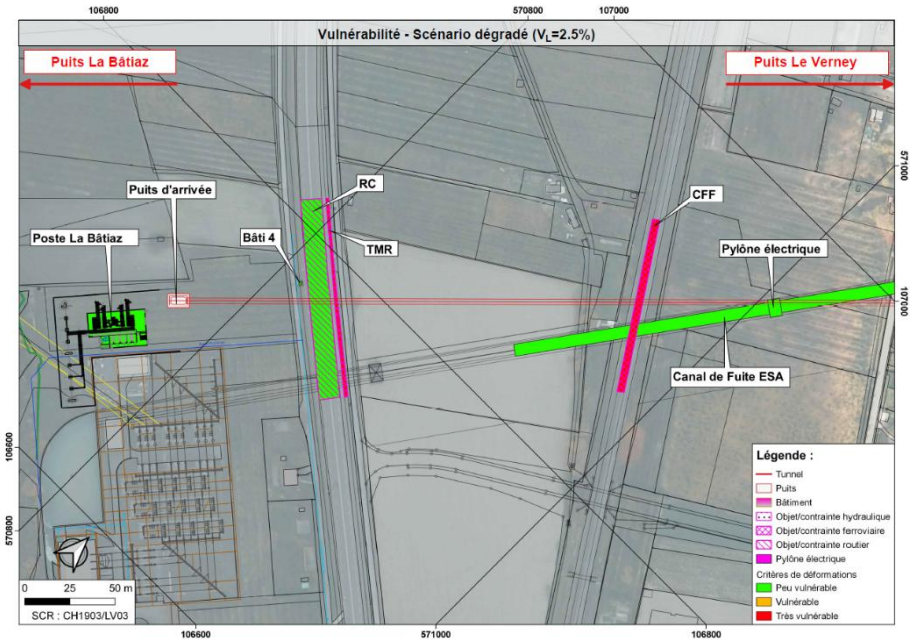


Figure 9 : Evaluation de la vulnérabilité des avoisinants.

5. Cartographie et analyse spatiale

A partir des données importées dans l'application sous forme d'attributs pour chaque avoisinants (sensibilité des bâtiments et seuils de déformation), de l'estimation des déformations, de l'évaluation de la classe de dommage pour chaque avoisinants en

fonction des seuils retenus, il est possible d'évaluer la vulnérabilité des bâtiments en cohérence avec la matrice de vulnérabilité par le biais d'une analyse croisée à partir de toutes les données utilisées. La Figure 9 au-dessus présente un exemple de l' évaluation de la vulnérabilité permettant de discerner par la suite le besoin ou non de confortements ou des interventions spécifiques. Afin de maitriser les tassements au droit des ouvrages vulnérables, les interventions suivantes sont retenues :

- Augmentation locale de la pression de confinement (mitigation du risque de tassements sur le court terme) ;
- Augmentation locale des volumes du lubrifiant et, si nécessaire, de la pression d'injection de boue de lubrification autour des tubes (mitigation du risque de tassements sur le moyen terme) ;
- Injection locale du vide annulaire avec du mortier compatible avec les exigences du projet (mitigation du risque de tassements sur le long terme).

6. Conclusion et perspectives

L'outil de modélisation intégré dans un SIG "TUNNELContour" permet d'estimer les déformations induites par plusieurs ouvrages souterrains et d'en évaluer la vulnérabilité en cohérence à la recommandation de l'AFTES GT16R1F1. L'outil permet d'évaluer de façon semi-automatique les déformations induites sur chaque avoisinants et d'en évaluer leur vulnérabilité. Le logiciel permet d'effectuer des analyses de vulnérabilité pour un linéaire de 10 km de tunnel dans un milieu urbain dense en quelques jours. Le fait d'automatiser un certain nombre d'étapes permet d'éviter des erreurs que peuvent être réalisées manuellement. Cet outil permet aux utilisateurs de réaliser des cartographies géoréférencées de toute information souhaitée (déformations, sensibilité des avoisinants, vulnérabilité). Pour les ouvrages type puits non circulaires un nouveau module du logiciel sera créé pour estimer les déformations induites par des puits en considérant la rigidité des coins.

7. Références bibliographiques

AFTES GT16R1F1, (2018). Tassements et vibrations induits par le creusement des ouvrages souterrains.

Attewell, P. B. & Woodman, J. P. (1982). Predicting the dynamics of ground settlement and its derivatives by tunnelling in soil. Ground Engineering 15, 13-22.

Bowles J.E. 1988. Foundation analysis and design. 4th ed. McGraw-Hill Book Company, New York.

Caspe, M.S. 1966. Surface settlement adjacent to braced open cuts Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 92(SM4) : 51-59.

Giardina, G. (2013). Modelling of settlement induced building damage. Ph.D thesis, TU Delft.

Hamza, M. (1999). Ground movements due to the construction of cut-and-cover structures and slurry shield tunnel of the Cairo Metro. Tunnelling and Underground Space Technology.

Hsieh P.G et Ou C.Y. 1988. Shape of ground surface settlement profiles caused by excavation, Can. Geotech. J35: 1004-1017.

M.P. O'Reilly and B.M. New, (1982), Settlements above tunnels in the United Kingdom – Their magnitudes and predictions, Tunnelling 1982, pp 179-181.

Peck R.B. 1969. Deep Excavation and Tunneling in Soft Ground. State-of-the-Art Report. Proceedings of the 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico, 1969, pp 225-290.

CONSTITUTION D'UNE BASE DE DONNÉES DES MESURES OBTENUES LORS DU CREUSEMENT DE DEUX TUNNELS DU GRAND PARIS EXPRESS

CONSTITUTION OF A DATABASE OF MEASUREMENTS OBTAINED DURING THE EXCAVATION OF TWO TUNNELS OF THE GRAND PARIS EXPRESS

Tatiana RICHA[1], Jean-Michel PEREIRA[2], Gilles CHAPRON[1], Lina-María GUAYACAN-CARRILLO [2]
[1] *Terrasol Setec, Paris, France*
[2] *Navier, Ecole des Ponts, Univ Gustave Eiffel, CNRS, Marne-la-Vallée, France*

RÉSUMÉ – L'instrumentation des zones de creusement des tunnels permet de surveiller les tassements induits en surface. A l'aide d'approches statistiques ou de méthodes d'apprentissage machine, le flux des données collectées pourrait servir à la prédiction des déformations à l'avant du front du tunnel. Cependant, le recours à ces méthodes n'est possible que si les données sont propres et d'une qualité acceptable. Cet article propose un retour d'expérience sur la préparation de ces données pour deux lignes du Grand Paris Express.

ABSTRACT – The instrumentation of tunneling areas allows to monitor the settlements induced on the surface. Using statistical approaches or machine learning methods, the flow of collected data can be used to predict deformations before the tunnel face. However, these methods are only reliable if the data are clean and of acceptable quality. This study provides feedback on the processing of data collected from 2 lines of the Grand Paris Express.

1. Introduction

Le suivi de l'impact sur les avoisinants est un enjeu majeur du creusement des tunnels au tunnelier en environnement urbain. L'instrumentation des Zones d'Influence Géotechnique est essentielle pour surveiller les tassements en surface et valider leur conformité avec les valeurs issues de la conception. L'instrumentation du tunnelier permet par ailleurs d'avoir accès aux paramètres de pilotage de la machine qui exercent une influence sur l'amplitude des tassements observés. Un chantier de tunnel instrumenté génère donc une quantité de données considérable. Aujourd'hui, ces mesures servent à donner l'alerte lorsque des anomalies sont observées, afin de prendre des actions correctives en un délai acceptable, et éventuellement effectuer des recalages ponctuels par méthode numérique. Il serait bien plus utile que ce flux de données important puisse servir à recaler efficacement les prédictions de déformations en surface à l'avant du passage du front. L'intelligence artificielle, en particulier l'apprentissage machine, apporte des approches intéressantes qui méritent d'être développées (Zhang et al., 2020). Cependant, les méthodes d'analyse de données basées sur l'apprentissage machine sont sensibles à la qualité des données. Ainsi, la présence de bruit et de valeurs aberrantes dans le jeu de données peut conduire à des interprétations incorrectes. Il est donc impératif d'effectuer un travail de nettoyage et d'organisation des données préalablement à leur analyse.

Cette communication s'inscrit dans le cadre d'un projet de thèse portant sur la réduction des incertitudes sur le comportement des sols excavés au tunnelier par l'analyse en continu des données collectées. Celle-ci présente un retour d'expérience sur le traitement des données obtenues lors du creusement de deux lignes du Grand Paris Express. Le travail concerne l'extraction des données depuis diverses plateformes, leur nettoyage et la constitution d'une base de données robuste. Les difficultés rencontrées sont exprimées

dans le but d'inciter l'industrie à suivre certaines recommandations qui facilitent et accélèrent le processus de traitement des données.

2. Contexte

2.1. Description du projet

Le projet du Grand Paris Express (GPE) est le plus grand projet urbain d'Europe avec 200 km de lignes automatiques de métro et 68 nouvelles gares. Le GPE est un projet essentiellement souterrain qui relie les principaux lieux de vie et d'activité en banlieue sans passer par le centre de Paris.
Dans cette étude, deux lignes du GPE sont étudiées : la ligne 15 sud-ouest (L15SO) et le lot GC02 du prolongement du côté sud de la ligne 14 (L14SGC02) (Figure 1). La longueur des tracés est de 7.785 km et 4.578 km respectivement. Ces tracés forment environ 12 km de lignes très bien auscultées et excavées au tunnelier à pression de terre.

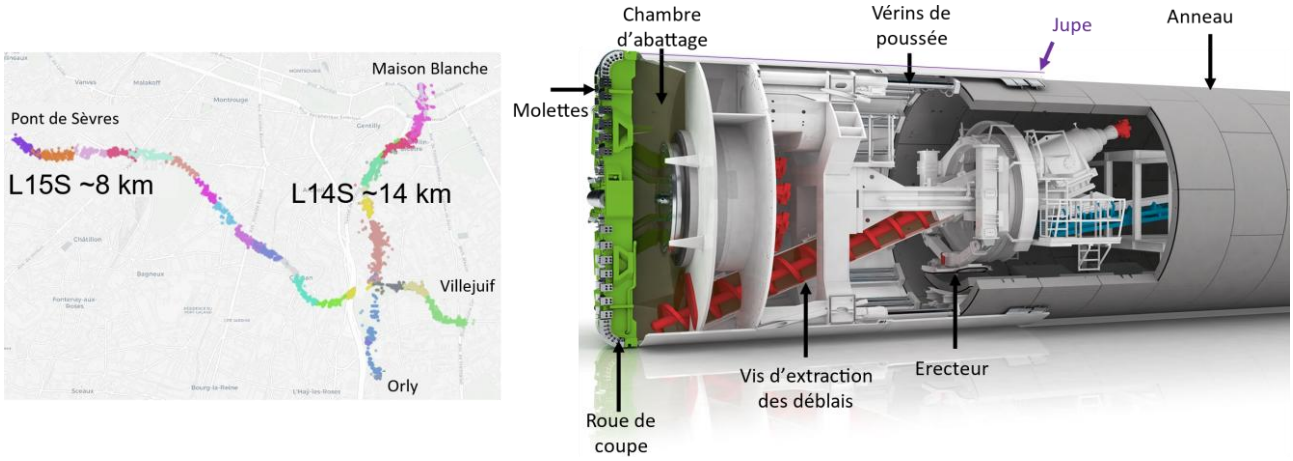


Figure 1 - Tracés des lignes L14SGC02 et L15SO (à gauche) et vue écorchée d'un tunnelier à pression de terre (à droite)

2.2. Tunnelier à pression de terre

Le tunnelier ou TBM (pour Tunnel Boring Machine en anglais) a pour rôles l'excavation du sol, le maintien de la stabilité du front, la pose du soutènement et l'injection de mortier dans les vides annulaires.

La L14SG02 a été excavée par un unique tunnelier alors que la L15SO a été excavée par deux tunneliers. Ces trois TBM sont des tunneliers à pression de terre (Figure 1), type privilégié pour les terrains comportant des argiles, des limons, des craies tendres, des marnes, etc. (AFTES, 2019). Les caractéristiques des machines sont données dans le **Erreur ! Source du renvoi introuvable.**.

Tableau 1 - Paramètres des tunneliers utilisés sur les lignes L14SGC02 et L15SO

	Diamètre d'excavation [m]	*Diamètre fin jupe [m]*	*Longueur bouclier [m]*	*Diamètre intrados du revêtement [m]*	*Epaisseur du revêtement [m]*	*Nombre de voussoirs par anneau*	*Longueur anneau [m]*
L15SO	9.87	9.8	13.5	8.7	0.4	7	2
L14S-GC02	8.83	8.76	13.74	7.75	0.35	7	2 - 1.5

2.3. Contexte géologique

Les formations géotechniques majoritairement rencontrées au front le long du tracé (**Erreur ! Source du renvoi introuvable.**) de la L14SGC02 sont du Calcaire Grossier (CG), du Marno-Calcaire de Pantin (MP), des Marnes d'Argenteuil (MA), des Argiles Vertes (AV) et des Argiles Plastiques (AP) (Coblard et al., 2021). Pour la L15SO, le front du tunnel traverse des Argiles Plastiques, Calcaires Grossiers, Masses et Marnes du Gypse (MG), Marnes Supra-gypseuses d'Argenteuil (MSGa) et Marnes de Meudon (MM) (Le Bissonnais et al., 2017). L'épaisseur de la couverture au-dessus des tunnels varie, selon la ligne, entre 15 m et 50 m.

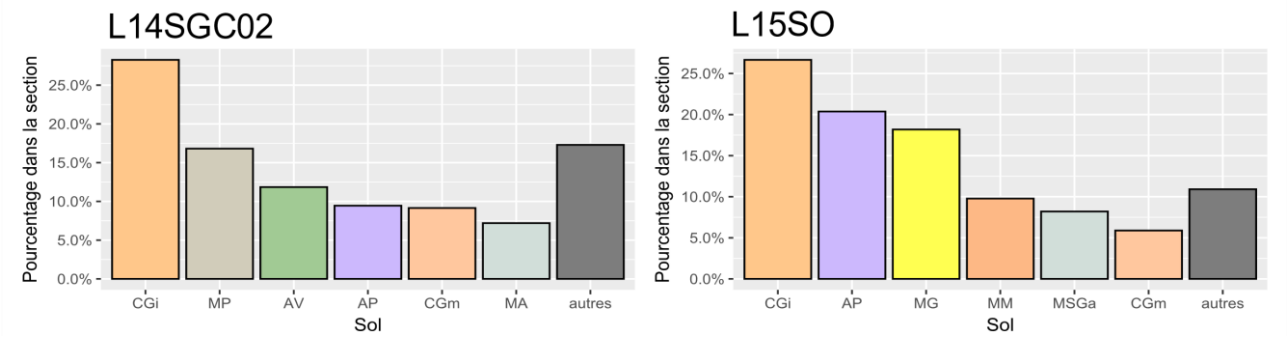


Figure 2 - Principales formations rencontrées au front

2.4. Auscultations et Suivi du creusement

Le développement des méthodes d'auscultation et la capacité actuelle de stockage permettent de collecter une quantité importante de données, qui sont alors mises à disposition des différents acteurs du projet. Aujourd'hui, les auscultations servent essentiellement à visualiser les paramètres mesurés et à contrôler que tout se passe comme prévu. Notre ambition est de profiter de ces auscultations pour prévenir les éventuels dommages à l'avant du front, en recalant les prédictions rapidement et facilement.

Les paramètres de pilotage du tunnelier pendant le creusement, notamment la pression au front, la pression d'injection du mortier, etc., sont mesurés par des capteurs et inspectés par les pilotes de la machine pour assurer son bon fonctionnement et éviter les blocages ou les casses de matériel.

Les déformations en surface sont également mesurées par l'intermédiaires de prismes placés sur les voiries ou les bâtiments (à différents niveaux), et ciblés par des théodolites toutes les 30 minutes (en règle générale).

Nous présentons dans la suite la méthodologie suivie depuis l'extraction de ces données jusqu'à leur organisation dans une base de données performante.

3. Méthodologie et Résultats

Les données disponibles sur un projet de tunnel peuvent être divisées en 3 catégories : les mesures d'auscultations en surface, les paramètres de pilotage du tunnelier, et les données géologiques et géotechniques. L'information brute à laquelle nous avons accès n'est pas toujours facile à extraire, assez disparate et comprend des erreurs. Elle nécessite donc un travail important de nettoyage et d'organisation.

3.1. Extraction des données

Les données relatives au GPE sont mises à disposition sur diverses plateformes pendant la durée de vie du projet. Préalablement à toute étude sur ces données, un travail d'extraction des informations brutes est nécessaire.

Le premier défi est l'acquisition des données dans les délais puisqu'une fois l'exécution du projet achevée, les plateformes ne sont plus disponibles. Il est donc impératif d'extraire les informations et d'en faire une sauvegarde. Le second défi est la diversité des plateformes fournissant les 3 catégories de paramètres nécessaires à nos études. L'accès à ces plateformes se fait par différentes méthodes (application, site web, API), et l'extraction de masse n'est souvent pas évidente (outils non adaptés). Le défi à l'heure actuelle est donc de faire avec, de s'adapter à ces disparités, et d'arriver à créer des outils permettant cet export de façon fiable et automatisée.

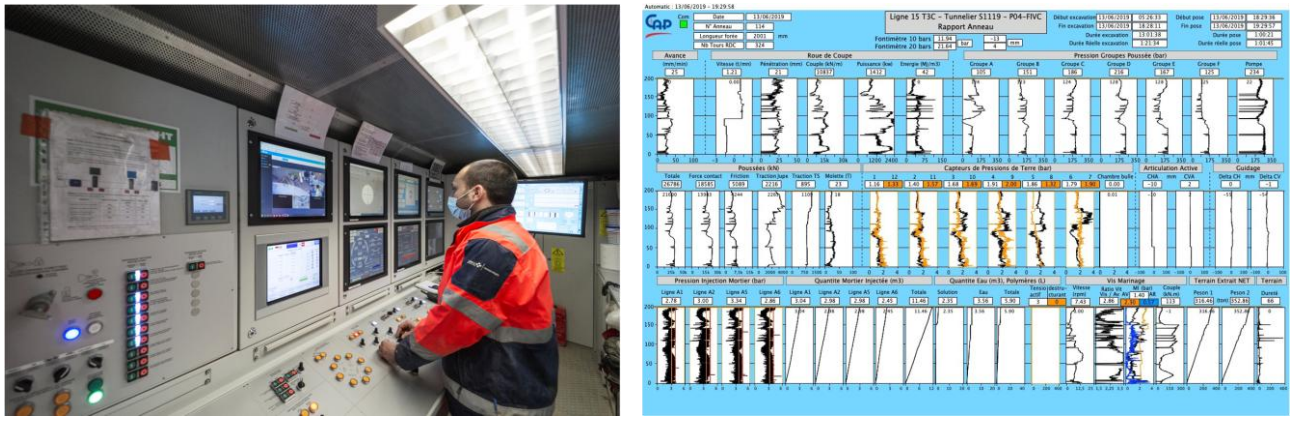


Figure 3 - Cabine de pilotage du tunnelier (à gauche) et un exemple d'image de rapport informant sur les paramètres de pilotage du tunnelier (à droite)

Les paramètres relatifs au tunnelier sont affichés sous forme d'images dans la cabine de pilotage de la machine (Figure 3). L'entreprise n'a mis à disposition de la maitrise d'œuvre pour ces projets qu'une petite partie des flux de données brutes. Pour avoir accès aux paramètres manquants qui nous intéressaient, il a fallu exploiter des captures d'écrans du poste de pilotage, effectuées toutes les 30 secondes et déposées sur une plateforme web dédiée. Nous avons créé des codes (en langage R) pour extraire massivement toutes les images, en améliorer la résolution des caractères et pour finalement les transformer en texte (Figure 4). Pour notre étude, nous avons sélectionné les paramètres les plus utilisés dans la littérature pour les méthodes d'apprentissage machine, à savoir la vitesse d'avancement, le moment de la roue de coupe, la pression au front, la pression et la quantité de mortier injecté et bien d'autres (Chen et al., 2019; Suwansawat & Einstein, 2006).

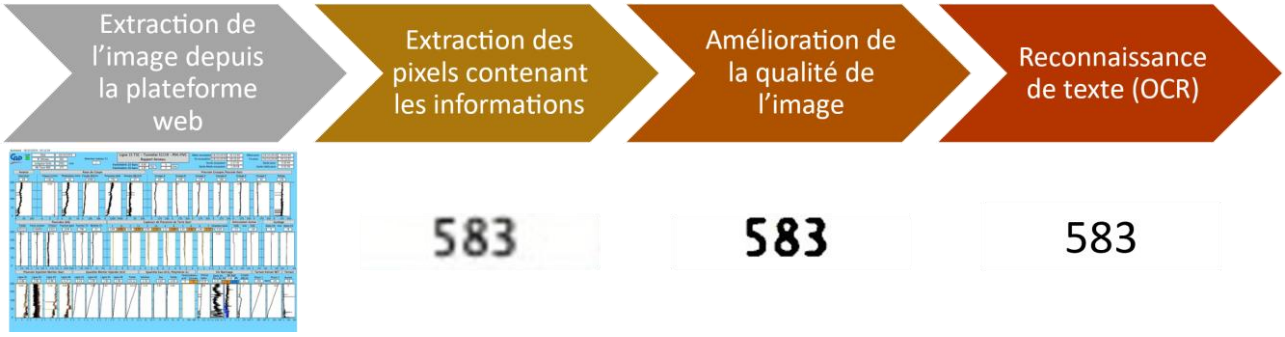


Figure 4 - Méthode d'extraction des paramètres de pilotage de tunnelier à partir d'images

L'interrogation de la base de données des auscultations était possible via une application ou un site web. L'export massif des données n'étant pas possible via l'application, nous avons eu recours à une technique de type *web scraping* pour extraire plus de 144 millions de mesures associées à près de 16 000 capteurs.

Les données de sol sont de deux types : les données stratigraphiques, qui sont « numérisées » à partir des profils en long dessinés, mètre par mètre (transformation du dessin en table) (Figure 5), et des tableaux de paramètres de calcul, par plage de linéaires.

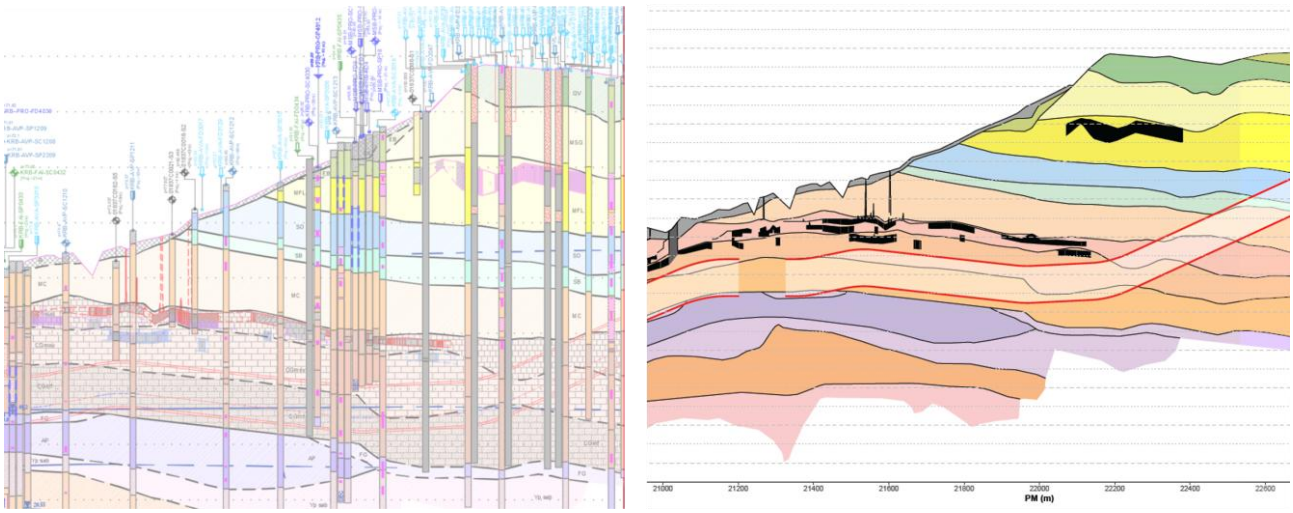


Figure 5 - Numérisation du profil stratigraphique

3.2. Nettoyage des données

Après la sauvegarde, la deuxième étape concerne le nettoyage des données. L'analyse de données basée sur l'apprentissage machine ou des approches statistiques est sensible à la qualité des données. Par conséquent, la présence de bruit et de valeurs aberrantes dans les ensembles de données peut conduire à des interprétations incorrectes (Chu et al., 2016).

Le nettoyage des données consiste à (i) gérer les valeurs manquantes, (ii) supprimer les données dupliquées pour diminuer le volume des données et (iii) détecter les données aberrantes (Krishnan et al., 2016). Le nettoyage des données améliore la qualité des données et apporte ainsi la complétude, la précision et la confiance dans l'ensemble des données ainsi que la fiabilité des résultats d'analyse (Klein & Lehner, 2009).

Concernant les paramètres de pilotage des tunneliers, des corrections ponctuelles sont nécessaires, comme l'ajout de dates importantes manquantes ou la correction des valeurs qui ont été mal interprétées par la reconnaissance de texte. Par exemple, le caractère « 5 » est assez souvent interprété en tant que « 8 » ou « 9 ». Vu la quantité de données et la qualité des images, ces corrections sont faites de façon semi-automatisée.

S'agissant des paramètres d'auscultation, seuls les déplacements en surface nous intéressent dans la présente étude. Nous avons donc sélectionné les données issues du suivi des cibles placées en voirie ou sur les bâtiments. Par ailleurs, plusieurs nettoyages ont été effectués :

(a) Nettoyage du nom des types de cibles pour avoir une nomenclature unifiée. En effet, il y a plusieurs types de capteurs : cibles topographiques, cibles virtuelles, prismes etc. La présence de majuscules, d'espaces, du pluriel et des abréviations sont sources d'erreur et parfois de duplication des données.

(b) Elimination des cibles sans coordonnées spatiales puisque les enregistrements sont alors inutiles. Les cibles concernées par ce défaut représentent moins de 0.01% des cibles considérées dans la présente étude.

(c) Elimination des données dupliquées. Plusieurs sources de duplication coexistent : la plateforme source, l'extraction massive, les types de cibles, les enregistrements dupliqués d'une même cible, etc.

(d) Eliminations des cibles qui n'ont pas de mesures (cibles défectueuses).

Une fois le nettoyage terminé, le jeu de données passe de 15 859 capteurs à 8 689 cibles mesurant les déplacements en surface (sur voirie ou bâtiment).

3.3. Base de données

A la suite de la collecte et du nettoyage des données, on se retrouve avec des fichiers de différents types (csv, json, etc.), sans relation les uns avec les autres, stockés dans différents dossiers et trop lourds pour être chargés en mémoire pour l'exploitation. Travailler avec des données stockées de cette façon pour appliquer des algorithmes d'apprentissage machine n'est pas possible à notre échelle. Il a donc été décidé de créer une base de données relationnelle. Même si la quantité des données à notre disposition est encore loin de l'échelle du Big Data, l'intégration des informations disponibles dans une base de données et le respect des 5V (Volume, Vitesse, Variété, Valeur et Véracité) est un prérequis indispensable pour assurer l'efficacité de la chaine de valeur.

La mise à disposition des données dans une base unique garantit à des utilisateurs spécifiques une disponibilité et un accès facilité, rapide et sécurisé à un grand volume de données variées (auscultations, paramètres de sol, paramètre de pilotage du tunnelier).

L'intégration ou la fiabilité des données est garantie par le choix de PostgreSQL qui est un système de base de données relationnelle libre de droit (*open access*) et gérant les données spatialisées. Son architecture relationnelle permet de mettre en place les relations entre les différentes entités (tables). Les données sont ainsi bien organisées et sans redondance. Le stockage est donc minimisé et son interrogation par requêtes SQL est rapide et économe en mémoire vive.

Pour partager et sécuriser les données, la base est stockée sur des services *Cloud*.

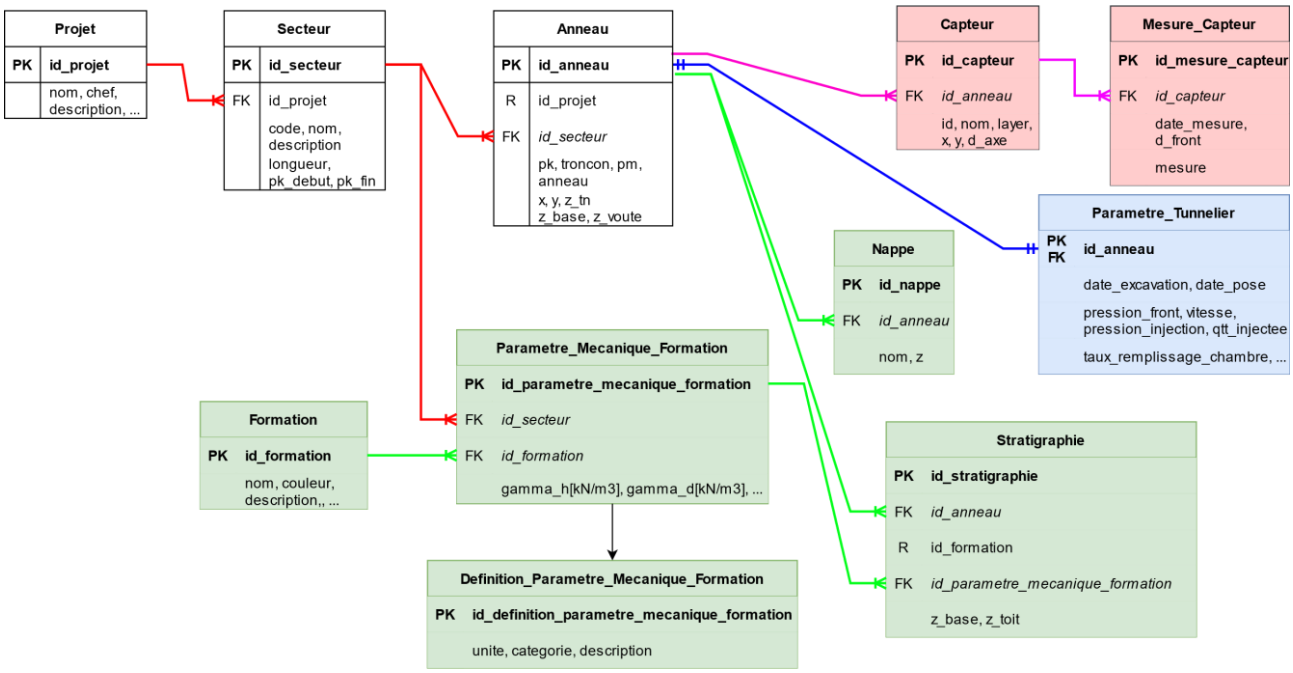


Figure 6 - Diagramme d'entité-relation de la base de données

La création de bases de données d'excavation de tunnels a déjà été abordée par quelques auteurs, notamment Marinos et al. (2013) qui ont regroupé les données de 62 tunnels de l'Egnatia Highway (Grèce). La structure de la base de données choisie dans notre étude est similaire à celle présentée par Marinos et al. (2013) : la base est formée par 3 catégories principales et 1 catégorie supplémentaire, à savoir (a) les mesures d'auscultations en surface, (b) les paramètres de creusement du tunnelier, (c) les données géologiques et géotechniques et enfin (d) les tables d'assistance qui contiennent les abréviations, symboles, unités, etc. La Figure 6 présente la structure de notre base de données (seuls les paramètres principaux de chaque table sont indiqués). La table « parametre_tunnelier » contient par exemple en réalité environ 40 paramètres.

L'entité « projet » décrit le projet de tunnel étudié, le responsable, la localisation, etc. Un projet est divisé en plusieurs « secteurs » qui définissent la géologie et la géotechnique du terrain (« parametre_mecanique_formation »).

Au centre se trouve l'entité « anneau ». Cette dernière représente la position tous les mètres, informant ainsi sur les coordonnées en surface et celles en profondeur pour le tunnelier. L'entité « anneau » est l'entité « parent » à 4 autres entités qui sont les 3 catégories principales : les auscultations (« capteur » et « mesure_capteur »), les « paramètre_tunnelier » et les données géologiques et géotechniques (« stratigraphie » et « nappe »).

A noter que les entités d'assistance sont « formation » (symbole, couleur, ère de chaque formation géologique) et « definition_parametre_mecanique_formation » (symbole, unité et catégorie de chacun des paramètres mécaniques de sol).

Notre base est maintenant constituée et prête à être interrogée pour analyser les données collectées et appliquer des algorithmes visant à prédire les déplacements en amont du front du tunnelier. Une première étape dans l'analyse consistera en la qualification de la qualité des mesures issues de chaque capteur. La Figure 7 illustre cet aspect en montrant le tassement mesuré par deux capteurs, l'un qualifié de "bon" et l'autre de mauvais.

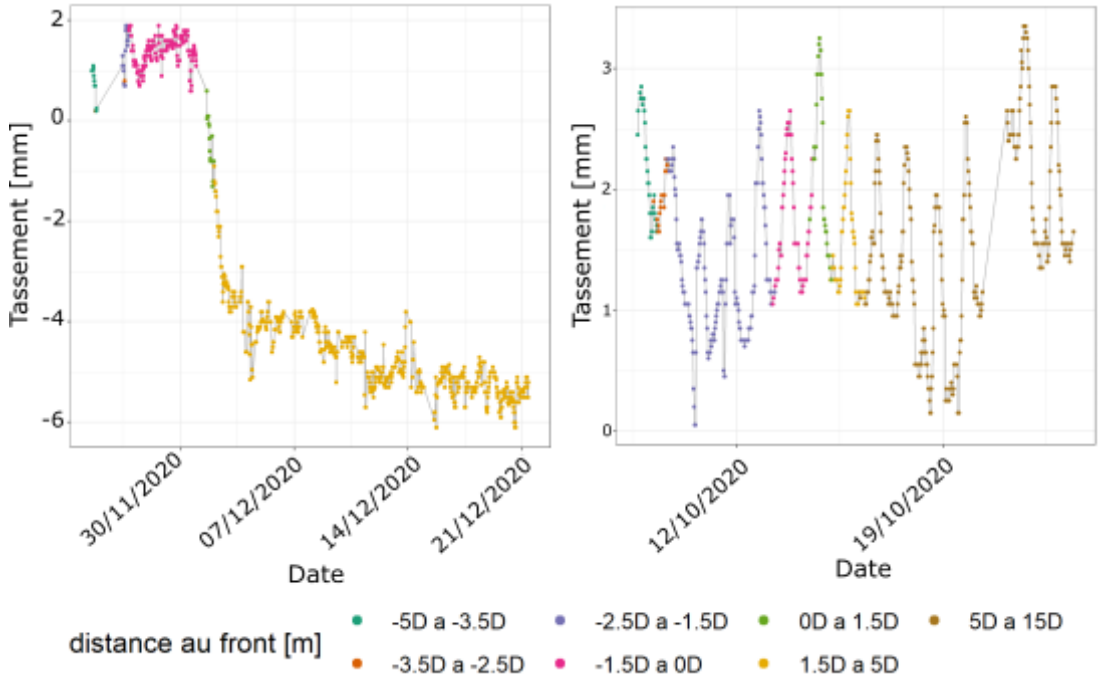


Figure 7 - Illustration de la qualité des données collectées par deux capteurs différents le long du tracé de la L15SO.

4. Conclusions et perspectives

Cette étude décrit le processus d'extraction, de nettoyage et de création d'une base de données rassemblant les données issues du creusement de deux lignes de métro du Grand Paris Express. Les données disponibles sur un projet de tunnel sont divisées en 3 catégories : les mesures d'auscultations en surface, les paramètres de pilotage du tunnelier, et les données géologiques et géotechniques. L'information brute n'est pas toujours facile à extraire, assez disparate et comprend des erreurs.

Notre retour d'expérience est que ce travail prend un temps considérable majoritairement à cause de la multiplicité des plateformes qui hébergent les données, la disponibilité des informations dans des formats non adaptés (e.g. des images), le manque de nettoyage à la source, une nomenclature non unifiée des capteurs, etc. Ce travail est cependant indispensable si l'on veut faire parler et donner de la valeur à ces données.

L'instrumentation des chantiers de tunnel constitue un investissement majeur de la part du maître d'ouvrage. Pour en profiter au maximum, il faudrait que, dès le début du projet, les entreprises s'organisent pour pouvoir fournir aux différents acteurs du projet le flux de données de façon continue et complète dans des bases de données propres et interopérables. Ainsi, des algorithmes d'apprentissage machine pourraient être interfacés avec ces bases dans le but de mettre à jour les prédictions des déformations en surface et ainsi prévenir plutôt que constater les éventuels dégâts aux avoisinants provoqués par les creusements.

La suite de ce projet portera sur l'application de méthodes d'intelligence artificielle à ces données, et la formalisation du processus de leur intégration dans ces algorithmes.

5. Références bibliographiques

AFTES. (2019). *État de l'art concernant les évolutions des tunneliers et de leurs capacités de 2000 à 2019 (Groupe de Travail n°4 - GT4R6F1)*.

Chen, R. P., Zhang, P., Kang, X., Zhong, Z. Q., Liu, Y., & Wu, H. N. (2019). Prediction of maximum surface settlement caused by earth pressure balance (EPB) shield tunneling with ANN methods. *Soils and Foundations*, *59*(2), 284–295.

Chu, X., Ilyas, I. F., Krishnan, S., & Wang, J. (2016). Data cleaning: Overview and emerging challenges. *Proceedings of the ACM SIGMOD International Conference on Management of Data*, *26-June-20*, 2201–2206. https://doi.org/10.1145/2882903.2912574

Coblard, M., Delattre Levis Leyser, S., Bergère, A., & Nguyen The Dung, L. (2021). Excavation au tunnelier sous les carrières souterraines du Calcaire Grossier de Paris – retour d'expérience de la ligne 14 Sud. *Revue Travaux*, *n°974*.

Klein, A., & Lehner, W. (2009). Representing data quality in sensor data streaming environments. *Journal of Data and Information Quality*, *1*(2). https://doi.org/10.1145/1577840.1577845

Krishnan, S., Haas, D., Franklin, M. J., & Wu, E. (2016). Towards reliable interactive data cleaning: A user survey and recommendations. *HILDA 2016 - Proceedings of the Workshop on Human-In-the-Loop Data Analytics*, *1*, 1–5. https://doi.org/10.1145/2939502.2939511

Le Bissonnais, H., Chapron, G., Veyron, P. L., Pons, G., & Fluteaux, V. (2017). La ligne 15 Sud-Ouest du Réseau de Transport du Grand Paris : Conception et enjeux géotechniques du tronçon T3C Line 15 South West of « Grand Paris Express » : design and geotechnicals challenges of T3C section La ligne 15 Sud-Ouest du Réseau de Transport. *Congrès International de l'AFTES*, 1–9.

Marinos, V., Prountzopoulos, G., Fortsakis, P., Koumoutsakos, D., Korkaris, K., & Papouli, D. (2013). "Tunnel information and analysis system": A geotechnical database for tunnels. *Geotechnical and Geological Engineering*, *31*(3), 891–910.

Suwansawat, S., & Einstein, H. H. (2006). Artificial neural networks for predicting the maximum surface settlement caused by EPB shield tunneling. *Tunnelling and Underground Space Technology*, *21*(2), 133–150. https://doi.org/10.1016/j.tust.2005.06.007

Zhang, P., Wu, H. N., Chen, R. P., & Chan, T. H. T. (2020). Hybrid meta-heuristic and machine learning algorithms for tunneling-induced settlement prediction: A comparative study. *Tunnelling and Underground Space Technology*, *99*(May 2019), 103383.

ÉTUDE ANALYTIQUE DU COMPORTEMENT POST-FERMETURE D'UNE CAVITÉ SPHÉRIQUE PROFONDE DANS UN MASSIF ROCHEUX VISCOPLASTIQUE DILATANT

ANALYTICAL STUDY OF THE POST-CLOSURE BEHAVIOUR OF A DEEP SPHERICAL CAVITY IN A DILATANT VISCOPLASTIC ROCK MASS

Yufeng SUN[1], Kwai Kwan WONG[1], Benoit PARDOEN[1], Frederic DELERUYELLE[2], Nathalie DUFOUR[3], Denis BRANQUE[1], Chin J. LEO[4]
[1] ENTPE – LTDS, UMR 5513 CNRS, ENTPE, 2 rue Maurice Audin, 69100 Vaulx-en-Velin, France
[2] Institut de Radioprotection et de Sûreté Nucléaire (IRSN), PSE-ENV/SEDRE/UEMIS, Fontenay-aux-Roses, 92260, France
[3] CEREMA – DTerMed, Aix-en-Provence, France
[4] School of Computing Engineering and Mathematics, Western Sydney University, Penrith, Australie

RÉSUMÉ – Une approche analytique du comportement post-fermeture d'une cavité profonde située dans un massif rocheux au comportement viscoplastique dilatant est présentée. Trois étapes successives sont considérées : (1) excavation, (2) convergence libre et (3) comportement post-fermeture après contact de la paroi avec le remblai. Ce modèle analytique fournit un outil utile pour des études préliminaires rapides.

ABSTRACT – An analytical approach for the post-closure behavior of a deep cavity inside a dilatant viscoplastic rock mass is presented. Three successive stages are considered: (1) excavation, (2) free convergence and (3) post-closure behavior after contact of the wall with the backfill. This analytical model provides a useful tool for quick preliminary studies.

1. Introduction

Le comportement après fermeture (i.e. après remblayage) des cavités profondes présente un enjeu important pour la géotechnique des ouvrages souterrains. De nombreux travaux ont déjà abordé cette question importante mais la plupart font appel à une modélisation sophistiquée et des outils numériques avancés. Ces résultats numériques, qui mettent en jeu de nombreux paramètres, sont généralement difficiles à interpréter et des solutions analytiques simplifiées sont bien souvent utiles pour vérifier les ordres de grandeur et comprendre les mécanismes.

Ainsi, les modèles analytiques gardent tout leur intérêt pour fournir des solutions basées sur des conditions simplifiées en termes de géométrie, champ de contraintes, comportement des matériaux, etc. Dans nos précédents travaux (Dufour et al., 2009 ; Wong et al., 2008a, 2008b), nous nous sommes intéressés à une approche quasi-analytique du comportement post-fermeture d'une cavité cylindrique ou sphérique après un cycle de vie « simplifié » dans un milieu poro-élastique ou poro-viscoélastique. Plusieurs auteurs (Boidy et al., 2002 ; Changa et al., 2009) ont noté que des déformations irréversibles apparaissent à long terme pour une grande variété de roches dès lors que le déviateur de contrainte dépasse un certain seuil. C'est souvent la théorie de la viscoplasticité qui est utilisée pour décrire la part de fluage due à la viscosité du matériau et simuler les réponses des structures souterraines en fonction du temps (Pardoen et al., 2017 ; Pellet et al., 2009).

Néanmoins, très peu de modèles analytiques prennent en compte l'effet de la dilatance de la roche sur le comportement post-fermeture de l'ouvrage souterrain, alors que

l'importance de ce phénomène a été montrée expérimentalement (Ribacchi, 2000). Les déformations volumiques irréversibles ont un impact essentiel sur les champs de contraintes et de déplacements, ainsi que sur l'étendue de la zone endommagée induite par le creusement dans laquelle se produisent des déformations et des changements microstructuraux irréversibles. Dans de telles situations, le fluage et la dilatance de la roche sont à prendre en compte pour la représentativité de la modélisation.

Cette communication présente une approche analytique du comportement mécanique d'une cavité sphérique profonde située dans un massif rocheux viscoplastique dilatant supposé être élastiquement incompressible (i.e. coefficient de Poisson ν = 0,5) et obéir à une loi de Norton Hoff « linéarisée », sans écrouissage ni seuil de fluage.

2. Description du problème

Le cycle de vie d'une cavité souterraine est idéalisé en 3 étapes schématisées sur la Fig 1 : (i) excavation ; (ii) convergence libre de la paroi et (iii) convergence partiellement retenue par un remblai. La configuration initiale de référence de la roche hôte (i.e. celle pour laquelle les déplacements et déformations sont supposés nuls) est choisie comme celle qui, à l'instant t = 0, est en équilibre avec la pression géostatique.

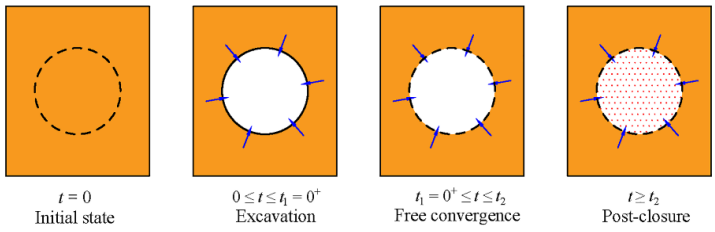


Fig 1. Cycle de vie simplifié d'une cavité profonde.

3. Cadre général et méthode de résolution

Dans ce qui suit, les grandeurs tensorielles et vectorielles sont écrites en caractères gras et les scalaires en caractères normaux. Des conditions de symétrie sphérique sont supposées, de sorte que toutes les grandeurs physiques du problème ne dépendent que de deux variables : la coordonnée radiale r et le temps t. Dans ces conditions et en utilisant des coordonnées sphériques, le déplacement, les tenseurs de contraintes et de déformations s'écrivent comme suit :

$$\boldsymbol{u} = (u,0,0) \;\; ; \;\; \boldsymbol{\sigma} = \mathrm{diag}(\sigma_r, \sigma_\theta, \sigma_\theta) \; ; \; \boldsymbol{\varepsilon} = \mathrm{diag}(\partial_r u, u/r, u/r) \qquad (1)$$

où $u(r,t)$ est le déplacement radial. La déformation volumique ϵ s'écrit :

$$\epsilon \equiv tr(\varepsilon) = \frac{\partial u}{\partial r} + 2\frac{u}{r} \qquad (2)$$

L'unique équation d'équilibre non triviale en symétrie sphérique s'écrit :

$$\sigma_r - \sigma_\theta = -\frac{r}{2}\frac{\partial \sigma_r}{\partial r} \qquad (3)$$

En petites déformations, le tenseur de déformation peut être décomposé en une partie élastique et une partie viscoplastique, notées respectivement par les exposants "e" et "vp" :

$$\boldsymbol{\varepsilon} = \boldsymbol{\varepsilon}^e + \boldsymbol{\varepsilon}^{vp} \qquad (4)$$

3.1 Équations constitutives élastiques

Sous symétrie sphérique, la contrainte moyenne σ_m et le tenseur de contrainte déviatorique $\boldsymbol{s}$ s'écrivent :

$$\sigma_m \equiv \frac{1}{3}\mathrm{tr}(\boldsymbol{\sigma}) = \frac{1}{3}(\sigma_r + 2\sigma_\theta) \;\; ; \;\; \boldsymbol{s} \equiv \mathrm{dev}(\boldsymbol{\sigma}) = \boldsymbol{\sigma} - \sigma_m \boldsymbol{I} = \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{3}\begin{bmatrix} 2 & & \\ & -1 & \\ & & -1 \end{bmatrix} \qquad (5)$$

où $\boldsymbol{I}$ est le tenseur identité du second ordre. Les contraintes sont comptées positives en

traction. De ce fait, $\sigma_r > \sigma_\theta$ (décompression radiale). D'après l'équation (5), la contrainte équivalente de Von Mises q peut s'écrire :

$$q \equiv \sqrt{(3/2)\boldsymbol{s}:\boldsymbol{s}} = |\sigma_r - \sigma_\theta| = \sigma_r - \sigma_\theta \tag{6}$$

En substituant l'Équation (3) à l'Équation (6), l'expression de q peut être écrite comme suit : $q = -(r/2)\partial_r\sigma_r$. Dans le cas de l'incompressibilité élastique (i.e. $\nu = 0{,}5$), le module de cisaillement G est lié au module d'Young E par $G = E/3$. Ainsi, la forme simplifiée de la loi de Hooke s'écrit, en raison de la symétrie sphérique et des équations (1) et (5) :

$$\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^e = \frac{1}{2G}\dot{\boldsymbol{s}} = \frac{\dot{\sigma}_r - \dot{\sigma}_\theta}{E}\begin{bmatrix} 1 & & \\ & -1/2 & \\ & & -1/2 \end{bmatrix} \tag{7}$$

3.2 Équations constitutives viscoplastiques

Établi sur une base expérimentale, le concept de la surcontrainte de Perzyna peut s'appliquer au comportement en fluage d'une classe relativement large de géomatériaux à faible dilatance volumique (Pellet et al., 2005). Il s'écrit de la manière suivante :

$$\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^{vp} = \frac{\langle q - \sigma_s\rangle^n}{\eta}\boldsymbol{m} \tag{8}$$

où $\langle x\rangle = x$ pour $x \geq 0$ et $\langle x\rangle = 0$ pour $x < 0$, la contrainte de cisaillement équivalente q est définie par (6), σ_s est un seuil de contrainte positif, η est la viscosité dynamique, l'exposant positif n permet de tenir compte d'une certaine forme de non-linéarité. Enfin, le tenseur $\boldsymbol{m}$ (normalisé ou non) définit la direction de $\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^{vp}$.

Une dilatance volumique est introduite dans le modèle. A cette fin, le tenseur de vitesse de déformation viscoplastique est exprimé comme la somme d'une composante volumique et d'une composante déviatorique :

$$\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^{vp} = \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}_q^{vp} + \left(\frac{\dot{\varepsilon}_v^{vp}}{3}\right)\boldsymbol{I} \tag{9}$$

où $\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}_q^{vp}$ est défini par (8) avec $= \boldsymbol{s}$, $n = 1$, et $\sigma_s = 0$. Nous définissions un invariant scalaire nommé « vitesse de déformation viscoplastique déviatorique équivalente » par la relation suivante : $\dot{\gamma}_q^{vp} = \left\|\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}_q^{vp}\right\|$, que nous utiliserons par la suite. Notez que pour un tenseur symétrique du second ordre, $\|\boldsymbol{t}\| = \sqrt{\boldsymbol{t}:\boldsymbol{t}} = \sqrt{t_{ij}t_{ij}}$.

Concernant la composante volumique, nous supposons la forme linéaire suivante définie par un paramètre de dilatation α_0 :

$$\dot{\varepsilon}_v^{vp} = \alpha_0\,\dot{\gamma}_q^{vp} \tag{10}$$

Par conséquent, le taux de déformation viscoplastique total peut être écrit comme suit par la somme des équations (8) et (10) :

$$\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^{vp} = \left(\frac{\dot{\varepsilon}_v^{vp}}{3}\right)\boldsymbol{I} + \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}_q^{vp} = \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{\eta}\begin{bmatrix} 1+\alpha & & \\ & \alpha - 1/2 & \\ & & \alpha - 1/2 \end{bmatrix} \tag{11}$$

où $\alpha = \frac{\alpha_0}{\sqrt{6}}$. Finalement, on obtient le système d'équations aux dérivées partielles suivant :

$$\frac{\partial\dot{u}}{\partial r} = \frac{1}{E}(\dot{\sigma}_r - \dot{\sigma}_\theta) + \frac{1+\alpha}{\eta}(\sigma_r - \sigma_\theta) \tag{12}$$

$$\frac{\dot{u}}{r} = -\frac{1}{2E}(\dot{\sigma}_r - \dot{\sigma}_\theta) + \frac{\alpha - 1/2}{\eta}(\sigma_r - \sigma_\theta) \tag{13}$$

3.3. Normalisation des variables

Les variables sont normalisées par rapport à des valeurs caractéristiques selon le schéma suivant :

$$\Sigma_r = \frac{\sigma_r}{P_\infty};\ \Sigma_\theta = \frac{\sigma_\theta}{P_\infty};\ U = \frac{E}{P_\infty}\frac{u}{a};\ r' = \frac{r}{a};\ t' = \frac{t}{T_0};$$
$$t_1' = \frac{t_1}{T_0};\ t_2' = \frac{t_2}{T_0};\ p_R' = \frac{p_R}{P_\infty};\ K_R' = \frac{K_R}{E} \quad (14)$$

où Σ_r, Σ_θ, U, r', t' sont les valeurs normalisées des contraintes, du déplacement radial, de la coordonnée radiale et du temps ; P_∞ est la pression géostatique ; a est le rayon de la cavité ; p_R est la pression de soutènement exercée par le remblai ; K_R est la rigidité du remblai ; T_0 est un temps caractéristique de fluage défini par $T_0 = \frac{\eta}{E}$. Les inconnues du problème sont maintenant $U(r', t')$, $\Sigma_r(r', t')$ et $\Sigma_\theta(r', t')$.

4. Première étape : excavation de la cavité ($0 \leq t \leq t_1 = 0+$)

Comme mentionné ci-dessus, la première étape correspond à l'excavation instantanée d'une cavité sphérique à l'intérieur d'un domaine infini.

4.1 Conditions initiales et aux limites

Les conditions initiales à $t' = 0$ sont :

$$\Sigma_r(r', 0) = \Sigma_\theta(r', 0) = -1;\ U(r', 0) = 0 \quad (15)$$

Lors du creusement, la contrainte radiale σ_r à la paroi de la cavité passe instantanément de $-P_\infty$ à zéro, tandis que le déplacement radial et la contrainte à l'infini restent à leurs valeurs initiales puisque la perturbation due au creusement d'une cavité de taille finie ne peut pas se propager instantanément à l'infini. Donc :

$$\Sigma_r(1, 0^+) = 0;\ \ \Sigma_r(\infty, 0^+) = -1;\ U(\infty, t') = 0; \quad (16)$$

4.2 Solution analytique

Avec les conditions initiales (15) et les conditions aux limites (16) ci-dessus, la solution analytique pour cette étape peut être explicitée. L'excavation étant instantanée, les déformations de fluage (i.e. viscoplastiques) de vitesse finie n'ont pas le temps de se développer et restent donc nulles ; seules les déformations élastiques interviennent. La solution pour les champs de déplacement et de contrainte est donnée ci-dessous :

$$U^+(r') = -\frac{3}{4}r'^{-2};\ \ \Sigma_r^+(r') = -\left[1 - r'^{-3}\right];\ \Sigma_\theta^+(r') = -\left[1 + \frac{1}{2}r'^{-3}\right] \quad (17)$$

5. Deuxième étape : convergence libre sans support ($t_1 = 0+ \leq t \leq t_2$)

5.1 Conditions initiales et aux limites

L'évolution temporelle des différentes grandeurs est supposée continue. Leurs valeurs initiales pour cette deuxième étape (i.e. pour $t_1' = 0^+$) sont donc données par la solution de l'étape 1 dans l'équation (17). Durant cette étape, la contrainte radiale à la paroi de la cavité et celle en champ lointain restent toutes deux constantes, respectivement égales à zéro et à la pression géostatique, soit en termes de grandeurs normalisées : $\Sigma_r(1, t') = 0$; $\Sigma_r(\infty, t') = -1$. La solution analytique peut être écrite dans l'espace des transformées de Laplace :

$$\bar{\Sigma}_r(1, s) = 0\ ;\ \bar{\Sigma}_r(\infty, \mathrm{s}) = -\frac{1}{s} \quad (18)$$

Le retour dans l'espace réel est réalisé avec l'algorithme de Stehfest ; c'est en ce sens que la solution est ensuite appelée « quasi-analytique ».

5.2 Solution quasi-analytique

À l'aide des variables normalisées (14), les équations (12) et (13) peuvent être réécrites

comme suit :

$$\frac{\partial \dot{U}}{\partial r'} = \dot{\Sigma}_r - \dot{\Sigma}_\theta + (1+\alpha)(\Sigma_r - \Sigma_\theta) \tag{19}$$

$$\frac{\dot{U}}{r'} = -\frac{\dot{\Sigma}_r - \dot{\Sigma}_\theta}{2} + \left(\alpha - \frac{1}{2}\right)(\Sigma_r - \Sigma_\theta) \tag{20}$$

où un point sur une variable indique à présent la dérivée partielle par rapport à t'. L'équation d'équilibre (3) en termes de variables normalisées s'écrit, respectivement dans le domaine temporel et dans le domaine des transformées de Laplace :

$$\Sigma_r - \Sigma_\theta = -\frac{r'}{2}\frac{\partial \Sigma_r}{\partial r'}; \quad \bar{\Sigma}_r - \bar{\Sigma}_\theta = -\frac{r'}{2}\frac{\partial \bar{\Sigma}_r}{\partial r'} \tag{21}$$

En appliquant la transformation de Laplace aux équations (19) – (20) et en éliminant la contrainte tangentielle $\bar{\Sigma}_\theta$ à l'aide de l'équation (21), on obtient les deux équations suivantes sur les deux variables U et Σ_r :

$$s\frac{\partial \bar{U}}{\partial r'} = -\frac{s+1+\alpha}{2} r' \frac{\partial \bar{\Sigma}_r}{\partial r'} + \left(\frac{\partial U^+}{\partial r'} - \Sigma_r^+ + \Sigma_\theta^+\right) \tag{22}$$

$$s\frac{\bar{U}}{r'} = \frac{s+1-2\alpha}{4} r' \frac{\partial \bar{\Sigma}_r}{\partial r'} + \left(\frac{U^+}{r'} + \frac{\Sigma_r^+ - \Sigma_\theta^+}{2}\right) \tag{23}$$

La résolution de l'équation différentielle linéaire (22) – (23) conduit à la solution pour $\bar{\Sigma}_r$:

$$\bar{\Sigma}_r = -\frac{1}{s}\left[1 - r'^{-\Lambda(s)}\right] \quad ; \quad \Lambda(s) = \frac{3(s+1)}{s+1-2\alpha} \tag{24}$$

$\bar{\Sigma}_\theta$ et $\bar{U}$ peuvent alors être calculés, respectivement, en substituant l'équation ci-dessus dans les équations (21) et (23) :

$$\bar{\Sigma}_\theta = -\frac{1}{s}\left[1 + \left(\frac{\Lambda(s)}{2} - 1\right) r'^{-\Lambda(s)}\right] \tag{25}$$

$$\bar{U} = -\frac{3}{4}\left(\frac{1}{s} + \frac{1}{s^2}\right) r'^{-(\Lambda(s)-1)} \tag{26}$$

6. Troisième étape : remblayage et post-fermeture ($t_2 \leq t \leq \infty$)

6.1 Conditions initiales et aux limites

Les équations à résoudre sont les équations (22) et (23) dans le domaine des transformées de Laplace. Cependant, pour l'étape 3, les valeurs initiales $(U^+, \Sigma_r^+, \Sigma_\theta^+)$ à $t = 0^+$ dans ces équations doivent être remplacées par les valeurs correspondantes de $(U, \Sigma_r, \Sigma_\theta)$ à la fin de l'étape 2 (i.e. pour $t' = t_2'$), à calculer à l'aide des expressions (24)-(26). Au lieu de calculer séparément les valeurs de U, Σ_r et Σ_θ à $t' = t_2'$, les expressions qui se trouvent à l'intérieur des parenthèses des équations (22) et (23) sont calculées directement et dans leur ensemble ; les détails du calcul peuvent être trouvés dans Sun et al. (2021).

La condition aux limites de contrainte à l'infini, l'équation (18), est toujours applicable pour cette étape. Cependant, la contrainte radiale à la paroi de la cavité $\Sigma_r(1, t')$ ne sera plus nulle du fait de la réaction du remblai. Elle est liée à la convergence normalisée :

$$\Sigma_r(1, t') = K_R'\big(U(1, t') - U(1, t_2')\big) \tag{27}$$

La condition ci-dessus s'écrit, dans l'espace des transformées de Laplace :

$$\bar{\Sigma}_r(1, s) = K_R'\left(\bar{U}(1, s) - \frac{U(1, t_2')}{s}\right) \tag{28}$$

6.2 Solution quasi-analytique

La solution complète de l'étape 3 dans l'espace des transformées de Laplace peut être

trouvée dans Sun et al. (2021). Elle s'écrit sous la forme :

$$\overline{\overline{\Sigma_r}} = -\frac{1}{s} + \gamma(s) r'^{-\Lambda(s)} + \sum_n B_n(s) \frac{r'^{-\Lambda_n} - r'^{-\Lambda(s)}}{\Lambda_n - \Lambda(s)} \quad (29)$$

$$\overline{\overline{\Sigma_\theta}} = -\frac{1}{s} + \gamma(s)\left(1 - \frac{\Lambda(s)}{2}\right) r'^{-\Lambda(s)} + \sum_n B_n(s) \frac{\left(1 - \frac{\Lambda_n}{2}\right) r'^{-\Lambda_n} - \left(1 - \frac{\Lambda(s)}{2}\right) r'^{-\Lambda(s)}}{\Lambda_n - \Lambda(s)} \quad (30)$$

$$\frac{\overline{\overline{U}}}{r'} = -\frac{3(s+1)}{4s}\left[\gamma(s) r'^{-\Lambda(s)} + \sum_n B_n(s) \frac{r'^{-\Lambda_n} - r'^{-\Lambda(s)}}{\Lambda_n - \Lambda(s)}\right] - \frac{1}{s}\beta(r') \quad (31)$$

où $B_n(s)$, Λ_n et $\beta(r')$ sont explicitées dans Sun et al. (2021).

7. Applications numériques

Les paramètres utilisés dans les applications numériques sont présentés au Tableau 1. Ils sont appelés « paramètres de référence » ci-après. Ils concernent une roche argileuse et sont issus de notre précédente étude Sun et al. (2021).

Tableau 1. Paramètres de référence utilisés dans les applications numériques

Variable	Valeur (unit)	Variable	Valeur (unit)
α	0.1	P_∞	12 (MPa)
E	5000 (MPa)	η	$2*10^{20}$ (Pa s)
K_R	1000 (MPa)	t_2	3804 (années)

7.1. Évolutions mécaniques des grandeurs normalisées

Avec les conventions de signe adoptées ici, un déplacement négatif correspond à un mouvement de "convergence" de la paroi vers le centre de la cavité sphérique. La Fig 2 montre qu'en chaque position radiale autour de la cavité, il se produit une convergence instantanée à l'instant initial due au creusement. Le déplacement augmente progressivement (en valeur absolue) de façon plus ou moins linéaire (exactement linéaire en r' = 1) avec le temps avant que la paroi de la cavité n'entre en contact avec le remblai. A l'instant $t' = t'_2$, la paroi rencontre le remblai et continue de converger plus lentement du fait du soutènement apporté par ce dernier. Enfin, la convergence de la paroi tend vers une valeur asymptotique qui représente l'état d'équilibre mécanique à long terme. La Fig 3 montre qu'à tout instant, le déplacement le plus grand (en valeur absolue) est au niveau de la paroi de la cavité (r' = 1) et diminue de manière monotone jusqu'à zéro vers l'infini, ce qui est cohérent avec les conditions aux limites appliquées en champs proche et lointain.

La Fig 4 montre l'évolution temporelle des contraintes totales pour différents rayons. Pour plus de clarté, le saut initial en contrainte de la pression géostatique à t'= 0 n'est pas représenté. Au cours de l'étape 2 (convergence libre), en tous rayons, les contraintes radiales sont de plus en plus compressives du fait du fluage et de la convergence, sauf au niveau de la paroi de la cavité où elles restent nulles en raison de la condition aux limites appliquée. Dans le même temps, les contraintes circonférentielles deviennent également plus compressives en raison de l'équation d'équilibre.

La Fig 5 montre que les contraintes radiales et circonférentielles restent à la valeur de la pression géostatique en champ lointain. En allant vers la cavité, la contrainte radiale diminue jusqu'à un minimum tandis que la contrainte circonférentielle augmente jusqu'à un maximum (en valeurs absolues) au niveau de la paroi. La contrainte radiale est nulle en

paroi ($r' = 1$) lors de l'étape 2, conformément à l'hypothèse de convergence libre (i.e. sans appui). Après contact avec le remblai (Etape 3, $t' > t'_2$), la contrainte radiale devient plus compressive tandis que la contrainte circonférentielle le devient moins.

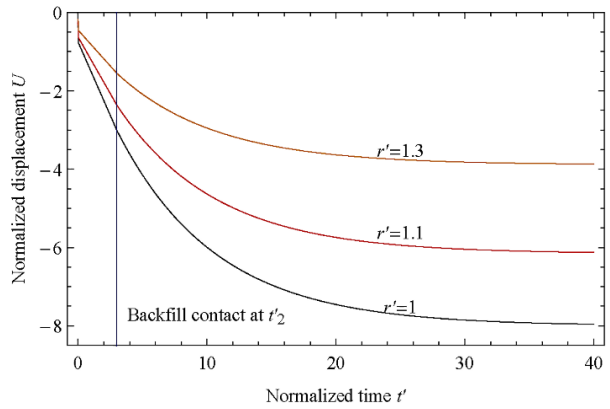


Fig 2. Evolution temporelle du déplacement normalisé en trois positions radiales.

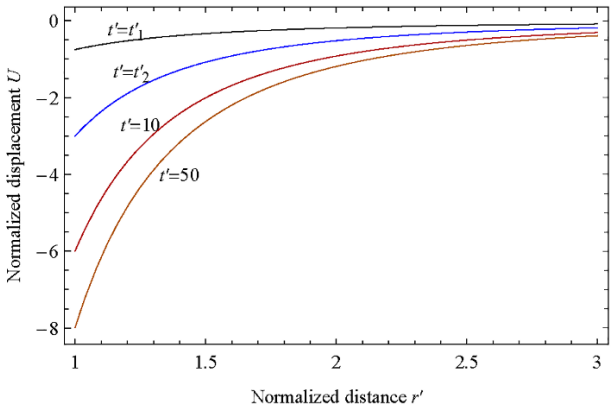


Fig 3. Profils de déplacement normalisé à différents instants.

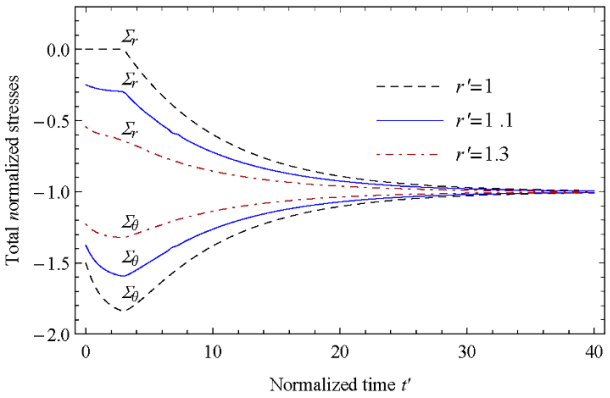


Fig 4. Evolution temporelle de la contrainte totale en différents rayons.

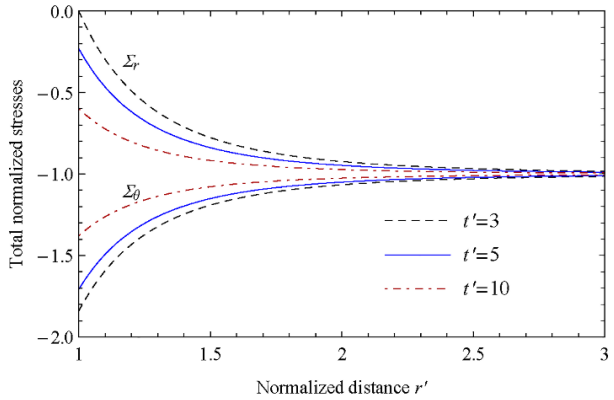


Fig 5. Profils des contraintes totales à différents instants.

7.2. Comparaison avec une simulation numérique

Des simulations numériques par éléments finis ont été réalisées à l'aide du logiciel COMSOL pour résoudre le système d'équations aux dérivées partielles (12) – (13). Dans la Fig 6, $r_1 = 5$ m, $r_2 = 100$ m et le remblai ($0 < r < 5$ m) ne participe qu'à la troisième étape du calcul numérique, avec un contact supposé parfait avec la paroi de la cavité. Le problème est défini par deux variables de champ, u et σ_r, qui vérifient deux systèmes d'équations aux dérivées partielles différents dans le massif rocheux et dans le remblai. Les données numériques utilisées dans la simulation sont identiques à celles présentées au Tableau 1.

Les principaux résultats de la simulation sont présentés et comparés aux solutions quasi-analytiques dans lLes Figs 7 et 8 montrent un bon accord entre les résultats numériques et quasi-analytiques obtenus aux étapes 2 et 3.

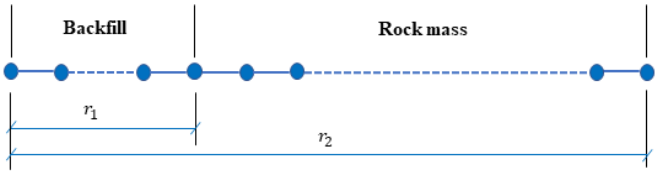


Fig 6. Maillage par éléments finis du modèle à l'étape 3.

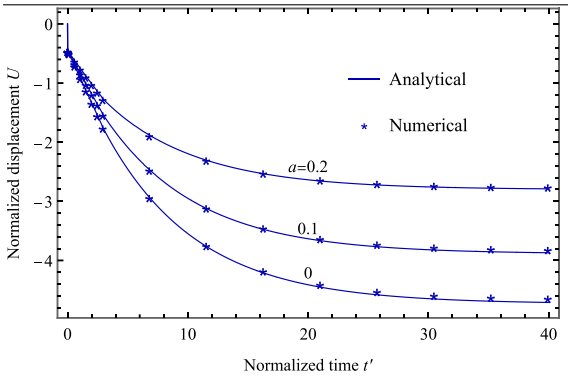


Fig 7. Évolution des profils de déplacement normalisés en r'=1,3.

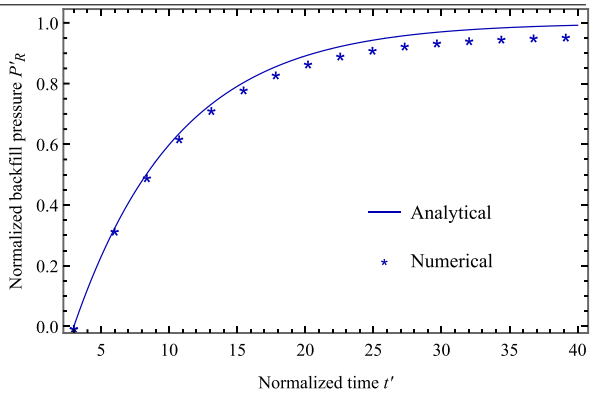


Fig 8. Évolution temporelle de la pression de remblai normalisée.

8. Conclusions

Une solution quasi-analytique du comportement post-fermeture d'une cavité profonde creusée dans un massif rocheux viscoplastique dilatant est présentée, prenant en compte trois étapes d'un cycle de vie simplifié. Pour chaque étape du cycle de vie considéré, des expressions explicites des champs de déplacement et de contraintes sont présentées dans l'espace des transformées de Laplace. L'algorithme de Stehfest permet ensuite de calculer les résultats correspondants dans le domaine temporel. Ce modèle fournit un outil utile pour des études préliminaires rapides.

9. Références bibliographiques

Boidy E., Bouvard A., Pellet F., (2002). Back analysis of time-dependent behaviour of a test gallery in claystone. Tunnell. Underg. Space. Technol. vol. 17 (4), pp. 415–424.

Changa C., Zoback M.D., (2009). Viscous creep in room-dried unconsolidated Gulf of Mexico shale (I): Experimental results. J. Petol. Sci. Eng. vol. 69 (3-4), pp. 239–246.

Dufour N., Leo C.J., Wong H., Deleruyelle F. (2009). Hydromechanical responses of a decommissioned backfilled tunnel drilled into a poro-viscoelastic medium. Soils. Found, vol. 49 (4), pp. 495–507.

Pardoen B., Collin F., (2017). Modelling the influence of strain localisation and viscosity on the behaviour of underground drifts drilled in claystone. Comput. Geotech. vol. 85, pp. 351–367.

Pellet F., Hajdu A., Deleruyelle F. et al (2005). A viscoplastic constitutive model including anisotropic damage for the time dependent mechanical behaviour of rock. Int J Numer Anal Meth Geomech (29), pp. 941-970

Pellet F., Roosefid M., Deleruyelle F., (2009). On the 3D numerical modelling of the time-dependent development of the damage zone around underground galleries during and after excavation. Tunn. Undergr. Space Technol. vol. 24, pp. 665–674.

Ribacchi R., (2000). Mechanical Tests on Pervasively Jointed Rock Material: Insight into Rock Mass Behaviour. Rock. Mech. Rock. Eng. vol. 33, pp. 243–266.

Sun Y., Wong H., Pardoen B., Deleruyelle F. et al (2021). Analytical study of post-closure behaviour of a deep spherical cavity in a dilatant viscoplastic rock mass. Comput. Geotech, vol. 139, pp. 104419.

Wong H., Morvan M., Deleruyelle F., Leo C.J. (2008a). Analytical study of mine closure behaviour in a poro-elastic media. Comput. Geotech, vol. 35 (5), pp. 645–654.

Wong H., Morvan M., Deleruyelle F., Leo C.J. (2008b). Analytical study of mine closure behaviour in a poro-viscoelastic medium. Int. J. Numer. Anal. Methods. Geomech, vol. 32 (14), pp. 1737–1761.

Fondations

INTERACTION SOL-STRUCTURE POUR UN RADIER SUR BARRETTES – EXEMPLE DE LA TOUR F (ABIDJAN)

SOIL-STRUCTURE INTERACTION FOR A PILED RAFT FOUNDATION – F TOWER (ABIDJAN)

Gabriel BALDI[1], Sébastien BURLON[1], Fahd CUIRA[1]
[1] *Terrasol, Paris, France*

RÉSUMÉ – Cet article présente une méthodologie de dimensionnement des radiers sur pieux en réalisant une procédure d'interaction sol-structure à l'aide d'une méthode hybride, basée sur les courbes d'influence. Cette méthodologie est appliquée pour les études d'exécution de la Tour F, à Abidjan, et les résultats sont comparés à des calculs aux éléments finis 3D, classiquement mis en œuvre pour le dimensionnement de ce type d'ouvrage.

ABSTRACT – This paper describes a methodology for the design of pile rafts by performing a soil-structure procedure using a hybrid method based on influence curves. This methodology is applied to the design of F Tower, in Abidjan, and the results are compared to 3D finit element calculations, which are classically used for the design of this type of structure.

1. Introduction

Les enjeux associés aux immeubles de grand hauteur (IGH) imposent une procédure du type Interaction Sol-Structure (ISS), permettant de mieux apprécier d'une part les efforts repris par les fondations et d'autre part les efforts auxquels est soumise la structure.

Dans la pratique, l'ISS consiste à évaluer l'évolution de la raideur des fondations (relation effort/déplacement) par rapport à la descente de charges (DCC) de la structure, de manière itérative, conformément au schéma de la Figure 1. Ces itérations doivent se poursuivre jusqu'à la convergence entre les tassements obtenus dans les modèles « structure » et « géotechnique », ainsi qu'entre les raideurs et efforts suite à deux itérations successives.

Pour les ouvrages type IGH, souvent fondés à l'aide de radiers de grandes dimensions et géométrie complexe posés sur fondations profondes (pieux ou barrettes), l'évaluation de l'effet de groupe entre les différents éléments est essentielle pour bien apprécier la raideur du système de fondation. Cela impose ainsi, classiquement, la réalisation d'un modèle numérique 3D (en éléments finis ou différences finies) afin de connaître les tassements prévisionnels de l'IGH et la descente de charges sur les différents éléments de fondation. Or, ce type de modélisation complexe peut s'avérer non seulement assez couteux en temps de calcul, mais également difficile à exploiter de manière précise (notamment vis-à-vis des efforts verticaux en tête des différents éléments de fondation) pour un bon déroulement de la procédure d'ISS.

Cet article présente une approche alternative bâtie sur une méthode hybride basée sur les courbes d'influence (Poulos and Davis, 1980). Cette approche est mise en œuvre dans le cadre des études d'exécution de la Tour F, à Abidjan, et ensuite comparée aux résultats d'un traitement numérique complet en trois dimensions.

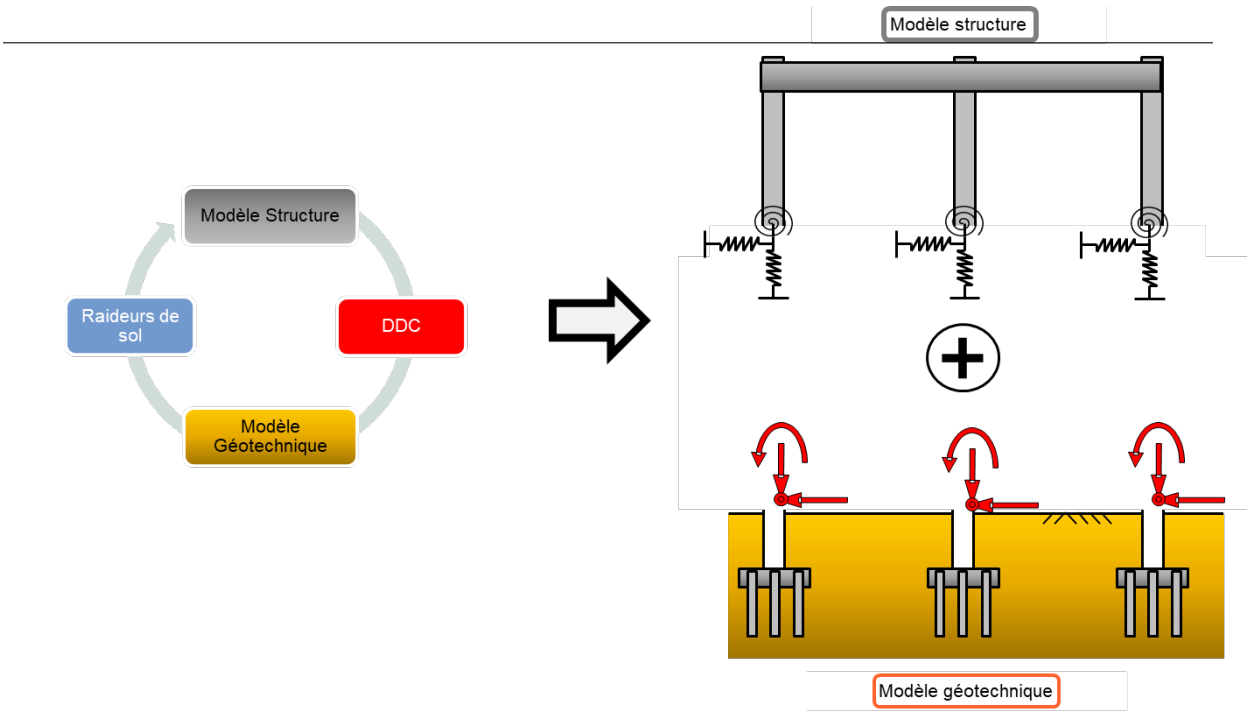


Figure 1 : Schéma de la procédure d'Interaction Sol-Structure mise en œuvre

2. Méthode hybride

La méthode hybride consiste à évaluer les tassements d'un groupe de fondations chargé verticalement avec la prise en compte des effets de groupe conduisant à l'assouplissement de la fondation du fait de l'entrainement du terrain entre les éléments de fondation. Cette évaluation est réalisée à partir des étapes suivantes :

- définition de la raideur verticale propre d'un élément de fondation isolé, sans prise en compte de l'effet de groupe ;
- définition de la courbe d'influence, soit à l'aide d'un modèle numérique centré sur la fondation, soit à partir des courbes issues de solutions élastiques pré-établies (Poulos and Davis, 1980) ;
- définition de la raideur verticale des éléments de fondation avec prise en compte des effets de groupe.

Cette méthode, et l'application des courbes d'influence d'une manière générale, repose sur le principe de superposition. Cette hypothèse implique que le sol soit sollicité globalement dans son domaine élastique, ce qui est bien le cas dès lors que le dimensionnement des fondations est vérifié vis-à-vis des ELS (qui limite le taux de chargement à 30 à 50% de la charge de rupture permettant de garantir implicitement l'hypothèse d'un comportement élastique du terrain) (Terzaghi, 1943, Frank et al., 2019).

2.1. Définition de la raideur verticale propre

La raideur verticale en tête des éléments de fondation isolés (notée k_{i0}), ou raideur propre, est définie par le rapport entre la charge appliquée en tête de l'élément (F_i) et le tassement obtenu pour ce même chargement (s_{ii}) :

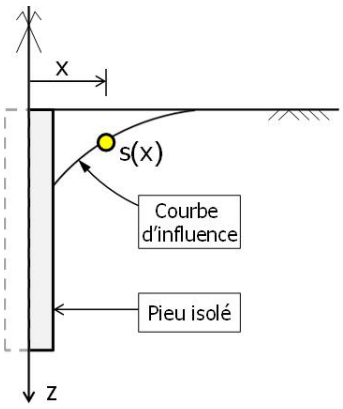
$$k_{i0} = F_i / s_{i0} \quad (1)$$

L'évaluation du tassement de l'élément isolé peut être réalisée à l'aide d'essais (en taille réelle ou à échelle réduite) ou à l'aide de modèles semi-empiriques suivant les lois de mobilisation « t-z », telles qu'établies dans les travaux de Frank et Zhao (1982) et analysées par Abchir et al. (2016), ou numériques (éléments finis 2D ou 3D).

2.2. Définition de la courbe d'influence

Lors du chargement d'un élément dans un groupe de fondations, son tassement peut générer un tassement complémentaire sur les éléments voisins. Cet effet de groupe provoque une augmentation des tassements globaux de la fondation, traduit par un assouplissement des raideurs apparentes de chaque élément.

Cet effet de groupe peut être estimé à l'aide des courbes d'influence, qui relient la distribution des tassements en surface causés par le chargement d'un élément de fondation isolé, conformément à la Figure 2.



$$s(x) = \alpha_v . s(0)$$

Figure 2 : Construction de la courbe d'influence

Il est intéressant de noter, par application du principe de Saint-Venant et par le fait que les fondations sollicitent les sols dans un domaine essentiellement élastique, que les courbes d'influence sont quasi-indépendantes de la géométrie de l'élément de la fondation.

2.3. Définition de la raideur verticale des fondations avec effet de groupe

A partir de la courbe d'influence, on peut définir les différents facteurs d'influence α comme le rapport entre le tassement d'un élément j (déchargé) lors du chargement d'un élément i considéré chargé de manière isolé, soit :

- $\alpha_{ii} = s_i/s_i = 1$ (par définition) ;
- $\alpha_{ji} = s_j/s_i \leq 1$ (valeur issue de la courbe d'influence).

A partir du principe de superposition, le tassement de chaque élément avec prise en compte de l'effet de groupe peut ainsi être défini par l'expression suivante :

$$s_i = \sum_{j=1}^{n} \alpha_{ij} s_{j0} = \sum_{j=1}^{n} \alpha_{ij} \frac{F_j}{k_{j0}} \quad (2)$$

Où :

- n est le nombre total d'éléments de fondation en interaction ;
- F_j la charge appliquée sur l'élément j ;
- k_{j0} la raideur propre de l'élément j ;
- s_i le tassement de l'élément i.

La raideur apparente k_i de chaque élément de fondation avec prise en compte de l'effet de groupe est ainsi égale à :

$$k_i = F_i/s_i = \frac{F_i}{\sum_{j=1}^{n} \alpha_{ij} \frac{F_j}{k_{j0}}} \quad (3)$$

A chaque itération lors de la procédure d'ISS, les valeurs des charges F_i sont mises à jour selon la variation de la descente de charges issue du modèle structure après l'introduction des raideurs k_j corrigées, comme montré à la Figure 3.

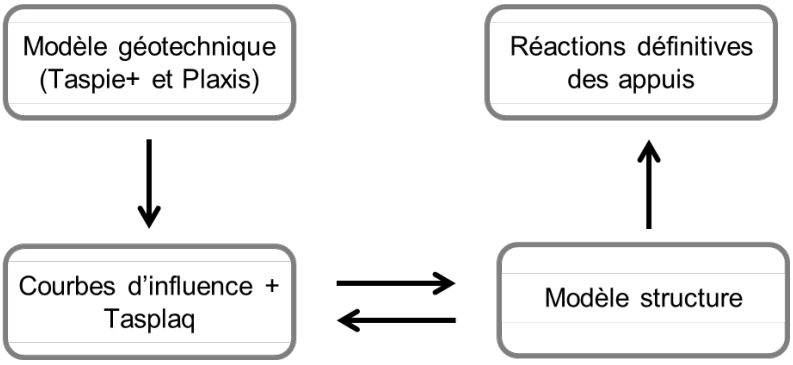


Figure 3 : Principe d'évaluation des raideurs des fondations et procédure d'ISS

3. Application de la méthode hybride pour le projet de la Tour F

3.1. Données générales et modèle géotechnique

Le projet de la Tour F consiste en un IGH d'environ 400 m de hauteur situé en Abidjan, Côte d'Ivoire. Le système de fondations de la tour est composé d'un radier général de 3,5 m d'épaisseur, posé sur 70 barrettes de 1,5 x 2,8 m et une longueur variable entre 57,5 et 62,5 m. La surface totale du radier est d'environ 1 080 m^2, avec les dimensions fournies dans le plan ci-dessous. On distingue deux zones :

- le noyau de la tour, de dimensions 22,6 x 19,4 m environ, situé en zone centrale et composé de voiles de différentes épaisseurs. Le noyau reprend une charge globale d'environ 1 050 MN à l'ELS pour 34 barrettes (nommées N1 à N34) ;
- les poteaux de façade, composés d'éléments carrés ou circulaires et situés aux extrémités du radier. La charge totale sur les poteaux est d'environ 700 MN à l'ELS pour 36 barrettes (nommées F1-1 à F15-3).

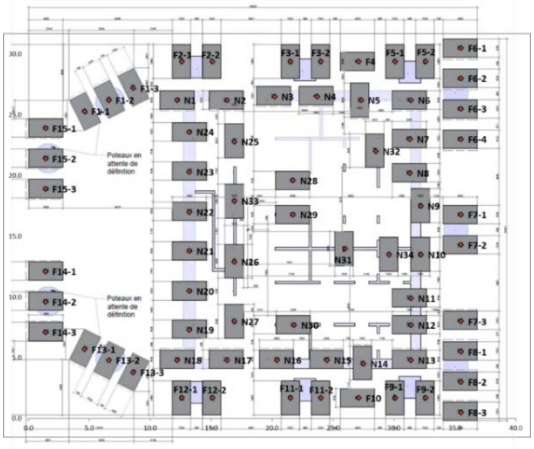


Figure 4 : Vue en plan du système de fondations de la tour F

Le sol en place est constitué de sables dont les caractéristiques mécaniques augmentent progressivement avec la profondeur, conformément à la figure ci-après. Le radier est fondé à 10 m de profondeur.

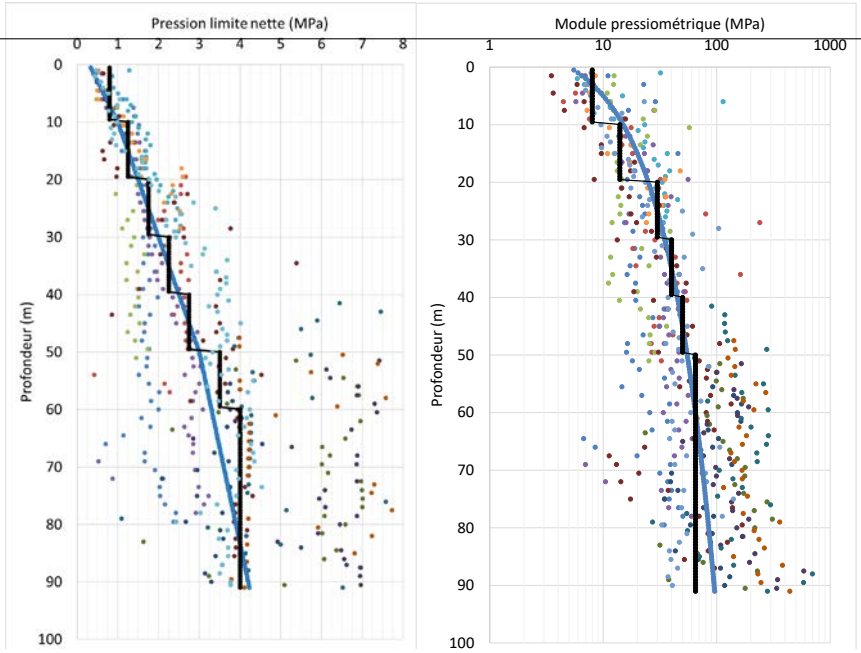


Figure 5 : Résultats des essais pressiométriques

3.2. Evaluation de la raideur propre des barrettes

La raideur verticale en tête des barrettes isolées est évaluée à l'aide du module Taspie+ (suite logicielle Foxta v4, développée par Terrasol) suivant les lois de mobilisation « t-z » à trois paliers établies par Frank et Zhao (1982). Les valeurs obtenues pour les raideurs des barrettes isolées varient entre 860 et 1 220 MN/m.

3.3. Détermination de la courbe d'influence

La courbe d'influence est déterminée à partir d'un modèle aux éléments finis 2D en condition axisymétrique, à l'aide du logiciel Plaxis 2D, comme suit :

- les barrettes de la tour ont une section rectangulaire et un module de déformation E = 10 GPa. Elles sont modélisées en éléments volumiques dans Plaxis 2D, avec une loi élastique linéaire et une section circulaire en imposant une équivalence des périmètres et rigidités axiales ;

- les sols sont modélisés avec une loi élastique linéaire. Le module de déformation est corrélé au module pressiométrique à l'aide de la relation E = 4,5EM. Ce choix permet de garantir la cohérence avec le tassement issu du modèle empirique utilisé pour l'estimation de la raideur propre des barrettes (§3.2). Le coefficient de Poisson (ν) est considéré égal à 0,3 ;

- des interfaces sont introduites entre les barrettes et les sols, avec une loi de comportement élastique parfaitement plastique possédant un critère de rupture de Mohr-Coulomb (loi « Mohr-Coulomb » dans Plaxis). Les paramètres d'entrée sont les suivants :
  - Modules d'élasticité : équivalents à ceux des sols ;
  - Paramètres relatifs au critère de rupture : $\phi' = 0°$ et $c' = C_e.q_s$ (frottement axial).

  La valeur du frottement axial q_s est issue de la norme fondations profondes (NF P94-262). Elle est associée aux coefficients d'efficacité C_e pour des barrettes avec un entraxe inférieur à 3B. Le choix d'une interface purement adhérente (avec un angle de frottement nul) permet de rendre compte exactement des frottements recommandés par la norme NF P 94-262.

La courbe d'influence déterminée à l'aide des calculs Plaxis est fournie sur la Figure 6.

3.4. Modélisations géotechniques et comparaisons avec un modèle numérique 3D

3.4.1. Modèle géotechnique du projet

Le modèle de calcul géotechnique, utilisé pour les calculs d'ISS, est bâti dans le module Tasplaq de la suite logicielle Foxta v4 développée par (Cuira et Simon, 2008) qui intègre :

- le radier de la tour, introduit comme une plaque avec les caractéristiques suivantes :
  - Module d'Young E = 10 GPa ;
  - Coefficient de poisson $\nu \sim 0$;
  - Epaisseur e = 3,5 m.

- la descente de charges au-dessus du radier à l'ELS QP issue des calculs structuraux du projet et introduite selon des points de chargement préalablement établis ;

- les raideurs des fondations avec prise en compte de l'effet de groupe (raideurs propres combinées avec la courbe d'influence) introduites sous la forme d'une matrice de souplesse équivalente (option « matrice de raideur » imposée du module Tasplaq).

Un aperçu du modèle est fourni sur la Figure 7.

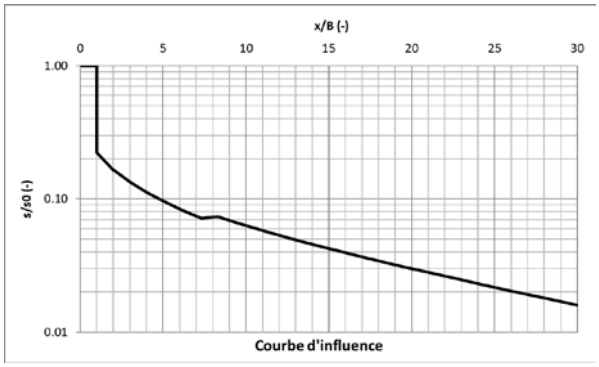


Figure 6 : Exemple d'une courbe d'influence normalisée

Figure 7 : Modèle de calcul géotechnique (logiciel Tasplaq)

3.4.2. Modèle géotechnique de contrôle

Un modèle de calcul géotechnique de contrôle aux éléments finis 3D est bâti dans le logiciel Plaxis 3D à la fin de l'ISS, une fois la géométrie des fondations et la descente de charges du projet arrêtées.

Le modèle 3D est limité à la modélisation des éléments de fondation (barrettes et radier) ainsi que des sols avec un comportement élastique linéaire. Des interfaces sont introduites autour de chaque barrette, avec un comportement élastique linéaire parfaitement plastique (loi Mohr-Coulomb avec les paramètres c' = $C_e.q_s$ et φ' = 0°) permettant de simuler l'interaction sol-fondation. Les modules de déformation de sol et les paramètres structuraux sont équivalents à ceux présentés aux §3.3 et §3.4.1.

La descente de charges de la tour à l'ELS QP issue du modèle structure est introduite en tant que charges ponctuelles au-dessus du radier selon des points de chargement préalablement établis, conformément à la modélisation présentée au §3.4.1.

Un aperçu du modèle est fourni dans la figure ci-après.

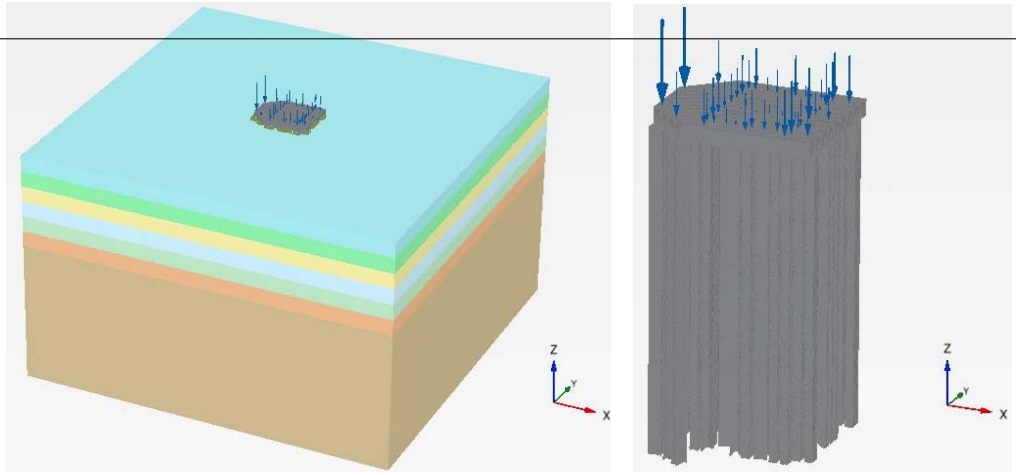


Figure 8 : Modèle géotechnique 3D des fondations de la Tour F

3.4.3. Comparaison des résultats

Les principaux résultats des deux modélisations (tassements et efforts en tête des barrettes, fournis dans les figures ci-après) montrent une bonne correspondance entre les modèles :

- les tassements obtenus sont du même ordre de grandeur, avec une valeur plus importante observée dans le modèle hybride (écart d'environ 15%). Cela est directement associé à l'évaluation de la courbe d'influence en déformations au « champ libre », sans considérer la présence des barrettes de la tour qui a tendance à rigidifier le terrain ;
- les efforts en tête restent comparables, avec un écart moyen d'environ 5% ;
- les raideurs des barrettes sont également comparables, avec des valeurs variant entre 155 et 326 MN/m, soit un facteur de réduction de la raideur isolée d'environ 0,2 lié à l'effet de groupe.

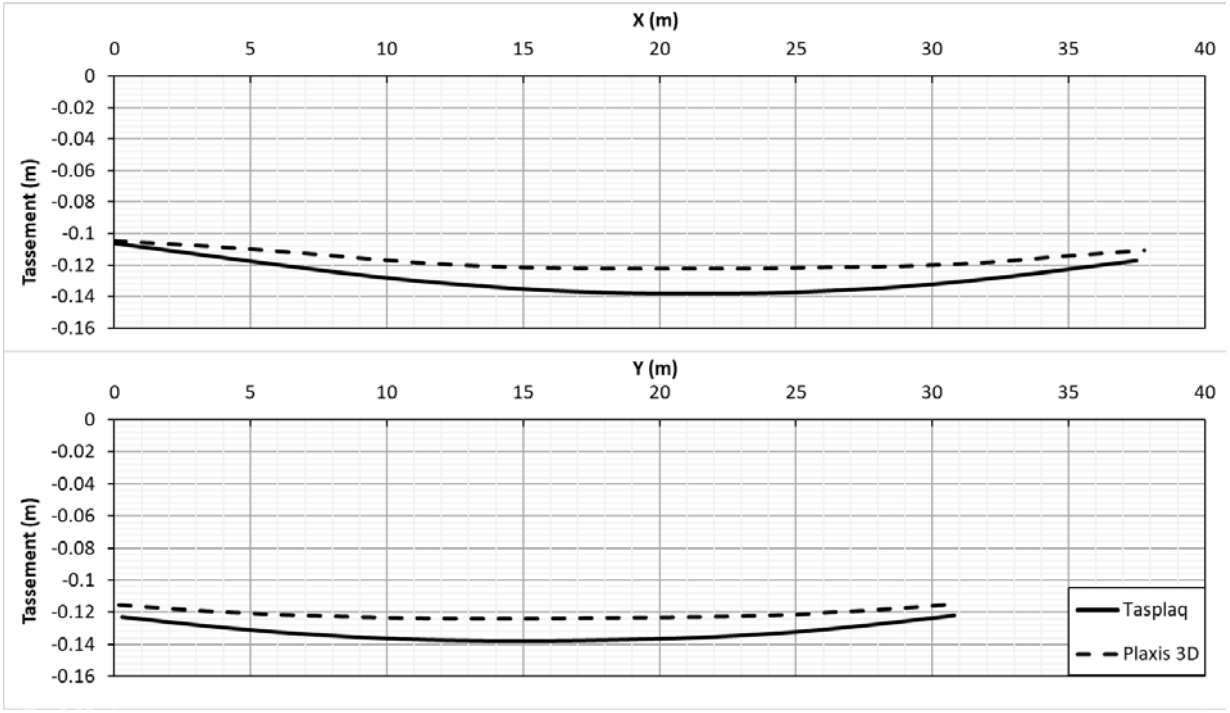


Figure 9 : Comparaison entre les tassements des modèles géotechniques selon une coupe longitudinale et une coupe transversale

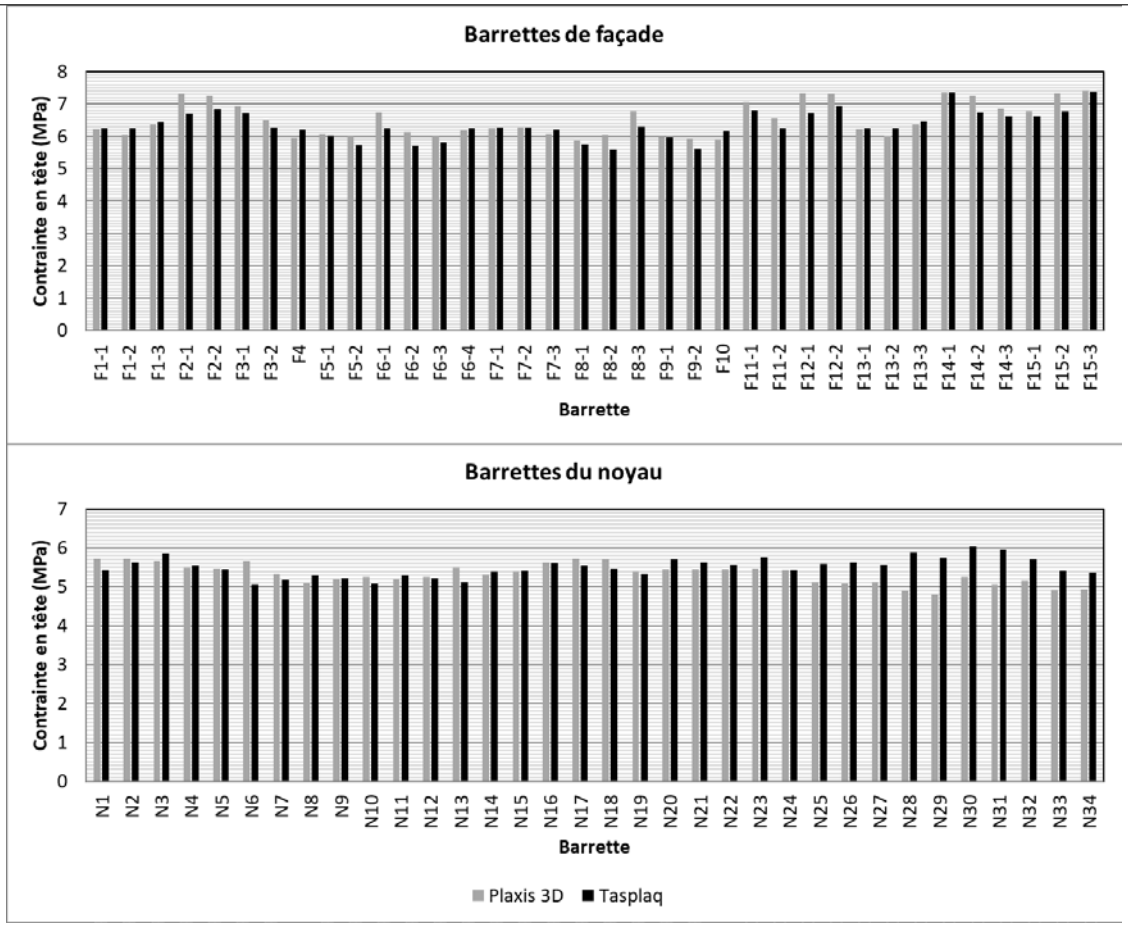


Figure 10 : Comparaison entre les efforts en tête des barrettes des modèles géotechniques

4. Conclusions

La méthode hybride mise en œuvre permet de traiter de façon aisée la problématique des calculs d'interaction sol-structure, simplifiant les étapes de modélisation et post-traitement souvent source d'erreurs dans des calculs numériques complexes. Les résultats obtenus lors d'une application sur un projet réel sont comparables à ceux issus d'un calcul aux éléments finis 3D.

Cette méthode permet ainsi un gain de temps important qui peut être consacré à des études paramétriques essentielles pour cerner la sensibilité des projets d'IGH à la variabilité des propriétés des terrains.

5. Références bibliographiques

Abchir Z., Burlon S., Frank R., Habert J. et Legrand S. (2016). t-z curves for piles from pressuremeter test results. Géotechnique, 66, 2, 137-148.

Cuira F. et Simon B. (2008). Modélisation 3D simplifiée d'une plaque sur sol multicouche élastique. Revue Française de Géotechnique, 128.

Frank R., Zhao S.R. (1982). Estimation par les paramètres pressiométriques de l'enfoncement sous charge axiale des pieux forés dans les sols fins. Bull. Liaison Labo P. et Ch., 119, 17-24.

Frank R., Cuira F. et Burlon S. (2019). Calculs des fondations superficielles et profondes, 224 pages, Presses des Ponts.

Poulos H.G. and Davis E.H. (1980). Pile foundation analysis and design. John Wiley & Sons, 397 p.

FLEXION DES PIEUX SOUS SEISME : UNE APPROCHE SIMPLIFIEE POUR LA PRISE EN COMPTE DES EFFETS CINEMATIQUES

PILES BENDING DURING EARTHQUAKE : A SIMPLIFIED APPROACH TO CONSIDER KINEMATIC EFFECTS

Olivier DAVID[1],
[1] *FONDOUEST, Granville, France*

RÉSUMÉ – Les effets cinématiques sur un pieu résultent de la déformation du sol au passage des ondes sismiques. Cet article propose une formulation alternative explicite de la période propre et de la courbe g(z) pour le cas général du multicouche. Il en résulte des expressions simples des moments d'interface calculés selon l'approche pseudo-statique pour un pieu traversant des couches épaisses.

ABSTRACT – The kinematic effects on a pile result from the deformation of the soil during the passage of seismic waves. This article proposes an explicit alternative formulation of the natural period and of the g(z) curve for the general case of a multilayer soil. This results in simple expressions of the interface moments calculated according to the pseudo-static approach for a pile crossing thick layers.

1. Introduction

Les effets cinématiques du séisme sur un pieu résultent de la déformation du sol au passage des ondes sismiques. Ils se traduisent par des moments fléchissants qui se cumulent avec ceux induits par les forces d'inertie provenant de l'entrainement de la superstructure par l'onde sismique. Pour les ouvrages à risque normal, leur calcul est requis, selon l'Eurocode 8, pour la justification parasismique des fondations profondes si les conditions suivantes sont réunies :

- ouvrage de catégorie III ou IV
- zone de sismicité 2 ou supérieure
- sol de classe D, E, S1 ou S2 qui contient des couches consécutives dont la rigidité diffère nettement.

Le guide CT38 publié 2017 par l'AFPS définit une méthodologie détaillée pour la prise en compte des effets cinématiques sur les pieux des ouvrages courants qui constitue, en France, la méthode de référence pour traiter les situations usuelles.

La détermination de la déformée du sol en champs libre g(z) constitue la première étape du calcul. Dans le cas général d'un multicouche, le guide expose deux méthodes, la méthode de Rayleigh simplifiée et la méthode de Madera, qui fournissent, par un processus itératif, la période propre du multicouche et une discrétisation de la courbe g(z).

Cet article propose une formulation alternative, simple et explicite, de la période propre ainsi qu'une définition analytique complète de la courbe g(z), exprimée sur chaque couche par une portion de sinusoïde, pour le cas général du multicouche.

L'équation de g(z) ainsi formulée s'intègre facilement et permet ensuite d'expliciter les moments de flexion dans les pieux aux interfaces du multicouche dans le cas d'un pieu isolé traversant des couches épaisses.

2. Expression alternative de la déformée en champ libre g(z)

2.1. Définition du modèle

Le sol est défini par un modèle unidimensionnel constitué d'une succession de n couches homogènes, caractérisées par une épaisseur h_i, un poids volumique ρ_i, et une vitesse V_i ou un module de cisaillement dynamique $G_i = \rho_i V_i^2$. Ce multicouche repose à une profondeur $H = \sum h_i$ sur le substratum sismique, défini par $V_{sub} \geq 800$ m.s^{-1}, au sein duquel le déplacement du sol est négligé.

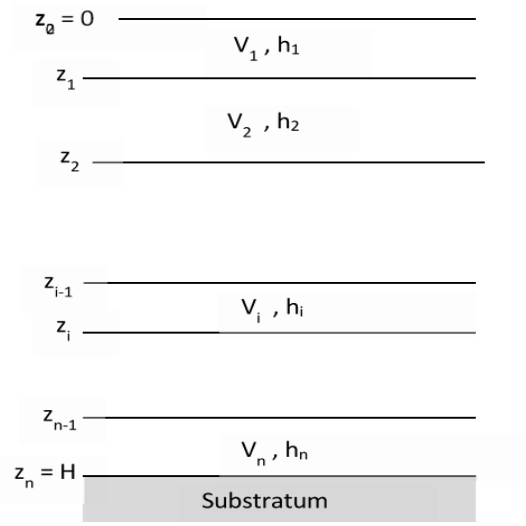


Figure 1. Définition du multicouche.

La déformée g(z) de la colonne de sol est calculée pour le premier mode fondamental en champ libre, ce qui revient à négliger la modification du mouvement sismique due à la présence des fondations. Le mode fondamental est caractérisé par sa période propre T_0 ou sa pulsation propre $\omega_0 = 2\pi/T_0$, fonctions de la hauteur des couches, de leur masse volumique et de leur rigidité. Le déplacement cinématique en surface $d_{max} = g(0)$ est proportionnel à l'accélération sismique a_{max}, et au carré de la période :

$$d_{max} = \frac{a_{max}}{{\omega_0}^2} \quad (1)$$

Pour rappel, la période propre d'un monocouche s'exprime simplement par :

$$T_0 = \frac{4H}{V} \quad (2)$$

2.2. Expression simplifiée de la période propre du multicouche

2.2.1. Formulation

L'expression proposée est obtenue à partir du déplacement donné par l'intégration du cisaillement $\gamma(z) = -g'(z)$, estimé à partir de la formule approchée de Seed et Idriss (1982) :

$$\gamma = \frac{r_d \cdot \rho \cdot a_{max} \cdot z}{G} \quad (3)$$

Où $r_d = r_d(z)$ est un coefficient de réduction des contraintes en profondeur découlant de la souplesse des sols. On retiendra ici la forme simplifiée $r_d = 1 - 0{,}015z$ (z en mètres) pour faciliter l'intégration.

A noter que le coefficient 0,65 de l'équation de Seed et Idriss est ici omis puisqu'on s'intéresse ici à une déformation de pic (Mylonakis, 2001).

En intégrant le cisaillement sur chaque couche et en appliquant de manière forfaitaire un coefficient correcteur fonction de H permettant de recaler la période calculée sur la période vraie dans le cas d'un monocouche, on peut exprimer la période propre sous la forme :

$$T_0 = 4.\sqrt{\frac{\sum_i \left[\frac{1}{{V_i}^2}\left({z_i}^2 - {z_{i-1}}^2 - \frac{{z_i}^3 - {z_{i-1}}^3}{H_0}\right)\right]}{1 - {}^{H}/_{H_0}}} \quad (4)$$

Avec H_0 = 100 m, hauteur de référence.

2.2.2. Comparaison avec la méthode de Madera

Les figures n°2 et 3 présentent les résultats comparés des pulsations $\omega_{0,\mathrm{ms}}$ calculées par l'expression 4 avec celles obtenues à partir de la méthode de Madera $\omega_{0,\mathrm{Madera}}$.

Le calcul est réalisé pour six modèles constitués de quatre couches, la vitesse V_i variant de 100 à 400 m/s dans chaque couche avec un pas de 100 m/s, soit 256 configurations par modèle.

Pour les modèles 1 à 3, les couches ont la même densité ; pour les modèles 4 à 6, la densité augmente avec V_i en prenant à chaque pas les valeurs respectives de de 1,5, 1,65, 1,8 et 1,9.

Tableau 1. Définition des modèles 1 à 6

	Modèles 1 et 4	Modèles 2 et 5	Modèles 3 et 6
Hauteur totale H (m)	20	30	10
Couche 1 - h_1 (m)	5	5	2
Couche 2 - h_2 (m)	5	10	3
Couche 3 - h_3 (m)	5	5	2
Couche 4 - h_4 (m)	5	10	3

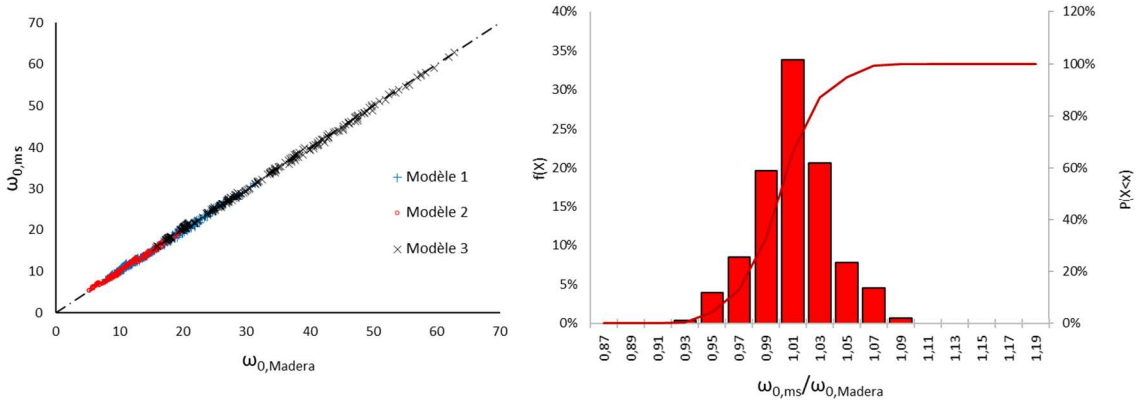


Figure 2. Modèle 1 à 3 (couches de même densité).

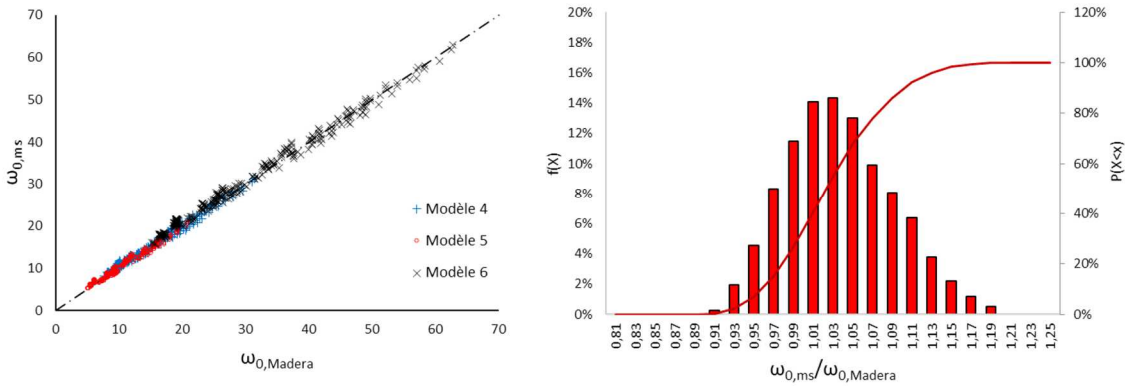


Figure 3. Modèle 4 à 6 (couches de densité variable).

2.3. Développement de g(z)

La pulsation propre étant connue, le déplacement à chaque interface $d_i = g(z_i)$ peut être approché à partir des relations suivantes :

$$\begin{cases} d_0 = d_{max} = \frac{a_{max}}{{\omega_0}^2} \\ d_i = k_i . d_{max} \\ \mathrm{i} = 1 : \mathrm{k}_1 = \cos\frac{\omega_0 \mathrm{h}_1}{\mathrm{V}_1} \\ 2 \le i < n : k_i = k_{i-1} - \frac{4.{\omega_0}^2}{\pi^2\left(1 - {}^{H}/_{H_0}\right).{V_i}^2}\left({z_i}^2 - {z_{i-1}}^2 - \frac{{z_i}^3 - {z_{i-1}}^3}{H_0}\right) \end{cases} \quad (5)$$

La courbe g(z) sur la couche i peut être alors être exprimée sous la forme :

$$\begin{cases} i = 1 : \; g(z) = d_{max} . cos\frac{\omega_0 z}{V_1} \\ 2 \le i < n : \; g(z) = d_{i-1} . \frac{sin\left(\varphi_i - \omega_0 \frac{z - z_{i-1}}{V_i}\right)}{sin\,\varphi_i} \qquad z \in [z_{i-1}; z_i] \\ Avec\ \varphi_i = atan\left(\frac{sin\frac{\omega_0 h_i}{V_i}}{cos\frac{\omega_0 h_i}{V_i} - {}^{d_i}/_{d_{i-1}}}\right) \\ NB : \varphi_n = \frac{\omega_0 h_n}{V_n} \text{ et } \varphi_1 = \frac{\pi}{2} \end{cases} \quad (6)$$

L'expression 6 est une simple généralisation de la formule bisinusoïdale du bicouche (Pecker et Salencon, 1999) et reste bien entendu applicable si les déplacements aux interfaces d_i sont déterminés à partir des méthodes de Madera ou du quotient de Rayleigh.

2.3. Exemple de calcul

On considère pour exemple :

- un sol de classe E constitué de trois couches de 5 m d'épaisseur et de V_s respectives 150 m/s, 100 m/s et 250 m/s surmontant le substratum sismique
- un ouvrage de catégorie IV en zone de sismicité 3 (a_{max} = 2,77 m.s^{-2}) .

On obtient à partir de l'équation 4 :

$$T_0 = 4.\sqrt{\frac{\frac{1}{150^2}(5^2 - \frac{5^3}{100}) + \frac{1}{100^2}(10^2 - 5^2 - \frac{10^3 - 5^3}{100}) + \frac{1}{250^2}(15^2 - 10^2 - \frac{15^3 - 10^3}{100})}{1 - 15/100}}$$

Soit T_0 = 0,4 s et ω_0 = 15 rad.s^{-1}

d_{max} = 2,77 / 15² = 12 mm

La déformée g(z) donnée par les expressions ci-avant est comparée à celle obtenue par la méthode de Madera sur la figure 4.

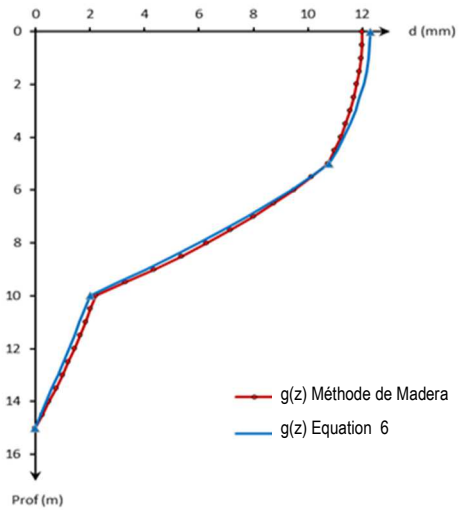


Figure 4. Déformée g(z).

3. Moment cinématique dans les pieux

3.1. Application de l'approche pseudo-statique

Le calcul des effets cinématiques est mené pour un pieu isolé, selon l'approche pseudo-statique explicitée dans le guide CT38. L'action frontale induite sur le pieu à la profondeur z est modélisée par un modèle de Winkler suivant l'équation 7 :

$$r(z) = K_c\,[g(z) - y(z)] \tag{7}$$

avec y(z) et g(z) les déplacements respectifs du pieu et du sol et K_c le module réaction linéique du sol.

La valeur du module K_c dans chaque couche de sol est obtenue à partir du module de cisaillement dynamique G et du coefficient de poisson v suivant la formule de G. Gazetas (1993) :

$$K_c = 2{,}4\,(1+\nu).G \tag{8}$$

A noter qu'à la différence des effets inertiels, la plastification du sol et la réduction du module K_c près de la surface (prévues dans le guide) ont un effet favorable sur la flexion du pieu ; nous les négligerons dans le cadre d'une approche simplifiée.

La déformation du pieu et les efforts s'obtiennent par résolution de l'équation d'équilibre d'une poutre sur appuis élastiques qui se fait communément par méthodes discrètes à l'aide d'un logiciel de calcul de pieux sous sollicitations horizontales. Avec g(z) définie sur chaque couche par une portion de sinusoïde suivant l'expression 6, l'équation différentielle s'intègre facilement et sa solution complète est donnée par :

$$\mathrm{y\,(z)} = \mathrm{e}^{-\frac{z}{l_{0,i}}}\left(\mathrm{C_{1,i}}.\sin(\tfrac{z}{l_{0,i}}) + \mathrm{C_{2,i}}.\cos(\tfrac{z}{l_{0,i}})\right) + \mathrm{e}^{\frac{z}{l_{0,i}}}\left(\mathrm{C_{3,i}}.\sin(\tfrac{z}{l_{0,i}}) + \mathrm{C_{4,i}}.\cos(\tfrac{z}{l_{0,i}})\right) + \frac{g(z)}{1+\frac{\psi_i^{\,4}}{4}}$$

D'où

$$\mathrm{M\,(z)} = \frac{EI}{l_{0,i}^{\,2}}\left[2.\mathrm{e}^{-\frac{z}{l_{0,i}}}\left(\mathrm{C_{2,i}}.\sin(\tfrac{z}{l_{0,i}}) - \mathrm{C_{1,i}}.\cos(\tfrac{z}{l_{0,i}})\right) + 2.\mathrm{e}^{\frac{z}{l_{0,i}}}\left(-\mathrm{C_{4,i}}.\sin(\tfrac{z}{l_{0,i}}) + \mathrm{C_{3,i}}.\cos(\tfrac{z}{l_{0,i}})\right) - \frac{\psi_i^{\,2}g(z)}{1+\frac{\psi_i^{\,4}}{4}}\right] \tag{9}$$

avec : $\psi_i = \frac{\omega_0.l_{0,i}}{V_i}$: facteur de fréquence adimensionnelle du pieu dans la couche i

$l_{0,i} = \left(\frac{4.EI}{K_{c,i}}\right)^{0,25}$: longueur de transfert du pieu dans la couche i

EI : produit d'inertie du pieu

Cj,i : constantes d'intégrations données par les conditions aux limites

3.2. Solutions particulières pour un pieu traversant des couches épaisses

On se place dans le cas d'un pieu vertical traversant des couches suffisamment épaisses pour pouvoir considérer que la courbe y(z) au voisinage d'une interface est entièrement définie par les conditions aux limites ou de continuité à cette interface ($h_i >> 3.l_{0,i}$).

On définit pour la suite le moment caractéristique pour la couche i par :

$$\mu_i = a_{max}.\frac{EI}{{V_i}^2}\frac{k_{i-1}}{sin\,\varphi_i} \tag{10}$$

3.2.1. Tête de pieu

Tableau 2. Moment et déplacement en tête de pieu

Condition en tête	Pieu bloqué en rotation T(0) = 0 ; y'(0) = 0	Pieu libre T(0) = 0 ; M(0) = 0
Déplacement maximum $y_{max,0}$	$\approx d_{max}$	$d_{max}(1+\psi_1{}^2/2) \sim (1 \text{ à } 1{,}1).d_{max}$
Moment maximum M_0	$\approx -\mu_1 = -a_{max}.EI/V_1{}^2$	$\approx -1{,}1.(1-\psi_1).\mu_1$
Position z de M_0	0	$\approx (1-\psi_1).\pi.l_{0,1}$

3.2.2. Pieu ancré dans le substratum sismique

On considère un pieu avec un ancrage D dans le substratum sismique caractérisé par son module de réaction linéique K_{sub}. Le moment maximum est obtenu à une profondeur z telle que $H < z \leq H + 0{,}2.l_{0,sub}$ et a pour expression approchée :

$$M_n \approx \mu_n.\frac{2c_n.\left(c_n{}^2-c_n+1+\psi_n{}^2/_2\right)}{\psi_n(c_n+1)(c_n{}^2+1)}.r(d) \quad (11)$$

avec $c_n = \frac{l_{0,n}}{l_{0,sub}}$: facteur de contraste entre la couche n et le substratum

$d = \frac{D}{l_{0,sub}}$: encastrement réduit du pieu

$r(d)$: le facteur d'encastrement, dont la valeur peut être approchée par excès par $r(d) = min(1{,}125.\frac{d^3}{1+d^3}\ ; 1)$

3.2.3. Interface entre deux couches

On peut retenir la solution approchée suivante, pour des couches i et i+1 de densité équivalente :

$$M_i \approx \mu_i \left[\frac{2}{\psi_i} cos\left(\varphi_i - \frac{\omega_0 h_i}{V_i}\right).F_{1,i} - sin\left(\varphi_i - \frac{\omega_0 h_i}{V_i}\right).F_{2,i}\right] \quad (12)$$

avec $F_{1,i} = \frac{(c_i-1)(c_i{}^2-c_i+1)}{c_i{}^3}$

$F_{2,i} = \frac{(c_i{}^2-c_i+1)^2}{c_i{}^4}$

$c_i = \frac{l_{0,i}}{l_{0,i+1}} = \left(\frac{G_{i+1}}{G_i}\right)^{0,25}$: facteur de contraste à l'interface des couches i et i+1

M_i est atteint dans la couche la plus rigide j à une distance de l'interface de l'ordre de $0{,}1.l_{0,j}$ à $0{,}15.l_{0,j}$.

3.3 Comparaison avec la formule de Dobry & O'Rourke

Une formulation explicite simple a été proposée par Dobry & O'Rourke (1983) pour estimer le moment à l'interface entre deux couches 1 et 2 :

$$M = 1{,}86.(EI)^{\frac{3}{4}}(G_1)^{\frac{1}{4}}.\gamma_1.F \quad (13)$$

avec : $F = F_{1,1}$

γ_1 : cisaillement du sol 1 à l'interface, déterminé selon l'équation 3.

Cette expression présente l'avantage de ne pas nécessiter le calcul de la pulsation propre.

Les auteurs recommandent son utilisation pour un rapport des modules supérieur à 4 (soit $\sqrt{2}/2 > c_i > \sqrt{2}$) : l'expression tend en effet vers 0 et sous-estime le moment si le contraste c est proche de 1 ce qui constitue un résultat irréaliste puisque la flexion se développe y compris dans un sol homogène.

Sur le modèle de l'équation 13, l'équation 12 peut être reformulée en fonction du cisaillement $\gamma_i = -g'(z_i)$ et du rayon de courbure défini par $\frac{1}{R_i} = -g''(z_i)$ sous la forme :

$$M_i = \frac{2EI}{l_{0,i}}.\gamma_i.F_{1,i} - \frac{EI}{R_i}.F_{2,i} \qquad (14)$$

Dobry & O'Rourke ont considéré pour établir leur équation un module $K_c = 3.G$; en faisant cette même hypothèse, on retrouve exactement l'équation 13 dans le terme de cisaillement de l'équation 14. L'expression obtenue ne diffère donc de la formule de Dobry & O'Rourke celle-ci que dans l'expression du cisaillement γ et dans l'ajout d'un terme de courbure, qui corrige le défaut de convergence pour les faibles contrastes.

Pour conserver une expression approchée du moment ne nécessitant pas le calcul préalable de la pulsation, sur le modèle de la formule de Dobry & O'Rourke, on pourra adapter la formule 14 comme suit en conservant un terme de courbure et en appliquant à l'expression du cisaillement le même coefficient correcteur que celui utilisé pour obtenir l'équation 4 :

$$\begin{cases} M_i = \sqrt{2}.(EI)^{\frac{3}{4}}\left(K_{c,i}\right)^{\frac{1}{4}}.\gamma_i.F_{1,i} - \frac{EI}{R_i}.F_{2,i} \\ \gamma_i = \frac{a_{max}.z_i(81-1{,}2.z_i)}{V_i{}^2(100-H)} \\ R_i = \frac{V_i{}^2}{a_{max}} \end{cases} \qquad (15)$$

A titre de comparaison des différentes formulations, la figure 5 illustre les moments calculés dans un pieu en béton ∅ 600mm à l'interface de modèles bicouches constitués d'une couche inférieure constante (h_2 = 10 m, V_2 = 200 m/s) et d'une couche supérieure variable (h_1 = 6 à 20 m, V_1 = 100 à 450 m/s). Les moments calculés avec les formules 13, 14 et 15 sont comparés avec la solution exacte du modèle pseudo-statique $M_{réf}$.

La figure 6 présente en complément les résultats obtenus dans le multicouche décrit en 2.3., pour des pieux en béton ∅400 mm et ∅1000 mm, bloqués en tête et ancrés de 1 m dans le substratum.

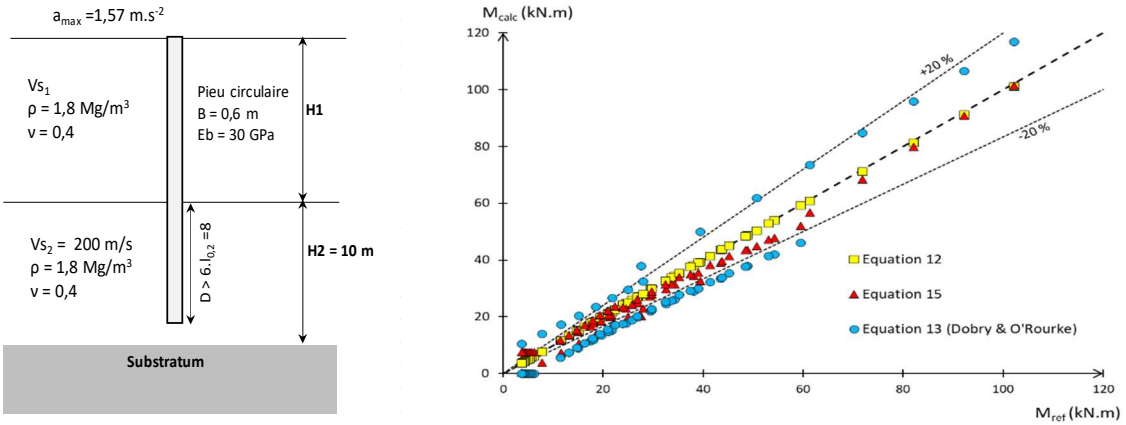


Figure 5. Comparaison des moments d'interface calculés à partir des formules 12, 13 et 15.

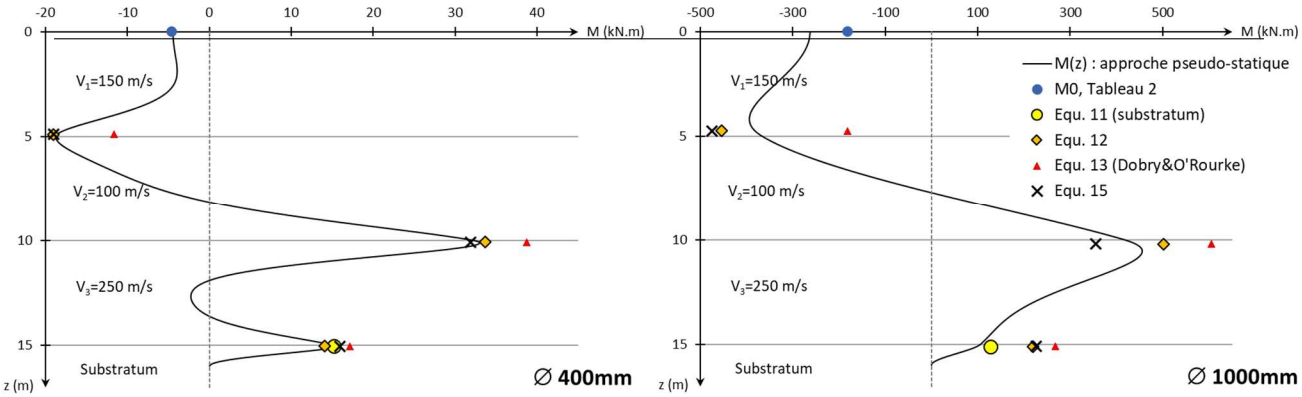


Figure 6. Moment fléchissant - pieux ∅400mm & ∅1000mm - a_{max} = 2,77 m.s^{-2}.

4. Conclusions

Les équations 4 à 6 donnent une formulation explicite du déplacement horizontal d'un multicouche au passage de l'onde sismique, en bonne cohérence avec la méthode itérative de Madera. L'expression de la déformée du sol sous forme de portions de sinusoïdes s'intègre facilement et permet d'exprimer simplement les moments d'interface pour un pieu traversant des couches épaisses, selon l'approche pseudo-statique décrite dans le guide CT38 de l'AFPS.

Pour la majorité des configurations courantes, ces résultats permettent une première quantification fiable des effets cinématiques et, par leur forme explicite, facilitent l'identification des enjeux associés aux incertitudes sur le modèle (vitesses sismiques des terrains en particulier). Utilisés par exemple dans la phase AVP de l'étude géotechnique de conception, ils constituent un outil simple et rapide pour justifier de l'intérêt d'investigations complémentaires ou pour anticiper le recours à des stratégies de calcul particulières pour les stades ultérieurs de l'étude (approche non forfaitaire de V_s, prise en compte de l'interaction cinématique, calculs dynamiques…).

5. Références bibliographiques

CEN (2005). Eurocode 8 – Calcul des structures pour leur résistance aux séismes. Partie 1 : Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments, NF EN 1998-5.

CEN (2005). Eurocode 8 – Calcul des structures pour leur résistance aux séismes. Partie 5 : Fondations, ouvrages de soutènement et aspects géotechniques, NF EN 1998-5.

AFPS (2017). Guide pour la conception et le dimensionnement des fondations profondes sous actions sismiques des bâtiments à risque normal, Cahier technique n°38.

Dobry R. et al. (1976). Simplified procedures for estimating fundamental period of a soil profile. Bulletin of the Seismological Society of America.

Dobry R. et O'Rourke M.J. (1983). Discussion on Seismic response of end bearing piles, by Flores-Berrones R. and Whitman R.V. Journal of the Geotechnical Engineering Division, vol. 5, pp. 778-781.

Gazetas G. (1993). Dynamic Response of Pile Groups with Different Configurations. Soil Dynamics and Earthquake Engineering.

Nikolaou S. et al. (2001). Kinematic pile bending during earthquakes : analysis and field measurements. Geotechnique, vol. 51 (5), pp. 425-440.

Mylonakis G., (2001). Simplified model for seismic pile bending at soil layer interfaces. Soils and Foundations, vol. 41 (4), pp. 47-58.

Pecker A., Salencon J. (1999). Ground reinforcement in seismic areas.11th Panamerican conference on soil mechanics and geotechnical engineering.

Seed H.B. et Idriss I.M. (1982). Ground motions and soil liquefaction during earthquakes, Monograph, EERI.

VINGT ANS DE SUIVI DES TASSEMENTS D'UN BÂTIMENT FONDÉ SUR AMÉLIORATION DE SOLS

TWENTY YEARS OF MONITORING THE SETTLEMENT OF A BUILDING BASED ON SOIL IMPROVEMENT

Marc FAVRE[1], Eric VERMOOTE
[1] *Marc FAVRE EXPERT, Reignier-Esery, France*

RÉSUMÉ – Le suivi des tassements d'un bâtiment commercial a permis de caler une loi de comportement adaptée et prenant en compte la problématique de fluage des sols. Cette loi a permis de prévoir les tassements totaux et différentiels et a conduit à décider de l'attitude à adopter pour l'avenir du bâtiment. L'analyse montre que le fluage a démarré 10 ans environ après la réalisation de l'ouvrage, soit après 80 à 95% de consolidation primaire.

ABSTRACT – The monitoring of the settlements of a commercial building made it possible to set an adapted behavior law and considering the problem of soil creep. This law made it possible to predict the total and differential settlements and led to a decision on the attitude to be adopted. for the future of the building. The analysis shows that the creep started about 10 years after the construction of the structure, after 80 to 95% of primary consolidation.

1. Introduction

Un bâtiment commercial en charpente métallique et ses voiries associées ont été construits en zone compressible en 1999, avec des techniques d'améliorations de sols de type colonnes ballastées et inclusions rigides pour le trafic lourd. Les tassements estimés du bâtiment dans le cadre des études étaient alors centimétriques.

Pour la suite de cet article, seuls seront considérés les tassements du bâtiment proprement dit fondé sur une amélioration de sols par inclusions rigides. L'exposé des raisons pour lesquelles l'amélioration de sols par inclusions rigides n'a pas conduit aux résultats calculés sort du cadre du présent article.

Six mois après la fin de la construction, lors de l'apparition des premiers désordres, des tassements « anormaux » ont été constatés, amenant à mettre en place un suivi des tassements par un suivi topographique selon une fréquence semestrielle, dans le cadre d'expertises assurantielle, puis judiciaire, entre 2000 et 2018.

Finalement, au bout de presque 20 ans de suivi, l'amplitude des tassements totaux a atteint plusieurs dizaines de centimètres, et convergeant non pas vers une asymptote des déplacements, mais vers une asymptote des vitesses, de l'ordre de 4 à 8mm/an, dont la Figure 1 présente l'évolution dans le temps.

Ces tassements induisaient des problématiques d'exploitation et des risques pour le bâtiment, à cause de la non-verticalité des racks, de la fissuration du dallage et des déformations de la structure du bâtiment compte tenu des tassements différentiels.

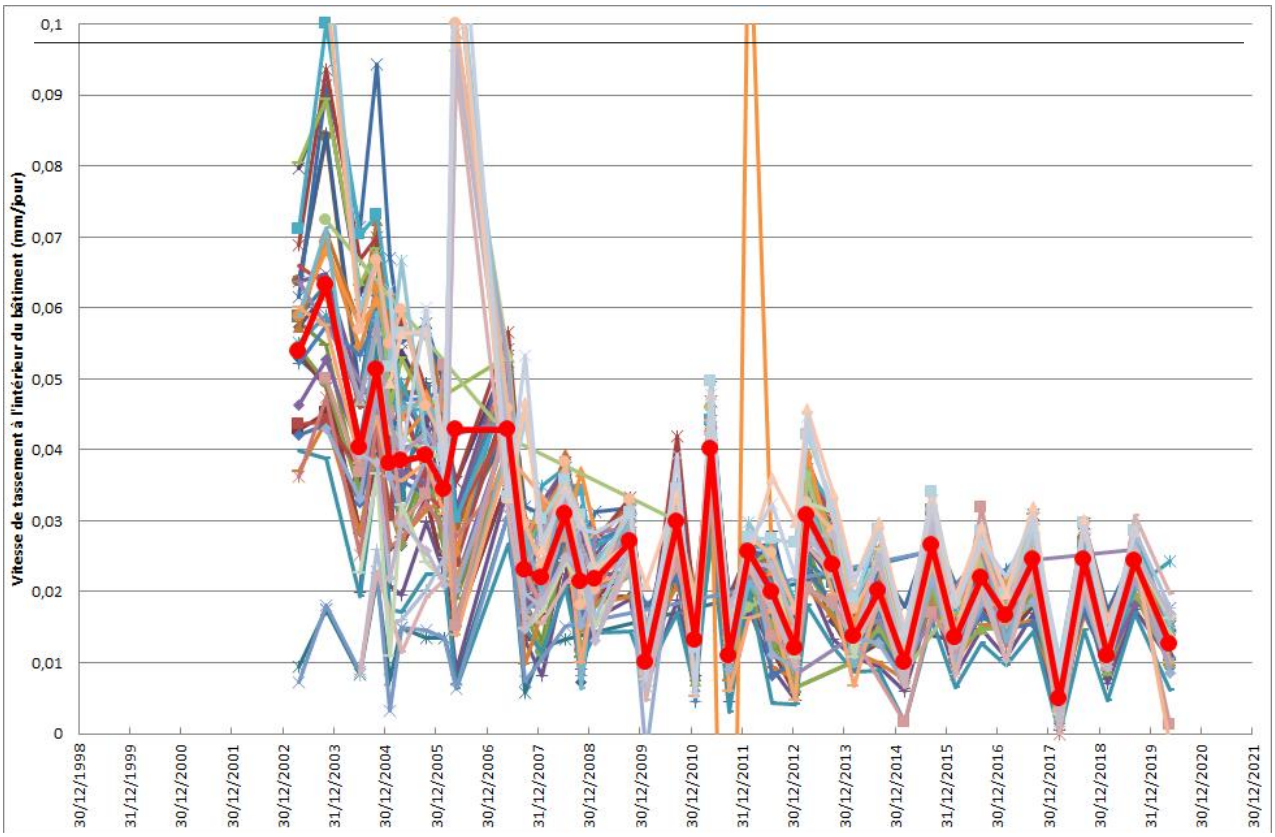


Figure 1. Evolution des vitesses de tassements dans le temps à l'intérieur du bâtiment (en rouge gras, la vitesse moyenne)

Le fait que les tassements n'aient pas atteint une stabilisation a conduit à considérer que le phénomène de consolidation secondaire avait démarré et était devenu prépondérant. Il a alors été recherché des courbes théoriques de consolidation, intégrant à la fois les tassements de consolidation primaire et le fluage, se calant au mieux avec les mesures régulières effectuées.

2. Prévisions de l'amplitude des tassements avec les méthodes usuelles

L'analyse menée reprend les différentes méthodes de prévision de l'amplitude des tassements finaux, et la durée nécessaire pour les atteindre le cas échéant, présentées par Favre et al. (2014), à savoir les méthodes d'Asaoka, d'Al-Shamrani et de Recordon.

Elle intègre également, pour la méthode de Recordon, la prise en compte d'un phénomène de consolidation secondaire, tel qu'exposé par Favre et Vermoote (2016).

La Figure 2 présente, pour deux repères situés à l'intérieur du bâtiment et n'indiquant pas les mêmes amplitudes de tassement, l'évolution dans le temps des observations et des méthodes de prévision. Elle donne également les coefficients de détermination r^2 entre les tassements mesurés et estimés en fonction de chaque méthode.

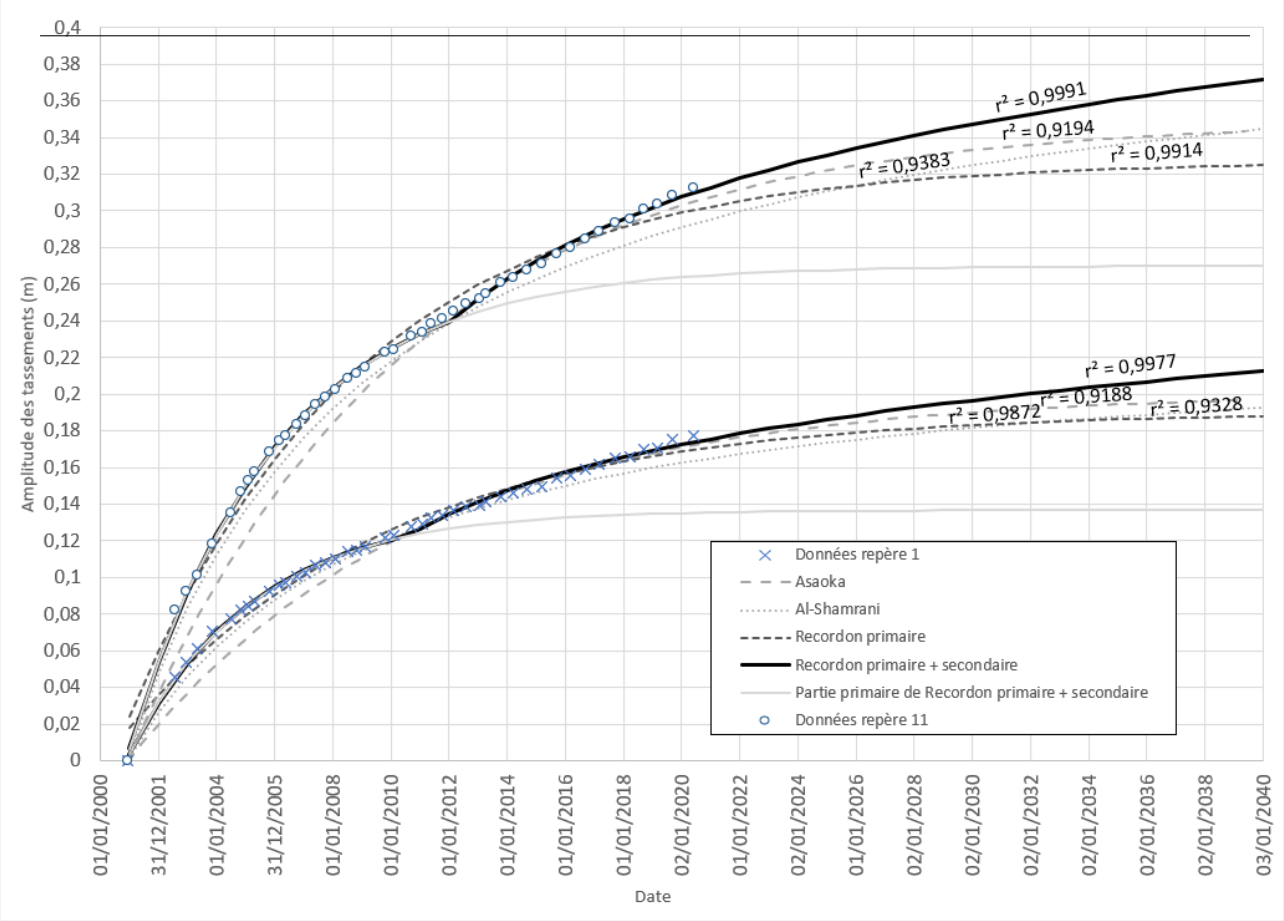


Figure 2. Evolution de l'amplitude des tassements observés et estimés dans le temps pour les repères 1 et 11

Ces résultats montrent une excellente corrélation entre les mesures et l'interprétation selon la méthode de Recordon, en considérant les tassements primaire et secondaire. Elle est la mieux corrélée aux mesures, ce qui peut s'expliquer par le fait que cette méthode utilise cinq paramètres pour coller au mieux aux mesures selon l'équation (1), au lieu de deux à trois paramètres pour les autres méthodes :

$$\Delta H(t) = \Delta H_\infty \cdot (1 - B \cdot e^{-C \cdot t}) + \left[C_\alpha \cdot H \cdot \log\left(\frac{t}{t_0}\right) \right]_{t>t_0} \quad (1)$$

Les cinq paramètres étant l'amplitude finale de tassements primaires ΔH_∞, le décalage entre le début de la consolidation et le début des mesures B, la courbure de la courbe de consolidation C reliée au coefficient de consolidation verticale C_v, le produit du taux de consolidation secondaire par la longueur du chemin de drainage $C_\alpha \cdot H$ et la date de démarrage de la consolidation secondaire t_0.

3. Analyse des paramètres pour l'ensemble des repères

L'analyse menée précédemment a été réalisée sur l'ensemble des trente-neuf points de mesure exploitables, situés à l'intérieur du bâtiment. Elle donne la plage de variation des paramètres r^2, t_0, C_v et C_α ainsi estimés selon la Figure 3.

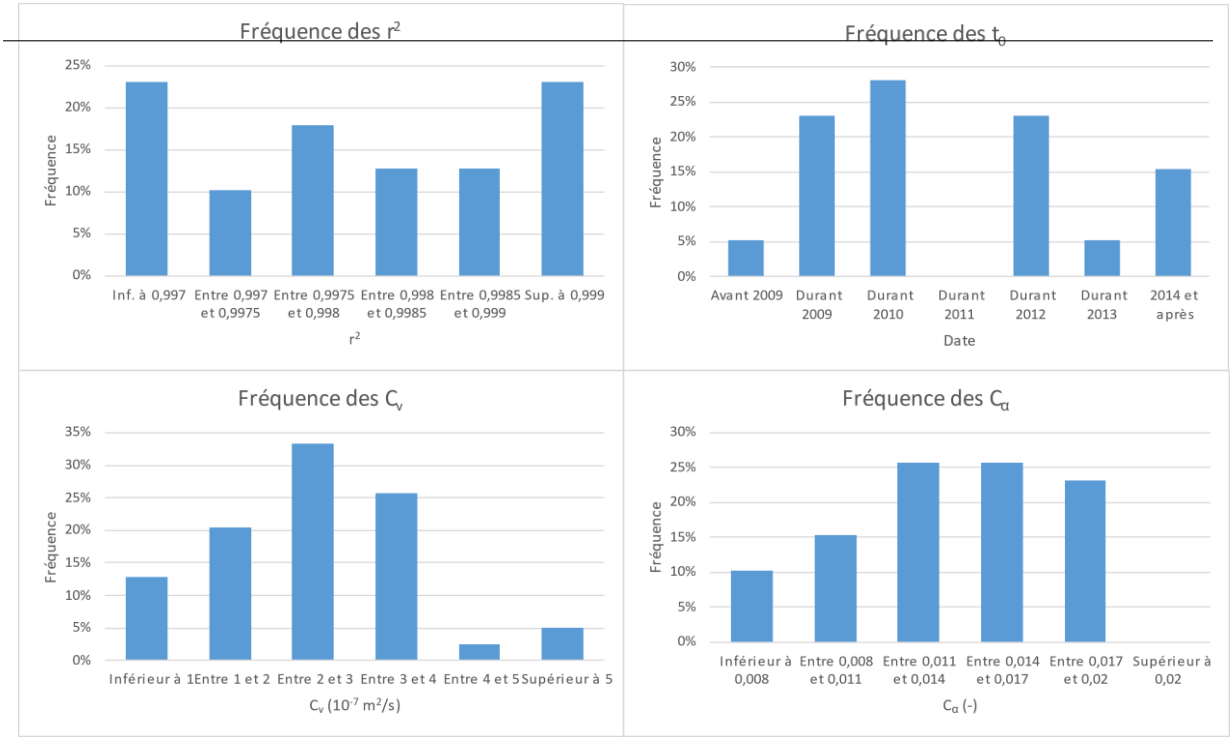


Figure 3. Plages de variations des paramètres t_0, C_v et C_α

Cette analyse montre la relative homogénéité des résultats : la consolidation secondaire semble avoir démarré entre 2009 et 2012, les coefficients de consolidation verticale estimés étant globalement compris entre $1 \cdot 10^{-7}$ et $4 \cdot 10^{-7}$ m^2/s et le taux de consolidation secondaire entre 0,01 et 0,02.

4. Impact sur les pourcentages de consolidation

4.1. Au démarrage de la consolidation secondaire t_0

A partir de l'amplitude de tassements primaires estimés ΔH_∞, de la date t_0 à partir de laquelle la consolidation secondaire est présumée démarrer et de l'amplitude des tassements observés à cette date, il est possible d'en déduire le degré de consolidation au démarrage de la consolidation secondaire. Le résultat est présenté sous forme d'histogramme sur la Figure 4.

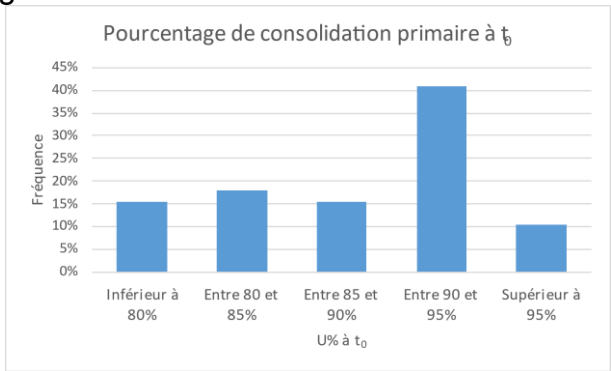


Figure 4. Plage de variation du pourcentage de consolidation primaire au démarrage de la consolidation secondaire

Les pourcentages obtenus varient, pour la plupart, entre 80 et 95%, correspondant à ce qui est retenu classiquement dans les études comme temps de démarrage de la consolidation secondaire.

4.2. Sur les tassements actuels

L'analyse sur les pourcentages de consolidation peut également être menée sur les dernières mesures de tassements. Cette analyse est montrée sous forme d'histogramme sur la Figure 5.

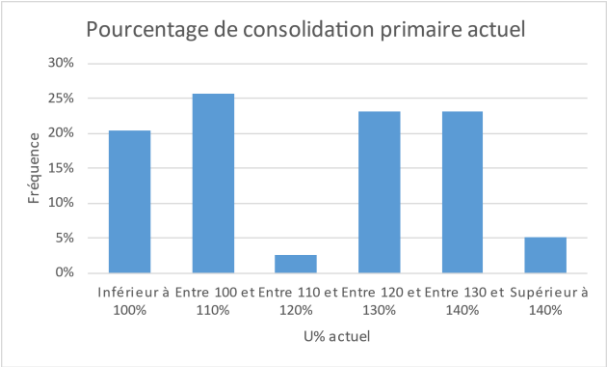


Figure 5. Plage de variation du pourcentage de consolidation primaire sur les mesures actuelles

Cette figure montre que lors des dernières mesures, les pourcentages de consolidation ont largement dépassé la consolidation primaire, avec une valeur médiane à 120%, et une valeur maximale pouvant dépasser plus de 140%.

5. Estimation des tassements à venir

5.1. Amplitude des tassements totaux

La modélisation définie précédemment, intégrant les consolidations primaire et secondaire, permet d'estimer les tassements non pas finaux, mais à une échéance donnée. Ainsi, il est loisible de calculer par repère, les déformations prévisibles à différentes échéances : 10 ans, 25 ans et 50 ans.

Le Tableau 1 présente les résultats obtenus pour les tassements minimaux, moyens et maximaux, pour ces échéances.

Tableau 1. Comparaison entre tassements estimés et tassements mesurés, et projection de l'amplitude des tassements à 10, 25 et 50 ans

	Tassement minimal		Tassement moyen		Tassement maximal	
	estimé	*mesuré*	estimé	*mesuré*	estimé	*mesuré*
Tassements à t_0 (cm)	8,9	*9,0*	16,8	*17,1*	23,9	*24,4*
Tassements actuels (cm)	13,0	*13,3*	22,6	*22,9*	31,1	*31,6*
Tassements à 10 ans (cm)	14,5		25,9		34,8	
Tassements à 25 ans (cm)	16,0		28,8		38,2	
Tassements à 50 ans (cm)	17,6		31,7		42,0	

Ces résultats montrent l'importance de l'augmentation de l'amplitude des tassements dans le temps, due au phénomène de consolidation secondaire.

En effet, l'amplitude de tassements a été calculée comme devant augmenter de 25 à 30% d'ici 50 ans.

Une analyse complémentaire a été menée, qui a montré que les repères ayant un tassement « résiduel » important sont potentiellement les mêmes points que ceux ayant déjà subi un tassement important, ce qui laissait présager que les tassements différentiels du bâtiment augmenteraient avec le temps.

5.2. Part du fluage dans la prévision des amplitudes de tassement

Afin de confirmer l'analyse précédente, les amplitudes de tassements estimées ont été décomposées en part primaire et en part secondaire. A cet effet, le Tableau 2 présente l'évolution dans le temps de la part de consolidation secondaire minimale, moyenne et maximale.

Tableau 2. Part de la consolidation secondaire dans les amplitudes de tassements estimés

Pourcentage du fluage dans les amplitudes de tassements	Minimal	Moyen	Maximal
Tassements à t_0 (cm)	0 %	0 %	0 %
Tassements actuels (cm)	0,6 %	16,1 %	34,4 %
Tassements à 10 ans (cm)	4,1 %	23,4 %	41,4 %
Tassements à 25 ans (cm)	6,1 %	29,3 %	47,0 %
Tassements à 50 ans (cm)	7,8 %	34,7 %	52,0 %

Ces résultats montrent que le fluage est responsable de 1/5 environ des amplitudes de tassement dans la situation actuelle. A l'avenir, cette part a été estimée comme devant augmenter pour atteindre une moyenne de 1/3 environ, voire 1/2 localement sur certaines zones, ce qui est un cas inhabituel.

6. Conclusions

Le suivi des tassements d'un bâtiment a conduit à une analyse qui a débuté par montrer que les vitesses des mouvements ne tendaient pas vers une valeur nulle, mais vers une valeur quasiment constante. Ainsi, les méthodes usuellement employées ne permettent pas de prédire des amplitudes de tassements finaux, celles-ci étant réévaluées à chaque nouvelle mesure.

L'introduction de la part de fluage dans les équations de détermination du tassement en fonction du temps a permis de mieux cerner la problématique. Avec un coefficient de détermination élevé, il a pu être analysé que la consolidation secondaire avait probablement démarré entre 2009 et 2012, après 80 à 95% de consolidation primaire, et que les coefficients de consolidation verticale et taux de consolidation secondaire étaient relativement homogènes sur les 39 repères étudiés à l'intérieur du bâtiment.

Ainsi, les méthodes de prédiction des tassements ont permis d'estimer que les tassements se poursuivraient, avec une part liée au fluage des sols de plus en plus conséquente, passant de 20% en moyenne actuellement à des valeurs inhabituelles de l'ordre de 35%, voire plus de 50% localement dans 50 ans.

7. Références bibliographiques

Favre M., Vermoote E., Fuentes D. (2014). Re-estimation des tassements finaux en cours de suivi, JNGG – Beauvais 8-10 juillet 2014.

Favre M., Vermoote E. (2016). Prise en compte du fluage dans l'analyse des mesures pour la prévision de tassements résiduels, JNGG – Nancy 2016.

INTERPRETATION DE L'ESSAI PRESSIOMETRIQUE POUR L'ESTIMATION DIRECTE DES DEPLACEMENTS DES OUVRAGES

INTERPRETATION OF THE PRESSUREMETER TEST FOR THE DIRECT DETERMINATION OF THE DISPLACEMENTS OF STRUCTURES

Alexandre LOPES[1], Julien HABERT[1], Fahd CUIRA[1]
[1] *Setec Terrasol, Paris, France*

RÉSUMÉ – L'application d'une procédure modifiée d'interprétation de l'essai pressiométrique permettant la détermination du module de cisaillement pour une valeur ciblée de déformation est présentée. La procédure sera illustrée par un essai à Merville (59) dans l'argile surconsolidée des Flandres. Il est montré que les résultats sont directement applicables au calcul du tassement d'une semelle en fonction de son taux de chargement.

ABSTRACT – The application of a modified procedure for the interpretation of the pressuremeter test for the determination of the shear modulus at a targeted value of strain is presented. This procedure will be illustrated by a test carried out in Merville (France, 59) in the Flanders overconsolidated clay. It is shown that the results can be directly used for the evaluation of the settlement of a footing, as a function of its loading ratio.

1. Introduction

L'essai pressiométrique Ménard constitue l'essai de référence pour la reconnaissance des sols en vue du dimensionnement des ouvrages géotechniques en France. L'essai permet d'obtenir un paramètre de déformabilité (le module pressiométrique Ménard, E_M) et un paramètre de rupture du sol (la pression limite pressiométrique Ménard, p_{LM}). Ces deux paramètres peuvent être utilisés, selon les normes d'application nationales françaises de l'Eurocode 7, pour le calcul des fondations superficielles et profondes, pour la vérification des états limites ultimes et de service. Les règles de calcul ont été calibrées sur la base d'essais de chargement de fondations en vraie grandeur soumises à un chargement statique monotone.

Les corrélations entre E_M et le module d'élasticité linéaire équivalent du terrain, E (ou le module de cisaillement G associé), ont été établies dans les années 60, dans un contexte historique où l'on cherchait à utiliser des modèles de comportement en élasticité linéaire, pouvant être associé ou non à un critère de plasticité, pour évaluer le comportement des ouvrages. Les corrélations consistent, essentiellement, à appliquer un coefficient multiplicateur à E_M pour le faire correspondre au module E, dit « d'élasticité », associé à la plage de déformations imposées par l'ouvrage en interaction avec le terrain. Il était déjà connu à cette époque que E_M ne correspondait pas au module d'élasticité du terrain et, même, que le terrain n'avait pas de comportement parfaitement linéaire (Ménard, 1961).

D'autres façons d'utiliser l'essai pressiométrique ont été récemment mises en valeur dans le cadre du Projet National ARSCOP (nouvelles Approches de Reconnaissance des Sols et de la Conception des Ouvrages géotechniques avec le Pressiomètre (Burlon & Reiffsteck, 2015)). L'un des développements concerne la détermination de la courbe de décroissance du module de cisaillement du terrain en fonction du niveau de déformation évaluée à partir de l'essai pressiométrique. Une procédure de chargement modifiée, comprenant plusieurs boucles de décharge-recharge et une procédure adaptée d'interprétation sont nécessaires.

La procédure d'interprétation nécessite de transformer la réponse non-linéaire mesurée à la paroi de la cavité pressiométrique pour tenir compte du niveau de déformation et de contrainte variable avec la distance à la cavité pressiométrique. De cette façon, il est possible de déterminer, pour un niveau de déformation et de contrainte donné, le module de cisaillement « élémentaire » associé au module de cisaillement apparent évalué à partir de l'essai pressiométrique. Par la suite, ce module peut être utilisé directement pour le calcul de tout type d'ouvrage. La mise en œuvre d'une telle méthode a pour avantage de s'affranchir de l'utilisation de corrélations et de permettre un choix éclairé du paramètre de déformabilité à utiliser dans les analyses d'interaction sol-structure, en fonction du type de problème traité.

Dans cette communication, l'utilisation de cette méthode d'interprétation de l'essai pressiométrique sera illustrée par un exemple de calcul de fondation superficielle soumise à un effort vertical variable.

2. Les domaines de sollicitation des terrains en fonction du type d'ouvrage

Les ouvrages sollicitent les terrains de façons différentes. Au-delà des propriétés géomécaniques du terrain, les déformations résultantes sont fonction de la géométrie de l'ouvrage et du niveau et de la nature du chargement (statique, dynamique).

L'expérience avec des ouvrages instrumentés et des rétro-analyses ont permis de connaitre les domaines approximatifs de sollicitation du terrain. Ces domaines sont raportés dans la littérature (Atkinson & Sallfors, 1991; Bourgeois *et al.*, 2018; Reiffsteck, 2002) et peuvent être utilisées comme une première appréciation de l'amplitude de la déformation de l'ouvrage en interaction avec le terrain et une donnée d'entrée pour une analyse simplifiée en élasticité linéaire. Ces domaines ont été reportés dans la Figure 2.

3. Détermination du module de cisaillement avec le pressiomètre

Des procédures spécifiques d'essai pressiométrique permettent d'accéder à la courbe de décroissance du module de cisaillement apparent du terrain en fonction du niveau de déformation radiale à la cavité, qui peut ensuite être interprétée comme une courbe élémentaire $G(\gamma)$ du terrain. Ces procédures d'essai nécessitent la mise en œuvre d'un protocole de chargement adapté, incluant des boucles de décharge-recharge réalisées suivant un certain nombre de règles : pression de cavité supérieure à la pression de fluage pressiométrique, palier de pression constante suffisamment long pour quasi-cesser le fluage, décharge avec un taux de déchargement constant et une amplitude limitée (Lopes, 2020).

L'allure générale de la courbe d'expansion réalisée selon la méthode proposée est présentée dans la Figure 1a. L'interprétation du module de cisaillement se fait à partir des boucles de décharge-recharge, par le calcul de la pente sécante entre l'origine de la boucle et chacun des points situés sur la courbe de décharge, permettant ainsi l'évaluation des modules de cisaillement apparents sécants ($G_{app,s}$) en fonction de la déformation radiale (ou de la distorsion) à paroi de la cavité (Figure 1b). La valeur maximale G_{max} obtenue pour une boucle donnée correspond au module de cisaillement maximal du terrain pour l'état de contraintes autour de la cavité compte tenu de la pression appliquée à sa paroi au début de la décharge. La courbe de décroissance du module apparent sécant est ensuite transformée dans une courbe élémentaire équivalente de la décroissance du module de cisaillement en fonction de la distorsion (Figure 1c) par application d'une méthode de transformation des déformations (dans le cas de l'essai dans l'argile des Flandres, la méthode de Jardine (1992) a été utilisée).

La courbe équivalente « élémentaire » obtenue du module de cisaillement sécant en fonction du niveau de distorsion peut être utilisée de plusieurs façons différentes. Elle peut, comme décrit par Lopes et al. (2022), être utilisée en vue de déterminer les paramètres G_0

et $\gamma_{0.7}$ d'une loi de comportement non-linéaire du terrain, décrite par l'équation (1) ci-dessous :

$$\frac{G_s}{G_0} = \frac{1}{1+0{,}385\times\frac{\gamma}{\gamma_{0,7}}} \quad (1)$$

où G_0 est le module de cisaillement initial (ici défini de la même façon que G_{max}), G_s est le module de cisaillement sécant, γ est la distorsion et $\gamma_{0.7}$ la valeur de distorsion de référence pour laquelle le rapport G_s/G_0 = 0,72. Pour un essai pressiométrique avec boucles de décharge réalisé à 12 m de profondeur sur le site de Merville, Lopes et al. (2022) ont obtenu G_0 = 55 MPa et $\gamma_{0.7}$ = $1{,}1\cdot10^{-3}$. Un exemple de boucle interprétée est présenté dans la Figure 2. Dans le même essai, le module évalué dans la plage correspondante au module Ménard est de 34,8 MPa.

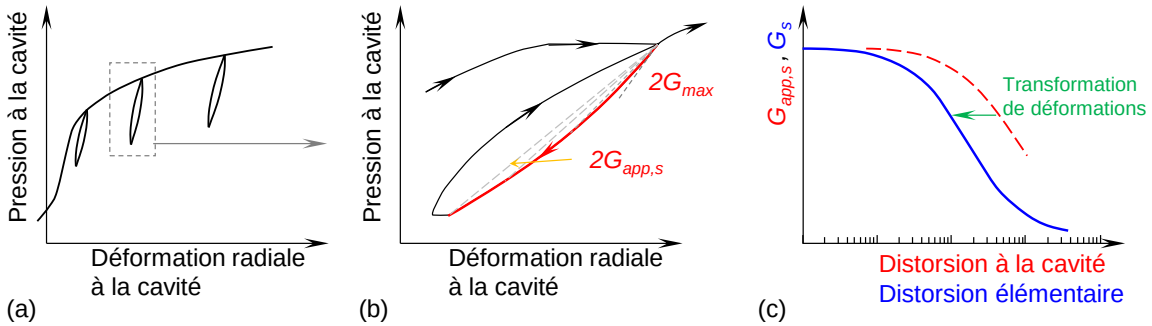


Figure 1 – Schéma de la procédure d'interprétation d'essai pressiométrique décrite dans ce travail. (a) Allure générale de la courbe de chargement ; (b) détail d'une boucle et de la procédure de calcul du module apparent ; (c) transformation des déformations

Les modules Ménard évalués par d'autres campagnes de reconnaissance sur le même site se situent entre 20 MPa et 39 MPa. Les valeurs de G_0 obtenus par des essais de géophysique de type *down-hole* et *cross-hole*, réalisés sur le même site et à la même profondeur, varient entre 50 MPa et 70 MPa, respectivement (Ferber & Abraham, 2002). Ces valeurs sont également reportées sur la Figure 2 et ils sont cohérents avec ce qui a été évalué avec l'essai pressiométrique en question. On remarque néanmoins que le module pressiométrique Ménard obtenu est proche de la valeur supérieure sur le site, tandis que le module G_0 est plus proche des valeurs inférieures. Ceci explique le faible rapport entre G_0 et E_M, alors que aucune autre anomalie n'a été identifiée sur les mesures.

La norme NF P 94 261 (AFNOR, 2013) suggère que la corrélation E/E_M = 3 peut être utilisée dans ce type de terrain à l'ELS quasi-permanent. L'application au module pressiométrique mesuré mène à E = 104 MPa.

Hoang et al. (2018) proposent une relation non-linéaire pour le rapport E/E_M en fonction du niveau de déformation. L'application de l'équation proposée par Hoang *et al.* pour les argiles surconsolidées (k_0 = 3,2 ; ε_0 = 0,014) et un niveau de déformation de $1\cdot10^{-3}$ mène à un rapport E/E_M égal à 3, donc une valeur similaire de E dans ce cas.

La détermination directe du module de cisaillement associé à un niveau de distorsion de $1\cdot10^{-3}$ sur la courbe de décroissance déterminée avec le pressiomètre et présentée dans la Figure 2 donne une valeur de G = 44 MPa (E = 117 MPa, soit approximativement 12 % près des méthodes précédentes). Dans le présent papier il est proposé de déterminer sur la courbe de décroissance du module sécant un module G_s correspondant au domaine approximatif de déformations imposées par l'ouvrage au terrain et de faire la comparaison avec les autres méthodes : calcul en élasticité non linéaire aux éléments finis, calcul non-linéaire avec la méthode de Hoang *et al.*, calcul en élasticité linéaire avec la formule de Giroud, ou calcul avec la formule de Ménard.

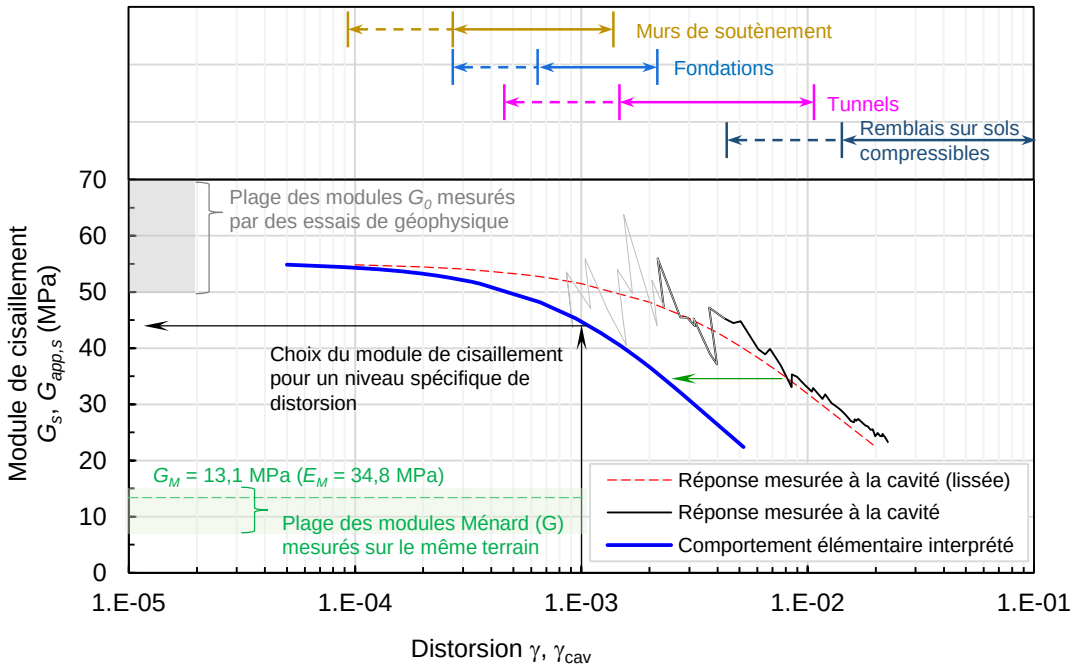


Figure 2 – Exemple de boucle d'essai pressiométrique interprétée pour l'obtention de la courbe de décroissance du module de cisaillement du terrain.

4. Application à une semelle filante

4.1. Calcul en élasticité non linéaire

L'application est faite sur l'exemple d'une semelle filante de B = 2 mètres de largeur sur un terrain de référence homogène supposé avoir un comportement non-linéaire non drainé. La modélisation est faite sur le logiciel Plaxis 2D avec le modèle constitutif *Hardening Soil Small Strains* pour le sol. La semelle en béton a été modélisée comme un bloc élastique de module d'Young égal à 20 GPa et coefficient de Poisson de 0,2. Un élément d'interface avec raideur et résistance similaires à celle du terrain sous-jacent a été modélisé au contact entre la semelle et le terrain. Son poids propre a été négligé. Les paramètres d'entrée suivants ont été utilisés pour le terrain. La géométrie du problème est présentée dans la Figure 3a et la loi de décroissance du module sécant adoptée est présentée dans la Figure 3b.

- G_0 = 55 MPa,
- $\gamma_{0.7} = 1{,}1 \cdot 10^{-3}$,
- $E_{ur,ref} = G_0/4$ = 13,75 MPa,
- $E_{50,ref} = G_0/8$ = 6,875 MPa,
- $E_{oed,ref} = G_0/8$ = 6,875 MPa,
- m = 0,
- ν_{ur} = 0,33,
- c_U = 100 kPa.

Le choix des paramètres G_0 et $\gamma_{0.7}$ a été fait de façon à correspondre à ceux déterminés par Lopes et al (2022) à partir d'un essai pressiométrique réalisé dans les argiles des Flandres. Ce choix permettra, par la suite, de faire le lien entre le comportement d'un ouvrage modélisé prenant en compte le comportement non-linéaire du terrain et l'approche simplifiée en élasticité linéaire, basée sur un choix ciblé du module d'élasticité, comme suggérée dans le paragraphe précédent. Les paramètres $E_{50,ref}$, $E_{ur,ref}$ et $E_{oed,ref}$ ont été définis suffisamment faibles pour éviter que le modèle numérique plafonne la valeur du module.

Plusieurs niveaux de chargement ont été appliqués à la semelle dans le modèle, comprises entre approximativement 0,15, 0,30, 0,50 et 0,75 fois la capacité portante. Le modèle a été ensuite chargé jusqu'à la rupture pour obtenir la courbe charge-enfoncement.

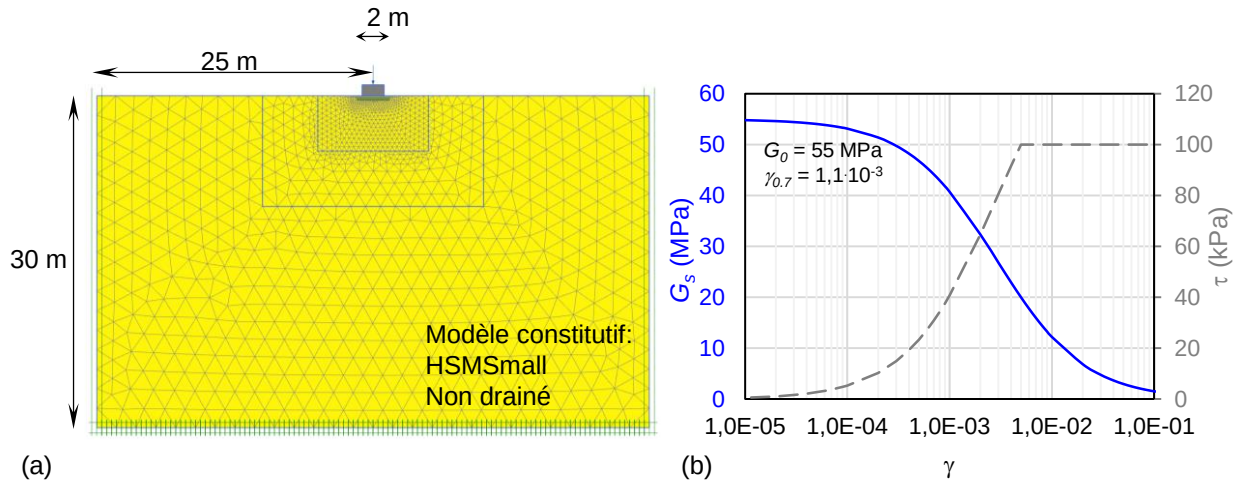


Figure 3 – Modèle aux éléments finis d'une semelle filante rigide sur sol avec comportement non linéaire. (a) Modèle et maillage ; (b) Loi de décroissance du module de cisaillement utilisée

Pour chacun des niveaux de chargement, l'état des contraintes et de déformations a été analysé dans le modèle. L'incrément de contrainte verticale en fonction de la profondeur ainsi que l'évolution du niveau de distorsion sous la semelle sont présentés dans la Figure 4. La profondeur de calcul des déformations a été ici considérée conventionnellement, comme suggéré dans l'Eurocode 7, comme la profondeur pour laquelle l'incrément de contrainte verticale devient inférieur à 20% de la contrainte verticale au repos. La distorsion moyenne a été calculée comme la moyenne arithmétique des distorsions dans cette zone. Le Tableau 1 synthétise les résultats obtenus avec le modèle aux éléments finis pour chaque cas de charge. Les valeurs de distorsion moyenne ainsi obtenues sont utilisées dans le paragraphe suivant pour l'évaluation des modules correspondants et des déplacements considérant un calcul en élasticité linéaire. Les résultats obtenus avec l'approche proposée par Hoang *et al* (2020), basés sur le module pressiométrique Ménard de 34,8 MPa évalué sur le site, sont également présentés dans ce tableau. On remarquera le bon accord entre les deux calculs pour les valeurs de charges de service.

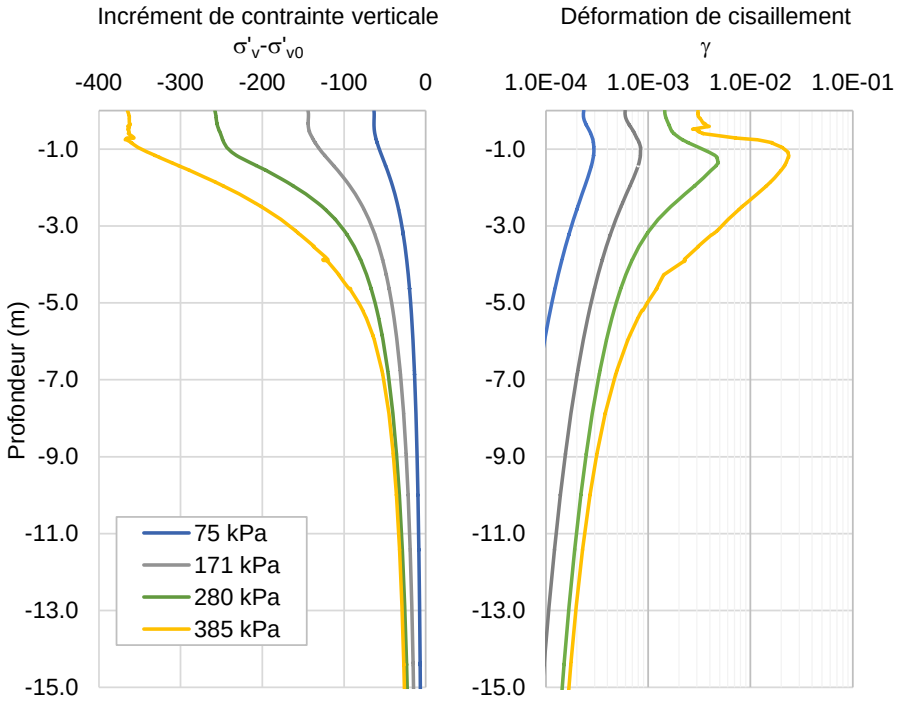


Figure 4 – Variation des contraintes verticales et du niveau de distorsion sous la semelle

Tableau 1 – Profondeurs de calcul des déformations, distorsion et déformation verticale moyenne pour chaque chargement, évalués dans le modèle en élasticité non-linéaire

	Modèle aux éléments finis			**Approche de Hoang *et al* (2020)**
Q/Q_u	Profondeur de calcul de γ_{moyen} (m)	γ_{moyen}	Tassement (mm)	Tassement (mm)
0,15	5	1,83E-04	2,7	2,6
0,33	8	4,46E-04	6,4	6,0
0,54	9	1,20E-03	12,8	10,0
0,75	10	4,33E-03	36,0	Non applicable

4.2. Calcul en élasticité linéaire

Le tassement de la semelle filante rigide ci-dessus peut être également évalué avec l'hypothèse simplificatrice d'un milieu élastique linéaire par l'application de la formule de Giroud (1973), avec un coefficient de forme c_f = 2,54. Il est proposé que le module d'élasticité à utiliser dans cet équation soit fonction du niveau de distorsion évalué par ailleurs.

Pour cet exemple d'application, on part du principe que le niveau de distorsion est celui donné dans le Tableau 1. A partir de cette valeur, on estime le module de cisaillement sécant correspondant par application de l'équation (1), en remplaçant γ par la valeur de distorsion préalablement évaluée. On obtient ainsi une valeur de module de cisaillement associé au niveau de déformation estimé. On calcule ensuite le module d'Young associé ($E = 2(1+\nu)G_s$).

Les valeurs de tassement obtenus par application de la formule de Giroud ainsi que les valeurs des modules d'élasticité linéaire équivalents, associés à chaque niveau de chargement, sont présentées dans le Tableau 2.

Une autre possibilité est l'application directe de la formule de tassement de Ménard en utilisant le module E_M = 34,8 MPa. Les valeurs de tassement ainsi obtenues sont également présentées dans le Tableau 2.

Tableau 2 – Modules d'élasticité équivalents déterminés en fonction du niveau de distorsion estimé pour chaque chargement et évaluation du tassement en élasticité linéaire

	Elasticité linéaire avec E équivalent				**Formule de Ménard**
Q/Q_u	γ_{moyen}	G/G_0	E (MPa)	Tassement (mm)	Tassement (mm)
0,15	1,83E-04	0,94	137	2,7	2,9
0,33	4,46E-04	0,87	127	6,6	6,6
0,54	1,20E-03	0,70	103	13,3	10,8
0,75	4,33E-03	0,40	58	32,3	Non applicable

Les valeurs de tassement évaluées à partir du modèle aux éléments finis en élasticité non-linéaire et ceux évalués à partir de la formule de Giroud sont présentées dans la Figure 5. On remarque un très bon accord entre les prévisions dans le domaine de service (charge inférieure à 1/3 Q_{ult}). Pour les charges plus élevées et lorsque les déformations plastiques deviennent prédominantes, le modèle en élasticité linéaire donne des résultats moins satisfaisants, ce qui est attendu compte tenu de l'apparition de déformations plastiques qui se superposent au comportement en élasticité non-linéaire. Ainsi, pour le chargement à $0.75Q_{ult}$, on obtient un écart de 10% entre la prévision en élasticité linéaire et le modèle aux éléments finis.

Le calcul en élasticité linéaire peut également être réalisé en considérant, pour la charge de service (171 kPa), la corrélation entre le module d'élasticité et le module pressiométrique Ménard : E/E_M = 3 (AFNOR, 2013). Pour la valeur obtenue de E = 104 MPa, le calcul en élasticité linéaire mène à un tassement de 7,4 mm, proche de la valeur calculée avec le modèle en élasticité non linéaire (Tableau 1).

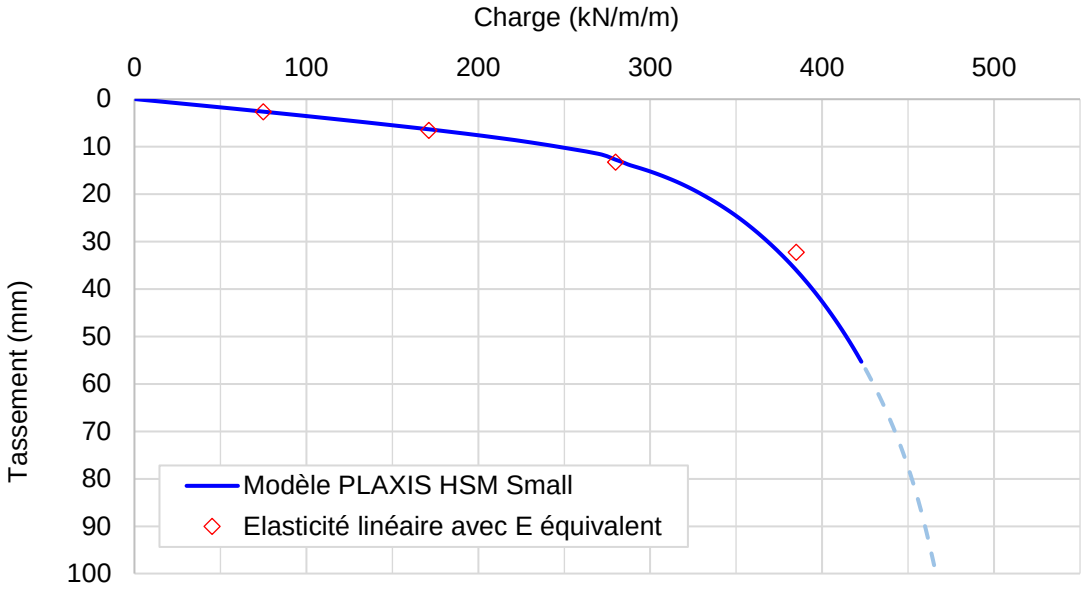


Figure 5 – Comparaison entre la courbe de chargement de la semelle obtenue par modèle aux éléments finis en élasticité non-linéaire et en élasticité linéaire avec E équivalent

5. Conclusions

Les terrains ont un comportement non-linéaire dès la plage des faibles déformations. L'influence des non-linéarités sur le comportement des ouvrages est connue des géotechniciens depuis longtemps. Cependant, l'application de modèles simplifiés en élasticité linéaire est encore courante puisque ces modèles permettent d'accéder de façon rapide à une estimative du déplacement des ouvrages, sans faire appel à des calculs avancés, tels que par la méthode des éléments finis. Cette simplification est pertinente, pourvu que le choix du module d'élasticité soit fait en accord avec le niveau de sollicitation et déformation du problème.

Dans cette communication, cela a été illustré par l'exemple d'une fondation superficielle sur un terrain modèle dont les propriétés d'élasticité non-linéaire sont connues et ont été déterminées à partir d'un essai pressiométrique réel. Sur cet exemple, les résultats obtenus par un modèle aux éléments finis prenant en compte le comportement non-linéaire du terrain ont été confronté aux résultats obtenus par la solution analytique en élasticité linéaire avec un choix ciblé du module de déformabilité, ainsi qu'à d'autres méthodes d'évaluation des tassements faisant appel à des corrélations avec le module pressiométrique Ménard.

Les calculs réalisés avec la solution analytique en élasticité linéaire avec module équivalent ont conduit à des valeurs de tassement proches de celles évaluées avec le modèle non-linéaire aux éléments finis, confirmant le principe énoncé. Les calculs avec l'approche de Hoang et al (2020) et la formule de Ménard, calibrés à partir de corrélations avec E_M, ont été également satisfaisantes, permettant d'établir le lien avec la pratique pressiométrique traditionnelle.

Des procédures spécifiques d'essai pressiométrique permettent la détermination du module de cisaillement des terrains dans une plage s'étendant depuis le domaine des faibles déformations. Ces méthodes d'interprétation pressiométriques peuvent être utilisées pour permettre un choix éclairé du module d'élasticité équivalent à utiliser dans les calculs

d'interaction sol-structure. Dans ce cas, il est d'abord nécessaire d'estimer le niveau de déformation de l'ouvrage en service, puis de déterminer le module associé sur la courbe de décroissance du module de cisaillement sécant en fonction de la déformation établie avec le pressiomètre.

Cette procédure met en évidence l'avantage de l'essai pressiométrique par rapport à d'autres essais *in situ* qui ne permettent l'évaluation des modules d'élasticité que par corrélations préalablement établies, ou la détermination d'un seul module, associé à un niveau de déformation fixé. Cette procédure peut contribuer à étendre les domaines d'utilisation du pressiomètre pour la caractérisation de la déformabilité des terrains, s'affranchissant de ceux seuls pour lesquels des corrélations préalablement établies sont connues.

6. Références bibliographiques

AFNOR. (2013). Justification des ouvrages géotechniques - Normes d'application nationale de l'Eurocode 7 - Fondations superficielles. French standard NF P 94-261.

Atkinson, J. H., & Sallfors, G. (1991). Experimental determination of stress-strain-time characteristics in laboratory and-in-situ tests. In A. G. Italiana. R. ; B. : A. A. Balkema (Ed.), Proc. of the 10th European Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering (pp. 915–956).

Bourgeois E, Burlon S, & Cuira F. (2018). Modélisation numérique des ouvrages géotechniques. Techniques de l'Ingénieur. https://doi.org/https://doi.org/10.51257/a-v1-c258

Burlon, S., & Reiffsteck, P. (2015). ARSCOP : a French national project to continue with the development of the pressuremeter. ISP 7. https://hal.archives-ouvertes.fr/hal-01589060

Ferber, V., & Abraham, O. (2002). Apport des méthodes sismiques pour la détermination des modules élastiques initiaux : application au site expérimental de Merville. PARAM 2002 - Symposium International Identification et Détermination Des Paramètres Des Sols et Des Roches Pour Les Calculs Géotechniques, 8 pages.

Hoang, M. T., Cuira, F., Dias, D., & Miraillet, P. (2018). Estimation Du Rapport E / E M : Application Aux Radiers De Grandes Dimensions. Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur - Champs-Sur-Marne, 1–8.

Giroud, J.P. (1973) Tables pour le calcul des fondations, Volume 2 : Tassements, Dunod, Paris, France, 505 p.

Jardine, R. J. (1992). Nonlinear stiffness parameters from undrained pressuremeter tests. Canadian Geotechnical Journal, 29, 436–447.

Lopes, A. (2020). Determination of soil shear modulus at low strain level using an innovative pressuremeter probe. Application to cyclic pile design.

Lopes A., Puech A., Dupla JC., Canou J. (2022). Determination of non-linear elasticity parameters from innovative pressuremeter tests. Strain transformed approach for hyperbolic undrained behaviour. 20ème ICSMGE, Sydney, 2022.

Ménard, L. (1961). Influence de l'amplitude et de l'histoire d'un champ de contraintes sur le tassement d'un sol de fondation. Cinquième Congrès International de Mécanique Des Sols et Des Travaux de Fondations, 249–253.

Reiffsteck, P. (2002). Nouvelles technologies d'essai en mecanique des sols - Etat de l'art. PARAM 2002 - Symposium International Identification et Détermination Des Paramètres Des Sols et Des Roches Pour Les Calculs Géotechniques, 1–44.

ETUDE PARAMETRIQUE APPLIQUEE AUX FONDATIONS MIXTES POUR LES IGH

A PARAMETRIC STUDY APPLIED TO PILED RAFT FOUNDATIONS OF HIGH-RISE BUILDINGS

Khoa Van NGUYEN[1], Florian CARLIER[1], Fahd CUIRA[1], Gabriel BALDI FROES[1]
[1] *Setec Terrasol, Paris, France*

RÉSUMÉ – L'objet de ce travail est d'investiguer le comportement des fondations mixtes via une étude paramétrique par des modélisations aux éléments finis 3D en élastique linéaire. Les principaux paramètres examinés sont le taux de charge repris par le sol sous le radier, la répartition des efforts entre les pieux et le tassement de la fondation mixte. L'influence de différents paramètres d'entrée comme le nombre de pieux, le diamètre et la longueur des pieux, l'entraxe entre les pieux et les caractéristiques du sol ont été étudiés.

ABSTRACT – The object of this work is to investigate the behaviour of piled raft foundations by a parametric study using 3D finite element models in linear elastic. The main parameters examined are the load sharing, the distribution of forces between the piles and the settlement of the piled raft foundation. The influence of different input parameters such as the number of piles in a group, the diameter and length of the piles, the spacing between the piles and the characteristics of the soil were studied.

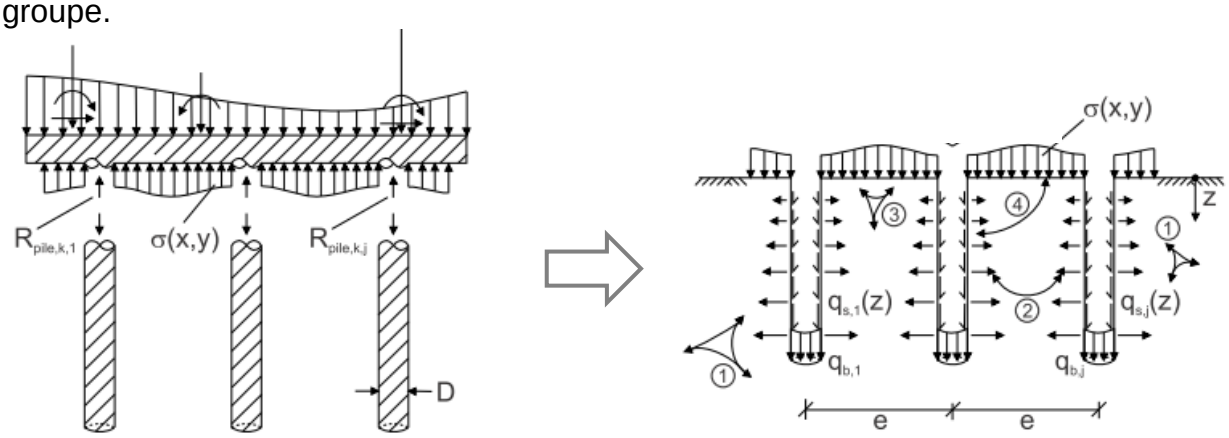
1. Introduction

Dans la pratique courante, le principe de fondation sur pieux est examiné quand la solution de fondation superficielle (semelle ou radier) n'est pas envisageable, en supposant que seuls les pieux transmettent la charge au sol, à l'exclusion de la semelle. Cette hypothèse est justifiée lorsque les sols de surfaces sont médiocres, mais elle ne l'est plus lorsque les sols de surface ont une bonne consistance. Dans ce cas, le principe de fondation mixte, semelle ou radier sur pieux, peut être envisagé, en considérant une reprise de charge simultanée non seulement par les pieux mais aussi par les sols sous le radier. Ce concept de fondation mixte, si applicable, permet d'optimiser la solution de fondation sur pieux, avec des réductions du nombre de pieux, de tassements de l'ouvrage (en particulier les tassements différentiels) et des efforts dans le radier.

En France, ce concept a fait l'objet, à partir des années 1970, des travaux de recherche menés par les Laboratoires des Ponts et Chaussées avec plusieurs études expérimentales et théoriques (Combarieu, 1988 ; Borel, 2001). Cependant, mis à part quelques réalisations, ce concept est jusqu'à maintenant très peu étudié et appliqué, que ce soit pour les bâtiments ou pour les ouvrages d'art, la solution de fondation sur pieux étant le choix privilégié des concepteurs français. A l'inverse, ce concept a connu un développement important à l'étranger, tant sur le plan théorique et méthodologique que sur le plan des réalisations et essais en vraie grandeur. On peut noter en autres des immeubles construits sur l'agile de Londres ou sur l'argile molle en Suède, des tours construites sur l'argile de Francfort (Borel, 2001) et, en particulier, des IGH et des gratte-ciels construits au Moyen Orient, en Asie, en Europe, à l'Amérique du Nord… (Poulos, 2001 ; O'Brien et al., 2012), où les gains économiques deviennent significatifs et des calculs avancés capables de modéliser au mieux le comportement réel de l'ouvrage sont indispensables.

Les principales interactions entre le sol, le radier et les pieux d'une fondation mixte sont nombreuses (cf. Fig. 1) : interaction sol-radier (comme celle des radiers), interaction sol-

pieu (comme celle des pieux isolés), interaction entre pieux (comme celle d'un groupe de pieux) et aussi interaction radier-pieux. Ces interactions simultanées rendent le comportement d'une fondation mixte assez complexe ; elles conditionnent le tassement de la fondation, la répartition de charges entre le radier et les pieux, le comportement des pieux individuels et par conséquent la répartition des efforts entre les pieux dans le groupe.



1 / Interaction Pieu-Sol 2/ Interaction Pieu-Pieu 3/ Interaction Radier-Sol 4/ Interaction Pieu-Radier

Figure 1. Interactions Sol-Radier-Pieux d'une fondation mixte (Katzenbach et Moormann, 2001)

Du fait de la complexité de ces interactions, des méthodes de calcul avancées sont souvent utilisées pour étudier les fondations mixtes : méthode des éléments finis 3D, méthode des éléments de frontière 3D ou méthode spécifique dite « des facteurs d'interaction » (Borel, 2001 ; Poulos, 2001). Ces calculs avancés, qui nécessitent des ressources importantes (matériel et temps), sont adaptés et même indispensables pour les études détaillées du projet (PRO ou EXE). Pour les études préliminaires et/ou d'AVP du projet, il est utile de connaitre, par des approches simples, l'ordre de grandeur des principaux paramètres comme le taux de charge repris par le sol, la répartition des efforts entre les pieux et le tassement de la fondation mixte.

L'objet de ce travail est d'investiguer le comportement des fondations mixtes dans certaines configurations simples mais représentatives via une étude paramétrique et de fournir des résultats sous la forme de tableaux facilitant leur utilisation en phases d'études AVP, similaires à ceux proposés par (Poulos et Davis, 1980) pour les groupes de pieux.

2. Méthodologie de l'étude

2.1. Configurations examinées

Des configurations et hypothèses suivantes sont considérées :

- Condition de charges : charges verticales uniformément réparties ;
- Condition géotechnique :
  - Lithologie : sol déformable d'épaisseur de 30 m sur un substratum rigide,
  - Consistance : module de déformation du sol déformable E_{sol} = 20 MPa, 80 MPa et 200 MPa, correspondant respectivement au sol mou, raide et très raide,
  - Loi de comportement : élastique linéaire,
- Pieux : groupes de pieux coiffant par un radier infiniment rigide
  - Matériau : béton de module E_{pieu} = 10 GPa,
  - Diamètre : trois diamètres d = 0.6 m, 0.8 m et 1.2 m,
  - Longueur : trois longueurs L = 15 m, 25 m et 35 m (pieux flottants, pieux intermédiaires et pieux travaillant en pointe, respectivement),
  - Maille : carrée régulière avec trois espacements e = 3d, 5d et 8d,

- Nombre de pieux : 1x1 (pieu isolé), 2x2, 3x3, 4x4 et 5x5 pieux.

2.2. Paramètres examinés

Une étude de fondation mixte sous une charge verticale, que ce soit avancée ou simplifiée, devra fournir comme résultats les trois principaux paramètres suivants :

- le taux de charges reprises par le sol sous le radier (ε %),
- le tassement de la fondation mixte, comparé à celui de la fondation sur pieux équivalente (Δ_{FM}/Δ_{FP}) ou à celui d'un pieu isolé sous la charge moyenne (Δ_{FM}/Δ_{PM}),
- la répartition des charges entre les pieux dans le groupe, comparée à la charge moyenne sur les pieux F_{FM}/F_{PM} (sans prise en compte des interactions).

Compte tenu de la complexité des interactions sol-radier-pieux, de nombreux paramètres influencent la réponse de la fondation mixte, parmi lesquels les paramètres suivants :

- le module (la raideur) du sol E_{sol},
- le diamètre des pieux d,
- la longueur des pieux L,
- le nombre de pieux N,
- l'entraxe des pieux e/d.

L'influence des paramètres d'entrée ci-dessus sur les paramètres de résultat est examinée par une étude paramétrique, présentée dans les paragraphes ci-dessous.

2.3. Modélisations

Pour mieux modéliser les interactions sol-radier-pieux, des calculs aux éléments finis 3D à l'aide du logiciel Plaxis ont été réalisés (cf. Fig. 2). Les sols et les pieux sont modélisés par des éléments volumiques. Des éléments d'interface ne sont pas utilisés (hypothèse d'interface sol-pieu parfaitement adhérente). Le radier coiffant les pieux est modélisé par un élément de plaque très rigide. Des éléments de poutre de très faible inertie (poutres « fictives ») sont ajoutés au centre des pieux pour récupérer des efforts axiaux dans les pieux. Les maillages sont affinés autour des pieux pour augmenter la précision de calcul.

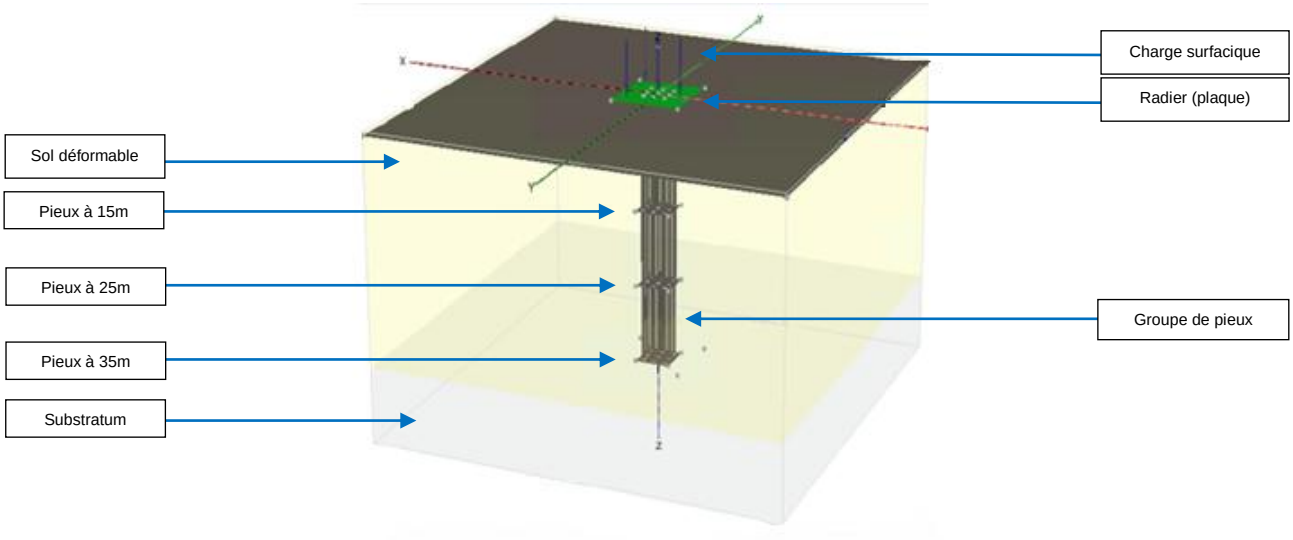


Figure 2. Exemple d'un modèle aux éléments finis 3D d'une fondation mixte

Plus de 600 calculs ont été réalisés dans le cadre de cette étude paramétrique en variant les paramètres d'entrée E_{sol}, d, L, N et e/d. Pour alléger les modèles, des pieux carrés de surface et raideur en compression équivalent aux pieux circulaires sont utilisés. Un codage en langage Python adapté au logiciel Plaxis est écrit pour automatiser la

création et le maillage des modèles, le lancement des calculs avec phasage et la récupération des résultats pour les traitements numérique et graphique.

3. Résultats

Les tableaux et graphiques ci-dessous présentent une partie des résultats obtenus, qui mettent en évidence les principales tendances sur le comportement des fondations mixtes.

3.1. Taux de charges reprises par le sol sous le radier

La Figure 3 présente la variation du taux de charges reprise par le sol sous le radier ε pour différentes valeurs de E_{sol}, d, L, N et e/d. Il est montré que :

- Ce taux augmente avec le module de déformation du sol E_{sol}, ce qui est tout à fait logique. Pour un sol raide (E_{sol} = 80 MPa) sous le radier, un taux d'environ 15% à 25% (soit une réduction de 15% à 25% de charges sur les pieux) est non négligeable pour orienter vers le concept de fondation mixte.
- Ce taux augmente avec l'entraxe des pieux e/d. En effet, plus l'entraxe augmente, plus la surface de radier en contact avec le sol augmente. L'entraxe e/d entre 4 et 6 semble un compromis optimal : un entraxe plus faible diminue la contribution du sol et en parallèle augmente l'interaction entre les pieux, un entraxe plus important augmente le tassement d'ensemble et les efforts dans le radier.
- Ce taux diminue avec la longueur des pieux, ce qui est également logique. Plus les pieux sont longs, plus ils reprennent de charges et donc moins les charges sont transmises au sol sous le radier. Ce taux est le plus faible pour les pieux longs travaillant en pointe (avec l'ancrage dans le substratum).
- Ce taux ne varie presque pas lorsque le diamètre des pieux change, l'entraxe e/d étant inchangé.
- Ce taux varie peu en fonction du nombre de pieux (à quelques % près). Ce constat permet donc de réaliser, en phase d'étude préliminaire pour avoir l'ordre de grandeur de ce taux, un modèle simple d'un seul pieu avec une semelle en tête (qui peut être facilement réalisé en condition 2D axisymétrique), ce que propose (Randolph, 1994).

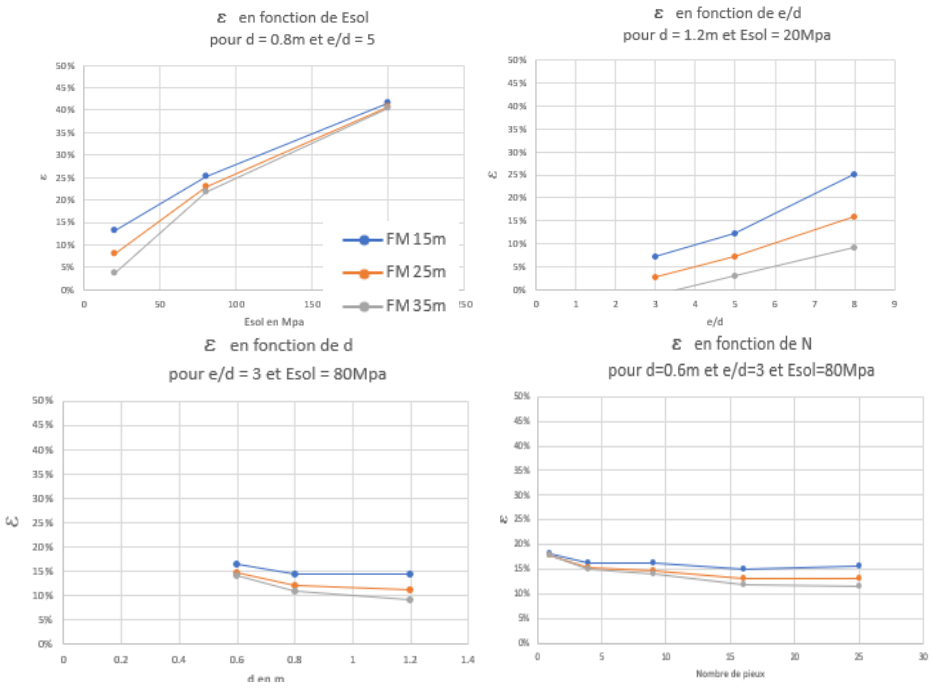


Figure 3. Taux de charge repris par le sol sous le radier (ε)

3.2. Rapport de tassement Fondation mixte / Fondation sur pieux

La Figure 4 présente la variation du rapport de tassement Fondation mixte / Fondation sur pieux équivalent (c-à-d même nombre et répartition de pieux) Δ_{FM}/Δ_{FP} pour différentes valeurs de E_{sol}, d, L, N et e/d. Il est montré que :

- Ce rapport change peu (à quelques % près) en fonction de E_{sol}, d, L, N et e/d.
- Ce rapport est inférieur à 1, ce qui signifie que la fondation mixte tasse moins que la fondation sur pieux équivalente. Cependant, cette réduction est plutôt modeste (5% à 10% pour les cas courants). En effet, la réduction du tassement des pieux par la diminution de charges transmises aux pieux est compensée en partie par le tassement du sol sous le radier.

Dans l'autre sens, un calcul de tassement d'une fondation sur un groupe pieux (calcul dit « classique », généralement maitrisé) donnera l'ordre de grandeur du tassement de la fondation mixte équivalente (à quelques % près et dans le sens sécuritaire), qui est utile pour une étude préliminaire et/ou d'AVP.

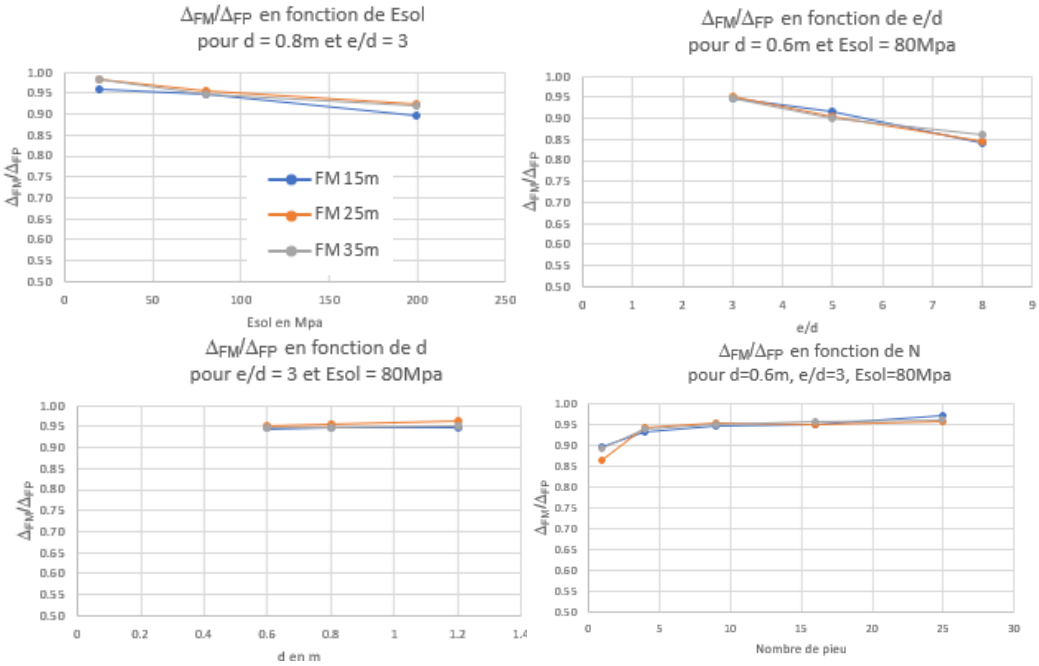


Figure 4. Rapport de tassement Fondation mixte / Fondation sur pieux équivalente (Δ_{FM}/Δ_{FP})

3.3. Répartitions de charges entre pieux

Il est connu que le comportement des pieux individuels dans un groupe sous une charge verticale centrée est différent en fonction de leur position. L'effet d'interaction entre les pieux est maximum pour le pieu au centre, qui mobilise peu le frottement et davantage la pointe, et minimum pour les pieux aux coins, qui mobilisent davantage le frottement. Par conséquent, la charge n'est pas transmise de manière uniforme à tous les pieux : le pieu au centre est le plus « souple » donc le moins chargé, la charge augmente depuis le centre vers l'extérieur et les pieux aux coins sont les plus chargés.

La Figure 5 présente le rapport de charge entre le pieu au coin et le pieu central, qui varie de 1.2 jusqu'à 2.6, dans un groupe de 9 pieux. L'écart est plus prononcé pour les pieux flottants dans un sol de consistance faible à moyen, où l'interaction en frottement est prépondérante. On observe des rapports très similaires pour deux configurations, fondation sur pieux et fondation mixte.

La Figure 6 présente les rapports de charge des pieux d'une fondation mixte (F_{FM}) et d'une fondation sur pieux (F_{FP}) par rapport au pieu isolé sous la charge moyenne (F_{PM}). On observe également une tendance similaire pour ces deux configurations. La différence

est que la charge sur les pieux dans la fondation mixte est plus faible, et ce grâce à la reprise d'une partie des charges par le sol sous le radier.

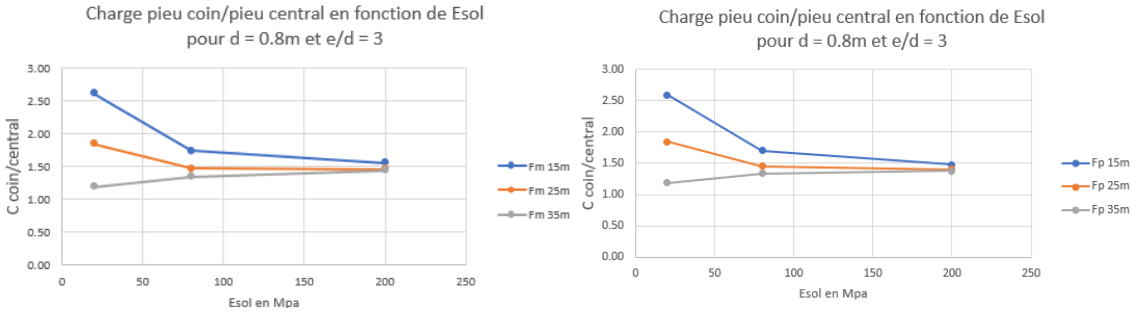


Figure 5. Fondation sur 9 pieux - Rapport de charge en tête du pieu au coin / pieu au centre

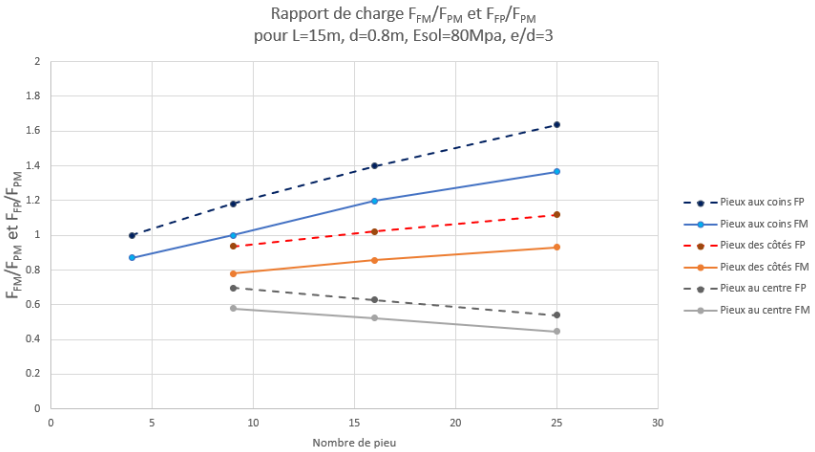


Figure 6. Rapport de charge en tête des pieux d'une fondation mixte (F_{FM}) et d'un groupe de pieu (F_{FP}) / pieu « moyen isolé » (F_{PM})

3.4. Tableaux de résultats

Les tableaux 1 à 4 présentent les résultats complets des calculs réalisés, à savoir le taux de charges reprises par le sol sous le radier (ε), le rapport de tassement fondation mixte / pieu « moyen isolé » (Δ_{FM}/Δ_{PM}) et le rapport de charges des pieux en fondation mixte (pieux au centre et aux coins) / pieu « moyen isolé » (F_{FM}/F_{PM}) en fonction de plusieurs paramètres d'entrée adimensionnels E_{pieu}/E_{sol}, L/d, e/d et N pour deux types de pieux, pieux flottants et pieux travaillant en pointe. Des interpolations peuvent être raisonnablement réalisées pour des valeurs intermédiaires.

Ces résultats permettent d'estimer l'ordre de grandeur des résultats attendus pour la solution de fondation mixte, utile pour les études préliminaires lors du choix de conception. Ils permettent également de faciliter les calculs de pré-dimensionnement AVP ou de contrôler les calculs avancés PRO et EXE :

- Connaissant ε, les pieux peuvent être pré-dimensionnés avec les charges réduites.
- Connaissant Δ_{FM}/Δ_{PM}, l'ordre de grandeur du tassement de la fondation mixte peut être estimé à partir d'un calcul simple d'un pieu « moyen isolé ».
- Connaissant F_{FM}/F_{PM}, la charge maximale des pieux aux coins peut être estimée puis vérifiée (portance locale et résistance du matériau de pieu).

Tableau 1. Taux de charge reprise par le sol sous le radier

Pieux flottants	Nombre de pieux ->	4			9			16			25		
L/d	e/d	E_{Pieu}/E_{Sol} -->	50	125	500	50	125	500	50	125	500	50	125	500
12.5	3		24%	14%	7%	25%	14%	7%	26%	15%	8%	25%	13%	5%
	5		37%	23%	12%	41%	25%	12%	41%	25%	12%	42%	24%	10%
	8		53%	38%	25%	58%	41%	25%	63%	45%	29%	64%	45%	28%
18.75	3		26%	13%	4%	26%	14%	7%	26%	14%	7%	28%	15%	7%
	5		38%	22%	10%	42%	25%	13%	43%	25%	11%	45%	27%	13%
	8		54%	36%	21%	59%	40%	22%	61%	42%	22%	63%	43%	21%
25	3		30%	16%	7%	29%	16%	7%	28%	15%	6%	29%	16%	7%
	5		40%	23%	9%	42%	24%	10%	45%	27%	12%	45%	26%	10%
	8		55%	37%	19%	59%	39%	19%	61%	41%	20%	63%	42%	18%
Pieux travaillant en pointe	Nombre de pieux ->	4			9			16			25		
L/d	e/d	E_{Pieu}/E_{Sol} -->	50	125	500	50	125	500	50	125	500	50	125	500
29.17	3		22%	10%	0%	23%	9%	0%	23%	9%	0%	22%	7%	0%
	5		35%	19%	3%	39%	20%	3%	39%	19%	1%	40%	20%	1%
	8		52%	33%	11%	56%	35%	9%	61%	39%	13%	62%	39%	11%
43.75	3		25%	11%	0%	25%	11%	0%	23%	9%	0%	25%	10%	0%
	5		37%	20%	3%	40%	22%	4%	41%	21%	2%	43%	23%	4%
	8		53%	34%	12%	58%	37%	12%	60%	39%	12%	62%	40%	12%
58.3	3		30%	15%	3%	29%	14%	2%	27%	12%	0%	27%	12%	0%
	5		40%	22%	5%	41%	22%	3%	44%	24%	4%	43%	22%	2%
	8		55%	36%	14%	58%	37%	11%	58%	39%	12%	62%	41%	11%

Tableau 2. Rapport de tassement fondation mixte / pieu « moyen isolé »

Pieux flottants	Nombre de pieux ->	4			9			16			25		
L/d	e/d	E_{Pieu}/E_{Sol} -->	50	125	500	50	125	500	50	125	500	50	125	500
12.5	3		1.44	1.73	1.91	1.89	2.47	2.80	2.44	3.13	3.65	2.89	3.73	4.33
	5		1.11	1.40	1.54	1.44	1.87	2.07	1.78	2.20	2.43	2.00	2.47	2.72
	8		0.89	1.13	1.24	1.00	1.27	1.43	1.22	1.47	1.59	1.33	1.60	1.70
18.75	3		1.54	1.77	2.14	2.00	2.41	3.02	2.54	3.14	4.09	3.15	3.91	5.12
	5		1.23	1.41	1.67	1.54	1.86	2.34	1.92	2.32	2.95	2.23	2.73	3.43
	8		0.92	1.14	1.36	1.15	1.41	1.74	1.31	1.64	2.02	1.46	1.82	2.22
25	3		1.56	1.86	2.34	2.00	2.41	3.13	2.50	3.10	4.18	3.06	4.24	5.34
	5		1.22	1.45	1.75	1.50	1.90	2.41	2.00	2.38	3.15	2.22	2.86	3.80
	8		0.89	1.14	1.41	1.11	1.45	1.87	1.33	1.72	2.27	1.50	1.97	2.56
Pieux travaillant en pointe	Nombre de pieux ->	4			9			16			25		
L/d	e/d	E_{Pieu}/E_{Sol} -->	50	125	500	50	125	500	50	125	500	50	125	500
29.17	3		1.38	1.31	1.19	1.75	1.54	1.29	2.00	1.69	1.33	2.25	1.85	1.38
	5		1.13	1.15	1.10	1.38	1.31	1.19	1.50	1.46	1.24	1.75	1.54	1.29
	8		0.88	1.00	1.05	1.00	1.08	1.10	1.13	1.15	1.14	1.25	1.31	1.24
43.75	3		1.46	1.50	1.32	1.77	1.80	1.46	2.08	2.05	1.57	2.38	2.25	1.62
	5		1.15	1.30	1.22	1.38	1.55	1.35	1.62	1.75	1.43	1.85	1.90	1.49
	8		0.92	1.05	1.11	1.08	1.25	1.22	1.15	1.35	1.30	1.31	1.50	1.35
58.3	3		1.50	1.64	1.48	1.83	1.93	1.63	2.22	2.25	1.76	2.56	2.50	1.87
	5		1.17	1.32	1.31	1.44	1.61	1.48	1.78	1.89	1.61	1.94	2.07	1.69
	8		0.89	1.11	1.19	1.06	1.32	1.33	1.22	1.46	1.43	1.39	1.61	1.50

Tableau 3. Rapport de charges en tête du pieu au coin / pieu « moyen isolé »

Pieux flottants	Nombre de pieux ->	9			16			25		
L/d	e/d	E_{Pieu}/E_{Sol} -->	50	125	500	50	125	500	50	125	500
12.5	3		0.87	1.04	1.20	0.99	1.21	1.45	1.14	1.48	1.87
	5		0.69	0.89	1.08	0.76	1.02	1.27	0.77	1.09	1.41
	8		0.48	0.69	0.90	0.43	0.66	0.91	0.39	0.64	0.96
18.75	3		0.84	1.00	1.18	0.98	1.20	1.48	1.06	1.37	1.80
	5		0.68	0.88	1.08	0.76	1.02	1.31	0.82	1.14	1.51
	8		0.49	0.70	0.92	0.52	0.80	1.12	0.51	0.81	1.18
25	3		0.79	0.95	1.14	0.91	1.12	1.43	1.04	1.31	1.75
	5		0.67	0.88	1.10	0.72	0.97	1.30	0.82	1.13	1.56
	8		0.49	0.72	0.98	0.52	0.79	1.11	0.55	0.87	1.28
Pieux travaillant en pointe	Nombre de pieux ->	9			16			25		
L/d	e/d	E_{Pieu}/E_{Sol} -->	50	125	500	50	125	500	50	125	500
29.17	3		0.86	0.99	1.06	0.93	1.05	1.08	0.99	1.11	1.13
	5		0.68	0.87	1.01	0.72	0.92	1.04	0.71	0.92	1.03
	8		0.49	0.71	0.94	0.42	0.64	0.87	0.37	0.60	0.85
43.75	3		0.84	0.98	1.07	0.96	1.10	1.15	0.98	1.11	1.13
	5		0.68	0.87	1.02	0.74	0.94	1.07	0.78	0.99	1.10
	8		0.48	0.70	0.92	0.51	0.76	1.00	0.49	0.75	0.98
58.3	3		0.79	0.94	1.04	0.90	1.06	1.13	1.01	1.16	1.20
	5		0.67	0.88	1.05	0.71	0.92	1.06	0.79	1.02	1.15
	8		0.49	0.72	0.97	0.52	0.76	1.00	0.54	0.81	1.05

Tableau 4. Rapport de charges en tête du pieu au centre / pieu « moyen isolé »

Pieux flottants	Nombre de pieux ->	9			16			25		
L/d	e/d	E_{Pieu}/E_{Sol} ->	50	125	500	50	125	500	50	125	500
12.5	3		0.51	0.50	0.41	0.50	0.49	0.41	0.46	0.44	0.39
	5		0.40	0.47	0.48	0.40	0.48	0.51	0.43	0.51	0.55
	8		0.29	0.39	0.47	0.30	0.41	0.50	0.34	0.48	0.56
18.75	3		0.54	0.58	0.45	0.51	0.52	0.41	0.47	0.45	0.33
	5		0.40	0.49	0.48	0.38	0.47	0.46	0.36	0.43	0.43
	8		0.26	0.39	0.48	0.26	0.38	0.48	0.27	0.40	0.51
25	3		0.55	0.62	0.52	0.53	0.58	0.46	0.48	0.49	0.34
	5		0.40	0.51	0.51	0.38	0.48	0.47	0.35	0.43	0.39
	8		0.25	0.39	0.48	0.24	0.37	0.47	0.23	0.35	0.45
Pieux travaillant en pointe	Nombre de pieux ->	9			16			25		
L/d	e/d	E_{Pieu}/E_{Sol} ->	50	125	500	50	125	500	50	125	500
29.17	3		0.61	0.76	0.93	0.63	0.78	0.95	0.64	0.80	0.96
	5		0.47	0.66	0.90	0.48	0.68	0.90	0.52	0.73	0.97
	8		0.33	0.54	0.85	0.34	0.56	0.86	0.39	0.63	0.96
43.75	3		0.58	0.73	0.90	0.58	0.72	0.89	0.58	0.74	0.93
	5		0.43	0.61	0.85	0.42	0.61	0.85	0.43	0.63	0.89
	8		0.29	0.48	0.78	0.28	0.47	0.78	0.30	0.50	0.83
58.3	3		0.57	0.71	0.87	0.56	0.71	0.87	0.55	0.70	0.89
	5		0.41	0.59	0.81	0.40	0.58	0.82	0.39	0.58	0.84
	8		0.26	0.44	0.73	0.36	0.44	0.73	0.26	0.41	0.76

4. Conclusions et perspectives

Cette communication présente les résultats d'une étude paramétrique, réalisée à l'aide des modélisations aux éléments finis 3D, sur le comportement des fondations mixtes sous des charges verticales centrées. Il est montré que le concept de fondation mixte permet, dans des conditions géotechniques favorables, une optimisation de la solution classique de fondation sur pieux, grâce aux réductions notables des efforts sur les pieux et du tassement de la fondation. Les résultats de l'étude, présentés sous forme d'abaques et de tableaux, permettent aux concepteurs d'avoir l'ordre de grandeur des paramètres principaux, utile pour le choix de la solution de fondation, pour les calculs rapides de pré-dimensionnement et pour le contrôle des calculs avancés.

Tous les calculs ont été réalisés en condition élastique linéaire. Les perspectives de cette étude consistent à investiguer l'impact de la plasticité du sol et de l'interface sol-pieu pour mieux modéliser les interactions sol-radier-pieux. Des calculs aux éléments finis 3D des ouvrages réels peuvent être envisagés pour compléter l'étude.

5. Références bibliographiques

Borel S. (2001) Comportement et dimensionnement des fondations mixtes. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.

Combarieu O. (1988). Calcul d'une fondation mixte semelle-pieux sous charge verticale centrée. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.

Katzenbach R., Moormann C. (2001). Recommendations for the design and construction of piled rafts. 15th ICSMEE, pp. 927-930.

O'Brien A.S., Burland J.B, Chapman T. (2012). ICE Manual of geotechnical engineering, Chapter 56 Raft and piled rafts, pp. 853-886.

Poulos H.G., Davis E.H. (1980), Pile foundation analysis and design. J. Wiley, New York.

Poulos H.G. (2001), Piled raft foundations: design and applications. Géotechnique, vol. 51, n°2, pp. 95-113.

Randolph M.F (1994). Design methods for pile groups and piled rafts. 13th ICSMEE, vol. 5, pp. 61-82.

ESSAIS SUR FONDATIONS SUPERFICIELLES ET DIMENSIONNEMENT AU PÉNÉTROMÈTRE DYNAMIQUE

SHALLOW FOUNDATIONS LOADING TESTS AND DESIGN WITH DYNAMIC PENETROMETER

Tuan Anh Luong[1,2], Philippe Reiffsteck[1], Fabien Szymkiewicz[1], Miguel Angel Benz Navarrete[2]
[1] *Université Gustave Eiffel, GERS-SRO, Champs sur Marne, France*
[2] *Sol Solution, Riom, France*

RÉSUMÉ – L'Université G. Eiffel a construit une station d'essais de fondation superficielle légère pour démarrer une campagne d'essais de chargement sur des sites expérimentaux étudiés dans le cadre du projet EMeRG3r. Cette communication présente donc les campagnes d'essais sur fondations superficielles réalisées par l'UGE avec l'apport de la mesure par fibre optique des tassements. Une méthode de prédiction basée sur le pénétromètre dynamique est proposée et les résultats mis en perspective avec les essais de la base de données des expériences antérieures.

ABSTRACT – University G. Eiffel has built a light shallow foundation test station to perform loading tests on experimental sites, as a part of the EMeRG3r research project. This communication presents then the test campaign on shallow foundations equipped with optic fiber for measurement of settlements. A prediction method based on the dynamic penetrometer is proposed and the results put in perspective of the tests gathered in the database.

1. Introduction

Le développement des méthodes de conception des fondations superficielles s'est toujours appuyé sur l'analyse de campagnes d'essais de chargement de fondations superficielles par des structures dédiées. De nombreux organismes de recherche nationaux et des universités ont entrepris des campagnes d'essais paramétriques sur des sites de natures de terrain variées (Tableau 1). Une synthèse complète de ces essais a été réalisée par Canépa et Garnier (2004) à l'occasion du colloque sur les fondations superficielles organisé par le LCPC en 2003.

Tableau 1. Synthèse des principaux essais disponibles dans la bibliographie

Pays	Site	Terrain	Nbre essais	B (m)	L/B	D (m)	Références
France	Jossigny Labenne Lognes Provins Châtenay Longjumeau	argile raide, limon, sable de dune, craie altérée	107	0,7 à 1	1 à 3	0 à 1,7	Ménard (1963) Canépa et Despresles, (1997)
Thaïlande	Bangkok,	argile	1	0,6	1,75		Brand et al,(1972)
Irlande	Belfast, Kinnegar	limon argileux	1	2	1	1,6	Lehane (2003)
RU	Bothkennar, Cowden Shellhaven	argile, moraines	5	0,86 à	1	2,2 à 2,4	Marsland & Powell (1980) Schnaid et al. (1993) Hight et al. (1997) Jardine et al. (1995) Lehane et Jardine (2003)
Brésil	Porto Alegre	sable limoneux sol résiduel	2	0,4 à 0,7	1	0,6	Consoli et al. (1998)
Portugal	Porto	sable limoneux	1	1,2 x 1,2	1	0	Viana da Fonseca (2001)

Pays	Site	Terrain	Nbre essais	B (m)	L/B	D (m)	Références
Norvège	Haga	argile	2	1 x 1	1		Andersen and Stenhamar (1982)
Canada	Ottawa	argile sable	10		1	1,1; 2,6; 4,1	Shields and Bauer (1975) Deschenes (1978), Briaud (1979)
EUA	Texas A & M Fargo, Alvin Texas FHWA	sable argile limoneuse sable limoneux	14	1 à 3 1,75 à 2 0,3 à 1,2	1	0 à 1,5	Briaud and Gibbens (1999) Nordlund and Deere (1972) Tand et al. (1994) Lutenegger and de Groot (1995)
Suède	Tornhill Vagverket Vattahammar	argile limon	9	0,5 à 2	1	0,2	Larsson (2001) Larsson (1997)

Contrairement aux fondations profondes, objet d'une industrie fortement structurée au niveau des pays, les fondations superficielles réalisables de la maison individuelle à la centrale nucléaire ne font pas l'objet d'une norme d'essai. Seul un numéro spécial de la revue française de géotechnique présente un tel document (CFMS, 1956 ; CFMS, 1983). Les essais listés dans le Tableau 1 ont pu varier dans leur protocole, mais suivent les grandes lignes qui seront décrites dans le paragraphe 2.

Cette communication décrit les essais de fondations réalisés par l'Univ. G. Eiffel/IFSTTAR et la méthode de dimensionnement développée sur la base des résultats acquis lors de l'étude et de ceux de la base de données. La méthode issue de la base de données est décrite dans le paragraphe 3.

2. Principe de l'essai

L'essai de chargement de fondation ou à la plaque consiste à mesurer les déflexions correspondantes à une succession de contraintes appliquées au sol par la plaque suivant un programme fixé par le géotechnicien en accord avec le maître d'ouvrage. L'essai est réalisé au moyen d'un dispositif schématisé sur la Figure 1.

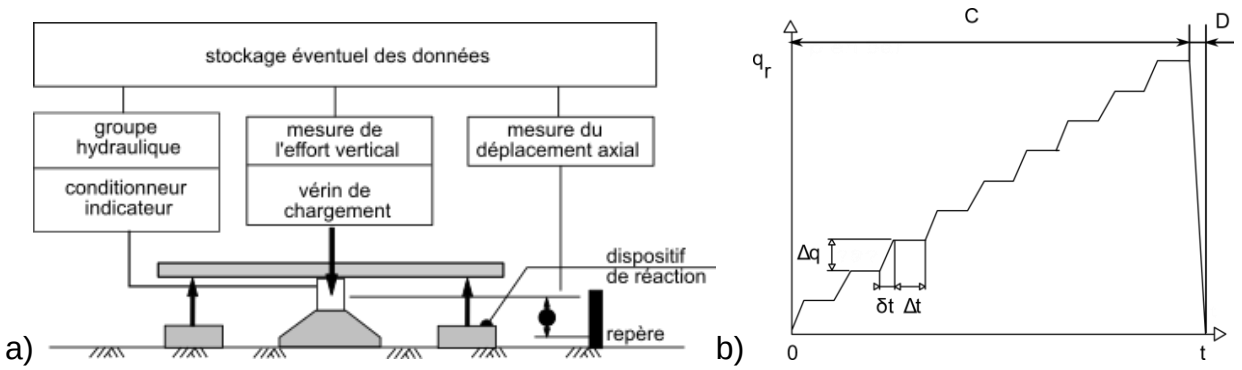


Figure 1. Principe de l'essai de chargement

L'essai est poursuivi :

— soit jusqu'au poinçonnement du sol défini conventionnellement à B/10,

— soit jusqu'à la limite du dispositif de réaction.

Chaque palier de chargement est maintenu constant jusqu'à ce que la courbe représentative de la déflexion en fonction du logarithme du temps d'application soit linéaire, ou pendant 30'. La déflexion est mesurée à l'aide de comparateurs uniformément répartis autour de la plaque et dont les points d'attache sont fixés à un cadre indéformable prenant appui sur le sol en des points devant rester immobiles en cours d'essai.

La station d'essais du LREP construite selon ces principes et s'inspirant des développements fait au DEGEBO a permis de la fin des années 1970 à la fin des années 1980 de réaliser de nombreux essais (Figure 2 et 3b, Tableau 1).

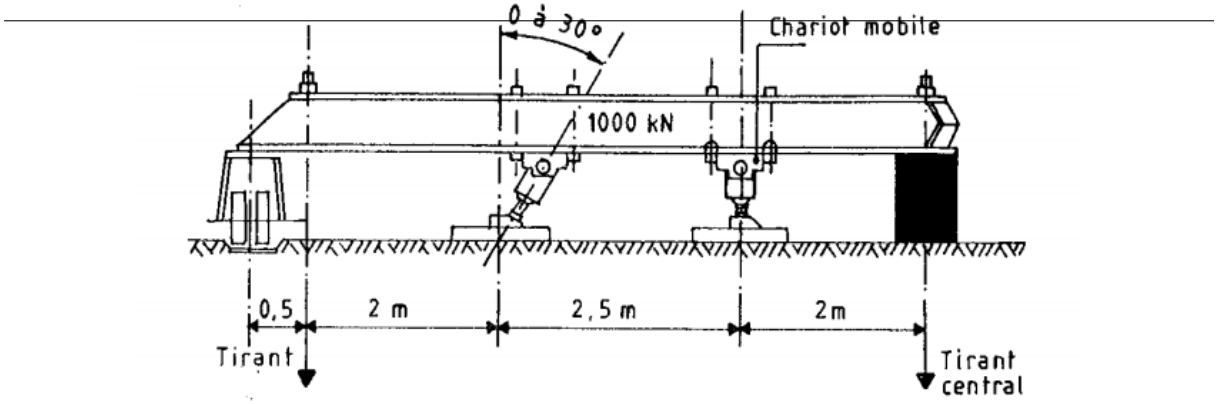


Figure 2. Dispositif de chargement du LREP (Canépa et Despresles, 1990)

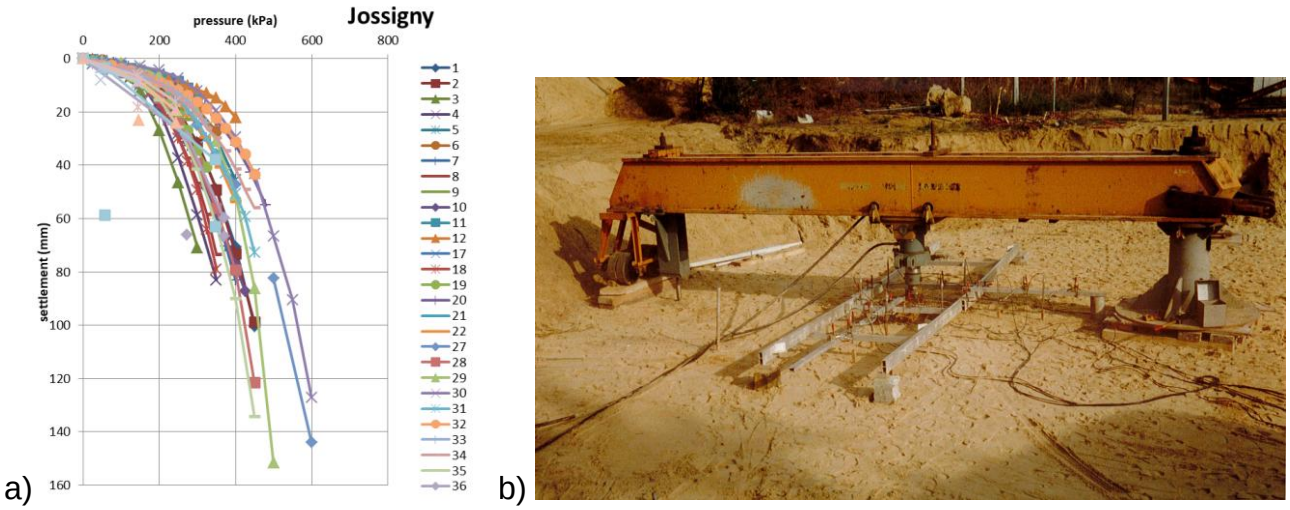


Figure 3. a) Résultats d'essais sous chargement vertical centré à Jossigny (Canépa et Despresles, 1990) ; b) la station à Chatenay

L'Université Gustave Eiffel dans le cadre du projet EMeRG3r coordonné par Sol Solution a entrepris de construire une station mobile afin de collecter des cas complémentaires. Repartant du cahier des charges initial de la station du LREP, il a été choisi de concevoir un bâti compact avec des « ailes » déployables (Figure 4). Il peut prendre place pour le transport sur une remorque, accompagné par la petite sondeuse mettant en place les ancrages.

La plaque de référence est ici une plaque de 60 cm de diamètre.

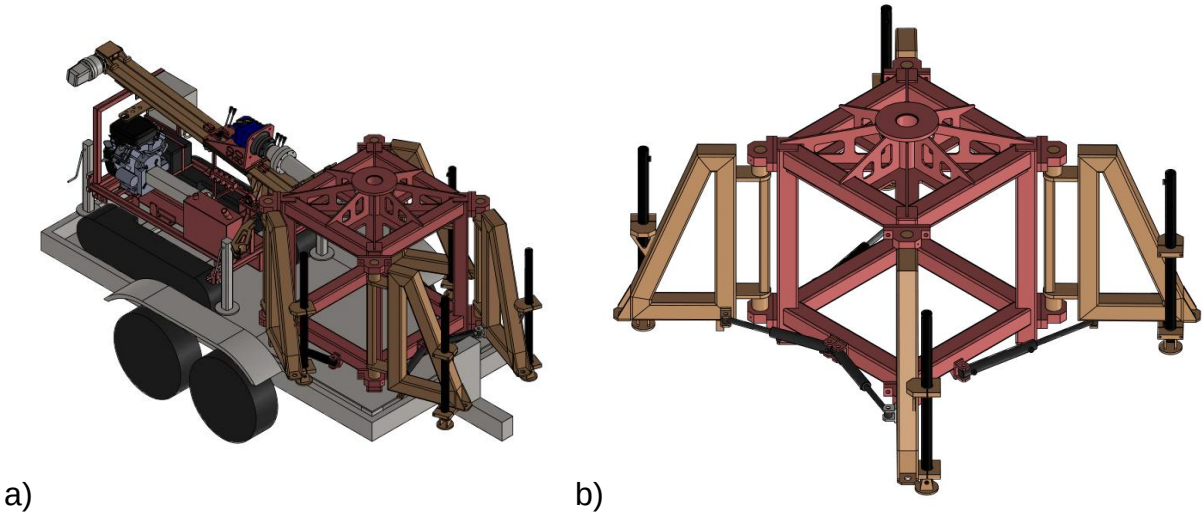


Figure 4. Dimensionnement finalisé du bâti de chargement (crédits SOMAC)

Une fois arrivée sur place, la mini sondeuse utilisée pour placer les ancrages est descendue, les bras du bâti sont déployés les vérins sortis et la remorque peut s'effacer. Le bâti est posé sur la zone d'essais, les ancrages sont mis en place puis fixés au bâti.

La campagne des essais à la plaque a été réalisée sur deux sites de différents types du sol : le site de pont de Cran (argile molle) et le site de Messanges (sable moyennement compact).

La Figure 5 présente une vue de la station d'essais lors d'un essai sur le site de Messanges. On distingue, au premier plan de la figure, la poutre servant de support aux capteurs de déplacement.

Figure 5. Vue générale du bâti avec la camionnette contenante le groupe et la centrale de mesure

Sur le site de pont de Cran, des essais sur une argile molle ont permis de valider la capacité de réaliser des essais selon le protocole (Figure 6).

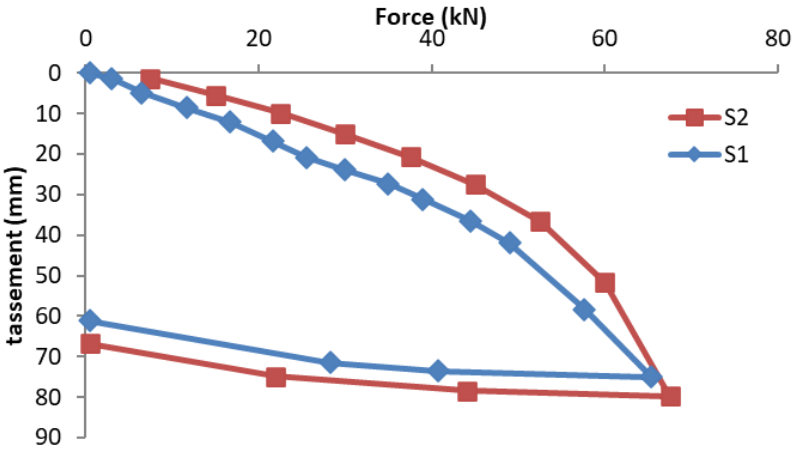


Figure 6. Résultats des essais de Cran

Des essais avec différents types d'ancrages ont mis en évidence la nécessité d'adapter ceux-ci aux terrains en place surtout en présence d'une nappe dans le proche sous-sol.

La deuxième campagne sur le site sableux a par ailleurs permis de réaliser des mesures de déplacement sous la fondation grâce à l'installation d'une fibre optique. Celle-ci a été scellée dans un sondage de Panda avec un coulis argile-ciment.

L'observation des déformations sous la fondation va permettre de remonter au module de déformation dans cette zone au comportement que Ménard qualifiait de sphérique et

d'observer, comme certains auteurs listés dans le Tableau 1, l'évolution du coefficient d'influence (Figure 7).

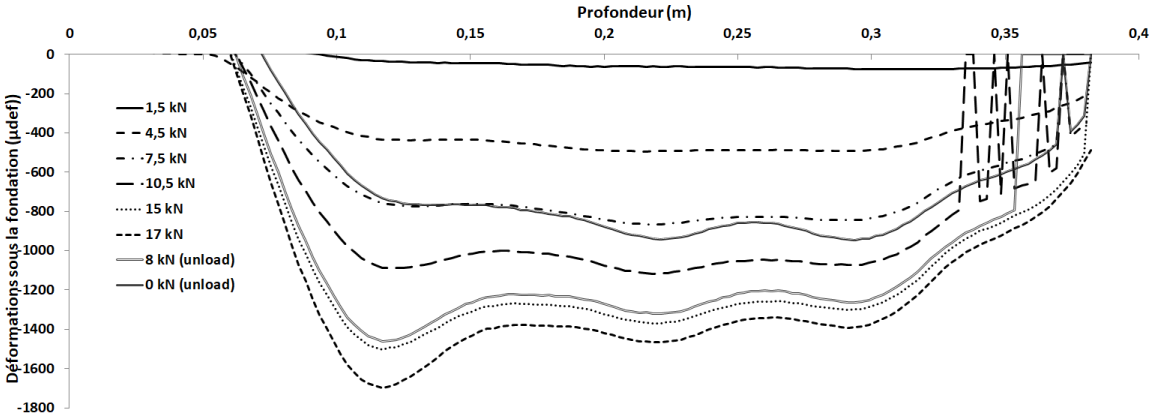


Figure 7. Diffusion des déformations dans le massif de sol sous la fondation en fonction de la profondeur

Ces résultats expérimentaux contribuent à renforcer la base de données et améliorer la fiabilité de la méthode de dimensionnement proposée dans la partie suivante sur le comportement des fondations superficielles. Cette communication se concentre par la suite sur la prédiction de la capacité portante des fondations superficielles avec le pénétromètre dynamique.

3. Dimensionnement avec le pénétromètre dynamique

Cette méthode, non normalisée jusqu'à présent, sauf dans le DTU 13.12 de 1988, a été proposée suite à la comparaison des résultats d'essais de fondation et de sondages au pénétromètre dynamique LPC sur les sites d'essais de fondations (Bigot, 1984). En effet, la quasi-totalité des cas étudiés, listés au tableau 1 et décrits au paragraphe 2, disposent d'une campagne de reconnaissance complète intégrant des sondages au pénétromètre dynamique.

3.1. Résistance de pointe équivalente

La résistance de pointe moyenne peut être définie à partir d'une courbe écrêtée à $0,7.q_{cm}$ et $1,3.q_{dm}$ avec h_r défini comme pour le cas du pressiomètre (Figure 8).

$$q_{de} = \frac{1}{h_r} \cdot \int_{D}^{D+h_r} q_d(z) \cdot dz \quad (1)$$

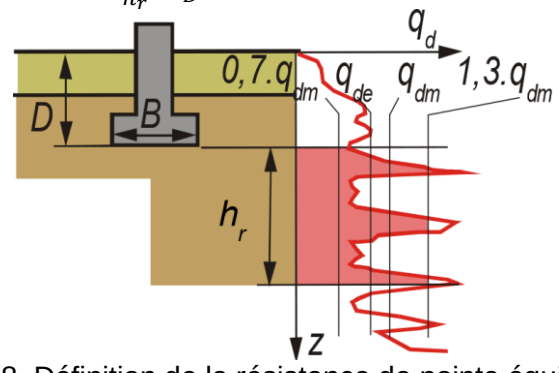


Figure 8. Définition de la résistance de pointe équivalente

3.2. Calcul de la capacité portante à partir de l'essai au pénétromètre dynamique

La formule utilisée pour le calcul de la contrainte de rupture nette (capacité portante par unité de surface) d'une fondation soumise à une charge verticale centrée à partir des

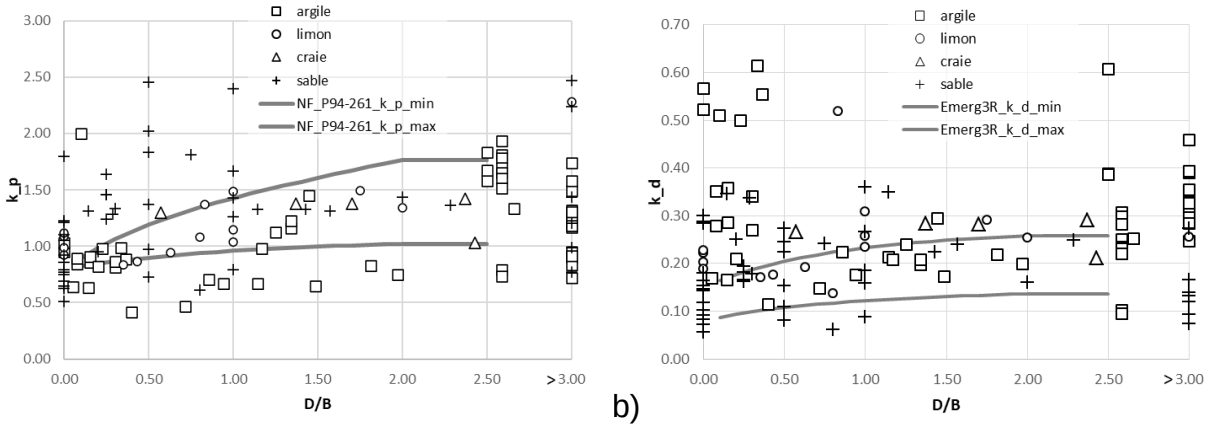
résultats de l'essai pénétrométrique est très semblable à celle employée pour l'essai pressiométrique.

$$q_{net} = k_d \cdot q_{de} \quad (2)$$

avec

q_{net} contrainte nette,
k_d facteur de portance pénétrométrique dynamique,
q_{de} résistance de pointe dynamique équivalente (voir paragraphe précédent).

Le facteur de portance k_d moyen est observé égal à 0,225. Nous avons défini les coefficients a, b et c des courbes utilisées dans la NF P94-261, pour caler au mieux sur les données expérimentales (Figure 9 et Tableau 2). On note une dispersion du facteur de portance pénétrométrique dynamique k_d similaire à celle observée pour le facteur de portance k_p défini pour l'essai pressiométrique (Figure 9a).



a) b)

Figure 9. Effet de l'encastrement pour les différents sols pour les méthodes (a) pressiométrique (b) et pénétrométrique dynamique

On considère dans le cas d'une nappe en profondeur dans du sable que lors d'un essai pénétrométrique dans du sable moyennement compact, il peut se produire un phénomène de "liquéfaction" (thixotropie) qui affecte la résistance dynamique du sol (coefficient de sensibilité, s_L=2). Donc pour tout essai sous la nappe et dans du sable, on prend :

$$q_d = q_{d\,essai} \cdot s_L \quad (3)$$

Tableau 2 : Coefficients de l'expression du facteur de portance k_d

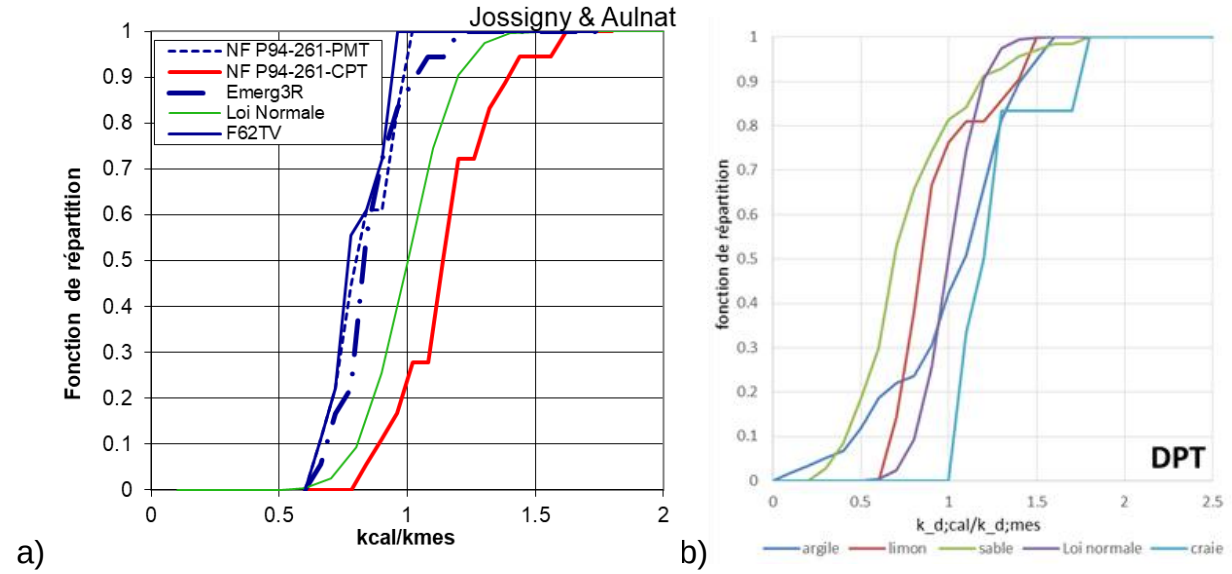
Catégorie de sol – Courbe de variation du facteur de portance		Coefficient de l'expression de k_d			
		a	b	c	k_{d0}
Argile et limons	$L/B = \infty$: Q1	0,04	0,007	1,3	0,15
	$L/B = 1$: Q2	0,10	0,007	1,5	0,15
Sable et graves	$L/B = \infty$: Q3	0,04	0,009	2	0,08
	$L/B = 1$: Q4	0,03	0,04	5	0,08
Craies	$L/B = \infty$: Q5	0,06	0,03	3	0,2
	$L/B = 1$: Q6	0,09	0,04	3	0,2

On note que ces coefficients varient peu de ceux retenus pour le pénétromètre statique.

3.3. Évaluation de la méthode sur la base de données existantes

Sur la Figure 10, sont comparées les courbes de répartition des rapports entre les facteurs de portance calculés sur les facteurs mesurés, pour le site de Jossigny (limon des plateaux) ou sur l'ensemble des cas français et étrangers collectés (98 essais). On note que le calcul avec la relation proposée présente une forme sigmoïde très proche de

celle d'une loi normale pour la plupart des sols. Le niveau de sécurité représenté par l'écart à une valeur moyenne de 1 n'est pas observé totalement identique dans les différents cas, mais il reste très proche de celui observé sur la même base de données pour les estimations basées sur les résultats des essais pressiométriques.



a) b)

Figure 10. Courbes de distributions de la méthode pénétrométrique dynamique (a) pour le limon de Jossigny (b) pour les différents sols soit une centaine d'essais

4. Conclusions

Cet article présente une station d'essais pour évaluer en place la capacité portante des fondations superficielles. Les essais vont compléter la base de données d'essais déjà collectés par ailleurs pour valider la méthode de conception.

Une méthode d'estimation de la capacité portante dédiée au pénétromètre dynamique à énergie constante et variable a été présentée et ses résultats comparés aux éléments de la base de données, mettant en évidence une bonne qualité de prédiction permettant d'envisager sa prise en compte lors de la révision de la norme NF P92-261.

5. Remerciements

Ce projet a été réalisé dans le cadre du programme de recherche collaborative FUI24-EMeRG3r du Fond Unique Interministériel.

6. Références bibliographiques

AFNOR (2013) Justification of geotechnical work - National application standards for the implementation of Eurocode 7 - Shallow foundations, NF P94-261, p. 160

Amar S., Baguelin F., Canepa Y., Franck R. (1994) Étude expérimentale du tassement des fondations superficielles, XII ICSMFE, New Dehli, pp. 623-626

Andersen, K.H. and Stenhamar, P. (1982). Static plate loading tests on overconsolidated clay. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 108, No. GT7, pp. 919-934.

Bigot G., (1984) Règles pénétrométriques – pénétromètre dynamique, rapport interne, laboratoire de l'Est parisien, 4 pages

Brand, E.W., Muktabhant, C., and Taechathummarak, A. (1972). Load tests on small foundations in soft clay, Performance of Earth and Earth-Supported Structures. Vol. 1, Part 2, ASCE, Reston, Virginia, pp. 903-928

Briaud J.L. (1979) The pressuremeter, the application to pavement design, PhD University of Ottawa, 470 p

Briaud J.L., Gibbens R. (1999) Behavior of Five Large Spread Footings in Sand. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 125(9): 787-796.

Canépa Y., Despresles D. (1990) Catalogue des essais de chargement de fondations superficielles réalisés sur sites par les LPC 11978-19901. FAER1.17 020. LREP Melun, décembre 1990.

Canépa Y., Garnier J. (2004) "Etudes expérimentales du comportement des fondations superficielles - Etat de l'art", Proc. Int Symp. Fondsup 2003, Vol 2, Paris, Presses de l'ENPC/LCPC, Magnan (éd), 2004, pp 155-260

CFMS (1956) Projets de méthodes d'essais des sols et des fondations – Essais statiques de chargement, AIBTP, 101:370-376

CFMS (1983) Les essais de plaque, Rev. Fr. de Géotechnique, Numéro spécial Reconnaissance et Etudes géotechniques, 22:69-83

Consoli, N. C., Schnaid, F., and Milititsky, J. (1998). Interpretation of plate load tests on residual soil site. J. Geotech. Geoenviron. Eng., 124:9, 857–867.

Deschenes J.-H. (1978) Bearing capacity of footings close to slopes of cohesionless soil, PhD University of Ottawa, 630 p

Jardine, R.J., Lehane, B.M., Smith, P.R., Gildea, P.A. (1995). Vertical loading experiments on rigid pad foundations at Bothkennar. Géotechnique, Vol. 45, No. 4, pp. 573-597.

Larsson R. (2001) Investigations and Load Tests in Clay till Results from a series of investigations and load tests in the test field at Tornhill outside Lund in southern Sweden, Swedish Geotechnical Institute, Report No 59, 169 pages

Larsson R. (1997) Investigations and Load Tests in Silty Soils. Swedish Geotechnical Institute, Report n° 54. Roland Offset AB. Linkoping. Sweden.

Lebègue Y. (1972) Pouvoir portant du sol sous une charge incline, AIBTP, 292(88)3-43

Lehane B. M. (2003) Vertically loaded shallow foundation on soft clayey silt, Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Geotechnical Engineering 156(1):17–26

Lehane, B., Jardine, R.J., (2003). Vertically loaded shallow foundation on soft clayey silt: A case history, Geotechnical Engineering, Vol. 156, No. 1, Institution of Civil Engineers, Thomas Telford, London.

Lutenegger A.-J., De Groot D.-J., (1995), Settlement of shallow foundations on granular soils. UMass, 233 pages

Marsland, A., Powell, J.J.M. (1980). Cyclic loading tests on 865 mm diameter plates of a stiff clay till. Proceedings of the international symposium on soils under cyclic and transient loading, Vol. 2, Swansea, pp. 837-847

Ménard L., (1963) Calcul de la force portante des fondations sur la base des résultats des essais pressiométriques, seconde partie, Sols-Soils, 5, pp. 9-32.

Meyerhof G. G. (1953). The Bearing Capacity of Foundations under Eccentric and Inclined Loads. Proc. 3rd Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., vol. I, Zurich.

Nordlund, R.L. and Deere, D.U. (1970). Collapse of Fargo grain elevator. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Vol. 96, No. SM2, pp. 585-607

Shields D., Bauer G. (1975), Determination of the modulus of deformation of a sensitive clay using laboratory and in situ tests. Proceedings of the Specialty Conference on In Situ Measurement of Soil Properties, vol. 1, American Society of Civil Engineers, Raleigh, North Carolina pp. 395-421

Schnaid, F., Wood, W.R., Smith, A.K.C., and Jubb, P. (1993). Investigation of bearing capacity and settlements of soft clay deposits at Shellhaven. Predictive Soil Mechanics, Thomas Telford, UK, pp. 609-627.

Tand K. E., Funegard E. G., and Briaud J. L.. (1986). Bearing Capacity of Footings on Clay: CPT Method. Use of In Situ Tests in Geotechnical Engineering, ASCE Specialty Conference, Blacksburg, Va.,

Viana da Fonseca A. (2001), Load tests on residual soil and settlement prediction on shallow foundation, J. Geotech. Geoenviron. Eng., 127(10): 869-883

REEVALUATION THEORIQUE ET EXPERIMENTALE DES COURBES DE TRANSFERT P-Y POUR LES PIEUX ET LES BARRETTES

NUMERICAL AND EXPERIMENTAL REEVALUATION OF THE TRANSFER FUNCTIONS P-Y FOR PILES AND BARRETTES

Tatiana RICHA[1], Fahd CUIRA[1], Roger FRANK[2]
[1] *Terrasol Setec, Paris, France*
[2] *Laboratoire Navier – Ecole des Ponts ParisTech – France*

RÉSUMÉ – Cette communication présente un travail de calage théorique et expérimental des courbes de transfert p-y pour des pieux et barrettes chargés transversalement. L'étude s'inscrit dans la continuité des travaux menés par les Laboratoires des Ponts et Chaussées (LPC) et relatés par Frank (1984) et qui sont à l'origine des règles actuelles de calcul des fondations profondes sous charges transversales utilisées en France depuis les années 80. La présente étude vise en particulier à clarifier la validité des règles actuelles lorsqu'elles sont utilisées pour des barrettes de forte inertie ou pour des faibles niveaux de sollicitation.
ABSTRACT – This paper presents a numerical and experimental reevaluation of the p-y transfer functions for piles and barrettes subjected to lateral loadings. The study follows on the work carried out by the Laboratoire des Ponts et Chaussées (LCPC) and reported by Frank (1984). Their work is at the origin of the current applied rules for calculating deep foundations under lateral loads used in France since the 80s. The present work aims at clarifying the validity of the current rules when they are used for high inertia barrettes or for low loading levels.

1. Introduction

Plusieurs approches de calcul sont utilisées dans la pratique pour le dimensionnement des fondations profondes sous charges transversales : la méthode des équilibres limites (dérivée de la théorie classique rigide-plastique), la méthode des courbes de transfert p-y (Frank, 1984), la méthode du continuum élastique (Poulos & Davis, 1980) et les méthodes numériques par éléments finis ou par différences finies (Hazzar, 2014). L'intérêt des trois dernières méthodes précitées réside dans leur capacité à rendre compte des effets de souplesse relative sol/pieu. La méthode des courbes de transfert p-y, utilisées en France depuis les années 80, présente de plus l'avantage d'être compatible avec les applications pratiques de l'ingénieur (peu de paramètres, simplicité de mise en œuvre, possibilité de traiter aisément un grand nombre de cas de charge, etc.). Le succès de cette méthode en France s'explique également par le développement de règles empiriques simples permettant de relier directement les courbes de transfert p-y aux résultats de l'essai pressiométrique de Ménard. Le présent article expose une réévaluation théorique et expérimentale desdites courbes de transfert p-y, dans la continuité des travaux menés par les Laboratoires des Ponts et Chaussées (LPC) et relatés par Frank (1984). La partie théorique de l'étude vise à clarifier la validité des règles actuelles lorsqu'elles sont utilisées pour des barrettes à forte inertie pour lesquelles se pose, d'une part, la question de la mobilisation de la réaction en pointe et, d'autre part, celle de la contribution relative de la réaction tangentielle par rapport à la réaction frontale sur les surfaces latérales. La partie expérimentale de l'étude vise quant à elle, à la lumière d'essais de chargement en vraie grandeur, à mettre en évidence le caractère conservatif des règles usuelles lorsqu'elles sont utilisées pour des faibles niveaux de sollicitation.

2. Modèle p-y pour un pieu de section circulaire sous charge transversale

2.1. Principe du modèle

Lorsqu'un pieu est sollicité par un effort transversal H et/ou un moment M en tête, sa stabilité est assurée par la mobilisation des efforts de réaction transversale du sol sur le fût du pieu. En un point donné, la réaction frontale (linéique) du sol P est fonction du déplacement y. La courbe P(y) est appelée courbe de réaction du sol. On définit le module de réaction $E_s(y)$ comme le rapport P/y en un point donné. La méthode des courbes de transfert exploite cette notion de courbe de réaction en assimilant le sol en interaction avec le pieu à une série de ressorts transversaux non-linéaires de raideur E_s (Figure 1). Le pieu est assimilé à une poutre (mince ou épaisse) travaillant en flexion-cisaillement et caractérisée par un produit d'inertie E_pI_p (et éventuellement une rigidité au cisaillement G_pS_p').

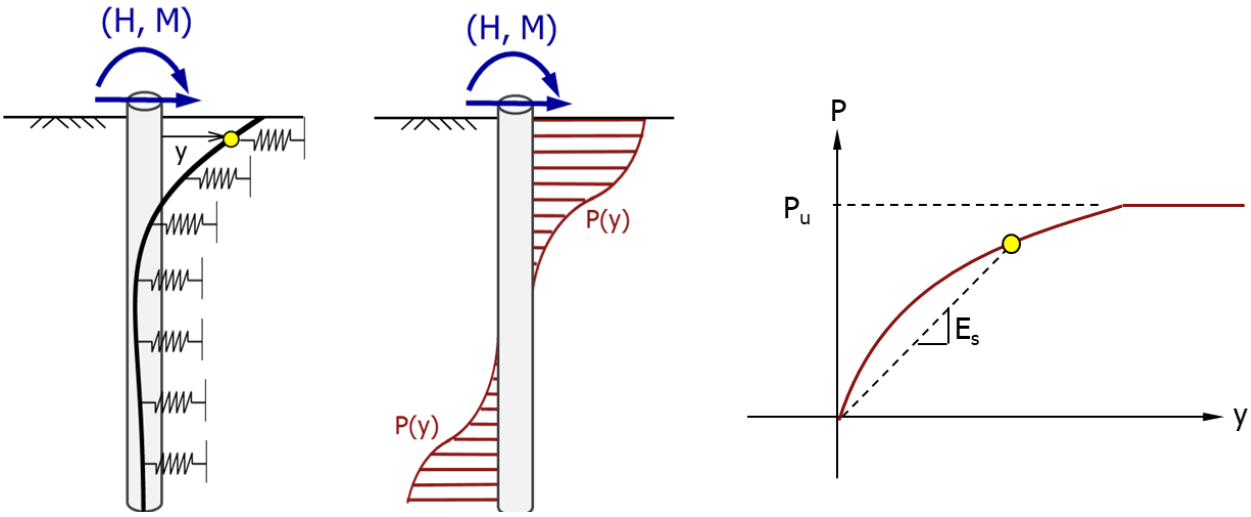


Figure 1. Principe du modèle p-y

2.2. Evaluation du module de réaction E_s à partir des résultats d'essais in situ

Dans la norme d'application de l'Eurocode 7 pour les fondations profondes (NF P 94 262), le module de réaction E_s peut être relié empiriquement aux résultats d'essais in situ tels le pressiomètre (PMT) ou le pénétromètre statique (CPT). Par exemple, pour un calcul sous sollicitations de longue durée en tête, on a :

- à partir d'essais PMT $E_s \sim 2$ à $4\ E_M$
- à partir d'essais CPT $E_s \sim 2$ à $6\ q_c$

2.3. Evaluation du rapport E_s/E en lien avec la théorie de l'élasticité

Comme évoqué en introduction, des études théoriques ont été menées au sein des LCPC au début des années 80 pour estimer le module de réaction à partir du module d'élasticité E (ou le module de cisaillement G) (Baguelin et al., 1979). Le principe de ces études consiste à rechercher le rapport E_s/E permettant d'obtenir l'égalité des déplacements en tête du pieu entre deux modélisations :

- Modèle p-y où le pieu, libre en pointe, est en interaction avec des ressorts élastiques homogènes de raideur E_s ;
- Modèle éléments finis 3D où le pieu est en interaction avec un milieu continu isotrope homogène, caractérisé par un module d'Young E et un coefficient de Poisson de 0,33. Le caractère libre en pointe a été simulé en désactivant le volume élémentaire du terrain situé immédiatement sous la base du pieu.

Dans les deux modèles, le pieu de diamètre B, de module E_p, et de longueur D, est chargé en tête par une force horizontale unitaire couplée à un moment nul. Les résultats obtenus (Figure 2) indiquent des rapports E_s/E allant de 1 à 2 selon la souplesse relative du pieu par rapport au sol, représentée ici par le rapport D/l_0^*, où l_0^* est la longueur de transfert du pieu définie par :

$$l_0^* = \sqrt[4]{\frac{4E_pI_p}{E}} = \frac{B}{2}\sqrt[4]{\frac{\pi E_p}{E}} \qquad (1)$$

La figure 2 permet de distinguer deux types de comportement. Un comportement « peu flexible » du pieu par rapport au sol correspondant à D/l_0^* inférieur à 2 : la réaction du sol est alors mobilisée sur toute la hauteur du pieu et le module de réaction du sol varie peu avec le rapport D/l_0^* ; Un comportement « flexible » du pieu par rapport au sol correspondant à D/l_0^* supérieur à 3 : la réaction du sol est alors mobilisée sur une fraction limitée de D et le module de réaction augmente linéairement avec le rapport D/l_0^*. Il est intéressant de rappeler que pour un pieu en béton, la longueur de transfert l_0^* varie généralement entre 2B et 4B et que pour les ratios D/B usuels (10 à 20), D/l_0^* est généralement supérieur à 3. Le cas $D/l_0^* < 2$ étant réservé aux puits et aux barrettes de forte inertie.

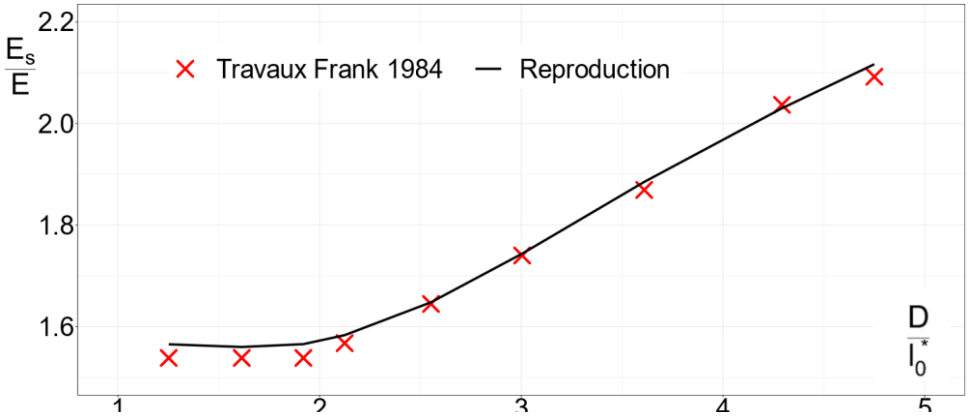


Figure 2. Rapport entre le module de réaction E_s et le module d'élasticité du sol E

3. Traitement du cas particulier des barrettes

3.1. Approche forfaitaire de la NF P 94 262

La norme NF P 94-262 propose une approche forfaitaire pour traiter le cas particulier d'une barrette de largeur frontale B et de longueur L > B (Figure 3) :

- La réaction transversale P est prise égale à la somme d'une réaction frontale P_{front} et d'une réaction tangentielle P_{tang} dotée chacune d'une loi de mobilisation avec un module de réaction et un palier plastique ;
- Pour la réaction frontale, le module de réaction $E_{s,front}$ est pris égal à celui d'un pieu circulaire de diamètre B : $E_{s,front} \sim E_{s,pieu}$. Sous chargement de longue ou de courte durée, cette réaction est plafonnée à P_F^{front}, avec par exemple, $P_F^{front} = p_f^*B$ en cas d'utilisation de l'essai pressiométrique (auquel cas p_f^* en désigne la pression de fluage) ;
- Pour la réaction tangentielle, le module de réaction $E_{s,tang}$ est pris forfaitairement égal à celui de la réaction frontale : $E_{s,tang} = E_{s,front} \sim E_{s,pieu}$. Cette réaction est plafonnée à $P_L^{tang} = 2q_sL_s = 2q_s(L-B)$ où q_s désigne la valeur limite du frottement latéral.

L'application de cette approche implique en particulier que le module de réaction « total » (pour des faibles niveaux de chargement) d'une barrette B x L est égal à deux fois le module de réaction d'un pieu de diamètre B : $E_{S,barrette} = E_{s,front} + E_{s,tang} = 2E_{s,pieu}$, quelle que soit la valeur du rapport L/B. Les développements présentés en §3.2 et §3.3 clarifient

la validité de cette approche forfaitaire pour différentes valeurs du rapport L/B. Par ailleurs, l'utilisation de l'approche p-y pour des barrettes de forte inertie pose la question de l'effet de la réaction à la base de la fondation et la façon dont il peut être caractérisé dans la pratique. Le paragraphe §3.4 présente quelques considérations pratiques sur ce point bien précis.

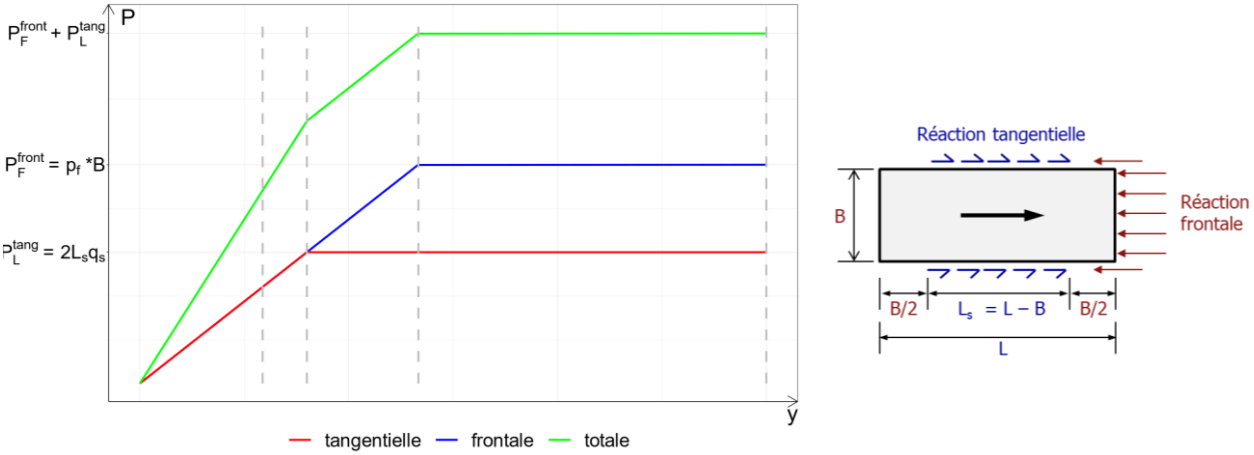


Figure 3. Principe de la méthode forfaitaire de la norme NF P 94 262

3.2. *Influence de la forme de la barrette sur le module de réaction E_s*

Dans la continuité des travaux menés par Frank (1984), l'exercice de calage numérique présenté en §2.3 a été reconduit en comparant le module de réaction équivalent $E_{S,pieu}$ pour un pieu de diamètre B, et le module de réaction équivalent $E_{S,barrette}$ pour une barrette de section L x B. Pour chaque cas, le rapport E_s/E est obtenu en égalisant le déplacement en tête entre un modèle p-y représentatif du pieu ou de la barrette et un modèle éléments finis 3D (ici à l'aide du logiciel PLAXIS 3D). On établit ensuite le rapport $E_{S,barrette}/E_{S,pieu}$ qui permet d'apprécier l'influence de la forme de la barrette sur le module de réaction par rapport à celui qui serait considéré pour un pieu de section circulaire. L'exercice est mené pour des élancements L/B allant de 3 à 9 et différentes souplesses relatives D/l_0^* allant de 0,5 à 3 (l_0^* est calculé ici à partir de l'inertie de la barrette étudiée). Les résultats sont présentés sur la figure 4.

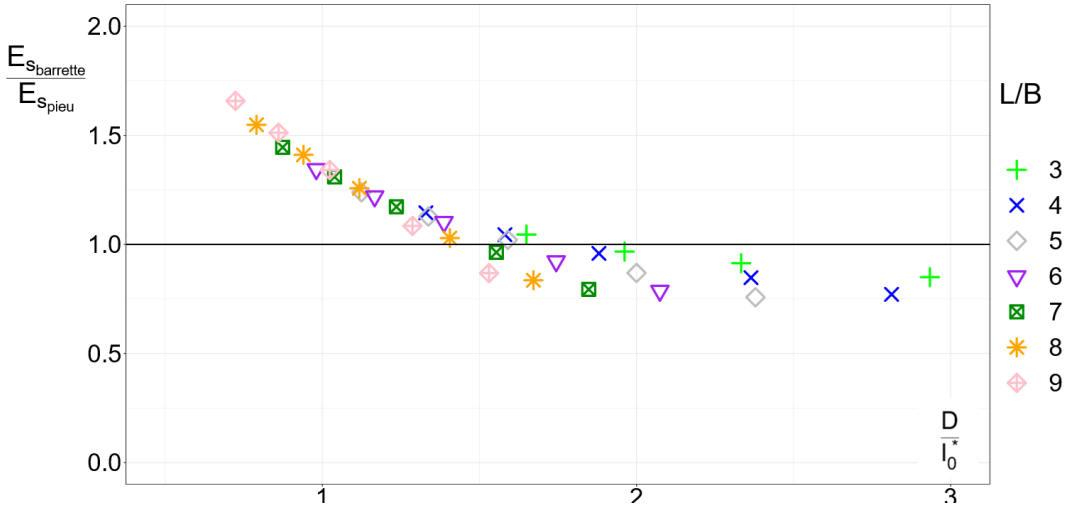


Figure 4. Module de réaction d'une barrette de section rectangulaire : effet de forme

On constate que la forme de la barrette a un impact limité sur le module de réaction (total) par rapport à celui d'un pieu de section circulaire. Le rapport $E_{S,barrette}/E_{S,pieu}$ varie entre 1,0 pour une barrette flexible (par rapport au terrain) et 1,5 pour une barrette peu déformable. Cela montre en particulier que l'approche forfaitaire de la NF P 94 262 $E_{S,barrette} = 2E_{s,pieu}$

conduit à une estimation par excès du module de réaction total pour une barrette de section rectangulaire (lorsque l'on tient compte du cumul des réactions frontale et tangentielle).
A noter que dans les modèles numériques ayant servi de base de calage, le terrain est considéré comme élastique, homogène et isotrope, avec un module d'Young uniforme E et un coefficient de Poisson de 0,33. Dans tous ces modèles, la pointe des pieux et des barrettes a été « libérée », en désactivant les éléments de sol situés immédiatement sous la pointe de la fondation.

3.3. Contributions relatives des réactions frontales et tangentielles

Le but de ce paragraphe est d'évaluer les contributions relatives des réactions frontales et tangentielles. L'étude est menée à l'aide d'un modèle numérique 2D (logiciel PLAXIS 2D) représentant le comportement en plan d'une barrette de section rectangulaire soumise à un chargement transversal comme le montre la figure5. Dans ce modèle, le terrain est ici également considéré comme élastique, homogène et isotrope avec un coefficient de Poisson de 0,33. La section de la barrette est représentée par un volume rectangulaire rigide, soumis à une force horizontale unitaire.

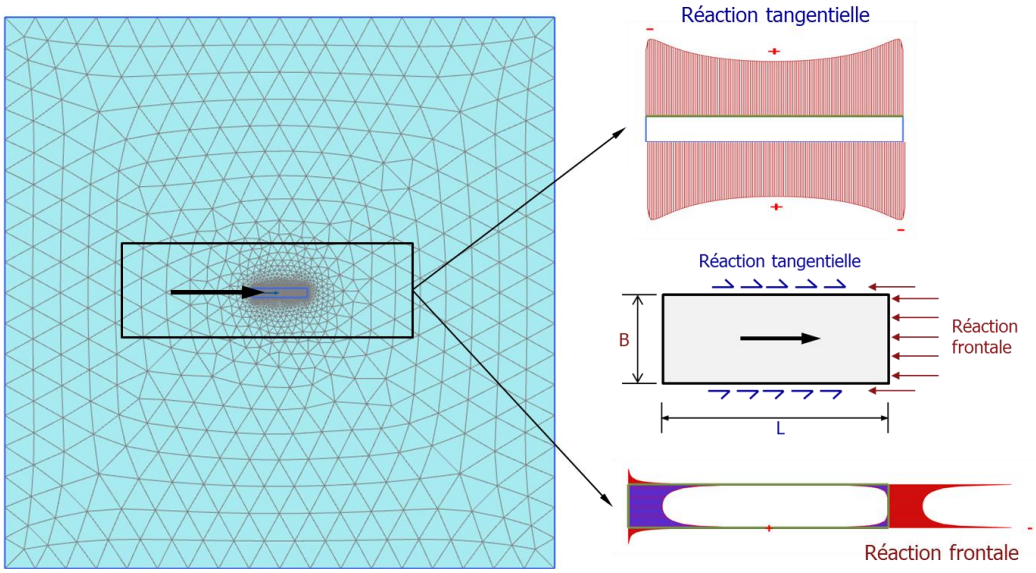


Figure 5. Modélisation simplifiée du comportement en plan d'une barrette isolée

On évalue ensuite les réactions frontale P_{front} et tangentielle P_{tang} mobilisées, ce qui permet d'établir ce qui suit :

$$\frac{E_{s,front}}{E_{s,barrette}} = \frac{P_{front}}{P_{front} + P_{tang}} \quad \text{et} \quad \frac{E_{s,tang}}{E_{s,barrette}} = \frac{P_{tang}}{P_{front} + P_{tang}} \qquad (2)$$

L'exercice est mené pour différentes valeurs de L/B (Figure 6). A noter que la mise en œuvre du modèle a montré par ailleurs que les réactions obtenues varient peu avec le module de déformation du terrain.

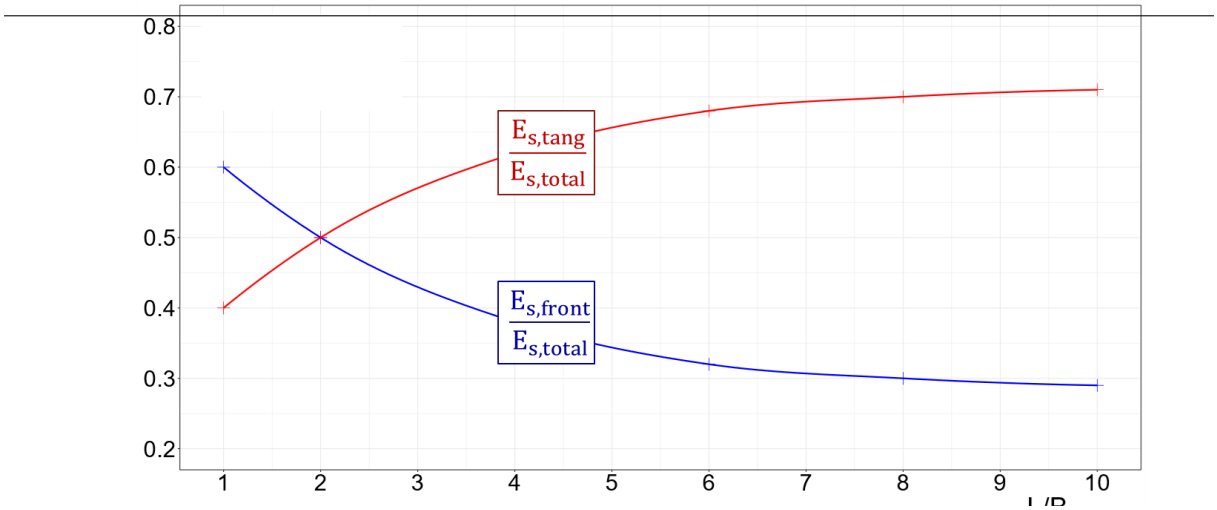


Figure 6. Contributions relatives des réactions frontale et tangentielle pour une barrette isolée

La figure 6 permet de dégager les ordres de grandeur suivants :

- Pour L/B = 1 à 4 $E_{s,front} \sim 0{,}5\ E_{S,barrette}$ et $E_{s,tang} \sim 0{,}5\ E_{S,barrette}$
- Pour L/B = 5 à 9 $E_{s,front} \sim 0{,}3\ E_{S,barrette}$ et $E_{s,front} \sim 0{,}7\ E_{S,barrette}$.

Notons que pour les configurations courantes (L/B = 1 à 4), les résultats obtenus sont en accord avec l'approche forfaitaire de la NF P 94 262.

3.4. Influence du terme de pointe

Pour des barrettes de forte inertie et, d'une manière générale, pour les pieux et barrettes dont la longueur est inférieure à 2 fois la longueur de transfert, le terme de pointe peut affecter de façon notable le comportement transversal. La figure ci-après illustre ce point pour le cas de barrettes flottantes (sol d'ancrage ayant le même module que celui du sol le long du fût) et de barrettes ancrées (sol d'ancrage ayant un module allant de 1 à 100 fois celui du sol le long du fût). Les calculs ont été menés par un modèle éléments finis 3D avec deux couches de sol de comportement élastique ayant un coefficient de Poisson de 0,33. Les résultats obtenus montrent que pour une barrette « flottante », l'influence du terme de pointe est négligeable quelle que soit la souplesse relative de la fondation. Pour une barrette « ancrée » et peu flexible (D/l_0* inférieur à 2), le terme de pointe peut raidir la réponse transversale de la barrette jusqu'à diviser le déplacement par 3 par rapport au cas d'une barrette flottante.

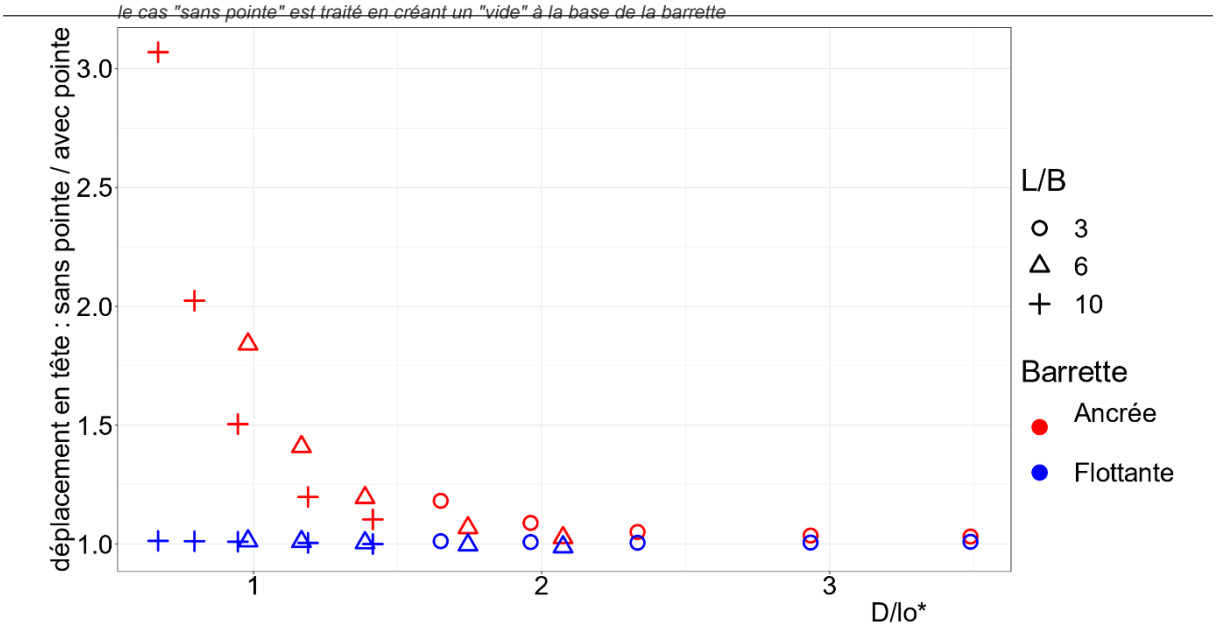
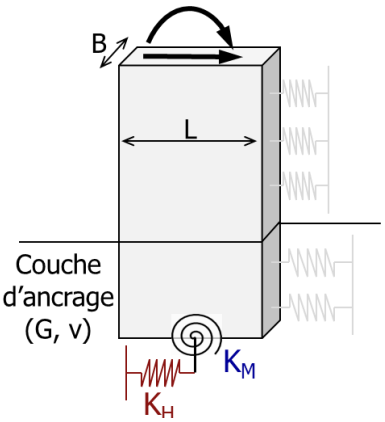


Figure 7. Influence du terme de pointe sur le déplacement en tête

Dans le cadre d'un modèle p-y, la contribution du terme de pointe peut être représentée dans la pratique par un ressort translationnel de raideur K_H (kN/m) et un ressort rotationnel de raideur K_M (kNm/rad), placés en pied. La Figure 8 ci-après donne quelques indications pour exprimer K_H et K_M à partir du module de cisaillement G et le coefficient de Poisson v du sol d'ancrage. Les expressions proposées sont dérivées des solutions en élasticité proposées par Gazetas (1991) pour des fondations rectangulaires reposant sur un massif élastique homogène.

Dans le cadre d'un calcul non-linéaire, la réaction de ces ressorts est plafonnée à :

- $T_{max} = \tan\varphi . V_b$ pour le ressort translationnel K_H avec φ l'angle de frottement du sol d'ancrage et V l'effort vertical transmis en pointe de la barrette ;
- $M_{max} = V_b . L/4$ pour le ressort rotationnel K_M avec Vb l'effort de cisaillement sous la base (cela revient à limiter la décompression du sol sous la base de la barrette à 25% de l'aire totale de la pointe).



$$K_H \sim \frac{GB}{2-\nu}\left[2{,}0 + 2{,}5\left(\frac{L}{B}\right)^{0{,}85}\right]$$

$$K_M \sim \frac{GL^3}{8(1-\nu)}\left[0{,}4 + 3{,}2\frac{B}{L}\right]$$

Figure 8. Ressort équivalent pour modéliser la réaction en pointe d'une barrette (d'après Gazetas, 1991)

4. Adaptation du module de réaction E_s au niveau de déformation

4.1. Principe général

Le choix d'un module de réaction E_s suppose une linéarisation préalable du comportement du terrain. La valeur de E_s varie en toute rigueur avec la distorsion induite par le chargement transversal du pieu. Cette variation peut être gérée selon deux types d'approche :

- Approche A : on estime une valeur de « référence » du module $E_{s,ref}$ par corrélation avec E_M ou q_c. Les solutions empiriques existantes couvrent généralement une distorsion correspondant à des déplacements en tête de l'ordre de 1% à 3% du diamètre du pieu. Pour des déplacements plus faibles, on prend $E_s > E_{s,ref}$; pour des déplacements plus élevés, on complète le module de réaction par un palier plastique.
- Approche B : on estime le module de réaction E_s par corrélation directe avec un module d'élasticité E (ou de cisaillement G) dont le choix est adapté préalablement au niveau de distorsion. On peut pour cela se baser soit sur des courbes de dégradation établies à partir du module maximal E_0 (ou G_0), soit sur des courbes en S empiriques donnant le rapport E/E_M ou E/q_c en fonction du niveau de déformation (ou de distorsion), telles que celles développées dans le PN ARSCOP (Hoang et al., 2018) pour le calcul des fondations superficielles.

Le paragraphe suivant illustre l'approche A à travers une étude expérimentale.

4.2. Etude expérimentale de la variation de E_s avec le niveau de distorsion

L'étude présentée s'inscrit dans le cadre du projet « Mae Moh Power Plants » en Thaïlande. On exploite les résultats d'une campagne d'essais de chargement transversal en vraie grandeur, portant sur 16 pieux de section circulaire de diamètres B = 0,60 m, 0,80 m et 1,20 m et de longueurs variant de 17 à 29 m (comportement flexible dans tous les cas). La stratigraphie est constituée d'une succession de terrains sableux et argileux normalement consolidés, et caractérisés préalablement par des essais pressiométriques de Ménard (avec E_M variant de 5 à 30 MPa). Les 16 pieux sont soumis à 4 cycles de charge-décharge allant de 0,5 à 2,0 fois la charge « de service » des pieux (celle-ci variant de 70 à 240 kN). On mesure le déplacement horizontal pour chaque incrément de charge, que l'on cherche à reproduire par un modèle p-y correspondant à la stratigraphie rencontrée. Le retro-calage est mené en appliquant un facteur correcteur η sur le module de réaction de référence, obtenu par application de l'approche empirique de Ménard (NF P 94 262, pour une sollicitation de courte durée). La valeur de η est calée pour chaque cycle de charge et est prise identique pour toutes les couches :

$$E_{s,calé} = \eta \times E_{s,réf} \quad (3)$$

On représente ensuite la variation de η en fonction du rapport $y_{tête}/B$ entre le déplacement en tête et le diamètre du pieu considéré. La figure 9 présente les résultats obtenus. Ces résultats mettent en évidence le caractère enveloppe de l'approche de Ménard qui établit une estimation par défaut du module de réaction $E_{s,réf}$. Pour des déplacements de l'ordre de 1 à 3% du diamètre, on peut valablement retenir, pour les terrains rencontrés, un module égal à $\eta \times E_{s,réf}$ avec η pouvant aller de 1 (pour $y_{tête}/B$ = 3%) à 4 (pour $y_{tête}/B$ = 1%).

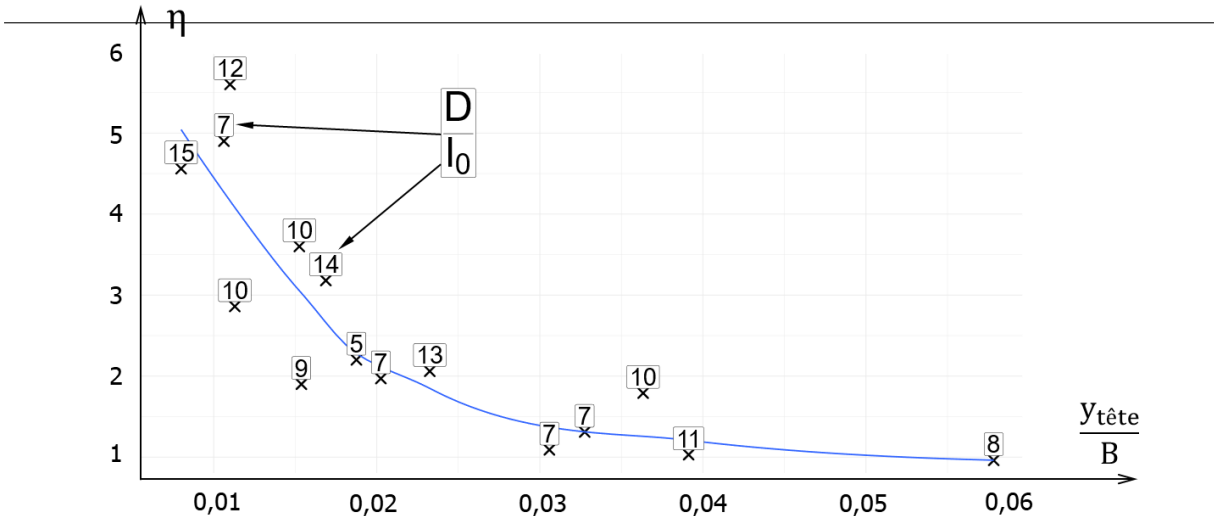


Figure 9. Variation du rapport $\eta = E_s/E_{s,réf}$ avec le niveau de distorsion en tête

5. Conclusion

Le travail présenté dans cette communication a pour vocation de clarifier la validité des règles de calcul usuelles pour les pieux et les barrettes lorsqu'elles sont utilisées pour des barrettes de forte inertie ou pour des faibles niveaux de sollicitation. Pour une barrette de section rectangulaire, les résultats obtenus montrent que l'approche forfaitaire de la NF P 94 262 peut conduire à une estimation par excès du module de réaction total. Celui-ci demeure inférieur à 1,50 fois le module de réaction d'un pieu circulaire de diamètre égal à la largeur frontale de la barrette. Les contributions relatives des réactions tangentielles et frontales sont de même ordre de grandeur pour des sections peu élancées (L/B allant jusqu'à 4). Pour des élancements élevés, la réaction tangentielle est prépondérante. L'étude réalisée s'est également intéressée à l'influence du terme de pointe et propose une approche simplifiée permettant de compléter les modèles p-y usuels. Enfin, l'exploitation d'une campagne d'essais en vraie grandeur sur des pieux chargés transversalement a permis de mettre en évidence le caractère enveloppe du module de réaction estimé par l'approche de Ménard pour des chargements induisant des déplacements inférieurs à 3% du diamètre.

6. Références bibliographiques

Baguelin, F., Carayannacou-Trézos, S., & Frank, R. (1979). Réaction latérale des pieux: effets de forme et effets tridimensionnels. *Bull. Liaison Labo P. et Ch.*, *104*, 33–47.

Frank, R. (1984). *Etude théoriques de fondations profondes et d'essais en place par autoforage dans les LPC et résultats pratiques (1972-1983)*

Frank, R., Cuira, F., & Burlon, S. (2018). *Calcul des fondations superficielles et profondes*. Presses des Ponts.

Gazetas G., (1991). *Formulas and charts for impedances of surfaces and embedded foundations*. Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 117, 9 (1991).

Hazzar, L. (2014). *Analyse numérique de la réponse des pieux sous sollicitations latérales*. Universiré de Sherbrooke (Québec Canada).

Hoang, MT, Cuira F., Burlon S (2020), Vers une approche de calcul unifiée du tassement des semelles et radiers, JNGG 2020

Poulos, H. G., & Davis, E. H. (1980). *Pile foundation analysis and design*.

CONSTRUCTION D'UNE GALERIE PARE-BLOCS – RETOUR D'EXPERIENCE SUR LA REALISATION DES FONDATIONS PROFONDES

CONSTRUCTION OF A ROCK GUARD GALLERY – FEEDBACK ON THE REALIZATION OF DEEP FOUNDATIONS

Christophe SABATIER[1], Jean-Philippe JARRIN[2], Christian PELJAK[3]
Vincent FRISON-ROCHE[4]

[1] *Géolithe, 181 rue des Bécasses, 38920 Crolles, France, christophe.sabatier@geolithe.com*
[2] *Géolithe, 181 rue des Bécasses, 38920 Crolles, France, jp.jarrin@geolithe.com*
[3] *Conseil Départemental de Haute-Savoie, 23 rue de la Paix, 74000 Annecy christian.peljak@hautesavoie.fr*
[4] *Léon Grosse - Agence TP, 10 bvd de Russie 73100 Aix-les Bains, v.frisonroche@leongrosse.fr*

RÉSUMÉ – Suite à la construction d'une galerie pare-blocs en vue de sécuriser un itinéraire routier d'accès à une station de ski, il est proposé, après avoir rappelé le contexte de l'opération, de partager un retour d'expérience concernant les conditions de réalisation des fondations de l'ouvrage et les difficultés associées rencontrées.

ABSTRACT – After the construction of a rockfall protection gallery aiming to secure a road accessing to a ski resort, it is proposed, after recalling the context of the operation, to share a feedback about the construction conditions of the structure foundations and the associated difficulties encountered.

1. Introduction

Afin de sécuriser et pérenniser l'accès routier à la station de ski du Praz-de-Lys, et du fait d'éboulements récurrents conduisant fréquemment à la fermeture de la RD 328, le Département de la Haute-Savoie a décidé de la construction d'une galerie de protection contre les éboulements de 150m de longueur environ.
Le site est caractérisé par des glissements de terrains et éboulements rocheux en lien avec des phénomènes d'érosion régressive du versant situé en amont de la route. Les protections historiques en place pour limiter les impacts sur la route se sont avérées insuffisantes suite à l'aggravation et à l'ampleur des éboulements observées ces dernières années.

Après avoir décrit le contexte général du site et les principaux enjeux de l'opération, cet article a pour objectif de détailler les principales difficultés et adaptations prises au cours de la réalisation des travaux, en particulier au niveau des fondations de l'ouvrage.

2. Contexte de l'opération

2.1. Contexte général et historique

Le site de l'opération est situé sur la RD 328 (au lieu-dit « La Ravine » sur la commune de Taninges) qui constitue l'accès routier principal à la station de ski du Praz-de-Lys. En hiver, il s'agit du seul accès à la station, les cols environnants (la Ramaz et l'Encrenaz) étant fermés à la circulation.

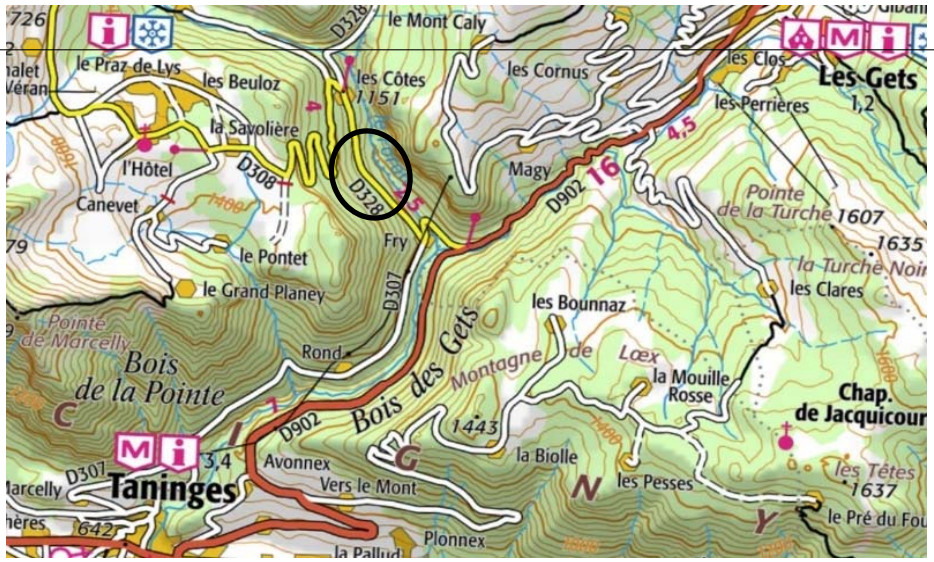


Figure 1 : Localisation de la zone de travaux – lieu-dit de « la Ravine »

Le site est connu depuis longtemps (au moins 1914) comme une zone d'instabilités, avec des éboulements et glissements de terrain en provenance du versant amont surplombant la route. Depuis un glissement important en février 1995, le site de la Ravine est en constante évolution avec des chutes de pierres et blocs et une érosion régressive du versant qui s'intensifie. Jusqu'alors, les ouvrages de protections en place (murs de soutènement béton tenus par une ligne d'ancrages…) étaient suffisants pour contenir l'essentiel des événements. Toutefois, les évolutions se sont très significativement amplifiées depuis 1999 et, en 2013, des purges successives d'un total de 1 000 m³ sur l'année ont été réalisées, alors que la moyenne des purges annuelles sur les 5 années précédentes était plutôt de l'ordre de 300 m³.

En mai 2015 et début 2016, de nouvelles coulées encore plus conséquentes ont entraîné plusieurs fermetures de la route et conduit le Département à effectuer un suivi régulier de la zone et à renforcer les protections existantes avec construction d'un mur provisoire en lego blocs (blocs béton empilables). Fin avril 2016, des études fines d'inspection du versant ont mis en évidence une zone de mouvement beaucoup plus importante, d'un volume potentiel de 500 000 m³.

Figure 2 : Vue générale et curage suite éboulement du 31 janvier 2016

Face à l'importance des masses de matériaux en présence et à l'enjeu économique que représente l'accès à la station du Praz- de-Lys, le Département a décidé de construire une galerie pare-blocs sur cette section et de garantir un accès alternatif en toute saison au Praz-de-Lys par le col de la Ramaz, le temps de réaliser les travaux de construction de la galerie (installation de 4 passerelles provisoires pour le passage des skieurs au-dessus de la route et permettant le déneigement de celle-ci en cas de fermeture de la RD328)

2.2. Contexte géologique et hydrogéologique

Le site de la Ravine s'inscrit dans un contexte géologique de formations de pente superficielles (colluvions) reposant sur des schistes sédimentaires argilo-siliceux très déstructurés. Ces roches sont très hétérogènes mécaniquement avec une alternance de niveaux résistants et de niveaux décomprimés sur des épaisseurs parfois supérieures à 20m. Sous les éboulis de surface, les terrains rencontrés sont principalement des **schistes ardoisiers** de l'Oxfordien de nature délitable avec un litage lié à une schistosité localement très fine et présentant un pendage variable, localement dans le sens de la pente ou au contraire rentrant dans le terrain, ce qui est à l'origine de la création de surplombs susceptibles de générer des éboulements. Des **calcaires et brèches supérieures** du Kimméridgien sont observés plus haut dans le versant ainsi que sur le versant situé en face.

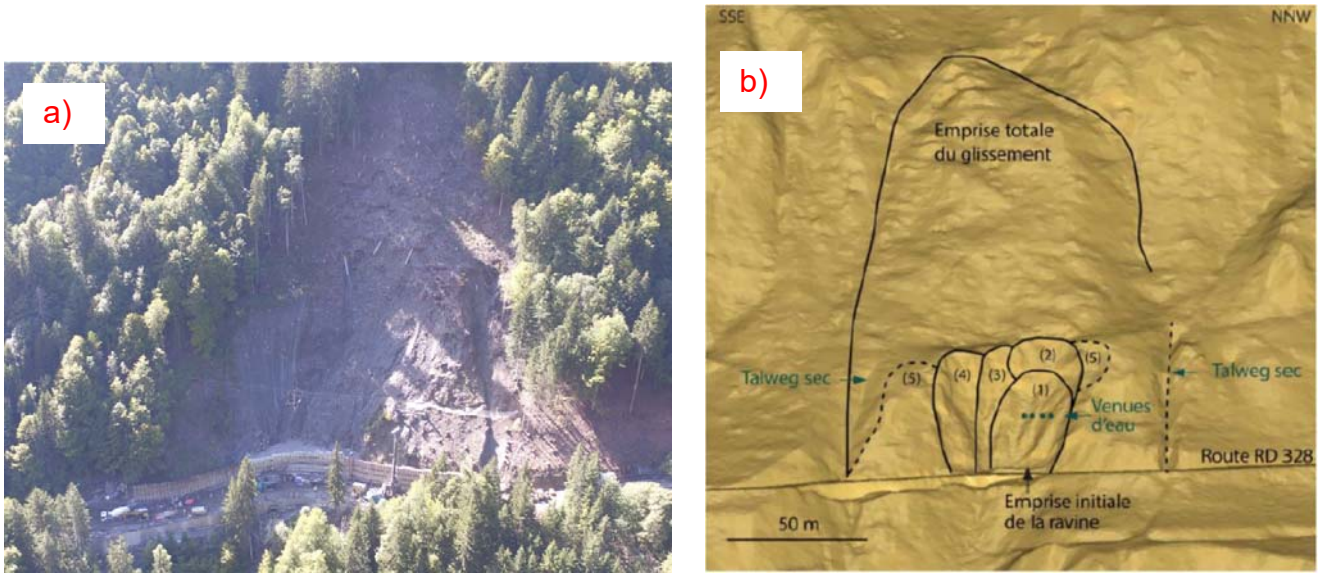


Figure 3 : a) Physionomie du glissement en septembre 2017
b) Localisation des zones d'érosion initiale (1) puis successives (2 à 5) - extrait réf.[1]

La pente globale du versant est importante, comprise entre 30 et 45° en fonction des ressauts rocheux et des masses glissées. En amont de la zone en glissement, la pente reste continue jusqu'à atteindre les barres rocheuses calcaires et bréchiques du Kimméridgien, qui constituent la bordure orientale du plateau de la station du Praz-de-Lys. A l'amont, la limite du glissement est constituée de plusieurs cicatrices profondes et en échelons, démontrant que ce glissement est déjà ancien. De même, dans cette partie, de nombreux arbres présentent une forme en crosse à leur base, témoignant d'un mouvement lent. Cette observation a été corroborée par une étude dendrologique des arbres autour de la cicatrice amont, qui a identifié 7 phases de glissement au cours du 20ème siècle, et une accélération du glissement depuis 1999 (étude réalisée par IRSTEA en 2016). – cf réf. [1]

La RD 328 est située en rive droite du ruisseau du Foron qui s'écoule plusieurs dizaines de mètres en contrebas de la route. En période humide, plusieurs résurgences sont visibles dans le versant en amont de la route avec des arrivées d'eau pouvant être parfois très

conséquentes dans les talwegs formés dans les éboulis en périodes de fortes précipitations et/ou fonte des neiges. Ces eaux semblent provenir à la fois des infiltrations au niveau du plateau du Praz-de-Lys ainsi que dans le versant en amont immédiat de la zone de glissement.

Figure 4 : nombreuses résurgences observées suite aux très fortes pluies du 1er mai 2015

Plusieurs campagnes de reconnaissances successives ont été réalisées lors des études de conception de façon à préciser le contexte de site. Il a notamment été réalisé des profils de sismiques réfraction, des sondages pressiométriques verticaux depuis la route et en versant (moyens héliportés), la pose d'inclinomètres de 30 à 50m de longueur et l'exploitation des données de forage de 33 drains subhorizontaux réalisés dans le versant (longueur 20m).

2.3. Contexte de réalisation des travaux

Deux épisodes pluvieux intenses, en mai 2015 et janvier 2016 ont engendré une évolution rapide de la physionomie du glissement avec l'effondrement d'importants volumes (de l'ordre de 2000m3) et l'extension de la surface instable du versant, menaçant un linéaire > 100m de large au niveau de la chaussée. Entre mars 2017 et janvier 2018, plusieurs éboulements et coulées de volume significatif (plusieurs centaines de m3) se sont produites. La RD328 étant la principale route d'accès à la station du Praz-de-Lys depuis Taninges, le maintien de son ouverture, notamment en saison hivernale constitue un enjeu important pour l'économie locale. Hors période hivernale, des déviations sont possibles avec un accès à la station par des cols habituellement fermés durant l'hiver.

Etant donnée l'ampleur des travaux à réaliser et une emprise de voirie forcément limitée (itinéraire de montagne), avec une pente en long marquée (9 à 10 % en moyenne), les travaux nécessitent une **coupure totale de la circulation** pour leur réalisation. Compte tenu des enjeux et de la nécessité de pouvoir maintenir en permanence l'accès à la station du Praz-de-Lys, les travaux sont interrompus chaque hiver afin de permettre une réouverture de la route pour la saison hivernale. Par ailleurs et compte tenu des évolutions récentes et rapides du versant des dernières années, il était nécessaire que ces travaux soient réalisés rapidement et avec des mesures de sécurisation provisoires afin d'assurer la sécurité du chantier.
A cet effet, et en complément des ouvrages de protection habituels de types filets, barrières grillagées et écrans, il a été mis en place des dispositifs d'alerte à déclenchement automatisé basés sur des suivis topographiques et extensométriques positionnés judicieusement dans le versant.

3. Description de l'ouvrage et des travaux

3.1. Conception et géométrie générale de l'ouvrage

Compte tenu de la géométrie et topographie du site et notamment celle de la base du versant, il a été choisi une galerie en béton avec une dalle supérieure subhorizontale.
De ce fait, la neige et les matériaux en provenance des éboulements du versant se stockeront sur la dalle de couverture de la galerie jusqu'à atteindre leur pente naturelle d'équilibre. Les descentes de charges statiques s'exerçant sur l'ouvrage seront donc très conséquentes à terme.
L'ouvrage de type portique présente un mur aveugle côté montagne (piédroit amont). L'espace en arrière de ce mur a été remblayé lors des travaux afin d'éviter tout impact de blocs rocheux sur ce mur amont. Afin de protéger la dalle supérieure des impacts, un remblai de 2m d'épaisseur a été mis en œuvre. Côté aval, la dalle s'appuie sur un piédroit largement ajouré (fenêtres avec un entraxe entre poteaux de l'ordre de 6m) permettant un éclairage et une ventilation naturelle dans l'ouvrage.

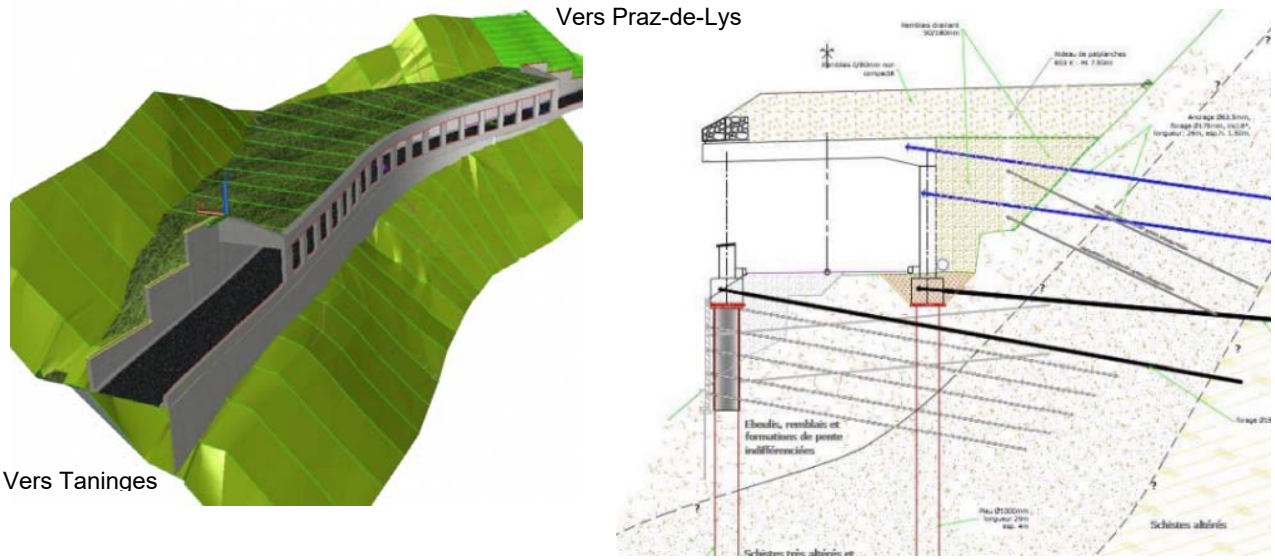


Figure 5 : a) Vue 3D de la galerie b) vue en coupe galerie et de ses fondations

L'ouvrage était prévu à l'origine sur une longueur de 100m. De nouveaux éboulements très conséquents (2000 à 3000 m^3) en rive gauche du glissement, survenus au démarrage de l'opération de travaux en janvier 2018, ont conduit à la décision de prolonger d'environ 50m l'ouvrage, portant ainsi la galerie à une longueur totale de 150ml. Cette possibilité d'extension future avait été imaginée dans la conception initiale.

3.2. Phasage des travaux

La sécurisation de l'itinéraire routier s'est déroulée en plusieurs phases étalées sur **6 ans de travaux**.
Une première phase de travaux préparatoires, en 2016 et 2017, a permis de mettre en place les premiers ouvrages de protection, de dégager l'emprise nécessaire à la construction de la galerie en réalisant les soutènements permettant l'élargissement de la chaussée (paroi clouée côté aval de la route notamment), et de réaménager les ouvrages hydrauliques de traversée sous la galerie.
La réalisation des fondations de l'ouvrage (pieux et ancrages) puis les travaux de construction de la galerie ont ensuite été réalisés entre 2018 et 2021.

4. Complexités inhérentes au site et aux travaux

4.1. Gestion des emprises et coactivité

Sur un chantier routier linéaire de ce type, il existe une difficulté de gestion des emprises particulièrement marquée sur un itinéraire de montagne (route de largeur réduite) et aggravée ici du fait d'une très forte coactivité en vue de pouvoir réduire les délais globaux de réalisation. Au plus fort de l'activité, jusqu'à 3 ateliers travaillaient simultanément sur chantier pour réaliser les ancrages en parallèle de l'atelier de réalisation des pieux. Cela nécessite une gestion des flux particulièrement organisée et l'anticipation des livraisons des différentes fournitures.
NOTA : la plateforme routière a été élargie au préalable à environ 10 m par réalisation d'environ 450 m² de paroi clouée au niveau du talus aval sur approximativement 115ml le long de la RD.

L'éloignement des centrales d'approvisionnement des bétons est une autre contrainte à prendre en considération car elle a pour conséquence une faible marge vis-à-vis de la DPU (durée pratique d'utilisation) du fait des temps de trajet incompressibles. Cela a induit une vigilance particulière sur le cadencement des toupies et la réalisation de contrôles renforcés pour les bétonnages de volume important (piédroit, dalle).

4.2. Fondations de l'ouvrage

Compte tenu de la nature très hétérogène des terrains sous-jacents à la chaussée, et de l'épaisseur importante des éboulis et/ou de rocher très altéré, l'ouvrage fait l'objet d'un système de fondations profondes. De manière plus précise, la galerie est fondée sur 77 pieux en béton (47 pieux amont et 30 pieux aval) descendus entre 21 et 35m de profondeur. Les pieux ont été réalisés en diamètre 1m à l'aide d'une foreuse d'un poids de 108 tonnes. Les efforts horizontaux s'exerçant sur la galerie sont repris par 4 lignes d'ancrages scellés au terrain avec des longueurs variant entre 20 et 30m (localement 42m). Il s'agit d'ancrages constitués de barres GEWI Ø 63.5mm scellées au terrain.

L'une des difficultés des travaux, anticipée lors de la conception, est de réaliser les pieux de fondations sans endommager les ancrages de la paroi clouée existante dont la trajectoire avait pu varier malgré les contrôles réalisés d'azimut lors de la réalisation des ancrages.
Pour les pieux aval, des réservations Ø 1320mm avaient été mises en œuvre au cours de l'opération d'élargissement de la route, dans lesquelles les pieux ont ensuite été forés.
Cette disposition n'était pas possible pour les pieux amont. Malgré une réalisation des ancrages de la paroi clouée avec un contrôle fin de leur orientation, compte tenu de la puissance de la machine de forage de pieux utilisé, des incertitudes subsistaient quant à l'endommagement potentiel de certains ancrages. Afin de lever les doutes sur des ancrages ayant pu être endommagés sans être recoupés (ancrages pouvant être tordus, leur scellement en partie déstructuré…), une campagne d'essais de contrôle a été réalisée après la réalisation des pieux sur les ancrages possiblement impactés.

4.3. Particularités concernant les ancrages

Les ancrages ont été réalisés avec des foreuses classiques sur chenilles et/ou avec un mât de forage déporté pour les ancrages les plus hauts. Ils ont été forés au moyen de taillants excentriques de diamètre 170 à 185mm. Compte tenu de l'hétérogénéité des terrains à traverser et de la mauvaise tenue sur les premiers mètres, ils étaient tubés en diamètre 152 ou 168mm pour la traversée des éboulis et/ou horizons de rocher très altéré.
A noter que lors de la réalisation des ancrages pour essais de convenance, l'Entreprise a envisagé une réalisation en technique auto-forante mais cette tentative a été rapidement abandonnée du fait de la non maîtrise des forages correspondants.

L'hétérogénéité des terrains rencontrés et les variations importantes des profondeurs d'interface entre les différents horizons (éboulis / rocher très altéré / rocher faiblement altéré) ont nécessité une adaptation des longueurs d'ancrages, appliquée par zone, avec un besoin préalable d'expliciter et de définir conjointement (Maîtrise d'œuvre / Entreprise) des critères d'arrêt (logigramme de décision)

4.4. Particularités et difficultés rencontrées lors de la réalisation des pieux

Pour les pieux situés côté aval de la galerie, et afin d'éviter un report d'efforts horizontaux sur la paroi clouée existante, les pieux (forés à l'intérieur de viroles en béton laissées en place comme réservation lors de la réalisation de la paroi clouée) ont été équipés d'un tubage définitif sur les premiers mètres, de façon à conserver un vide annulaire.

Figure 6 : a) Pose des viroles béton – 2017 b) Réalisation des pieux aval -2018

Malgré les reconnaissances réalisées lors des études préalables aux travaux, le rocher dans lequel vient s'ancrer les pieux de fondations s'est avéré plus dur que prévu et avec une variabilité de profondeur très importante. De ce fait, et malgré les moyens prévus pour réaliser ces pieux forés tubés dans un contexte attendu comme très hétérogène, des difficultés de forages ont rapidement été constatées au démarrage des pieux : usure très importante des outils de forages, casses de matériel, cadences extrêmement réduites pour le forage des pieux dans la partie « rocher »… Il a ainsi été nécessaire d'acheminer rapidement sur chantier du matériel spécifique (kelly renforcé pour la foreuse, tarières progressives spéciales terrain dur, carottier à trépans…)

Figure 7 : a) rocher prélevé en fond de pieu b) carottier à trépans (BAUER)

A titre d'information, il a été mesuré des résistances (Rc) entre 150 et 200 MPa pour le rocher « sain » prélevé en base de pieux et des modules pressiométriques proches de 500 à 600 MPa avec des pressions limites Pl > 12 MPa

La profondeur du toit du rocher « sain » sous la route et dans le versant présentait une variation très importante le long du chantier, impliquant une adaptation de la longueur des pieux à la réalité rencontrée.
Dans un secteur, le toit du rocher « sain » n'a pas été atteint à 35m de profondeur, nécessitant des vérifications complémentaires réalisées lors des études d'exécution selon des modèles de calculs en 3D.

4.5. Autres particularités de l'opération travaux

Suite aux événements importants dans le versant qui se sont produits début 2018 (pendant la période de préparation du chantier), il a été pris la décision de prolonger la galerie après notification du marché de travaux. La gestion de ce prolongement (de l'ordre de 50 % de la longueur initiale) a été assurée par un marché complémentaire de travaux notifié durant la 1ère année de travaux en vue de pouvoir mutualiser les travaux de fondations. La conception de ce prolongement a été réalisée en lien étroit avec le Maître d'Ouvrage et l'Entreprise pour permettre une bonne intégration de ces travaux supplémentaires dans un chantier déjà contraint.
Du fait de la pandémie de Covid-19 au printemps 2020, l'ensemble de l'organisation et de la méthodologie de réalisation de la dalle de couverture de la galerie a dû être repensé pour minimiser l'impact sur le cycle de réalisation ferraillage / coffrage / bétonnage.

5. Conclusions

Après six années de travaux de sécurisation de la RD 328, au lieu-dit La Ravine sur la commune de Taninges, cet important chantier du Département de la Haute-Savoie a pris fin le 22 octobre 2021.
La galerie pare-blocs, d'une longueur de 150 mètres, assure aujourd'hui la sécurité des usagers sur ce tronçon de route historiquement sujet aux éboulements. Ce chantier démontre l'importance d'une étroite collaboration entre Maître d'Ouvrage, Maître d'œuvre et Entreprise pour mener à bien ce type de projet malgré les difficultés et aléas rencontrés au cours des travaux.
Quelques chiffres clés pour illustrer l'importance de l'opération :

- 150 m de longueur de galerie, *prolongés par 20 m de piédroit amont côté Taninges*
- 77 pieux de fondation en béton Ø 1000 mm (cumul ≈ 2 km)
- 9 350 ml d'ancrages – barres Ø 63.5mm
- 2 800 m³ de béton armé
- 820 tonnes d'aciers
- 12 200 m³ de remblais

Le coût total de l'opération au lieu-dit La Ravine s'élève à environ 22.6 M€ TTC.

6. Références bibliographiques

[1] Castellanet D., Jarrin J.P., Rey E., Vignon V., Dufrechou A. – J.A.G. 2017
Diagnostic et suivi d'un mouvement de versant de grande ampleur : le glissement de la « La Ravine » en Haute-Savoie

INTERACTION INERTIELLE SOL-STRUCTURE D'UN MASSIF RENFORCÉ PAR INCLUSIONS RIGIDES

INERTIAL SOIL-STRUCTURE INTERACTION OF SOIL REINFORCED BY RIGID INCLUSIONS

Yuxiang Shen[1,2], Jesús Pérez-Herreros[1], Fahd Cuira[1], Jean-François Semblat[2], Sébastien Burlon[1]
[1] Terrasol, Paris, France
[2] IMSIA (UMR 9219), CNRS, EDF, CEA, ENSTA Paris, Institut Polytechnique de Paris, Palaiseau, France

RÉSUMÉ – Le présent article s'intéresse aux effets d'interaction inertielle d'un massif renforcé par inclusions rigides. Différentes configurations sont étudiées au moyen d'une analyse paramétrique. Les réponses d'un radier sur IR sous chargement inertiel sont analysées de manière séparée pour chaque direction. Les questions de la modélisation du matelas et de l'effet de couplage sont aussi explorées dans ce travail.

ABSTRACT – This paper investigates the inertial interaction effects for soil reinforced by rigid inclusions. Different configurations are studied by means of a parametric study. The inertial behaviours of a foundation on rigid inclusions are analysed separately according to the directions. Several questions regarding the numerical modelling of the load transfer platform and the coupling effect are also explored in this work.

1. Introduction

L'amélioration des sols par inclusions rigides (cf. figure 1) est une solution intéressante pour augmenter la capacité portante statique, permettant d'utiliser les fondations superficielles sur des sols compressibles. Par rapport à la fondation sur pieux, cette technique constitue un bon compromis entre la réduction des tassements effectifs et la diminution des coûts de construction. Par conséquent, plusieurs études numériques et expérimentales ont porté, durant les vingt dernières années, sur la compréhension des mécanismes de fonctionnement de la technique de renforcement du sol avec des inclusions rigides sous chargement statique et cyclique (ex. le projet national ASIRI) et ont permis d'aboutir à des recommandations pratiques pour la profession.

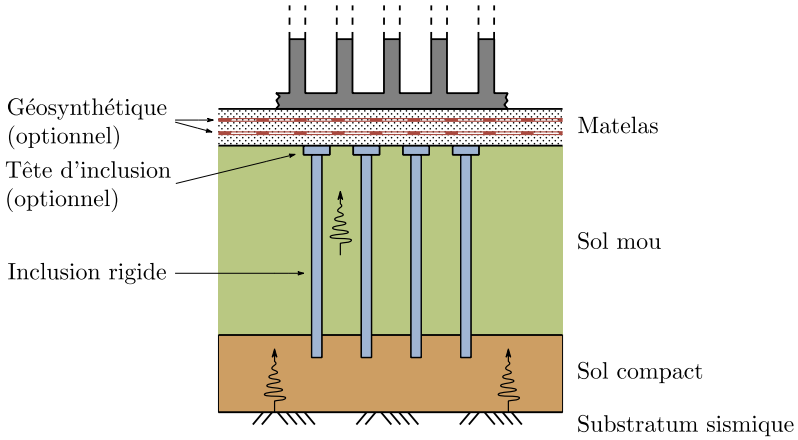


Figure 1. Schéma d'une fondation sur inclusions rigides sous charge sismique

La conception parasismique des structures nécessite de prendre en compte les effets dynamiques d'interaction sol-structure de manière rigoureuse. Cependant, le comportement

de ce type de fondation sous chargement sismique n'a pas encore été étudié de manière intensive (Shen, et al., 2021). Cet article propose donc de quantifier les effets d'interaction inertielle en termes d'impédance dynamique équivalente. Ce travail s'inscrit dans le cadre de la tâche 8 du Projet National ASIRI+ (https://asiriplus.fr/).

Le point de départ de ce travail est constitué par le grand nombre de travaux de recherche et observations déjà disponibles pour les fondations superficielles et profondes sous chargement inertiel (Kaynia, 1982 ; Gazetas, 1984 ; Gazetas, 1992). Ces travaux, complétés lorsque nécessaire par des simulations numériques ponctuelles, donnent aujourd'hui une connaissance précise et éclairée des effets dominant la réponse de ce type de fondations et permettent d'adapter les méthodes de calcul aux caractéristiques de l'ouvrage objet de l'étude (ex. ouvrage souple vs. ouvrage raide).

Compte tenu les caractéristiques du système de fondation sur inclusions rigides, il semble raisonnable de considérer que des phénomènes similaires vont aussi se manifester dans le cas de ce type de fondation (ex. effet de groupe, variation de la raideur et amortissement apparentes avec la fréquence, etc.). Cependant, la vraisemblance entre la réponse des différents modes de fondation n'a pas encore été abordée de manière détaillée et les quelques études préliminaires disponibles dans la littérature traitant la réponse inertielle des fondations sur inclusions rigides se sont focalisés pour l'instant à des aspects particulières de la réponse, comme la souplesse de la fondation (Okyay et al., 2012 ; Messioud et al., 2016).

Aussi, la question de l'adaptation des modèles et hypothèses de calcul usuellement mises en œuvre dans les bureaux d'études (ex. modélisation explicite des éléments de fondation vs. approche par milieu homogène équivalent) n'a pas encore été abordée de manière détaillée.

2. Cadre de l'étude

2.1. Principe de modélisation

Plusieurs méthodes peuvent être utilisées pour étudier le problème dynamique d'interaction sol-structure, telles que l'approche directe, l'approche de sous-structures, les approches de type Winkler ou macro-élément (Pérez-Herreros et al., 2017). Lorsqu'un modèle linéaire équivalent peut être utilisé pour approcher le comportement viscoélastique du profil de sol, la méthode de sous-structures devient applicable. Elle permet de résoudre, sous l'hypothèse de linéarité, le problème de l'ISS en plusieurs étapes successives. Un exemple de ce type d'approche est le théorème de superposition de Kausel et al. (1978), qui permet, de résoudre le problème d'interaction en trois étapes, comme illustré sur la figure 2.

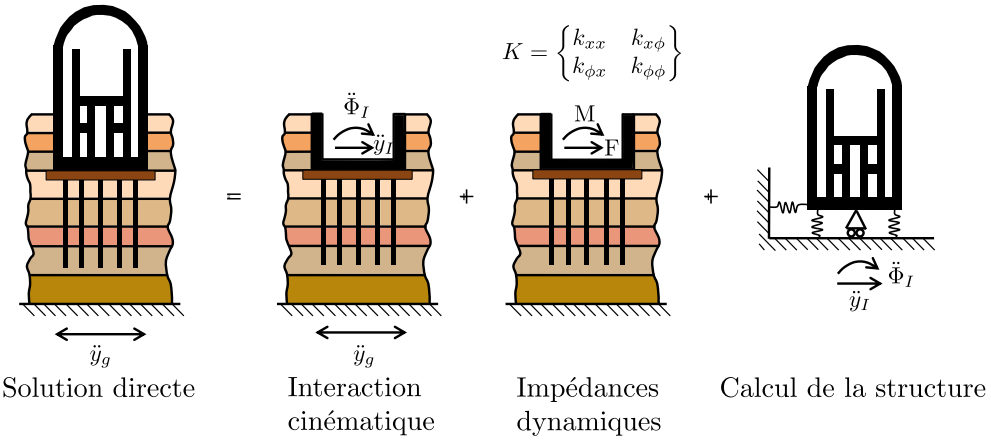


Figure 2. Approche de sous-structures appliqué à l'étude d'une structure sur inclusions rigides

Le travail présenté dans cet article s'inscrit dans le cadre de cette décomposition et se focalise sur la deuxième étape. La résolution du problème est faite dans le domaine

fréquentiel au moyen d'un modèle hybride BEM-FEM bâti sous le programme SASSI2010 (Ostadan et al., 2000), qui permet de tenir compte de manière appropriée de la propagation des ondes dans le sol et de l'interaction dynamique inclusion-sol-inclusion.

Dans ce modèle, le sol est modélisé par des couches horizontales avec un comportement viscoélastique sur un substratum semi infini. Le radier est représenté par un réseau tridimensionnel de poutres rigides et non pensantes. Les inclusions sont modélisées par des éléments de poutre (désolidarisés du radier). Le sol et la fondation interagissent au droit des nœuds communs entre les deux matériaux, également appelés nœuds d'interaction. La plate-forme de transfert de charge est modélisée par des éléments volumiques hexaédriques. Un maillage suffisamment fin est utilisé afin de garantir la propagation correcte des ondes dynamiques sur la plage de fréquences d'intérêt (la plus grande dimension est inférieure à 1/8^{e} de la longueur d'onde la plus courte).

2.2. Configuration étudiée

Le profil de sol considéré dans cette étude est constitué de deux couches de sol et un substratum : une couche de sol mou de 10 m d'épaisseur et une couche de sol plus compact de 5 m d'épaisseur reposant sur le substratum rocheux. Leurs propriétés sont indiquées dans le tableau 1.

Tableau 1. Propriétés mécaniques du sol et de la fondation utilisées dans les analyses

	Sol mou	Sol compact	Rocher	Matelas	Inclusions
Module de cisaillement G (MPa)	45	320	2 500	125	12 500
Vitesse des ondes de cisaillement Vs (m/s)	150	400	1 000	250	2 236
Coefficient de Poisson v (-)	0.45	0.45	0.45	0.35	0.2
Masse volumique ρ (t/m^3)	2.0	2.0	2.5	2.0	2.5
Taux d'amortissement matériel ξ (-)	0.05	0.05	0.05	0.05	0

La configuration étudiée est présentée sur la figure 3. Elle est constituée d'un radier rigide carré de largeur 10 m installé sur une plate-forme de transfert d'une épaisseur de 0.5 m, avec un débord de 0.5 m. Les inclusions rigides sont de 0.42 m de diamètre, 10 m de longueur et sont encastrées de 0.5 m dans le sol compact. L'entraxe des inclusions est égal à 2 m. Il convient de noter que les inclusions rigides avec ce diamètre peuvent être considérées comme flexibles vis-à-vis de leur réponse transversale, autrement dit, la longueur totale est supérieure à 3 fois la longueur de transfert (Brûlé et Cuira, 2017).

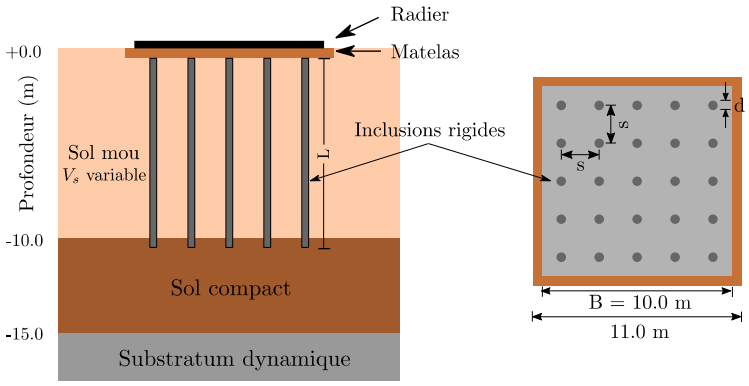


Figure 3 : Schéma de la configuration de référence utilisée dans l'étude paramétrique

2.3. Impédance dynamique d'une fondation sur inclusions rigides

On étudie ici la notion d'impédance dynamique appliquée au cas d'une fondation sur inclusions rigides. L'impédance dynamique d'une fondation est définie comme le rapport entre la force (ou le moment) harmonique $\boldsymbol{F}$ et le déplacement (ou la rotation) harmonique

résultant en régime permanent $\boldsymbol{U}$ au centroïde de la fondation sans masse. Par définition, les impédances dynamiques sont exprimées comme $\boldsymbol{Z} = \boldsymbol{F}/\boldsymbol{U}$.

En raison de la présence d'un certain amortissement, le déplacement résultant $\boldsymbol{U}$ est souvent déphasé par rapport à la force $\boldsymbol{F}$ appliquée. Les fonctions d'impédance sont donc définies en notation complexe sous la forme $\boldsymbol{Z}(\omega) = \boldsymbol{K}(\omega) + i\omega\boldsymbol{C}(\omega)$ où $\boldsymbol{K}(\omega)$ et $\boldsymbol{C}(\omega)$ varient en fonction de la pulsation ω. La partie réelle $\boldsymbol{K}$ est communément appelée « raideur dynamique » et la partie imaginaire $\omega\boldsymbol{C}$ reflète le cumul des amortissements radiatif (ou géométrique) et matériel (ou interne) générés dans le système de fondation.

A partir de la configuration de référence présentée au §2.2, on mènera une étude paramétrique en faisant varier plusieurs paramètres. Ainsi, les groupes des configurations B, C et D sont générés en faisant varier le rapport de rigidité inclusion-sol E_p/E_s, l'élancement d'inclusion L/d, le rapport entre l'espacement et le diamètre d'inclusion s/d, et le nombre d'inclusion, respectivement. Les caractéristiques principales des différentes configurations sont synthétisées dans le tableau 2 et la figure 4.

Tableau 2. Principales caractéristiques des configurations utilisées dans l'étude paramétrique

Groupe	Cas	f_1* (Hz)	B/L	L/d	E_p/E_s	s/d
A	01	3.50	1.0	23.8	230	4.76
B	01	2.42	1.0	23.8	517	4.76
	02	4.43	"	"	129	4.76
C	01	3.50	1.0	31.3	230	6.25
	02	"	"	19.2	"	3.85
D	01	3.50	1.0	23.8	230	3.57
	02	"	"	"	"	5.95

* fréquence propre de la colonne de sol tenant compte des couches de sol mou et de sol compact sur un substratum infiniment rigide.

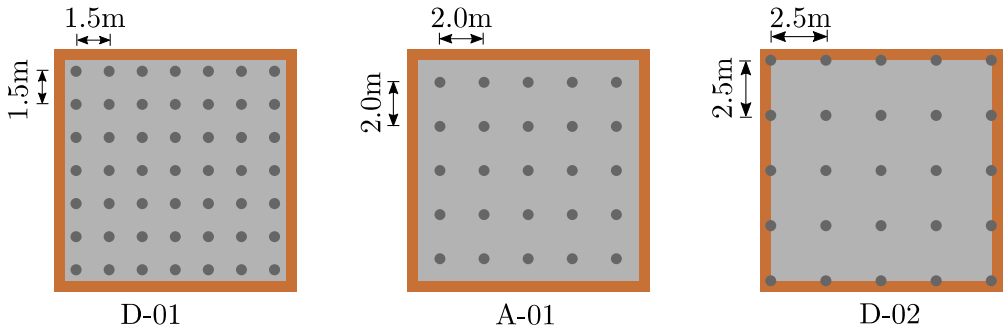
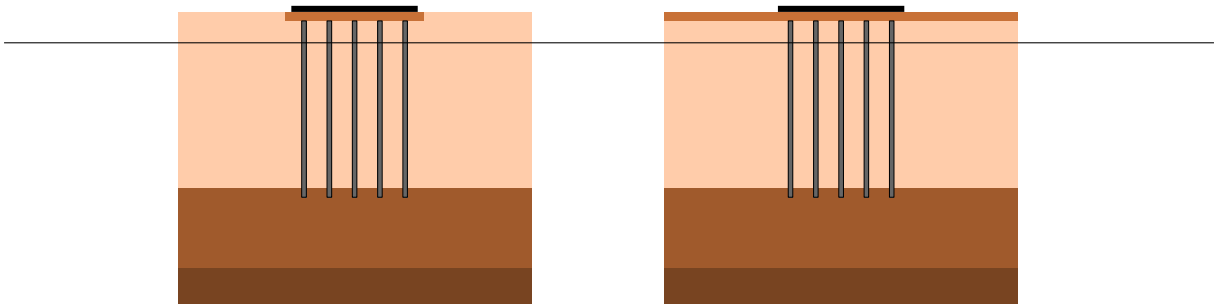


Figure 4. Plusieurs implémentations des inclusions rigides avec différents espacements

3. Etudes paramétriques

3.1. Impact de la modélisation de la plate-forme de transfert

A la différence d'une fondation sur pieux, les têtes des inclusions rigides ne sont pas structurellement liées à la structure portée. La mise en œuvre d'un matelas d'une épaisseur minimale servant comme couche de répartition assure le transfert de la descente des charges de l'ouvrage aux inclusions. Le matelas est globalement plus résistant et moins compressible que le sol à renforcer et est souvent représenté dans les modèles de calcul « statiques » sous la forme d'une nouvelle couche de sol. Cette simplification est raisonnable vis-à-vis de l'étude des charges statiques (verticales) du fait de l'extension limitée de la zone d'influence de la fondation. Cependant, ce raisonnement n'est pas applicable sous chargement dynamique et notamment vis-à-vis du mode de réponse horizontale (effet diaphragme). Par conséquent, il est intéressant d'étudier l'impact du choix de modélisation de la plate-forme de transfert de charge sur la réponse de la fondation (cf. figure 5).



(a) Modélisation avec matelas fini (M_f) (b) Modélisation avec matelas infini (M_∞)

Figure 5. Fondation sur IR avec deux types de modélisation du matelas : (a) modélisation explicite et (b) modélisation sous la forme d'une couche de sol de largeur infinie

Une série d'études est réalisée en faisant varier le rapport de vitesse de propagation des ondes de cisaillement entre le matelas et le sol mou, V_m/V_{sm}. Les résultats sont présentés sur la figure 6 en termes du rapport des raideurs dynamiques obtenues avec les deux modélisations K_{M_f}/K_{M_∞} et en fonction de la fréquence normalisée f/f_1.

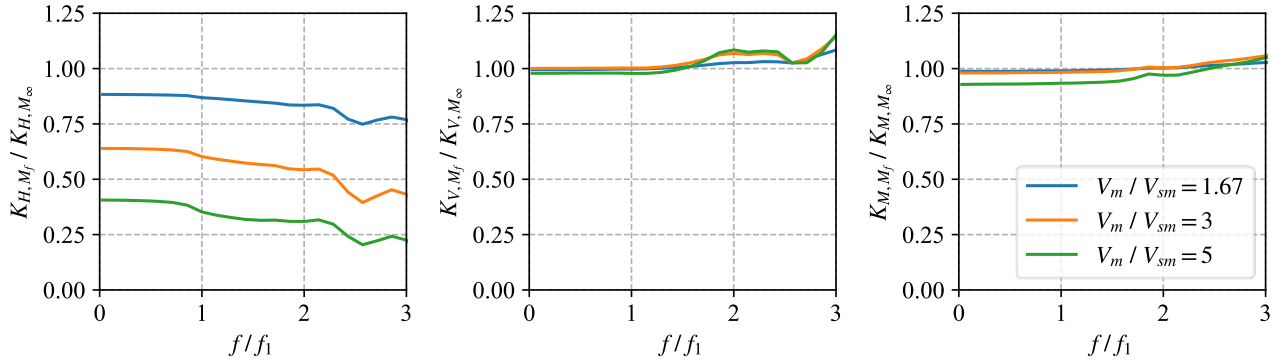


Figure 6. Rapport des raideurs dynamiques entre deux modélisations

Il est intéressant de constater que les raideurs verticale et rotationnelle sont peu impactées par le type de modélisation. Cependant, une différence significative est observée en termes de raideur horizontale et qui augmente lorsque le contraste de raideur entre le matelas et le sol en place augmente. Cette différence est expliquée par le développement d'un effet de diaphragme lorsque le matelas est représenté par une couche de sol de largeur infinie au lieu d'une modélisation explicite. Assimiler le matelas à une couche de sol infinie peut donc être de nature à surestimer la raideur dynamique horizontale dans un rapport de 1.5 à 2.0.

3.2. Comportement horizontal des fondations sur inclusions rigides

La disposition des inclusions présente une anisotropie mécanique dans le sol renforcé. Cela justifie dans la pratique le recours à des analyses séparées des comportements horizontal, vertical et rotationnel. Pour les taux de substitution habituels (de l'ordre de 2 à 5% pour les cas courants), la présence des inclusions exerce une influence négligeable sur la rigidité au cisaillement du massif renforcé et il apparaît légitime d'estimer l'impédance dynamique horizontale en négligeant la contribution des inclusions. Les raideurs horizontales d'un radier fondé sur inclusions rigides ($K_{H,IR}$) sont donc comparées avec celles obtenues pour la même configuration sans inclusions rigides ($K_{H,FS}$). Les deux systèmes de fondation sont illustrés sur la figure 7.

Selon la figure 8, pour des fréquences n'excédant pas 2 fois la fréquence propre du terrain ($f/f_1 < 2$) et pour toutes les configurations testées, l'impédance dynamique horizontale d'un radier sur sol renforcé par inclusions est quasi-identique à celle d'un radier sur sol non

renforcé. Pour des fréquences d'ISS élevées (cas d'une structure très rigide par exemple), des écarts apparaissent mais n'excèdent pas 10 à 20%.

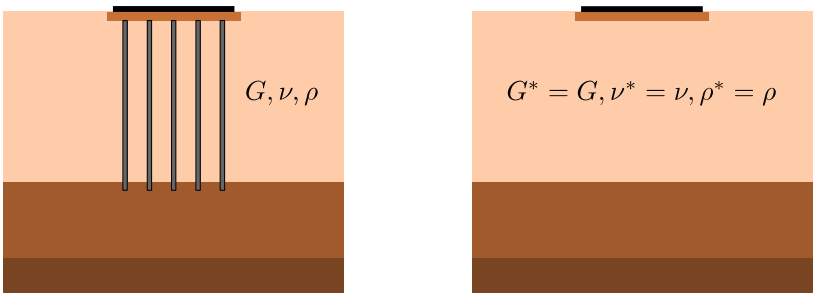
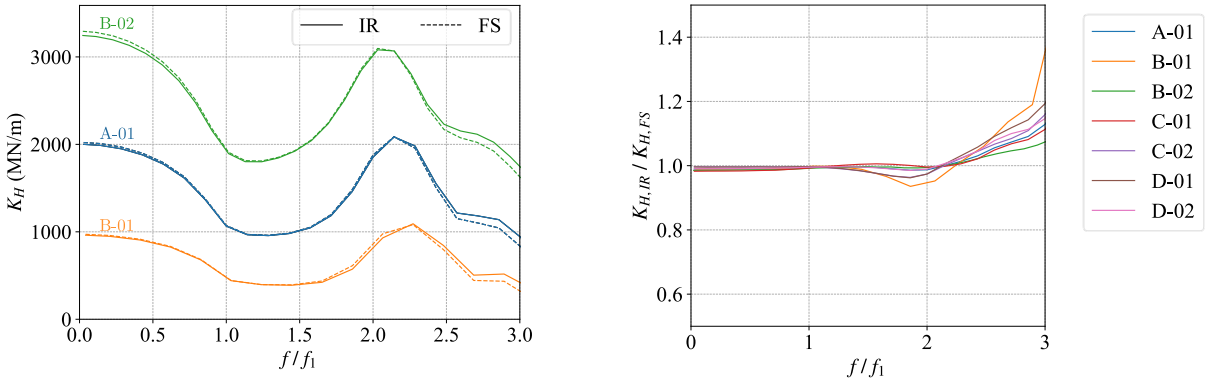


Figure 7. Fondation sur inclusions rigides (IR) et fondation supercielle sur matelas (FS)

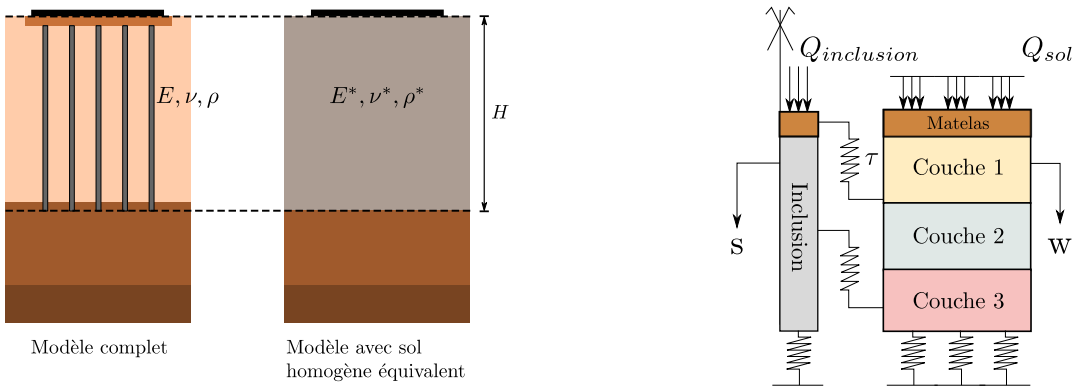


(a) (b)

Figure 8. Comparaison de la raideur horizontale d'une fondation sur inclusions rigides (IR) à celle d'une fondation superficielle sur matelas (FS) : (a) évolution de la raideur et (b) du rapport

3.3. *Comportement vertical et rotationnel des fondations sur inclusions rigides*

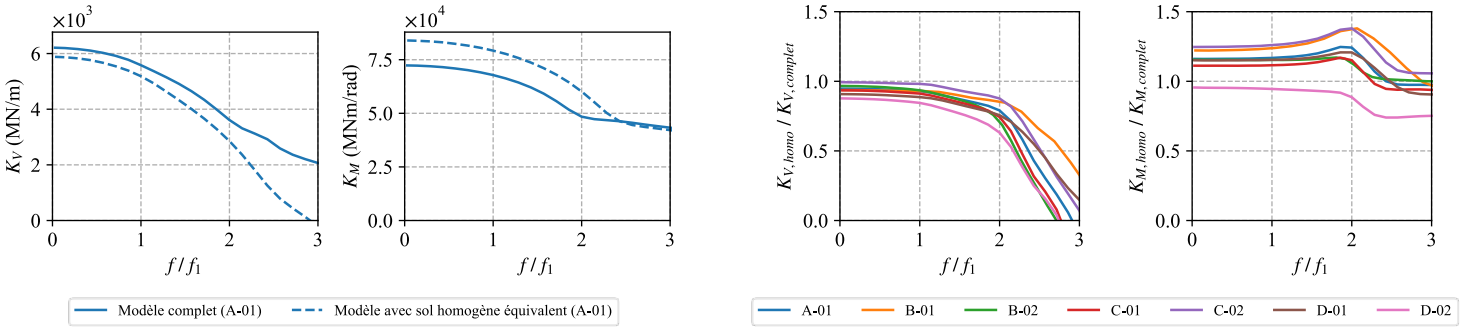
Ce paragraphe s'intéresse aux réponses verticale et rotationnelle des fondations sur inclusions rigides. On compare pour cela l'impédance obtenue par un modèle explicitant le sol et les inclusions avec une modélisation simplifiée dans laquelle le sol renforcé est représenté par une couche élastique homogène de module équivalent E^* (cf. figure 9(a)). Le module équivalent E^* est obtenu au préalable à l'aide d'un modèle de cellule élémentaire (cf. figure 9(b)) mené à l'aide du programme Taspie+ développé par Terrasol, basé sur une généralisation du modèle t-z (Cuira et Simon, 2009 ; Cuira et Simon, 2013 ; Alzate et al., 2022). La figure 10 présente le résultat de cette comparaison.



(a) (b)

Figure 9. Modèle de calcul de la réponse verticale et à rotation d'une fondation sur IR : (a) modèle complet et modèle avec sol homogène équivalent et (b) cellule élémentaire sol-inclusion

La figure 10 montre que, pour des fréquences d'ISS allant jusqu'à 2 fois la fréquence propre du sol, les impédances (verticale et rotationnelle) calculées par le modèle complet est voisine de celle issu d'un modèle sur sol homogène équivalent, avec un écart qui n'excèdent pas 10%. Pour des fréquences d'ISS plus élevées, les effets dynamiques sont plus marquants et l'écart entre les deux approches peut devenir significatif (particulièrement pour le mode vertical).



(a) (b)

Figure 10. (a) Comparaison des impédances verticales et à rotation et (b) rapport entre les impédances calculées avec un modèle avec sol homogène équivalent et un modèle complet

3.4. *Impact des termes de couplages*

La réponse d'une fondation (rigide) sur sol renforcé par inclusions rigides peut être représentée théoriquement par une matrice de souplesse 6x6 $\mathbf{S}(\omega)$ reliant, en écriture complexe, les forces appliquées $\mathbf{F}(\omega)$ aux déplacements $\mathbf{U}(\omega)$. L'inversion de cette matrice $\mathbf{S}(\omega)$ permet d'établir la matrice d'impédance : $\mathbf{Z}(\omega) = [\mathbf{S}(\omega)]^{-1}$. En toute rigueur, cette matrice n'est pas diagonale. Les termes non-diagonaux reflètent les effets de couplage qui subsistent entre les mouvements transitionnels et rotationnels. Pour une fondation superficielle, on peut négliger avec une approximation suffisante ces effets de couplage (et donc les termes non diagonaux). Pour une fondation sur pieux, négliger ces effets peut fausser les résultats dans des proportions significatives. Pour une fondation sur inclusions, la question mérite d'être traitée. C'est l'objet du présent paragraphe.

On désigne par $\mathbf{Z}^{\mathrm{app}}(\omega)$ la matrice d'impédances diagonale obtenue en négligeant les termes non diagonaux de la matrice de souplesse $\mathbf{S}(\omega)$. La comparaison de $\mathbf{Z}^{\mathrm{app}}(\omega)$ et $\mathbf{Z}(\omega)$ permet d'évaluer l'importance des effets de couplage. Les comparaisons pour le cas A-01, C-01 et C-02 sont présentées dans la figure 11. Les résultats obtenus témoignent d'un comportement similaire à celui d'une fondation superficielle pour laquelle les effets de couplage jouent un rôle limité.

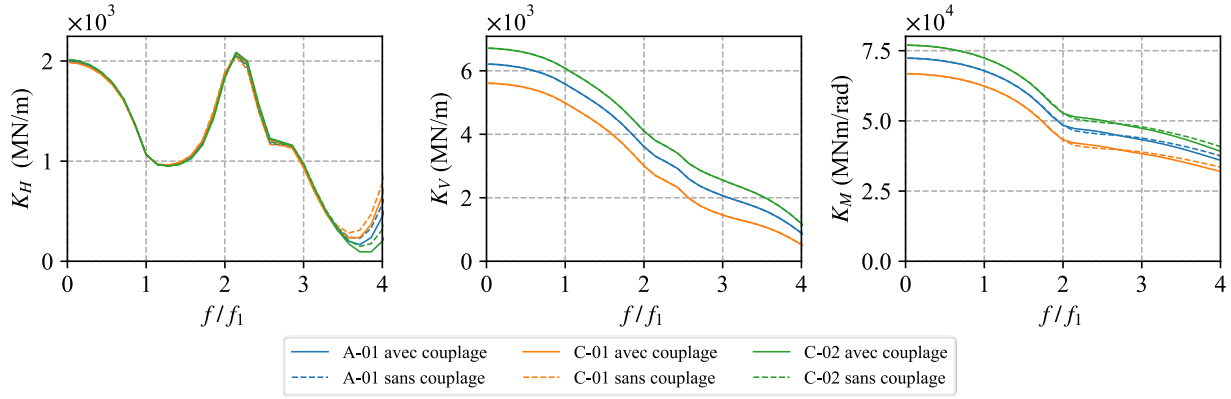


Figure 11. Comparaisons des raideurs dynamiques avec/sans effet de couplage pour le groupe C

4. Conclusions

Une étude numérique a été présentée afin d'identifier les effets d'interaction inertielle d'un massif renforcé par inclusions rigides. Il a pu être observé que le comportement inertiel est fortement dépendant de la fréquence, pouvant subir des diminutions ou amplifications en raison de l'effet d'interaction dynamique.

Pour le mode horizontal, le comportement observé est très proche de celui d'un radier fondé sur sol non renforcé. Cela implique que les inclusions rigides n'impactent pas la rigidité horizontale de la fondation (pour les taux de substitution usuels). Il a par ailleurs été constaté que la modélisation du matelas sous la forme d'une couche de sol de largeur infinie peut être de nature à surestimer de façon notable l'impédance de la fondation.

Pour les modes vertical et rotationnel, les résultats d'un modèle complet ont été comparés à ceux d'une modélisation simplifiée sur sol homogène équivalent. Les résultats mettent évidence la capacité des modèles simplifiés à rendre compte du comportement dynamique pour des fréquences d'ISS allant jusqu'à 2 fois la fréquence propre du terrain. Cette simplification semble cependant être mise en défaut pour des fréquences d'ISS plus élevées.

Enfin, il a été observé que les effets de couplage entre les modes translationnels et rotationnels sont négligeables pour les fondations sur inclusions rigides.

5. Références bibliographiques

Alzate A.M., Frattini N., Cuira F., Simon B. (2022). Quelques considérations pratiques autour du calcul des semelles et radiers sur inclusions rigides. Proceedings, 11th JNGG.

Brûlé S., Cuira F. (2018). Pratique de l'interaction sol-structure sous séisme. AFNOR, Paris.

Cuira F., Simon B. (2009). Deux outils simples pour traiter des interactions complexes d'un massif renforcé par inclusions rigides. Proceedings, 17th ICSMGE. pp.1550-1553.

Cuira F., Simon B. (2013). Prise en compte des effets de bord dans un massif renforcé par inclusions rigides. Proceedings, 18th ICSMGE. pp.1955-1958.

Gazetas G. (1984). Seismic response of end-bearing single piles. International Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering, vol.3, no°2, pp.82-93.

Gazetas G. (1991). Formulas and charts for impedances of surface and embedded foundations. Journal of geotechnical engineering, vol.117, no°9, pp.1363-1381.

Kausel E., Whitman R.V., Morray J.P., Elsabee F. (1978). The spring method for embedded foundations. Nuclear Engineering and Design, vol. 48, no°2-3, pp. 377-392.

Kaynia A. M. (1982). Dynamic stiffness and seismic response of pile groups. PhD thesis, Massachusetts Institute of Technology, January 1982.

Messioud S., Okyay U. S., Sbartai B., Dias D. (2016). Dynamic response of pile reinforced soils and piled foundations. Geotechnical and Geological En., vol.34, no°3, pp.789-805.

Okyay U. S., Dias D., Billion P., Vandeputte D., Courtois A. (2012). Impedance functions of slab foundations with rigid piles. Geotechnical and Geological En., vol.30, no°4, pp.1013-1024.

Ostadan F., Chen C., Lysmer J. (2000). SASSI2000: A system for analysis of soil-structure interaction. University of California, Berkeley, CA, USA.

Pérez-Herreros J., Cuira F., Kotronis P., Escoffier S. (2017). Etat de l'art sur les méthodes de calcul d'un pieu et d'un groupe de pieux sous chargement sismiques. Proceedings, 19th ICSMGE. pp. 1573-1576.

Shen Y., Pérez-Herreros J., Cuira F., Semblat J.F., Burlon S. (2021). Dynamic response of shallow foundations on reinforced soil with rigid inclusions. Proceedings, 17th WCEE.

INTERACTION CINÉMATIQUE SOL-STRUCTURE D'UN MASSIF RENFORCÉ PAR INCLUSIONS RIGIDES SOUS SÉISME

KINEMATIC SOIL-STRUCTURE INTERACTION OF SOIL REINFORCED BY RIGID INCLUSIONS UNDER EARTHQUAKE

Yuxiang Shen[1,2], Jesús Pérez-Herreros[1], Fahd Cuira[1], Jean-François Semblat[2], Sébastien Burlon[1]
[1] Terrasol, Paris, France
[2] IMSIA (UMR 9219), CNRS, EDF, CEA, ENSTA Paris, Institut Polytechnique de Paris, Palaiseau, France

RÉSUMÉ – Le présent article s'intéresse aux effets d'interaction cinématique sous séisme d'un massif renforcé par inclusions rigides. Différentes configurations sont étudiées au moyen d'une analyse paramétrique. Les résultats sont aussi confrontés à ceux obtenus pour d'autres types de fondations. Les moments cinématiques sont calculés et comparés avec l'approche pseudo-statique.

ABSTRACT – This paper investigates the kinematic interaction effects under earthquake for soil reinforced by rigids inclusions. Different configurations are studied by means of a parametric analysis. The results are also compared with those obtained for shallow foundations and pile foundations. The kinematic moments are calculated et compared with the pseudo-static approach.

1. Introduction

La technique de renforcement des sols par inclusions rigides (cf. figure 1) est une solution de fondation qui présente des avantages techniques et économiques décisifs par rapport au concept conventionnel de fondation sur pieux. Cette technique a fait l'objet, durant les vingt dernières années, de plusieurs études et travaux de recherche qui ont permis d'aboutir à des recommandations pratiques telles que celles du projet national ASIRI (2012). Les études se sont intéressées principalement au comportement statique des fondations sur inclusions rigides. Le comportement sous chargement vibratoire et sismique n'a pas encore reçu la même attention. Cet article propose de quantifier les effets d'interaction cinématique sous séisme. Ce travail s'inscrit dans le cadre de la tâche 8 du Projet National ASIRI+ (https://asiriplus.fr/).

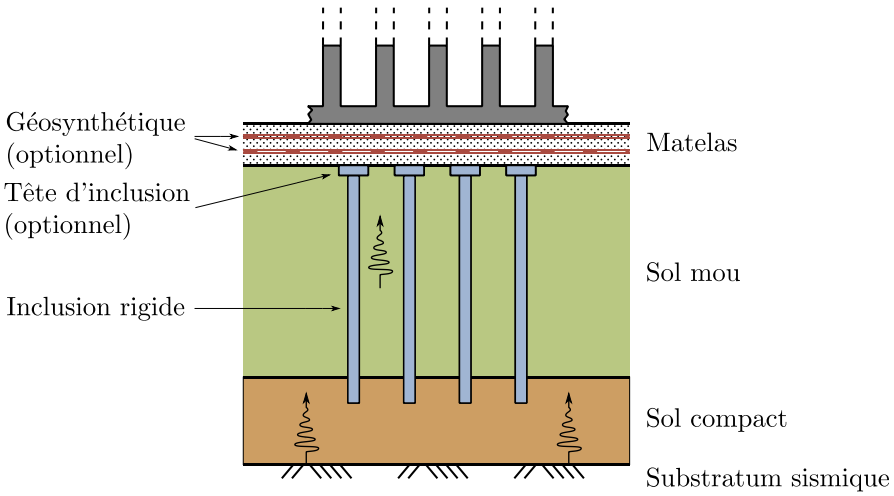


Figure 1. Schéma d'une fondation sur inclusions rigides sous séisme

Le phénomène d'interaction cinématique est un mécanisme d'interaction sol-structure lié au contraste de rigidité entre le sol et les éléments de fondation qui y sont incorporés. En particulier, dans le cas d'un renforcement par inclusions rigides, la présence de celles-ci peut être de nature à :

- Influer sur la propagation des ondes sismiques et modifier l'action sismique incidente sur la structure portée (amplitude et contenu fréquentiel) ;
- Induire des sollicitations additionnelles (flexion, cisaillement) dans les inclusions rigides, en plus de celles liées à la vibration propre de la structure portée.

Pour appréhender ce phénomène, la pratique actuelle des études d'ingénierie est basée sur les principes suivants :

- Pour les taux de substitution surfaciques usuels, la présence des inclusions exerce une influence limitée sur l'action sismique incidente et la rigidité au cisaillement du terrain renforcé ;
- Les sollicitations additionnelles sont obtenues de façon découplée à partir de modèles p-y pseudo-statiques dans lesquels l'effet cinématique est introduit comme une déformée libre du sol correspondant à son mode de vibration fondamental ;

La présente étude s'appuie sur une série de modélisations dynamiques couvrant différentes configurations (inspirées de projets réels) et visant à vérifier les capacités et limites des méthodes usuelles dans les études d'ingénierie.

2. Cadre de l'étude

2.1. Principe de modélisation

Plusieurs méthodes peuvent être utilisées pour étudier le problème dynamique d'interaction sol-structure, telles que l'approche directe, l'approche de sous-structures, les approches de type Winkler ou macro-élément (Pérez-Herreros et al., 2017).

Lorsqu'un modèle linéaire équivalent peut être utilisé pour approcher le comportement viscoélastique du profil de sol, la méthode de sous-structures devient applicable. Elle permet de résoudre, sous l'hypothèse de linéarité, le problème de l'ISS en plusieurs étapes successives. La possibilité de simplifier ou de négliger certaines de ces étapes (sous certaines conditions) rend cette approche intéressante et explique en partie qu'elle soit largement adoptée dans les bureaux d'études.

Un exemple de ce type d'approche est le théorème de superposition de Kausel et al. (1978), qui permet de résoudre le problème d'interaction en trois étapes : 1) Calcul de l'interaction cinématique pour déterminer l'action sismique introduite à la base de la structure ; 2) Calcul des fonctions d'impédances dynamiques ; 3) Calcul de la réponse dynamique de la structure en considérant les effets d'ISS à sa base, comme illustré sur la figure 2. Cette approche est souvent combinée à des modèles de type Winkler pour la détermination des efforts d'origine cinématique et inertiel dans les éléments de fondation.

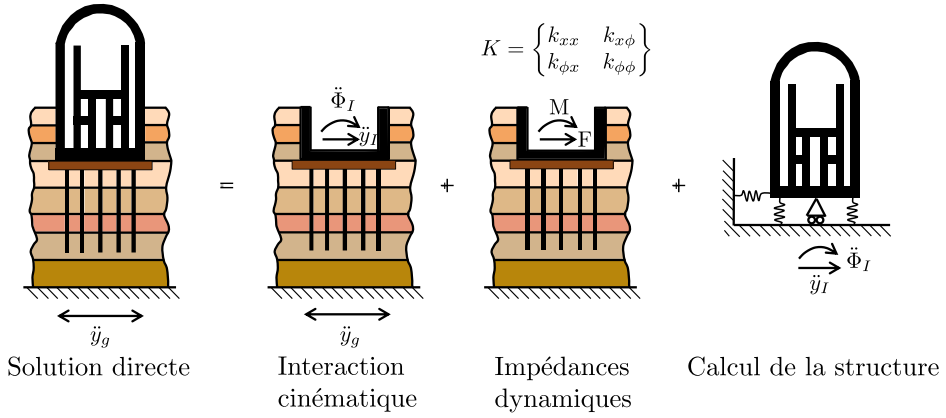


Figure 2. Approche de sous-structures appliqué à l'étude d'une structure sur inclusions rigides

Le travail présenté dans cet article s'inscrit dans le cadre de cette décomposition et se focalise sur la première étape. La résolution du problème est faite dans le domaine fréquentiel au moyen d'un modèle hybride BEM-FEM bâti sous le programme SASSI2010 (Ostadan et al., 2000), qui permet de tenir compte de manière appropriée de la propagation des ondes dans le sol et de l'interaction dynamique inclusion-sol-inclusion.

Dans ce modèle, le sol est modélisé par des couches horizontales avec un comportement viscoélastique et d'un substratum semi infini. Le radier est représenté par un réseau tridimensionnel de poutres rigides et non pesantes. Les inclusions sont modélisées par des éléments de poutre (désolidarisés du radier). La modélisation des inclusions par des éléments de poutre et non par des éléments volumiques a un faible impact sur la réponse dynamique des groupes d'inclusions (Mánica et al., 2016). Le sol et la fondation interagissent au droit des nœuds communs entre les deux matériaux, également appelés nœuds d'interaction. La plate-forme de transfert de charge est modélisée par des éléments volumiques hexaédriques à 8 nœuds. Un maillage suffisamment fin est utilisé afin de garantir la propagation correcte des ondes dynamiques sur la plage de fréquences d'intérêt (la plus grande dimension est inférieure à 1/8^{e} de la longueur d'onde la plus courte).

2.2. Configuration étudiée

La solution de renforcement par inclusions rigides est généralement recherchée pour augmenter la portance et réduire les tassements sous charge statique. Cela correspond souvent à des profils de sol identifiables comme classe D ou E selon l'EC8. Le profil de sol considéré dans cette étude est ainsi constitué de deux couches de sol et un substratum : une couche sol mou de 10 m d'épaisseur et une couche de sol plus compact de 5 m d'épaisseur reposant sur le substratum rocheux. Les propriétés mécaniques du modèle sont indiquées dans le tableau 1.

Tableau 1. Propriétés mécaniques du sol et de la fondation utilisées dans les analyses

	Sol mou	Sol compact	Rocher	Matelas	Inclusions
Module de cisaillement G (MPa)	45	320	2 500	125	12 500
Vitesse des ondes de cisaillement Vs (m/s)	150	400	1 000	250	2 236
Coefficient de Poisson v (-)	0.45	0.45	0.45	0.35	0.2
Masse volumique ρ (t/m^3)	2.0	2.0	2.5	2.0	2.5
Taux d'amortissement matériel ξ (-)	0.05	0.05	0.05	0.05	0

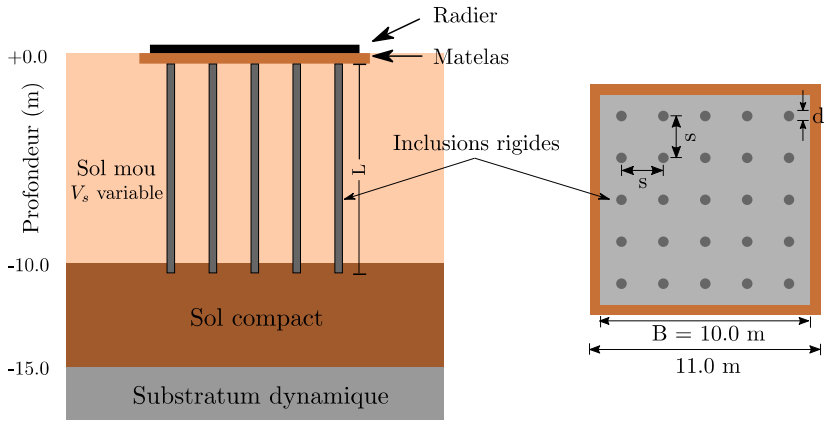


Figure 3. Schéma de la configuration de référence utilisée dans l'étude paramétrique

La configuration étudiée est présentée sur la figure 3. Elle est constituée d'un radier rigide carré de largeur 10 m installé sur une plate-forme de transfert d'une épaisseur de 0.5 m, avec un débord de 0.5 m. Les inclusions rigides sont de 0.42 m de diamètre, 10 m de longueur et sont encastrées de 0.5 m dans le sol compact. L'entraxe des inclusions est

égal à 2 m. Il convient de noter que les inclusions rigides avec ce diamètre peuvent être considérées comme flexibles vis-à-vis de leur réponse transversale, autrement dit, la longueur totale est supérieure à 3 fois la longueur de transfert (Brûlé et Cuira, 2017).

3. Facteur d'interaction cinématique d'une fondation sur inclusions rigides

On étudie ici la notion de facteur d'interaction cinématique I appliquée au cas d'une fondation sur inclusions rigides. Ce facteur est défini conventionnellement comme le rapport entre le déplacement maximal au centre de la fondation sur inclusions rigides, noté u_p, et celui que l'on obtiendrait en champ libre, noté u_0. L'étude est réalisée dans le domaine fréquentiel. La variation du facteur d'interaction cinématique est ensuite représentée en fonction de la fréquence adimensionnelle F définie selon le formalisme proposé par Gazetas (1984) pour les groupes de pieux :

$$F = \frac{f}{f_1}\left(\frac{L}{d}\right)^{-0.35}\left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0.5}\left(\frac{s}{d}\right)^{0.2} \quad (1)$$

Où f est la fréquence de calcul, f_1 la fréquence propre de la colonne de sol, E_p/E_s le rapport entre le module de l'inclusion et celui du sol, L/d le rapport entre la longueur de l'inclusion et son diamètre, et s/d le rapport entre l'entraxe et le diamètre des inclusions.

A partir de la configuration de référence présentée au §2.2, on mène une étude paramétrique en faisant varier la rigidité du sol mou, le diamètre des inclusions ainsi que leur entraxe. Les paramètres des différentes configurations sont donnés dans le tableau 2 et sur la figure 4.

Tableau 2. Principales caractéristiques des configurations utilisées dans l'étude paramétrique

Groupe	Cas	f_1*(Hz)	L/d	E_p/E_s	s/d
A	01	3.50	23.8	230	4.76
B	01 02	2.42 4.43	23.8 "	517 129	4.76 4.76
C	01 02	3.50 "	31.3 19.2	230 "	6.25 3.85
D	01 02	3.50 "	23.8 "	230 "	3.57 5.95

* fréquence propre de la colonne de sol tenant compte des couches de sol mou et de sol compact sur un substratum infiniment rigide.

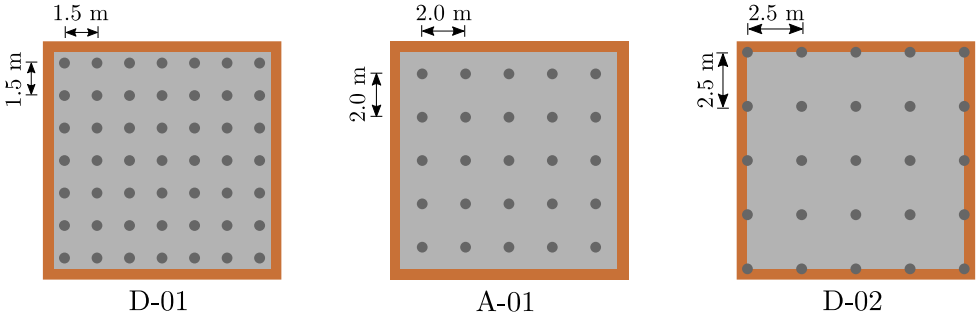


Figure 4. Plusieurs implantations des inclusions rigides avec différents espacements

Les résultats sont présentés sur la figure 5. L'ensemble des résultats met en évidence une diminution de l'amplitude de la sollicitation au-delà d'une certaine fréquence. Cela montre que la présence des inclusions peut jouer le rôle d'un filtre hautes-fréquences qui impacterait le signal arrivant à la base de l'ouvrage, ce qui aura un effet a priori bénéfique sur la réponse de la structure. Cette observation est dans la continuité de celles disponibles dans la littérature pour les fondations profondes (Kaynia et Kausel, 1982). La diminution

maximale de l'amplitude du signal à haute fréquence atteint 20% pour la configuration C-02.

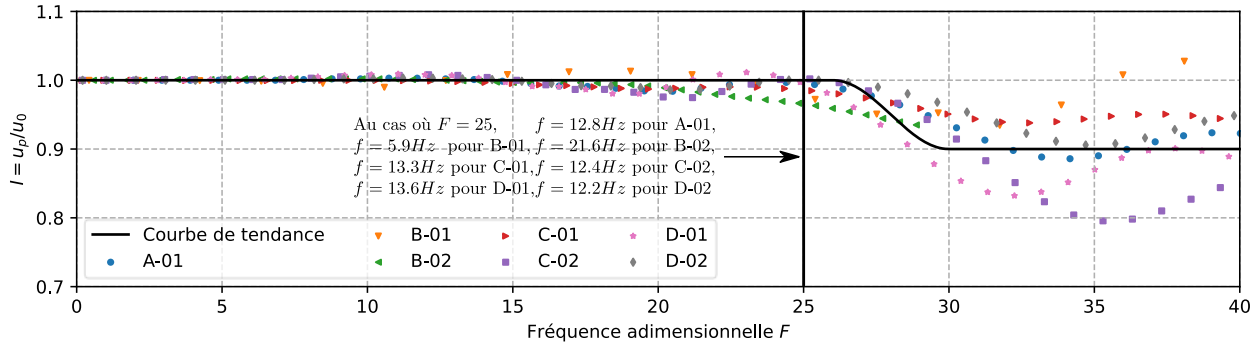


Figure 5. Facteur d'interaction cinématique en fonction de la fréquence adimensionnelle F

4. Etude de la réponse sismique d'une fondation sur inclusions rigides

4.1. Action sismique

On étudie ici l'effet d'interaction cinématique pour une fondation sur inclusions rigides soumise à un mouvement sismique. L'action sismique est caractérisée à partir du spectre de réponse élastique défini dans l'Eurocode 8 pour une zone de sismicité IV, un ouvrage de catégorie d'importance III et un profil de sol de type E. On génère ensuite cinq accélérogrammes artificiels compatibles avec ledit spectre avec une durée de la phase forte de 20 secondes en utilisant la formulation proposée par Vanmarcke at al. (1976), ce qui permet d'établir une relation entre le spectre cible et la densité spectrale de puissance.

La figure 6 présente les spectres de réponse à 5% d'amortissement pour chacun des accélérogrammes calculés (courbes pointillées), le spectre moyen des cinq accélérogrammes (courbe en rouge) ainsi que le spectre cible (courbe en noir).

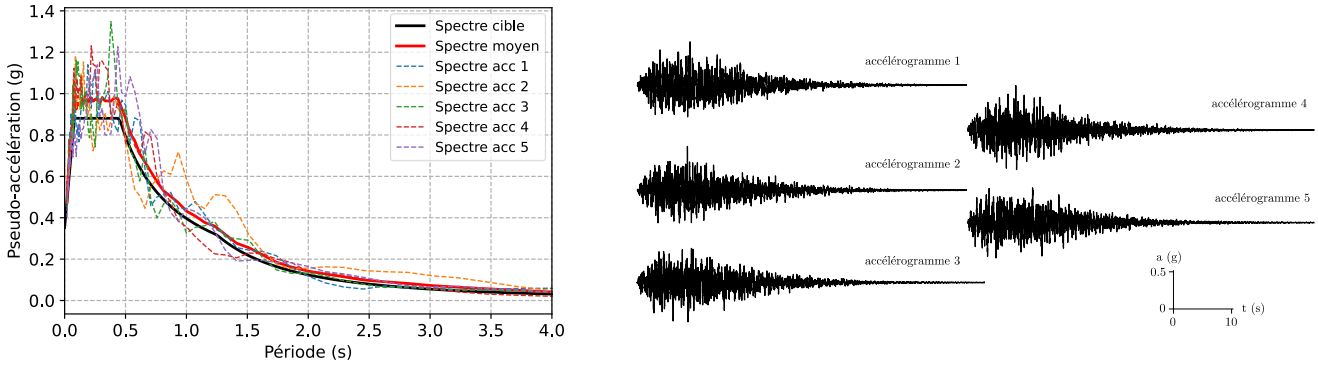


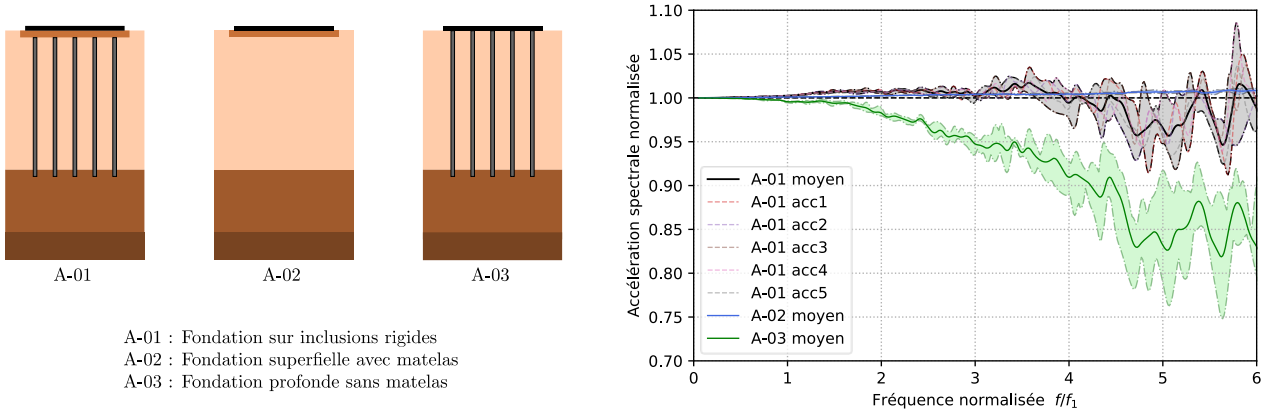
Figure 6. Comparaison du spectre moyen à 5% des accélérogrammes calculés et spectre cible

4.2. Modification du signal à la base de la structure

Les résultats présentés au §3 ont montré que pour des valeurs de F élevées (correspondant par exemple à des sollicitations rapides, un taux de substitution élevé, des inclusions de grand diamètre, ou un sol mou), la présence des inclusions rigides est susceptible de modifier le mouvement sismique arrivant à la base de la structure par rapport au champ libre. Dans cette section, on s'intéresse à la façon dont ce mouvement est modifié dans le cas spécifique d'une sollicitation sismique. L'étude réalisée compare la réponse cinématique de trois types de fondation : fondation sur inclusions rigides, fondation superficielle et fondation sur pieux, pour la configuration A-01 et afférents (cf. figure 7(a)).

La réponse cinématique de chaque configuration est établie en termes d'accélération en fonction du temps que l'on traduit ensuite en spectres de réponse en pseudo-accélération. Ces spectres de réponse sont normalisés par ceux obtenus en surface de la colonne de sol en champ libre permettant ainsi de définir un facteur d'interaction cinématique sous séisme. Dans la figure 7(b) la réponse moyenne obtenue à partir des cinq accélérogrammes est indiquée par les courbes continues, avec en couleur l'enveloppe des réponses individuelles.

Pour une fondation superficielle (A-02, courbe bleue), le spectre de réponse est quasi-identique à celui en champ libre et il est légitime (comme il est d'usage) de négliger les effets d'interaction cinématique. Pour une fondation sur pieux (A-03, courbe verte), la présence des pieux peut atténuer de façon notable (jusqu'à -25% à hautes fréquences) le spectre de réponse par rapport à celui en champ libre. Pour une fondation sur inclusions rigides (A-01, courbe noire), la modification du spectre de réponse est faible (moins de 10%) et n'apparaît que pour des fréquences d'ISS supérieures à 3 fois la fréquence fondamentale de la colonne de sol. Ces résultats corroborent ceux établis dans une étude précédente en considérant un chargement purement sinusoïdal (Shen et al., 2021). Dans la plupart des cas, négliger les effets d'interaction cinématique relève d'une démarche sécuritaire.



(a) (b)

Figure 7. (a) Schémas des différentes fondations étudiées et (b) spectre de réponse en pseudo-accélération normalisé à la surface

4.3. Sollicitations d'origine cinématique dans les inclusions rigides

4.3.1. Déformée cinématique en champ libre

Dans les études courantes d'interaction sol-structure sous séisme, les sollicitations d'origine cinématique pour les pieux et les inclusions rigides sont usuellement estimées par un modèle de Winkler pseudo-statique (modèle de type p-y). Dans ce modèle, le mouvement cinématique du sol est introduit comme un déplacement libre noté g(z) que l'on impose aux extrémités d'un modèle discret constitué de ressorts d'interaction sol-inclusion (et non pas à l'inclusion). Ce déplacement g(z) est pris dans la pratique égal à la déformée du mode fondamental de la colonne de sol en champ libre. Il existe diverses approches pour déterminer ce mode fondamental faisant intervenir des approximations plus ou moins justifiées. Une approche directe (et sans itérations) consiste à discrétiser la colonne de sol en une série d'oscillateurs équivalents (masses, ressorts, amortisseurs) à partir desquels on constitue une matrice de rigidité et une matrice de masse (cf. figure 8). Il suffit ensuite de rechercher les valeurs et vecteurs propres de ce système matriciel pour déterminer les pulsations propres de la colonne de sol et les déformées propres associées. Le mode fondamental correspond par définition à la plus petite des fréquences propres ainsi obtenues.

L'amplitude de cette déformée cinématique est prise égale au déplacement maximal du sol en champ libre, noté d_{max}. Celui-ci peut être obtenu en examinant l'asymptote à f ~ 0 du

spectre de réponse en déplacement (PGD). Pour les spectres de réponse de l'Eurocode 8, cette asymptote correspond par construction à $d_{max} = 0.025 a_{max} T_C T_D$ où a_{max} désigne l'accélération maximale en surface (PGA) et T_C et T_D sont des paramètres directement spécifiés par les arrêtés nationaux. Pour un sol de classe E et une zone de sismicité comprise entre 1 et 4, on a $T_C T_D$ = 0,56s².

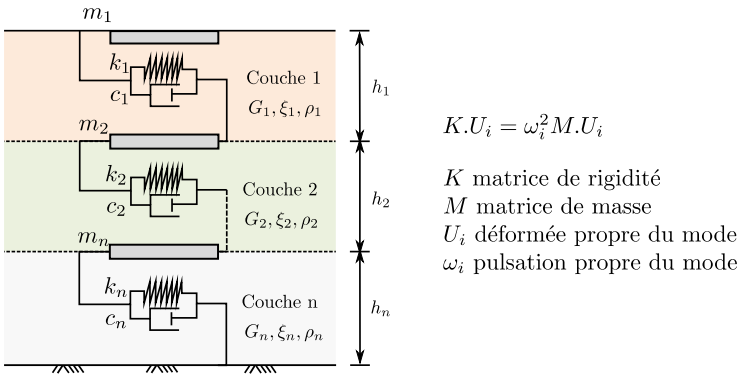
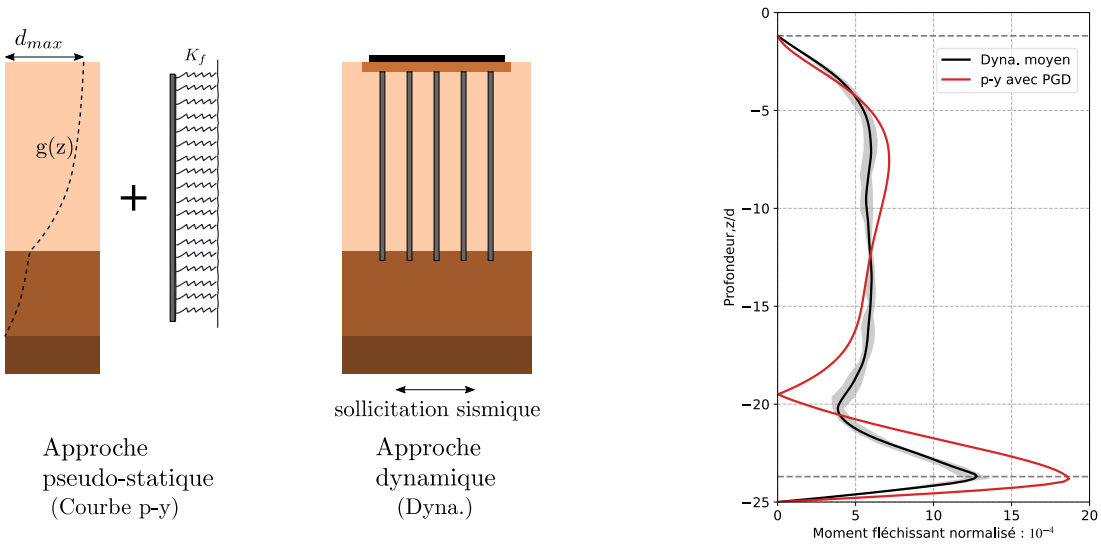


Figure 8. Modèle discret pour la réponse dynamique d'une colonne de sol (Brûlé et Cuira, 2017)

4.3.2. Sollicitations d'origine cinématique

On compare dans ce paragraphe le moment fléchissant obtenu par l'approche pseudo-statique usuelle (modèle p-y pour inclusion isolée libre en tête soumise à la déformée cinématique g(z) présentée sur la figure 9(a)) à celui issu d'un calcul 3D temporel mené sous SASSI2010 où la base du modèle est soumise à l'application d'un signal sismique correspondant aux accélérogrammes présentés dans §4.1. Les principes des modèles utilisés sont schématisés sur la figure 9(a). Pour l'approche pseudo-statique, le déplacement maximal à la surface d_{max} est défini directement à partir du PGD des spectres de réponse en déplacement associés aux accélérogrammes utilisés. La raideur K_f des ressorts d'interaction sol/inclusion (module de réaction frontal) est estimée par corrélation avec le module de cisaillement du terrain K_f = 2,4(1+v) G (Gazetas et al. 1993). Les résultats obtenus sont présentés sur la figure 9(b). Le moment fléchissant obtenu y est normalisé par $E_p I_p / d$. Pour l'approche dynamique, les inclusions sont modélisées par des éléments de poutre et peuvent reproduire la rigidité de flexion et interagir avec le sol environnant de manière adéquate (Mánica et al., 2016).



(a) (b)

Figure 9. (a) Modèles de calcul utilisés et (b) profil de moment fléchissant normalisé

La comparaison témoigne de la capacité de l'approche pseudo-statique à capter la position où l'amplitude maximale du moment fléchissant se développe : à l'interface entre le sol mou et le sol compact porteur. Cependant, une surestimation du moment fléchissant maximal d'environ 50% est observée avec l'approche pseudo-statique dans le cas présent.

5. Conclusions

Une étude numérique a été présentée afin d'évaluer les effets d'interaction cinématique d'un massif renforcé par inclusions rigides sous le passage d'ondes sismiques. Les calculs ont été conduits à l'aide d'un modèle hybride BEM-FEM 3D et un modèle de type « p-y ».

Des facteurs d'interaction cinématique ont été calculés pour toutes les configurations étudiées. Ils ont permis de constater une diminution de l'amplitude du signal à haute fréquence du fait de la présence des inclusions et du matelas, pouvant aller jusqu'à -20%.

Un jeu de cinq accélérogrammes artificiels est utilisé ensuite pour étudier la variation du signal arrivant à la base de la structure par rapport à la réponse de la colonne de sol en surface libre. De manière générale, une tendance similaire à celle constatée pour les fondations profondes est observée, cependant l'amplitude de la variation est beaucoup moins importante dans le cas des IR, avec une variation inférieure à 5% sur toute la gamme des fréquences d'intérêt.

Enfin, l'étude a également mis en évidence la capacité de l'approche pseudo-statique à capter la position où l'amplitude maximale des moments fléchissants d'origine cinématique se développe : à l'interface entre le sol mou et le sol compact porteur, en comparaison avec un traitement dynamique temporel. L'étude se poursuit en examinant d'autres conditions d'encastrement et de stratigraphie, en particulier en présence d'une couche raide en partie supérieure des inclusions.

6. Références bibliographiques

Brûlé S., Cuira F. (2018). Pratique de l'interaction sol-structure sous séisme. AFNOR, Paris.

Gazetas G. (1984). Seismic response of end-bearing single piles. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, vol. 3, n°2, pp. 82-93.

Gazetas, G., Fan, K., Kaynia, A. (1993). Dynamic response of pile groups with different configurations. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, vol.12, n°4, pp. 239-257.

Kausel E., Whitman R.V., Morray J.P., Elsabee F. (1978). The spring method for embedded foundations. Nuclear Engineering and design, vol. 48, no°2-3, pp. 377-392.

Kaynia A.M., Kausel E. (1982). Dynamic behavior of pile groupes. Proceedings, Second International Conference on Numerical Method in Offshore Piling, pp. 24.

Mánica Malcom MÁ, Ovando-Shelley E, Botero Jaramillo E (2016). Numerical study of the seismic behavior of rigid inclusions in soft Mexico City clay. Journal of Earthquake Engineering, vol. 20, n°3, pp. 447-475.

Nikolaou S., Mylonakis G., Gazetas G., Tazoh T. (2001). Kinematic pile bending during earthquakes: analysis and field measurements. Geotechnique, vol. 51, n°5, pp. 425-440.

Ostadan F., Chen C., Lysmer J. (2000). SASSI2000: A system for analysis of soil-structure interaction. University of California, Berkeley, CA, USA.

Pérez-Herreros J., Cuira F., Kotronis P., Escoffier S. (2017). Etat de l'art sur les méthodes de calcul d'un pieu et d'un groupe de pieux sous chargement sismiques. Proceedings, 19th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. pp. 1573-1576.

Shen Y., Pérez-Herreros J., Cuira F., Semblat J.F., Burlon S. (2021). Dynamic response of shallow foundations on reinforced soil with rigid inclusions. Proceedings, 17th World Conference on Earthquake Engineering.

Vanmarcke EH, Gasparini DA (1976). Simulated earthquake motions compatible with prescribed response spectra. SIMQKE User's manual and documentation. MIT Report R76-4.

VIADUCS SUD-EST DE LA 3ème LIGNE DU METRO DE TOULOUSE : COMPORTEMENT DES PIEUX DANS LA MOLASSE TOULOUSAINE

SOUTH-EAST VIADUCT OF THE 3rd LINE OF THE TOULOUSE METRO: PILE BEHAVIOR IN THE MOLASSE TOULOUSAINE

Fabien SZYMKIEWICZ[1], Charlotte COCHEZ[2], Jean-Yves de LAMBALLERIE[3], Carlos MINATCHY[1], Olivier GIVET[2], Marie LAFON[3]
[1] *Université Gustave Eiffel, GERS-SRO, Champs sur Marne, France*
[2] *Arcadis, Toulouse, France*
[3] *Tisséo Ingénierie, Toulouse, France*

RÉSUMÉ – Cette communication présente les essais de chargement réalisés en vue d'optimiser le dimensionnement des pieux des futurs viaducs du métro toulousain. Le contexte géotechnique du projet et du plot d'essai, l'instrumentation mise en œuvre et les résultats obtenus sont d'abord décrits. Une analyse est ensuite effectuée, permettant de proposer les valeurs à retenir pour le dimensionnement des futures fondations du projet.

ABSTRACT – This communication presents the loading tests carried out in order to optimize the design of the piles of the future viaducts of the Toulouse metro. The geotechnical context of the project and the test plot, the instrumentation implemented and the results obtained are first described. An analysis is then carried out, making it possible to propose the values to be retained for the design of the future foundations of the project.

1. Contexte de l'étude

La troisième ligne de métro de l'agglomération toulousaine permettra de relier Colomiers à Labège sur un linéaire de 27 km via 21 stations. Ce projet comporte, à son extrémité sud-est, un viaduc d'environ 5 kilomètres de longueur. En parallèle, un projet de connexion de la ligne B à la troisième ligne au niveau de la future station INP est prévu, prolongeant la ligne actuelle depuis Ramonville sur 2,7 km.

Au total, il s'agit donc de construire 7,7 km de viaduc reposant sur 190 appuis, le cœur de la commune de Toulouse étant traversé en tunnel.

Pour des questions de coût et de vitesse d'exécution notamment, les pieux forés à la tarière continue (FTC) ont été retenus en première approche comme solution préférentielle.

La Société Publique Locale Tisséo-Ingénierie, Maître d'Ouvrage délégué de l'opération, a choisi de réaliser un plot expérimental comportant quatre pieux, afin d'une part de vérifier la possibilité de réaliser des pieux FTC de gros diamètre dans le contexte géotechnique (présenté par la suite), ainsi que d'optimiser le dimensionnement des pieux de l'ouvrage grâce notamment aux mesures de pression limite q_b et les frottements axiaux unitaires limites q_s mobilisables dans les horizons géologiques qui seront sollicités par les fondations profondes des appuis du viaduc, mais aussi d'affiner la détermination de la charge de fluage des pieux.

2. Localisation des essais, contexte géologique et géotechnique, pieux réalisés

2.1 Localisation et contexte géologique et géotechnique

Les essais de chargement ont été réalisés à l'extrémité sud du futur viaduc, sur un terrain (parking) mis à la disposition du projet par la collectivité territoriale.

Le site des essais a fait l'objet d'une campagne d'investigation géotechnique par forages carottés, forages pressiométriques et essais de pénétration statique.

Les sols rencontrés sont, depuis la surface, des terrains de couverture considérés comme des sols fins, d'une puissance de 1,85 m en moyenne, reposant sur le substratum local : les molasses. Cette molasse est altérée jusqu'à une profondeur de 8 m puis saine en dessous jusqu'à au moins 25 mètres de profondeur sous le TN.

La molasse est une formation sédimentaire détritique d'origine continentale fluviatile, composée de silts sableux et peu argileux plus ou moins calcareux au sens de la norme 14688-2 (AFNOR, 2018), compacts, parcourus de chenaux sableux correspondant à une sédimentation de remplissage de lits et de bras de rivière. Cette formation hétérogène est classée selon les projets comme une argile, une marne ou bien même parfois une roche.

Les essais de laboratoire réalisés sur les molasses dans le cadre des études de la 3° ligne ont montré que ces terrains sont des silts (limons) sableux avec une faible fraction argileuse, et des teneurs en carbonates généralement assez faibles.

Ces terrains ont une consistance très dure au sens du tableau 4 de la norme ISO 14688-1 (AFNOR, 2018), et sont considérés comme très raides selon la norme NF P 94-262 (AFNOR, 2012).

La coupe géotechnique finalement retenue, avec une classification des sols rencontrés propre aux fondations profondes, est représentée en Figure 1 et synthétisée par le Tableau 1.

Tableau 1. Hypothèses géotechniques retenues

z (m)	Nature du sol	Classification selon NF P 94-262	Pl* (MPa)
0-1,85	Terrain de couverture	Limon	0,8
1,85-8	Molasse altérée	Limon ou limon marneux	4,7
8-15	Molasse saine	Limon ou limon marneux	6,7

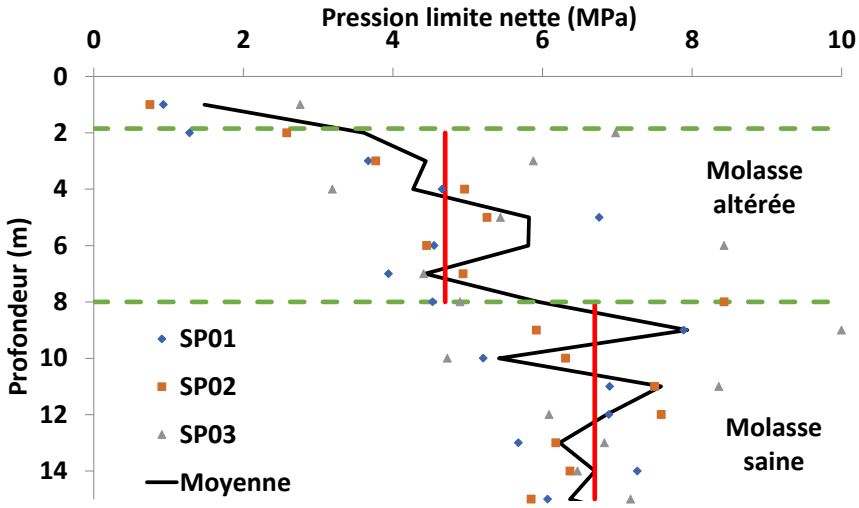


Figure 1. Coupe géotechnique retenue pour le site

2.3 Pieux réalisés

Les quatre pieux d'essai sont des pieux à la tarière creuse réalisés selon la norme NF EN 1536 et correspondant, selon la norme NF P 94-262, à des pieux de catégorie 6.

Le diamètre B de ces pieux est de 0,72 m, et leur longueur D de 11,3 m. Les pieux de réaction sont également des pieux à la tarière creuse, de 1 m de diamètre et d'une longueur de 20 m.

L'analyse des enregistrements des paramètres de forage et de bétonnage a montré qu'il n'existe pas de différences notables entre les quatre pieux, en termes de réalisation.

Le Tableau 2 comprend les valeurs de frottement axial unitaire (méthode pressiométrique) et facteur de pointe pour le calcul de la portance des pieux testés, selon la norme NF P 94-262, calculés en considérant la molasse comme un limon, comme évoqué au paragraphe 2.1.

Tableau 2. Hypothèses de calcul de la résistance limite pour les quatre pieux testés, selon la norme NF P 94-262, et résistances calculées

Terrain	z (m)	Pl* (MPa)	q_{smax} (kPa)	R_s (kN) / couche		
Sol de couverture	0-1,85	0,8	60	251,08		
Molasse altérée	1,85-8	4,7	81	1126,79	R_s (MN)	2,05
Molasse saine	8-11,3	6,7	90	671,80	k_p	1,30
					R_b (MN)	3,55
					R_c (MN)	5,60
					$R_{c;cr}$ (MN)	3,21

3. Application de la force et instrumentation mise en œuvre

La force est appliquée sur la tête de pieu au moyen d'un vérin rotulé d'une capacité de 15 MN et possédant une course de 25 cm.

L'instrumentation mise en œuvre est identique pour chacun des pieux :

- quatre capteurs de déplacements sur la tête de pieu à 90 degrés et reposant sur des supports fixes permettent le suivi du déplacement de la tête de pieu lors des essais,
- 27 capteurs de déformation à cordes vibrantes sont répartis par triplettes sur neuf niveaux, les trois capteurs de chaque niveau étant disposés à 120°.
- deux boucles de fibre optiques sont installées sur les cages d'armature, permettant de mesurer également les déformations dans les pieux lors des essais.
- un capteur de force de 15 MN permet le contrôle de la charge appliquée en tête tout au long de l'essai.

4. Essais de chargement

Les essais de chargement ont été réalisés en respectant les exigences de la norme d'essai NF EN ISO 22477-1 (AFNOR, 2018).

4.1 Résistance limite des quatre pieux

Les courbes charge appliquée – enfoncement de la tête du pieu sont assez semblables sur la partie 'élastique' (Figure 2). En revanche, le comportement du pieu E1 diffère grandement des autres pour des efforts supérieurs ou égaux à 4000 kN.

Les résistances limites des pieux E1, E2 et E4 sont assez proches, comprises entre 8000 et 9000 kN, en prenant comme critère de rupture un déplacement de la tête de pieu égal à B/10. Le pieu E3 présente une résistance limite bien supérieure à celles des trois autres, sans que cela ait pu être expliqué, malgré la réalisation d'un sondage pressiométrique et d'un sondage carotté supplémentaires.

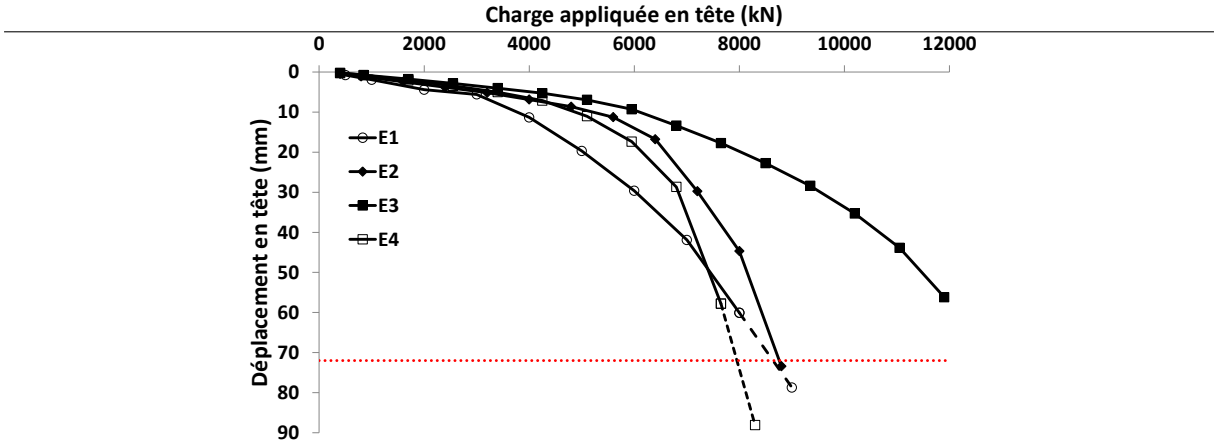


Figure 2. Courbes charge appliquée – enfoncement de la tête du pieu pour chacun des 4 pieux

4.2 Charge de fluage des quatre pieux

L'analyse des vitesses de fluage (calculée entre 5 et 60 minutes puis extrapolée sur une heure), des valeurs du coefficient de fluage α et de la différence de tassement entre 60 et 10 minutes (critère utilisé par (Bustamante et al, 1989) lors d'un essai sur un pieu similaire dans la molasse toulousaine) (Figures 3a et 3b) permet d'estimer la charge de fluage de chacun des pieux, à l'exception du pieu E1 pour lequel l'évolution des différents paramètres et coefficients permettant de la déterminer est trop chaotique.

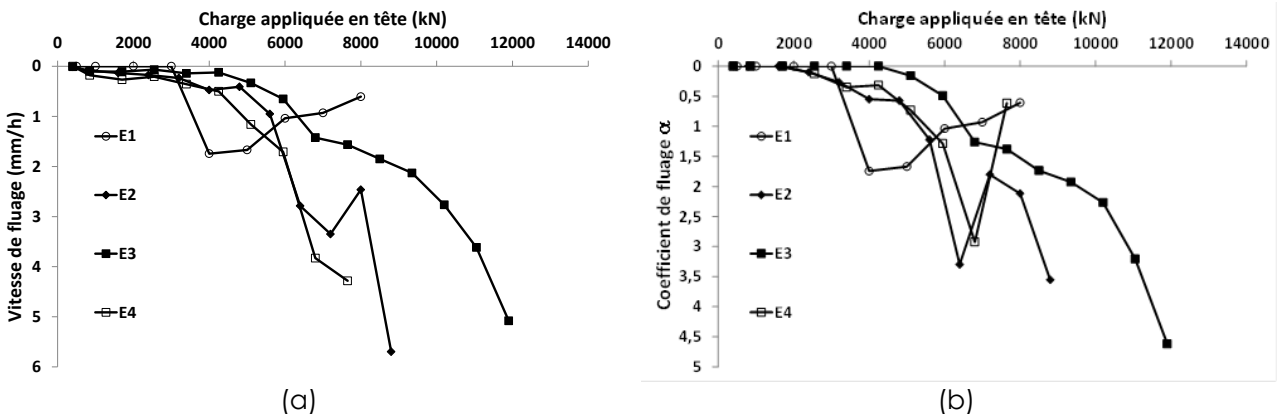


Figure 3. vitesses de fluage (a) et coefficients de fluage α (b) pour les quatre pieux

Pour les pieux E2, E3 et E4 en revanche, il est possible d'estimer une charge de fluage aux alentours de 5500 kN pour les pieux E2 et E4 et supérieure à 6500 kN pour le pieu E3.

A ces niveaux de chargement, la résistance de frottement mobilisé (voir plus bas) est égale à environ 70 % à 80 % de la résistance de frottement maximale mesurée, ce qui est en accord avec la pratique française de dimensionnement ainsi qu'avec les observations faites lors de nombreux essais pour ce type de pieux (Bustamante et Gianeselli, 1985).

4.3 Résistances de pointe et de frottement des quatre pieux

L'analyse des mesures des déformations a été faite en deux temps : les mesures des capteurs à cordes vibrantes ont d'abord été comparées à celles obtenues avec la fibre optique. Les mesures de déformations sont comparables, comme logiquement attendu (Szymkiewicz et al., 2021a) : la suite de l'interprétation a donc été réalisée avec les mesures des capteurs à cordes vibrantes.

L'analyse des mesures des capteurs à cordes vibrantes a été réalisée avec un module variable en fonction de la profondeur, du palier de chargement, et donc du taux de déformation (Szymkiewicz et al, 2021b).

On remarque sur la Figure 4a que les résistances de pointe mesurées sont assez comparables pour les pieux E1, E2 et E4. De plus, il est clair que ces résistances sont quasiment complètement mobilisées lors du dernier palier maintenu, et ce pour les quatre pieux.

Les résistances de frottement des pieux E1, E2 et E4 sont très comparables (Figure 4b). On remarque également que les résistances de frottement sont quasiment complètement mobilisées lors du dernier palier maintenu pour les pieux E2 et E4, tandis que pour les pieux E1 et E3, R_s ne semblent pas complètement mobilisée.

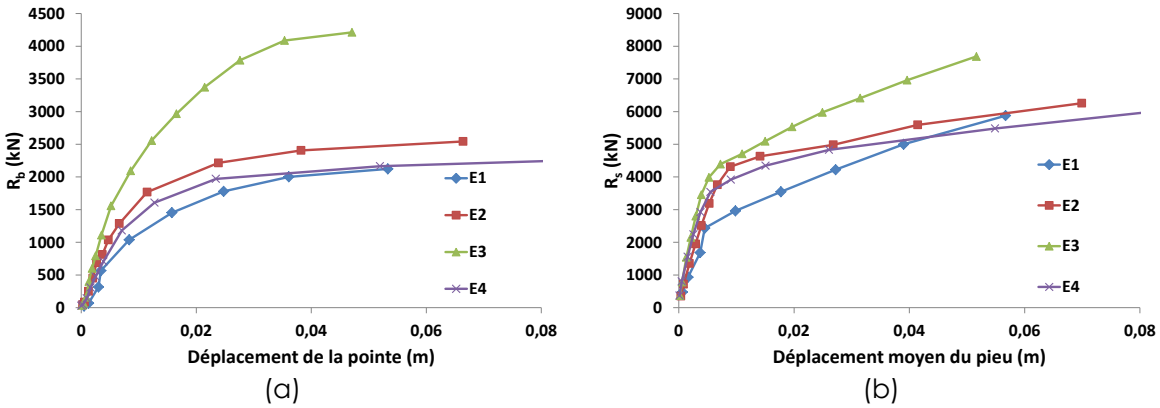


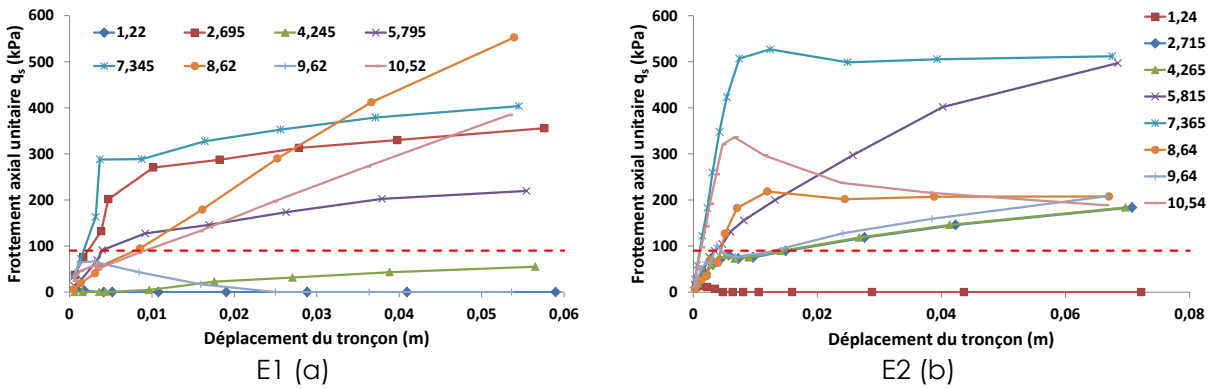
Figure 4. Courbes de mobilisation de la résistance de pointe (a) et de frottement (b) des quatre pieux, d'après les mesures des capteurs à cordes vibrantes

4.4 Résistances de frottement des quatre pieux et courbes de mobilisations des frottements axiaux unitaires q_s

Les Figures 5a à 5d présentent les courbes t-z obtenues grâce à l'interprétation des mesures de déformations et de déplacements effectuées.

On remarque qu'en accord avec la figure 5b, la quasi-totalité des frottements axiaux unitaires q_s est saturée ou en phase de décroissance à la fin de l'essai.

Les valeurs mesurées sont très fortes dans la molasse, bien supérieures en moyenne à 200 kPa quand la norme borne q_{smax} à 90 kPa dans ces sols.



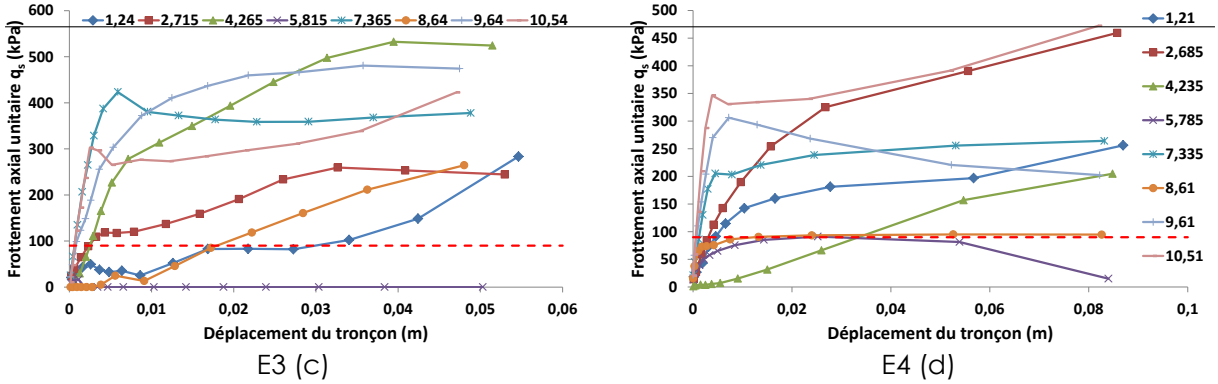


Figure 5. Courbes de mobilisation du frottement axial pour les quatre pieux d'après les mesures des capteurs à cordes vibrantes

5. Synthèse et analyse des résultats

Les quatre pieux ont été menés à la rupture ou quasiment, que ce soit du seul point de vue 'critère de déplacement à la rupture' ou bien du point de vue de la résistance géotechnique, comme en attestent les Figures 2, 4a et 4b.

Les quatre essais réalisés ont permis de montrer que la résistance limite de pieux à la tarière creuse réalisés dans la molasse toulousaine offre une résistance bien supérieure à celle attendue en se basant strictement sur la norme NF P 94-262 (Figure 2 et Tableau 2).

La Figure 6 permet de voir que pour les pieux E1, E2 et E3, la répartition des efforts entre la pointe et le frottement est quasi identique d'un pieu à l'autre, et ce tout au long des essais. A la rupture, ces trois pieux reprennent 27 % de la charge en pointe et 73 % en frottement, en moyenne.

Pour le pieu E3, la part d'effort reprise par la pointe est légèrement plus élevée, et égale à 35%.

A titre de comparaison, un pieu FTC testé en 1986 par Bustamante et al. (1989) dans les mêmes molasses présentait à la fin de l'essai des résultats quasi-identiques au pieu E3 : 35 % des efforts étaient repris par la pointe et 65 % en frottement.

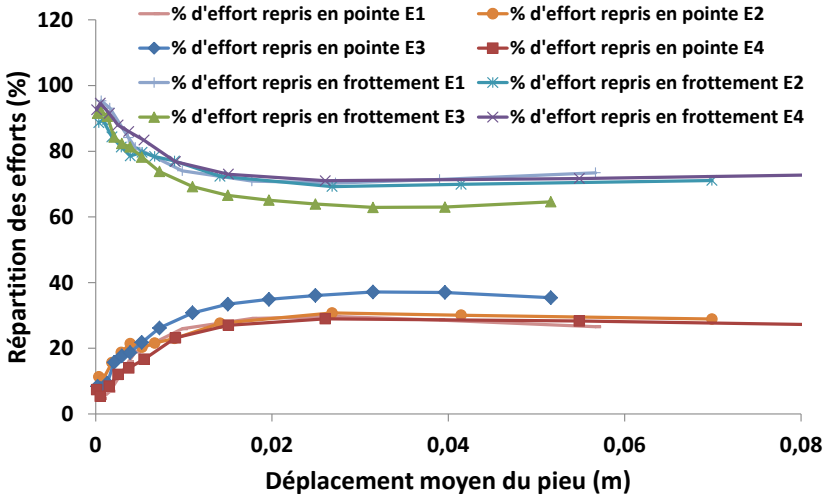


Figure 6. Répartitions des efforts en pointe et en frottement au cours des essais pour les quatre pieux

Les valeurs mesurées du facteur de portance pressiométrique k_p, pour les pieux E1, E2 et E3, sont faibles par rapport à celles attendues si l'on se réfère à la norme NF P 94-262, c'est-à-dire k_p = 1,3. En revanche, le k_p mesuré à la fin de l'essai sur le pieu E3 est 13 % supérieur au k_p théorique. Les valeurs mesurées sont présentées dans le Tableau 3.

Le k_p mesuré est en moyenne de 1 pour ces quatre pieux, 27 % plus faible que le k_p théorique.

L'essai réalisé par Bustamante et al. (1989) avait quant lui permis de mesurer un k_p de 1,2, soit presque 10 % inférieur à la norme.

Les charges de fluage mesurées sont elle aussi bien supérieures à celles attendues en se référant strictement à la norme NF P 94-262 (Tableau 2 et Tableau 3). Il est également intéressant de recalculer une charge de fluage 'conventionnelle' à partir des résultats obtenus lors de ces essais, pour la comparer à celle mesurée. C'est ce qui est fait dans le Tableau 3. On remarque que la méthode proposée par la norme pour calculer la charge de fluage à partir de la résistance limite donne des résultats assez similaires aux résultats des essais.

Les frottements axiaux unitaires maximaux mesurés lors de ces essais sont très forts, comme dit précédemment (Figure 5). Seules trois valeurs sur un total de 28 sont inférieures aux valeurs théoriques de la norme. La valeur moyenne calculée sur ces 28 valeurs est de 300 kPa.

Les valeurs mesurées sont aussi dispersées de manière comparable, d'un pieu à un autre (Figure 7), et sont très similaires à celles mesurées lors de l'essai de Bustamante et al. (1989).

Il est intéressant également de comparer les résultats obtenus à ceux de la pratique locale, qui est de considéré la molasse comme une marne pour le calcul des fondations profondes, avec les frottements et facteurs de portance associés. Dans le contexte géotechnique de notre plot d'essai, un tel pieu aurait une portance théorique de 8612 kN (Tableau 3), très proche donc des 8433 kN obtenus en moyenne sur les pieux d'essai (hors E3). On peut donc estimer en première approche que la pratique locale est pertinente. Cependant, il est clair que cette pratique surestime grandement la résistance de pointe (k_p = 1,6 dans les marnes selon la norme NF P 94-262). Dans d'autres configurations géologiques, le gain en frottement pourrait ne pas suffire à compenser cette surestimation de la pointe.

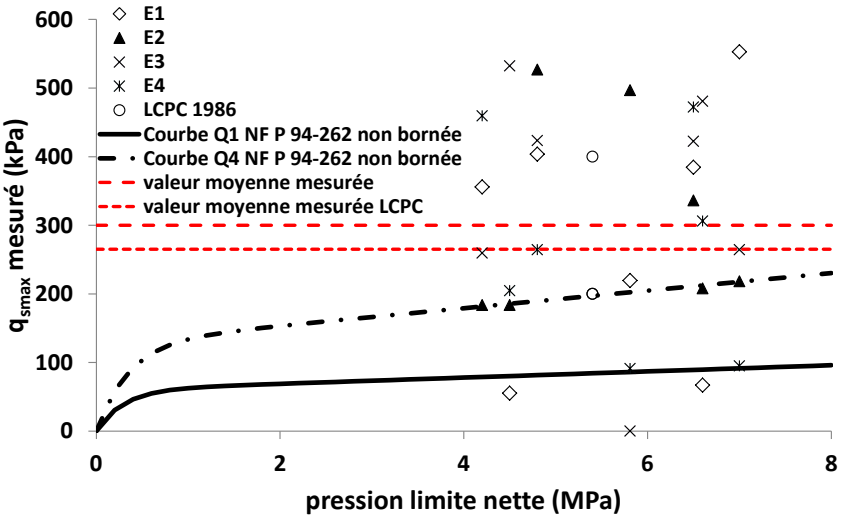


Figure 8. Frottement axiaux unitaires mesurés en fonction de la pression limite nette correspondante

Tableau 3. Résistances et kp mesurés et théoriques calculés avec les hypothèses retenues

	E1	E2	E3	E4	Marne (NF P 94-262)	q_s = 265 kPa et k_p = 0,9
$R_{c;\,mes}$ (kN)	8500	8800	> 11900	8000	8612	8410
$R_{s;\,mes}$ (kN)	5877	6257	> 7687	6053	4247	5955
$R_{b;\,mes}$ (kN)	2123	2543	> 4213	2247	4365	2455
k_p	0,78	0,93	> 1,48	0,82	1,6	0,9
$R_{c;cr;\,mes}$ (kN)	?	5500	> 6500	5500	5155	5396
$R_{c;\,cr;\,exp}$ (kN)	5175	5651	>7487	5360		

6. Conclusions

La réalisation de ce plot d'essais a permis de conforter la Maitrise d'Ouvrage dans son choix de la technique des pieux forés à la tarière creuse : en effet, il a été démontré qu'il était possible de forer des pieux de gros diamètre et de grande longueur dans ces molasses très raides, fiabilisant ainsi le planning travaux ainsi que le budget.

D'autre part, ces essais ont également permis de fiabiliser la valeur de frottement axial unitaire à retenir, sans besoin de différencier la molasse altérée de la molasse saine, ainsi que celle du facteur de portance pressiométrique. La valeur de q_s retenue est de 265 kPa, bien supérieure aux 90 kPa de la norme. La valeur de k_p retenue (0,9) est bien inférieure à celle de 1,3 attendue. Ces valeurs correspondent à 90% de la valeur moyenne mesurée sur ce plot. Elles permettent une optimisation non négligeable des fondations, et ainsi une économie en temps et en ressources naturelles.

7. Références bibliographiques

AFNOR. (2012). Justification des ouvrages géotechniques - Normes d'application nationale de l'Eurocode 7 - Fondations profondes, Norme française, NF P 94-262.

AFNOR. (2018). Geotechnical investigation and testing - Testing of geotechnical structures - Part 1: Testing of piles: static compression load testing, Norme européenne, NF EN ISO 22477-1.

AFNOR. (2018). Reconnaissance et essais géotechniques - Identification et classification des sols - Partie 1 : identification et description, Norme européenne, NF EN ISO 14688-1.

AFNOR (2018). Reconnaissance et essais géotechniques - Identification et classification des sols - Partie 1 : Principes pour une classification, Norme européenne, NF EN ISO 14688-1.

AFNOR (2018). Geotechnical investigation and testing - Testing of geotechnical structures - Part 1: Testing of piles: static compression load testing, Norme européenne, NF EN ISO 22477-1.

Bustamante M., Gianeselli L. (1985). Coefficients de sécurité liés au calcul des pieux, 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, pp 1357-1360.

Bustamante, M., Gianeselli, L., Doix, B., Ballester, P., Jover, P. (1989). Essais de chargements de fondations profondes dans la molasse tolosane , Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n°160, LCPC, pp 43-52.

Szymkiewicz F., Minatchy C. & Reiffsteck P. (2021a), Static pile load tests: contribution of the measurement of strains by optical fiber. International Journal of GEOMATE, Vol. 20, Issue 81, pp44-51.

Szymkiewicz F., Le Kouby A., Sanagawa T. & Nishioka H. (2021b). Feedback on static axial pile load tests for better planning and analysis. 2nd Int Conference on Press-in Engineering, Kochi, Japan.

COMPORTEMENT DES PIEUX A LA TARIERE CREUSE DANS LES SABLES HOMOMETRIQUES ET COQUILLIERS

BEHAVIOUR OF CONTINUOUS FLIGHT AUGER PILES IN HOMOMETRIC AND CARBONATED SANDS

Fabien SZYMKIEWICZ[1], Carlos MINATCHY[1], Lamis MAKKI[2], Julien HABERT[3]
[1] *Université Gustave Eiffel, GERS-SRO, Champs sur Marne, France*
[2] *Cerema Hauts de France, Lille-Sequedin, France*
[3] *Setec-Terrasol, Paris, France*

RÉSUMÉ – Cette communication présente sept essais de chargement réalisés dans les sables homométriques et coquilliers. Le contexte géotechnique des plots d'essai, l'instrumentation mise en œuvre et les résultats obtenus sont d'abord décrits. Une analyse est ensuite effectuée, permettant de proposer les valeurs à retenir pour le dimensionnement des pieux forés réalisés à la tarière creuse dans ces sables.

ABSTRACT – This communication presents the loading tests carried out in order to optimize the design of the piles in homometric and carbonated sands. The geotechnical context of test plots, the implemented instrumentation and the obtained results are first described. An analysis is then carried out, making it possible to propose the values to be retained for the design of continuous flight auger piles in these sands.

1. Contexte de l'étude

Les pieux forés à la tarière creuse ainsi que les pieux vissés moulés sont les pieux les plus couramment réalisés dans le Nord de la France. Les avantages sont nombreux : cadences de production et résistances axiales attendues élevées, et moyens nécessaires à leur réalisation limités par rapport à d'autres techniques.

Sept essais de chargement ont été réalisés dans un but de recherche sur ces types de pieux sur trois sites situés entre Calais et Dunkerque. Ces pieux étaient tous ancrés dans les sables dits 'pissards' du Flandrien moyen, qui ont pour particularités d'êtres fins, homométriques et coquilliers.

Les pieux ont tous été testés en compression sauf un testé en traction. Les essais de chargement ont été menés jusqu'à la rupture géotechnique des pieux.

L'instrumentation mise en œuvre dans les pieux était très variée, allant de l'extensomètre amovible LCPC aux fibres optiques en passant par les extensomètres à cordes vibrantes et les jauges de déformation.

Pour les sept pieux, les résultats obtenus ont montré une portance systématiquement plus faible par rapport aux résistances calculées suivant les règles françaises actuelles.

Cette communication présente en détail ces essais, le contexte géotechnique des sites, ainsi que les résultats obtenus, et propose une tentative d'explication des faibles portances observées. De nouvelles valeurs de k_p et $\alpha_{pieu\text{-}sol}$ sont proposées pour les pieux réalisés à la tarière creuse dans ces sables, connus comme étant source potentielle de problème à la fois durant la phase d'exécution mais aussi en ce qui concerne la portance.

2. Localisation des essais, contexte géologique et géotechnique, pieux réalisés

2.1 Localisation et contexte géologique et géotechnique

Les essais de chargement ont été réalisés dans la région comprise entre Calais et Dunkerque, lors de trois plots d'essai réalisés entre 2011 et 2020 sur les communes de Calais, Coudekerque-Branche et Loon-Plage.

Les sites des essais ont fait l'objet de campagnes d'investigations géotechniques par sondages carottés et forages pressiométriques.

Les coupes géotechniques obtenues d'après les différents sondages sont présentées dans le Tableau 1.

Tableau 1. Coupes géotechniques rencontrées à Calais (a), Coudekerque (b) et Loon (c)

Prof. du toit de la couche (m)	Nature
0	Remblais
1,4	Alternances argiles et sables
2,7	Sable grossier
3,7	Sable coquillier

a

Prof. du toit de la couche (m)	Nature
0	Limons
3	Sable fin coquillier

b

Prof. du toit de la couche (m)	Nature
0	Remblais
0,6	Argile
2,2	Sable fin coquillier

c

Les analyses granulométriques réalisés sur les échantillons récupérés dans les sables montrent que ces derniers sont fins et très uniformes (Figure 1a), avec un coefficient d'uniformité (D_{60}/D_{10}) inférieur en moyenne à 1,5.

Les sables rencontrés à partir de trois mètres de profondeur en moyenne présentent un indice des vides assez important, constamment supérieur à 0,6. En utilisant les valeurs de e_{max} et e_{min} disponibles dans la littérature, il est possible d'estimer l'indice de densité du sol, afin de mieux classer ces sables. Les sables rencontrés sont assez lâches voire très lâches, sauf sur le site de Loon, où le sable est moyennement dense.

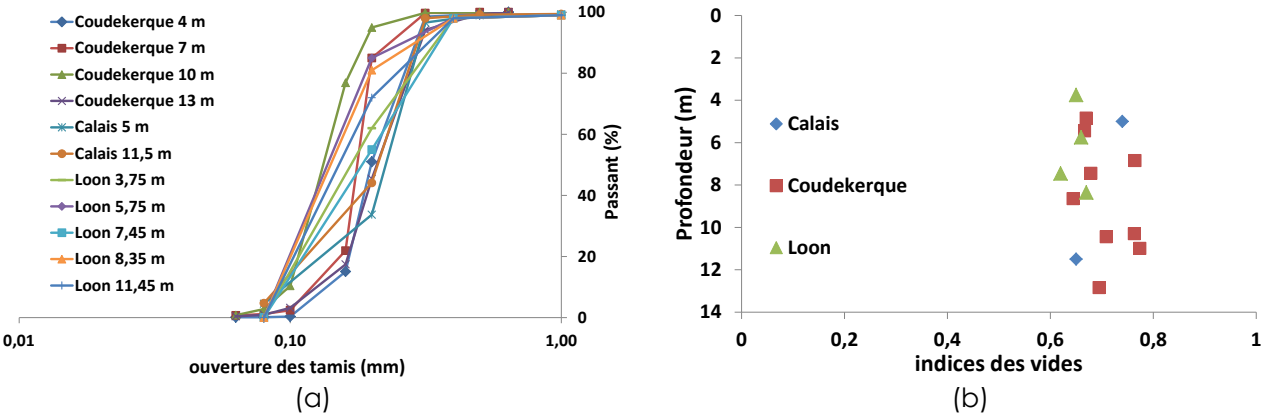


Figure 1. Analyse granulométrique des sables rencontrées sur les trois sites (a) et indices des vides (b)

Les essais pressiométriques réalisés sur les trois sites sont présentés en Figure 2. Les valeurs de pressions limites nettes p_{LM}* sont très comparables d'un site à l'autre, avec des valeurs croissantes avec la profondeur dans les couches de sables homométriques.

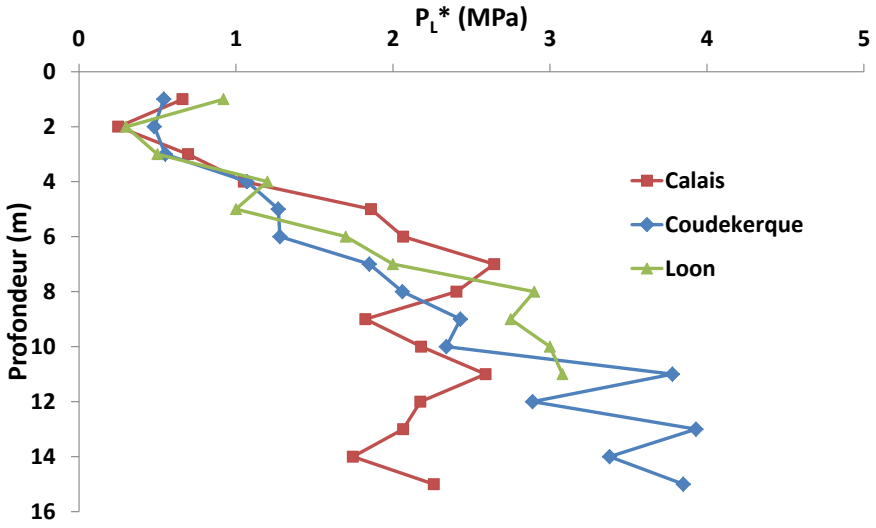


Figure 2. Evolution de la pression limite nette en fonction de la profondeur sur les trois sites

Par ailleurs ces sables rencontrés sont des sables coquilliers, étant en grande partie constitués de morceaux de coquilles de coquillages, dont la présence a été confirmée par l'observation d'une effervescence nette lors de l'application de gouttes d'acide chlorhydrique, traduisant la présence de carbonate de calcium.

Les sables uniformes sont identifiés à l'étranger comme problématiques lors de la phase d'exécution des pieux à la tarière creuse ou vissés moulés mais aussi en ce qui concerne la portance, sans que les raisons soient clairement avancées (Brown et al., 2007).

Concernant les sables coquilliers, Spagnoli et al. (2015) et Agemeer et al. (1973) rappellent que les grains constitutifs de ces sols sont fragiles et souvent creux, et peuvent facilement casser lors du cisaillement, ce qui entraine une diminution de volume et donc un frottement limité (qui peut n'être parfois égal qu'à 10 % de celui attendu pour un sable classique). Noorany (1985) a trouvé que ce frottement limité n'est pas dû à un faible angle de frottement pieu-sol, mais plutôt à cause des faibles contraintes horizontales régnant à l'interface sol-pieu.

Cependant, les règles françaises actuelles de justification des fondations profondes ne consacrent qu'une ligne à ces sols, se bornant à dire qu'ils « nécessitent une analyse particulière de par leur comportement spécifique qui peut se traduire par des très faibles résistances » (AFNOR, 2012).

2.2 Pieux réalisés

Les sept pieux testés sur les trois sites sont des pieux forés à la tarière creuse correspondant, selon la norme NF P 94-262, à des pieux de catégorie 6 (FTC).

Le Tableaux 2 donne les détails des différents pieux sur les sites de Calais, Coudekerque et Loon. Les pieux ont tous été instrumentés à l'exception du pieu testé en traction à Loon. Cette instrumentation, indépendamment de la technologie de mesure utilisée, permet pour les pieux testés en compression de dissocier la résistance par frottement R_s de la résistance de pointe R_b, et d'estimer les frottements axiaux unitaires mobilisables dans les différents horizons traversés (Szymkiewicz et al., 2021).

Tableau 2. Caractéristiques géométriques, types et résistances selon la NF P 94-262 des pieux testés

	Coudekerque			Calais		Loon	
	P1	P2	P3	P1	P2	P1	P2
Longueur (m)	12	12	12	10	10	8	10,5
Diamètre (m)	0,52	0,52	0,52	0,52	0,52	0,42	0,42
Type	FTC	FTC	FTC	FTC	FTC	FTC	FTC
Instrumenté	oui	oui	oui	oui	oui	oui	non
Test	compression						traction
Rc (kN)	3297	3297	3297	2438	2438	1588	
Rs (kN)	2088	2088	2088	1685	1334	927	1334
Rb (kN)	1209	1209	1209	753	753	629	

L'analyse des paramètres de forages des sept pieux a par ailleurs permis de confirmer que l'exécution de ceci a été réalisée sans problème particulier.

3. Résultats des essais de chargement et analyses

Les essais de chargement ont été réalisés en respectant les exigences des normes d'essai en vigueur au moment de l'essai.

3.1 Résistances des pieux

Il est important de noter tout d'abord que les pieux P2 et P3 du site de Coudekerque ont été soumis à des cycles de chauffage-refroidissement pendant 4 mois et il a été démontré que ces cycles ont eu un impact sur la résistance par frottement de ces pieux (Szymkiewicz et al., 2015). Aussi, pour cette étude, seule la résistance de pointe a été comparée à la résistance théorique.

Les essais ont tous été menés à la quasi-rupture en prenant comme critère de rupture un déplacement de la tête de pieu égal à B/10 (Figure 3). A ces niveaux de déplacements, les résistances de pointe et par frottement étaient quasiment complètement mobilisées (Figure 4). On remarque également que, pour les pieux testés en compression, les courbes charge-déplacement normalisées sont assez similaires (Figure 3a).

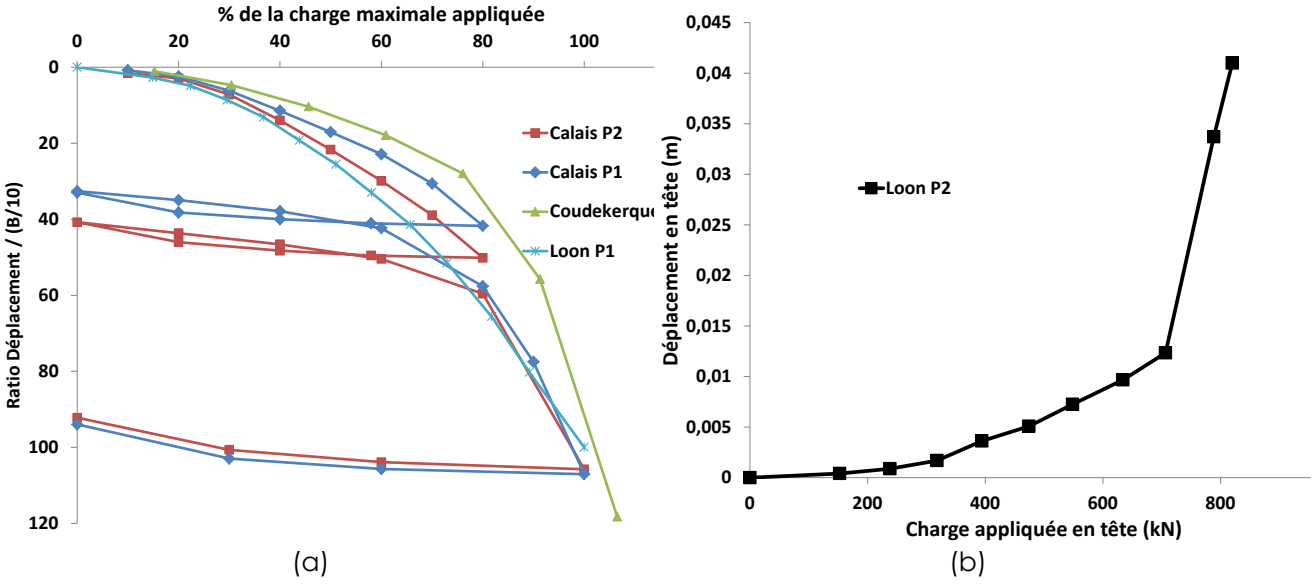


Figure 3. Courbes charge-déplacement normalisées pour les pieux FTC testés en compression (a) et en traction (b)

Tableau 3. Résistances limites, par frottement et de pointes, théoriques et mesurées, et ratios

	$R_{s;\,cal}$	$R_{s;\,m}$	$R_{s;\,m}$ / $R_{s;\,cal}$	$R_{b;\,cal}$	$R_{b;\,m}$	$R_{b;\,m}$ / $R_{b;\,cal}$	$R_{c\,cal}$	$R_{c\,m}$	$R_{c;\,m}$ / $R_{c;\,cal}$
Calais P1	1685	898	0,53	753	577	0,77	2438	1475	0,61
Calais P2	1685	925	0,55	753	550	0,73	2438	1475	0,61
Coudekerque P1	2088	1751	0,84	1209	699	0,58	3297	2450	0,74
Coudekerque P2	-	-	-	1209	726	0,6	-	-	-
Coudekerque P3	-	-	-	1209	752	0,62	-	-	-
Loon P1	959	521	0,54	629	579	0,92	1588	1100*	0,69
Loon P2	1334	820	0,61	-	-	-	-	-	-

De manière générale, les résistances limites de traction et de compression mesurées ($R_{t/c\,;\,m}$) sont bien inférieures aux résistances théoriques attendues ($R_{t/c\,;\,cal}$, estimées selon la norme NF P94-262). Les résistances limites mesurées représentent au mieux 74 % des résistances limites théoriques (Tableau 3), pour le pieu P1 testé sur le site de Coudekerque, tandis que pour les trois autres la différence est encore plus grande, avec un rapport moyen de 64 %.

3.2 Résistances par frottement et de pointe des pieux

Les résistances par frottement des pieux instrumentés testés en compression et de celui testé en traction sont elles aussi largement inférieures aux résistances attendues. Les résistances mesurées représentent au mieux 84 % de la résistance théorique, pour le pieu P1 de Coudekerque, et seulement 61 % en moyenne avec un minimum à 54 % (Tableau 3).

Les résistances de pointes des pieux instrumentés testés en compression sont quant à elles aussi largement inférieures aux résistances attendues. Les résistances mesurées représentent au mieux 92 % de la résistance théorique (en extrapolant la résistance de pointe pour une résistance limite à 1100 kN et en considérant le frottement totalement saturé lors du dernier palier maintenu) pour le pieu P1 de Loon, et seulement 70 % en moyenne, avec un minimum à 58 % (Tableau 3).

Il est intéressant de noter que sur ces trois sites, c'est la résistance par frottement qui est en moyenne la plus surestimée, mais que sur le site de Coudekerque, c'est l'opposé que l'on observe.

3.3 Charges de fluage des pieux

Il est également possible de comparer les charges de fluage calculées et mesurées, On remarque que les charges de fluage mesurées sont inférieures à celles théoriquement attendues, mais pas tout à fait dans les mêmes proportions (Tableau 4).

Les mesures de résistance de pointe et de frottement permettent aussi de recalculer les charges de fluages en utilisant la relation communément admise pour les pieux forés (Tableau 5). On remarque ainsi pour ces cinq pieux que cette relation sous-estime la charge de fluage réelle, augmentant d'autant le niveau de sécurité aux ELS.

Tableau 4. Comparaisons des charges de fluage calculées et mesurées, et des ratios charge de fluage / résistance limite

	$R_{c/t;\,cal}$	$R_{c/t;\,cr;\,cal}$	$R_{c/t;\,m}$	$R_{c/t;\,cr;\,m}$	$R_{c/t;\,cr;\,cal}$ / $R_{c/t;\,cal}$	$R_{c/t;\,cr;\,m}$ / $R_{c/t;\,m}$
Calais P1	2438	1556	1475	1033	0,64	0,70
Calais P2	2438	1556	1475	950	0,64	0,64
Coudekerque	3297	2066	2450	1950	0,63	0,80
Loon P1	1588	986	1100	820	0,62	0,75
Loon P2	1334	934	820	710	0,70	0,87

Tableau 5. Comparaisons des charges de fluage calculées et mesurées, et des ratios charge de fluage / résistance limite

	$R_{c/t;\ cr;\ recal}$	$R_{c/t;\ cr;\ m}$	$R_{c/t;\ cr;\ m}$ / $R_{c/t;\ cr;\ recal}$
Calais P1	917	1033	1,13
Calais P2	923	950	1,03
Coudekerque P1	1575	1950	1,24
Loon P1	654	820	1,25
Loon P2	574	710	1,24

3.4 Courbes de mobilisations des frottements axiaux unitaires q_s

L'analyse des courbes de transfert t-z obtenues permet d'observer que les courbes ont quasiment toutes la même forme, sans radoucissement (Figure 4). Cette courbe est caractéristique d'un sable plutôt lâche, en faisant l'analogie avec un essai de cisaillement sur un sable.

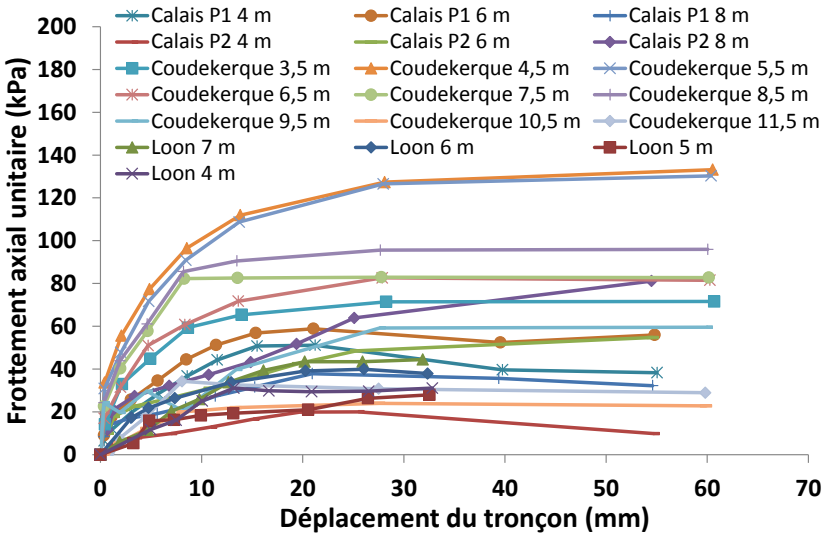


Figure 4. Courbes t-z pour les pieux à la tarière creuse, dans les sables

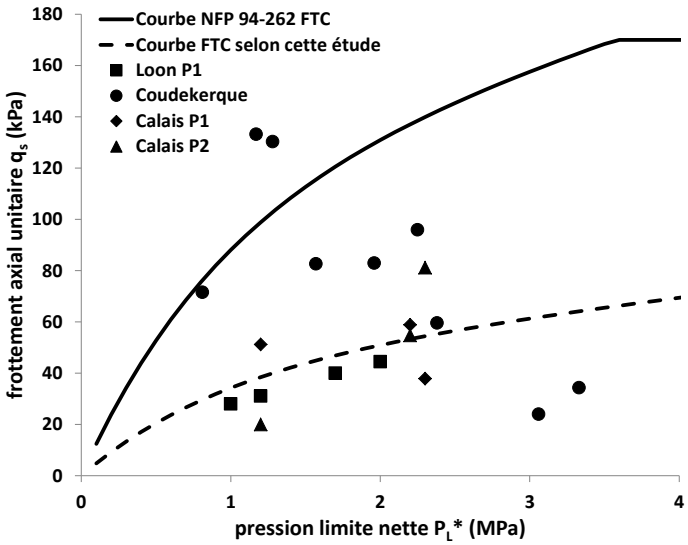


Figure 5. Relation q_s-P_L*, comparaison avec la NF P 94-262 et proposition d'une nouvelle courbe

De manière générale, on remarque que les frottements axiaux unitaires mesurés sont largement inférieurs à ceux attendus d'après la norme NF P 94-262 : 17 des 19 valeurs de q_s mesurées sont inférieures aux valeurs attendues pour un $\alpha_{pieu\text{-}sol}$ de 1,8 et des valeurs numériques des paramètres a, b et c de la courbe f_{sol} Q2 (AFNOR, 2012) (Figure 5).

Il est également intéressant de constater que les frottements mesurés dans les terrains de couvertures sont en moyenne plus élevés que prévus et 'compensent' donc en partie la faiblesse du frottement dans les sables.

4. Proposition de nouveaux paramètres pour le calcul des pieux forés à la tarière creuse dans les sables fins homométriques et coquilliers

Dans cette dernière partie nous proposons de nouvelles valeurs de $\alpha_{pieu\text{-}sol}$ et k_p à appliquer dans ces sols, et comparons les résistances théoriques aux résistances mesurées.

Afin de garder la même philosophie que celle adoptée par la Commission d'Evaluation des Procédés Géotechniques (EPG) pour déroger aux valeurs de la norme pour l'établissement de cahiers des charges particulières, nous avons décidé de ne faire varier que la valeur du paramètre $\alpha_{pieu\text{-}sol}$ et de garder les valeurs des paramètres a, b et c de la courbe f_{sol}.

Les valeurs de frottement axial unitaire étant constamment surestimées pour une valeur de 1,8 pour $\alpha_{pieu\text{-}sol}$ comme nous avons pu le voir précédemment (Figure 5), nous proposons une valeur de 0,7 qui semble beaucoup plus raisonnable pour ces sols (Figure 5) : la nouvelle courbe des frottements axiaux unitaires limites mobilisables dans ces sables est représentée sur cette figure, tracée en prenant cette valeur nouvelle mais en gardant les mêmes valeurs a, b et c de la courbe f_{sol}. De même, il est nécessaire de plafonner cette courbe à 70 kPa.

Concernant les résistances de pointes, il est nécessaire de diminuer la valeur du coefficient de portance pressiométrique k_p fixée à 1,65 dans la norme NFP 94-262 : une valeur de 1,1 est proposée.

Le Tableau 6 compare les nouvelles résistances calculées à celles mesurées.

Tableau 6. Ratios entre les résistances mesurées et calculées, avec les nouvelles valeurs proposées de $\alpha_{pieu\text{-}sol}$ et k_p

	$R_{s;\,m} / R_{s;\,cal}$	$R_{b;\,m} / R_{b;\,cal}$	$R_{c/t;\,m} / R_{c/t;\,cal}$	$R_{c/t;\,cr;\,m} / R_{c/t;\,cr;\,cal}$
Calais P1	1,10	1,15	1,12	1,20
Calais P2	1,14	1,10	1,12	1,12
Coudekerque P1	1,79	0,87	1,37	1,88
Coudekerque P2	-	0,90		-
Coudekerque P3	-	0,93		-
Loon P1	1,02	1,38	1,18	1,27
Loon P2	1,22	-	1,22	1,51

On remarque qu'en moyenne la résistance de frottement mesurée est maintenant supérieure de 25 % à la résistance de frottement avec cette nouvelle valeur de $\alpha_{pieu\text{-}sol}$. Le cas du Pieu P1 de Coudekerque reste problématique, puisque la résistance de frottement est largement sous-évaluée.

La résistance de pointe mesurée reste en moyenne 5 % plus grande que celle mesurée avec cette valeur de k_p. Cette valeur est toutefois biaisée par les résultats obtenus sur le pieu P1 de Loon. Si ce pieu est écarté, le ratio $R_{b;\,m} / R_{b;\,cal}$ descend à 0,99.

En regardant les résistances limites, en revanche, on remarque que le ratio $R_{c/t;\,m} / R_{c/t;\,cal}$ vaut en moyenne 1,20. Un ajustement sur les valeurs proposées reste donc possible

tout en gardant une certaine sécurité, d'autant plus que la charge de fluage est sous-estimée au minimum de 10 %, augmentant d'autant plus la sécurité aux ELS.

5. Conclusions

Les différents essais menés sur des pieux forés à la tarière creuse ont permis de montrer que les résistances limites de ces pieux sont surestimées de manière systématique dans des sables homométriques et coquilliers.

Une nouvelle courbe des frottements axiaux unitaires limites propre à ces sols est présentée avec une nouvelle valeur de $\alpha_{pieu-sol}$. Un nouveau facteur de portance pressiométrique k_p est également proposé. Ces propositions permettent de calculer de manière sécuritaire les pieux dans ces sables très particuliers.

Bien entendu, dans un souci d'homogénéité, et ce même si aucune reconnaissance au pénétromètre statique n'a été réalisée sur ces sites, il est nécessaire d'abattre d'autant le paramètre $\alpha_{pieu-sol}$ de la méthode pénétrométrique ainsi que le q_{smax} de cette méthode et le coefficient de portance pénétrométrique k_c, dans la mesure où les essais sont possibles dans ces terrains.

Il reste nécessaire de mener de nouveaux essais de chargement dans ces sols, afin de pouvoir non seulement mieux appréhender le comportement de ces pieux, mais également de mener une analyse de ces données selon les principes qui ont servi à l'élaboration de la norme NF P 94-262 de manière à confirmer les propositions présentées dans ce rapport. Une étude similaire sur d'autres types de pieux devrait également être menée, toutes les catégories de pieux étant impactées par ces sols si particuliers : deux pieux vissés moulés testés sur le site de Calais ont donné des résultats également faibles.

Une prise en compte de ces éléments dans la norme NF P94-262 devra être envisagée.

6. Références bibliographiques

AFNOR (2012). Justification des ouvrages géotechniques - Normes d'application nationale de l'Eurocode 7 - Fondations profondes, Norme française, NF P 94-262.

Angemeer J., Carlson E. and Klick J. H. (1973). Techniques and results of offshore pile load testing in calcareous soil. Proceedings of the 5th Offshore Technology Conference, Houston, USA, Paper 1894.

Brown D., Dapp S.,, Robert Thompson W., and Lazarte C. (2007). Geotechnical engineering circular no. 8: Design and Construction of Continuous Flight Auger (CFA) Piles, Report FHWA-HIF-07-03, 293 pages.

Noorany I. (1985) Side friction of piles in calcareous sands. Proceedings of 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, USA, 1611-1614.

Spagnoli G., Doherty P., Wu D., Doherty M. (2015), Some mineralogical and geotechnical properties of carbonate and silica sands in relation to a novel mixed-inplace pile, 12th Offshore Mediterranean Conference and Exhibition, Ravenna, Italy.

Szymkiewicz, F., S. Burlon, F. Guirado, C. Minatchy and Vinceslas G. (2015). Experimental study of heating-cooling cycles on the bearing capacity of CFA piles in sandy soils, XVI ECSMGE, Edinburgh.

Szymkiewicz F., Minatchy C. & Reiffsteck P. (2021). Static pile load tests: contribution of the measurement of strains by optical fiber. International Journal of GEOMATE, Vol. 20, Issue 81, pp44-51.

Ecrans et ouvrages de soutènement

GARE PART DIEU A LYON - CONCEPTION D'UNE FOUILLE BUTONNEE DE GRANDES DIMENSIONS EN MILIEU URBAIN TRES CONTRAINT

PART DIEU RAILWAY STATION - LYON - DESIGN OF A LARGE EXCAVATION IN A VERY CONSTRAINED URBAN ENVIRONMENT

Charles BERNUY[1], Alexandre BEAUSSIER[2] et Simon GRÉNERY[3]
[1]*Terrasol, Lyon, France*
[2]*Terrasol, Lyon, France*
[3]*Terrasol, Lyon, France*

RÉSUMÉ – La réalisation de fouille butonnée en milieu urbanisé fait l'objet de nombreux défis en conception : maîtrise de l'impact sur les structures existantes, phasage contraint, exiguïté des emprises, nombreux sujets d'interface. La réalisation d'un parking souterrain en top and down au cœur du quartier de la Part-Dieu dans un contexte géotechnique alluvionnaire sous nappe, avec une forte asymétrie des poussées des terres, font de ce projet une référence dans la métropole lyonnaise.

ABSTRACT – The construction of a large excavation in an urban environment is subject to numerous design challenges: control of the impact on existing structures, constrained phasing, limited space, interface issues. The construction of a top-and-down underground car park in the heart of the Part-Dieu district in an alluvial geotechnical context under the water table, with a significant asymmetry of earth pressures, makes this project a reference in the Lyon metropolitan area.

1. Description du Projet

La gare de la Part-Dieu et ses abords sont en train de connaître des évolutions importantes à court et moyen terme pour faire face aux perspectives d'augmentation du trafic ferroviaire, liées aux évolutions du quartier et de la métropole lyonnaise. Actuellement la gare n'est plus en mesure d'absorber la demande croissante de voyageurs. Initialement prévue pour accueillir 35 000 voyageurs par jour, elle en accueille aujourd'hui 3 fois plus. Afin de désaturer et mettre en sécurité la gare et les quais tout en augmentant la capacité et en valorisant les modes de déplacements actifs à horizon 2030, plusieurs opérations interconnectées sont prévues d'ici 2024.

1.1. Le Parking Place Basse

L'espace public en surface, déjà saturé, n'étant pas en mesure d'accueillir le développement des fonctionnalités multimodales à hauteur des besoins identifiés, un ouvrage souterrain est prévu sous la place Béraudier pour améliorer les conditions d'accueil des voyageurs. Cet ensemble nommé Parking Place Basse (PPB) présente une emprise au sol d'environ 13 600 m² (80m x 170m) pour 4 niveaux de sous-sol (arase supérieure du niveau -4 descendue 16 m sous le terrain naturel) et permettra de superposer :

- Une place basse donnant accès au métro et intégrant une station de taxis, une vélostation d'environ 1500 places, ainsi qu'une offre de services et commerces ;
- Un parking minute d'au moins 60 places et un parking motos de 155 places (niveau -2) ;
- Un parking longue durée d'au moins 1000 places (niveaux -2, -3 et -4) ;

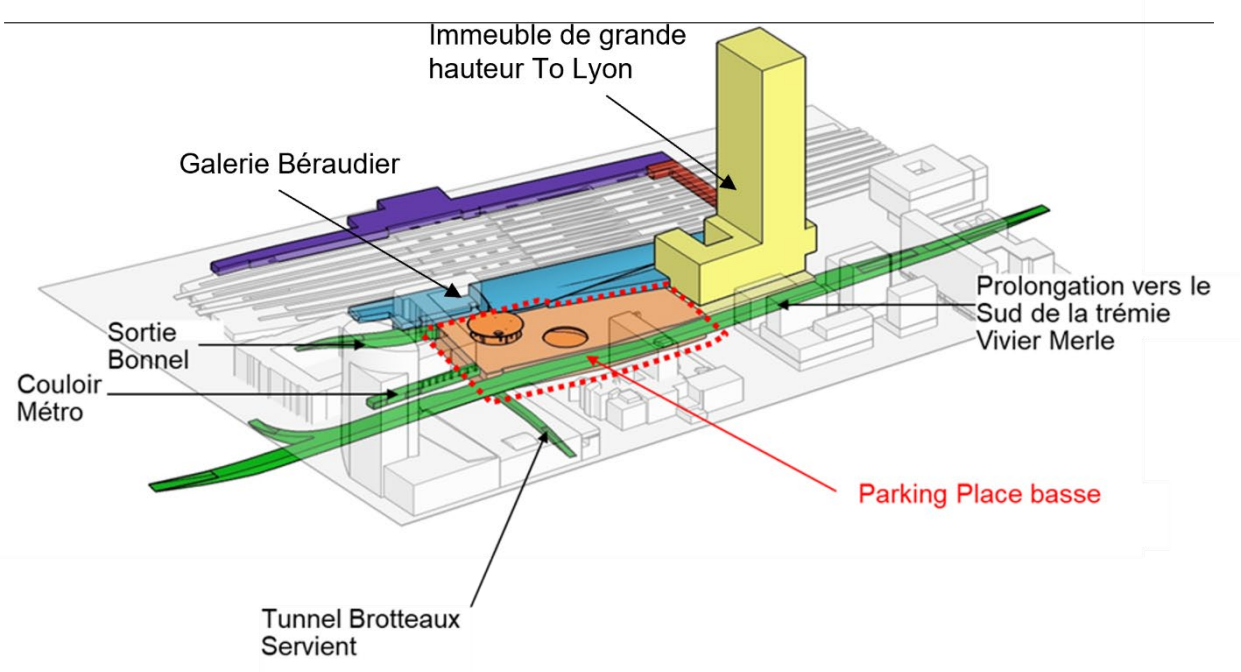


Figure 1. Organisation des programmes constituant le PEM

Ces équipements seront accessibles en arrivant par le Tunnel Vivier Merle (TVM, en vert sur la Figure 1), qui a été prolongé vers le Sud en 2019/2020. Les sorties en direction de l'Ouest s'effectueront par la rue Servient (via un passage souterrain dénommé sortie Brotteaux-Servient, passant sous le TVM), permettant de rejoindre les quais du Rhône et le centre-ville. Une sortie réservée aux taxis et aux livraisons par la rue de Bonnel permettra également de rejoindre l'Est lyonnais. L'ouvrage PPB est également borné à l'est par le projet de la Galerie Béraudier (réaménagement du hall de gare SNCF, en bleu) et le nouvel ensemble hôtel et tour To Lyon, qui verront le jour en même temps que le PPB (en jaune).

A proximité immédiate du projet, côté est, on notera la présence d'un mur de soutènement existant de 8 mètres de hauteur, supportant les voies ferrées de la gare la Part-Dieu, et apportant d'importantes charges sur l'ouvrage (Figure 2).

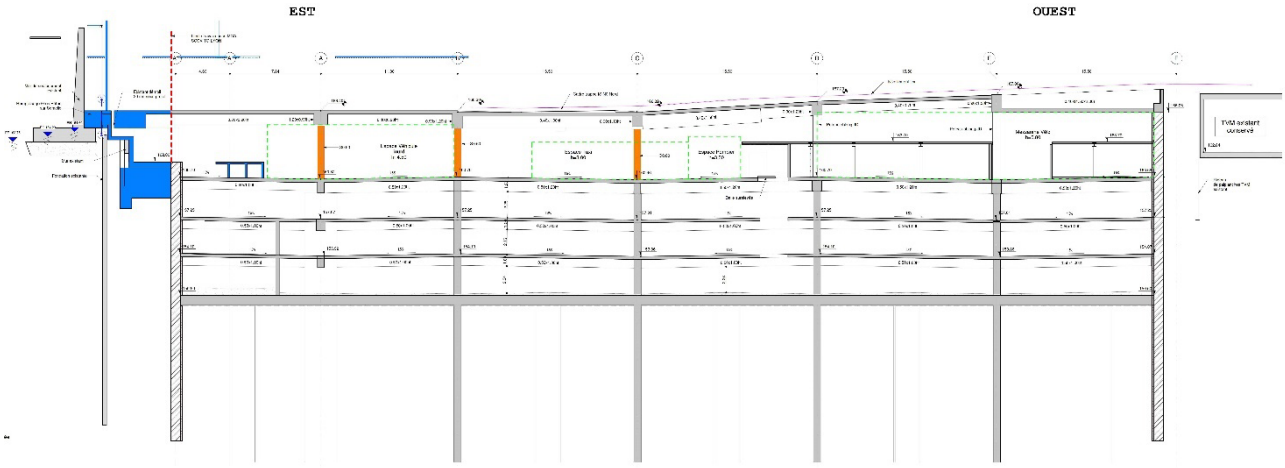


Figure 2. Vue en coupe de projet PPB

1.2. Les contraintes de services

Dans ce contexte très urbanisé, avec notamment la présence des voies SNCF, ce projet doit faire face à de nombreuses contraintes fonctionnelles, dont :

- La nécessité de maintenir en continu l'accès à la gare SNCF de la Part-Dieu aux flux de voyageurs ;

- La présence d'ouvrages sensibles tels que le mur de soutènement et les voies SNCF côté est et le Tunnel Vivier Merle côté ouest ;
- Un phasage général de l'opération imposant une réalisation en *top and down* ;
- Un système de poutres et dalles butonnantes de très grandes dimensions mais de faible épaisseur, limitant la section de béton en compression. Cette solution de butonnage réalisé à la descente implique également l'impossibilité de réaliser des bandes de clavage. Ainsi, au vu de leur longueur, les effets du retrait et du fluage des éléments butonnant seront significatifs et sont à prendre en compte dans le dimensionnement des soutènements ;
- La volonté architecturale de faire du futur hall d'accueil de la gare (1er niveau de sous-sol) un espace aéré avec une partie en mezzanine, limitant la capacité de butonnage en tête (double hauteur) ;
- Une forte dysmétrie des chargements avec côté est un mur de 8 m de hauteur soutenant les voies SNCF et côté ouest une tranchée couverte (TVM) apportant au contraire peu de poussée à l'arrière de la paroi moulée.

A ces contraintes de services s'ajoutent la nécessité de limiter les déformations sur les ouvrages existants, en particulier les déformations sur les voies SNCF imposés par les règlements SNCF (IN 90033).

1.3. Contexte géologique et hydrogéologique lyonnais

Le projet PPB et plus généralement le quartier de La Part-Dieu reposent sur des alluvions fluviatiles modernes appartenant principalement aux plaines alluviales du Rhône. Ces dépôts sablo-graveleux sont présent sur 20 m d'épaisseur environ et surmontent un substratum molassique (sables fins indurés).

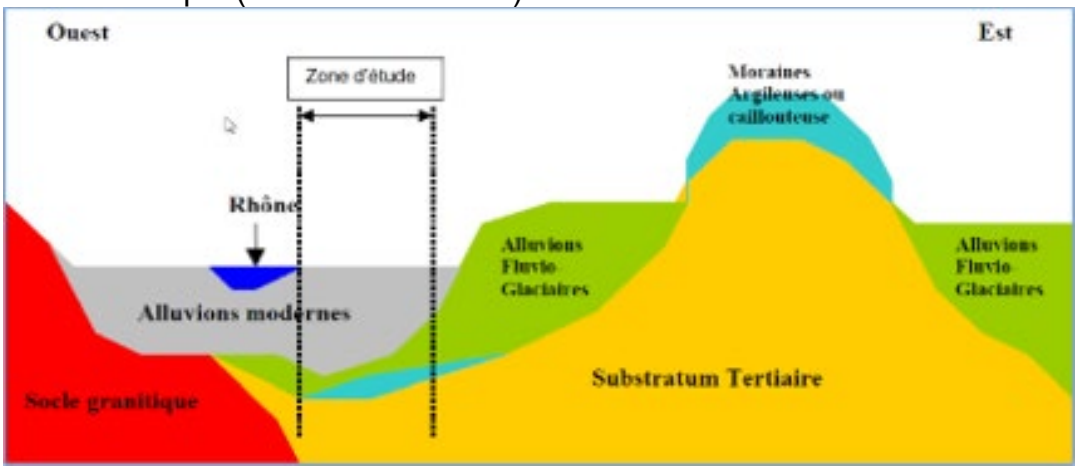


Figure 3. Schéma de la disposition des principales formations géologiques (source : rapport BRGM - Connaissance hydrogéologique du sous-sol de l'agglomération lyonnaise, 2014)

Ces alluvions se caractérisent par une granulométrie très étalée, dont la distribution s'étend du galet décimétrique au sable fin. Baignant dans la nappe d'accompagnement du Rhône, les alluvions présentent une perméabilité très élevée ($k = 1.10^{-3}$ m.s^{-1}). Localement une redistribution de la granulométrie est observée, avec des passages parfois très sableux (banc de sables fins) ou au contraire des franges très graveleuses (galets délavés).

Le substratum molassique du Miocène local s'apparente à des sables jaunâtres plus ou moins grésifiés et très compacts. D'un point de vue hydrogéologique, cet horizon présente des perméabilités nettement plus faibles que les alluvions du Rhône (en moyenne $k = 5.10^{-5}$ m.s^{-1}).

On notera que la nappe d'accompagnement du Rhône est relativement proche de la surface dans le secteur de la Part-Dieu, à seulement 5 m de profondeur. Du fait de la forte

perméabilité des alluvions, cette contrainte limite les possibilités de tirantage de la fouille sous le niveau de nappe.

Bien que la fiche hydraulique des parois moulées sera ancrée dans la molasse du Miocène, la réalisation d'une fouille de cette superficie, sous une colonne d'eau d'environ 14 m de hauteur à rabattre, implique des débits de pompage de l'ordre de 1000 m^3/heure pour les phases de terrassement les plus critiques.

2. Dimensionnement des parois moulées

Afin de reprendre les charges des ouvrages avoisinants et de limiter autant que possible les déformations induites sur les ouvrages SNCF, un soutènement suffisamment rigide devait être mise en œuvre. La conception du parking s'est orientée classiquement – comme c'est le cas de nombreuses excavations profondes en région lyonnaise – vers une enceinte périphérique en paroi moulée, ancré dans cet horizon moins perméable afin de limiter les débits de pompage. Les parois ont une épaisseur de 80 cm et une hauteur de 30 m environ.

Le dimensionnement a été mené par une approche combinant des modèles aux coefficients de réaction (K-Rea), principalement utilisés pour les vérifications de ferraillage, et des modèles éléments finis (Plaxis), ces derniers étant indispensables pour déterminer les déformations à l'arrière des soutènements. Des calages préalables ont été réalisés sur des modèles simplifiés pour vérifier que les deux approches donnaient des résultats similaires en termes de déformations et d'efforts.

La prise en compte des gradients est une contrainte forte sur la conception : le contraste de perméabilité avec les alluvions fait que des pertes de charge vont se développer sur une faible hauteur, dans les molasses uniquement. L'augmentation du gradient hydraulique en pied de rideau conduit à une réduction de la butée et accentue donc les déformations du soutènement. La fiche mécanique doit donc être choisie à la fois vis-à-vis du respect des critères de butée mais aussi de déformations admissibles. Au droit de l'ouvrage PPB, le toit molassique peut varier jusqu'à 5 m selon la zone, ce qui implique des ajustements de la fiche mécanique du soutènement selon le niveau du toit de la molasse.

2.1. Paramètres de cisaillement

Dans l'objectif de limiter l'impact sur les ouvrages avoisinants durant les phases de terrassement, le choix des paramètres de cisaillement des terrains constitue à l'évidence une étape clé. Bien que la nature des terrains alluvionnaires soit essentiellement sablo-graveleuse, un critère de cohésion à court terme a été introduit dans les modèles. L'introduction de ce paramètre se justifie par la nature charpentée des alluvions du Rhône, mise en évidence :

- par la réalisation d'essais de cisaillement en grand (boîte de Casagrande de dimensions 0.6*0.6*0.4 m, étude de Bourdeau, 1997). Ces essais, qui permettent d'appréhender le comportement en grand des alluvions, ont indiqué une cohésion d'imbrication de l'ordre de 20 kPa.
- par des rétro-analyses des instrumentations de parois sur d'autres projets de fouille dans le bassin lyonnais, en particulier les études de recalage sur le métro D de Lyon (Zghondi, 2010), concluant à la considération d'une cohésion de 24.5 kPa.

Ces résultats et études démontrent la nécessité d'introduire une cohésion minimale de 20 kPa dans les calculs de soutènement aux coefficients de réactions hyperstatiques pour obtenir des déformées et efforts internes dans les parois cohérents avec les auscultations mises en place. En revanche, on notera qu'il convient de retenir une cohésion plus faible, de l'ordre de 10 kPa, dans une modélisation de type éléments finis, pour obtenir des déformées équivalentes. La raison est que les modélisations en éléments finis sont mieux à même de reproduire les phénomènes d'effet voûte entre éléments butonnants, qui

conduisent à une redistribution des efforts sur les appuis et ainsi à une limitation de poussée « en travée ».

2.2. Paramètres de déformabilité : lois de comportement en petites déformations

Pour l'évaluation des déformations induites sur les structures avoisinantes, des modèles aux éléments finis (MEF) ont été utilisés. Ces modèles sont plus précis pour reproduire l'état de contraintes actuel, déjà fortement impacté par les ouvrages existants (mur SNCF, TVM). Les lois de comportement classiques de type Mohr-Coulomb ont été jugées insuffisantes pour reproduire correctement le comportement en petites déformations des terrains à l'arrière des parois. Dans le cadre du projet PPB, l'emploi d'un modèle de comportement élastoplastique de type HSS (Hardening Soil Model Small Strains), tenant compte de la dégradation du module avec la déformation, a été retenu.

L'utilisation de cette loi nécessite la définition de paramètres de déformabilité à faible déformation en plus de ceux de la loi Hardening Soil Model (HSM), avec :

- G_0 : module de cisaillement à très petites déformations qui a été déterminé à partir d'essai cross-hole ;
- $\gamma_{0.7}$: taux de cisaillement pour lequel le module de déformation a été réduit de 70% par rapport au module à déformation nulle. Celui-ci a été déterminé sur la base de la littérature (Darendelli, Ishibashi et Zang et Electric Power Research Institute (California)), en menant une approche conservative avec un paramètre $\gamma_{0.7}$ situé dans la fourchette basse.

La validation de la loi de comportement HSS a été menée avec l'étude d'un cas de soutènement simplifié (i.e. en négligeant la présence des ouvrages existants) pour lesquels les méthodes aux coefficients de réaction (MISS-K), sont dans leur parfait champ d'application. En superposant les courbes de déplacement de l'écran obtenues aux éléments finis avec les résultats de ceux obtenus avec un modèle aux coefficients de réaction (Figure 4), un calage satisfaisant est obtenu entre le modèle Plaxis HSS avec une cohésion de 10 kPa et le modèle MISS-K avec une cohésion de 20 kPa.

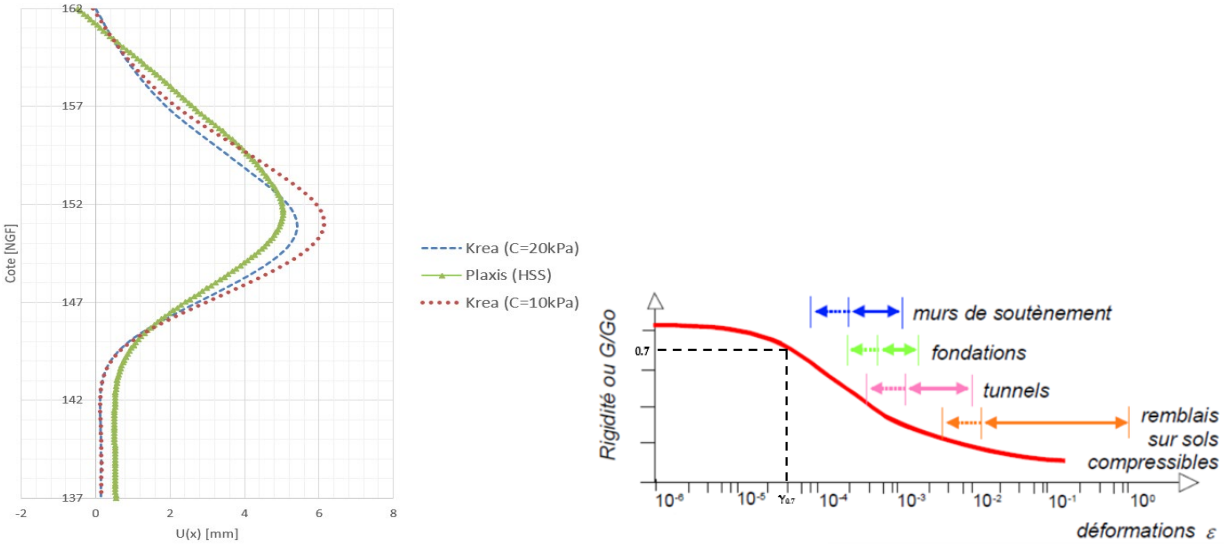


Figure 4a (gauche) : Déformations des soutènements - Plaxis HSS vs modèle MISS-K
Figure 5b (droite) : Variation du module de déformation avec la déformation (Reiffsteck, 2002)

2.3. Prise en compte des déformations de retrait/ fluage

2.3.1. Retrait et fluage des éléments butonnants

L'impossibilité de réaliser des bandes de clavage sur des poutres et dalles implique de prendre en compte les déformations des planchers liés aux phénomènes de fluage et retrait

du béton dans la conception des soutènements. Au vu de la longueur des éléments butonnants, ces phénomènes constituent un facteur aggravant les déformations des soutènements.

Dans le modèle, la prise en compte des déformations des éléments horizontaux liées aux phénomènes de fluage et de retrait a été fait par le biais d'une évolution des raideurs des appuis (voir Figure 5). Concrètement une fois l'élément structurel chargé à une contrainte σ_1, des déformations de fluage ont lieu jusqu'à l'état de déformation ε_2. Une fois l'équilibre trouvé on peut déduire un module d'élasticité sécant correspondant au module de fluage ou de retrait.

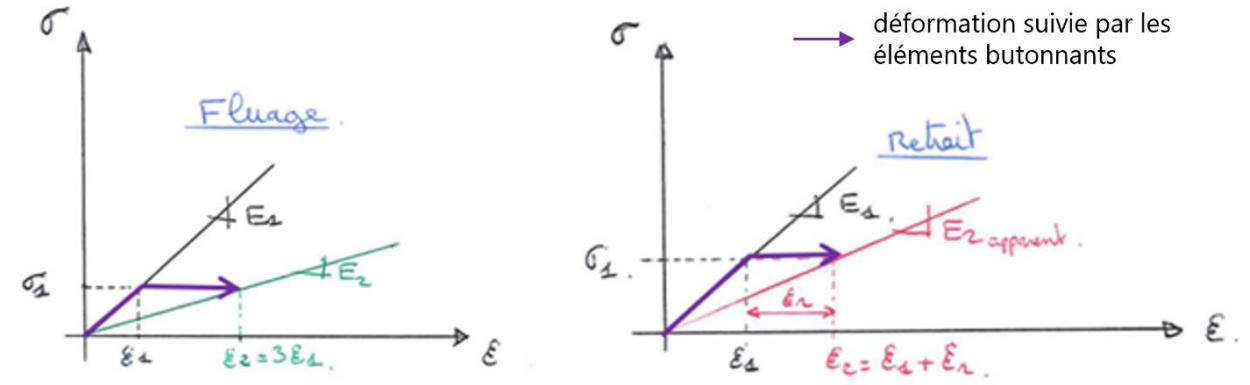
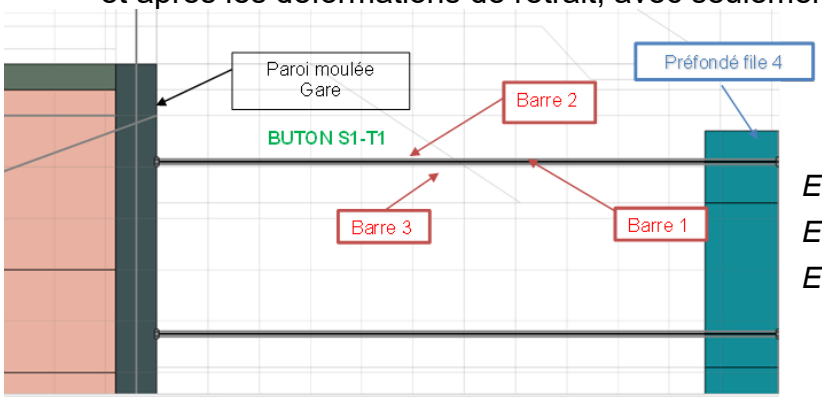


Figure 6. Déduction des modules sécants de fluage et de retrait

Dans le modèle aux éléments finis, la modification des raideurs sous chargement constant ne permet pas de mener le calcul. Pour y remédier, chaque niveau butonnant a été démultiplié en 3 éléments de barres rapprochées pour tenir compte de la variation de raideur des planchers avec :

- A court terme : $E_{béton\text{-}CT}$ module d'Young de l'élément butonnant (avant fluage) et activation des 3 barres ;
- A moyen terme : $E_{béton\text{-}LT}$ module apparent de l'élément butonnant après fluage et avant les déformations de retrait avec 2 barres actives ;
- A très long terme : $E_{béton\text{-}retrait}$ module apparent de l'élément butonnant après fluage et après les déformations de retrait, avec seulement 1 barre active.



$$E_{(CT)}\,A = E_{(barre1)}\,A + E_{(barre2)}\,A + E_{(barre3)}\,A$$
$$E_{(LT)}\,A = E_{(barre\ 1)}\,A + E_{(barre2)}\,A$$
$$E_{(retrait)}\,A = E_{(barre\ 1)}\,A$$

Figure 7. Variation de raideur des planchers modélisés par 3 éléments barres

2.3.2. Fluage des éléments verticaux

Dans le modèle éléments finis, de manière à prendre en compte des effets du fluage dans ces éléments verticaux, les parois moulées ainsi que les barrettes de fondation de l'ouvrage ont été modélisées par le biais d'éléments volumique reprenant la géométrie réelle des ouvrages ramenés dans le plan de coupe associés à des éléments plaque positionnés à la fibre neutre de l'élément volumique.

L'objectif d'associer deux éléments pour un objet est de prendre en compte l'effet de fluage du béton à long terme par désactivation de l'élément plaque ; les propriétés étant alors définies pour que les éléments volumiques apportent à eux seuls la rigidité long terme des matériaux (i.e. avant fluage), et la plaque le complément de rigidité.

2.4. Mise en œuvre des calculs aux éléments finis

Les résultats en déformation horizontale issus de la modélisation aux éléments finis sont présentés Figure 7. Les différentes approches décrites dans les paragraphes précédents ont permis de limiter les déformations attendues entre 2 et 3 cm pour les zones les plus critiques, ce qui a permis de respecter les critères du marché (< 3 cm). Par comparaison, l'utilisation de lois de comportements plus classiques, avec des déplacements liés aux effets du retrait imposés directement sur les parois, auraient induit des déformations horizontales dans des gammes bien plus élevées, de l'ordre de 5 à 7 cm.

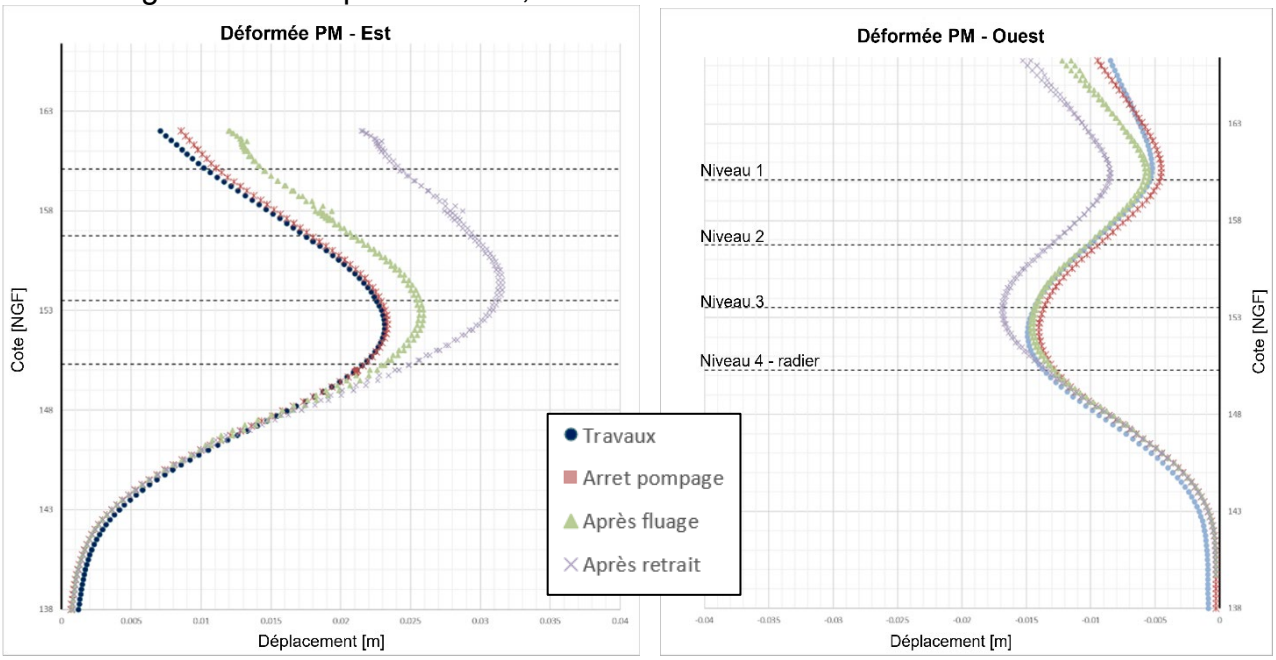


Figure 8. Déplacements horizontaux des parois moulées

3. Conception d'un radier ancré

3.1. Reprise des sous-pressions

Un des autres grands enjeux du projet concerne la reprise des sous-pressions par la structure, puisqu'une colonne d'environ 14 m de hauteur est à reprendre en phase définitive. Plusieurs parkings lyonnais sont dimensionnés avec un radier drainant. Dans le cadre du PPB, cette solution impliquerait un pompage en continu de 1000 m^3/h durant toute la vie de l'ouvrage. Cette solution peu vertueuse et peu économique implique aussi des problématiques de rejet des volumes pompés. Compte tenu du fait que le parking est assimilable à une boite vide, la solution de radier lesté et étanche a également été écartée puisque celui-ci aurait dû être épaissi à plus de 5 mètres pour être stable.

On notera que l'ensemble des charges de la structure du parking repose sur des barrettes de fondation qui reprennent aussi les efforts de sous-pression par frottement. L'objectif de la conception a été de faire participer un maillage de micropieux dans la reprise des efforts de sous-pression. Ce réseau d'ancrage permet d'augmenter la résistance à l'arrachement en allégeant les efforts de traction dans les barrettes, mais également de limiter la flèche et les efforts qui se développent dans le radier entre les barrettes. Sur l'ensemble du parking se sont près de 1000 micropieux longs de 25 mètres en moyenne qui seront liaisonnés au radier et ancrés dans la molasse.

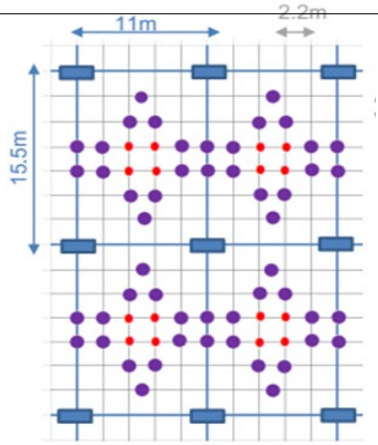


Figure 9. Maillage de micropieux

3.2. Détermination des raideurs

Pour déduire les raideurs des micropieux et barrettes et comprendre la répartition des efforts, une maille élémentaires 3D a été modélisée aux élément finis. Cette modélisation permet de tenir compte des interactions entre les éléments de fondations puisque lorsque les barrettes se mettront en charge, le sol au voisinage de ces dernières entrera également en mouvement, allégeant la charge des micropieux. Pour arriver à cette modélisation, un calage des paramètres de résistance de cisaillement et des modules des sols a été nécessaire de manière à respecter au mieux les courbes de chargement en compression et en traction de micropieu et de barrette isolés. Le calage des raideurs des différents éléments au sein d'un groupe a permis de définir une maille « optimisée » de micropieux.

4. Conclusion

Compte tenu des fortes contraintes imposées (notamment phasage top-and-down, présence de nombreux existants, limitation des déplacements sur les ouvrages SNCF, présence d'une nappe), la conception de l'ouvrage PPB a nécessité de combiner des méthodes d'interaction sol-structure relativement poussées, en particulier concernant le choix des lois de comportement et les calages des raideurs. Les méthodes présentées ont permis de respecter les critères de déformation tout en optimisant l'ouvrage.

5. Références bibliographiques

Benz, T. Small-strain stiffness of soils and its numerical consequences. Phd, Universitat Sttutgart, 2007

Bourdeau Y., (1997). Le comportement des alluvions du Rhône dans une grande boîte de cisaillement direct. Revue Française de Géotechnique vol 79.

Coudert J., Nicolas J., Amraoui N., Seguin J.J., 2007 – Rapport BRGM : Connaissance hydrogéologique du sous-sol de l'agglomération lyonnaise, 2007.

DongSoon P., Tadahiro K., (2018). Shear modulus reduction and damping ratio curves for earth core materials of dams. Canadian Geotechnical Journal, vol. 56, pp 14-22.

Ishibashi I., (1993). Unified dynamic shear moduli and damping ratios of sand and clay. Soils and foundation, vol. 33.

Mongereau N., Sanglerat G. (2002). Pathologie de parkings enterrés sous la nappe à Lyon. Revue Française de Géotechnique vol 101.

Schanz T., Vermeer P.A., Bonnier, B.G. (1999) The hardening soil model : formulation and verification. Beyond 2000 in Computational Geotechnics, Rotterdam, pp 281- 290

Zghondi J., (2010). Modélisation avancée des excavations multi-supportées en site urbain, thèse soutenue à l'INSA de Lyon.

QUELQUES CONSIDÉRATIONS PRATIQUES AUTOUR DE LA JUSTIFICATION GÉOTECHNIQUE DES PUITS CIRCULAIRES

SOME PRATICAL CONSIDERATIONS ON THE GEOTECHNICAL JUSTIFICATION OF CIRCULAR SHAFTS

Martin Cahn[1], Nhat Hoang Nguyen [1], Fahd Cuira[1], Maxime Fonty[2], Clément Santos[2], Nicolas Utter[2]
[1] *Terrasol, Paris, France*
[2] *Solétanche Bachy, Rueil-Malmaison, France*

RÉSUMÉ – L'effet de voûte qui se développe dans le terrain et dans le soutènement fait des puits circulaires des ouvrages tout à fait particuliers au regard des vérifications définies classiquement pour les écrans plans. Cette communication met en évidence certaines de ces spécificités dans le cas d'un calcul aux coefficients de réaction (poussée/butée et raideur) et donne des précisions pour la vérification du renard solide.

ABSTRACT – The vaulting effect that develops in the ground and in the support makes circular shafts quite special with respect to the verifications classically defined for plane walls. This paper highlights some of these specificities in the case of a calculation with coefficients of reaction (active/passive pressure and stiffness of the coefficients of reaction) and gives details for determination the base stability.

1. Introduction

Sur les puits circulaires, les poussées des terres et de l'eau peuvent être reprises en quasi-totalité par effet de voûte et compression orthoradiale de l'anneau de soutènement. La flexion de l'écran étant réduite, le terrassement peut être réalisé en l'absence d'appuis intermédiaires tandis que les tassements de surface associés sont grandement limités.

La vérification structurale de ces ouvrages circulaires est souvent menée à l'aide de calculs aux coefficients de réaction en assimilant l'écran à une poutre et en attribuant au soutènement une rigidité cylindrique sur toute sa hauteur. Cette rigidité cylindrique s'exprime, en retenant une hypothèse de contrainte plane:

$$R_c = \frac{E.e_{nom}}{R_{moy}{}^2} = \frac{P_{ext}}{U_r} \quad (1)$$

Avec E le module du soutènement, e_{nom} son épaisseur nominale et R_{moy} le rayon à l'axe du soutènement, P_{ext} la pression s'appliquant sur l'écran et U_r le déplacement radial. La résolution de l'équilibre de la poutre permet alors de déterminer le déplacement radial et d'en déduire la contrainte de compression σ_c dans l'anneau d'épaisseur inscrite e_i ,tel que :

$$\sigma_c = \frac{N_\theta}{e_i} = \frac{R_c \times U_r \times R_{ext}}{e_i} \text{ où } N_\theta = \textit{effort axial orthoradial et } R_{ext} = \textit{rayon extérieur} \quad (2)$$

De manière classique, les terrains sont simulés par une succession de ressorts élastoplastiques caractérisés par une raideur k_h et deux états limites de poussée et de butée. Dans la plupart des cas, l'écran sollicite peu le terrain en fond de fouille et la vérification du défaut de butée est inutile : la justification de la contrainte de compression jusqu'à la base de l'écran est suffisante pour assurer que la poussée est équilibrée. La longueur de la fiche est alors dictée par les vérifications de stabilité hydraulique et celle du fond de fouille (dite du « renard solide »). Dans la pratique, les formules développées pour les écrans plans sont souvent retenues pour définir les limites plastiques de poussée/butée, la raideur des ressorts de sol ou pour la vérification du renard solide. Pour ces trois sujets, la présente communication quantifie les optimisations qu'il est possible d'escompter lorsque l'on tient explicitement compte du caractère axisymétrique de l'ouvrage.

2. Limites de poussées et de butée des écrans circulaires

2.1. Limites de poussées actives

La recherche d'une poussée limite spécifique aux puits circulaires a été étudiée par différents auteurs. Les solutions les plus courantes sont celles établies par Terzaghi (1943), Berezantzev (1958), Prater (1976) et Cheng et al. (2008).

La méthode développée par Terzaghi repose sur la résolution de l'équilibre d'un cylindre de sol plastifié autour du puits, celle de Prater est similaire à un coin de Coulomb en axisymétrie tandis que celle de Berezantzev, généralisée par Cheng et al., est basée sur la résolution des équations d'équilibres limites. Quelle que soit la solution considérée, la prise en compte de l'effet de voûte dans le sol est nécessaire via l'introduction de la contrainte orthoradiale σ_θ. Celle-ci peut être reliée proportionnellement à la contrainte verticale par un facteur λ pour lequel diverses approches peuvent être utilisées. Toutes les solutions permettent de grandement réduire la valeur de la poussée limite à considérer par rapport au cas plan, mais l'amplitude de cette réduction et le déplacement de l'écran nécessaire pour atteindre le palier plastique ne font pas consensus (Todbar et al., 2010).

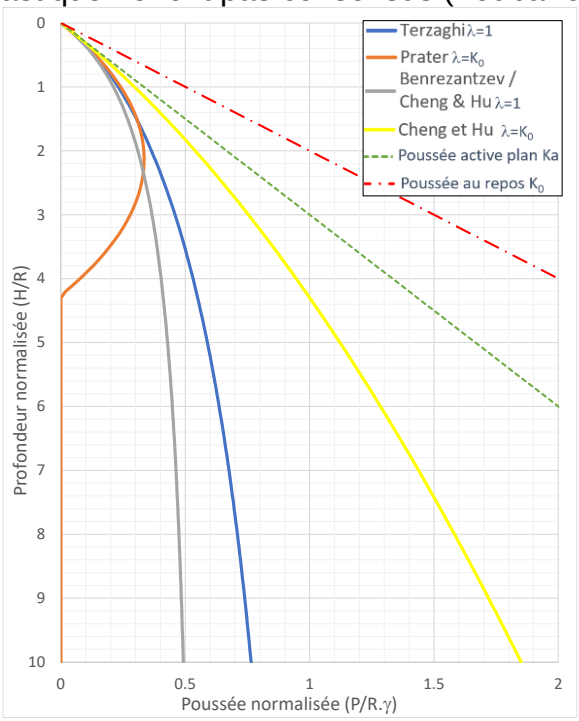


Figure 1. Distributions de poussées actives normalisées pour un sol purement cohérent pour φ'=30°avec P la poussée, R le rayon, H la profondeur

Afin de discriminer les solutions de poussées limites proposées, et d'évaluer la déformation orthoradiale nécessaire à l'atteinte de la limite plastique, une étude paramétrique à l'aide de la méthode aux éléments finis a été menée sur Plaxis 2D (en conditions axisymétriques). Le terrain est caractérisé par une loi de comportement de type HSM avec trois jeux de paramètres de résistance (c'=0 & φ'=18°, c'=0 & φ'=30°, c'=10 kPa & φ'=20°). La profondeur des puits est fixée à 20 m pour un rayant allant de 3 à 25 m.

Dans la pratique, la recherche de la poussée limite dans un modèle numérique peut être menée de deux façons : avec une approche cinématique, qui consiste à appliquer un champ de déplacement sur l'écran et observer la diminution du diagramme de poussée jusqu'à obtention d'un palier minimal et avec une approche "statique", qui consiste à remplacer l'écran par un diagramme de pression que l'on fait diminuer jusqu'à obtention d'un équilibre limite. Les simulations menées dans le cadre de la présente étude corroborent la pertinence de l'approche statique déjà identifiée par Jassionnesse et al. (2016). Ainsi la poussée limite derrière un puits circulaire est obtenue en appliquant une homothétie sur les diagrammes

"théoriques" avec un facteur multiplicateur que l'on fait diminuer progressivement de 1 à 0 jusqu'à obtenir un état d'équilibre limite.

Selon les cas, la distribution minimale de poussée déterminée numériquement s'est avérée plus proche de la proposition de Berezantzev, de Terzaghi ou de celle de Cheng & Hu avec $\lambda=K_0$. Pour les rayons les plus grands, les solutions de Berezantzev et de Terzaghi sous-estiment la poussée limite calculée numériquement (ruptures précoces en tête de puits). La solution de Cheng et Hu avec $\lambda=K_0$, tout en permettant une optimisation par rapport à la valeur de poussée limite des écrans plans, s'avère, dans tous les cas testés, supérieure à la poussée numérique. Dans une optique sécuritaire et pour un dimensionnement aux coefficients de réaction, c'est cette solution (Cheng & Hu pour $\lambda=K_0$) qui pourrait être retenue.

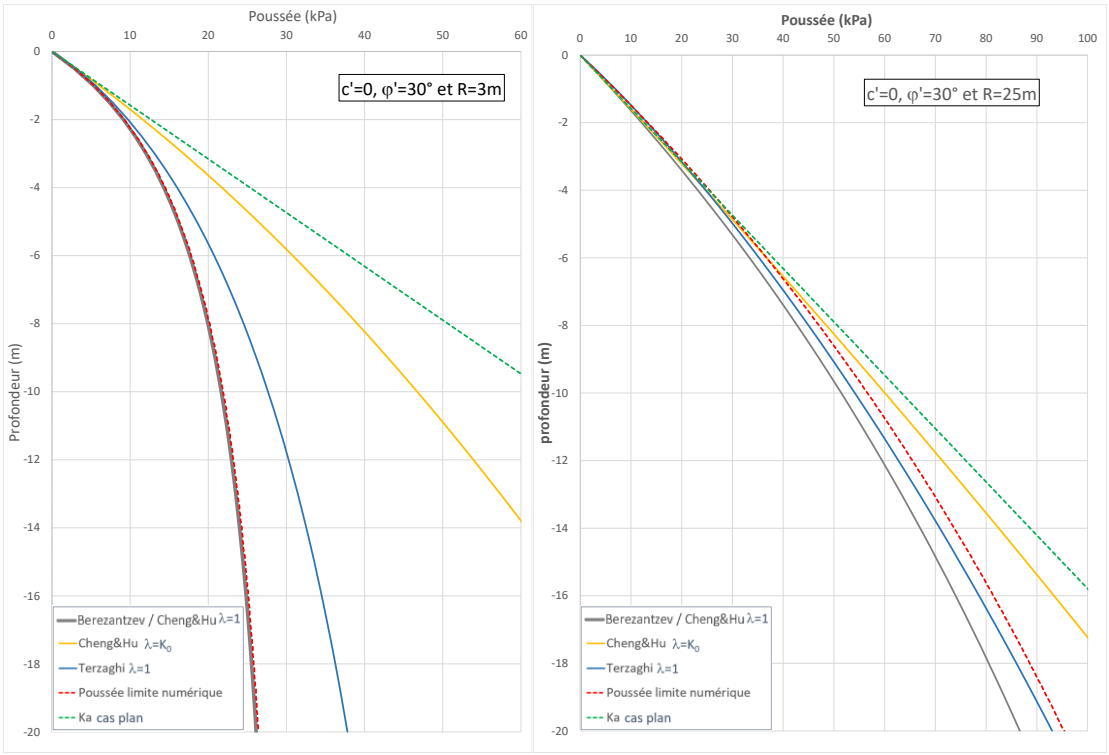


Figure 2. Comparaison de poussées limites théoriques et numériques, φ=30°, c=0, R=3 & R=25

Il apparait cependant que, comme l'illustre la figure suivante, la déformation orthoradiale qu'il est nécessaire de mobiliser pour atteindre la rupture numérique est relativement importante, particulièrement lorsque le rayon du puits est réduit. Un puits en parois moulée en béton C35 correctement dimensionné vis-à-vis de la compression dans le béton présente une déformation orthoradiale maximale inférieure à 1‰. La prise en compte d'une réduction de la poussée pourra toutefois trouver applications dans le cas d'écrans de soutènement plus souples ou pour des puits traditionnels profonds.

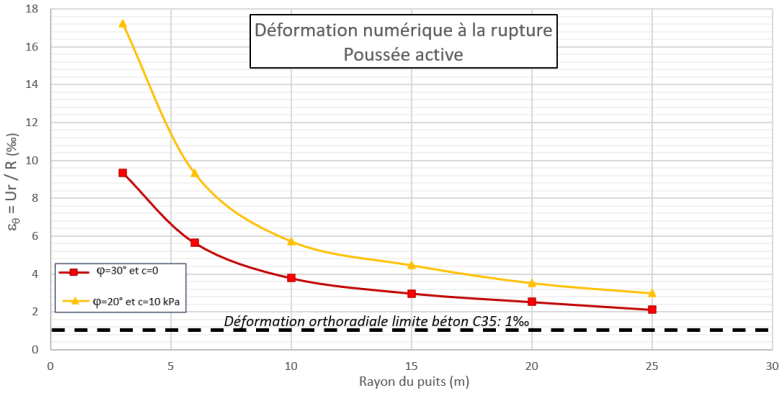


Figure 3. Déformation orthoradiale limite numérique (loi HSM avec E_{50}=50 MPa et Eur=3.E_{50})

2.2. Pression limite en butée

Tant que le fonctionnement en anneau du soutènement est conservé et que la compression dans le soutènement reste acceptable, la reprise de la poussée des terres par le terrain en butée n'est pas nécessaire et aucune fiche mécanique vis-à-vis du défaut de butée n'est à justifier. Lorsque la rigidité cylindrique des puits est réduite (percement pour départ d'un tunnel ou rayon très important par exemple) un fonctionnement mixte « compression orthoradiale et flexion verticale » peut voir le jour. La justification du défaut de butée se fait alors classiquement en comparant la butée mobilisée à la butée mobilisable (ou limite), ou en pénalisant directement la butée limite par le coefficient de sécurité recherché (CNJOG 2018). Dans les deux cas, la valeur de la butée limite doit être définie, mais aucune étude n'a pu être retrouvée dans la littérature pour les ouvrages circulaires sur le sujet.

Une étude paramétrique à l'aide de modélisations éléments finis, comparable à celle déjà menée pour la poussée, a alors été mise en œuvre. Les butées limites numériques de puits de rayons variant de 3 à 25 m ont été déterminées pour des sols purement frottants et purement cohérents : (c'=0 & φ'=20°, c'=0 & φ'=30°, c'=0kPa & φ'=40°, c_u=50 kPa, c_u=100 kPa et c_u=200 kPa).

L'étude a montré que lorsque la rugosité de l'écran était négligée, la butée limite des puits circulaires reste similaire à celles des ouvrages plans. Si en revanche la rugosité est prise en compte, la butée limite des puits circulaires déterminée numériquement est augmentée par rapport au cas plan. Cette augmentation reste néanmoins limitée (moins de 15% pour l'ensemble des cas étudiés) et l'on peut utiliser avec une approximation suffisante les coefficients de butée établis à l'origine pour des écrans plans.

3. Coefficient de réaction soutènement circulaire

La norme française NF P94-282 sur les écrans de soutènement recommande l'utilisation de la formule de Schmitt (1995) qui exprime la raideur du coefficient de réaction K_h en fonction du module pressiométrique Menard E_M et du coefficient rhéologique α :

$$k_h = 2\frac{\frac{E_M}{\alpha}}{\sqrt[3]{\frac{EI}{\frac{E_M}{\alpha}}}} \quad (3)$$

Cette formule empirique, initialement basée sur des mesures de chantier d'écrans plans, trouve des fondements plus théoriques basés sur la théorie de l'élasticité. Il est à noter que ce coefficient de réaction ainsi défini, fait intervenir implicitement la notion de rigidité relative de l'écran (ou de longueur de transfert) et que la rigidité cylindrique n'intervient pas dans la formule.

Pour les voûtes de tunnels, la formule classiquement utilisée est basée sur la théorie de l'élasticité linéaire d'un tube soumis à une pression uniforme qui dépend du module du sol E, de son coefficient de poisson ν et du rayon de l'ouvrage R :

$$k_{h\,Lame} = \frac{E}{R(1+\nu)} \quad (4)$$

Cette formule théorique présente en particulier la limite de ne pas faire intervenir la rigidité relative de l'ouvrage par rapport au terrain et de ne pas trouver de continuité avec les formules d'ouvrage plans lorsque le rayon R tend vers l'infini.

En l'état, ni la formule de Schmitt ni celle utilisée pour les tunnels ne semblent totalement satisfaisantes pour le dimensionnement des ouvrages de soutènement circulaires à l'aide de calcul aux coefficients de réaction. De manière à déterminer un coefficient de réaction spécifique aux écrans de soutènement circulaires, une étude paramétrique à l'aide d'un modèle aux éléments finis sur Plaxis 2D a de nouveau été mise en œuvre.

Le coefficient de réaction « numérique » est déterminé comme le rapport entre l'incrément de pression derrière l'écran et la variation du déplacement afférent. L'exercice a été mené pour des différents modules pressiométriques (de 5 à 25 MPa), différents rayons

du puits (de 3 à 25 m), et pour des épaisseurs de parois allant de 0,8 à 1,2 m. Le terrain est caractérisé par une loi de comportement de type HSM avec $E_{50}=E_{oedo}=4\times E_M$ et $E_{ur}=3\times E_{50}$.

Les résultats de cette étude paramétrique aboutissent à la détermination d'un facteur correctif à introduire sur la valeur du coefficient de réaction plan (rayon grand). Ce facteur correctif est défini comme le rapport du coefficient de réaction déterminé numériquement pour l'écran circulaire sur celui de l'écran plan. Ce paramètre suit une croissance linéaire avec la rigidité cylindrique dans un graphique en échelle logarithmique tel qu'illustré à la figure 4.

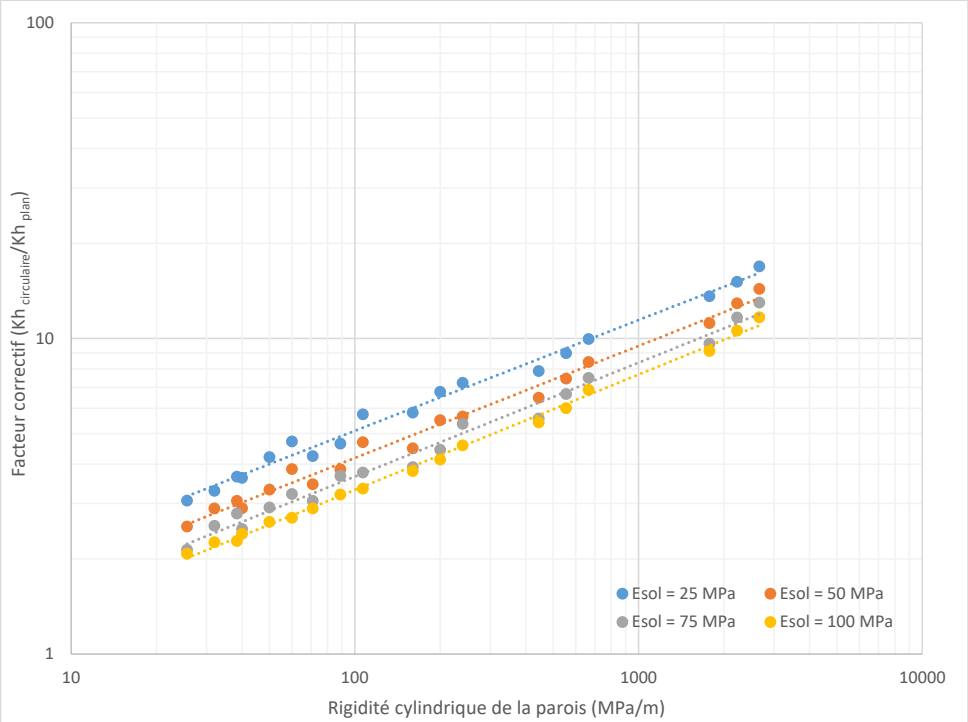


Figure 4. Paramètres de correction en fonction de rigidité cylindrique des parois

Ce facteur correctif majorant peut directement être appliqué à la formule de Schmitt et permet d'approcher les déformations radiales maximales obtenues par modélisations aux éléments finis. Cette majoration aura pour conséquence pratique de réduire, pour un même déplacement de l'écran, la pression de poussée et par conséquent la contrainte de compression annulaire permettant, dans certains cas, une optimisation de l'épaisseur du soutènement. Les comparaisons entre modélisations éléments finis et calculs aux coefficients de réactions d'ouvrages circulaires ont en revanche mis en évidence que d'autres ajustements étaient nécessaires pour traduire les flexions locales déterminées dans les calculs aux éléments finis, notamment à proximité du fond de fouille. Ces flexions verticales restent cependant dans la plupart des cas limitées et compatibles avec la mise en œuvre d'un ferraillage minimal dans le cas de soutènements en parois moulées. En outre, des vérifications par auscultation d'ouvrage sont nécessaires, dans la continuité de la démarche empirique à l'origine de la formule de Schmitt.

4. Vérification du renard solide.

L'amendement à la norme 94-282 rappelle que « le phénomène de renard solide ou remontée du terrain en fond de fouille selon le schéma de plasticité de Prandtl », dû à un déséquilibre de charge verticale de part et d'autre du soutènement, est susceptible d'intervenir dans les sols cohérents de caractéristiques médiocres ou dans les sols pulvérulents soumis à des gradients ascendants. La vérification est classiquement établie au niveau de la base du soutènement et une analogie avec les vérifications de portance d'une fondation peut être faite. La contrainte stabilisatrice est la somme d'un terme de surcharge ($q.N_q$, q étant la surcharge coté fouille s'appliquant sur une ligne horizontale passant par la base de la paroi), d'un terme de cohésion ($c.N_c$) et d'un terme de poids ($0,5.B.\gamma.N_\gamma$). N_q, N_c et $N\gamma$ sont des fonctions de l'angle de frottement. Pour un soutènement plan, le renard solide est rarement dimensionnant, du fait de la présence d'une fiche minimale pour vérifier la sécurité sur la butée, associée à des puits ou drains de décharge permettant d'éviter les gradients ascendants sur la hauteur de cette fiche. Les ouvrages circulaires peuvent présenter au contraire, des fiches plus courtes, nécessitant d'examiner d'avantage ce mécanisme de rupture. Il est discuté ci-après l'influence des spécificités géométriques des puits (en général fouilles de largeur ou rayon B petite, au regard de la hauteur terrassée D, et symétrie axiale) sur l'étude de ce mécanisme.

Dans un terrain purement cohérent, N_q=1 et N_γ=0. Plusieurs valeurs de Nc ont été proposées lors des développements sur la portance de semelles ou pieux (Terzaghi, Meyerhof). En exploitant l'analogie entre portance d'une fondation profonde et rupture de type renard solide, Skempton propose l'abaque de la figure 5, dont l'utilisation est confortée par plusieurs retours d'expériences (Bjerrum & Eide 1956). L'abaque donne N_c et la sécurité F_S vis-à-vis du renard solide vaut, en l'absence de fiche, $F_S = c.Nc / (\gamma.D)$.

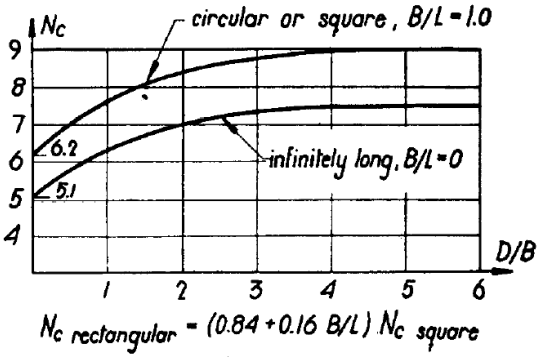


Figure 5. Abaque de Skempton

Le facteur de sécurité obtenu avec cet abaque est comparé à celui déterminé par un calcul aux éléments finis. Pour cela, une fouille de 20 m de hauteur est considérée dans un terrain purement cohérent de poids volumique γ=20 kN/m^3 et de cohésion c_u=90 kPa. Les modèles sont réalisés en déformations planes et en axisymétrie. La demi-largeur de la fouille est prise égale à 3, 6, 10, 15, 20 ou 25 m. Le soutènement est constitué d'une plaque bloquée en déplacement sans fiche. On cherche le niveau de sécurité sur la cohésion vis-à-vis d'une rupture du fond de fouille à l'aide d'une procédure de c-φ réduction. Les résultats des calculs en déformations planes (Figure 6 à gauche) sont très proches de ceux obtenus par l'abaque de la figure 5. Dans les deux cas l'étroitesse de la fouille améliore la sécurité.

Pour les calculs en axisymétrie les sécurités obtenues numériquement sont de l'ordre de 20 % supérieures (pour D/B <2) à celles prédites par l'abaque. L'étroitesse et le caractère axisymétrique sont des éléments contribuant à une plus grande sécurité vis-à-vis du renard solide. Il faut noter que Bjerrum & Eide convenaient du caractère conservateur de l'abaque pour les fouilles axisymétriques présentant un grand élancement, sur la base de 4 fouilles avec D/B > 5 et pour lesquelles une rétro-analyse donnait N_c=10 à 11 au lieu de 9 théorique.

Dans un terrain pulvérulent, une analyse numérique semblable a été menée pour le cas [c=10kPa, φ=30°]. En déformation plane et sur la gamme de géométrie testée, l'élancement de la fouille n'influe pas sur la marge de sécurité. Le caractère axisymétrique de la fouille a quant à lui une influence notable (voir figure 6 à droite).

Dans les deux cas (sol cohérent et pulvérulent), il est apparu que la prise en compte du cisaillement en amont coté terre (Terzaghi 1943, Graux 1967) ne correspondait pas au mécanisme de rupture le plus défavorable mis en évidence numériquement. Cette

observation est cohérente avec les conclusions proposées par Bjerrum & Eide (1956) pour les fouilles étudiées dans les argiles. La sécurité déterminée avec les modélisations éléments finis s'avère par ailleurs peu sensible aux paramètres de frottement contre l'écran (K_0, R_{int}).

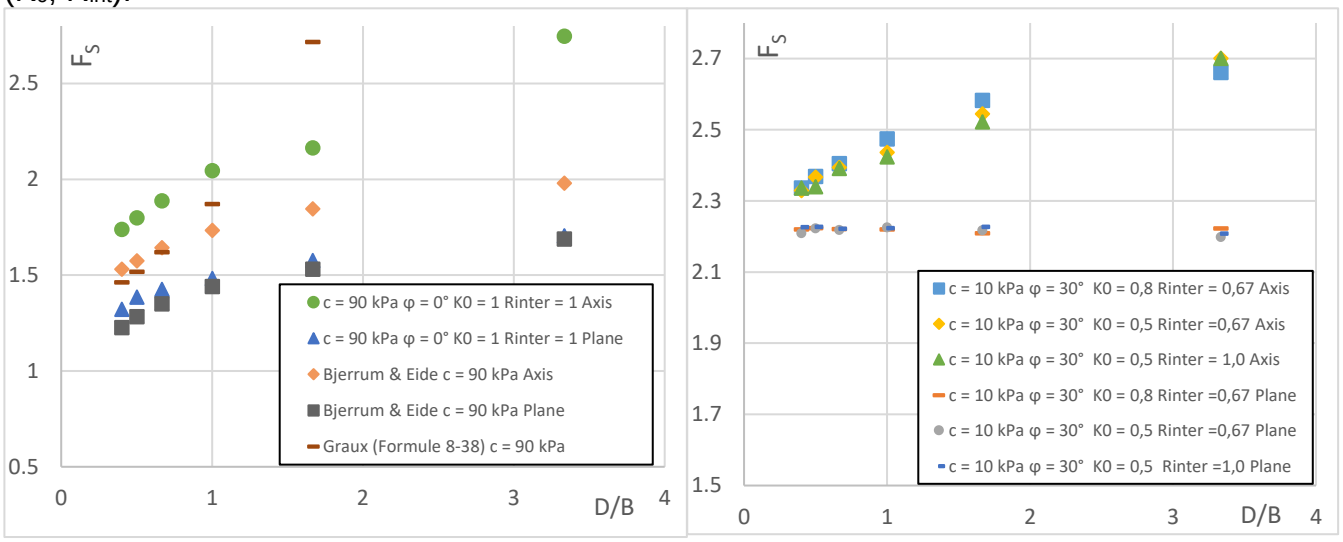


Figure 6. Facteur de sécurité vis-à-vis du renard solide obtenu analytiquement ou numériquement (D hauteur, B largeur, cas purement cohérent, à gauche et cas avec C=10kPa et φ=30° à droite)

Dans les terrains pulvérulents, la vérification se fait en contrainte effective. N_q est de l'ordre de 10 à 30 (pour φ variant de 25° à 35°) ce qui accentue la contribution de la surcharge aval. La hauteur de la fiche à la base de laquelle s'effectue la vérification est donc un élément favorable. La pression d'écoulement ascendant, diminue quant à elle la contrainte effective verticale coté fouille et donc le terme $q.N_q$.

Le gradient ascendant est donc important à quantifier, avec une approche différente de celle proposée par Mandel (1951) pour un batardeau puisque, dans le cas d'un puits, la géométrie axisymétrique contribue à concentrer les lignes de courant dans le fond de fouille et à accroitre significativement le gradient ascendant. La figure 7 présente les résultats obtenus pour l'estimation de la proportion des pertes de charge à l'aval ρ_{av} par une approche analytique (établie à l'aide des travaux de Cassan (2005) sur l'essai Lefranc) et par une approche numérique pour certaines géométries. Les résultats mettent en évidence que la proportion de perte de charge en aval (coté fouille) et donc le gradient ascendant augmente significativement pour les valeurs petites de B/F (où B est la largeur de fouille et F la fiche). On illustre ainsi que pour les puits axisymétriques, les gradients ascendants peuvent être bien plus élevés qu'à l'aval d'un batardeau en déformations planes, où ρ_{av} ne dépasse pas la valeur de 0,5 (Mandel (1951), batardeau sans vis-à-vis). En conséquence, les dispositifs de drainage du fond de fouille visant à redresser les lignes de courant sont particulièrement recommandés pour les puits circulaires.

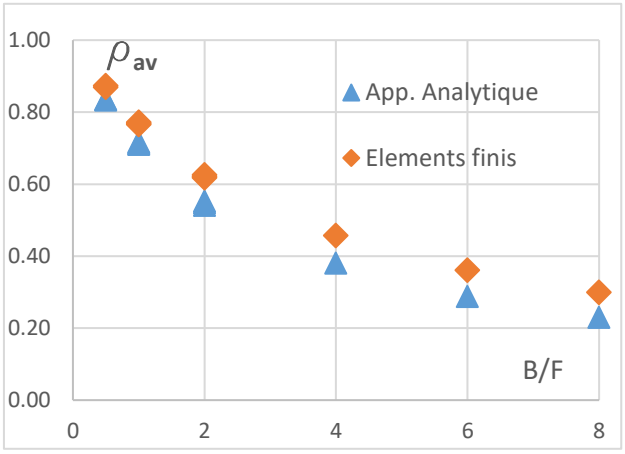


Figure 7 : Proportion de perte de charge à l'aval d'un écran circulaire

5. Conclusions

L'étude théorique présentée dans cet article confirme le caractère sécuritaire des approches usuellement utilisées pour le dimensionnement de puits circulaires. Elle donne quelques ordres de grandeur pouvant être appliqués sur les paramètres d'entrée des modèles aux coefficients de réaction. Ainsi, pour le diagramme de poussée des terres, la solution de Cheng & Hu avec $\lambda=K_0$ peut être retenue pour réduire le chargement limite sur l'écran. De même le coefficient de réaction peut par ailleurs être majoré en fonction de la rigidité cylindrique du puits. Le coefficient de butée n'apparait lui, pas significativement modifié. L'étroitesse de la fouille et son caractère axisymétrique sont également des points favorables pour les vérifications de renard solide. A l'inverse, un point de vigilance sur ce type d'ouvrage, est la concentration des écoulements conduisant à une hausse des gradients hydrauliques contre lesquels il est recommandé, comme pour les écrans plans, de « prévenir plutôt que calculer » par un dispositif de puits et drains de décharge. D'autres aspects en lien avec ces spécificités géométriques, pourraient être développés ultérieurement tels que les vérifications de non-soulèvement de fond de fouille.

Pour l'ensemble de ces développements, l'opportunité de conforter ces résultats « numériques » par l'expérimentation devra, aussi souvent que possible, être exploitée.

6. Références bibliographiques

Bjerrum L., Eide O., (1956), Stability of strutted excavations in clay, Géotechnique, 6, pp. 32-47.

Tobar T., M. A. Meguid (2010). Comparative evaluation of methods to determine the earth pressure distribution of cylindrical shafts: A review. Tunneling and Underground Space Technology 25, pp. 188-197.

Berezantzev V.G., (1958). Earth pressure on the cylindrical retaining walls. Conference on Earth Pressure Problems, Brussels, pp. 21-27.

Cassan M., (2005). Les essais de perméabilité sur site dans la reconnaissance des sols, Presse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, pp 121-142.

Cheng Y. M. & Au, S. K. & Hu, Y. Y. & Wei, W. B. (2008). Active pressure for circular cut with Berezantzev's and Prater's theories, numerical modeling and field measurements. Soils and fondations. Vol 48. N°5, pp.621-631.

CNJOG, (2018). Précision sur la justification de la stabilité d'un écran de soutènement hyperstatique vis-à-vis du défaut de butée, note informative du 19 avril 2018.

Jassionnesse C., Cahn M., Tsirogianni A., (2016). Interaction butée des rideaux en vis-à-vis, Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur- Nancy.

Graux D., (1967). Fondations et excavations profondes Tome 1, géotechnique appliquée, Editions Eyrolles pp 243-247.

Mandel J. (1951). Ecoulement de l'eau sous une ligne de palplanche. Abaque pour la condition de Renard. Revue Travaux N°197 de mars 1951.

Prater E. (1976). An examination of some theories of earth pressure on shaft linings. Canadian Geotechnical Journal, n°14, pp.91-106 .

Schmitt P., (1995). Méthode empirique d'évaluation du coefficient de réaction du sol vis-à-vis des ouvrages de soutènement souple. Revue Française de Géotechnique, 2ème trimestre, n° 71, p.3-10.

Skempton A. W. (1951). The bearing capacity of clays. Building Research Congress, Division I Part III, pp. 180-189.

Terzaghi K. (1943). Theorical Soil Mechanics. New York : John Wiley, pp 118-215.

LE CHOIX DU BETON DANS LES TERRAINS GYPSIFERES DE LA LIGNE 16 DU GRAND PARIS EXPRESS

CONCRETE CHOICE IN THE GYPSUM GROUNDS OF LINE 16 OF THE GRAND PARIS EXPRESS

Alexandre GIROUX[1], Philippe VERDURE[1], Nabil ZIANI[1], Philippe ROUSSOT[1], Baïla DEME[2]
[1] *Egis, Guyancourt, France*
[2] *Société du Grand Paris, Saint-Denis, France*

RÉSUMÉ – La conception d'un projet souterrain en béton doit tenir compte des attaques chimiques des nappes et du sol pour limiter notamment la réaction sulfatique externe. Le choix du béton nécessite une bonne connaissance du contexte géologique et hydrogéologique du sous-sol comme l'atteste des exemples tirés d'un projet s'inscrivant dans les formations gypseuses du Nord Est parisien.

ABSTRACT – Design of a concrete project must consider chemical attacks from water tables and soil, to limit the external sulphate reaction. Choice of concrete requires a good knowledge of the geological and hydrogeological context of the subsoil, as evidenced by examples taken from a project in the gypsum formations of North East Paris.

1. Introduction

La conception d'ouvrages souterrains en béton armé doit tenir compte de la poussée des terres et des actions hydrogéologiques. Leur durabilité dépend également de la bonne prise en compte des critères environnementaux. Parmi eux, les attaques chimiques des sols et des nappes naturelles peuvent nécessiter le recours à des dispositions constructives particulières.

En région parisienne, le sous-sol est particulièrement riche en sulfates que l'on retrouve principalement dans le gypse. En présence d'eau, cet agent chimique interagit avec le béton en dégradant ses propriétés mécaniques. Pourtant, aucune pathologie liée à ces réactions sulfatiques externes n'a été recensée par le passé. Sur le projet du métro du Grand Paris Express de la ligne 16, les reconnaissances géotechniques et les analyses chimiques de sols et des nappes ont permis de mieux caractériser ce risque et de choisir les parades adéquates.

Dans une première partie seront présentés le projet, les ouvrages concernés par ce risque et les reconnaissances effectuées pour quantifier la présence de sulfates. Puis dans une seconde partie, la réaction sulfatique externe sera rappelée, ainsi que les dispositions réglementaires pour la quantifier et les parades associées. Enfin, la dernière partie présentera comment ces dispositions ont été appliquées sur le projet de la ligne 16, en particulier à partir de deux exemples singuliers.

2. Présentation du projet

Le projet du Grand Paris Express prévoit la réalisation de 4 nouvelles lignes de métro (15, 16, 17 et 18) et le prolongement au nord et au sud de la ligne 14. Le Maitre d'Ouvrage de ce projet hors norme est la Société du Grand Paris. Il consiste en la création de 200 km de voies nouvelles et 68 gares. La ligne 16, située au Nord Est de la région Ile de France (Figure 1), comportera 9 gares et reliera celles de Saint-Denis Pleyel à Noisy-Champs,

par un tunnel souterrain, de 10 m de diamètre et de 29 km de longueur. De plus, 36 puits de secours et de ventilation appelés également ouvrages annexes seront réalisés tous les 800 m et raccordés au tunnel par des rameaux. Tous ces ouvrages sont réalisés en béton armé à l'abri d'écrans de soutènements provisoires et définitifs de type parois moulées (0,6 à 1,5 m d'épaisseur) ou pieux sécants (0,6 à 1 m de diamètre), hormis les voussoirs des tunnels qui sont, soit en béton armé, soit en béton fibré. Les études de conception de la ligne 16 ont été confiées au groupement de Maitrise d'œuvre Egis - Tractebel.

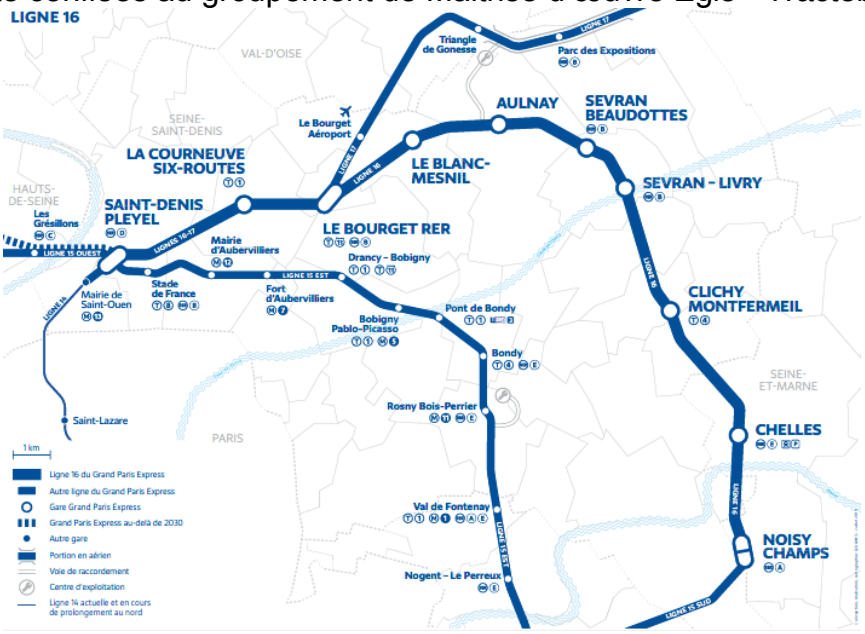


Figure 1 : tracé Ligne 16 (Société du Grand Paris)

Le tracé de la ligne 16 est implanté successivement sous la Plaine de France, le plateau de Clichy-Montfermeil puis la vallée de la Marne. Il s'inscrit, sous des formations quaternaires, dans la série sédimentaire tertiaire du Bassin de Paris, dans des terrains pouvant être argileux, sableux, marneux ou calcaires. Malgré leur hétérogénéité, toutes ces formations géologiques contiennent du gypse. Cette roche tendre peut se présenter sous différentes formes (Dumont 2021), du banc massif albastroïde de plusieurs mètres d'épaisseurs à des cristaux millimétriques.

Le projet se développant entre 15 et 60 m de profondeur est inévitablement baigné par une ou plusieurs nappes. Les études environnementales ont montré que les sulfates constituaient la principale caractéristique agressive au sens de la norme EN206-1/CN (Picaud, 2021). La Figure 2 montre l'évolution de la concentration en sulfates des nappes du Bartonien et du Lutétien (109 mesures) tout le long du projet ($[SO_4^{2-}]_{max}$=1400 mg/L).

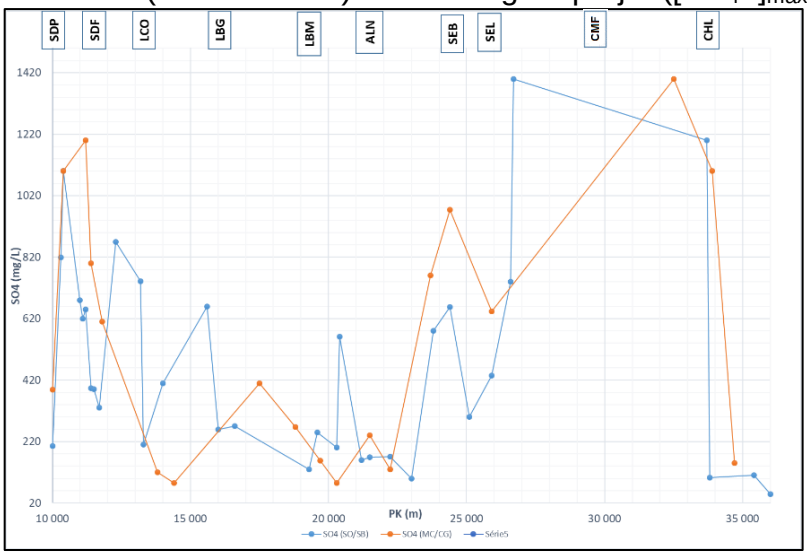


Figure 2 : Teneur en sulfates par nappes selon point kilométrique et les gares L16 (EGIS)

Les teneurs en sulfates sur brut des sols, réalisées dans le cadre des études de pollution, complètent les mesures de sulfates totales. 1251 analyses montrent que les teneurs en sulfates dans les sols varient de 75 à 230000 mg/kg, répartissant les échantillons dans 5 classes d'exposition XA (cf. Tableau 1).

Tableau 1 : Répartition des teneurs en sulfates par sols – GPE L16 (EGIS)

Formations géologiques		XA0	XA1	XA2	XA3	>XA3	Nombre essais
R	Remblais	51 %	12 %	26 %	8 %	3 %	102
EB	Eboulis	100 %					2
AM	Alluvions modernes	70 %	4 %	22 %	4 %		27
AA	Alluvions anciennes	80 %	5 %	15 %			20
LP	Limons des plateaux	100 %					4
TB	Calcaire de Brie	47 %	20 %	33 %			15
GV	Argile verte	52 %	9 %	22 %	17 %		23
MP	Marnes de Pantin	24 %	20 %	44 %	12 %		25
MA	Marnes d'Argenteuil	23 %	2 %	45 %	20 %	9 %	44
CC	Calcaire de Champigny	100 %					5
MMG	Masses et Marnes du Gypse	36 %	5 %	22 %	8 %	29 %	119
SV	Sables verts	67 %	10 %	19 %	2 %	2 %	52
SO	Calcaire de Saint-Ouen	48 %	6 %	39 %	4 %	3 %	279
SB	Sables de Beauchamp	36 %	18 %	42 %	4 %	1 %	325
MC	Marnes et Caillasses	29 %	4 %	54 %	12 %	1 %	179
CG	Calcaire grossier	40 %	10 %	50 %			30
Nombre essais		525	121	471	79	55	1251

3. La réaction sulfatique externe

Le béton est constitué d'un squelette granulaire solidarisé par une pâte de ciment produite lors de son hydratation. La pâte de ciment hydratée est constituée d'hydrates (silicate de calcium hydraté (C-S-H), hydroxyde de calcium, aluminates…) et d'une phase liquide interstitielle fortement basique. La Figure 3 montre des grains d'anhydre du ciment : point 1 = Alite $(CaO)_3(SiO_2)$ ou C3S et point 2 bélite $(CaO)_2(SiO_2)$ ou C2S.

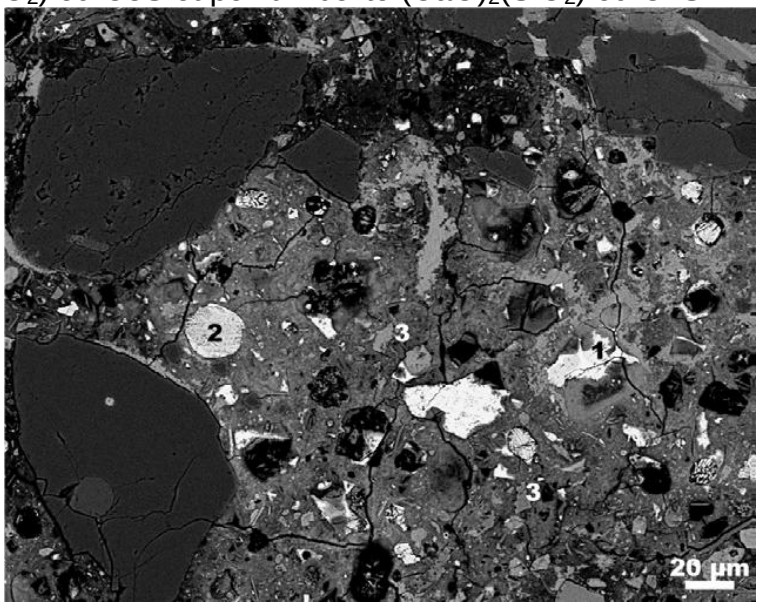


Figure 3 : Lame mince de béton au Microscope électronique à balayage (EGIS)

3.1. Actions des sulfates de l'environnement sur le béton

L'attaque par les sulfates peut détériorer très significativement la pâte de ciment du béton dans un laps de temps relativement court (10 à 15 ans). Bien qu'il soit nécessaire de considérer ce risque, les cas réels d'ouvrage atteints en France sont restreints ou absents, comme en région francilienne. Les sources de sulfates sont multiples :

- Sources internes au béton : granulats, ciment, eau de gâchage ;
- Sources externes au béton : eau séléniteuse, atmosphère, pollution, sols.

La plupart des sols contiennent du sulfate ($CaSO_4$) mais à des concentrations faibles (0,01 % à 0,05 % de sol exprimé en SO_4), non agressives pour le béton. Le sous-sol du bassin parisien riche en gypse peut présenter des concentrations jusqu'à 5 % localement. Les nappes contiennent également des sulfates dissous dont l'agressivité dépend de leur concentration et du cation associé (cf. Figure 4). Hors contexte gypseux, ils sont d'origine agricole ($MgSO_4$, K_2SO_4 ou $(NH_4)_2SO_4$) ou industrielle ($NaSO_4$).

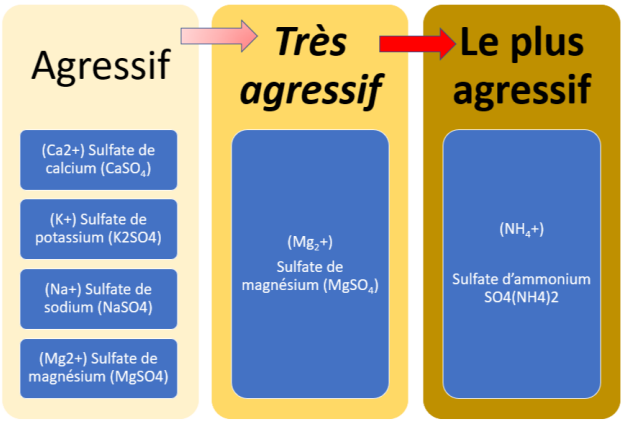


Figure 4 : Agressivité des sulfates (EGIS)

Les attaques des sulfates externes nécessitent obligatoirement un vecteur de transport qui est l'eau. Les sulfates en solution pénètrent depuis l'extérieur jusqu'au cœur du béton et détériorent la pâte de ciment. Ils réagissent avec la portlandite $Ca(OH)_2$ et l'aluminate de calcium hydraté (C_3A) pour former du gypse puis de l'ettringite. La réaction se déroule dans le béton en deux étapes (cf. Figure 5).

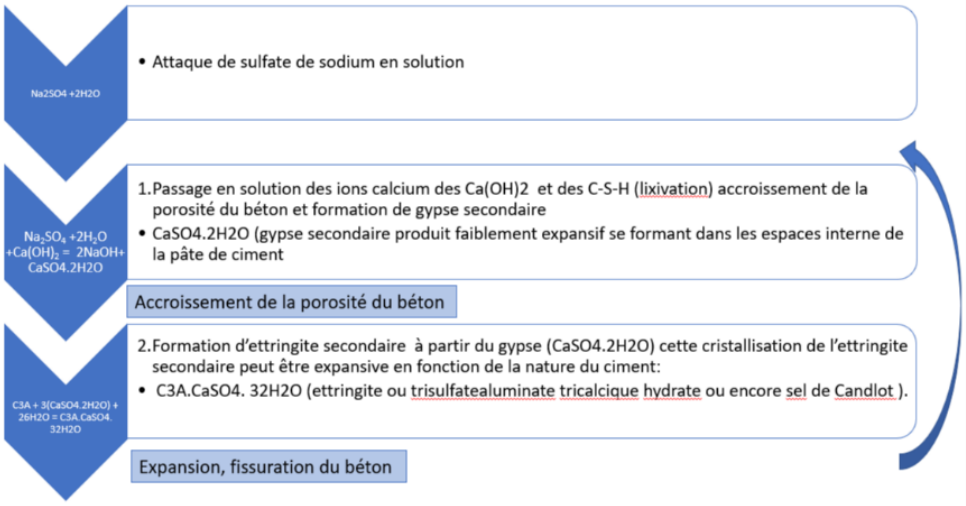


Figure 5 : Synoptique d'attaque du béton par du sulfate de sodium (EGIS)

À l'étape 1, la formation de gypse avec l'augmentation de la perméabilité du béton favorise la pénétration des sulfates. A l'étape 2, la cristallisation, expansive, s'accompagne d'une pression qui mène à un éclatement de la microstructure du béton. Cette dernière permet une accélération de la pénétration d'eau chargée en sulfates augmentant le volume de cristallisation et développant la fissuration : c'est l'effet *boule de neige*.

4. PRISE EN COMPTE DE L'EFFET DÉLÉTÈRE DES SULFATES SUR LE BÉTON, NORMES ET GUIDES.

Le fascicule de documentation FD P 18-011 « *Définition et classification des environnements chimiquement agressifs, recommandations pour la formulation des bétons* » définit des classes d'environnement chimique XA1, XA2 et XA3 qui correspondent respectivement à des environnements à faible, modérée et forte agressivité chimique. Le Tableau 2 présente les limites des différentes classes pour les sulfates.

Tableau 2 : Classe d'exposition XA suivant les seuils de dosage en sulfates (NF EN 206/CN)

Environnements chimiques agressifs	XA1	XA2	XA3
SO_4^{2-}(mg/L) dans l'eau	≥ 200 et ≤ 600	> 600 et ≤ 3 000	>3 000 et ≤ 6 000
SO_4^{2-}(mg/kg) dans le sol	≥ 2 000 et ≤ 3 000	> 3 000 et ≤ 12 000	> 12 000 et ≤ 24 000
Les sols argileux dont la perméabilité est inférieure à 10^{-5} m/s peuvent être affectés à une classe inférieure			

À partir des concentrations en SO_4^{2-} et la classe XA correspondante, la norme NF EN 206/CN (durée de vie 50 ans) et le FASCICULE 65 (durée de vie 100 ans) permettent d'établir une composition théorique du béton (rapport E/L, dosage minimum en liant, nature du ciment, type d'addition ; cf. Tableau 3) capable de résister à leur agression.

Tableau 3 : Valeurs limites spécifiées pour la composition et les propriétés du béton XA

		Norme EN 206/CN NA F.1			Fascicule 65 2008 /2016		
	Environnements chimiques agressifs	**XA1**	**XA2**	**XA3**	**XA1**	**XA2**	**XA3**
	Rapport Eeff/Liant	0,55	0,50	0,45	0,50	0,45	0,40
	Classe de résistance mini	C30/37	C35/45	C40/50	C30/37	C35/45	C40/50
	Teneur mini en ciment	330	350	360	330	350	360
Ciment CEM I +A rapport maxi A/(A+C)	Cendre Volantes				0,30	0,30	0,30
	FS				0,10	0,10	0,10
	Métakaolin type A				0,15	0,15	0,15
	Laitier moulu type A	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50
	Laitier moulu type B ou C				0,30	0,30	0,30
Ciment CEM II +A rapport maxi A/(A+C)	Cendre Volantes				0,20	0,30	0,30
	FS				0,10	0,10	0,10
	Métakaolin type A				0,10	0,10	0,10
	Laitier moulu type A	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35
	Laitier moulu type B ou C				0,20	0,20	0,20
	Nature du ciment				Suivant FD P 18-011		

La classe d'exposition XA 3 des sols est limitée par une teneur de 24 000 mg/kg. Au-delà de cette valeur ou en présence de gypse, le fascicule de documentation FD P 18-011 impose une protection externe (enduit, revêtement) ou interne (imprégnation).

L'application d'un revêtement protecteur sur les parties à protéger peut être soit un :

- Film mince de type peinture ;
- Revêtement semi-épais à comportement élastoplastique ;
- Revêtement ou équipement (par exemple pieux tubés) épais (plastique ou métallique). L'épaisseur de ce dernier dépendra de la corrosion du métal.

L'utilisation de produit d'imprégnation peut être soit un :

- Produit hydrophobe : introduit dans les pores du béton, ce produit empêche l'adsorption et la pénétration de l'eau par capillarité ;
- Minéralisateur obturateur de capillaires : mélangé au béton à l'état liquide, ce produit diminue la taille des pores du ciment durci ;
- Inhibiteur de corrosion : Introduit par imprégnation du béton durci, il ralentit la vitesse de corrosion des armatures ;
- Adjuvant limitant le craquage du béton.

Ces protections étant impossible à mettre en œuvre dans le cadre des parois moulées, on s'orientera préférentiellement vers les solutions alternatives :

- Utilisation de ciment spécial plus résistant aux sulfates, comme les ciments sursulfatés (NF EN 15743) ou les ciments d'aluminates de calcium (NF EN 14647) ;
- Couche de béton sacrificielle à l'extérieur de la paroi. L'épaisseur de cette couche devra être suffisante pour assurer une protection pendant de la vie de l'ouvrage ;
- Pour les sols argileux, si la perméabilité est inférieure à 10^{-5} m/s (Tableau 2) : XA3.

5. Exemple de teneurs en sulfates supérieures au seuil XA3

La détermination des classes d'exposition correspondant aux attaques chimiques est relativement aisée pour les teneurs du Tableau 4. Elle est plus complexe lorsque le seuil maximal XA 3 est dépassé ou en présence de gypse.

La solubilité du sulfate de calcium étant de 2016 mg/L à 18°C (Filliat, 1981), revient à retenir une classe XA2 maximale pour les nappes en région parisienne (cf. Figure 2). Pour les sols, l'agressivité chimique dépend de l'eau qu'ils contiennent, selon la FD P 18-011. Il est donc indispensable de connaitre la position des échantillons par rapport à la nappe et d'analyser la représentativité des teneurs en sulfates : l'échantillonnage n'est pas systématique et issu d'un sondage carotté « ponctuel » ; le gypse, de par ses conditions de formation erratiques, peut se présenter sous formes de lentilles non recoupées par les sondages. Chaque carotté doit donc être étudié, au cas par cas, en analysant les descriptions lithologiques, les teneurs en gypse des sols et les essais d'eau. Aussi, le Tableau 4 propose un logigramme déterminant la classe d'agressivité à retenir en distinguant la présence de gypse massif ou diffus.

Tableau 4 : Logigramme d'analyse des teneurs en gypse du sol (EGIS)

Présence du gypse selon plusieurs cas				
Cas 1	Cas 2	Cas 3	Cas 4	Cas 5
$[SO4^{2-}]$ < 2000 mg/kg	$[SO4^{2-}]$ > 2000 mg/kg			
Absence de cristaux	Absence de cristaux	Cristaux diffus sur des épaisseurs mm à dm	Cristaux diffus sur des épaisseurs pluri m	Banc massif pluri cm à pluri m
XA0	Classe d'agressivité selon tableau 2 EN206-1. Pour le cas 3, en l'absence de mesures, XA2.		XA3 + Revêtement extérieur XA3 si k<10^{-5} m/s (sols argileux)	

Le premier exemple concerne la gare de Stade de France (Ligne 15). Cette gare souterraine est implantée dans la commune de Saint-Denis. Sa forme est trapézoïdale avec des parois moulées en béton armé, approximativement de 113 m x 32 m. L'excavation réalisée atteint 28 m de profondeur avec un niveau de nappe à 5 m/TN.

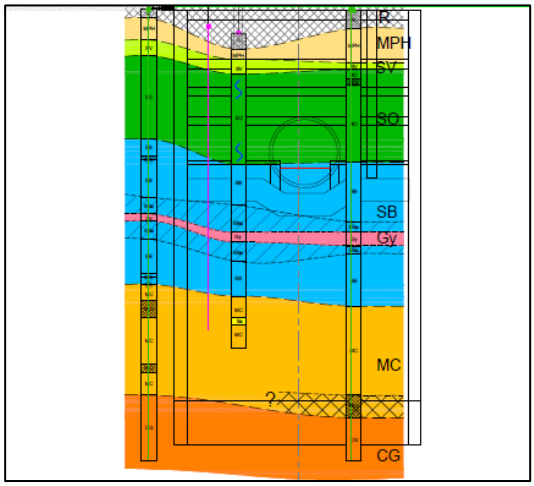


Figure 6 : Profil en long géologique de la gare de Stade de France (EGIS)

Une anomalie sulfatique est constatée dans les Sables de Beauchamp (cf. Figure 6). Il s'agit de bancs de gypse massif en contact avec les parois moulées, repérés au droit de 6 sondages, d'épaisseur variant entre 0,4 m et 1,4 m. Ce banc est situé entre deux couches des SB médians argileux qui l'isole de la nappe. Aucune circulation d'eau n'est possible. Ce gypse n'est pas considéré comme agressif. Néanmoins, deux essais d'eau disponibles dans les SB supérieurs indiquent des perméabilités horizontales de 1.10^{-7} et $2{,}6.10^{-6}$ m/s.

Le second exemple concerne la gare de Sevran-Livry (ligne 16). Réalisée à l'abri d'une paroi moulée de forme rectangulaire 23 m x 50 m, l'excavation atteint une vingtaine de mètres de profondeur avec une nappe à 2,6 m/TN. Bien que le gypse se retrouve principalement sous forme diffuse dans les SO, SB et MC, des bancs massifs de gypse de 0,9 m d'épaisseur sont présents dans les SB. Coincés entre deux couches de marne ou d'argile, avec une teneur en sulfates mesurée de 22 000 mg/kg, et des perméabilités (9.10^{-6} à $1{,}2.10^{-6}$ m/s).

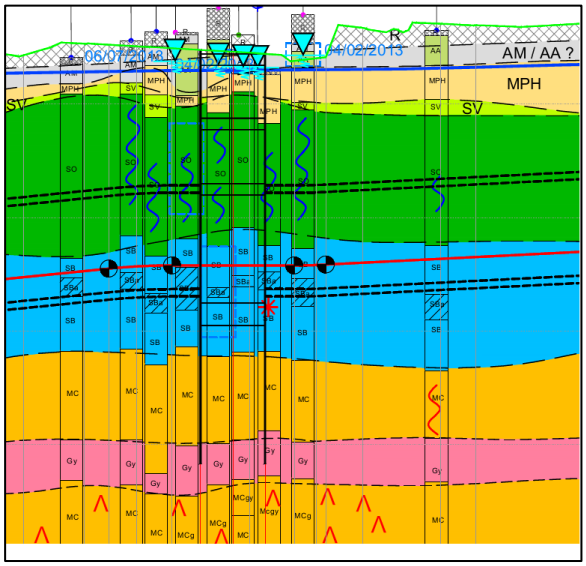


Figure 7 : Profil en long géologique de la gare de Sevran-Livry (EGIS)

Dans les Marnes et Caillasses : deux bancs de gypse massifs pluri-métriques (1,1 à 3,5 m d'épaisseur cf. Figure 7) sont séparés entre eux par des couches marneuses. Ces bancs de gypse sont en contact avec la base des parois moulées de la gare. Des anomalies du même type sont relevées sur d'autres sondages carottés avec des épaisseurs variant de 0,2 à 6,2 m L'analyse de 8 sondages carottés et 7 essais d'eau montrent que les Marnes et Caillasses peuvent être séparées en deux parties :

- Partie supérieure (8 m) sans gypse, de perméabilité supérieure à 10^{-5} m/s ;
- Partie inférieure (17 m) avec du gypse, de perméabilité inférieure à 10^{-5}m/s.

En conclusion, les classes d'exposition du béton à retenir pour les deux gares présentées, vis-à-vis des attaques chimiques liées aux sulfates des nappes et des sols, seraient respectivement XA2 et XA3 avec une protection externe (enduit, revêtement), en raison de la présence de gypse massif. Néanmoins, la perméabilité des couches enveloppant le gypse est inférieure à 10^{-5} m/s (cf. Tableau 2). Donc, la classe d'exposition du béton finalement retenue est XA3.

Les bétons des parois moulées mis en œuvre sur le GPE L16 respectent la NFP 1538, basée sur l'EN206/CN. Ce sont des bétons C40/50 et composés de ciment :

- CEM III /B 42,5 N-LH PM-ES 385 kg/m3 E/C = 0,43 (gare de Stade de France) ;
- CEM III /A 42,5 N-LH PM-ES 415 kg/m3 E/C = 0,42 (gare de Sevran-Livry).

6. Conclusions

Le projet de métro souterrain de la ligne 16 est implanté dans un sous-sol riche en gypse, donc en sulfates. La réalisation d'ouvrages en béton armé doit tenir compte de cette contrainte dès la phase conception afin de choisir les dispositions constructives adéquates, et en particulier la formulation du béton. Des reconnaissances géotechniques et environnementales sont à mener pour quantifier et qualifier la présence de sulfates dans les sols et les nappes. En présence d'eau, les sulfates dégradent le béton au cours de la réaction sulfatique externe. Les normes définissent des classes d'attaques chimiques environnementales à partir de leur concentration dans les nappes phréatiques et les teneurs dans les sols. Ces classes renvoient vers des formulations de béton spécifiques. Même si les classes liées aux nappes sont, en région parisienne, limitées, les teneurs dans les sols peuvent dépasser les seuils maximaux de la norme. Des dispositions complémentaires peuvent s'avérer nécessaires, également en présence de gypse. En pratique, plusieurs cas ont été rencontrés tout le long de la ligne 16, de l'absence de sulfates à des bancs décamétriques de gypse. L'article présente ainsi un logigramme pour tenir compte de ce contexte particulier ainsi que deux exemples montrant pourquoi des classes d'agressivité XA3 ont été retenues pour des bétons de parois moulées en présence de gypse. Ce dernier apparait souvent, dans les carottes, coincés entre deux couches argileuses peu perméables et l'isolant de la nappe. Ceci expliquerait sans doute l'absence de pathologies liées à la réaction sulfatique externe sur les ouvrages en béton armé recensés en région parisienne.

Enfin, une évolution des documents normatifs est prévue en 2022, dont le FD P18-480 « Béton – Justification de la durabilité des ouvrages en béton par la méthode performancielle ».

7. Références bibliographiques

Picaud (2021), Sulfates résister grâce au laitier, Le Moniteur n°6164, page 50.

Dumont (2021), Variabilité spatiale des formations gypsifères antéludiennes de la Plaine de France, Séance technique CFGI du 17 juin.

Fascicule 65 (2018), Exécution des ouvrages de Génie-civil en béton, Cahier des clauses techniques et générales applicables aux marchés publics de travaux, 171 pages.

FDP 18-011 (2016), Béton - Définition et classification des environnements chimiquement agressifs - Recommandations pour la formulation des bétons, AFNOR, 19 pages.

NF EN 15743 (2015), Ciment sursulfaté - Composition, spécifications et critères de conformité, AFNOR, 26 pages.

NF EN 206/CN (2014), Béton-spécification, performance production et conformité, AFNOR, 147 pages.

NF EN 14647 (2006), Ciment d'aluminates de calcium - Composition, spécifications et critères de conformité, AFNOR, 32 pages.

Filliat (1981), la pratique des sols et des fondations - éditions du Moniteur, Paris, 1349 pages.

DÉBITS D'EXHAURE ISSUS D'UN RABATTEMENT DE NAPPE – CAS D'UNE FOUILLE CIRCULAIRE

DEWATERING OUTFLOWS – CASE OF A CIRCULAR EXCAVATION

Joan GUIOL[1], Mathilde TERNISIEN[1], Daniel DIAS[1], Eric ANTOINET[1]
[1] *Antea Group, Antony, France*

RÉSUMÉ – Dans le cadre de projets qui impliquent une action anthropique sur le système hydrogéologique, tel qu'un rabattement du niveau de la nappe, il est nécessaire de pouvoir estimer les débits d'exhaure. En confrontant les modèles analytiques, issus des formules de Dupuit et de Schneebeli, à des modèles numériques aux éléments finis, des recommandations sur l'usage de ces méthodes d'estimation des débits d'exhaure ont été établies.

ABSTRACT – When human activities impact the hydrogeological system, like during dewatering, it is necessary to estimate the outflows. By comparing the analytical models, obtained by Dupuit and Schneebeli formulae, to finite elements models, recommendations on the use of these outflows' estimation methods were established.

1. Introduction

La réalisation d'ouvrages enterrés sous le niveau de la nappe, au sein d'horizons faiblement à moyennement perméables requiert une évaluation précise des conditions d'écoulement autour de l'ouvrage afin d'optimiser leur conception, en particulier en ce qui concerne la nécessité ou non d'un écran d'étanchéité périphérique. L'estimation des débits d'exhaure doit donc être suffisamment précise pour choisir les bonnes solutions techniques et optimiser les dispositifs d'exhaure à mettre en place pour le rabattement de la nappe. Néanmoins, la modélisation de ce phénomène de rabattement de la nappe n'est pas toujours aisée et le présent article a pour objet de fournir des approches techniques opérationnelles.

Pour répondre à ces problématiques, les outils usuels à disposition des géotechniciens sont les formules analytiques ou empiriques et la modélisation numérique.

Les formules analytiques permettent d'obtenir des ordres de grandeur des débits. Plusieurs formulations sont disponibles et il convient de choisir celle qui est la mieux adaptée au cas d'étude. Ces outils sont dépendants de la complexité de la situation étudiée et sont également limités par les hypothèses de calcul concernant les couches géologiques (homogénéité, isotropie, …) et la géométrie de l'excavation. Dans le cas du rabattement d'une nappe libre, en régime d'écoulement permanent, au sein d'une fouille circulaire, deux formules sont applicables :

- La formule de Dupuit (adaptée à une nappe libre). Cette formule permet d'exprimer le débit d'exhaure au sein d'une fouille circulaire de rayon r, en fonction du rabattement de la nappe, de la perméabilité des matériaux et du rayon d'action de la fouille (Bourrier, 2018).
- La formule de Schneebeli. Cette formule donne le débit d'exhaure en considérant des paramètres similaires à celle de Dupuit. La différence entre les deux réside dans le fait que la formule de Schneebeli omet la notion de rayon d'action et considère la surface dite mouillée de la fouille et un coefficient empirique de 2,5 (Philipponnat et Hubert, 2008).

La difficulté réside dans le fait que ces formules, tout en s'appuyant une équation similaire pour l'évaluation des écoulements, donnent des résultats différents pour une même configuration.

Les modèles numériques par éléments finis, différences finies ou éléments frontières peuvent également être utilisés pour obtenir le débit d'exhaure. Ces modèles numériques permettent d'obtenir des résultats plus proches de la réalité car les hypothèses de calcul sont moins limitées. En effet, ils permettent de modéliser un milieu multicouche, à géométrie complexe, et de prendre en compte les hétérogénéités du milieu naturel.

Dans cet article, des études paramétriques mettant en œuvre des modélisations analytiques et numériques sont proposées afin de déterminer les paramètres qui influencent fortement les valeurs de débits d'exhaure et la forme de la nappe. Le cas d'étude est celui d'une fouille circulaire au sein de laquelle une nappe libre en régime d'écoulement permanent doit être rabattue. Trois paramètres ont été particulièrement étudiés : la perméabilité du massif de terrain, l'influence de l'anisotropie de perméabilité et la hauteur de rabattement de la nappe afin de proposer des recommandations sur l'emploi de ces outils de modélisation dans le cadre d'un rabattement de nappe.

2. Cas d'étude

2.1. Cadre de référence

Le cadre de référence de cette étude est celui d'une fouille circulaire, d'une profondeur de 10 mètres et d'un rayon de 2,5 mètres, excavée dans un milieu rocheux (Figure 1). Le choix du matériau rocheux permet de simplifier l'étude en ne considérant pas de soutènement des parois de la fouille.

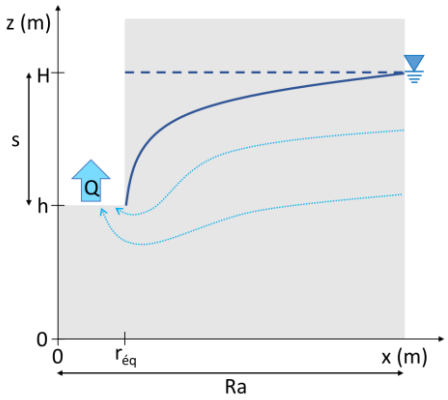


Figure 1. Schéma du cas d'étude.

2.2. Modèles analytiques

2.2.1. Modèle de Dupuit

Le modèle analytique de Dupuit permet d'estimer le débit d'exhaure d'une fouille au contact d'une nappe libre. Elle s'applique à une nappe en régime permanent dont la surface piézométrique est horizontale. Ce modèle considère, selon le modèle du « puits parfait », une fouille d'épaisseur finie, au sein d'un milieu continu et isotrope semi-infini. En considérant la variation de hauteur d'eau entre le niveau initial de la nappe H et celle du niveau de la fouille h, la formule de Dupuit s'écrit :

$$Q_D = \frac{\pi K \left(H^2 - h^2\right)}{\ln {}^{Ra}/_{r}} = 2\pi K \cdot \frac{s}{\ln {}^{Ra}/_{r}} \cdot \frac{H+h}{2} \quad (1)$$

Q_D est le débit d'exhaure de Dupuit, K est la perméabilité, H est le niveau initial de la fouille, h est le niveau de la fouille, R_a est le rayon d'action de la fouille et $r_{éq}$ est le rayon équivalent de la fouille (Bourrier, 2018).

Le calcul du débit d'exhaure Q_D par de la formule de Dupuit nécessite de déterminer le rayon d'action R_a de la fouille. Le rayon d'action R_a, ou rayon d'influence, d'un puits ou d'une tranchée est défini comme étant la distance maximale jusqu'à laquelle l'ouvrage exerce une influence significative sur le niveau de la nappe (Bresciani et al., 2020). Cette notion de rayon d'action est, ordinairement, rattachée aux études en régime transitoire. Il peut être déterminé à partir de paramètres hydrodynamiques mesurés grâce à des essais de pompage sur le terrain mais, dans le cadre de cette étude, cette valeur a été estimée à partir de la formule empirique dite de Sichardt qui estime le rayon d'action de la fouille en fonction de la perméabilité du sol et du rabattement (Cashman et Preene, 2021) :

$$R_a = 3\,000\,(H-h)\sqrt{K} = 3\,000\,s\sqrt{K} \quad (2)$$

Une hypothèse de cette formule est l'existence d'une surface de suintement sur les abords de la fouille. La présence de cette surface de suintement participe à l'alimentation de la fouille. Cette formule repose sur l'hypothèse de Dupuit, qui considère que la composante verticale des vitesses de propagation de l'eau au sein d'un aquifère est négligée. Ainsi, les débits considérés dans cette formule sont seulement des débits horizontaux.

2.2.2. Modèle de Schneebeli

Le modèle analytique de Schneebeli permet d'estimer le débit d'exhaure au droit d'une fouille au contact d'une nappe libre, qui constituerait un aquifère homogène, isotrope dans un demi-espace infini. La fouille est assimilée à une demi-sphère. À partir de ces hypothèses, l'expression du débit d'exhaure est telle que :

$$Q_S = 2{,}5\,K\,(H-h)\sqrt{S_f} = 2{,}5\,K\,s\sqrt{S_f} \quad (3)$$

Q_S est le débit d'exhaure de Schneebeli, K est la perméabilité, H est le niveau initial de la fouille, h est le niveau de la fouille et S_f est la surface mouillée de la fouille (Philipponnat et Hubert, 2008). Afin d'appliquer cette formule, il est nécessaire de déterminer la surface mouillée S_f de la fouille qui correspond à la surface de la fouille sous le niveau initial de la nappe. Soit, pour une fouille de rayon égal à 2,5 mètres, la surface mouillée considérée vaut, pour des rabattements respectifs de 2 m, 5 m et 10 m, 70,7 m², 117,8 m² et 196,4 m².

À la différence de la formule de Dupuit, Schneebeli considère que l'alimentation de la fouille se fait par le fond, par la surface mouillée S_f.

2.3. Modèle numérique

Une autre approche permettant d'obtenir les débits d'exhaure est la modélisation numérique aux éléments finis. Cette approche permet une estimation fine des débits mais nécessite une bonne maîtrise des données d'entrée. Un outil à disposition pour la résolution de ces problématiques est le logiciel SEEP/W de la suite Geostudio. Cet outil numérique permet d'analyser et de modéliser les écoulements souterrains à travers un milieu poreux. Les données d'entrée à définir dans ce logiciel sont reprises ci-après.

3. Paramètres à étudier / Méthodologie

L'analyse des données d'entrées à fournir pour l'utilisation des formules analytiques ou de la modélisation numérique met en évidence deux types de paramètres :

- Ceux liés à la géométrie du projet (r, Ra) ;
- Ceux liés à la nature des matériaux (K) ou aux données de piézométries (s via H).

Les paramètres liés à la perméabilité des matériaux sont susceptibles d'être moins bien connus que les premiers et il convient d'estimer le degré d'influence de ces paramètres sur le calcul de l'estimation des débits. Dans ce but, une étude paramétrique confrontant les formules analytiques de Dupuit et Schneebeli et un modèle numérique (SEEP/W) ont été menées sur les paramètres suivants : perméabilité et hauteur de rabattement. Pour rappel, la perméabilité K caractérise l'aptitude d'un sol à se laisser traverser par un fluide (ici l'eau) sous l'effet d'un gradient de pression ou de la gravité. Par souci de simplification, il est souvent considéré une valeur unique de perméabilité pour chaque horizon lithologique. Le cas d'étude a été basé sur des terrains présentant une plage de variation de la perméabilité comprise entre 1.10^{-3} m/s et à 1.10^{-7} m/s. Concernant l'influence de la valeur du rabattement sur les débits d'exhaure, 3 valeurs de rabattement ont été testées : 2 mètres, 5 mètres et 10 mètres.

Toutefois, afin d'étudier l'influence de ces paramètres, il était nécessaire de s'assurer, en amont, que les valeurs de débits d'exhaure ne sont pas fortement influencées par la géométrie du modèle numérique. Une étude paramétrique, réalisée exclusivement sur le modèle numérique, portant sur l'influence de la distance entre la fouille et le bord du modèle a donc été réalisée. Pour cette étude, quatre valeurs de distance entre la fouille et le bord du modèle ont été testées : une valeur issue du calcul du rayon d'action d'après la formule de Sichardt pour une perméabilité donnée, et les valeurs de 25 m, 250 m et 2 500 m. Ces trois valeurs ont été choisies à partir du rayon de la fouille.

Une dernière étude porte sur la notion d'anisotropie est présentée. Celle-ci ne porte également que sur les modèles numériques.

Concernant la modélisation numérique, afin d'obtenir des résultats comparables à ceux des calculs analytiques, les analyses sont conduites en configuration axisymétrique de manière à respecter les hypothèses d'application des formules de Dupuit et de Schneebeli : fouille circulaire au contact d'une nappe libre en régime permanent Les contraintes sur la nappe (piézométrie connue et rabattement attendu) sont intégrées au modèle sous la forme de trois conditions aux limites :

- Une condition de drainage localisée sur le fond de la fouille ;
- Une condition de suintement, localisée sur les parois de la fouille. Cette condition a été ajoutée afin de pouvoir comparer plus facilement les données du modèle numérique aux modèles analytiques.
- Une condition de charge hydraulique imposée sur le bord du modèle. La charge hydraulique fixée varie en fonction de la valeur de rabattement étudiée.

La méthode des éléments finis possède une propriété essentielle qui est que, lorsque la taille des éléments tend vers zéro, le calcul donne, même s'il est plus coûteux en temps, un résultat qui converge vers la solution analytique (Champaney et Gendre, 2012). Une première partie du travail a donc consisté à réaliser une étude de sensibilité du maillage du modèle. Cette étude ne sera pas présentée dans cet article, mais elle a permis d'aboutir aux caractéristiques de modélisation suivantes :

- Maillage affiné avec des éléments de 0,025 m, au droit des zones où le gradient hydraulique est le plus fort, et de 2,5 m pour le reste du modèle.
- Maillage composé à la fois de quadrilatères et de triangles, à fonctions de forme linéaires.

4. Résultats de l'étude

4.1. Étude paramétrique – Influence de la distance au bord du modèle

Une première série de modélisations numériques a consisté à étudier l'influence de la distance entre la fouille et le bord du modèle sur les débits. Dans le cadre de cette étude, les débits sont calculés pour des modèles numériques d'extension horizontale équivalente aux valeurs suivantes : le rayon d'action calculé avec la formule de Sichardt (« modèle Ra »), 25 m, 250 m et 2 500 m. Ces débits sont calculés pour les trois valeurs de perméabilité étudiées.

Tableau 1 : Débits d'exhaure en fonction de la distance au bord du modèle numérique

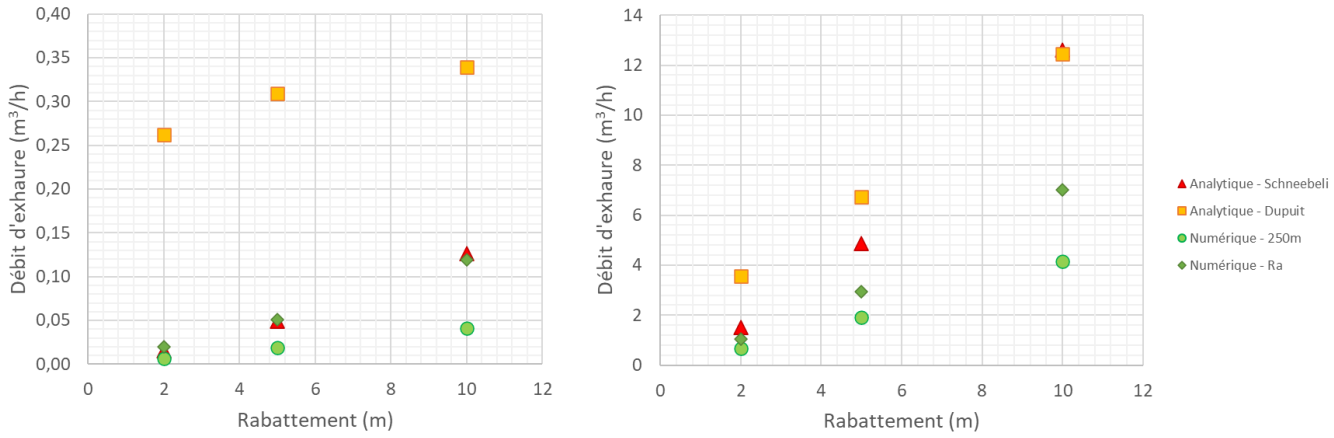
	K = 1.10^{-7} m/s				K = 1.10^{-5} m/s				K = 1.10^{-3} m/s			
Distance fouille - bord du modèle (m)	4,7	25	250	2500	47,4	25	250	2500	474	25	250	2500
Débits d'exhaure (m^3/h)	$5,1.10^{-2}$	$3,4.10^{-2}$	$1,9.10^{-2}$	$1,8.10^{-2}$	3,0	3,4	1,9	1,8	213	338	191	178
Écart par rapport à la valeur Ra (%)	-	34	63	65	-	14	35	40	-	59	10	17

Ce tableau met en évidence que les valeurs de débits d'exhaure des modèles 25 m, 250 m et 2 500 m sont proportionnelles à la perméabilité et sont ainsi indépendantes des variations de ce paramètre. Cela n'est pas vérifié pour le modèle basé sur le rayon d'action, en raison sûrement de la formule empirique de Sichardt qui dépend de la perméabilité.

Deux géométries de modèle numérique seront conservées pour la seconde étude paramétrique ; la première dépend du rayon d'action de Sichardt et la seconde sera arbitrairement fixée à 250 m. Cela permettra de finaliser l'analyse de l'influence de ce paramètre sur le débit d'exhaure.

4.2. Étude paramétrique - Modèles à perméabilité isotrope

Il a été choisi de comparer les résultats des modèles analytiques (Dupuit et Schneebeli) au modèle numérique. Deux géométries ont été choisies pour le modèle numérique : une dont la distance au bord du modèle correspond au rayon d'action de la formule de Sichardt ; la seconde a été fixée arbitrairement à 250 m. La comparaison de ces deux modèles numériques avec les modèles analytiques permettra ainsi d'étudier l'influence du rayon d'action sur la modélisation numérique.



Figures 2 et 3 *(de gauche à droite)* : Débits d'exhaure en fonction du rabattement pour une perméabilité isotrope de 1.10^{-7} m/s (à gauche) et 1.10^{-5} m/s (à droite).

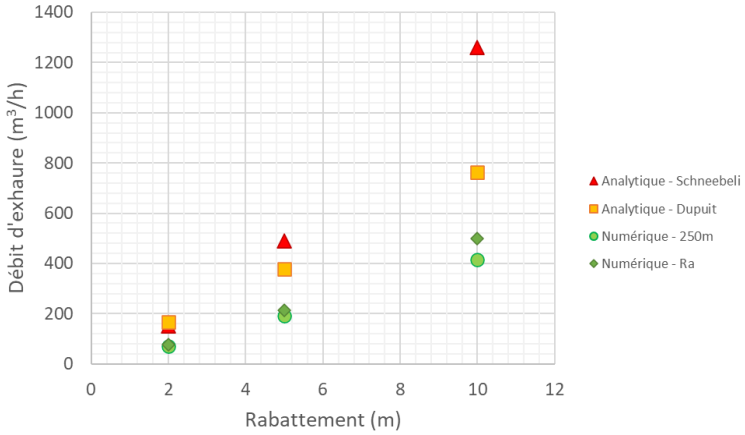


Figure 4 : Débits d'exhaure en fonction du rabattement pour une perméabilité isotrope de 1.10^{-3} m/s.

Ces figures montrent que le débit d'exhaure déterminé à partir des modèles de Schneebeli et numériques augmente quasi-proportionnellement avec la perméabilité et le rabattement. Il est possible d'estimer rapidement, pour ces modèles, les variations de débits liées à ces paramètres. La relation de quasi-proportionnalité avec le rabattement n'est vérifiée, pour les valeurs de débits d'exhaure issues de la formule de Dupuit, que lorsque la perméabilité est élevée (1.10^{-3} m/s).

La comparaison des valeurs de débits d'exhaure entre les modèles analytiques de Dupuit et Schneebeli et les modèles numériques montre que :

- La formule de Dupuit aboutit globalement à des valeurs de débits plus élevées par rapport aux modèles numériques. Toutefois, les figures mettent en évidence que l'écart entre les valeurs de débits obtenues avec le modèle de Dupuit et celles des autres modèles se réduit quand la perméabilité augmente. En effet, pour une perméabilité élevée (1.10^{-3} m/s), c'est ce modèle qui fournit des valeurs de débits plus proches de celles des modèles numériques.
- Le modèle de Schneebeli donne des valeurs plus proches des modèles numériques lorsque la perméabilité est faible (1.10^{-7} m/s). Lorsqu'elle est égale à 1.10^{-5} m/s, Schneebeli présente un écart avec les modèles numériques croissant avec le rabattement.

Cela impliquerait ainsi la recommandation suivante sur l'emploi des modèles analytiques dans l'estimation des débits d'exhaure : la formule de Schneebeli semble fournir des résultats cohérents pour les perméabilités faibles (inférieures à 1.10^{-5} m/s) quand la formule de Dupuit serait appropriée pour le calcul de débit d'exhaure au sein de matériau perméables à très perméables (perméabilité supérieure à 1.10^{-5} m/s).

De plus, ces figures mettent en évidence que la prise en compte d'un rayon d'action lors de la modélisation numérique impacte la valeur des débits d'exhaure pour perméabilités plus élevées. L'écart entre les deux modèles numériques est d'autant plus important quand la valeur de rabattement est élevée.

4.3. Étude paramétrique – Anisotropie de perméabilité

Une étude paramétrique a été réalisée afin d'étudier plus particulièrement l'influence de l'anisotropie de perméabilité sur les valeurs des débits d'exhaure déterminées à l'aide de modèles numériques.

La perméabilité est une propriété intrinsèque du sol qui dépend des caractéristiques du milieu poreux (granulométrie, forme des grains, …). C'est donc une propriété variable selon les directions, généralement horizontales et verticales. Le rapport de la perméabilité

horizontale Kh sur la perméabilité verticale Kv correspond au coefficient d'anisotropie de perméabilité. Les sols sédimentaires se présentent généralement sous la forme d'horizons stratifiés qui favorisent les écoulements horizontaux vis-à-vis des écoulement verticaux (Freeland, 2013, et Todd et Mays, 2005). Dans le cas de massif rocheux, le paramètre déterminant les directions de circulation préférentielles de l'eau est la fracturation du matériau. Ces paramètres influencent la circulation de l'eau dans les sols et les roches et donc les débits d'exhaure. Les modèles analytiques ne prennent pas en compte cette anisotropie : cela constitue leur limite majeure. L'effet de l'anisotropie est étudié à l'aide des modélisations par éléments finis. Dans le cadre de cette étude, différentes valeurs du coefficient d'anisotropie du massif de terrain ont été considérées dans une gamme comprise entre 1 et 10.

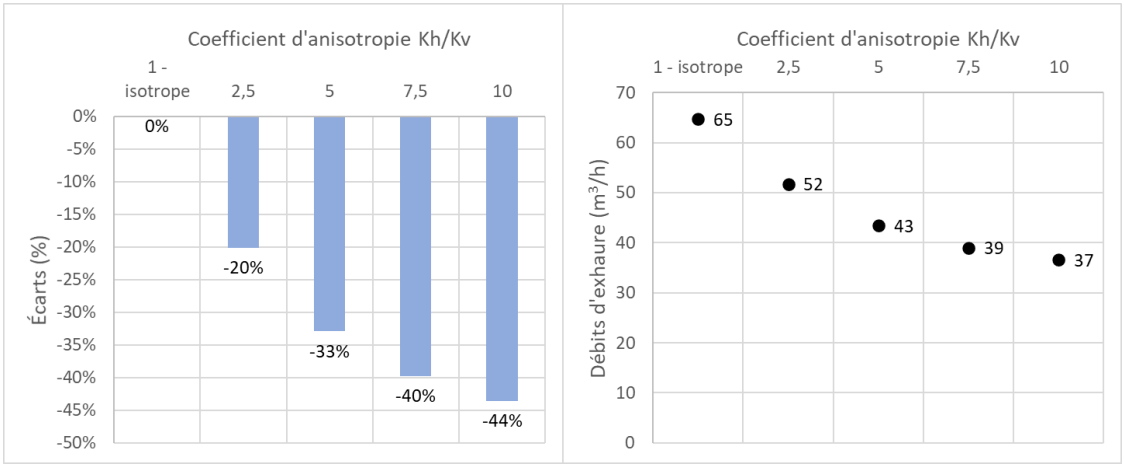


Figure 5. Débits d'exhaure et écarts relatifs de modèles à perméabilité anisotrope - Kh = 1.10^{-3} m/s.

Les résultats des modélisations mettent en évidence que le coefficient d'anisotropie de perméabilité est un paramètre qui exerce une influence majeure sur les valeurs de débits d'exhaure. Les écarts entre les modèles étudiés et le cas isotrope sont, en effet, compris de -20% à -44% pour la gamme de coefficient d'anisotropie étudiée, et pour une perméabilité horizontale fixée à 1.10^{-3} m/s. Toutefois, la différence entre les écarts des modèles de coefficient Kh/Kv égaux à 7,5 et 10 est seulement de 4%. Cela met en évidence que plus le coefficient d'anisotropie de perméabilité augmente plus les valeurs de débit d'exhaure convergent vers une valeur unique de débit. Par ailleurs, il est possible de constater que la prise en compte d'un coefficient d'anisotropie de perméabilité erroné ou trop éloigné du cas étudié pourrait conduire à une surestimation des débits d'exhaure. Considérer un modèle isotrope en perméabilité est donc un choix sécuritaire en termes de valeurs de débits mais qui est de nature à impliquer des surcoûts du fait de choix des solutions techniques surdimensionnées pour les dispositifs d'exhaure à mettre en place pour le rabattement de la nappe.

5. Conclusions

Dans le cadre de cet article, le cas simple d'une fouille circulaire réalisée dans un massif rocheux a été utilisé afin d'estimer les débits d'exhaure, issus du rabattement d'une nappe libre en régime permanent, suivant des méthodes analytiques et numériques.

L'utilisation des méthodes analytique ou empirique a consisté à concentrer l'étude autour de deux formules : la formule de Dupuit et celle de Schneebeli. La méthode numérique aux éléments finis a ainsi permis de vérifier le domaine de validité de ces formules en étudiant les valeurs de débits d'exhaure. Des études paramétriques ont été

réalisées afin d'appréhender l'influence des paramètres de distance entre la fouille et le bord du modèle, de hauteur initiale de la nappe, et donc de la valeur du rabattement, de la perméabilité des roches et du coefficient d'anisotropie de perméabilité.

La comparaison des méthodes numériques et analytiques a ainsi pu permettre de mettre en évidence que, pour le cas étudié et prenant le modèle numérique isotrope comme référence, l'utilisation du modèle de Dupuit induit une surestimation des débits d'exhaure. Le modèle de Schneebeli donne des valeurs de débits d'exhaure plus proche des modèles numériques dont la distance fouille – bord du modèle est fixée à 250 m et ceux pour lesquels cette distance correspond au rayon d'action calculé à l'aide de la formule de Sichardt. Toutefois, l'écart entre le modèle de Dupuit et les autres modèles se réduit pour les perméabilités élevées permettant de formuler des recommandations sur le choix du modèle analytique de calcul des débits. Ainsi, pour les matériaux peu à très peu perméables (perméabilités inférieures à 1.10^{-5} m/s), Schneebeli donnera une meilleure estimation des débits quand Dupuit sera plus approprié pour les matériaux perméables à très perméables (perméabilités supérieures à 1.10^{-5} m/s).

Les études paramétriques ont permis de conclure sur l'influence des différents paramètres testés. Concernant la distance entre la fouille et le bord du modèle, la configuration axisymétrique n'est pas dépendante de ce paramètre. Par ailleurs, l'évolution des débits à différentes perméabilités devient prévisible étant donné que les débits augmenter de manière quasiment proportionnelle avec ce paramètre de nature du matériau. De plus, la hauteur de la nappe est un élément qui conditionne le débit d'exhaure du fait de leur relation quasiment proportionnelle et qu'il est nécessaire, en phase chantier de déterminer avec précision. Enfin, le paramètre d'anisotropie de perméabilité du massif rocheux n'est pas pris en compte dans les modèles analytiques. Ces modèles fournissent alors des valeurs de débits d'exhaure surestimées. Ainsi, dans une optique d'optimisation des ouvrages hydrauliques à mettre en place pour la réalisation d'un rabattement de nappe, il serait nécessaire de tenir compte de ce paramètre.

6. Références bibliographiques

Bourrier R. (2018). Débitance d'un puit captant. Hydraulique appliquée – Milieux, écoulements, aménagements. Groupe Moniteur. pp. 1093.

Bresciani E., Shandilya R. N., Kang P. K., Lee S. (2020). Well radius of influence and radius of investigation : What exactly are they and how to estimate them ?, Journal of Hydrology, vol. 583, pp. 17.

Cashman P.M., Preene M. (2021). Groundwater Lowering in Construction – A practical guide to dewatering. CRC Press. 3rd ed. pp. 47.

Champaney L., Gendre L. (2012). Raffinement du maillage et convergence. E. N. Paris-Saclay. 7 pages.

Freeland J. (2013). Soil anisotropy : Mechanisms and Hydrologic Consequences. AGU Advancing Earth and Space Science.

Todd D., Mays L. (2005). Groundwater Hydrology. John Wiley and Sons, Inc. 3rd ed. pp. 92 – 103.

Philipponnat G., Hubert B. (2008). Propriétés hydrauliques des sols. Fondations et ouvrages en terre. Éditions Eyrolles. pp. 37 – 71.

SUIVI ET EXPLOITATION SUR VINGT ANS DES ESSAIS DE CONTRÔLES DE TIRANTS D'ANCRAGES

TWENTY-YEAR MONITORING AND OPERATION OF CONTROL TESTS OF SUPPORT WALL ANCHORAGE RODS

Philippe LAHEURTE [1], Stéphane MOULIGNE[2], Didier VIRELY[3]
[1 2 3] *Cerema, Toulouse, France*

RÉSUMÉ – La route métropolitaine M980 de l'ouest toulousain est construite partiellement en déblai. Des panneaux en béton, ancrés par tirants, retiennent les terrains amont. Ces tirants d'ancrage sont contrôlés périodiquement par le site toulousain du Cerema depuis une vingtaine d'années. Cet article présente les dispositifs de contrôle utilisés et l'exploitation des essais de contrôle de chargement statique.

ABSTRACT – Metropolitan road M980 in the western part of Toulouse is built partly in excavation. Concrete panels, anchored by anchors, retain the upstream ground. These anchors have been periodically controlled by the Toulouse site of Cerema for about twenty years. This article presents the control devices used and the operation of static loading control tests.

1. Introduction

Les tirants concernés par cet article sont des ouvrages géotechniques qui travaillent en traction, comportant une partie libre, et précontraints, avec une classe de protection P2. Ils sont partie intégrante d'écrans de soutènement en béton armé. Leur exécution a eu lieu en 1995 et en 1996.

Ces tirants ont été dimensionnés et mis en tension selon les recommandations *TA 86* (Bureau Sécuritas, 1986). La tension Tr résultante dans le tirant, égale à la tension de blocage T_B moins des pertes de natures diverses, doit être ainsi supérieure à la tension de service T_a qui est celle adoptée dans les calculs de stabilité.

Les tirants d'ancrage de la route M980 ont été contrôlés par lots, lors de campagnes périodiques, afin de mesurer leur traction.

Après avoir rappelé brièvement le cadre technique des études puis des travaux et du suivi, nous présenterons le matériel et l'automatisation développés au Cerema Toulouse dans les années 1990 pour réaliser les essais sur les dispositifs actifs ou passifs, dont les essais de contrôle. Enfin, l'exploitation des mesures en force sera décrite pour le site de la route M980.

2. Corpus réglementaire

Aujourd'hui, le corpus réglementaire du cadre technique des études, des travaux et du suivi des tirants d'ancrage est le suivant :

- *NF EN 1997-1/A1* (Afnor, 2013), qui décrit les exigences de conception;
- *NF EN 1537* (Afnor, 2013), qui définit l'exécution;
- *NF EN ISO 224477-5* (Afnor, 2018), qui établit les spécifications relatives à l'exécution des essais de chargement devant être réalisées.

La norme *NF P 94-282* (Afnor, 2013) a pour objet la justification des écrans de soutènement par la calcul.

Les recommandations *TA 2020* (Comité français de mécanique des sols, 2020) remplace les recommandations *TA 95* (Comité français de la mécanique des sols et des travaux de fondation, 1995), qui avaient succcédés à celles du TA 86. Elles abordent tous

les aspects de la réalisation des tirants d'ancrage (dimmensionnement, exécution, contrôle et maintenance) en s'appuyant sur les normes en vigueur. La pratique est de reconnaître aux recommandations TA une valeur réglementaire et d'inclure ce document comme pièce contractuelle dans les marchés visant à la réalisation de tirants.

3. Matériel développé au Cerema Toulouse

3.1. Historique de la démarche

Dès 1977, les premières recommandations pour tirants d'ancrage énoncait que le contrôle de la traction des tirants permanents est obligatoire; un certain nombre d'entre eux devant être mesurée. Dans cette optique et afin de répondre aux besoins des maitres d'ouvrage, le laboratoire régional des ponts et chaussées de Toulouse (ex LRPC, maintenant Cerema Occitanie) a développé dans les années 1990 un banc d'essai automatisé destiné aux dispositifs actifs et passifs, notamment pour des essais d'arrachage et de contrôle à destination des tirants, clous et boulons.

Les dispositifs de mesure qui équipaient généralement les tirants étaient des cales dynamométriques. Ces cales dynamométriques sont constituées d'une enceinte contenant un fluide dont la pression est mesurée afin de déduire la force appliquée. le constat avait été fait localement que ces dispositifs pouvaient être très sensibles aux variations de température. Les variations de tension constatées entre deux mesures pouvaient alors plus refléter la différence de température entre les deux dates de relevés, qu'une éventuelle évolution de la traction régnant dans le tirant. Le coût de ces cales et des dispositifs annexes limitant leur quantité, le LRPC préférait recommander aux maîtres d'ouvrage la mise en place de tête d'ancrage fileté pour tous les tirants, offrant ainsi la possibilité que chacun puisse être contrôlé et procéder éventuellement à une remise en tension.

Ainsi, par exemple, pour un principe de vérification de 10% de tirants par an, la stabilité de la traction subsistant dans chaque tirant peut être vérifiée sur une période de 10 ans.

3.2. Description du matériel

Le coeur du banc d'essai du Cerema est constitué par un groupe hydraulique et son système de commande, d'un poids de 120 kilogrammes environ, et monté sur roulettes (figure 1). Une partie du poids et du volume provient de la bâche du système qui avec une capacité de 30 litres, est très largement dimensionné pour travailler avec toute sorte de vérins. Le groupe hydraulique avec capteur de pression est à faible débit et haute pression (0 à 50 Mpa). Un banc d'étallonage spécifique permet de contrôler des vérins (figure 2).

Figure 1. Groupe hydraulique (à gauche) et banc d'étalonnage (à droite)

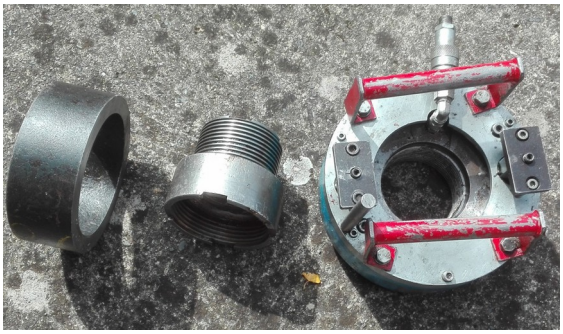


Figure 2. Exemple de plaque d'appui, chaise et vérin utilisés

Pour les essais de mesure de tension, le dispositif est complété par :

- un vérin à piston creux ;
- deux rehausses filetées en acier (chaises d'appui) pour s'adapter aux différents types de têtes de tirants ;
- une plaque de répartition en acier ;
- un capteur de déplacement, avec une sensibilité au 1/100ème de millimètre (qui prend appui sur la platine du tirant).

La figure 2 illustre une partie du dipositif utilisé.

3.3. Procédures de contrôles

Le dispositif est asservi pour réaliser des essais à vitesse de déformation contrôlée, à vitesse de montée en charge contrôlée, ou à force imposée durant une durée définie. Les forces sont maintenues constantes à ± 0,3 kN.

La température est mesurée par un capteur (thermo-sonde PT100) que l'on implante sur la platine du dispositif testé.

Le pilotage est réalisé par un ordinateur portable, en imposant :

- une vitesse de montée en pression (2 kN/s) ;
- une sécurité en déplacement (l'essai est arrêté automatiquement pour un déplacement de la tête du tirant prédéfini) ;
- une sécurité en force, l'essai est arrêté si la force est supérieure à un pourcentage renseigné.

4. Description du site d'étude

La route M980, communément appelé rocade arc-en-ciel, est une route métropolitaine de la banlieue de Toulouse. Située à l'ouest de la Garonne, elle est aménagée en 2 × 2 voies sur 4,6 kilomètres, entre la route nationale RN 124 au nord (liaison Toulouse-Auch) et la route métropolitaine M23 au sud (figure 3).

Il s'agit initialement d'une route départementale mise en service en 1997, et passée sous compétence métropolitaine en 2017.

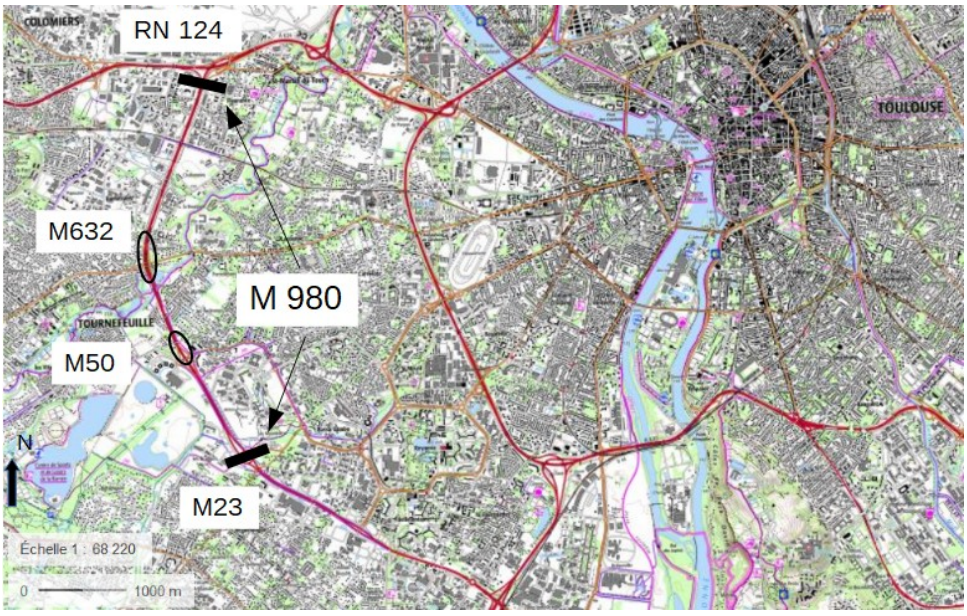


Figure 3. Localisation de la M980 et des sections tirantées

4.1. Localisation des écrans de soutènement

La route M980 comporte deux sections en déblai, afin de permettre le rétablissement de deux voiries : les tranchées de la RM 632 et de la RM 50 (figure 3). Des ouvrages de soutènement tirantés permettent le maintien des terrains de part et d'autre de la M980.

Ces ouvrages de soutènement sont revêtus de parements phoniques absorbants, fixés sur une ossature métallique elle-même fixée aux écrans.

4.2. Contexte géologique et hydrologique

Le tracé de la route M980 est positionné sur la basse terrasse de la Garonne, recouverte d'alluvions du Quaternaire, selon la séquence générique suivante : limons argileux d'inondations – sables à lits irréguliers – cailloux roulés. L'épaisseur de l'ensemble varie de 2 à 12 m. Les alluvions recouvrent le substratum molassique tertiaire, formé de roches tendres (argiles et silts carbonatés, grès, calcaires). Entre les routes M632 et M50, la rivière Le Touch entaille la basse terrasse et a déposé des limons argileux au fond de sa vallée. Ces formations alluviales et molasses présentent de fortes hétérogénéités lithologiques et géométriques.

Sous les fins de surface (0,5 à 2 m), le niveau aquifère des alluvions est constitué par les graves. La perméabilité varie de 10^{-3} à 10^{-5} m.s^{-1}.

La création de la route M980 a nécessité la réalisation de vingt-cinq siphons afin de rétablir le niveau de la nappe phréatique de part et d'autre des deux zones en déblai.

4.3. Description des parois tirantées

Les ouvrages de soutènement sont des parois préfabriquées tirantées. Les parois mesurent 30 à 35 cm d'épaisseur pour une largeur de 3 m, et une hauteur comprise entre 9,75 m et 12,75 m. Elles ont été mises en œuvre dans une excavation réalisée au coulis en 60 cm d'épaisseur, et sont fichées d'au moins 1 m dans la molasse.

La réalisation des tirants a débuté en 1995 et s'est terminée en 1996 (tranche ferme, puis conditionnelle). Deux lots sont distingués : le lot 27 (tranchée M632 au nord du Touch) et le lot 23 (tranchée M 50 au sud du Touch), chacun de ces lots comprenant une zone de murs ouest et est.

Le lot 23 comprend 128 tirants côté est, et 124 tirants côté ouest ; le lot 27 compte 116 tirants côté ouest et 176 tirants côté est.

La plupart des tirants se situent à 3,80 m de hauteur par rapport à la chaussée.

La figure 4 présente un profil en travers type pour le lot 23, issu des documents d'exécution. La figure 5 présente le contexte de travail des opérations de pesage avec le démontage préalable des panneaux acoustiques.

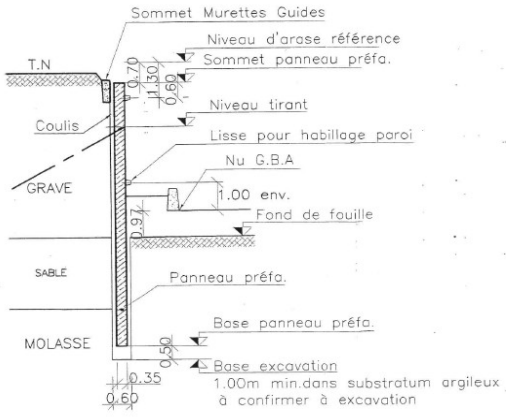


Figure 4. Coupe type pour le lot n°23

Figure 5. Contexte de travail

Les figures 6 et 7 indiquent le positionnement des murs tirantés respectivement pour les lots n°27 et n°23.

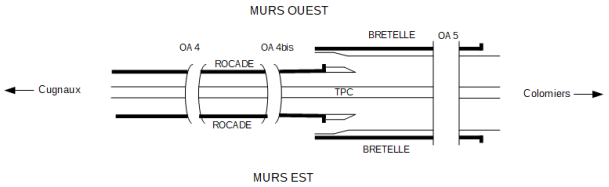


Figure 6. Lot n°27 (tranchée M632)

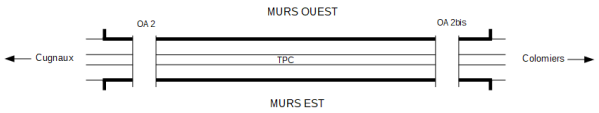


Figure 7. Lot n°23 (tranchée M50)

4.4. Description des tirants

Les ancrages sont des tirants à armature protégée par un tube métallique scellé dans le sol (système TMD SIF BACHY), l'injection de scellement a été effectuée par passes. Ils sont disposés sur une seule ligne, et inclinés de 25 à 40 degrés par rapport à l'horizontale, selon leur implantation.

Sur la longueur de scellement, chaque forage a été équipé avec des tubes métalliques de 2,5 pouces en 3 m de longueur, à anneaux refoulés et comprenant des clapets d'injection espacés de 1 m. Un séparateur gonflable placé autour du tube TMD isole la zone d'ancrage de la partie libre, tubée lisse en acier. Le scellement du tube au terrain a été réalisé au moyen d'injections IRS avec un ciment CLK 45 dosé C/E de 0,5 (première injection de 40 l/ml, refus de 200 kPa et reprise d'injection jusqu'au refus de 200 kPa).

Les armatures sont des câbles de précontrainte constitués de torons T15 S (ϕ 15,7 mm) de classe 1 860 MPa et de limite élastique égale à 248 kN. Elles ont été scellées à basse pression avec un ciment CPA 55R (dosage C/E de 0,5). Les têtes d'ancrage FUC E5/7 sont filetés extérieurement, les torons sont bloqués par des clavettes (procédé SEEE FUC de GTM). Selon les parois, le nombre de torons varie entre 3 et 7.

Les torons sont contenus dans cerclage adhésif toilé. Ils sont gainés et graissés pour la partie libre, et nus non graissés pour la partie scellée. Leur mise en tension a eu lieu 8 jours après l'injection ; des protections sur les têtes de tirants consistent en des capots complétés de graisse.

Suivant les recommandations du *TA 86,* les armatures sont prévues de travailler à 60 % de leur traction limite élastique T_G, soit 151,6 kN par toron. Des essais préalables avaient été menées. Le tableau 1 présente les données utilisées pour la détermination du scellement des tirants du lot n°27.

Tableau 1. Paramètres de dimensionnement selon le TA 86, lot n°27

	Pression limite nette pressiométrique retenue p_l^* (MPa)	Coefficient majorateur α	Diamètre moyen du bulbe de scellement (mm)	Frottement latéral unitaire limite q_s (kPa)	Traction limite unitaire (kN/ml)	Traction limite unitaire retenue pour le scellement bicouche (kN/ml)
Graves	1,75	1,8	239,4	240	90	100
Molasses	3,5	1,8	239,4	350	130	

5. Campagnes de mesures des tensions

Des essais de contrôle de la traction de service avaient été réalisés une première fois par le LRPC de Toulouse en 1955 et 1996, puis des essais de pesage ont eu lieu périodiquement. Les années concernées sont listées ci-dessous :

- lot n°27 ouest : 2008, 2017, 2018 et 2019 ; lot n°27 est : 2010, 2018 et 2019 ;
- lot n°23 ouest : 2005, 2014, 2015, et 2021 ; lot n°23 est : 2007, 2014, 2015 et 2021.

Nous présentons par lots les analyses en force, soit par rapport aux tractions initiales Tr (lot n°27), soit par rapport à la traction admissible Ta (lot n°23). La figure 8 représente une tête de tirant une fois son capot de protection retirée, la figure 9 l'équipement mis en œuvre pour le pesage de ce tirant d'ancrage et la figure 10 le procès-verbal de l'essai.

Figure 8. Tête filetée de tirant de la M980

Figure 9. Matériel de pesage mis en place

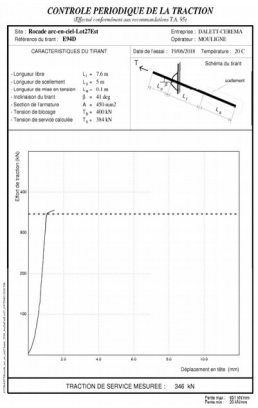


Figure 10. Procès-verbal de contrôle

5.1. Analyses pour le lot n° 27 ouest

Sur les 116 tirants de ce lot, seuls 76 peuvent être testés : 37 sont inaccessibles en raison de l'ossature métallique destinée aux panneaux phoniques et 3 têtes d'ancrage connaissent des défauts de filetage. La figure 11 illustre en fréquence les rapports de tractions mesurées lors de la campagne considérée, par rapport aux tractions initiales.

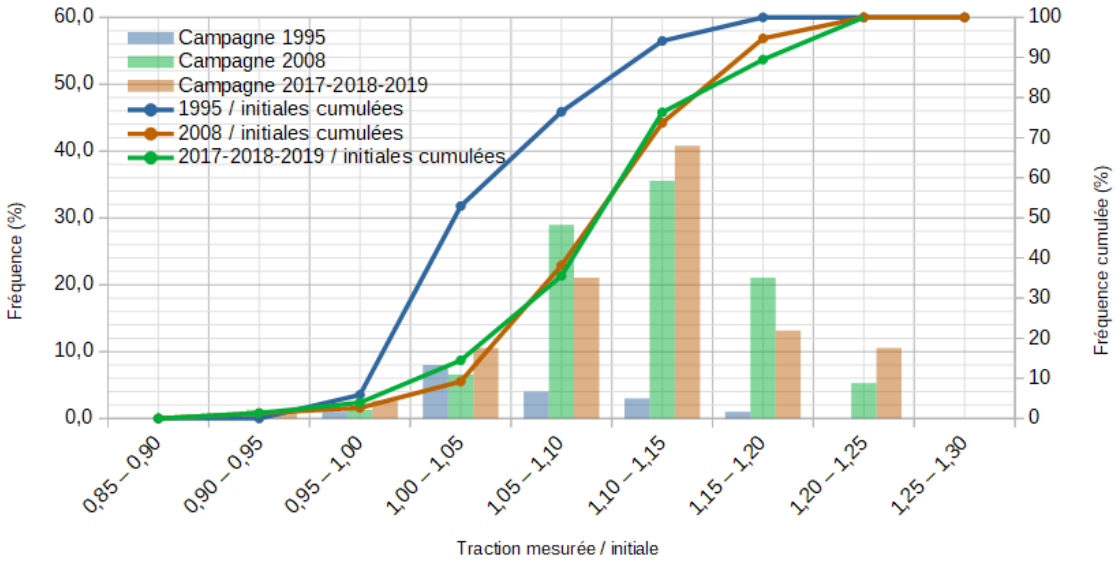


Figure 11. Lot n°27 ouest - comparaison des tractions mesurées aux tractions initiales

Nous constatons que les tractions mesurées lors des deux dernières campagnes (76 tirants) sont très proches. Elles sont globalement supérieures aux 17 tractions mesurées en 1995 ainsi qu'aux tractions initiales.

5.2. Analyses pour le lot n° 27 est

107 tirants sur 124 sont accessibles. Comme pour les murs ouest, l'analyse en fréquence (figure 12) permet de visualiser l'évolution dans le temps des efforts régnants dans les

107 tirants contrôlés (11 en 1995). La plupart des ratios sont compris entre 0,8 et 1,1. Les mesures des deux dernières campagnes sont très voisines.

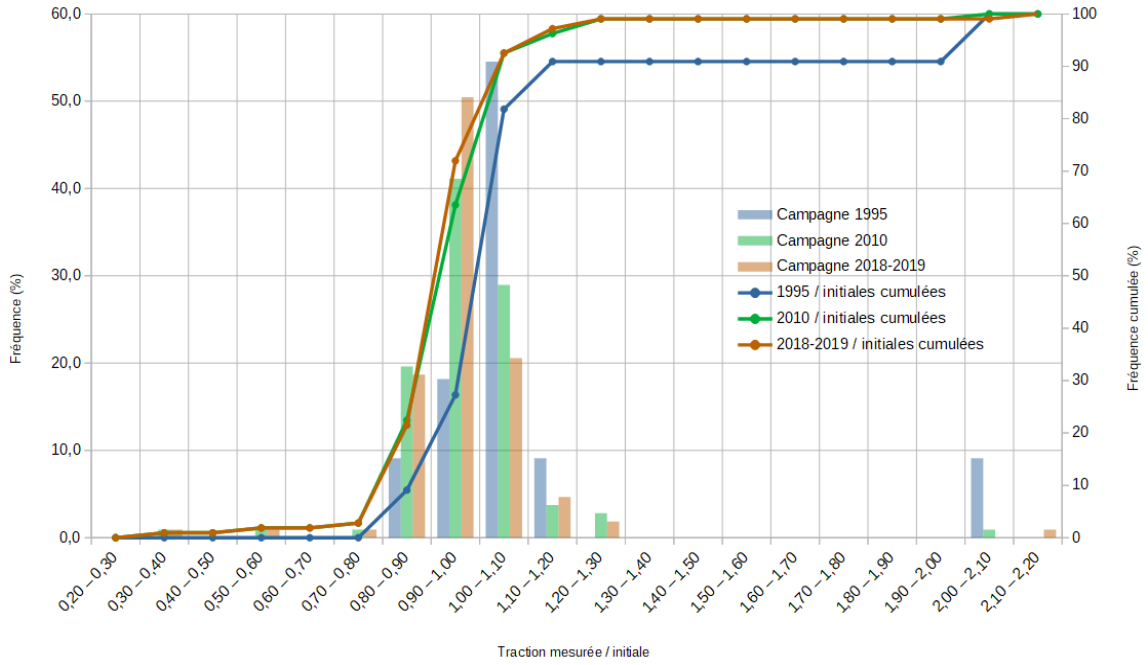


Figure 12. Lot n°27 est – comparaison des tractions mesurées à la traction de service

5.3. Analyses pour le lot n° 23 ouest

Les courbes de fréquence cumulée sont établies en comparaison de la traction de service.

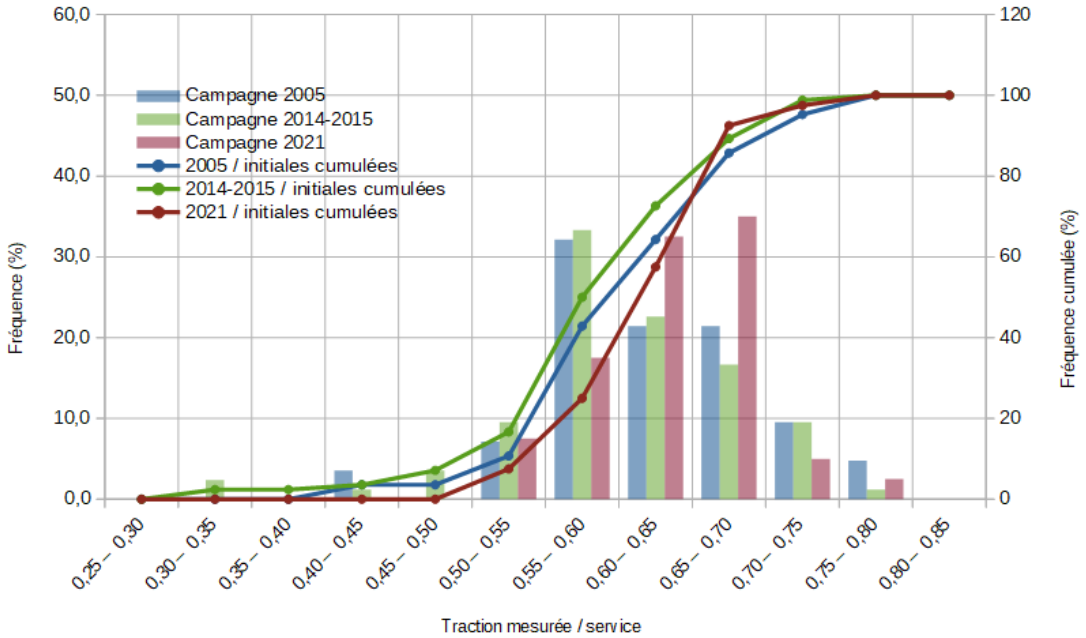


Figure 13. Lot n°23 ouest, comparaison des tractions mesurées à la traction de service

La figure 13 est basée sur le pesage de 84 tirants (campagnes 2005 et 2014/2015) et 40 tirants pour l'année 2021. L'ensemble des mesures conduit à des ratios compris entre 0,5 et 0,75.

5.4. Analyses pour le lot n° 23 est

Comme pour le lot n°23 ouest, les comparaisons des mesures de traction sont basées sur la traction de service. 96 tirants sont comparés pour les deux premières campagnes, et 45 tirants ont été pesés en 2021. La majorité des ratios sont compris entre 0,55 et 0,95 (figure 14).

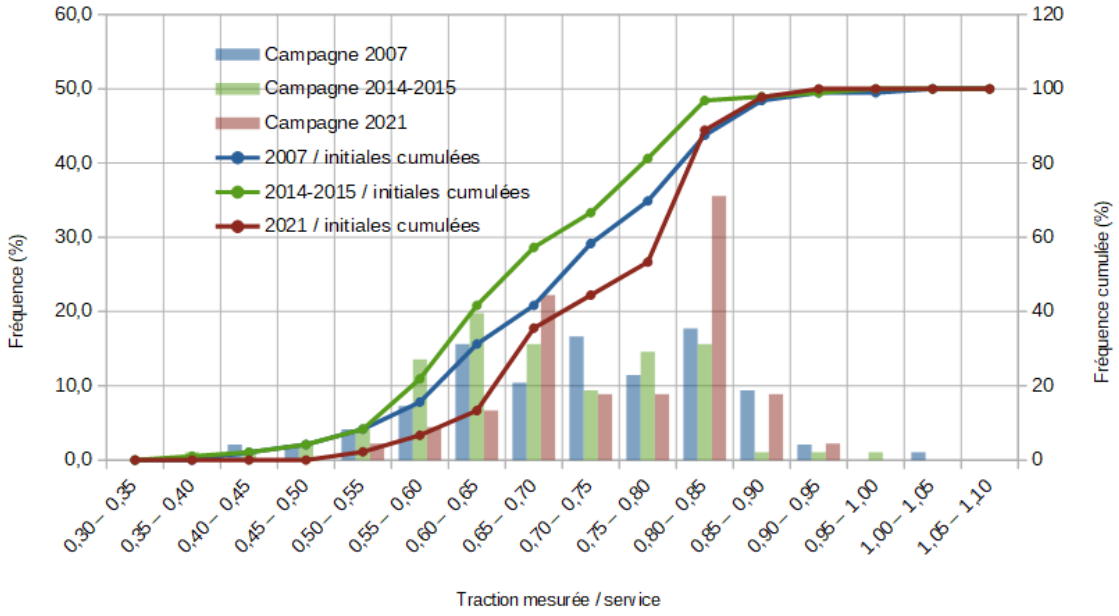


Figure 14. Lot n°23 est, comparaison des tractions mesurées à la traction de service

6. Conclusions

Les résultats présentés décrivent l'auscultation sur plusieurs dizaines d'années de tirants d'ancrage implantés dans des parois préfabriquées. Ils montrent une assez bonne stabilité dans le temps des valeurs mesurées. La répartition statistique des données montre tout l'intérêt d'une mesure de l'ensemble des tirants, permettant ainsi d'éviter qu'un dispositif de mesure, positionné de façon fixe, interroge sur le fonctionnement de l'ensemble d'une paroi. Le coût initial lié au filetage des têtes d'ancrage est compensé par la répartition homogène des contrôles sur l'ouvrage global ; en cas de défaillance d'un tirant, la répartition des charges sur les ancrages adjacents peut être évaluée. Les courbes efforts – déplacements et les modules en découlant (qui n'ont pas été exploitées dans le présent texte) permettent une compréhension plus fine du fonctionnement des ancrages. Les mesures qui suivront selon les recommandations *TA 2020,* permettront de prendre en compte les frottements dans les vérins en poursuivant l'acquisition des données lors du déchargement.

Le pesage des tirants d'ancrage d'un ouvrage permet de suivre l'évolution de celui-ci dans le temps, de tenir compte de l'évolution des charges. C'est un contrôle essentiel.

7. Références bibliographiques

Bureau Sécuritas (1986). Recommandations concernant la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des tirants d'ancrage (TA 86). Éditions Eyrolles, Paris.

Comité Français de Mécanique des Sols (2020). Règles professionnelles relatives à la conception, au calcul, à l'exécution, au contrôle et à la surveillance des tirants d'ancrage (TA 2020). https://www.cfms-sols.org

CAS PRATIQUES D'UTILISATION DES ABAQUES DE KRANZ

PRACTICAL USE OF THE KRANZ CHART

Grégory MEYER[1]
[1] *Chef de projet géotechnique, EGIS, IdF*

RÉSUMÉ – Le calcul de stabilité d'un écran de soutènement fait partie intégrante de la norme d'application nationale française NF P94-282 depuis quelques années. En plus des calculs aux coefficients de réaction et de poussée/butée, une vérification parfois omise est le contrôle de la stabilité du massif de sol soumis à un effort de traction du tirant, vérification usuellement appelée « stabilité de Kranz », du nom de l'instigateur de la méthode. Nous nous intéressons ici au développement pratique de cette méthode, et à son élargissement général pour plusieurs lits de tirants, les sols cohésifs ou encore les sols sous nappe.

ABSTRACT – Stability of a retaining wall is now well explained in the french standard. In addition to the calculations with the coefficients of reaction, a check often omitted is the control of the stability of the soil subjected to the pulling force of a tie, usually called « Kranz's stability ». We are therefore interested in the widening of the method, as well as the more general reflections of multiple ties and a double wall.

1. Introduction

La norme NF P94-282 (AFNOR, 2009) propose des méthodes de calculs de la résistance à l'arrachement d'un tirant scellé à l'arrière d'une paroi de soutènement ou connecté à un contre-rideau, mais également une vérification de l'équilibre du massif de sol pouvant être entraîné par l'effort de traction dans le tirant. Il s'agit classiquement de vérifier que l'ancrage se situe suffisamment loin de l'écran pour éviter toute interaction avec lui, c'est-à-dire que la longueur libre de l'ancrage est suffisante pour éviter tout report des efforts d'ancrage sur l'écran. Nous rappelons en préambule que l'usage encore en cours aujourd'hui qui consiste à imposer un tirant à l'extérieur du coin de poussée de Coulomb est une condition nécessaire mais pas forcément suffisante.

2. Principe de calcul

La norme NF P94-282 (AFNOR, 2009) rappelle l'importance de vérifier la stabilité d'un massif ancré par une ou plusieurs nappes de tirants. Cela revient à vérifier que les tirants se situent à une distance suffisante de l'écran afin de ne pas l'impacter. Et donc que l'effort attendu dans les tirants, par exemple par méthode MEL, est inférieur à l'effort limite de stabilité du massif.

La méthode de calcul initiale a été proposée par Kranz en 1939 dans sa thèse (rééditée en 1953), et mise à jour dans différents code de calculs, tels que le ROSA 2000 ou les différents TA (72, 77, 86, 95 et 2020) et plus récemment dans la NF P94-282 et son annexe G informative (AFNOR, 2009).

La méthode revient à faire le bilan de l'ensemble des efforts s'exerçant sur le bloc étudié (Figure 1), en excluant le soutènement. Ce choix, appelé méthode « Kranz externe » permet de faire ressortir l'effort dans le tirant $P_{i;d}$, appliqué sur l'écran. Une conséquence de ce

choix est que l'effort $P'_{e;d}$ qui correspond à la réaction de l'écran sur le segment [AD], correspond à la différence entre la poussée et la butée sur l'écran, déterminé par la méthode MEL. C'est cet effort qui est à comparer à l'effort issu du calcul de Kranz, ce dernier devant être majorant. Le ratio entre les deux valeurs fournit la sécurité de la stabilité du bloc, à comparer avec le coefficient de sécurité partiel de la NF P94-282 (AFNOR, 2009), pris égal à 1,5 par sécurité (il est normativement de 1,10 x 1,35 = 1,485).

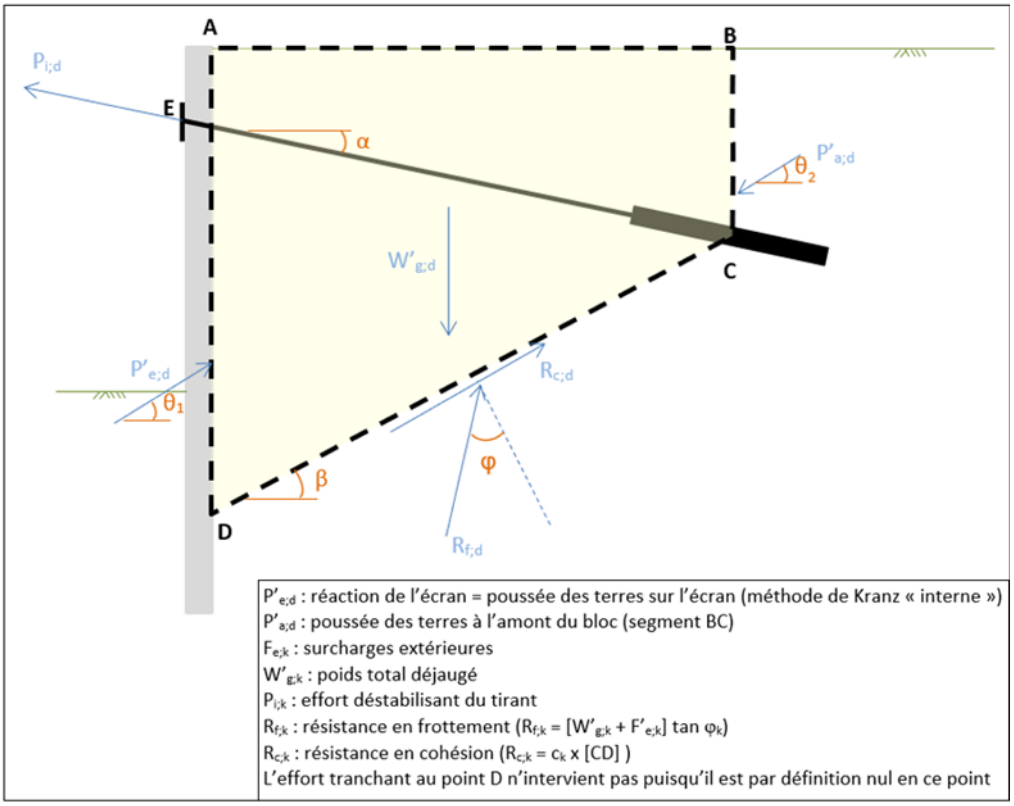


Figure 1 : Schéma de Kranz (dit « externe ») selon la nomenclature de la NF P94-282

En toute rigueur, les efforts liés à la pression hydrostatique sont également à prendre en considération : à l'arrière du massif, en aval de l'écran et sous la surface de rupture. Néanmoins, dans le cas d'une nappe en équilibre hydrostatique, il est plus simple de raisonner directement en poids volumiques déjaugés dans le massif ($W'_{g;k}$ $P'_{e;d}$ et $P'_{a;d}$).

Il est pratique de simplifier le problème en considérant une surface de glissement plane (segment [CD]). Ce schéma de rupture est toutefois moins sécuritaire que le mode de rupture réel, bien qu'il soit admis par la norme NF P94-282. Les expérimentations menées en modèles réduits (Verdeyen et Nuyens, 1964) montrent que la rupture est beaucoup plus complexe et s'apparente plus à une géométrie de type spirale semi-logarithmique.

Les calculs sont menés pour une géométrie passant par le point D, qui n'est pas la base de l'écran, mais le point d'effort tranchant nul. Celui-ci est déterminé par dérivation de l'équation d'équilibre des moments de la méthode MEL.

3. Calcul de l'effort de Kranz

Le principe du calcul repose simplement sur l'équilibre des forces s'exerçant sur le système, c'est-à-dire :

$$\sum \vec{F} = \vec{0} \Leftrightarrow \overrightarrow{P'_{a;k}} + \overrightarrow{F_{e;k}} + \overrightarrow{W'_{g;k}} + \overrightarrow{P'_{e;k}} + \overrightarrow{R_{c;k}} + \overrightarrow{R_{f;k}} + \overrightarrow{P_{i;k}} = \vec{0} \qquad (1)$$

D'où par projection sur les axes horizontaux et verticaux :

$$\begin{cases} P'_{e;k}\cos(\theta_1) - P'_{a;k}\cos(\theta_2) - P_{i;k}\,cos(\alpha) + R_{f;k}\,sin(\varphi-\beta) + R_{c;k}\cos(\beta) = 0 & (2a) \\ P'_{e;k}\sin(\theta_1) - P'_{a;k}\sin(\theta_2) - W'_{g;k} - F_{e;k} + P_{i;k}sin(\alpha) + R_{f;k}cos(\varphi-\beta) + R_{c;k}\sin(\beta) = 0 & (2b) \end{cases}$$

La résolution de ce système à 2 équations et 2 inconnues permet en posant pour la simplification du calcul :

$$\begin{cases} F1 = P'_{e;k}\cos(\theta_1) - P'_{a;k}\cos(\theta_2) \\ F2 = R_{c;k}\,[cos(\beta) - \sin(\beta)\ tan(\varphi-\beta)] \\ F3 = W'_{g;k} + F_{e;k} - P'_{e;k}\sin(\theta_1) + P'_{a;k}\sin(\theta_2) \end{cases} \quad (3)$$

La solution pour l'effort de Kranz dans le tirant est (l'autre inconnue étant l'effort de frottement $R_{f;k}$) :

$$\boldsymbol{P_{i;k} < \frac{F1+F3\,tan(\varphi-\beta)+F2}{\cos(\alpha)\,[1+tan(\alpha)\,tan(\varphi-\beta)]} = \frac{F1+F2+F3\,tan(\varphi-\beta)}{\cos(\alpha)+sin(\alpha)\,tan(\varphi-\beta)}} \quad (4)$$

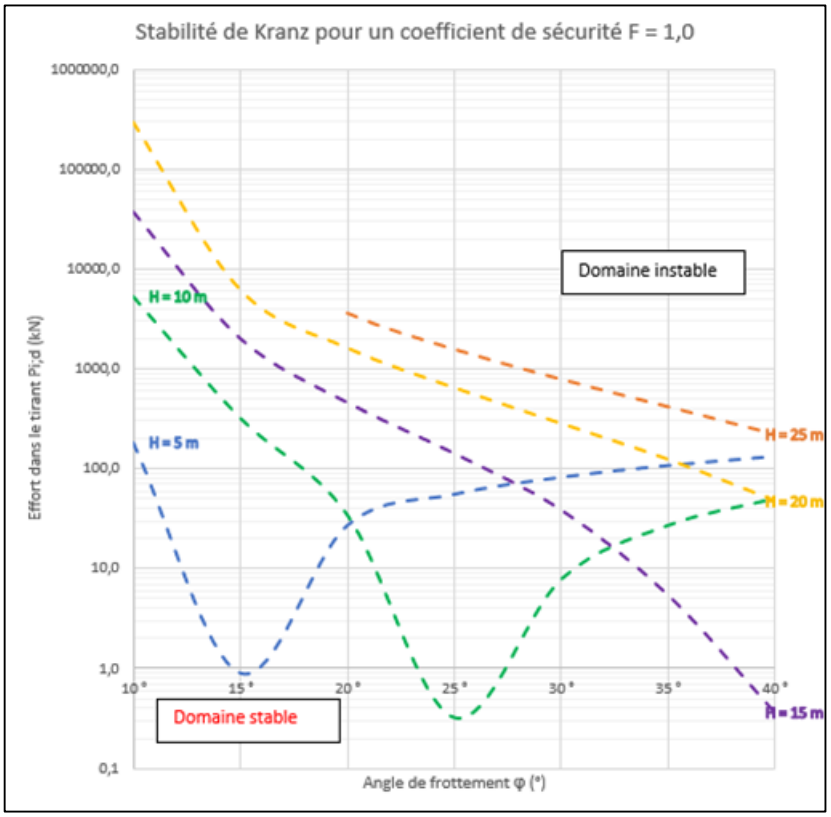


Figure 2 : Stabilité de Kranz (exemple pour α = 15° / Ll = 3m) pour F = 1,0 – par ml d'écran

Il est remarquable de voir que certains points de calculs fournissent une stabilité pour un effort extrêmement bas, voire négligeable (Figure 2 pour un coefficient de sécurité recherché de 1). Ces points correspondent aux angles pour lesquels β est proche du coin de poussée à π/4 – φ'/2. Les calculs montrent donc bien qu'un tirant dont le point fictif est situé dans le coin de poussée n'est pas stable. Les abaques vont plus loin en permettant de déterminer graphiquement la stabilité du massif lorsque $P_{i;k}$ (Kranz) / $P_{i;k}$ (MEL) est supérieur à un certain coefficient de sécurité normatif F ≥ 1,485. Ce coefficient est arrondi à 1,5 par la suite (cf. annexes).

4. Hypothèses de calculs

Dans un premier temps, il est retenu les hypothèses suivantes : étude d'un monocouche homogène purement frottant (donc avec cohésion nulle), de poids volumique égal à 20 kN/m^3. Aucune nappe n'est présente et la tête du tirant se situe à 0,2 H de la tête du rideau, H étant la hauteur libre de l'excavation. Aucune surcharge n'est prise en compte, celle-ci pouvant être directement intégrée dans H. L'inclinaison de la poussée est considérée nulle et celle de la butée prise à -2/3 φ'.

Tous les autres paramètres étant inconnus (H, longueur utile Lu du tirant, α son inclinaison, φ' l'angle de frottement interne du sol), les abaques permettent de couvrir une importante gamme de cas. Rappelons que la longueur utile du tirant est définie comme la somme de sa longueur libre et de sa demi-longueur scellée (Lu = Ll + ½ Ls). La longueur utile détermine la géométrie du bloc qui passe par le milieu de la longueur scellée (point C sur la Figure 1). Les abaques sont donc dépendants de la longueur utile mais pas directement des longueurs libre et scellée. Ainsi, la stabilité de Kranz sera identique pour deux tirants possédant les caractéristiques suivantes, toutes choses égales par ailleurs : Ll = 5m / Ls = 4m et Ll = 3m / Ls = 8m.

Les efforts sont calculés par mètre linéaire d'écran. Un exemple d'abaque pour une inclinaison de tirant de 10° est récapitulé en Figure 3. Les autres abaques sont fournis en annexe.

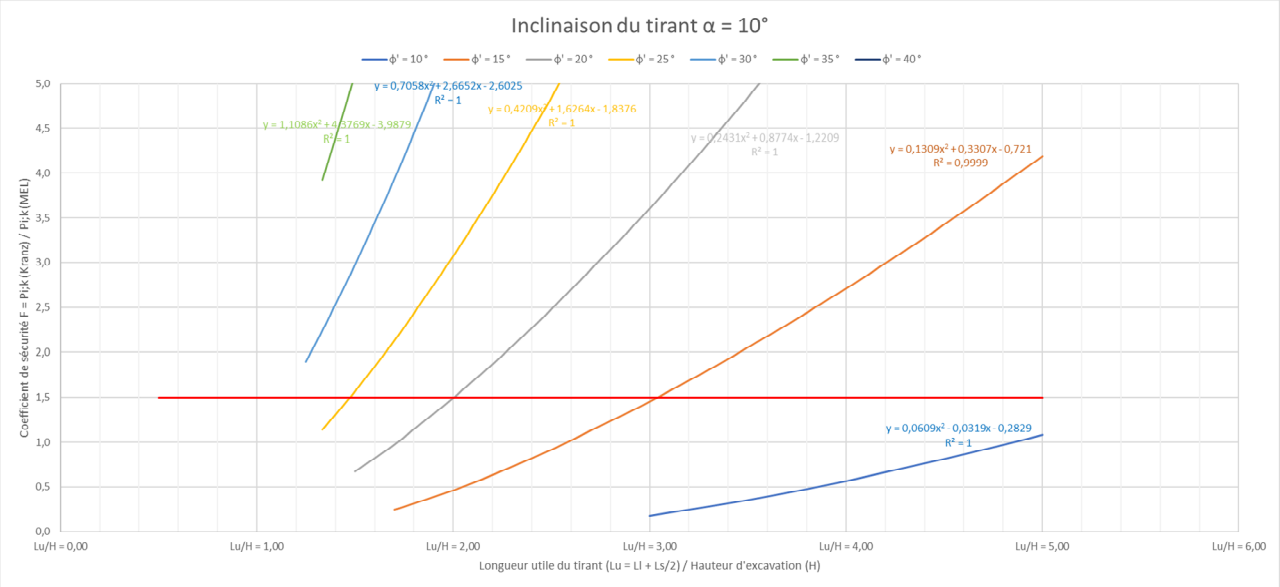


Figure 3 : Abaque de Kranz pour une inclinaison de 10° du tirant.

Dans le cas de la Figure 3, la stabilité n'est jamais assurée pour un angle de frottement de 10° (courbe la plus à droite). Lorsque celui-ci passe à 20°, la stabilité du massif de Kranz est assurée à partir d'un rapport Lu/H minimale de 2. Notons les valeurs pour lesquelles les courbes ne sont pas représentées, indiquant la présence du tirant dans le coin de poussée de Coulomb.

Il est donc possible de déterminer à partir de ces courbes (équation de degré 2) leur intersection avec le coefficient de sécurité recherché de 1,5. Ces valeurs sont indiquées dans la tableau 1. Dans le cas étudié ci-avant, il est donc bien nécessaire de prendre une longueur utile deux fois supérieure à la hauteur libre pour assurer la stabilité. Pour une hauteur excavée de 10m, la longueur utile devra être de 20m, ce qui peut être atteint pour une longueur scellée de 5m et une longueur libre de 17,5m. Ces longueurs sont relativement importantes, en lien avec l'angle de frottement faible retenu et l'absence de

cohésion. Les longueurs utiles inférieures à la hauteur excavées ne sont rencontrées que lorsque les inclinaisons de tirants et les angles de frottement sont élevés.

Tableau 1 : Tableau de stabilité de Kranz

Lu/H min pour F ≥ 1,5	φ' =						
	10 °	15 °	20 °	25 °	30 °	35 °	40 °
α = 0 °	7,69	4,16	2,61	1,85	1,66	1,66	2,00
α = 10 °	5,68	3,05	2,00	1,48	1,25	1,33	1,33
α = 20 °	4,65	2,52	1,69	1,28	1,13	1,13	1,13
α = 30 °	4,07	2,23	1,52	1,17	1,00	1,00	1,00
α = 40 °	3,78	2,10	1,44	1,12	0,91	0,83	0,83
α = 50 °	3,73	2,10	1,45	1,12	0,92	0,80	0,80
α = 60 °	4,05	2,30	1,60	1,23	1,00	0,84	0,80
α = 70 °	5,13	2,96	2,06	1,57	1,26	1,05	0,89

5. Calculs aux éléments finis

Afin de visualiser le phénomène de rupture du massif d'ancrage, le comportement d'un ouvrage excavé à l'abri d'une nappe de tirants a été modélisé sous Plaxis 3D. Dans ce modèle, la partie libre du tirant est modélisée par un élément de type « node to node » n'interagissant pas avec le sol et la partie scellée est modélisée par un élément de type « Embedded Beam - grouted ». Le sol est modélisé à l'aide d'une loi de type « Hardening Soil Model » dont le module de premier chargement est pris égal à 40 MPa et celui en déchargement à 3 fois cette valeur. Bien que la partie scellée des tirants soit en dehors du coin de poussée de Coulomb (Figure 4), il est donc possible d'observer une rupture du massif d'ancrage. En effet, le déplacement maximal horizontal atteint 15 centimètres au niveau des longs pans de la boite et 4 centimètres au niveau des tympans. Le comportement observé s'apparente donc au niveau des longs pans à celui d'un écran en console avec une rotation globale autour de la base de l'écran. Ces observations confirment les indications du modèle de Kranz sur le caractère instable du massif d'ancrage.

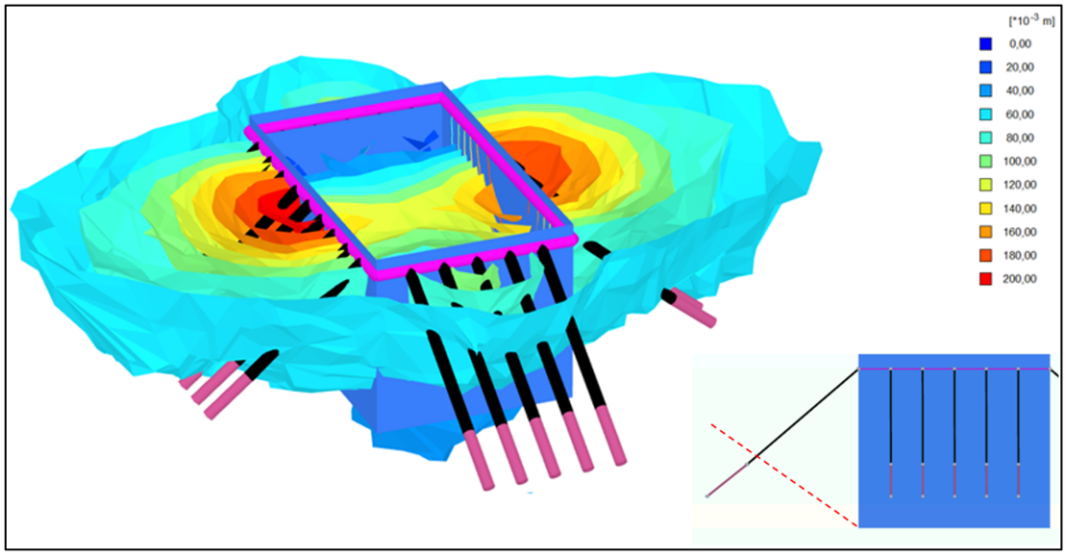


Figure 4 : Déformations totales autours d'une excavation soutenue par une nappe de tirants

6. Influence de la cohésion

Les calculs analytiques ont été repris en faisant varier pour un sol à 15° d'angle de frottement la cohésion à 5 puis 10 et enfin 20 kPa. L'angle du tirant est fixé à 30°.

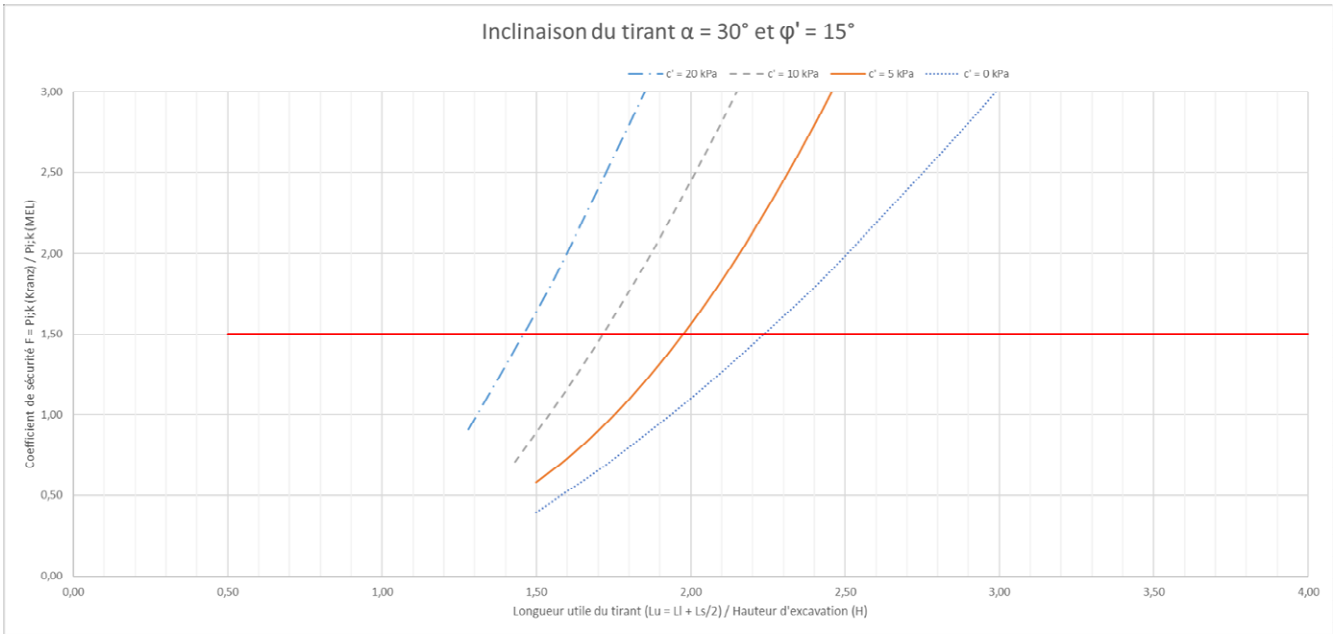


Figure 5 : Variation des abaques de Kranz en fonction de la cohésion (tirant à 30° et φ' = 15°)

Afin d'atteindre un coefficient de sécurité de 1.5, il apparaît donc nécessaire sur l'exemple de la Figure 5 de retenir les ratio Lu/H suivant en fonction de l'augmentation de la cohésion : 2.23 (pour c' = 0kPa), 1.98 (pour c' = 5kPa), 1.71 (pour c' = 10kPa) et enfin 1.46 (pour c' = 20kPa). Il apparaît donc logiquement que pour une hauteur d'excavation fixée, la longueur utile du tirant diminue lorsque la cohésion du sol augmente. Il est intéressant de remarquer, dans le cas présenté, que la cohésion permet quasi-linéairement, dans la gamme de 0 à 10kPa de diminuer la longueur utile du tirant d'environ 2% / kPa. Soit environ 20% pour un gain de 10kPa. Au-delà de 10kPa, la diminution de la longueur utile est moins marquée, de l'ordre de 1% / kPa.

En procédant de la même manière pour une inclinaison de tirant de 10° et un angle de frottement de 20°, le graphique devient celui de la Figure 6. Les rapports Lu/H pour les cohésions suivantes sont : 2.00 (pour c' = 0kPa), 1.78 (pour c' = 5kPa), 1.62 (pour c' = 10kPa) et enfin 1.35 (pour c' = 20kPa). Cette fois-ci, la longueur utile diminue avec l'augmentation de la cohésion dans une proportion d'environ 3% / kPa.

L'influence de la cohésion est donc forte sur la longueur utile nécessaire d'une nappe de tirants, puisque l'ajout de 20kPa pourrait impliquer une réduction de 30 à 60% de la longueur utile des tirants. Il convient donc, conformément aux recommandations de la norme NF P94-282 §J.2.1.2 (AFNOR, 2009) de limiter les valeurs prises dans les calculs à une valeur prudente, voire nulle. Il est donc conseillé en première approche d'utiliser les abaques déterminés sans cohésion.

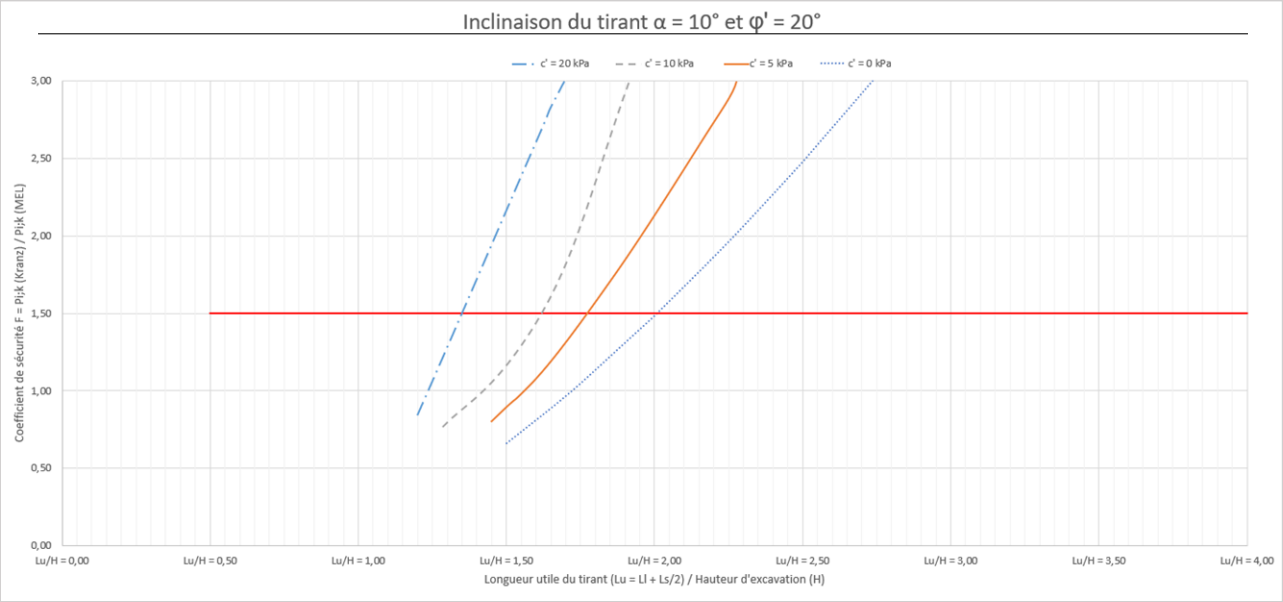


Figure 6 : Variation des abaques de Kranz en fonction de la cohésion (tirant à 10° et φ' = 20°)

7. Autres considérations pratiques

Le cas d'ouvrage sous nappe, multicouches ou de nappes multiples de tirants sont évoqués ci-dessous. L'étude de sensibilité réalisée dans le cadre de la détermination de ces abaques a montré qu'en présence d'une nappe, dont le toit se situerait au niveau du point d'ancrage du tirant sur la paroi, la longueur utile du tirant s'en trouve fortement perturbée. En effet, pour une inclinaison du tirant de 30° et un angle de frottement de 15 et 30° (sans cohésion), la longueur utile (pour une hauteur donnée) est multipliée par un coefficient compris entre 1,5 à 2,0 pour atteindre la stabilité (Figure 7). Il convient donc d'être très prudent lors du dimensionnement des tirants lorsqu'une nappe est présente.

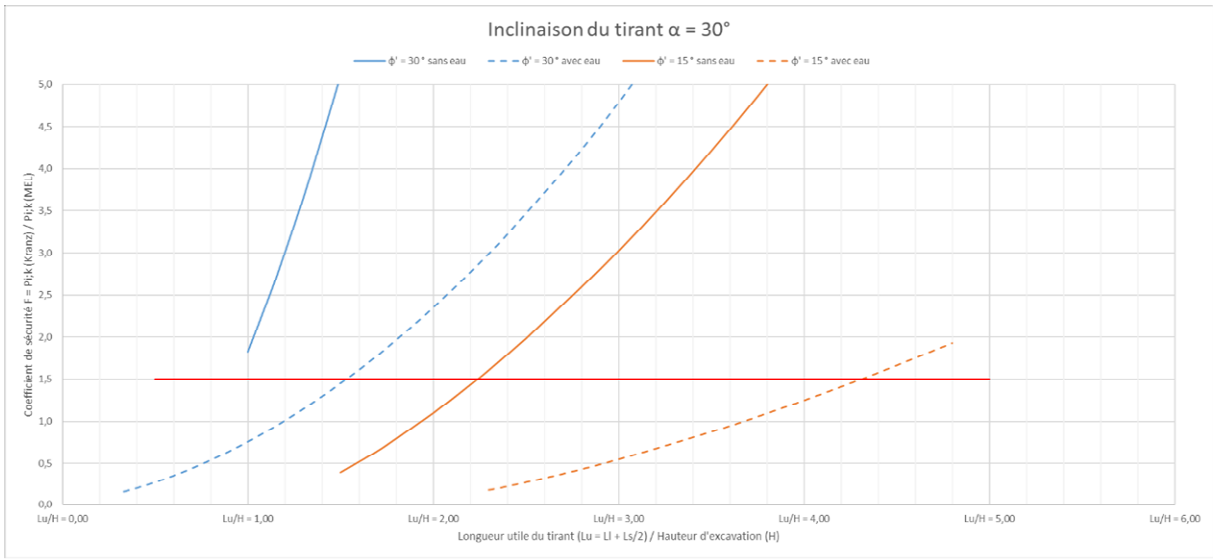


Figure 7 : Abaque de stabilité de Kranz en présence d'eau

Dans le cas d'un multicouche, et jusqu'à des angles de frottement inférieurs ou égaux à 30°, la longueur utile diminue (à hauteur d'excavation fixée) avec l'angle de frottement (tableau 1). Il est donc recommandé en première approche d'homogénéiser un multicouche

avec l'angle de frottement interne le plus pénalisant pour les calculs, c'est-à-dire le plus faible.

De la même manière, jusqu'à un angle d'inclinaison des tirants de 50°, la longueur utile des tirants diminue avec leur inclinaison. Il est donc utile de conserver l'inclinaison maximale des tirants dans l'utilisation des abaques présentés ici. Dans le cas d'un écran ancré par plusieurs lits de tirants, il est nécessaire d'isoler chaque nappe de tirants pour la définition d'un bloc et en incluant dans la résultante des efforts les tirants inclus géométriquement dans le bloc (

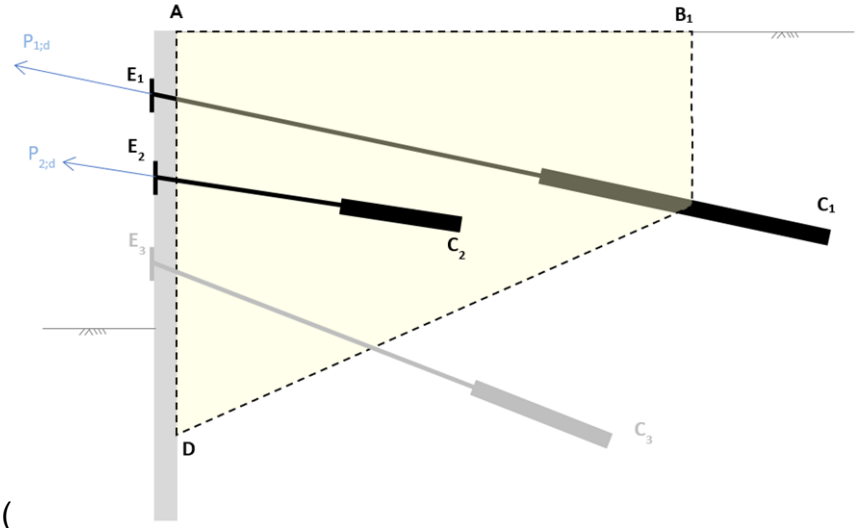


Figure 8). Plusieurs cas de calculs doivent donc être réalisés avec chaque nappe. Les abaques doivent alors être utilisés avec précaution, car deux hypothèses ne sont pas respectées par rapport à leur élaboration. Il s'agit premièrement du calcul de la fiche mécanique du soutènement. Dans le cas d'une seule nappe de tirants, la méthode MEL est utilisée. Ce n'est plus le cas pour des nappes multiples de tirants. En second lieu, les abaques ont été calculés pour une position de la tête du tirant à 0,2H ce qui est rarement vérifié sur plusieurs nappes. Dans le cas de modèles complexes, le recours à un logiciel de modélisation d'interaction sol-structure pourra donc s'avérer nécessaire.

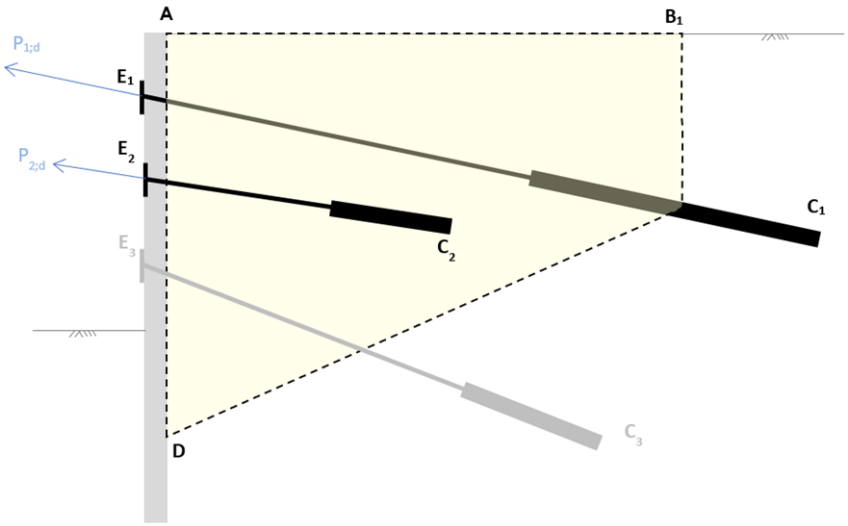


Figure 8 : Nappe multiples – (tirant n°1 isolé et calculs avec les tirants n°1 et n°2)

8. Conclusions

Actuellement, une approche simplifiée de prédimensionnement de la longueur libre des tirants consiste à positionner l'élément d'ancrage en dehors du coin de poussée de Coulomb. Nous avons montré que cette disposition était nécessaire mais pas suffisante pour assurer la stabilité du massif d'ancrage. En repartant des équations d'équilibre du système, il est possible de définir les efforts nécessaires pour vérifier la stabilité du massif, mais également un coefficient de sécurité associé. Celui-ci peut être comparé au coefficient normatif de l'Eurocode 7. Des abaques de stabilité ont donc été produits dans le cadre de leur utilisation pour un prédimensionnement de la longueur libre des tirants. Les calculs aux éléments finis confirment qu'une rupture peut se produire même pour un tirant situé en dehors du coin de poussée. D'autres analyses ont également été proposées pour l'étude de cas avec nappe, multicouche ou encore prise en compte de la cohésion dans les sols. Ces prédimensionnements ne peuvent néanmoins se substituer à une étude complète en fonction de la phase du projet auquel le concepteur se trouve. L'auteur souhaite vivement remercier Fahd Cuira pour sa précieuse aide et ses nombreux conseils avisés apportés lors de la rédaction de cet article, ainsi que Jean-Pierre Magnan pour le prêt des recommandations TA72, TA77 et TA86.

Bibliographie

NF P94-282, Norme d'application nationale de l'Eurocode 7, Ouvrages de soutènement, AFNOR, 2009

Cuira F., Le modèle Kranz : enjeux conceptuels et considérations pratiques, JNGG (2014)

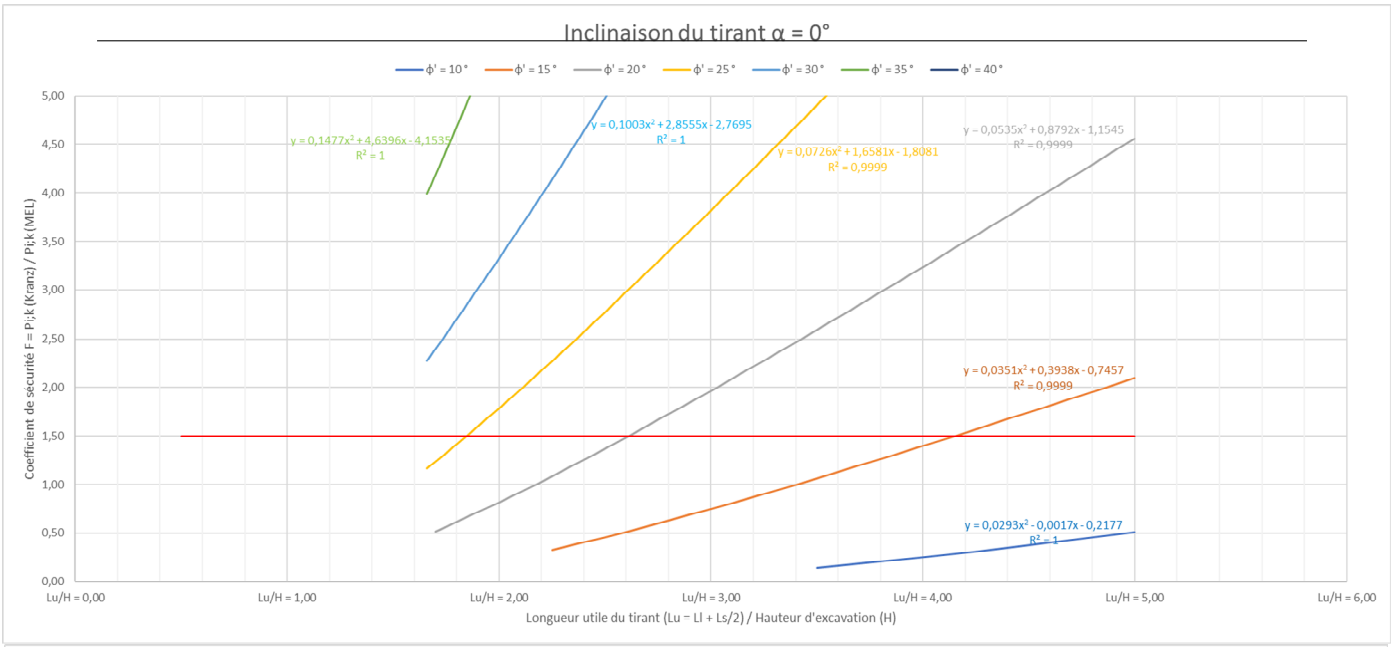
Kranz E., Über die Verankerung von Spundwänden (1953)

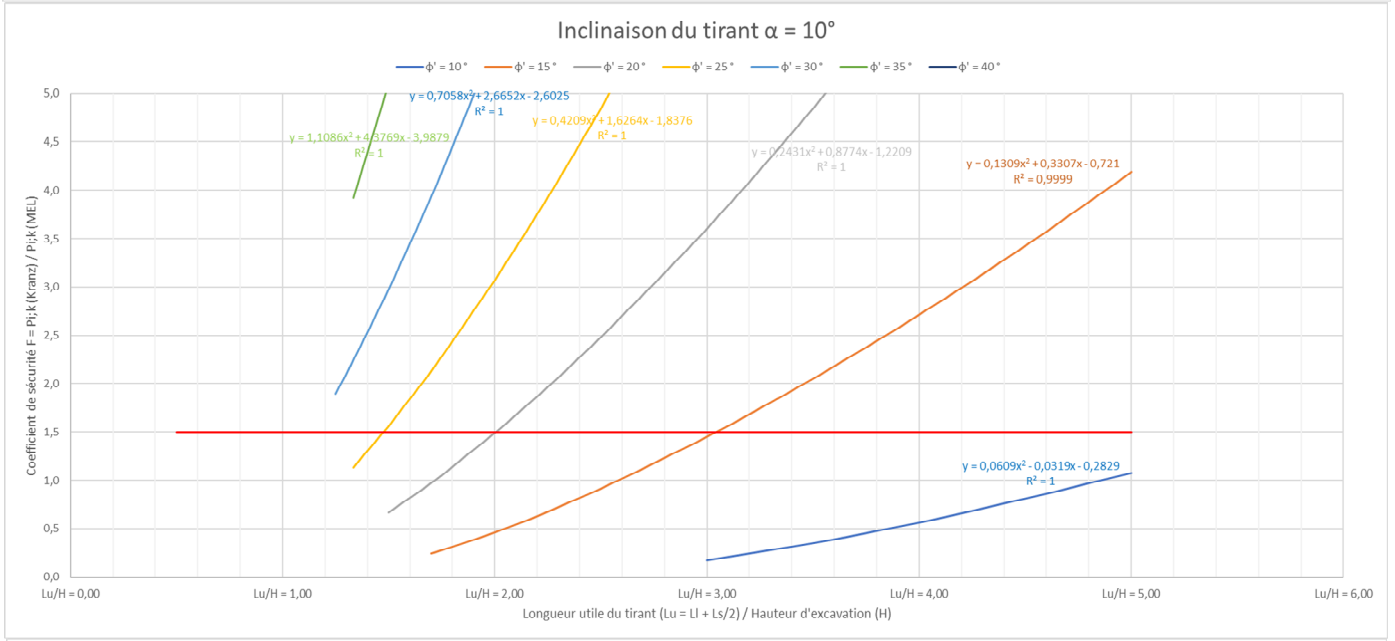
NF P94-282, Calcul géotechnique Ouvrages de soutènement, norme écrans, AFNOR (2009)

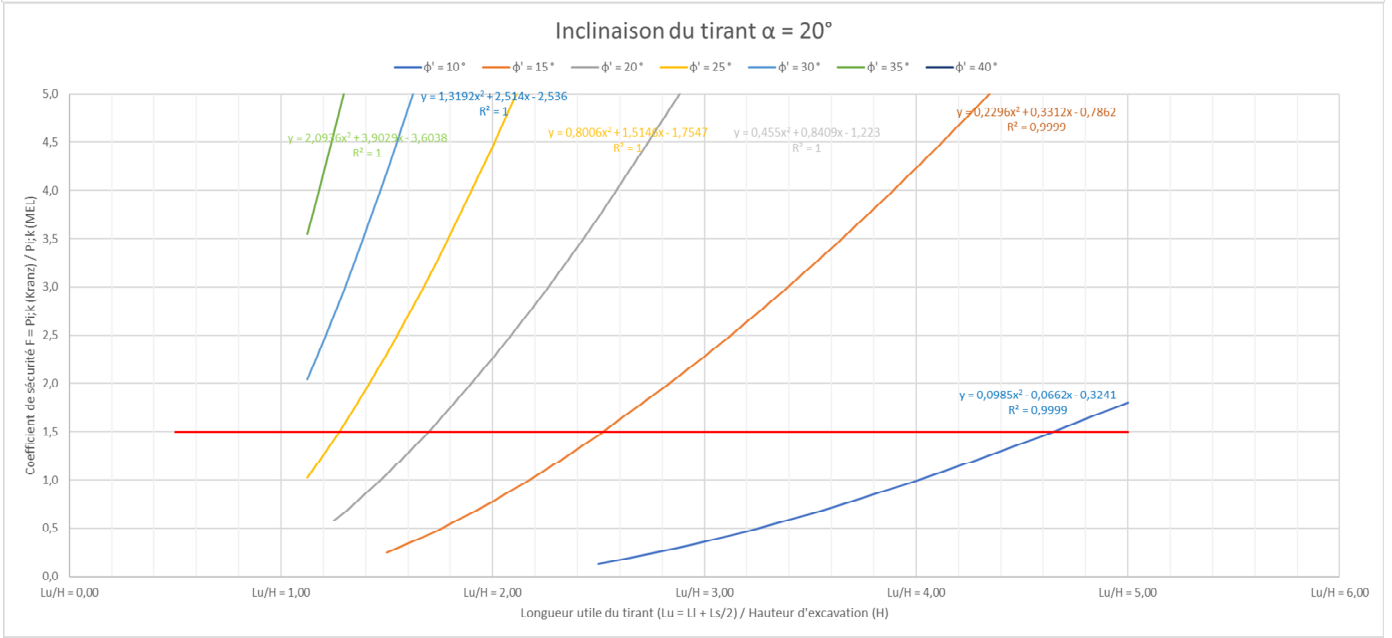
T.A. 95, Tirants d'ancrage. Recommandations concernant la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle. Eyrolles, 151 p.

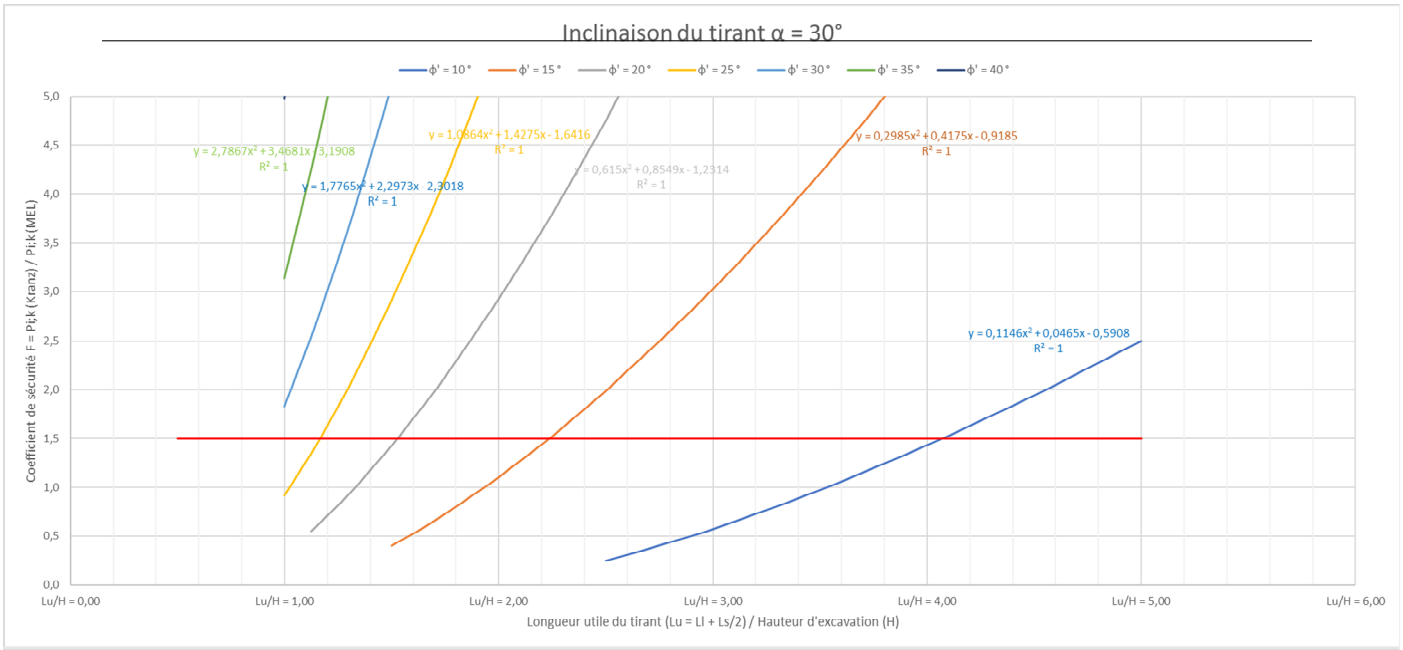
Verdeyen J., Nuyens J., Vérification expérimentale des méthodes de calcul des rideaux d'ancrage de palplanches simplement ancrées, Symposium Rhéologie et mécanique des sols, Grenoble (1964)

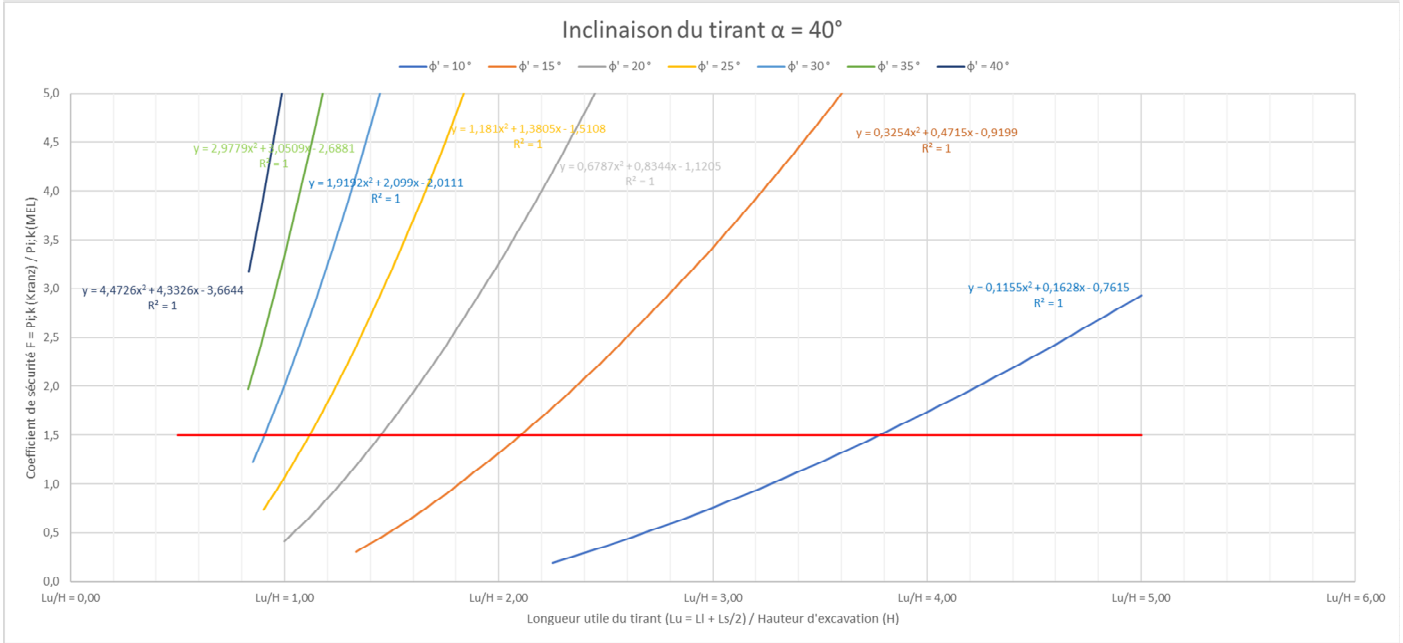
Annexes (abaques de stabilité d'un massif tiranté)

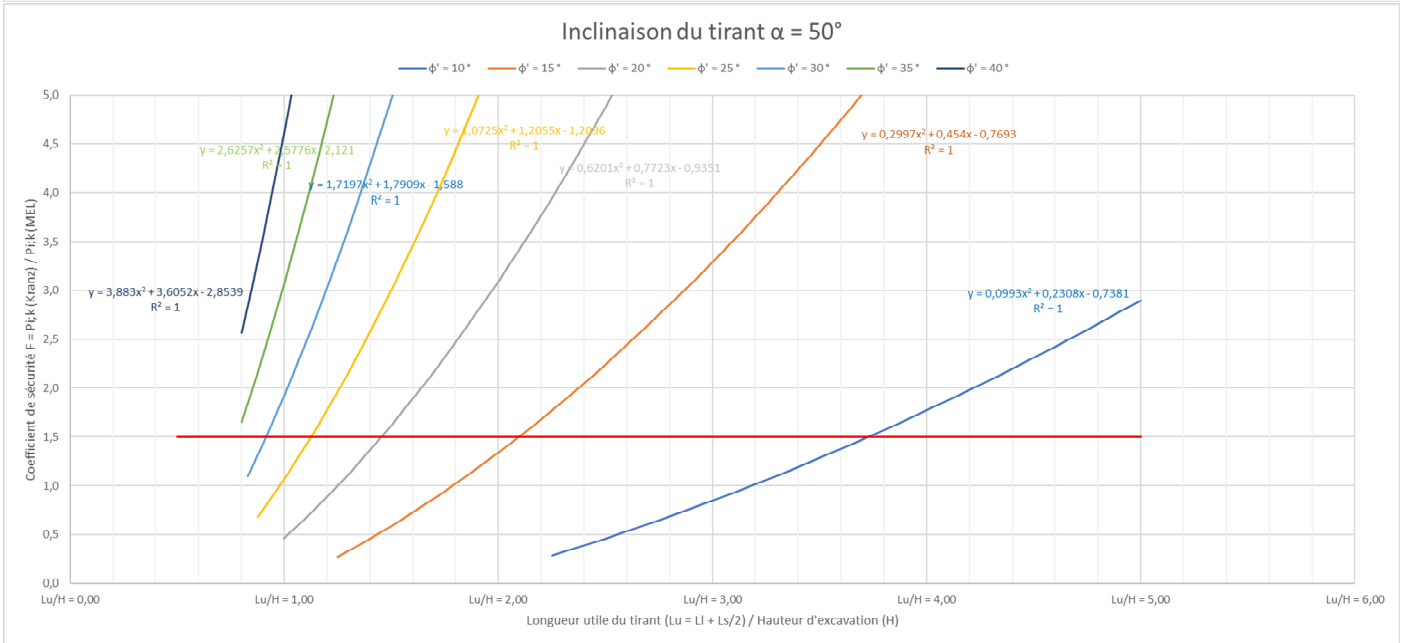

Inclinaison du tirant α = 0°
Φ' = 10 °
Φ' = 15 °
Φ' = 20 °
Φ' = 25 °
Φ' = 30 °
Φ' = 35 °
Φ' = 40 °
y = 0,1477x² + 4,6396x - 4,1535
R² = 1
y = 0,1003x² + 2,8555x - 2,7695
R² = 1
y = 0,0726x² + 1,6581x - 1,8081
R² = 0,9999
y = 0,0535x² + 0,8792x - 1,1545
R² = 0,9999
y = 0,0351x² + 0,3938x - 0,7457
R² = 0,9999
y = 0,0293x² - 0,0017x - 0,2177
R² = 1
Coefficient de sécurité F = Pi;k (Kranz) / Pi;k (MEL)
Lu/H = 0,00
Lu/H = 1,00
Lu/H = 2,00
Lu/H = 3,00
Lu/H = 4,00
Lu/H = 5,00
Lu/H = 6,00
Longueur utile du tirant (Lu = Ll + Ls/2) / Hauteur d'excavation (H)


Inclinaison du tirant α = 10°
Φ' = 10 °
Φ' = 15 °
Φ' = 20 °
Φ' = 25 °
Φ' = 30 °
Φ' = 35 °
Φ' = 40 °
y = 1,1086x² + 4,3769x - 3,9879
R² = 1
y = 0,7058x² + 2,6652x - 2,6025
R² = 1
y = 0,4209x² + 1,6264x - 1,8376
R² = 1
y = 0,2431x² + 0,8774x - 1,2209
R² = 1
y = 0,1309x² + 0,3307x - 0,721
R² = 0,9999
y = 0,0609x² - 0,0319x - 0,2829
R² = 1
Coefficient de sécurité F = Pi;k (Kranz) / Pi;k (MEL)
Lu/H = 0,00
Lu/H = 1,00
Lu/H = 2,00
Lu/H = 3,00
Lu/H = 4,00
Lu/H = 5,00
Lu/H = 6,00
Longueur utile du tirant (Lu = Ll + Ls/2) / Hauteur d'excavation (H)


Inclinaison du tirant α = 20°
Φ' = 10 °
Φ' = 15 °
Φ' = 20 °
Φ' = 25 °
Φ' = 30 °
Φ' = 35 °
Φ' = 40 °
y = 2,0936x² + 3,9029x - 3,6038
R² = 1
y = 1,3192x² + 2,514x - 2,536
R² = 1
y = 0,8006x² + 1,5146x - 1,7547
R² = 1
y = 0,455x² + 0,8409x - 1,223
R² = 1
y = 0,2296x² + 0,3312x - 0,7862
R² = 0,9999
y = 0,0985x² - 0,0662x - 0,3241
R² = 0,9999
Coefficient de sécurité F = Pi;k (Kranz) / Pi;k (MEL)
Lu/H = 0,00
Lu/H = 1,00
Lu/H = 2,00
Lu/H = 3,00
Lu/H = 4,00
Lu/H = 5,00
Lu/H = 6,00
Longueur utile du tirant (Lu = Ll + Ls/2) / Hauteur d'excavation (H)


Inclinaison du tirant α = 30°
ϕ' = 10 °
ϕ' = 15 °
ϕ' = 20 °
ϕ' = 25 °
ϕ' = 30 °
ϕ' = 35 °
ϕ' = 40 °
y = 2,7867x² + 3,4681x - 3,1908
R² = 1
y = 1,7765x² + 2,2973x - 2,3018
R² = 1
y = 1,0864x² + 1,4275x - 1,6416
R² = 1
y = 0,615x² + 0,8549x - 1,2314
R² = 1
y = 0,2985x² + 0,4175x - 0,9185
R² = 1
y = 0,1146x² + 0,0465x - 0,5908
R² = 1
Coefficient de sécurité F = Pik (Kranz) / Pik (MEL)
Lu/H = 0,00
Lu/H = 1,00
Lu/H = 2,00
Lu/H = 3,00
Lu/H = 4,00
Lu/H = 5,00
Lu/H = 6,00
Longueur utile du tirant (Lu = Ll + Ls/2) / Hauteur d'excavation (H)


Inclinaison du tirant α = 40°
ϕ' = 10 °
ϕ' = 15 °
ϕ' = 20 °
ϕ' = 25 °
ϕ' = 30 °
ϕ' = 35 °
ϕ' = 40 °
y = 2,9779x² + 3,0509x - 2,6881
R² = 1
y = 1,9192x² + 2,099x - 2,0111
R² = 1
y = 1,181x² + 1,3805x - 1,5108
R² = 1
y = 0,6787x² + 0,8344x - 1,1205
R² = 1
y = 0,3254x² + 0,4715x - 0,9199
R² = 1
y = 4,4726x² + 4,3326x - 3,6644
R² = 1
y = 0,1155x² + 0,1628x - 0,7615
R² = 1
Coefficient de sécurité F = Pik (Kranz) / Pik (MEL)
Lu/H = 0,00
Lu/H = 1,00
Lu/H = 2,00
Lu/H = 3,00
Lu/H = 4,00
Lu/H = 5,00
Lu/H = 6,00
Longueur utile du tirant (Lu = Ll + Ls/2) / Hauteur d'excavation (H)


Inclinaison du tirant α = 50°
ϕ' = 10 °
ϕ' = 15 °
ϕ' = 20 °
ϕ' = 25 °
ϕ' = 30 °
ϕ' = 35 °
ϕ' = 40 °
y = 2,6257x² + 2,5776x - 2,121
R² = 1
y = 1,7197x² + 1,7909x - 1,588
R² = 1
y = 1,0725x² + 1,2055x - 1,2096
R² = 1
y = 0,6201x² + 0,7723x - 0,9351
R² = 1
y = 0,2997x² + 0,454x - 0,7693
R² = 1
y = 3,883x² + 3,6052x - 2,8539
R² = 1
y = 0,0993x² + 0,2308x - 0,7381
R² = 1
Coefficient de sécurité F = Pik (Kranz) / Pik (MEL)
Lu/H = 0,00
Lu/H = 1,00
Lu/H = 2,00
Lu/H = 3,00
Lu/H = 4,00
Lu/H = 5,00
Lu/H = 6,00
Longueur utile du tirant (Lu = Ll + Ls/2) / Hauteur d'excavation (H)

TOUR HEKLA : MODELISATION DE L'INTERACTION D'UNE PAROI BERLINOISE ET D'UNE PAROI MOULEE TIRANTEE

HEKLA TOWER: MODELING THE INTERACTION BETWEEN A BERLIN-TYPE WALL AND A DIAPHRAGM WALL.

Jonathan MILLOTTE[1], Maxime FONTY[1]
[1] *Soletanche Bachy, Rueil-Malmaison, France*

RÉSUMÉ – Pour l'étude des soutènements de la Tour Hekla (Puteaux - 92), il a été nécessaire de modéliser l'interaction entre une paroi berlinoise clouée provisoire et la paroi moulée tirantée de l'ouvrage définitif. Deux aspects sont présentés : la modélisation du talus et du report de butée aux coefficients de réaction et aux éléments finis ainsi que la perte de butée de la paroi berlinoise lors de l'excavation de la paroi moulée.

ABSTRACT – The study of the Hekla Tower's (Puteaux 92 France) retaining walls, necessitated modeling the interaction between a nailed Berlin-type wall and a diaphragm wall with ground anchors. Two issues are presented: modelling the slope and the transfer of passive earth pressure using the subgrade reaction coefficient method and finite elements, as well as the loss of passive earth pressure during the excavation of the diaphragm wall.

1. Introduction

La Tour Hekla est construite dans le quartier d'affaire de La Défense à Puteaux (92). Il s'agit d'une tour à usage de bureau comprenant 49 étages.

Les six niveaux de sous-sol (21 m de profondeur depuis la plateforme) sont construits à l'abri d'une paroi moulée d'1 m d'épaisseur et depuis deux niveaux de plateforme situés en contrebas du boulevard circulaire à 64,30 et 63,30 NGF.

Du côté du boulevard circulaire, un pré terrassement pour atteindre le niveau de plateforme est réalisé à l'abri d'une paroi berlinoise clouée (HEB 280 tous les 2,5 à 5,75 m fichés à 58,0 NGF et 3 lits de clous) sur une hauteur d'environ 6,3 m.

Dans le cadre de l'étude des soutènements, il a été nécessaire de modéliser l'interaction entre la paroi berlinoise clouée provisoire et la paroi moulée tirantée de l'ouvrage définitif.

Deux aspects relatifs à l'interaction entre les deux soutènements sont détaillés :

Le premier concerne le dimensionnement de la paroi moulée tirantée de 22,20 m de hauteur, en revenant sur la modélisation de la surcharge apportée par le remblai routier et sur celle du report de butée de la berlinoise.

Une comparaison des résultats de modélisation aux coefficients de réaction et aux éléments finis est faite et les résultats sont confrontés aux résultats d'auscultation.

L'analyse de ce retour d'expérience permet de montrer comment peut être modélisée de façon satisfaisante une surcharge à l'arrière d'un soutènement en utilisant la méthode des tranches pour le calcul de la poussée.

Le second point traite de la façon dont a été prise en compte la perte de butée devant les pieux de paroi berlinoise, lors de la phase d'excavation d'un panneau de paroi moulée.

2. Dimensionnement de la paroi moulée tirantée

Les calculs de parois moulées ont été réalisés aux coefficients de réaction (MISS-K) et pour certaines coupes spécifiques du projet, un calcul supplémentaire aux éléments finis (MISS-EF) 2D avait été demandé pour l'estimation des déplacements et des tassements.

La figure 1 présente une coupe de calcul représentative de l'ouvrage au droit de la zone concernée par la présence du remblai routier et donc la paroi berlinoise clouée en amont de la paroi moulée.

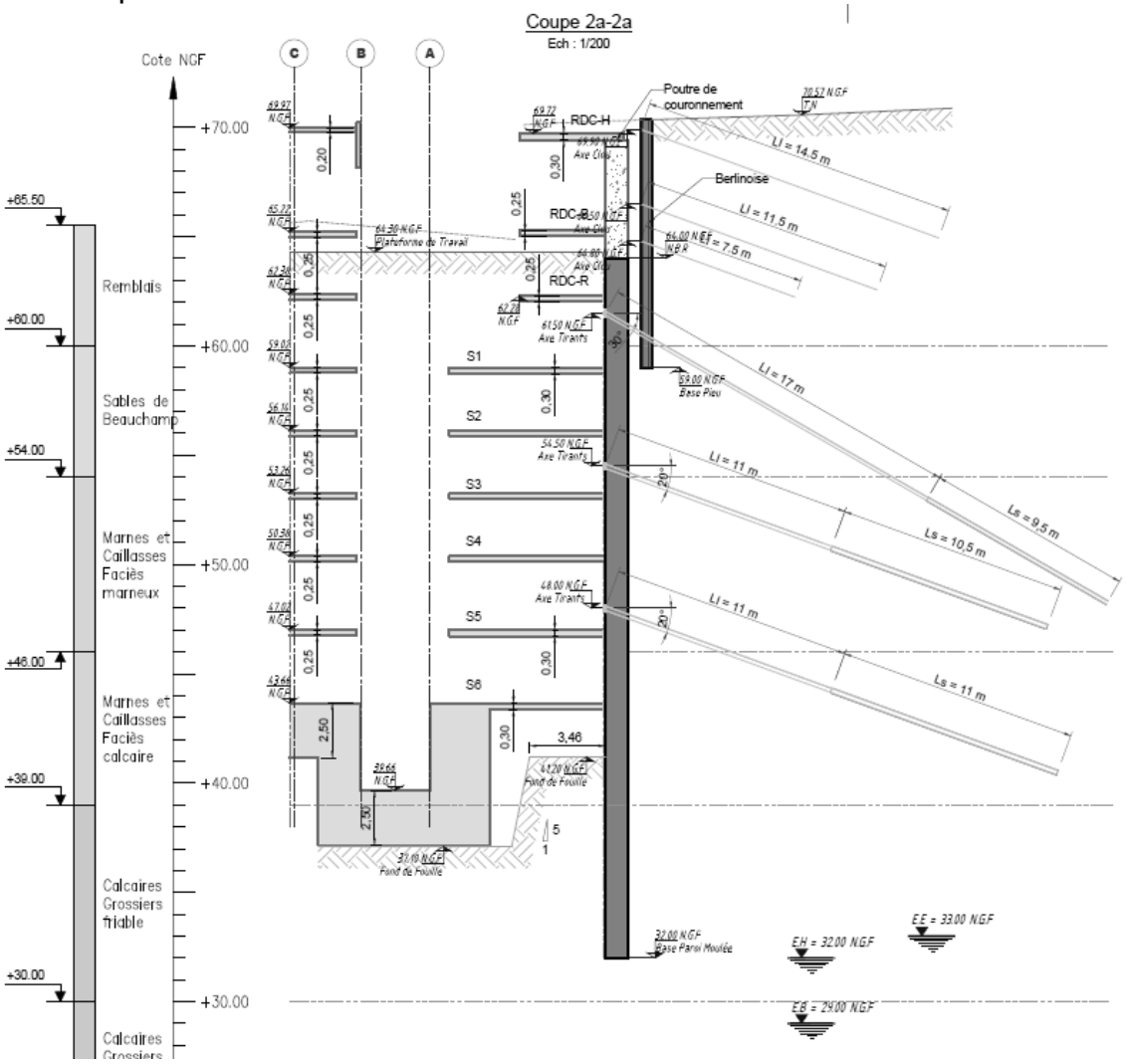


Figure 1. Coupe de calcul type

2.1. Hypothèses de calcul

La stratigraphie est indiquée sur la figure 1. Les caractéristiques géotechniques du projet (issues de l'étude réalisée par Fugro) et les coefficients de réaction, calculés à partir de la formule de P. Schmitt (P. Schmitt, 1995) pour la paroi moulée de 1 m d'épaisseur, sont donnés dans le tableau 1.

Tableau 1. Caractéristiques géotechniques

Couche	E_M [MPa]	α	Pl* [MPa]	γ' [kN/m^3]	C' [kPa]	Φ' [°]	K_h [MN/m^3]
Remblais	5	1/3	0,5	18	10	25	6
Sables de Beauchamp	40	1/2	3,2	19	0	35	56
Marnes et Caillasses (marn.)	50	1/2	4	19	20	33	76
Marnes et Caillasses (calc.)	150	2/3	5	20	40	35	220
Calcaire Grossier friable	150	2/3	5 à 10	22	100	37	220

Les poussées sont calculées avec les coefficients ka et kp des tables de Caquot et Kerisel (A. Caquot et al, 1990).

Pour les calculs aux éléments finis, les paramètres de calculs (loi HSM) retenus sont indiqués dans le tableau 2.

Tableau 2. Caractéristiques géotechniques pour les calculs EF

Couche	E_{50}^{ref} [MPa]	E_{oed}^{ref} [MPa]	E_{ur}^{ref} [MPa]	v	K_0	pref	Rint
Remblais	30	41	91	0.15		100	0.66
Sables de Beauchamp	160	214	480	0.15		100	0.66
Marnes et Caillasses (marn.)	200	268	600	0.15	0.46	100	0.66
Marnes et Caillasses (calc.)	455	609	1364	0.15	0.43	100	0.66
Calcaire Grossier friable	455	609	1364	0.20	0.40	100	0.66

Les tirants sont constitués de torons T15.7 (Feg = 1650 MPa et Frg = 1860 MPa) avec un module de E = 1,9 10^5 MN/m². Pour les calculs MISS-K, une raideur axiale est calculée à partir de la longueur élastique = (longueur libre Ll) + 0.5 x (longueur de scellement Ls). Les tirants pris en compte sont indiqués sur la figure 1.

Tableau 3. Caractéristiques des tirants – exemple coupe 2a

	Altimétrie [NGF]	Espacement horizontal [m]	Nombre de torons	Longueur scellée [m]	Longueur totale [m]	Précharge [kN]
Lit 1	61.5	3.4	10	9.5	26.5	1480
Lit 2	54.5		11	10.5	21.5	1630
Lit 3	48.0		11	11	22	1630

Le phasage des travaux retenu est un phasage « à ciel ouvert » avec mise en place de trois niveaux de tirants provisoires au droit de cette coupe pour atteindre le fond de fouille général à 41,20 NGF, localement approfondi pour une fosse à 37,10 NGF.

On notera que la nappe phréatique se situe bien en-dessous du fond de fouille et que les soutènements ne sont pas concernés par une poussée d'eau.

2.2. Méthodes de calcul

2.2.1. Calcul aux coefficients de réaction

Les calculs aux coefficients de réaction sont réalisés à l'aide du programme PARIS (programme Soletanche Bachy) qui permet d'obtenir les déplacements de l'écran, les sollicitations et les efforts dans l'écran et les appuis.

La paroi berlinoise est modélisée dans le calcul de la paroi moulée pour prendre en compte son effet sur les déplacements et les sollicitations de la paroi moulée et sur les efforts dans les tirants.

Elle est modélisée comme un écran discontinu avec un coefficient de 0,65 (3.B/esp) correspondant à des pieux forés en diamètre 600 mm espacés de 2,75 m.

Le coefficient de réaction calculé pour des HEB280 espacés de 2,75 m dans les remblais est de 18 MN/m^3 et dans les sables de Beauchamp de 120 MN/m^3.

Les trois lits de clous sont également modélisés comme des appuis élastiques.

Tableau 4. Caractéristiques des clous – exemple coupe 2a

	Altimétrie [NGF]	Diamètre barre [mm]	Espacement [m]	Longueur totale [m]	Inclinaison [°]	Raideur horizontale [MN/m/ml]
Lit 1	69.9	32	2.75	14.5	20	5
Lit 2	66.5			11.5		7
Lit 3	64.8			7.5		10

La modélisation de l'interaction entre la paroi berlinoise et la paroi moulée est réalisée de la manière suivante :

- Modélisation de chaque écran avec ses caractéristiques propres définies aux paragraphes précédents espacés de 55 cm,
- Sur la hauteur de la fiche berlinoise, modélisation de « poutres fictives » reliant la berlinoise à la paroi moulée tous les 1 m. Elles sont articulées et de raideur équivalente au module de déformation élastique du sol. Leur rôle est de transférer les efforts de butée de la berlinoise sur la tête de la paroi moulée en prenant en compte la butée du système sol/paroi moulée pour la paroi berlinoise. Il convient de vérifier que l'effort obtenu est compatible avec un comportement élastique du sol.
- Ajout d'un incrément de poussée sur la paroi moulée correspondant à la part de poussée active sur la hauteur soutenue par la berlinoise et reprise par les clous. En effet, ces derniers sont trop courts pour participer à la stabilité de la paroi moulée et ne participent qu'à la stabilité locale de la paroi berlinoise. Cet incrément de poussée est réparti sur la hauteur enterrée de la berlinoise soit la hauteur comprise entre le sommet de la paroi moulée et le pied de la paroi berlinoise.

Les terrains et la surcharge soutenus par la paroi berlinoise doivent être pris en compte dans le calcul de la contrainte effective au droit de la paroi moulée. Dans un calcul aux coefficients de réaction, le calcul de la contrainte effective est réalisé à partir du niveau juste derrière l'écran, ce qui serait ici le niveau de la plateforme, soit 6,4 m plus bas que le niveau du boulevard circulaire.

Afin de prendre en compte la géométrie réelle ainsi que la surcharge qu'elle porte on utilise le module Talus-Risberme du logiciel PARIS (E. Dodel et al, 2002) qui permet, via un calcul à la rupture par la méthode dite des tranches, de calculer la poussée sur le soutènement en prenant en compte le profil réel du terrain en amont ainsi que les surcharges présentes.

2.2.2. Calcul aux éléments finis

En plus des calculs aux coefficients de réaction, certaines coupes de calcul ont fait l'objet de modélisations aux éléments finis en 2D à l'aide du logiciel Plaxis 2D afin d'évaluer les déplacements des parois moulées et les tassements au droit des avoisinants. Les coupes de calcul concernées étant celles avec des avoisinants sensibles : tunnel SNCF, culée de pont et boulevard circulaire. La loi HSM a été retenue.

L'avantage de ce calcul est qu'il prend en compte directement l'interaction entre les deux soutènements sans avoir recours à des choix de modélisation compatibles avec la méthode de calcul aux coefficients de réaction, ce qui devrait le rendre plus efficace dans l'estimation des déplacements de l'écran.

2.3. Résultats des calculs

Les principaux résultats obtenus pour les phases de terrassement au fond de fouille d'une part, et de détente des tirants d'autre part sont donnés dans le tableau 5.

Tableau 5. Principaux résultats

	Unités	Calcul Paris		Plaxis
		Enveloppe travaux	Terrassement à 41,2 NGF	Terrassement à 41,2 NGF
Moment en ventre de PM	[kN.m/ml]	550	330	385
Moment en butée	[kN.m/ml]	885	785	640
Déplacement max en ventre de PM	[mm]	27	20	21
Réaction d'appui tirant du lit 1	[kN/m/ml]	530	510	480
Réaction d'appui tirant du lit 2	[kN/m/ml]	590	555	540
Réaction d'appui tirant du lit 3	[kN/m/ml]	575	535	525

Les déplacements observés ont une allure similaire entre le calcul aux coefficients de réaction et le calcul aux éléments finis, en particulier après terrassement en fond de fouille à 41,2 NGF. Pour les premières phases de terrassement on observe en revanche un écart en tête de paroi, sans doute lié aux choix de modélisation de l'interaction entre les deux écrans de soutènement.

Les résultats graphiques des déplacements sont présentés sur la figure 2.

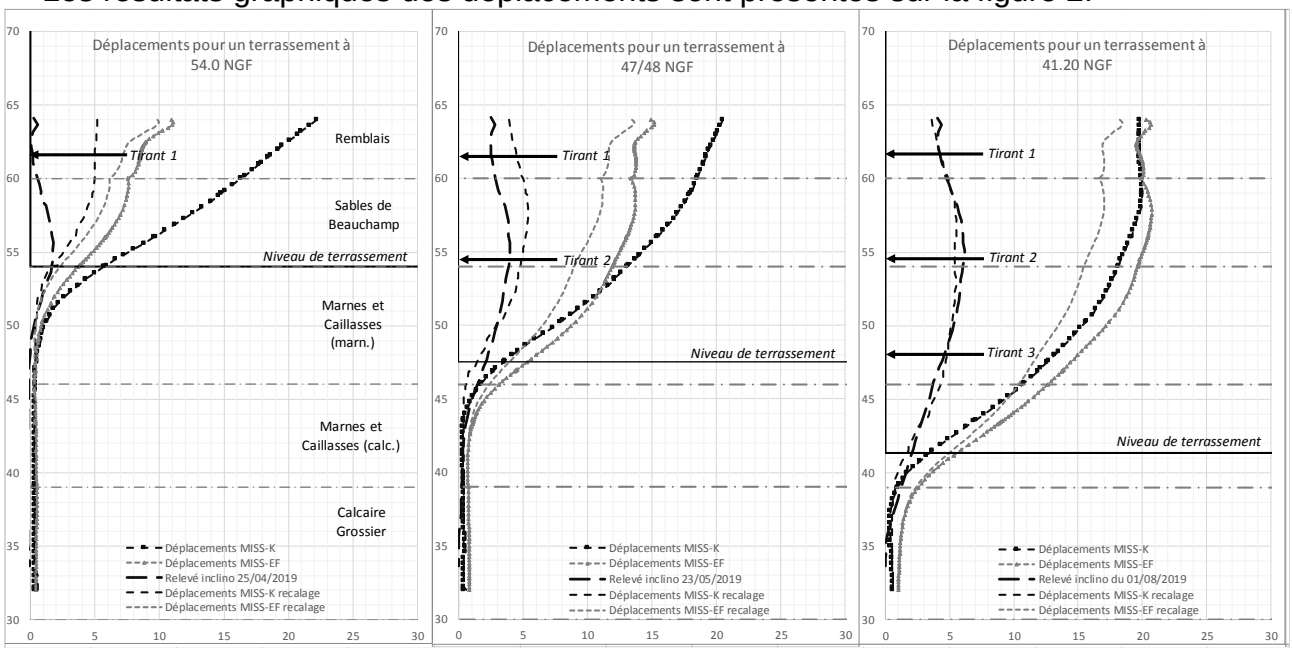


Figure 2. Comparaison des déplacements en millimètres

Les résultats graphiques des moments dans la paroi moulée sont présentés sur la figure 3. On observe des résultats similaires entre Paris et Plaxis, en particulier pour la phase de terrassement en fond de fouille.

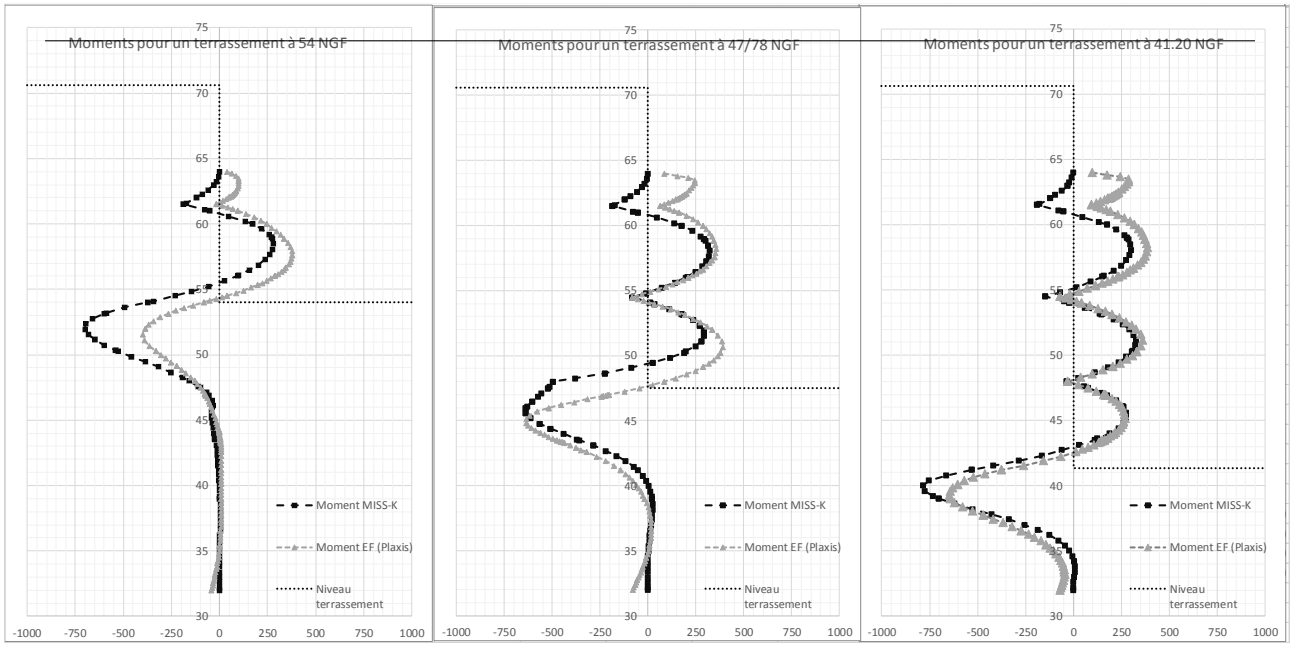


Figure 3. Comparaison des moments

3. Auscultations et rétro analyse

3.1. Auscultations mises en œuvre

Les parois moulées ont fait l'objet d'auscultations, en particulier la mise en place et le suivi d'inclinomètre par Sixense Monitoring au droit de la coupe 2a. Ce suivi a pu être mené jusqu'à la fin des travaux de terrassements mais aucune mesure n'a pu être effectuée après détente des tirants. Les tirants ont également été équipés de cales dynamométriques pour suivre l'évolution des efforts dans ces derniers.

Les mesures inclinométriques sont présentées en trait pointillé sur la figure 2. On constate que les déplacements observés sont bien inférieurs aux déplacements théoriques calculées que ce soit avec le calcul aux coefficients de réaction ou aux éléments finis. On notera que peu d'écarts (de l'ordre de 5 %) ont été observés entre les efforts attendus et ceux observés au niveau des tirants. Les lits 2 et 3 conservent notamment la charge de blocage appliquée à la mise en tension sans augmentation lors des phases de terrassement suivantes.

Ces observations tendent à supposer que certains paramètres de calcul pourraient être sous-évalués, conduisant à surestimer la poussée et/ou sous-estimer la butée dans certains sols. On propose de recaler certains paramètres pour approcher les déplacements observés avec les modèles de calcul MISS-K et éléments finis en parallèle.

3.2. Recalage de certaines hypothèses

L'observation des courbes de déplacements de la paroi et des efforts dans les tirants permettent d'identifier une zone de divergence avec les calculs. Les déplacements sont plus importants entre 48 et 55 NGF soit au droit du faciès marneux des Marnes et Caillasses.

L'analyse statistique des données pressiométriques dans le faciès marneux au droit du projet montre que la moyenne harmonique des modules Em est de 78 MPa pour une valeur médiane de 86 MPa. La valeur retenue dans le modèle de 50 MPa apparait excessivement prudente. On retient une valeur caractéristique de 80 MPa qui conduit à modifier les paramètres des tableaux 1 et 2 avec kh = 150 MN/m^3, E_{50} = 320 MPa, E_{oed}^{ref} = 430 MPa et E_{ur}^{ref} = 960 MPa. La cohésion de cet horizon est également réévaluée à 35 kPa.

La figure 2 montre les déplacements calculés avec le modèle aux coefficients de réaction et le modèle aux éléments finis.

On constate que les déplacements diminuent d'environ 20% pour le calcul aux éléments finis ce qui aboutit à un écart toujours important entre les résultats théoriques et les déplacements observés de l'ordre de 1 cm.

Le recalage a un effet bien plus significatif pour le calcul aux coefficients de réactions avec un écart grandement diminué pour le terrassement à +54 NGF, une courbe très proche pour le terrassement à 47/48 NGF et des courbes presque identiques pour le terrassement au fond de fouille général à 41,20 NGF.

4. Disposition particulière mise en œuvre

4.1. La problématique

La réalisation des travaux de paroi moulée par panneaux d'une longueur de l'ordre de 6,7 m environ nécessite d'excaver les terrains servant de butée la paroi berlinoise. Les pieux berlinois se retrouvent donc sans appui en pied pendant la phase d'excavation jusqu'au bétonnage du panneau et la prise du béton soit plusieurs jours.

Il est donc nécessaire de prendre en compte ce phénomène dans le dimensionnement de la berlinoise.

4.2. La solution retenue mise en œuvre

Afin de limiter l'effet de cette perte d'appui en pied, nous avons choisi d'élargir légèrement la murette guide pour qu'elle soit en contact avec les pieux. Au moment de l'excavation du panneau devant les pieux, ceux-ci viennent en appui sur la murette qui travaille en poutre-lierne horizontalement.

Le terrain entre les murettes étant excavé lors de l'exécution de ces dernières, il est nécessaire qu'elles bénéficient d'appuis de part et d'autre de chaque panneau excavé. Afin de conférer cet appui, les murettes sont liaisonnées aux profilés par l'intermédiaire de barres HA soudées sur les HEB comme illustré sur la figure 4.

De cette manière, lors de l'excavation, les pieux au droit de du panneau en cours de réalisation s'appuient sur la murette qui va tirer sur les pieux de part et d'autre de l'excavation et en conséquence modéliser plus de butée sur les pieux adjacents.

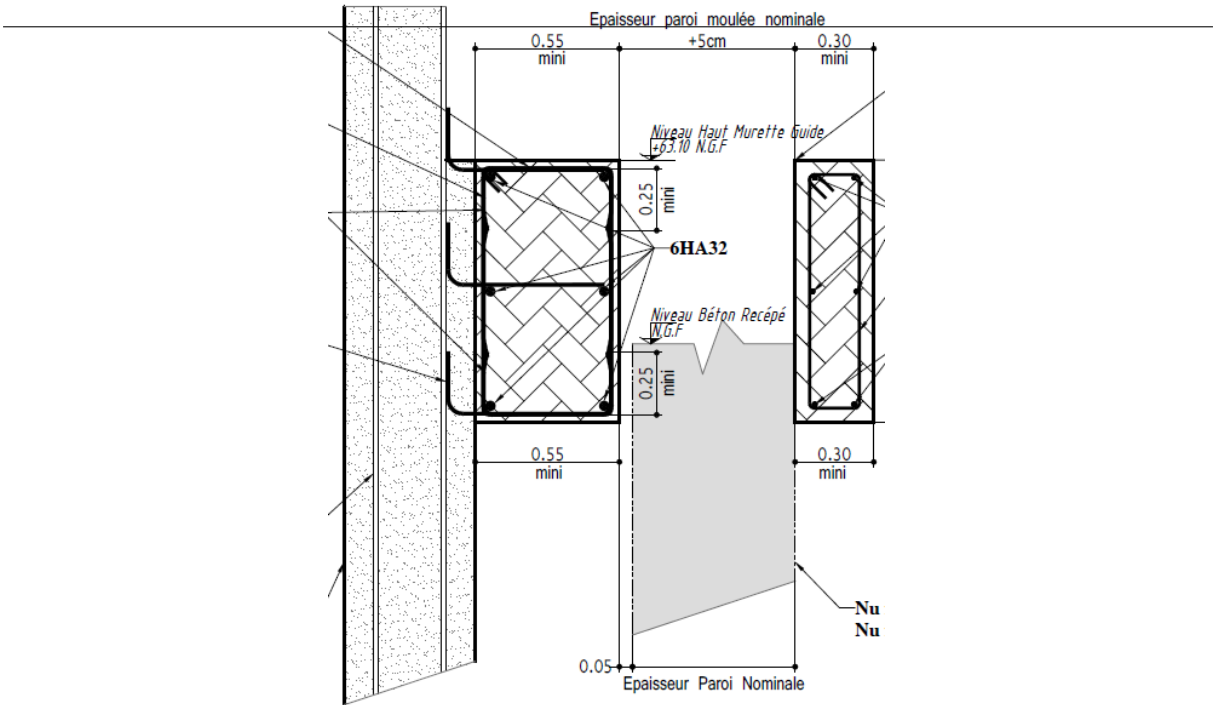


Figure 4. Vue en coupe de la murette guide

4.3. Dimensionnement associé

Pour définir les efforts dans la murette et l'impact sur la berlinoise, on développe le processus itératif suivant :

- À la fin du calcul de la berlinoise, on ajoute une phase de désactivation de la fiche remplacée par un appui élastique avec une raideur « forfaitaire » de départ. Ce calcul permet d'obtenir un effort transmis à la murette lors de l'excavation du panneau de paroi moulée.
- Dans un calcul spécifique, on modélise la murette comme une poutre appuyée sur les pieux berlinois de part d'autre de l'excavation. Les pieux ont une raideur K+ vers la fouille et K- vers la berlinoise estimée forfaitairement au départ. Ce calcul permet d'obtenir la déplacement de la murette sous l'effort calculé en phase 1 qui permet de d'estimer la raideur de la murette.
- Dans le calcul de la paroi berlinoise, on ajoute 2 phases de calcul dans lesquelles on ajoute un effort à l'altimétrie de la murette pour connaitre le déplacement engendré par cet effort. Ce calcul permet de calculer les raideurs K+ et K-.

Ces 3 étapes sont itérées jusqu'à obtenir la convergence des raideurs de la murette et des pieux berlinois.

Les efforts obtenus permettent ensuite de réaliser le dimensionnement béton armé de la murette et la vérification des profilés de la paroi berlinoise. Le ratio d'acier obtenu est 4,5 fois plus grand que pour une murette guide classique.

5. Conclusions

Le retour d'expérience sur cet exemple d'une paroi berlinoise au-dessus d'une paroi moulée tirantée montre qu'un calcul de soutènement aux coefficients de réaction peut permettre d'apprécier convenablement les déplacements et sollicitations dans des soutènements successifs dès lors que l'on prend en compte le bon report d'efforts entre les deux soutènements.

On remarque également que les faibles écarts observés en modélisation sont bien moins importants que l'impact des hypothèses de calcul. En effet, dans cet exemple de soutènement hors nappe, l'amélioration modeste de quelques paramètres d'une seule

couche de sol sur 1/3 de la hauteur soutenue permet de diminuer les déplacements calculés aux coefficients de réaction d'un facteur 4 et d'approcher les déplacements observés pendant les travaux. Aussi dans un contexte comme celui-ci, des paramètres de sol choisis de manière conservative peuvent conduire à surestimer la poussée des sols et donc les déplacements et sollicitations dans un soutènement de manière significative.

L'autre aspect de ce retour d'expérience sur l'interaction entre deux soutènements montre que l'effet des phases de réalisation de la paroi moulée sur le soutènement provisoire amont peuvent influencer significativement sa conception ou nécessiter des adaptations lourdes sur les méthodes ou les ouvrages provisoires (murettes guides dans cet exemple).

Il n'est pas rare que ces travaux soient déconnectés les uns des autres, avec comme conséquences de devoir adapter les méthodes de réalisation de la paroi aval (paroi moulée en passes unitaires de 2.8 m par exemple) qui ont un impact important en terme de planning et de coût.

6. Remerciements

Remerciements à Nicolas Utter, Lucie Benhamou, Marine Girard et Arnaud Lelimousin de Soletanche Bachy France, ainsi qu'à Remi Gianno de Sixense Monitoring pour l'acquisition des données sur site, à Frédéric Durand, Edouard Meyer et Jean Geisler de leur collaboration.

7. Références bibliographiques

Caquot A., Kérisel J. (1990). Tables de Poussée et Butée 3ème édition. Presse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.

Dodel E., Schmitt P., Simon G. (2002). Poussée et butée des terres : anciens concepts, nouvelles approches. NUMGE

Schmitt P. (1995). Méthode empirique d'évaluation du coefficient de réaction du sol vis-à-vis des ouvrages de soutènement souple. Revue Française de Géotechnique, n°71.

RETRO ANAYSE SUR LES BUTONS DE LA GARE DU KREMLIN BICETRE HOPITAL DE LA LIGNE 14 SUD DU METRO PARISIEN

BACK ANALYSIS ON THE MONITORED STRUTS OF KREMLIN BICETRE HOPITAL METRO STATION OF LINE 14 SOUTH IN PARIS

Khadija NEJJAR[1], Anne BERGÈRE[1]
[1] *Terrasol, Paris, France*

RÉSUMÉ – L'article présente le retour d'expérience de l'instrumentation de la gare du Kremlin Bicetre Hôpital du Lot 02 de la Ligne 14 Sud. Des efforts importants ont été observé au niveau des butons du lit supérieur lié à un report de charge au niveau du sol. Une rétro analyse numérique a permis de reproduire ces observations et de distinguer la part due à l'excavation de celle due à la température.

ABSTRACT – This article presents the feedback from the instrumentation of the Kremlin Bicetre Hospital metro station of the "Ligne 14 Sud". Significant forces were observed in the upper struts related to the load transfer in the ground. A numerical back-analysis allowed to reproduce these observations and to distinguish the part due to the excavation from the part due to the temperature.

1. La gare du Kremlin Bicêtre

La gare du Kremlin Bicêtre Hôpital (KBH) fait partie du prolongement de la ligne 14 sud du métro parisien. Elle est implantée dans l'enceinte de l'hôpital du même nom, le long de l'autoroute A6b enterrée et récemment couverte. Elle est constituée d'une paroi moulée de 1.5 m d'épaisseur et de 40 m de profondeur pour soutenir une hauteur totale de 29 m.

Les travaux de terrassement se font à ciel ouvert, en partie sous la dalle de couverture, jusqu'au fond de fouille avec butonnage provisoire des parois Les différents niveaux de la gare sont construits ensuite en remontant, à l'exception du niveau mezzanine réalisée seulement après passage du tunnelier.

Le phasage de construction se compose de 3 passes principales d'excavation chacune d'une hauteur libre importante d'environ 9 m (hauteur entre le dernier appui et le niveau d'excavation). La paroi moulée est soutenue durant l'excavation par 3 lits de buton (noté ci-après A, B et C) qui sont déposés progressivement au fur et à mesure de la réalisation du génie civil en remontant.

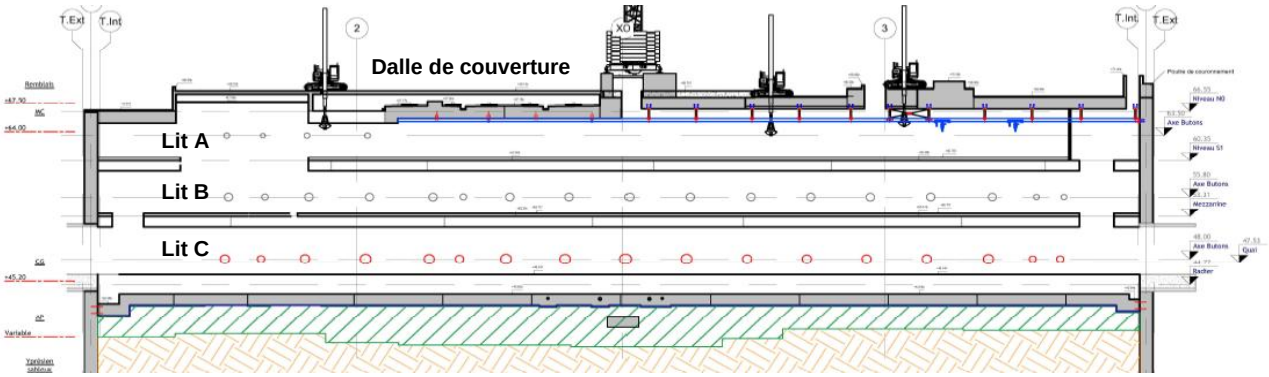


Figure 1: Coupe longitudinale de la gare

2. Contexte géologique

Le contexte géologique de la gare KBH s'inscrit dans le cadre du bassin sédimentaire parisien avec 3 m Marnes et Caillasses en tête, une couche épaisse de Calcaire Grossier de 19 m, 7 m d'Argile Plastique, 8 m d'yprésien sableux. La paroi est ancrée de ~ 3 m dans les Marnes de Meudon. La présence d'argile gonflante et d'anciennes carrières ont été des sujets à risque important. Pour cette raison, les carrières ont été injectées depuis la surface au préalable des travaux de parois moulées et l'ensemble de l'Argiles Plastique de l'Yprésien sous le radier a été purgé et substitué avant la mise en place du radier. Cette substitution a alors approfondi la fouille.

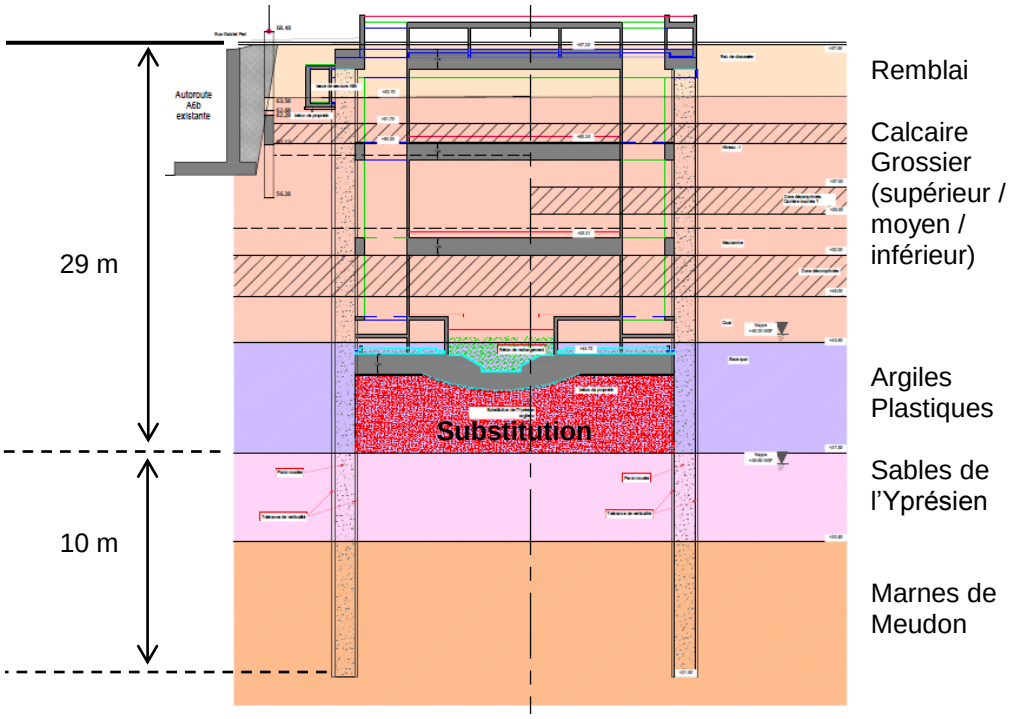


Figure 2: Coupe stratigraphique au droit de la gare

Le Tableau 1 suivant synthétise les paramètres géotechniques des différentes couches de sol issue du DCE.

Tableau 1: Paramètres géotechniques des couches de sol

Couche de sol	Base / TN (m)	γ (kN/m^3)	E_M (MPa)	α	φ' (°)	c' (kPa)	K_0
Remblais	2.5	20	5	1/2	28	0	0.53
Marnes et Caillases	6.3	20.5	8	1/2	32	20	0.47
Calcaire Grossier supérieur	10	21	23	1/2	46	100	0.28
Calcaire Grossier moyen	15.5	21	30	1/2	38	60	0.38
Calcaire Grossier inférieur	24.8	22	40	1/2	46	100	0.28
Argiles Plastiques	31.4	20.5	30	1	16	20	0.85
Yprésien Sableux	39.1	20.5	70	1/2	35	5	0.43
Calcaires / Marnes de Meudon CMM	-	20.5	44	2/3	32	15	0.47

3. Analyse des mesures des efforts dans les butons

La Figure 3 présente une vue en plan de la gare KBH avec l'instrumentation en place et la localisation de la coupe étudiée dans le présent article, la coupe C. Il s'agit de la section de la gare où les efforts des butons supérieurs mesurés étaient les plus élevés.

La déformée de la paroi est mesurée à partir d'inclinomètres de paroi et les efforts dans les butons sont surveillés à partir de jauges automatiques de déformation soudées sur le buton. La disposition des inclinomètres est choisie à partir des coupes de calcul réalisé, malheureusement l'inclinomètre au droit de la coupe C a été endommagé durant les travaux.

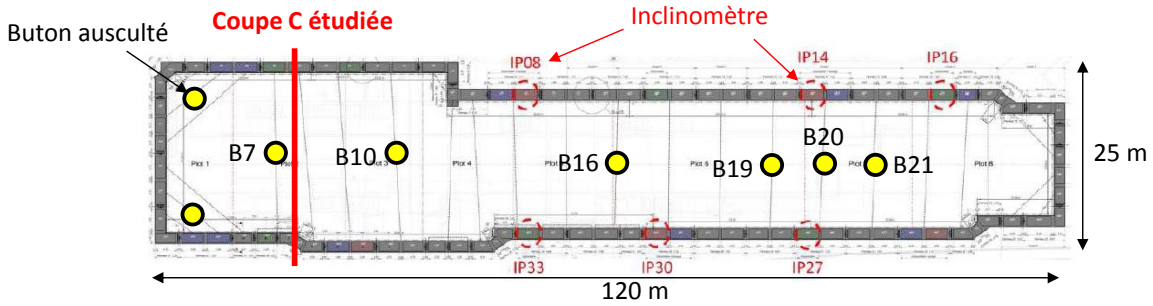


Figure 3: Vue en plan de la gare KBH avec l'instrumentation en place et la coupe C étudiée

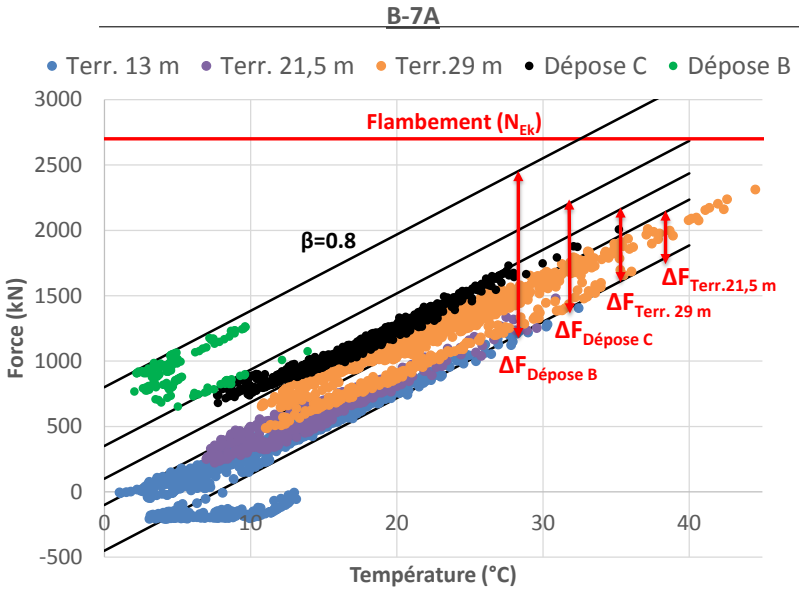
Les dimensionnements des butons de la gare ont tous été optimisés selon un modèle de calcul aux coefficients de réaction. Néanmoins, il a été convenu avec l'entreprise d'adopter un coefficient de recalage des efforts des butons pour prendre en compte le report de charge dans le sol entre le radier et les butons en partie supérieure, lié au déplacement de la paroi coté fouille. Ce report avait été mis en évidence sur la gare du T3C par Nejjar et al. (2020). Le recalage est le suivant :

Tableau 2: Coefficient de recalage des efforts par rapport au modèle aux coefficients de réaction

Lit de buton	Coefficient de recalage des efforts par rapport au modèle aux coefficients de réaction
Lit A supérieur	2,00
Lit B intermédiaire	1,40
Lit C inférieur	1,25

La Figure 4 présente la variation des efforts mesurés en fonction de la température. Cette dernière est mesurée au niveau de la jauge de déformation à la même fréquence que l'effort (1mesure / heure) et reflète la température réelle du buton. A partir de la méthodologie proposée par Nejjar et al. (2020), l'incrément d'effort ΔF due à l'excavation et la variation linéaire de l'effort avec la température est mis en évidence.

Le buton B-7A, qui est le buton instrumenté numéro 7 du lit A supérieur, présente des efforts importants proches de la valeur caractéristique du flambement N_{EK}. Ce buton était exposé en plein soleil et les phases critiques de terrassement ont débuté pendant l'été 2020. Les variations journalières des efforts atteignent ~ 1 200 kN liées en partie à la variation des températures entre 2° et 32° et aussi à un sol plus rigide que prévu, limitant la dilatation des butons. L'entreprise a mis en place un dispositif d'isolation des butons dans l'objectif de réduire l'effet de la température (Figure 5).



Pente = β x λ x E x S
β : coefficient de restriction
β=1 extrémité du buton fixe
β=0 extrémité du buton libre
0<β<0 extrémité du buton souple
λ : coefficient de dilatation 1,2 10^{-5} $(°C)^{-1}$
E : Module de l'acier (210 GPa)
S : section du buton (m^2)

Figure 4: Variation des efforts mesurés avec la température

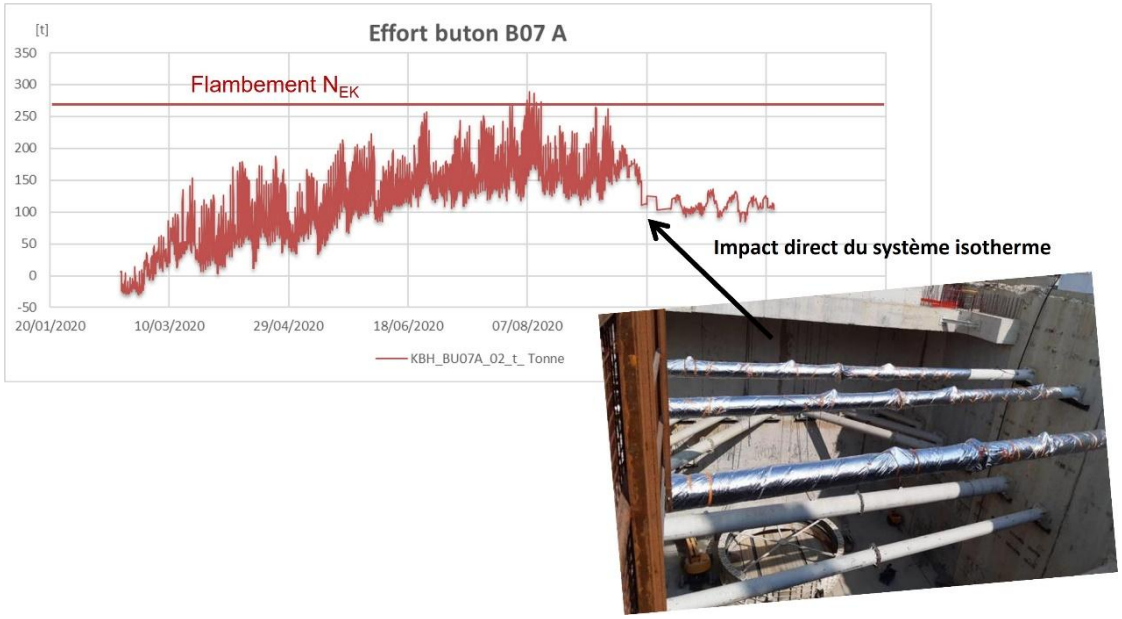


Figure 5: Variation des efforts mesurés avec la température / Système d'isolation

La Figure 6 présente les résultats d'instrumentations pour les butons 7 et 10 au niveau des 3 lits A, B et C. La même tendance d'augmentation continue des efforts est observée à mesures que l'excavation progresse. La pente est différente d'un lit à un autre, cela est lié à la différence du coefficient de restriction β qui est lié aux conditions de rigidité aux extrémités du buton. En effet, le lit A est situé au droit de la couche de Calcaire Grossier supérieur relativement rigide, le lit B au droit de la couche de Calcaire Grossier moyen plus souple et le lit C au niveau de l'interface entre Calcaire Grossier inférieur et Argile Plastique plus déformables. Plus la rigidité du sol est importante plus le coefficient β est important.

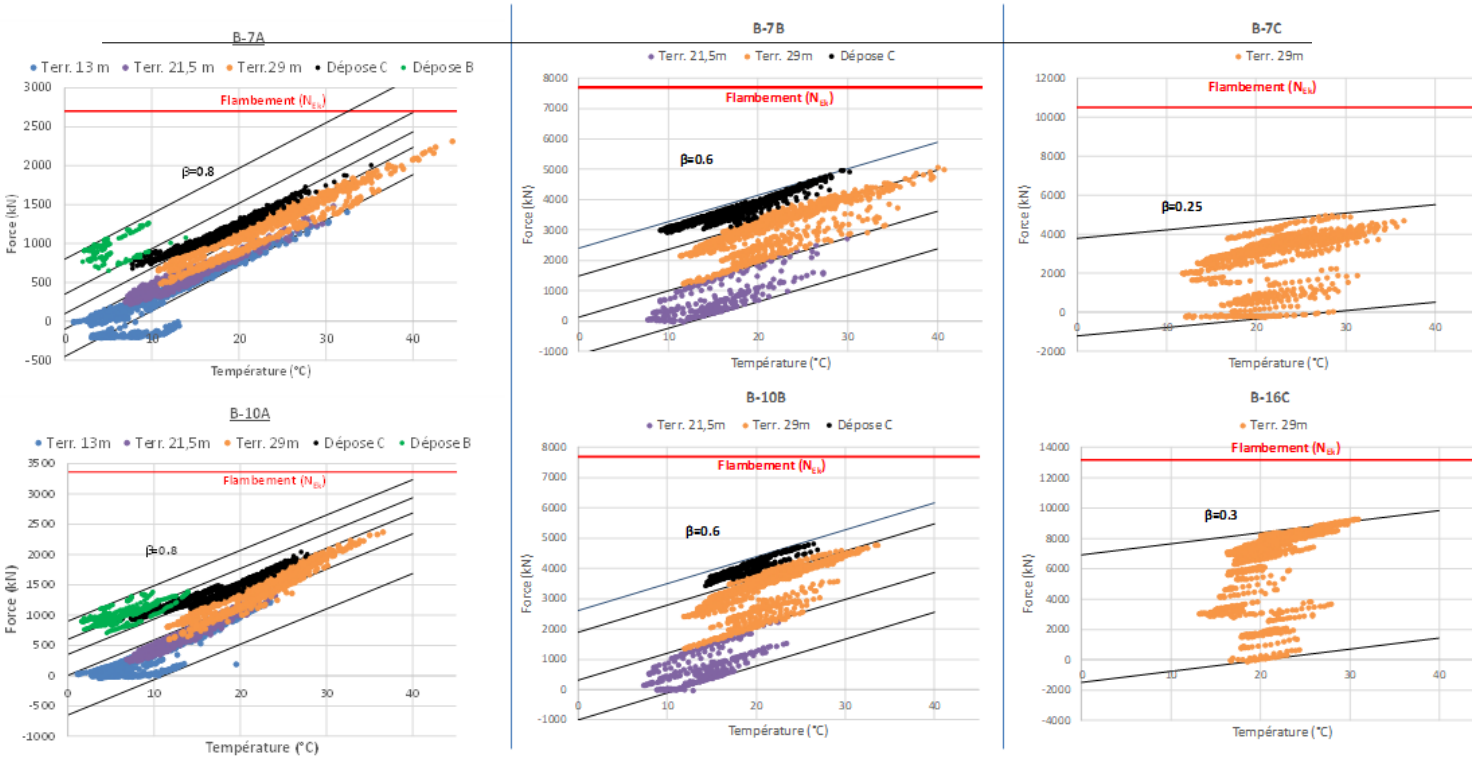


Figure 6 : Variation de l'effort avec la température pour les butons 7 et 10 des 3 lits instrumentés A, B et C (16C est présenté à la place de 10C car les jauges de ce dernier ont été endommagées)

4. Modélisation numérique aux éléments finis

La modélisation numérique de la coupe C de la gare KBH a été réalisé à l'aide du logiciel Plaxis 2D en utilisant le modèle de comportement HSM pour l'ensemble des couches de sol (Plaxis v.2019). Les paramètres géotechniques sont ceux du Tableau 1 avec les hypothèses suivantes :

- $E_{50} = 4\ E_M/\alpha$
- $E_{ur} = 2.E_{50}$
- $m = 0$

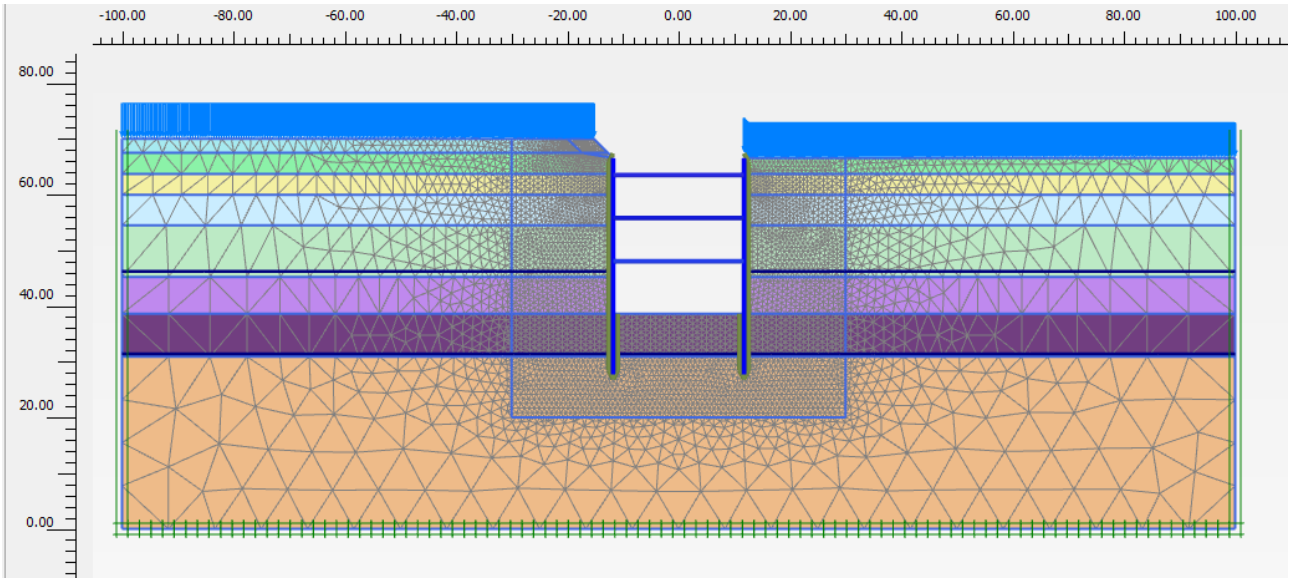


Figure 7: Maillage du modèle Plaxis 2D pour la coupe C étudiée

Le Tableau 3 présente les rigidités axiales des 3 lits de buton réalisés en exécution.

Tableau 3: Caractéristique de rigidité des butons mis en place

	Profondeur / TN (m)	Rigidité axiale EA (kN)	Espacement (m)	Longueur (m)
Lit A	6.5	6.083 E6	4.85	23.5
Lit B	14.2	12.10 E6	4.85	23.5
Lit C	22	14.50 E6	4.85	23.5

La Figure 8 présente la déformée issue du modèle Plaxis en comparaison avec les déformées mesurés des inclinomètres. D'une part, les 3 inclinomètres montrent une cohérence dans les mesures. Ils présentent tous une amplitude maximale similaire de déplacement de la paroi de 15 mm située au droit de la couche d'Argile Plastique. D'autre part, la déformée issue du modèle Plaxis reproduit les mesures en termes de forme et d'amplitude également. Toutefois, la coupe étudiée n'est pas tout à fait au droit de ces inclinomètres mais étant donné la cohérence des mesures et la régularité de la géométrie de la gare, nous présumons que la paroi se déplace d'une manière similaire au droit de la section étudiée. On note que l'inclinomètre P33 présente une amplitude légèrement plus faible vraisemblablement dû à sa proximité d'un angle droit de la géométrie de la gare.

Il est intéressant de noter le rapport entre la flèche de la paroi (15 mm) et la hauteur excavée (29 m) qui est 5.10^{-4} ce qui peut nous renseigner sur le taux de déformation du sol qui est cohérent avec le niveau attendu pour de tel ouvrage de soutènement (Reiffsteck 2002).

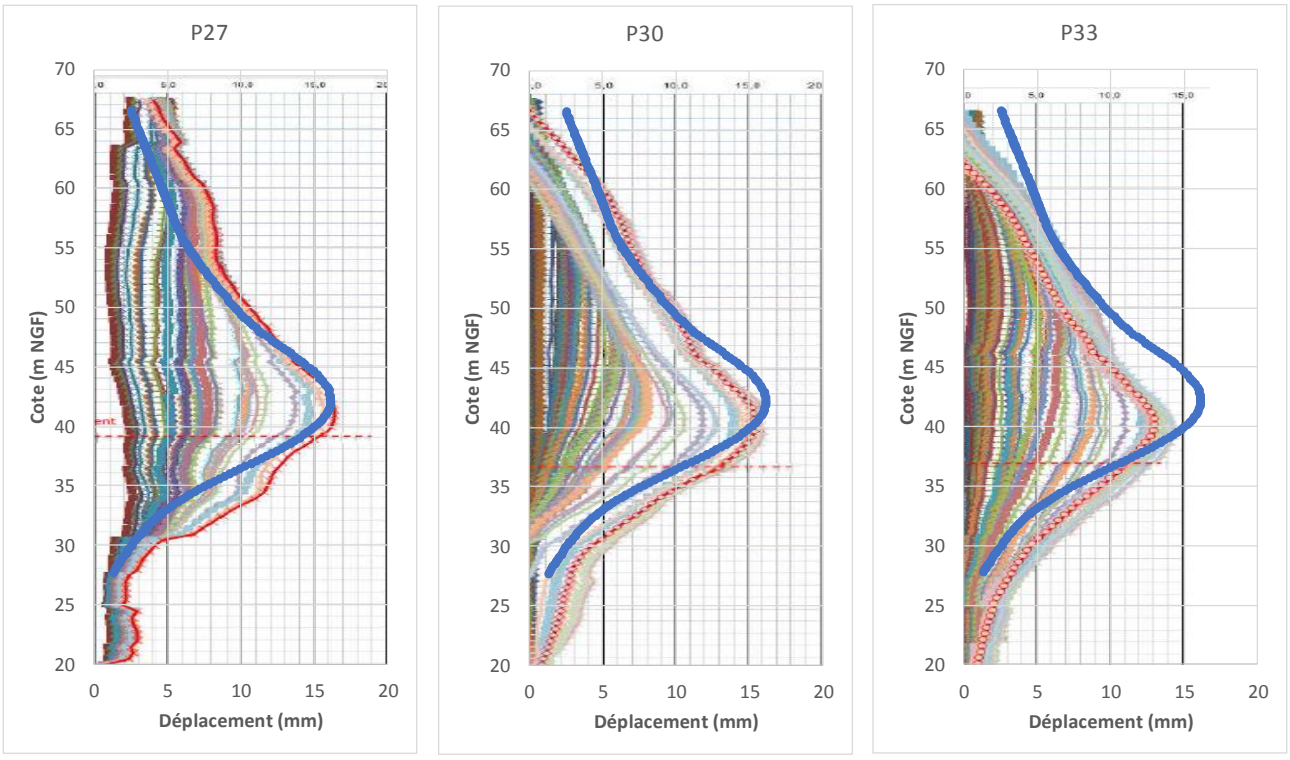


Figure 8: Déformée calculée de la paroi (en bleu) en comparaison avec les mesures inclinométriques

La Figure 9 présente une comparaison entre les efforts mesurés et les efforts calculés issus du modèle aux éléments finis. Les résultats reproduisent l'évolution croissante des efforts avec les phases d'excavation ainsi que l'amplitude des efforts d'une manière

satisfaisante pour le buton B7-1 avec toutefois une surestimation pour le buton B7-B et B7-C. Cette évolution croissante est aussi observée par les résultats des calculs et également par les mesures, à la dépose des lits C et B, avec la remonté du Génie Civil. Ce qui n'est pas le cas avec un modèle de calcul aux coefficients de réaction qui au contraire présente une évolution décroissante des efforts pour le lit supérieur des butons à partir de la première phase d'excavation sous le buton. Ce comportement est lié à l'hypothèse d'indépendance des ressorts et qui rend impossible le report de charge entre les points durs.

Cette augmentation significative et continue des efforts peut être reliée à des effets de voûte dans le sol accentués avec un dispositif de butons passifs sans précontrainte, un fort contraste de rigidité entre les couches de sols (Calcaire Vs Argile) et des passes d'excavation de hauteur libre significative (9 m) (Kastner 2018). Il faut bien noter que ces efforts correspondent au ΔF présenté dans le paragraphe 3, indépendamment de l'effet de la température.

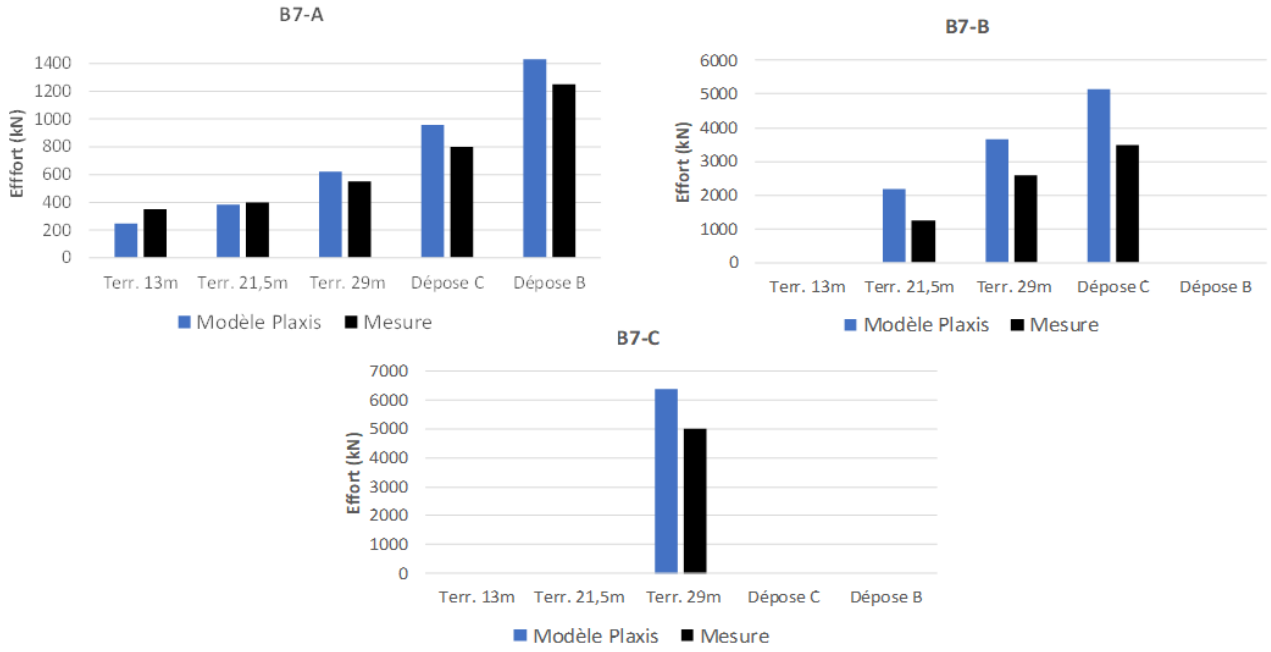


Figure 9 : Comparaison entre les efforts mesurés et calculés

5. Conclusion

Le retour d'expérience de la gare du Kremlin Bicêtre Hôpital a permis de mettre en évidence des efforts importants dans les butons supérieurs accentués par l'effet de la température et la rigidité du terrain. Une augmentation continue des efforts avec la progression de l'excavation et la dépose des butons avec la remontée du Génie civil a été mesurée. L'analyse des mesures obtenus a permis de découpler la part liée au phasage des travaux et celle liée à la température.

La rétro analyse menée à l'aide d'un modèle numérique aux éléments finis a permis de reproduire les mesures observées dans les butons ainsi que la déformée de la paroi. Cette étude justifie alors la prise en compte d'un coefficient de recalage des efforts des butons entre le modèle aux coefficients de réaction et le modèle aux éléments finis pour considérer le report de charge dans le sol entre le radier et les butons en partie supérieure, lié au déplacement de la paroi coté fouille. Ce report avait été mis en évidence sur la gare du T3C par Nejjar et al. (2020).

6. Références bibliographiques

Nejjar K., Dias D., Chapron G., Cuira F., Le Bissonnais H. (2020). Enseignements tirés de l'instrumentation avancée de la gare de Fort d'Issy-Vanves-Clamart. Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur, Lyon.

Reiffsteck P. (2002). Nouvelles technologies d'essai en mécanique des sols. Etat de l'art. Symposium International RARAM 2002, Paris, France, pp. 201–242.

Kastner R. (2018). Parois de soutènement ancrées ou butonnées : l'apport des retours d'expérience organisés, Conférence de Coulomb, Comité Français de Mécanique des Sols et de Géotechnique.

Plaxis (2019), Material Models manual

APPORTS DU CALCUL A LA RUPTURE POUR LA JUSTIFICATION DES PAROIS CLOUEES SOUS SEISME

BENEFITS OF THE YIELD DESIGN KINEMATICAL APPROACH TO THE SISMIC DESIGN OF NAILED SOIL

Gilles VALDEYRON[1], Fahd CUIRA[2]
[1] *Cerema, Bordeaux, France*
[2] *Terrasol, Paris*

RÉSUMÉ – L'approche cinématique du calcul à la rupture permet d'explorer les différents mécanismes de ruine d'un massif cloué en conditions sismiques tels qu'introduits par la norme NF P94-270 de l'Eurocode 7. Le formalisme développé dans cette communication permet de déterminer les seuils d'intensité de séisme dimensionnants et propose, pour chaque cinématique de ruine explorée, des abaques de prédimensionnement.

ABSTRACT – The kinematical approach of the yield design theory enables the assessment of the differents downfall mechanisms of a nailed soil under sismic conditions as there are introduced by the French standard NF P94-270. The framework used in this communication provides the determination of sismic intensity limits governing the stability and propose some abacus for each kinematical mechanism.

1. Cadre de l'étude

1.1. A propos de l'approche cinématique du calcul à la rupture

Le calcul à la rupture, formalisé et développé par Jean Salençon (Salençon,1983), constitue un cadre théorique rigoureux pour examiner les chargements limites applicables à des ouvrages géotechniques, dans une géométrie donnée, en référence aux capacités de résistance des matériaux qui les constituent. Elle permet d'établir des bornes, respectivement inférieure et supérieure, des chargements extrêmes par deux approches distinctes : l'approche statique par l'intérieur et l'approche cinématique par l'extérieur.

L'approche cinématique consiste en une exploration, par l'extérieur, de la stabilité d'un ouvrage géotechnique par l'introduction de champs de vitesses cinématiquement admissibles. Elle est appliquée, dans cette communication, dans le cadre spécifique du critère de rupture de Mohr-Coulomb (c, ϕ). Les champs de vitesses explorés correspondent à des mouvements de blocs rigides sur une surface de rupture plane avec laquelle ils forment nécessairement un angle ϕ (ce qui minimise le travail des réactions extérieures). On retiendra pour la suite que, dans ce cadre, Salençon (Salençon, 1983), a établi que les mouvements de tels blocs rigides fournissaient une majoration optimale du moment M_{rm} des efforts résistants liés au sol sur la frontière du bloc en mouvement lorsque la surface de rupture était un arc de spirale logarithmique. En appelant M_e le moment des efforts extérieurs appliqués au bloc, lorsque le rapport $F_{min} = M_{rm}/M_e$ est inférieur à 1, l'instabilité est certaine. Coussy (Coussy, 1979) a proposé d'appeler ce rapport F_{min} « coefficient de rupture ». Le calcul à la rupture s'inscrit dans un cadre rigoureux où:

- La sécurité est évaluée sans autre hypothèse que celle exprimant que le critère de Mohr-Coulomb;
- La charge de rupture est toujours définie par excès, ce qui caractérise de manière forte cette approche par rapport aux méthodes des tranches (Fellenius, Bishop, ..) qui du fait de l'introduction d'hypothèses complémentaires ne permettent pas de conclure sur le caractère par excès ou par défaut de la charge de rupture estimée. La méthode du calcul à la rupture

offre l'avantage de pouvoir considérer (Cuira et Simon, 2016) autant des équilibres de poussée (gravité motrice) que des équilibres de butée (gravité résistante) ; à la différence des méthodes des tranches (Fellenius, Bishop) qui ne traitent que d'équilibres où la gravité est motrice. Elle a également la capacité de prendre en compte des surcharges réparties de directions quelconques, au contour du modèle, sans qu'aucune hypothèse complémentaire concernant leur diffusion au sein du massif de sol n'ait à être posée. Tous types de conditions hydrauliques peuvent être introduits dans l'analyse (conditions hydrostatiques, réseau d'écoulement). Les conditions sismiques peuvent être traitées selon une approche pseudo-statique. Enfin, la contribution des renforcements au moment résistant est prise en compte en supposant que ceux-ci sont uniquement sollicités en traction et suffisamment souples pour se déformer continûment aux traversées des discontinuités de vitesse entre les blocs rigides. La limite en traction est alors prise égale à la résultante du frottement mobilisable à l'interface sol/renforcement. Dans la suite, les résultats sont présentés en termes de coefficients de sécurité équivalents à ceux de la méthode des tranches. Ces coefficients s'obtiennent comme la sécurité supplémentaire à appliquer à la résistance au cisaillement, soit sur c et tan(ϕ), permettant d'obtenir un coefficient de rupture $F_{min} = 1$.

1.2. La justification sismique d'une paroi clouée selon la norme NF P94-270

Conformément à l'Eurocode 8, la norme NF P94-270 (2020) pour les massifs cloués et remblais renforcés, introduit une justification sismique simplifiée des mécanismes de ruine basée sur la méthode de Mononobe-Okabe (Okabe, 1924) et selon une approche de calcul 3 (pondération des actions, des propriétés de résistance du terrain et des éléments de renforcement). S'agissant d'une méthode pseudo-statique, les vérifications sont à mener en assimilant l'action sismique à des efforts inertiels horizontaux (F_H) et verticaux (F_V), on est alors amené à devoir réévaluer les états limites de poussée et de butée (figure 1). Il est admis de vérifier la stabilité interne en limitant l'analyse de la phase finale de terrassement (figure 2). Les vérifications de la stabilité externe locale (poinçonnement et glissement sur la base – figure 3), de la stabilité mixte et externe générale, sont réalisées selon le même principe.

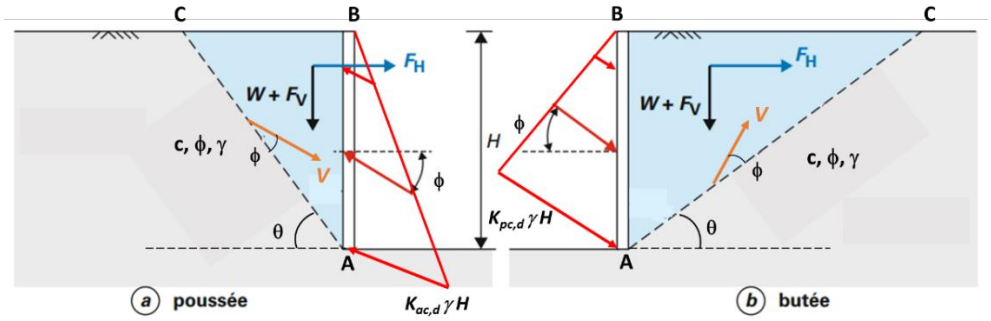


Figure 1. Principe de la méthode pseudo-statique de Mononobe-Okabe

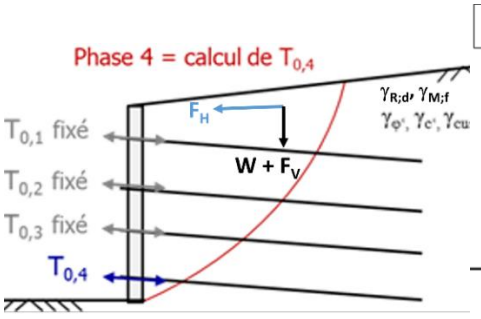


Figure 2. Stabilité sismique interne

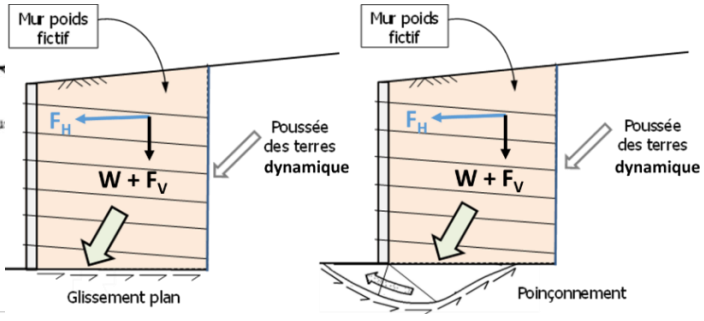


Figure 3. Stabilité sismique externe locale

2. Evaluation des états de poussée et de butée par le calcul à la rupture

2.1. Cinématique plane

Les cinématiques introduites par Okabe (Okabe, 1924) correspondent à un coin de Coulomb pour un sol frottant et cohérent (le cas avec cohésion étant explicitement traité dans la publication originelle). Elles peuvent être explorées de manière équivalente à l'aide de l'approche cinématique du calcul à la rupture (Cuira et Simon, 2016). La détermination des coefficients de poussée et de butée dynamique se résume donc à l'étude de la cinématique de rupture d'un bloc animé par un vecteur V formant un angle ϕ par rapport à la surface de glissement (voir figure 1). Celle-ci forme un angle θ par rapport à l'horizontale. Chaque valeur de θ impose une direction précise du champ de vitesse. Explorer les valeurs possibles de θ équivaut à explorer toutes les directions possibles du vecteur de vitesse. On suppose que le parement est vertical, que le terrain est homogène et caractérisé par un poids volumique γ, une cohésion effective c et un angle de frottement interne ϕ. Dans le cas de la poussée, les puissances résistantes en jeu ont pour contributions : la puissance des efforts dissipés sur la surface de discontinuité des vitesses AC (P_{rm}^{AC}) et la puissance de la poussée ($P_{rm}^{poussée}$), le poids du bloc ABC (P_{pes}^{ABC}) constitue alors la puissance des efforts moteurs. Dans le cas de la butée, le poids du bloc ABC et les efforts dissipés sur la surface AC sont des contributions résistantes, la butée ($P_{mot}^{butée}$) et la composante inertielle du poids du bloc (P_{in}^{ABC}) constituent quant à eux les efforts moteurs.

La mise en équation du problème peut être entièrement décrite, en plus de tan(ϕ), à l'aide d'un paramètre adimensionnel, noté $\bar{c} = \frac{2c}{\gamma H}$, appelé cohésion réduite et qui est le rapport entre la hauteur critique $\frac{2c}{\gamma}$ et la hauteur du massif H.

Le coefficient de sécurité F vaut alors, dans le schéma de poussée :

$$F = \frac{\frac{2}{\bar{c}^2} K_{ac,d}(\bar{c}, \phi) \cos(\theta - \phi)\,(1 \pm k_V) + \frac{2}{\bar{c}} \frac{\cos\,\phi}{\sin\theta}}{\frac{2}{\bar{c}^2} \operatorname{cotan}\theta[(1 \pm k_V)\sin(\theta - \phi) + k_H \cos(\theta - \phi)]} \quad (1)$$

Et dans le schéma de butée :

$$F = \frac{\frac{2}{\bar{c}^2} \operatorname{cotan}\theta[(1 \pm k_V)\sin(\theta + \phi)] + \frac{2}{\bar{c}} \frac{\cos\,\phi}{\sin\theta}}{\frac{2}{\bar{c}^2} K_{pc,d}(\bar{c}, \phi) \cos(\theta + 2\phi)\,(1 \pm k_V) + \frac{2}{\bar{c}^2} \operatorname{cotan}\theta[(1 \pm k_V) k_H \cos(\theta + \phi)]} \quad (2)$$

Les propriétés de cisaillement c et tan(ϕ) intervenant dans l'équation sont introduites directement en valeurs de calcul (pondération à la source par 1). Les coefficients de poussée ($K_{ac,d}$) et de butée ($K_{pc,d}$) dynamiques, qui intègrent directement l'effet de la cohésion, sont alors déterminés de sorte que la valeur minimale du coefficient de sécurité selon l'argument θ, égale 1 (F=1). Il est alors possible de déterminer, en fonction des coefficients d'accélérations horizontale (k_H) et verticale (k_V), du paramètre adimensionnel $\bar{c}$, de l'angle de frottement ϕ, de l'inclinaison de la poussée ou de la butée (δ), et du caractère pesant / allégeant du séisme, un ensemble d'abaques fournissant directement les valeurs des coefficients de poussée et de butée dynamiques. Un exemple est donné dans le cas d'un séisme descendant avec k_H = 0,20 – k_V = 0,10 et $\delta = \phi$ (figure 4).

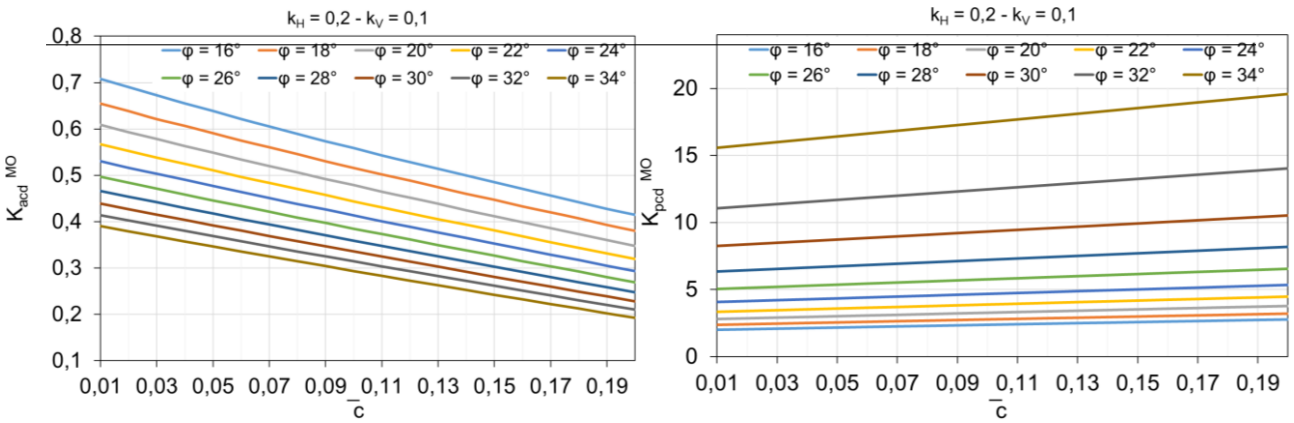


Figure 4. Exemples d'abaques des coefficients de poussée/butée dynamiques

2.2. Cinématique rotationnelle

L'analyse précédente peut être élargie en considérant un mécanisme monobloc rotationnel sur une surface de rupture en arc de spirale logarithmique, le mouvement est alors paramétré par les angles θ_A et θ_C (figure 5). L'inclinaison de la poussée/butée (δ) est égale à la rugosité sol/sol sur le parement vertical fictif ($\delta = \pm \phi$). Il est alors également possible de déterminer des abaques donnant les coefficients de poussée/butée, dans les cas statique ou dynamique (figure 6). Les calculs réalisés sous Talren, dans le cas statique, fournissent des résultats identiques. L'examen des ratios des coefficients de poussée/butée déterminés selon un mécanisme plan ou en arc de spirale logarithmique, montrent, par exemple pour un séisme descendant (k_v = 0,10) que l'approche par Mononobe-Okabe apparaît nettement non-sécuritaire, particulièrement en ce qui concerne l'évaluation de la butée, avec une majoration d'un facteur 1,1 à 1,8. Dans l'intervalle de cohésion exploré, la poussée donnée par les formules de Mononobe-Okabe constitue une bonne approximation (erreur relative de 1 à 2%).

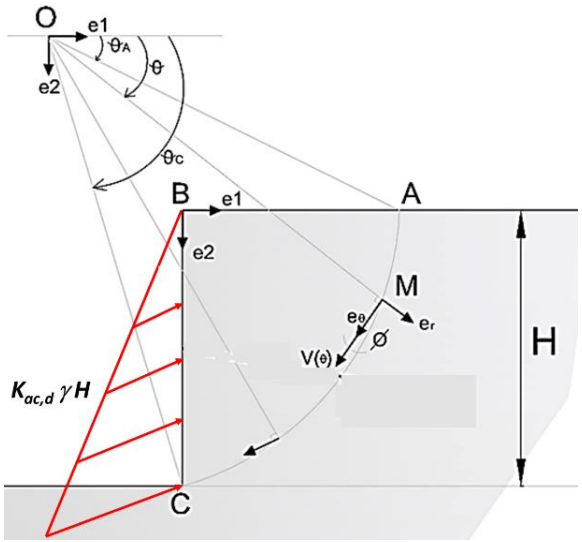


Figure 5. Mécanisme en arc de spirale logarithmique (poussée)

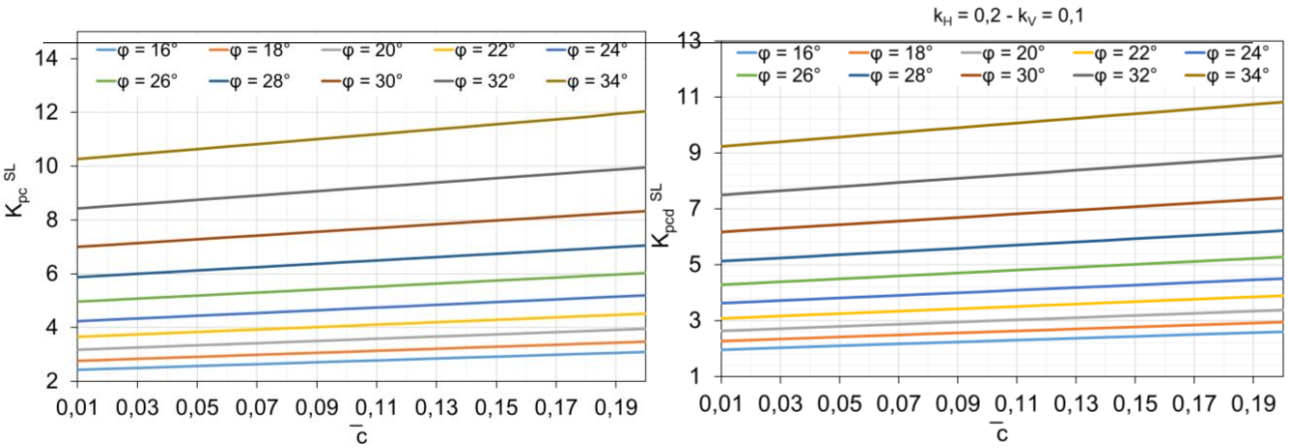


Figure 6. Exemples d'abaques de butée statique (gauche) et dynamique (droite) - ($\delta = -\varphi$)

3. Analyse de la stabilité interne

Le formalisme adopté pour le cas statique (Valdeyron et Cuira, 2020) peut être adapté au cas sismique en introduisant les efforts inertiels. En considérant le séisme descendant (séisme dimensionnant), un schéma de rupture monobloc et une redistribution uniforme de la contribution du parement à l'équilibre global, on obtient des abaques de pré-dimensionnement. Ceux-ci fournissent les valeurs de la contribution du parement ($T_{0;d}$) et de sa résultante $R_{0;d}$ ($= \sum T_{0;d} \cos\alpha / S_h$) ainsi que de la résultante des efforts au parement $R_{max;d}$ ($= \sum T_{max;d} \cos\alpha / S_h$) (voir figure 7).

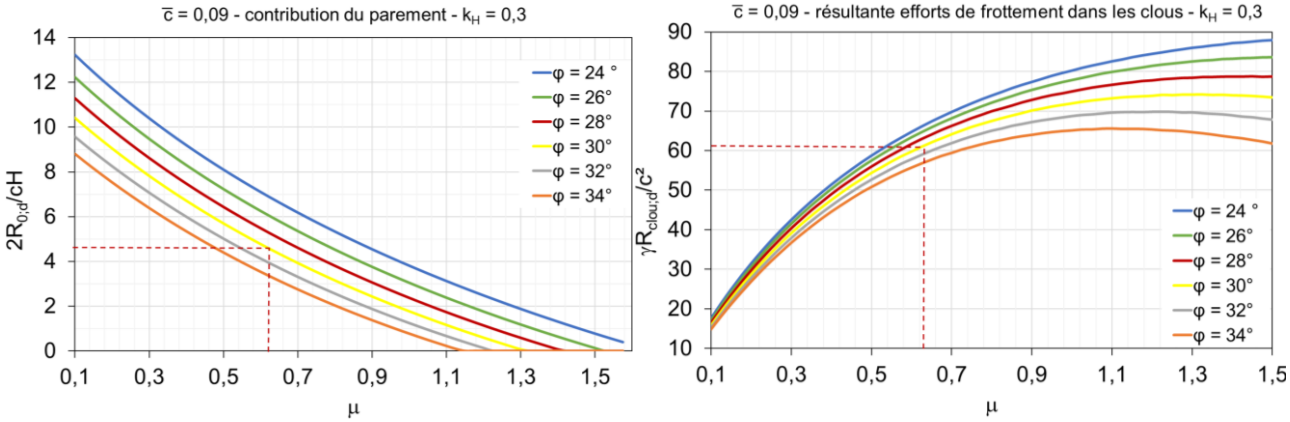


Figure 7. Abaques de prédimensionnement des efforts au parement pour k_H = 0,3

Exemple : Paroi clouée de 7,5 m de hauteur soutenant un terrain caractérisé par un poids volumique de 20 kN/m^3, un angle de frottement (caractéristique) 30° et une cohésion de 6,75 kPa. Les clous sont inclinés de 10° par rapport à l'horizontale et disposés tous les 1,5x1,5 m², avec un $q_{s;d}$ = 90 kPa et forés en 100 mm de diamètre. Dans le cadre des justifications au séisme : $\gamma_{R;d} = \gamma_c = \gamma_{\tan(\phi)} = 1$, on a alors : μ = 0,63 et $\bar{c}$ = 0,09, on rappelle que la justification en conditions statiques (k_H = 0) a été menée en pondérant à la source les caractéristiques de cisaillement par 1,5 ($\gamma_{R;d}$ = 1,2 et $\gamma_c = \gamma_{\tan(\phi)}$ = 1,25). Pour un séisme descendant (séisme dimensionnant), les résultats des calculs menés pour différentes valeurs de k_H sont reportés dans le tableau 1. On montre alors que, dans le cas exploré, la justification sismique de la stabilité interne devient dimensionnante dès lors que $k_H \geq 0,3$.

Tableau 1. Efforts au parement en conditions statiques et dynamiques – $\bar{c}$ = 0,09 et μ = 0,63

k_H	0	0,2	0,3	0,4
$T_{0;d}$ (kN/ml)	126	79,2	115,4	155,5
$R_{max;d}$ (kN/ml)	233	203,3	254,3	309,6

4. Analyse de la stabilité mixte (mécanisme 3 blocs)

L'analyse de la stabilité mixte sous conditions sismiques est explorée à l'aide de mécanismes 3 blocs en interaction. Ces mécanismes, dont on montre qu'ils sont dimensionnants en conditions statiques (Valdeyron et Cuira, 2020), sont aisément adaptés en introduisant, en plus des efforts inertiels, les efforts dynamiques de poussée et de butée aux frontières (respectivement) amont et aval du bloc central (figure 8). L'incrément de butée dynamique agit alors comme une force motrice. La prise en compte de cette cinématique suppose un degré de liberté en rotation de l'ouvrage autour de sa base. Les résultantes des efforts dynamiques s'appliquent alors tiers de la hauteur sur chacune des frontières. Les coefficients de poussée/butée utilisés sont ceux déterminés au 2.1 et 2.2. La mise sous forme adimensionnelle des équations du problème (Valdeyron et Cuira, 2020) permet d'élaborer des abaques de prédimensionnement dont un extrait est donné pour k_H = 0,3 (figure 9) selon des mécanismes de poussée/butée plans (Mononobe-Okabe, MO) et en arc de spirale logarithmique (Spi.Log). Pour l'exemple traité au 3 et avec k_H = 0,3 – la longueur minimale L des clous permettant d'assurer la stabilité est telle que λ = 1,10, soit L = 8,37 m selon le modèle de Mononobe Okabe et λ = 1,20, soit L = 9,14 m pour les mécanismes en arc de spirale logarithmique, soit une augmentation de l'ordre de 9% du linéaire des clous (figure 10). Les calculs également réalisés avec k_H variant de 0 à 0,4 montrent, dans la configuration étudiée, que le cas sismique devient dimensionnant dès lors que $k_H \geq 0{,}22$, en outre, le séisme ascendant apparaît comme dimensionnant lorsque $k_H > 0{,}26$ (figure 10). En conditions sismiques sévères, il apparaît donc que la réduction de la butée liée au caractère ascendant surpasse l'alourdissement des terres (et l'augmentation de la poussée) due au séisme descendant.

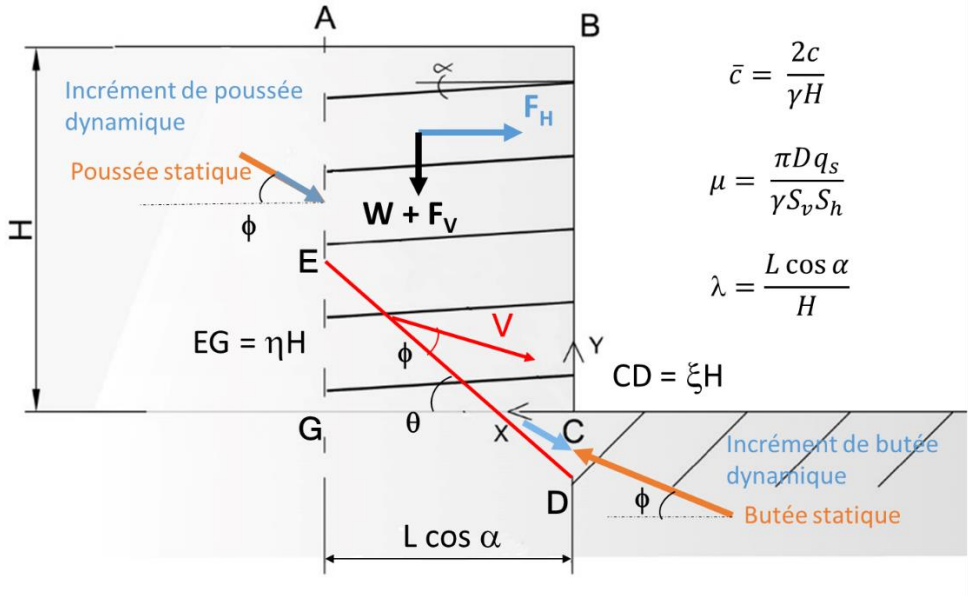


Figure 8. Mécanisme 3 blocs

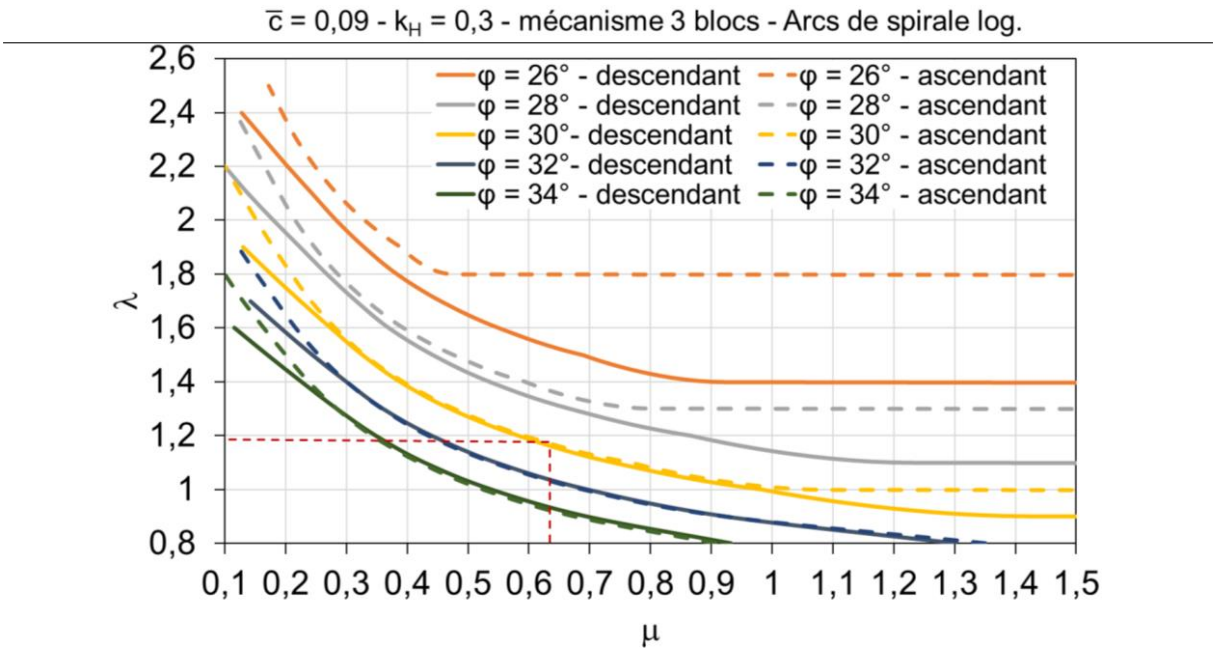


Figure 9. Abaques de stabilité pour un mécanisme 3 blocs (arc de spirale logarithmique) – $\bar{c}$ = 9 % et k_H = 0,3

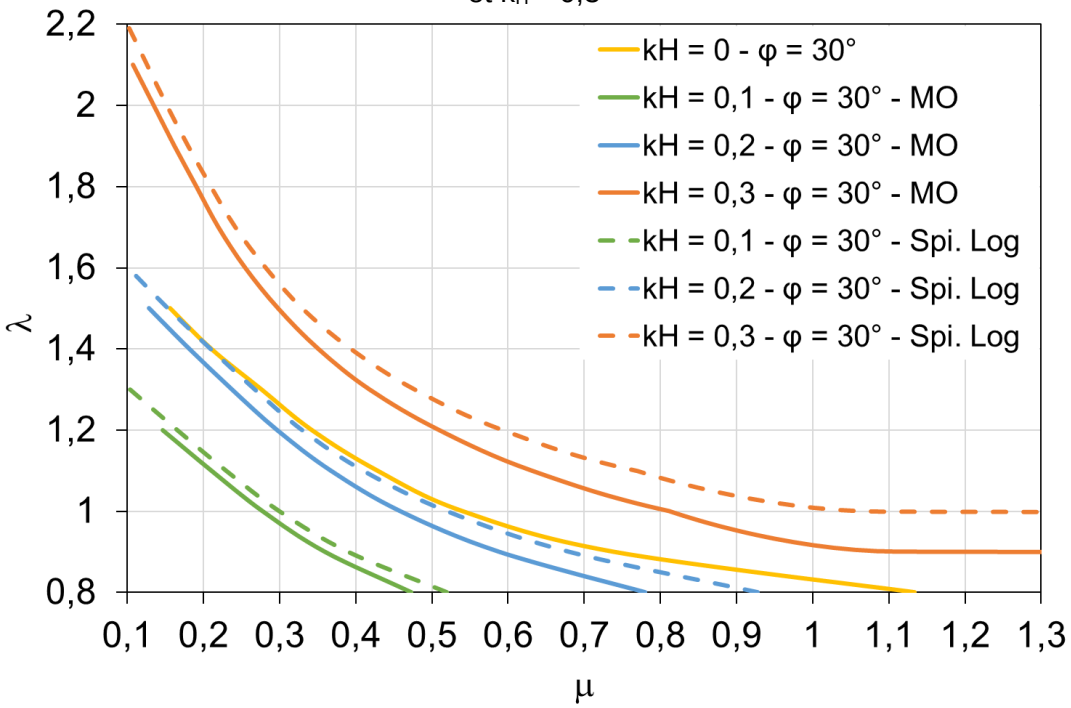


Figure 10. Comparaison des mécanismes plans (Mononobe-Okabe) et en arc de spirale logarithmique (calcul à la rupture) pour ϕ = 30° et k_H = 0 à 0,3

5. Analyse de la stabilité externe locale

L'analyse de la stabilité externe locale est réalisée conformément aux dispositions de l'annexe I à la norme NF P94-270 et de l'Eurocode 8. Les justifications sont alors menées en assimilant le massif de sol cloué et sa fondation à un mur de soutènement et une semelle rigides (les formules sont établies dans le cadre de l'analyse limite par des approches cinématiques et statiques). Sauf cas exceptionnels, on considère alors que les forces d'inertie dans le sol ne sont pas concomitantes avec les sollicitations provenant de la structure (Burlon et Criado, 2014), et donc que l'introduction des forces d'inertie verticales conduit à une augmentation de la résistance du sol de fondation. Deux vérifications doivent donc être menées : le glissement sur la base et la portance. La mise sous forme

adimensionnelle des formules de l'Eurocode 8, conduit, pour une zone de sismicité moyenne et un ouvrage de coefficient d'importance égal à 1, aux résultats de la figure 11.

Il apparaît que pour les séismes d'intensité faible à moyenne ($k_H \leq 0,1$) le mécanisme 3 blocs s'avère dimensionnant par rapport au mécanisme de portance tel que défini dans l'Eurocode 8, ce qui est conforme à l'analyse menée en conditions statiques (Valdeyron et Cuira, 2020) et cohérent avec le fait que le cas de charge sismique n'est pas dimensionnant. Dans les conditions sismiques plus sévères ($k_H \geq 0,2$), les mécanismes de portance définis dans l'Eurocode 8 deviennent dimensionnants par rapport aux mécanismes 3 blocs. Ce qui peut s'expliquer, par la définition de ces mécanismes qui autorisent le décollement de la semelle de fondation (Paolucci et Pecker, 1997).

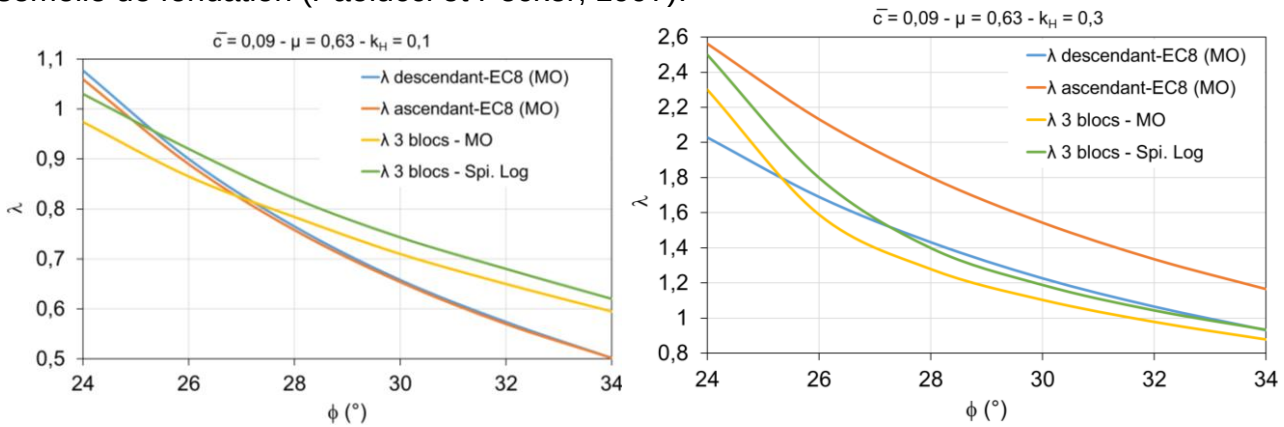


Figure 11. Comparaison de la stabilité externe locale et mixte, $\bar{c}$ = 9 % avec k_H = 0,1 à 0,3

6. Conclusions

L'étude présentée a été menée à l'aide de la méthode cinématique du calcul à la rupture permettant d'explorer aisément des mécanismes monobloc ou 3 blocs et de proposer, pour l'ensemble des justifications à mener (stabilités interne et mixte), un ensemble d'abaques de prédimensionnement. L'approche a également permis d'établir, au-delà d'un certain seuil de cohésion, le caractère non-sécuritaire des vérifications menées selon un schéma de Mononobe-Okabe. A cet effet, il est proposé des exemples de tables de poussée/butée basées sur des cinématiques en arcs de spirales logarithmiques qui peuvent aisément être déclinées pour des configurations plus larges (talus, surcharges, etc.).

7. Références bibliographiques

Burlon S., Criado D. (2014) Justification de la portance des semelles avec les Eurocodes 7 et 8 en France. JNGG, Beauvais.

Coussy O., Salençon J. (1979) Analyse de la stabilité des ouvrages en terre par le calcul à la rupture. Annales des Ponts et Chaussées, 4e trimestre 1979.

Cuira F., Simon B. (2016) Apports de la méthode cinématique du calcul à la rupture pour la conception des soutènements. JNGG, Nancy.

NF P94-270 (2020) Calcul géotechnique, Ouvrages de soutènement, remblais renforcés et massifs en sol cloué.

Okabe S., (1924) General theory of earth pressure and seismic stability of retaining wall and dam. Journal of the Japan Society of Civil Engineering 10:6, 1277-1323.

Paolucci R., Pecker A. (1997) Seismic bearing capacity of shallow strip foundations on dry soils. Soils and Foundations 37:3, 95-105.

Salençon J. (1983) Calcul à la rupture et analyse limite. Presses de l'ENPC – Paris.

Valdeyron G., Cuira F. (2020) Une analyse comparative des règles de justification d'une paroi clouée selon la norme NF P94-270. JNGG, Lyon.

L18 – PUITS MARECHAL LECLERC – PUITS D'ENTREE ET SORTIE DES TUNNELIERS EN BILOBE

Pierre SEGUIN[1], Nicolas ROMAGNY[2], Nicolas RICHARD[1], Laetitia PAVEL[3],
[1] *SPIE BATIGNOLLES GENIE CIVIL, Nanterre, France*
[2] *BOTTE FONDATIONS, Chevilly-Larue, France*
[3] *ARCADIS, Paris, France*

RÉSUMÉ – L'ouvrage annexe Puits Maréchal Leclerc de la Ligne 18, outre ses fonctionnalités en phase service, sert de puits de lancement et de réception de tunneliers. La conception initiale a été modifiée pour un ouvrage avec une forme en bilobe qui présente l'avantage d'un terrassement sans butons au milieu des lobes, facilitant ainsi le montage et le démontage des tunneliers.

ABSTRACT – Aside from its multiple functions during the operational phase in the future line 18, Maréchal Leclerc Shaft is also both a launching and a retrieval shaft for the tunnel boring machine. Its initial design has been reshaped into a two-lobed shaft, considering the advantages of a strut free deep excavation inside each lobe, which enables smoother assembly and dismantling TBM operations.

1. Présentation de l'ouvrage annexe Puits Maréchal Leclerc (OA8)

Le premier tronçon de la Ligne 18, entre Orly et Palaiseau, s'étend sur une longueur d'environ 13 km de l'ouvrage annexe Pistes d'Orly (OA1) dans le périmètre de l'Aéroport d'Orly à la tranchée de Palaiseau. Le puits Maréchal Leclerc se situe en bordure Est de la commune de Massy, entre les gares souterraines Antonypôle et Massy Opéra.

1.1. Rôle de l'ouvrage

Cet ouvrage centré sur le tunnel remplit plusieurs fonctionnalités en phase service : l'épuisement et le relevage des eaux d'exhaure en provenance du tunnel et de l'ouvrage, le désenfumage et la ventilation du tunnel, ainsi qu'un point d'accès pour les services de secours. En phase travaux, le puits Maréchal Leclerc sert de puits de lancement et de réception des deux tunneliers.

1.2. Contexte géologique, géotechnique et hydrogéologique

Le plateau d'Orly se présente comme une terrasse dominant la Seine de plus de 40 m de hauteur. Les formations reconnues sont assez homogènes avec une stratigraphie plutôt régulière. Les parois de l'ouvrage, comme illustré par la figure 1, traversent les Limons des Plateaux (LP), les Sables de Fontainebleau (SF), les Marnes à Huîtres (MH), le Calcaire de Brie (TB), les Argiles Vertes (GV), les Marnes Supragypseuses de Pantin (MSGp), les Marnes Supragypseuses d'Argenteuil (MSGa) et les Masses et Marnes du Gypse (MFL). Les reconnaissances réalisées ont mis en évidence des terrains de résistance mécanique moyenne (SF, MH, TB, GV) à bonne voire très bonne (MSGp, MSGa et MFL). Les GV et les MSGa constituent des horizons respectivement argileux et argilo-marneux gonflants.

Plusieurs nappes circulent dans les horizons traversés par l'ouvrage : la nappe des SF qui se confond avec les écoulements superficiels, celle des TB, celle des MSGp et celle des MFL. Les différentes nappes sont retenues par les horizons peu perméables (MH, GV, MSGa). Les résultats des mesures de pressions interstitielles (CPI) réalisées en

Classification : Interne GPE

phase conception et lors de la G3 ont permis d'optimiser le diagramme hydrostatique dans ces formations.

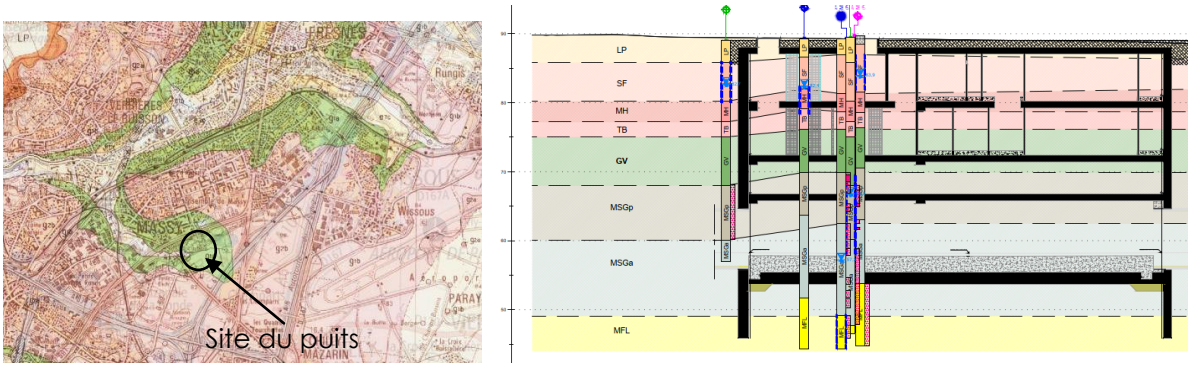


Figure 1. Géologie au droit du site du puits Maréchal Leclerc

2. Conception du Puits Maréchal Leclerc

Pendant la phase conception, l'ouvrage a été défini en 2 parties : un puits de 23 m de diamètre et une partie rectangulaire de 40 m de longueur (figure 2). Le puits permettra l'approvisionnement et le montage des tunneliers. La partie rectangulaire accueillera la logistique associée au chantier de creusement du tunnelier puis permettra l'approvisionnement des coupons de voies.

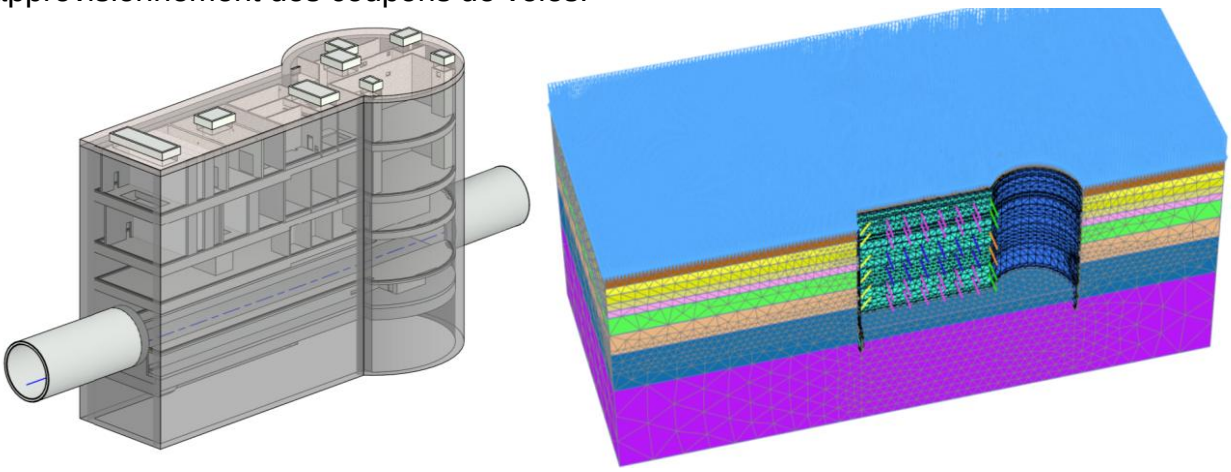


Figure 2. Modèle BIM du puits en solution de base (gauche) - Vue du modèle aux éléments finis Plaxis 3D (droite)

Compte tenu de la géométrie complexe de cet ouvrage, le dimensionnement a été réalisé avec le logiciel aux éléments finis Plaxis 3D qui permet de prendre en compte toutes les spécificités de l'ouvrage ainsi que l'interaction sol-structure directement (figure 2).

Le fond de fouille se situe à 35,4 m de profondeur. Le dimensionnement a conduit à retenir des parois moulées de 43,3 m de longueur, d'1,2 m d'épaisseur au droit du puits et d'1,5 m pour les parois planes. Six lits de butons seront mis en place avec un espacement de l'ordre de 5 m. Le radier d'1,7 m d'épaisseur a été dimensionné pour reprendre les sous-pressions liées au gonflement des MSGa.

3. Intérêt de la variante proposée par le Groupement Constructeur

Pendant l'Appel d'Offres, le Titulaire a proposé une variante sous forme de « bilobe » constitué de 2 cercles sécants de diamètre intérieur de 27,60 m permettant une longueur entre les deux tympans de 50 m, une largeur de passage au centre de 11,15 m et une surface utile de 1 170 m² (contre 930 m² en solution de base).

Classification : Interne GPE

La forme bilobe de cet ouvrage permet d'assurer la stabilité de l'ouvrage avec pour seul butonnage nécessaire celui positionné sur l'axe de l'ouvrage (constitué par la paroi moulée centrale « de refend » partiellement démolie in fine avec remplacement par des butons béton). Cette absence de butons provisoires dans les lobes permet de faciliter fortement l'excavation des lobes, le montage et le démontage des tunneliers. Cet avantage primordial permet en particulier de sécuriser les délais de travaux du projet.

La forme bilobe et l'augmentation significative des distances entre parois moulées de soutènement ont eu un impact sur le dimensionnement des structures de génie civil, en particulier sur le radier qui a été conservé en épaisseur d'1,7 m mais est passé en configuration de dalle portée coulée sur un polystyrène permettant d'écrêter les sous-pressions liées au gonflement des MSGa. L'organisation fonctionnelle des locaux techniques a été également adaptée à cette variante.

4. Etude des structures de l'ouvrage

4.1. Méthodes de réalisation et phasage

Pour démolir au plus vite la paroi moulée centrale sur la hauteur du tunnelier tout en assurant la stabilité de l'ouvrage et optimisant les méthodes d'exécution, il a été retenu de :

1) Réaliser la totalité des parois moulées.

2) Réaliser la poutre de couronnement béton en y intégrant le massif de fondation de la grue à tour du puits au plus proche du centre du puits.

3) Terrasser symétriquement les 2 lobes du puits sur 25 m de haut pour démolir le refend sur une hauteur de 4,7 m et réaliser la poutre butonnante de niveau S3, ainsi que réaliser les travaux de voûte parapluie sur les tympans.

4) Terrasser les deux lobes jusqu'au niveau du radier tout en démolissant 4 m du refend sous le buton S3.

5) Réaliser le radier des deux lobes.

6) Démolir la hauteur restante (3,6 m) du refend au-dessus du radier.

7) Pour chaque lobe, après évacuation du tunnelier, construire le génie civil intérieur en remontant et en démolissant la paroi moulée centrale.

4.2. Dimensionnement des poutre butonnantes et de la poutre de couronnement

Les structures butonnantes en phase définitive pour les deux lobes de parois moulées sont constituées de la poutre de couronnement comprenant la poutre butonnante N0, des poutres S1 à S3 et du radier (figure 3).

Lors de l'excavation, seule la poutre de couronnement avec le buton central N0 est réalisée. Le butonnage au droit de l'interlobe est alors assuré par le refend. Celui-ci est démoli au niveau de la poutre S3, de fait le buton N0 supporte le panneau de paroi moulée jusqu'à ce niveau. Lors de la réalisation du radier, le refend est démoli jusqu'au fond de fouille. Les longrines de ripage, les massifs de fondation du bâti de poussée du tunnelier et le tympan de départ du lobe Est sont également réalisés pendant cette phase. Les butons restants S2 et S1 sont réalisés à la remontée du génie civil.

La poutre de couronnement joue un rôle particulier dans l'ouvrage, elle permet d'assurer une continuité transversale des parois moulées en tête, la reprise des phénomènes d'ovalisation des lobes, la suspension des panneaux de parois moulées au droit des ouvertures du tunnel, ainsi que de fonder la grue à tour (50 T) au niveau du massif du Y sud et de répartir les efforts (300 T) des patins de la grue mobile pour le montage du tunnelier.

Les poutres butonnantes constituent les clés de voûte de l'ouvrage dans la mesure où elles garantissent la stabilité des parois moulées à l'intersection des deux lobes. Les réactions linéaires des parois moulées se retrouvent concentrées à chaque niveau. Il est

Classification : Interne GPE

important de noter que ces poutres jouent un double rôle, d'une part la reprise des efforts de butonnage en phases provisoires et définitive (y compris la suspension du refend au niveau N0), et d'autre part la reprise des réactions des planchers intérieurs principaux de l'ouvrage. Leur équarrissage est relativement contraint du fait des gabarits fonctionnels à respecter à chaque niveau de l'ouvrage. A ce titre la classe de résistance de ces butons est augmentée (C45/55) par rapport aux bétons courants utilisés dans l'ouvrage (C35/45).

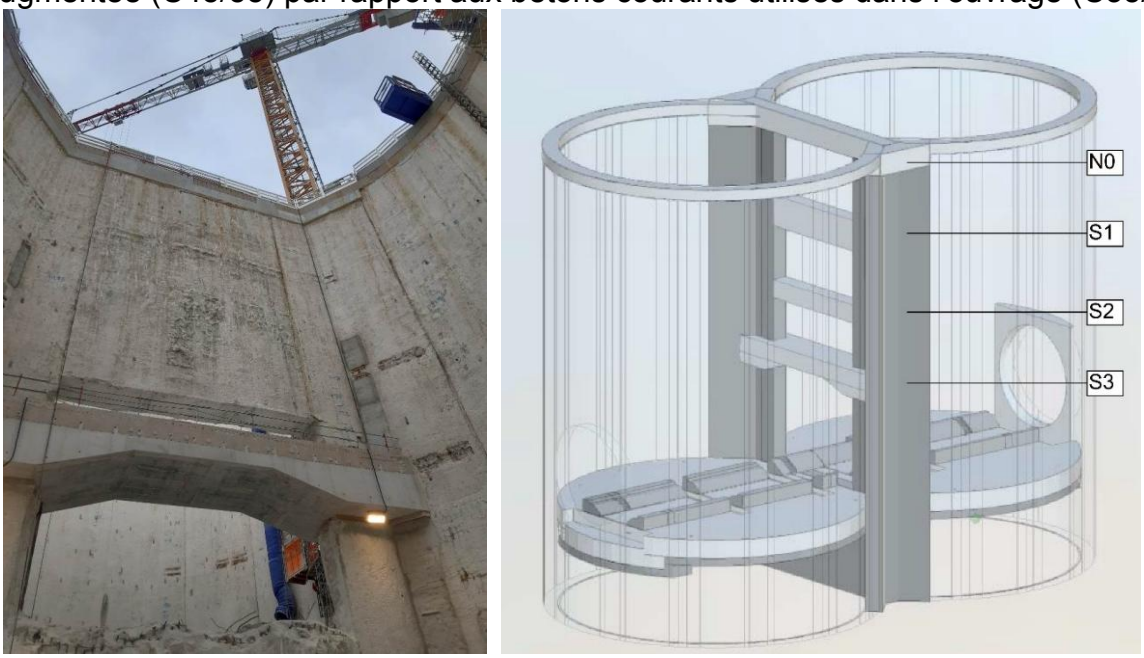


Figure 3. Vue du refend central après démolition partielle de la paroi moulée et réalisation de la poutre S3 (gauche) - Vue générale des structures butonnantes (droite)

Le buton S3 présente une géométrie particulière au niveau de la jonction avec et autour des panneaux en Y, comme illustré sur la figure 3. Des goussets ont été intégrés pour réduire la portée du panneau de parois moulées entre radier et niveau S3 et de limiter forfaitairement la rotation du Y dans cette zone où convergent d'importants efforts normaux.

Le tableau ci-après récapitule les équarrissages, les ratios et les principales sollicitations des butons de l'ouvrage :

Tableau 1. Butons et poutre de couronnement – Equarrissages, ratios et sollicitations principales

Niveau	Equar. b x H [m x m^{ht}]	Vol. Béton [m^3]	Ratio [kg/m3]	M_{ELS} [MN.m]	N_{ELS} [MN]
Couronnement	1.48 x 1.00	300	340	4.3	/
Buton N0	1.68 x 2.00			44.0	19.7
Buton S1	1.52 x 2.83	48	200	23.5	25.2
Buton S2	1.52 x 1.64	28	421	9.8	23.9
Buton S3	3.52 x 1.50	98	260	12.5	52.2

4.3. Dimensionnement des parois moulées

Les lobes en parois moulées présentent une épaisseur 1.22 m et les deux poutres verticales de jonction en forme de Y et le refend une épaisseur d'1.52m. L'ouvrage est traversé de part en part par le tunnel. La figure 4 présente la vue en plan de l'ouvrage.

Le fonctionnement structurel du puits est rendu complexe par sa géométrie, l'intensité des efforts et leur jonction en un point, les ouvertures réalisées (refend et tunnel) à des phases différentes et la dissymétrie des surcharges extérieures.

Classification : Interne GPE

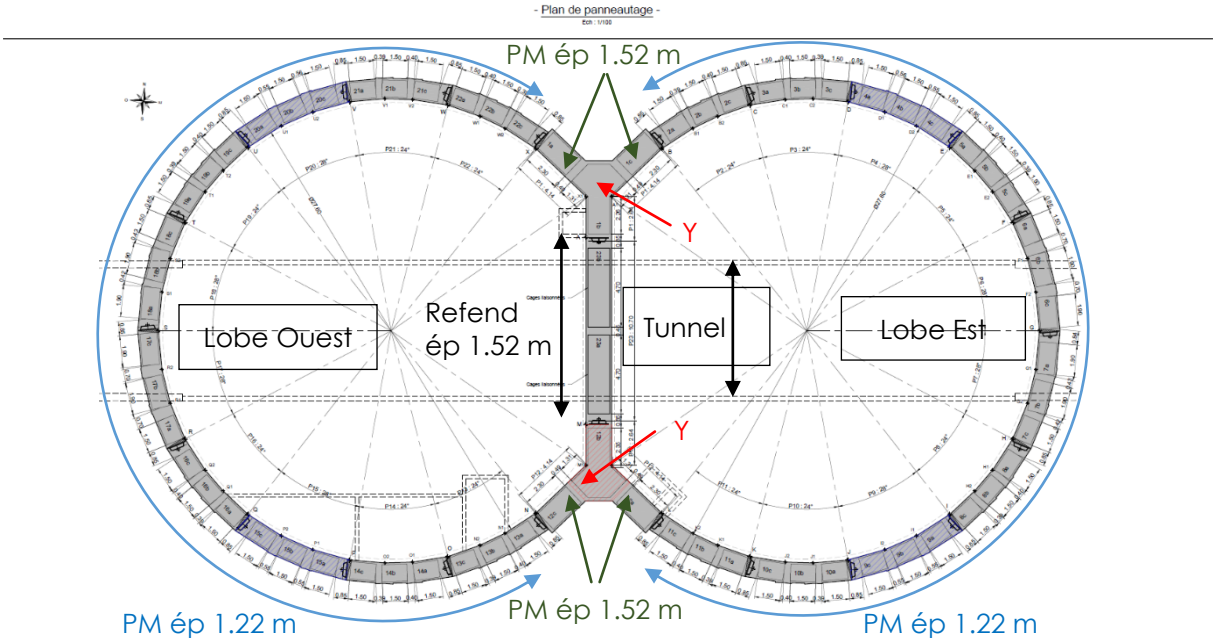


Figure 4. Panneautage – Vue en plan

Pour rappel, une paroi moulée est une succession de poutres verticales en béton armé séparées par du béton non armé et des reprises de bétonnage par joint sec. Il n'y a pas de continuité horizontale des armatures sur le périmètre de l'ouvrage. Son rôle est d'assurer la stabilité des terres extérieures à la fouille, de servir d'enceinte étanche vis-à-vis des nappes extérieures et de reprendre les descentes de charges pour en assurer les fondations. On s'intéresse ici à la reprise des poussées extérieures.

La géométrie circulaire présente l'avantage de développer une rigidité cylindrique qui permet d'assurer la tenue horizontale des parois moulées sans élément butonnant. Les poussées extérieures radiales aux parois compriment les panneaux de façon ortho-radiale.

Lorsque des ouvertures sont réalisées dans l'ouvrage, les contraintes de compression se reportent au-dessus et en dessous de l'ouverture et forment des zones de concentration de contraintes importantes. La figure 5 présente le cheminement des contraintes de compression ortho-radiales au niveau d'une ouverture. Le report de contraintes provoque une diminution ou une annulation de la rigidité cylindrique en fonction de la distance à l'ouverture. Les parois moulées retrouvent alors un fonctionnement classique de poutre verticale en flexion autour de son axe horizontal.

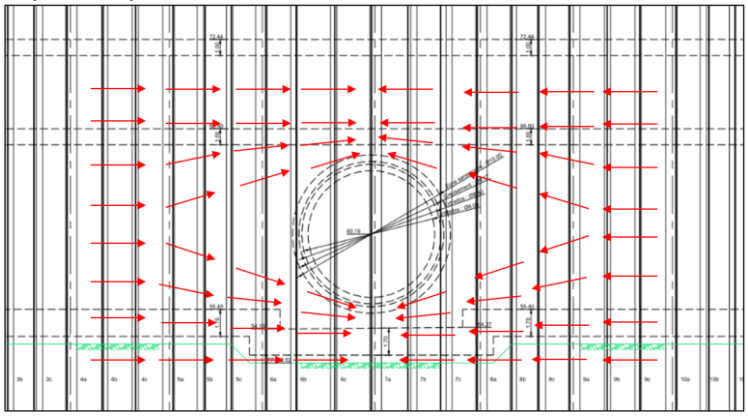


Figure 5. Cheminement des contraintes de compression ortho-radiales au niveau d'une ouverture – Vue en élévation

Classification : Interne GPE

On présente ci-dessous les différentes ouvertures réalisées successivement dans les parois :

1) Etat initial ; 2) Démolition du refend sur la hauteur du tunnel et réalisation de la poutre S3 ; 3) Ouverture du lobe Est ; 4) Démolition du refend et réalisation successive des poutres S2 et S1 ; 5) Ouverture du lobe Ouest

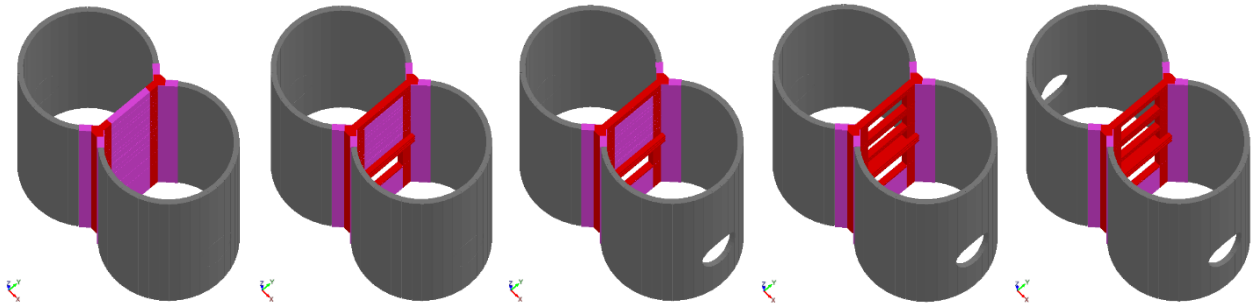


Figure 6. Phasage des ouvertures – Vues du modèle aux éléments finis Graitec

Le refend butonne chaque lobe avant la réalisation des poutres définitives de génie civil et du radier. Sous le radier il permet une plus grande rigidité et une résistance en terme de contraintes supérieure au sol. Cette partie est conservée sous le radier en phase définitive.

Au niveau des Y de jonction, les démolitions successives du refend font que les reports de contraintes sont moins marqués, induisant un travail en flexion de ces poutres verticales. Les poussées totales s'exerçant sur la hauteur de celles-ci ont été estimées à 20 000 T. Les moments fléchissant induits sont de l'ordre de 3000 T.m et l'effort tranchant de 2000 T.

Les ouvertures, la démolition du refend et les chargements extérieurs dissymétriques provoquent une ovalisation de l'ouvrage et les panneaux sont susceptibles de s'ouvrir au niveau des zones de béton non armé ou des joints. Il a été vérifié que toutes ces zones ne subissent qu'une fissuration ou une ouverture faible et acceptable. La poutre de couronnement continue à jouer un rôle important dans la reprise des efforts parasites liés à l'ovalisation de l'ouvrage.

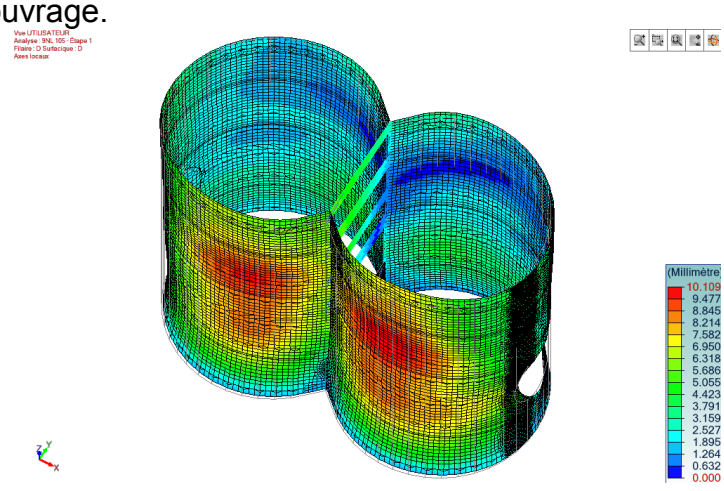


Figure 7. Déplacements horizontaux de l'ouvrage pour chargement dissymétrique perpendiculaire à l'axe du tunnel

Les calculs ont été réalisés conjointement avec les logiciels RIDO et Graitec Advance Design. RIDO a été utilisé pour la définition des pressions extérieures en tenant compte du caractère élasto-plastique du sol, du phasage de l'ouvrage et de la perte de rigidité cylindrique liée aux tolérances d'exécution des parois. Advance Design a quant à lui été

Classification : Interne GPE

utilisé pour la modélisation 3D aux éléments finis qui a permis d'analyser les pertes de rigidité cylindrique liées aux ouvertures, l'ovalisation de l'ouvrage et les contraintes de compression ortho-radiales (figure 7). Les deux logiciels ont été utilisés conjointement.

5. Travaux

5.1. Forage et bétonnage des panneaux

Compte tenu de la géologie rencontrée (fiche de seulement 5 m dans les MFL, absence de blocs, terrains majoritairement argileux), les parois moulées sont forées sous boue à la benne. Les forages atteignent 42,9 m pour cet ouvrage qui a été réalisé avec deux ateliers de parois. Les plus gros panneaux ont été le panneau de refend (un seul panneau de 11,15 m de long de 729 m3) et les panneaux en Y (838 m3).

Du fait de la nature des terrains excavés, une boue de forage résistante au gypse a été développée. Au vu des temps d'équipement et de bétonnage très importants des panneaux, le Groupement Constructeur a opté pour une substitution complète de la boue avant bétonnage pour éviter tout risque de dépôt de sédiment avant bétonnage.

5.2. Détails spécifiques pour les panneaux en Y

Les panneaux en Y sont constitués de trois cages d'armatures, la cage de la base du Y (cage 1b sur la figure 8) étant elle-même constituée de deux cages à liaisonner : une cage rectangulaire (partie 2) et une cage hexagonale (partie 1) comme illustré sur la figure 9.

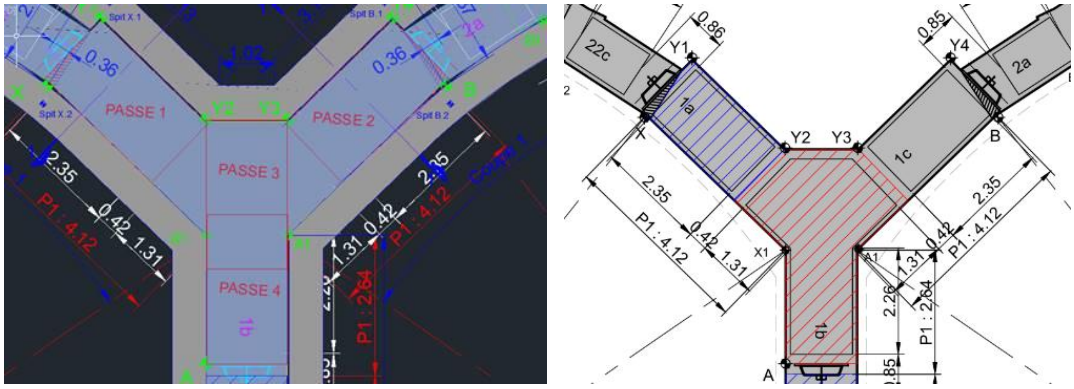


Figure 8. Panneautage (gauche) et cages d'armatures au droit du Y (droite)

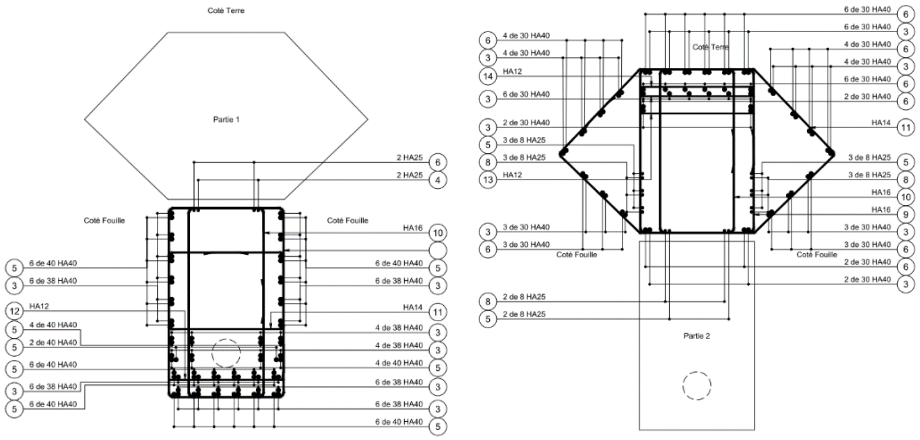


Figure 9. Détail des cages d'armatures au droit du Y

Le liaisonnement de ces deux cages a nécessité de les mettre en place séparément dans le forage puis de les relever ensemble et enfin de les redescendre dans le forage en

Classification : Interne GPE

y ajoutant les 700 barres horizontales de liaisonnement (figures 10 et 11). Les figures détaillent l'enchaînement des tâches associées à la réalisation des panneaux en Y qui ont été réalisés après le bétonnage du panneau de refend.

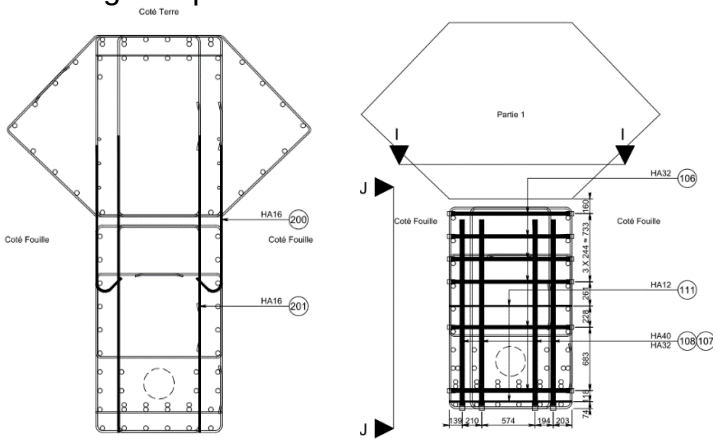


Figure 10. Aciers de liaisonnement des cages (gauche) et manchons à niveau S3 (droite)

Figure 11. Levage des cages en Y assemblées

Pour limiter les scellements d'armatures à réaliser sur site, de nombreux manchons ont été intégrés dans les parois moulées : 680 manchons HA40 et HA32 sur les panneaux en Y (figure 10).

6. Conclusion

La variante de la géométrie du Puits Maréchal Leclerc en bilobe a nécessité de nombreuses adaptations sur l'aménagement intérieur de l'ouvrage, sur les études et les méthodes d'exécution. L'amélioration du planning travaux amenée par cette variante a pu être vérifiée. Cette variante s'est donc avérée pertinente pour le déroulement du projet d'un point de vue technique, économique et planning.

Classification : Interne GPE

Liste des auteurs

Abdallah Adel, 82–89
Abdelouhab Abdelkader, 758–765
Abi Aad Emilio, 501–508
Abou Chaz Nisrine, 758–765
Ajdanlijsky George, 1054–1061
Al Nemer Rana, 526–532
Al-Hadj Hamid Zagalo, 91–98
Al-Heib Marwan, 501–508, 926–933
Almonte Richard, 2–9
Alzate Ana Maria, 742–749
Amrioui Juba, 533–540
Antoinet Eric, 388–395, 476–483, 1230–1237
Atallah Mohja, 978–985
Auclair Christophe, 337–344
Audrain Philippe, 806–813
Auray Germain, 750–757
Avila Diego, 354–361
Azemard Pierre, 692–700, 708–715, 970–977

Badinier Thibault, 380–387
Bakaiyang Lemankreo, 766–773
Baldi Froes Gabriel, 1110–1117, 1140–1147
Baltassat Jean-Michel, 174–181
Barakat Bassam, 725–732
Barra Anna, 652–659
Batista Dominique, 636–643
Baumy Francois-Xavier, 865–872
Beaussier Alexandre, 272–279, 1206–1213
Belloucif Amel, 231–238
Belut Florence, 636–643
Ben Yusef Amine, 774–781
Benkahoul Kheir-Eddine, 2–9
Benoit Jean, 182–190
Benz Miguel, 255–262, 460–475
Benz Navarette Miguel, 1148–1155
Benz-Navarrete Miguel, 452–459
Berche Véronique, 541–548, 882–891
Berenger Nathalie, 708–715
Berest Pierre, 1011–1018
Bergère Anne, 1019–1028, 1266–1273
Bernard Fabrice, 73–81
Bernuy Charles, 1206–1213
Berthoz Nicolas, 1003–1010, 1077–1084
Besson Théo, 99–106
Beurrier Thierry, 892–900
Beyer Antoine, 857–864
Binet Fabien, 1029–1036
Bitetti Barbara, 1085–1092
Bitri Adnand, 174–181
Bizien Charles, 541–548
Blanchard Valérie, 892–900
Bohn Cecilia, 782–789
Bornert Michel, 549–556
Bouillod Nicole, 676–683
Boulangé Laurence, 1037–1045
Bounpraseuth Ophelia, 676–683
Bourgeois Emmanuel, 354–361, 1077–1084
Boussafir Yasmina, 115–122, 321–328, 541–548, 692–700, 766–773
Boutet Claire, 790–797
Boutonnier Luc, 165–173, 263–270, 329–336, 581–588
Branque Denis, 604–610, 1003–1010, 1077–1084, 1101–1108
Breugnot Antonin, 873–881
Breul Pierre, 452–459
Briancon Laurent, 370–378, 388–395, 557–564, 750–765, 840–855
Briançon Laurent, 782–789
Brouard Benoit, 1011–1018
Brule Stephane, 437–451, 917–925
Bugarel Frédérik, 644–651, 892–900
Burlon Sébastien, 10–18, 280–304, 1110–1117, 1173–1188
Burtin Pierre, 840–847
Buxó Pere, 652–659
Byrne Byron, 901–908
Béchet Béatrice, 627–634

Cahn Martin, 280–296, 1214–1221
Camusso Marco, 509–516
Canou Jean, 255–262, 460–475
Carlier Florian, 1140–1147
Carpinteiro Luis, 782–789
Carvajal Claudio, 476–483
Causse Lionel, 337–344
Chabrat Nicolas, 19–26
Chahine Marianne, 692–700
Chalivat Pascal, 1046–1053
Chapron Gilles, 1093–1100
Chareyre Bruno, 684–691
Charmoille Arnaud, 1029–1036
Chen Chi-Wei, 231–238, 701–707
Chevalier Bastien, 452–459

Chevalier Christophe, 565–572, 701–707
Cioci Valentina, 1046–1053
Closset Luc, 1062–1069
Cochez Charlotte, 1189–1196
Conil Nathalie, 123–130, 589–595
Conin Marianne, 501–508, 956–961
Coppée Thibault, 627–634
Cornet François, 1070–1076
Cosenza Philippe, 517–524
Coulet Arthur, 321–328
Coulibaly Salimata, 174–181
Coutant Olivier, 917–925
Crosetto Michele, 652–659
Crouzet Christian, 107–114
Cuira Fahd, 10–18, 742–749, 1110–1117, 1132–1147, 1156–1164, 1173–1188, 1214–1221, 1274–1281
Cuisinier Olivier, 19–26, 82–89

Daktera Tomasz, 934–939
Dampfhoffer Elsa, 288–296
Dano Christophe, 684–691
Darve Félix, 604–610
Das Geetanjali, 909–915
Dauphin Samuel, 131–138
David Olivier, 1118–1125
De Baecque Margot, 565–572
De Lamballerie Jean-Yves, 1189–1196
De Sauvage Jean, 313–320, 380–387, 412–419, 733–740
Deck Olivier, 501–508
Dedecker Fabian, 305–312
Degeorge Reynald, 798–805
Delattre Levis Leyser Silvia, 1019–1028
Deleruyelle Frédéric, 1101–1108
Delmas Philippe, 848–855
Delpy Thomas, 27–34
Deluzarche Remi, 814–821
Deme Baïla, 1222–1229
Deneele Dimitri, 909–915
Denis Alain, 1062–1069
Depret Olivier, 917–925
Dermenonville Fabienne, 596–603
Deroo Luc, 882–891
Descamps Fanny, 1054–1061
Desourtheau Patrice, 207–214
Diallo Maniang, 956–961
Dias Daniel, 476–483, 1230–1237
Dimanov Alexandre, 549–556
Djeran-Maigre Irini, 73–81, 428–435, 1037–1045
Djizanne Hippolyte, 926–933, 1011–1018
Dore Ludovic, 970–993
Doré-Ossipyan Catherine, 549–556
Doubre Cécile, 1070–1076
Dubreucq Thierry, 806–813
Duc Myriam, 627–634, 766–773
Dufour Nathalie, 596–603, 1101–1108
Dujarric Céline, 437–444
Dumont Emmanuel, 1029–1036
Dupla Jean-Claude, 255–262, 460–475
Dupuis Bastien, 750–757
Duriez Jérôme, 604–610

Echeverria Anna, 652–659
El Arja Hiba, 297–304
El Jirari Soukaina, 1003–1010
El Souwaissi Nour, 1037–1045
Elayni Nader, 420–427
Epting Walter, 329–336
Erbeja Gillian, 445–451
Escoffier Sandra, 492–499

Fabbri Antonin, 611–618
Fanelli Sonia, 541–548
Faure Jean-Philippe, 557–564
Favre Marc, 1126–1131
Febregat Ivan, 652–659
Ferrari Mariano, 1046–1053
Ferreira Matthias, 27–34
Fleury Nicolas, 940–946
Fonty Maxime, 1214–1221, 1257–1265
Foresti Oliveira Caroline, 452–459
Frank Roger, 10–18, 1156–1164
Frattini Nicolas, 742–749
Friot Dominique, 43–50
Furet Agathe, 940–946

Gabrielli Julien, 636–643
Gaillard Cédric, 147–155
Garcin Patrick, 873–881
Garnier Pierre, 782–789
Gasc Muriel, 652–659
Gaudicheau Patrick, 806–813
Gaumet Fabrice, 970–977
Gay Olivier, 263–270
Georgieva Temenuga, 1054–1061
Georgin Jean-Francois, 388–395
Gerardin Eric, 892–900
Ghosn Samer, 557–564
Ginisty Gaelle, 814–821, 873–881
Giot Richard, 517–524
Giroux Alexandre, 1046–1053, 1222–1229
Givet Olivier, 1189–1196
Godreau Aurélien, 857–864
Gotteland Philippe, 848–855

Gouzy Aurélien, 926–933
Grange Stéphane, 840–847
Granger Jérôme, 917–925
Grappe Théophile, 412–419
Grenery Simon, 1206–1213
Gress Jean-Claude, 403–411
Guayacan Lina, 1093–1100
Guedon Jeanne-Sylvine, 533–540, 627–634
Gueguen Philippe, 917–925
Guiol Joan, 1230–1237
Gunzburger Yann, 956–961

Habert Julien, 10–18, 139–146, 1132–1139, 1197–1204
Haidar Ali, 305–312
Halfon Isabelle, 1062–1069
Hanocq Pascale, 892–900
Hedan Stephen, 517–524
Hemmati Sahar, 313–328, 565–572
Herrier Gontran, 909–915
Hesse Olivier, 1282–1289
Hevin Grégoire, 1011–1018
Hosseini Sadrabadi Hamid, 684–691
Houlsby Guy, 901–908
Hussain Mazhar, 428–435

Iatan Eugen, 892–900
Ighil-Ameur Lamine, 947–955

Jacob Thomas, 174–181, 986–993
Jacquard Catherine, 10–18, 99–106, 182–190, 207–222, 247–262
Jacqueline Delphine, 115–122, 848–855
Jagu Alexandre, 806–813
Janodet Lucas, 934–939
Jarrin Jean-Philippe, 1165–1172
Jolivet Adeline, 717–724
Juteau Clara, 865–872

Karagiannopoulos Panagiotis Georgios, 199–206, 215–230
Kasperski Johan, 147–155
Kerfontain Soizic, 774–781, 822–829
Khatib Michel, 19–26, 35–42
Kheireddine Mohamed, 380–387
Khiat Hanna, 321–328
Klein Emmanuelle, 123–130
Koeberle Nicolas, 892–900
Kreziak Charles, 1029–1036, 1046–1053, 1077–1084
Kteich Ziad, 717–724

Lacherade Lucas, 1062–1069
Lafon Marie, 1189–1196
Laheurte Philippe, 1238–1245
Lambert Serge, 668–675, 782–789
Lamrid Farid, 43–50
Lanticq Vincent, 917–925
Laubeneau Maxime, 857–864
Lavoue Anais, 156–164
Le Cor Thomas, 873–881
Le Kouby Alain, 321–328, 420–427, 533–540, 1077–1084
Le Lagadec Maël, 2–9
Lecoeur Mickaël, 541–548, 814–821
Lecomte Amélie, 660–667, 994–1001
Lefebvre Blandine, 790–797
Legrand Philippe, 873–881
Leo Chin J., 1101–1108
Leonard Jean-Marie, 329–336
Lerat Stéphane, 806–813
Levacher Daniel, 428–435
Li Zheng, 492–499
Litou Guillaume, 978–985
Lopes Alexandre, 139–146
Lopes Dos Santos Alexandre, 1132–1139
Lopez-Retamales Sebastian, 255–262, 460–475
Lorentz Julien, 940–946
Losma Francesca, 909–915
Loukili Ahmed, 596–603
Luong Anh-Tuan, 1148–1155

Maatouk Semaan, 396–402
Madabhushi Gopal, 412–419
Madjadoumbaye Jérémie, 766–773
Magnan Jean-Pierre, 345–353, 573–580
Magnin Olivier, 156–164
Mahmutovic Dino, 165–173, 263–270, 329–336, 581–588
Makki Lamis, 1197–1204
Mandile Sébastien, 329–336
Marache Antoine, 1062–1069
Marnas Martin, 822–829
Marturia Jordi, 652–659
Marçot Nathalie, 708–715
Masrouri Farimah, 19–26
Massaad Pascale, 43–50
Massat Luc, 337–344
Masson Frédéric, 1070–1076
Mattras Remy, 541–548
Maxime Soudé, 636–643
Mcgregor Fionn, 611–618
Mehenni Abdelwadoud, 882–891
Meignan Lucas, 940–946
Mercado Chavez Cristopher, 1003–1010

Meyer Grégory, 51–63, 345–353, 573–580, 830–839, 1246–1256
Michalski Agathe, 1077–1084
Millotte Jonathan, 1257–1265
Minatchy Carlos, 1189–1204
Modeste Guillaume, 956–961, 1070–1076
Modu Janet, 388–395
Mohamad Wassim, 1077–1084
Monnet Jacques, 165–173, 581–588
Morandière Kevin, 321–328
Morsel Ahmad, 428–435
Mouali Lila, 476–483
Mouligne Stephane, 1238–1245
Mourier Jean-Paul, 207–214
Myriam Duc, 533–540

Nancey Alain, 758–765
Nazé Pierre-Alain, 437–444
Neel Alain, 806–813
Nejjar Khadija, 1266–1273
Nejmeh Kassem, 517–524
Nguyen Khoa Van, 1140–1147
Nguyen Nat Hoang, 280–287, 1214–1221
Nguyen Van Tri, 1046–1053
Noury Gildas, 174–181, 962–969, 978–985

Orlandini Marc, 263–270
Ouzzine Badr, 313–320, 412–419
Ozanam Odile, 509–516

Pajiep Danielle Rita, 589–595
Pallu Bruno, 1046–1053
Pantet Anne, 848–855
Pardoen Benoit, 1101–1108
Patouillard Sébastien, 321–328
Pavel Laetitia, 1282–1289
Payant Olivier, 280–287
Peboscq Benoit, 231–238
Pelletier Baptiste, 484–491
Pengelly Arthur, 668–675
Pereira Jean-Michel, 1093–1100
Peronne Michael, 199–206, 215–230
Petitjean Eric, 182–190
Peyras Laurent, 476–483
Philippe Alexandre, 970–993
Pigeot Lucile, 596–603
Pinon Catherine, 123–130, 994–1001
Plassart Roland, 305–312
Pothier Catherine, 676–683
Potié Gaëtan, 882–891
Pouemi Parfait, 1029–1036, 1046–1053
Poulard Frédéric, 994–1001
Pouya Amade, 627–634
Pratesi Valentin, 1029–1036
Prunier Florent, 604–610, 840–847
Puech Alain, 10–18
Pérez-Herreros Jesús, 1173–1188

Quandalle Benoit, 840–847
Quere Vincent, 892–900
Quesnel Florence, 1062–1069
Queste Olivier, 541–548

Racinais Jerome, 840–855
Rapankis Panteleimon, 684–691
Rayssac Erwann, 909–915
Razakamanantsoa Andry, 428–435, 909–915
Reiffsteck Philippe, 10–18, 99–106, 182–190, 199–238, 247–254, 313–320, 412–427, 541–548, 701–707, 1148–1155
Remaud David, 354–361
Renat Camille, 43–50
Rey Anthony, 962–969
Rey Etienne, 191–198
Rich Francesc, 1085–1092
Richa Tatiana, 1093–1100, 1156–1164
Richard Nicolas, 1282–1289
Rispal Michel, 99–106, 207–222, 247–254
Robinet Jean-Claude, 73–81
Rodet Julie, 917–925
Rohmer Jeremy, 1062–1069
Rojat Fabrice, 611–618
Rollet Raphael, 917–925
Romagny Nicolas, 1282–1289
Rosin-Corre Nathalie, 43–50
Rot Jonathan, 865–872
Roussot Philippe, 1222–1229
Réthoré Julien, 526–532

Saade Chedid, 492–499
Sabatier Christophe, 1165–1172
Sage-Vallier Bastien, 231–238
Sahyouni Adnan, 840–847
Saleh Elie, 321–328
Santos Clément, 1214–1221
Saussaye Lucile, 321–328, 533–540, 882–891, 909–915
Schmidt Franziska, 701–707
Schuerch Roberto, 1085–1092
Sciarra Giulio, 526–532
Seguin Pierre, 1282–1289
Sejalon Sophie, 708–715
Semblat Jean-François, 1173–1188
Serratrice Jean François, 239–246, 362–369
Shao Jian-Fu, 589–595
Sharma Ankit, 684–691

Shen Yuxiang, 1173–1188
Sibille Luc, 684–691
Silvani Claire, 370–378, 758–765
Simon Bruno, 742–749
Simonin Luc, 901–908
Soive Anthony, 596–603
Soude Maxime, 64–72
Souley Mountaka, 589–595
Stelzenmuller Nickolas, 191–198
Sulem Jean, 549–556
Sun Yufeng, 1101–1108
Szymkiewicz Fabien, 99–106, 199–206, 380–387, 420–427, 541–548, 766–773, 782–789, 882–891, 1077–1084, 1148–1155, 1189–1204

Tauzin Benoît, 917–925
Ternisien Mathilde, 1230–1237
Terqueux Clara, 848–855
Teyssier Alexandre, 247–262
Thorel Luc, 396–402, 492–499, 806–813
Tissandier Jean-François, 156–164
Tourette Alexandre, 156–164
Toussaint Regis, 123–130
Traoré Lassana, Bakary, 611–618
Trapero Laura, 652–659
Tricaud Bastien, 892–900
Trottin Jean-Luc, 1037–1045
Tshibangu Jean-Pierre, 1054–1061

Unterseh Stéphane, 156–164
Utter Ncolas, 1214–1221

Valdeyron Gilles, 1274–1281
Vallentin Romain, 619–626
Valogiannis Asterios, 73–81
Vandycke Sara, 1054–1061
Varaksin Serge, 10–18
Vedie Emeric, 692–700
Verdure Philippe, 1222–1229
Vermoote Eric, 1126–1131
Vernhes Jean-David, 725–732
Vetillard Jérôme, 774–781
Veylon Guillaume, 476–483
Vidal Sarmiento Elena, 750–757
Viggiani Giulia, 412–419
Villard Nicolas, 64–72
Villard Pascal, 370–378, 758–765
Villerez François, 892–900
Vincens Eric, 305–312
Vincent Savatier, 199–206
Vinet Louis, 676–683
Virely Didier, 970–977, 1238–1245
Voisin Guillaume, 115–122
Vu Minh Ngoc, 509–516

Wang Tianyu, 701–707
Wassermann Alice, 82–89
Wong Kwai Kwan, 1101–1108

Yart Silvain, 986–993

Zaharias Lisa, 708–715
Zghondi Jad, 73–81
Zidouh Karim, 1282–1289
Ziem Cédric, 1046–1053