

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 BERTHOZ¹, Denis BRANQUE², Cristopher MERCADO-CHAVEZ², Soukaina EL JIRARI²

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.

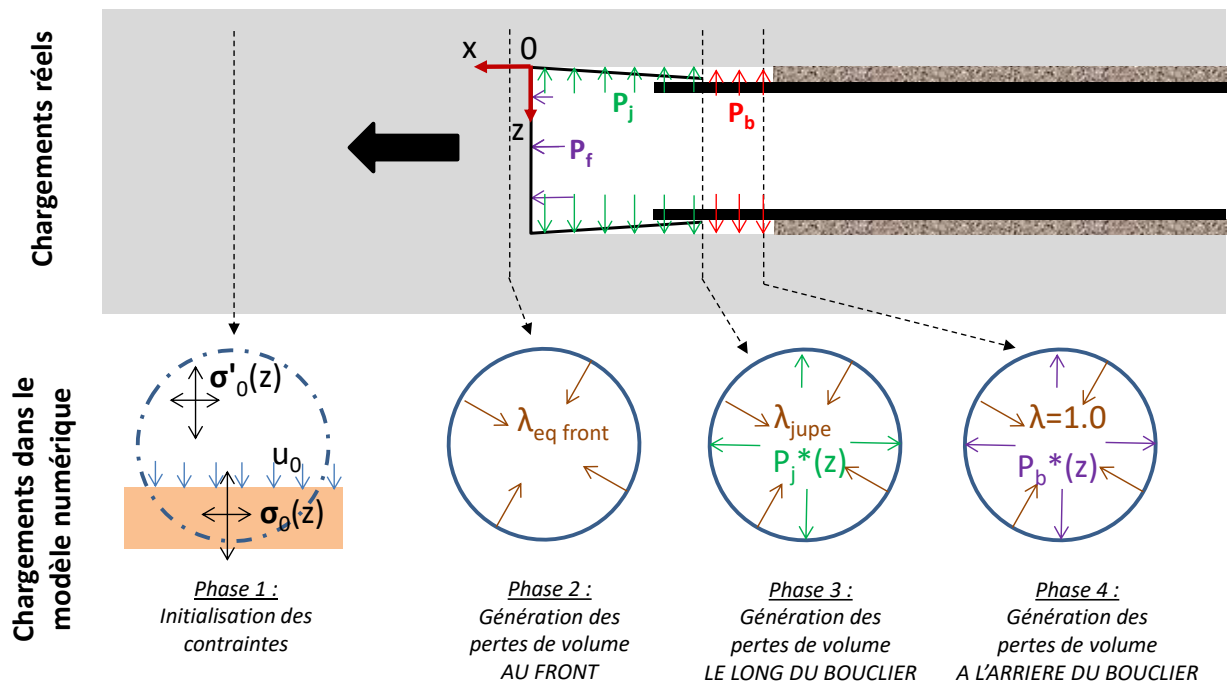


Figure 1. Phasage des calculs dans l'approche « à pressions imposées » de Berthoz *et al* (2020)

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 $P_f^*(z) = P_{f\text{-axe}} - \Delta_{\text{front}} \cdot z = 290 - 16 \cdot z$ (kPa) au front, (ii) un déconfinement total le long du bouclier $L_{\text{bouclier}} = 5 \cdot L_v$, (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/m ³)	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} = σ _{3-axe} (kPa)	v (-)	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

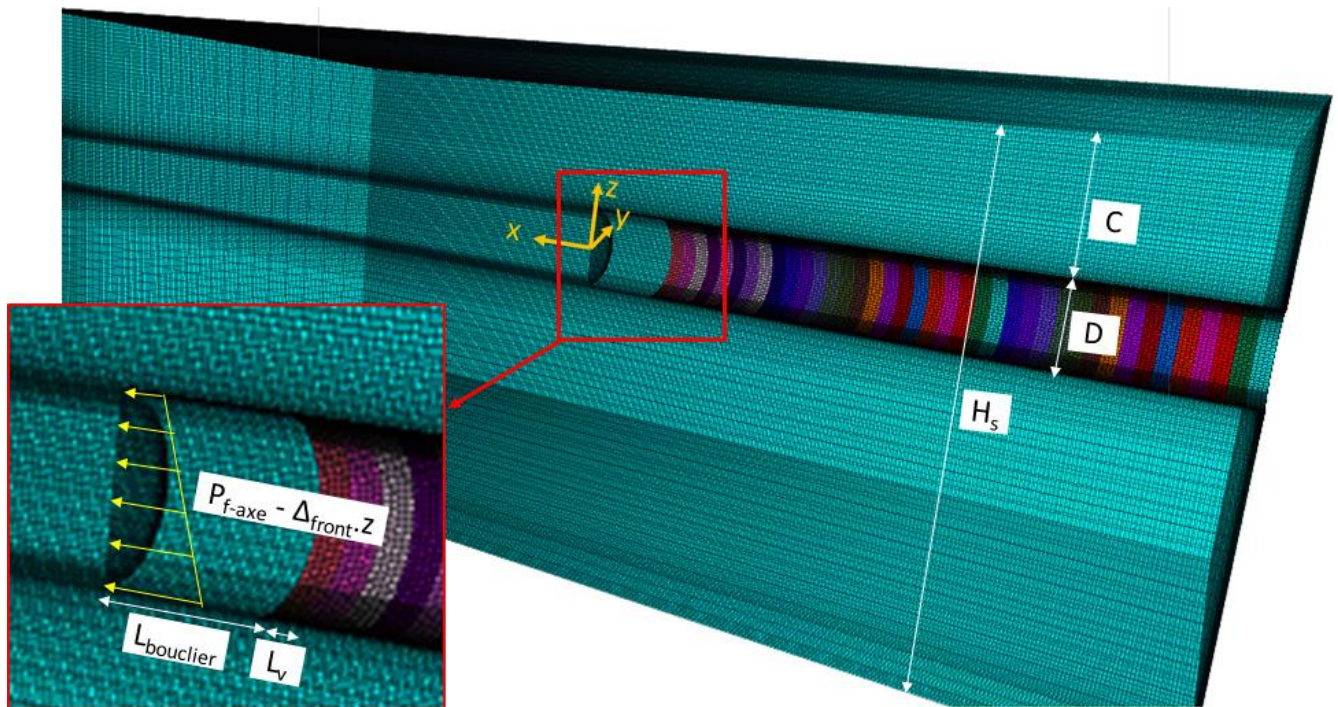


Figure 2. Vue générale du maillage et zoom sur les chargements imposés en paroi du tunnel.

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.

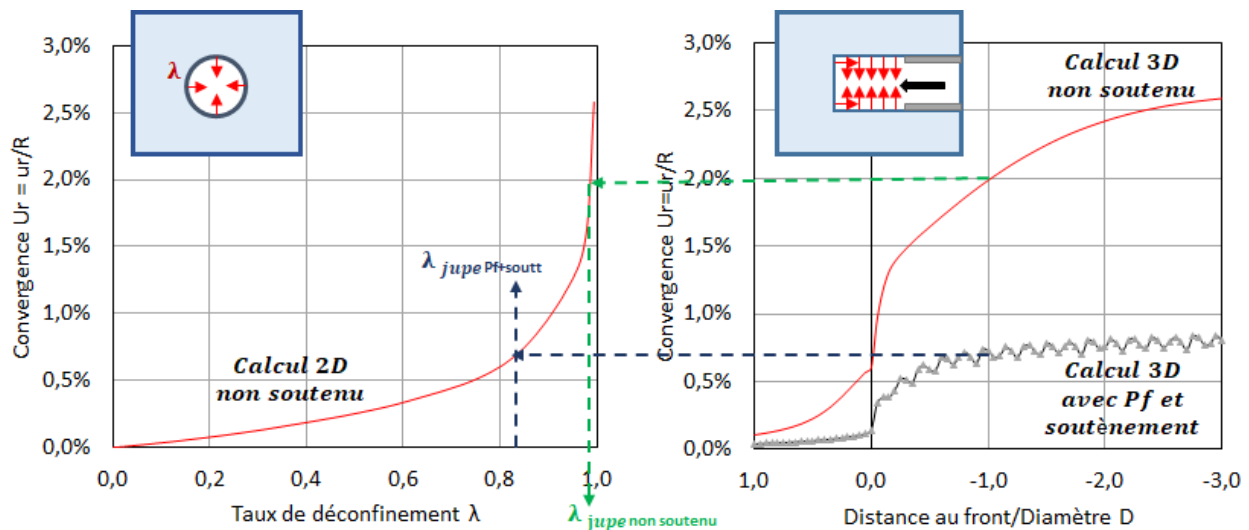


Figure 3. Principe de calcul du taux de déconfinement λ_{jupe} (en clé, $C/D = 2$, $c' = 45$ kPa).

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 $\lambda_{jupe-clé} > \lambda_{jupe-radier} > \lambda_{jupe-piédroit}$,
- la cohésion du terrain, de l'état d'équilibre limite à la rupture ($c' \approx 35$ 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 découpsu (de longueur égale à celui du bouclier, *i.e.* 1.D) devient précaire. Noter que dans ce cas, la convergence le long du découpsu peut devenir limitée par la présence de la jupe, et que ce critère doit être pris en compte dans le calcul en déformations planes.

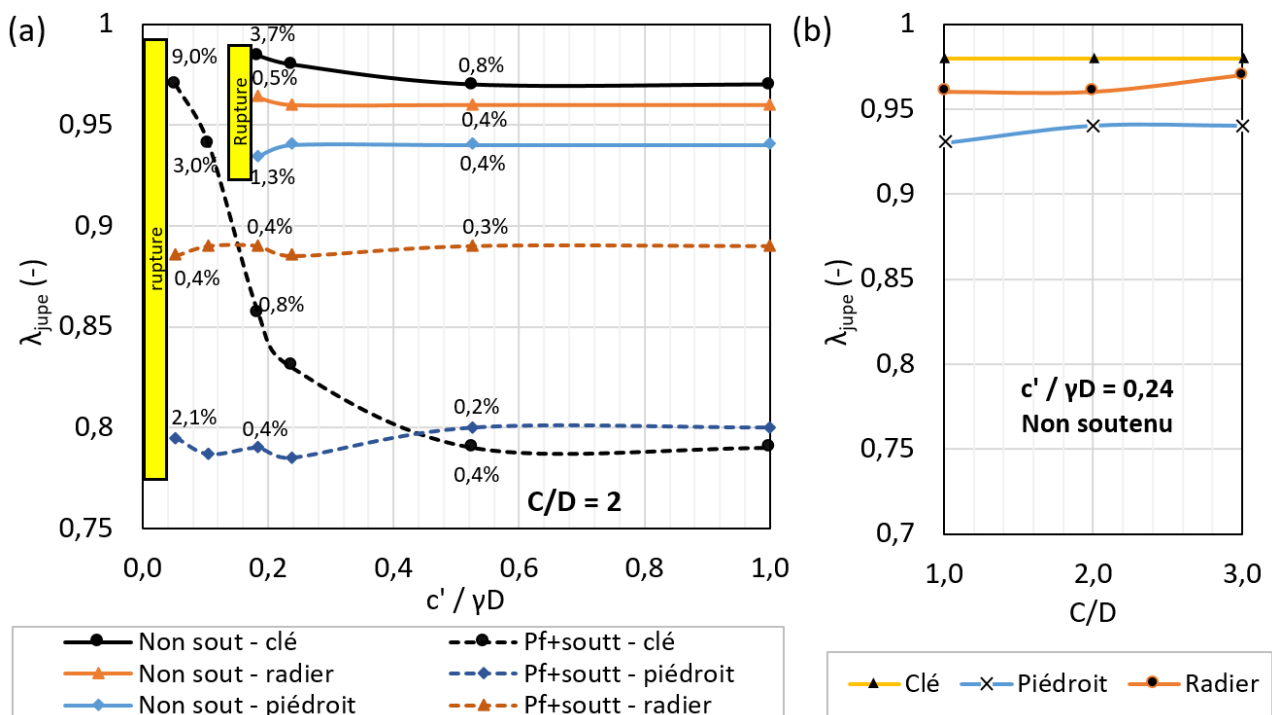


Figure 4. Synthèse des valeurs du taux de déconfinement λ_{jupe} . Influences de la cohésion du terrain (a) et de l'épaisseur de couverture (b). Les étiquettes indiquées à côté de certains points de données correspondent aux valeurs des convergences ($U_r = u_r/R$).

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.

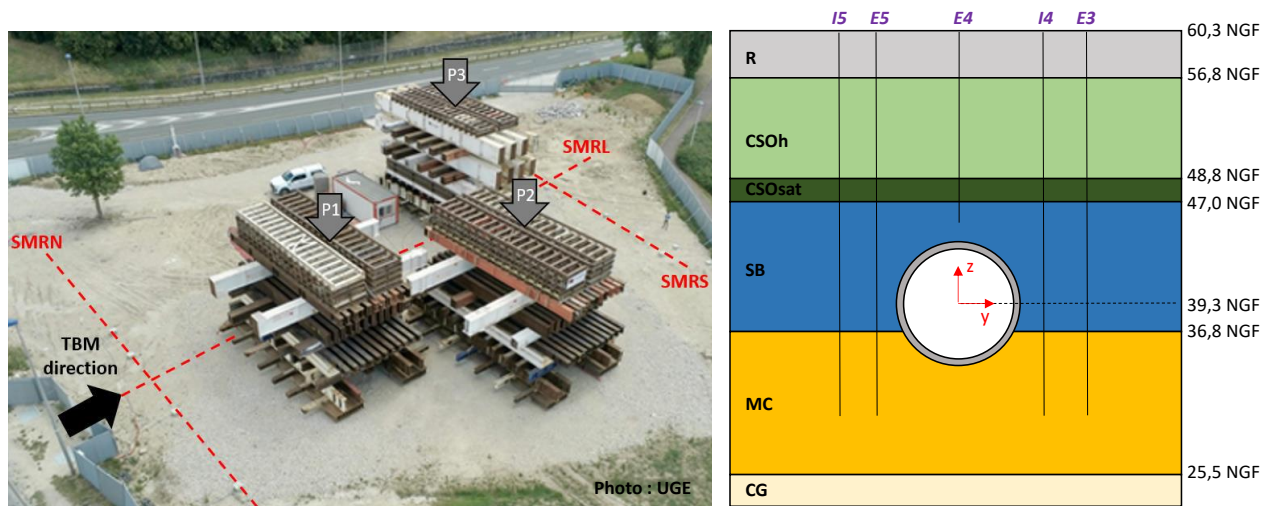


Figure 5. (a) Vue en plan ; (b) Coupe transversale de la section étudiée (SMRS).

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 $c' / \gamma D = 0,05$ 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/m ³)	K_0 (-)	E_{50}^{ref} (MPa)	E_{ur}^{ref} (MPa)	p_{ref} (kPa)	ν (-)	c' (kPa)	φ' (°)	ψ (°)	R_f (-)	m (-)
R	19	0,5	102	307	17	0,3	0	28	-2	0,95	0,5
CSO humides	18		180	541	71		10				
CSO saturés	8		327	982	111		ou 20	33	3		
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.

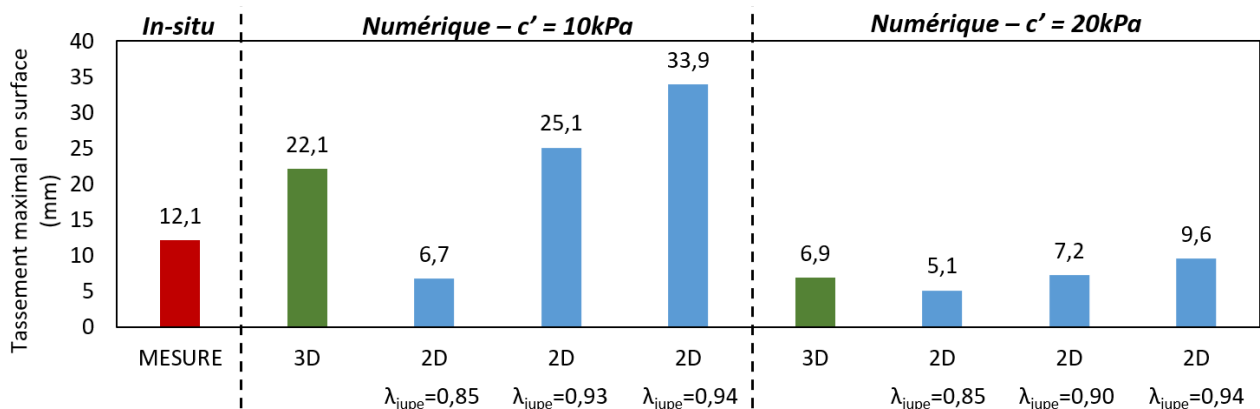


Figure 6. Amplitude du tassement maximal en surface issu des modélisations numériques de la section SMRS du projet TULIP.

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.