

VIADUCS SUD-EST DE LA 3^{ème} LIGNE DU METRO DE TOULOUSE : COMPORTEMENT DES PIEUX DANS LA MOLASSE TOULOUSAINNE

SOUTH-EAST VIADUCT OF THE 3rd LINE OF THE TOULOUSE METRO: PILE BEHAVIOR IN THE MOLASSE TOULOUSAINNE

Fabien SZYMKIEWICZ¹, Charlotte COCHEZ², Jean-Yves de LAMBALLERIE³, Carlos MINATCHY¹, Olivier GIVET², Marie LAFON³

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 calcaireux 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^e 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	PI* (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

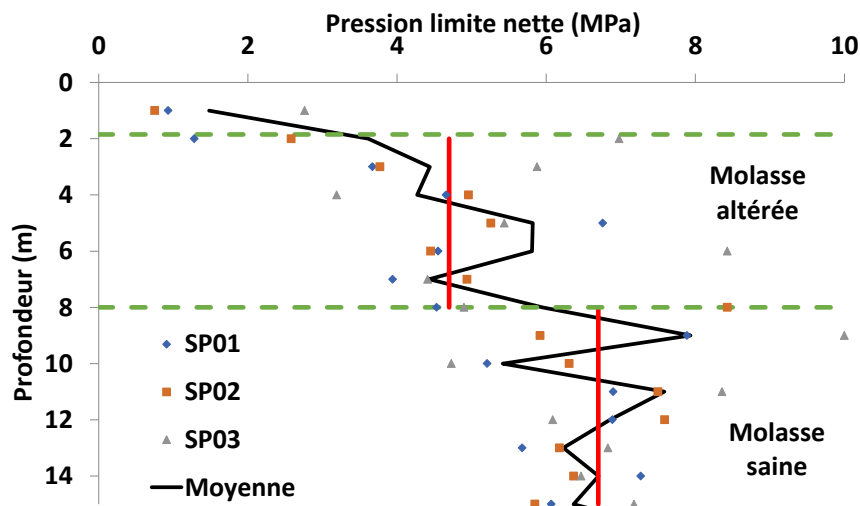


Figure 1. Coupe géotechnique retenue pour le site

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)	PI* (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.

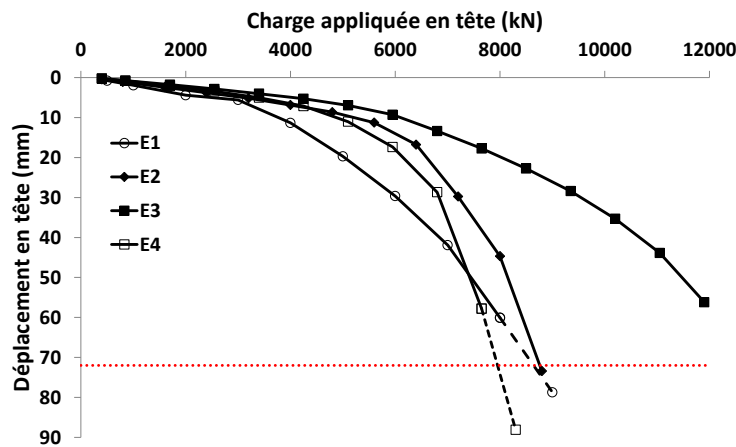


Figure 2. Courbes charge appliquée – enfoncement de la tête du pieu pour chacun des 4 pieux

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.

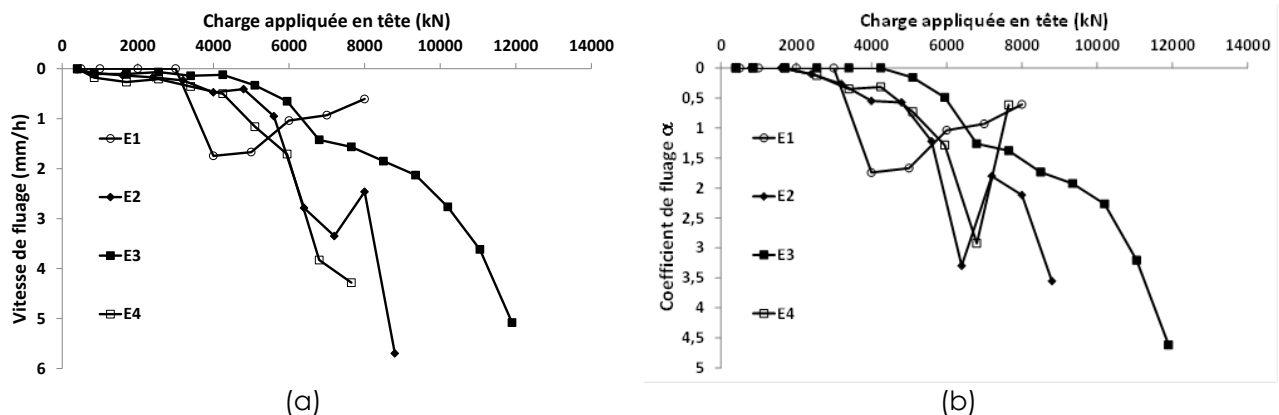


Figure 3. vitesses de fluage (a) et coefficients de fluage α (b) pour les quatre pieux

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 Gianceselli, 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.

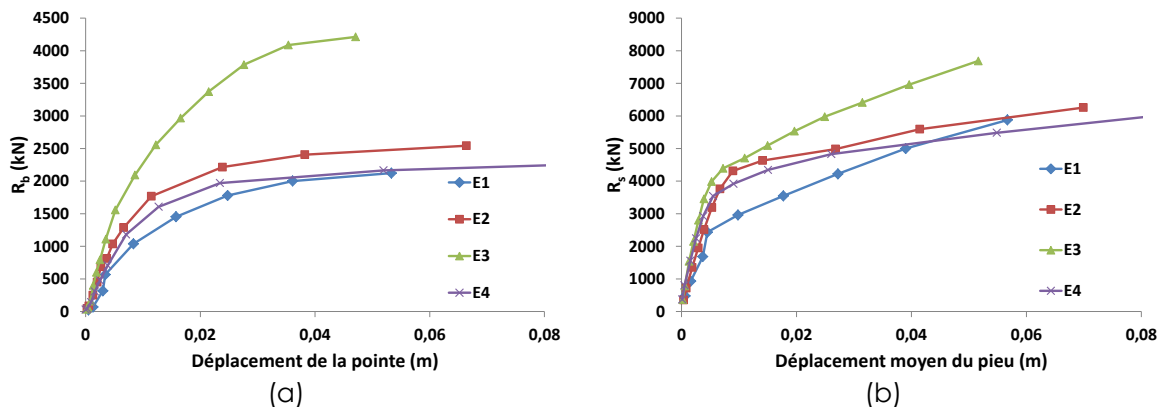


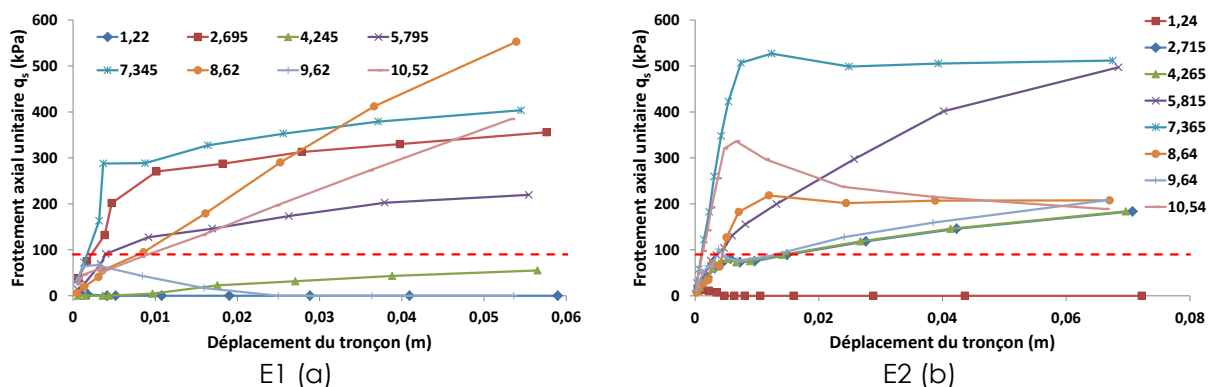
Figure 4. Courbes de mobilisation de la résistance de pointe (a) et de frottement (b) des quatre pieux, d'après les mesures des capteurs à cordes vibrantes

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.



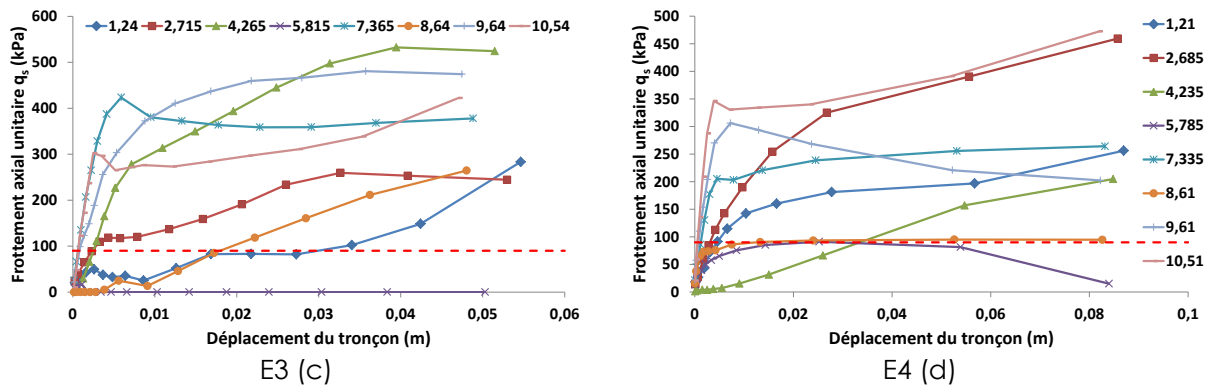


Figure 5. Courbes de mobilisation du frottement axial pour les quatre pieux d'après les mesures des capteurs à cordes vibrantes

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.

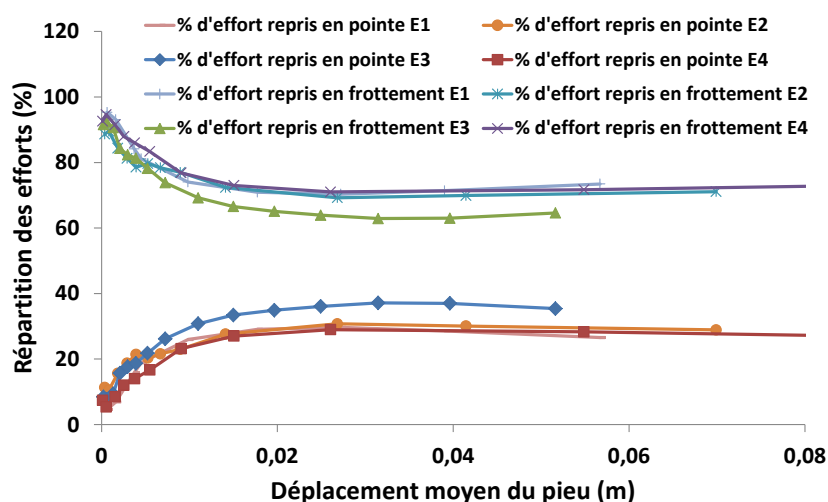


Figure 6. Répartitions des efforts en pointe et en frottement au cours des essais pour les quatre pieux

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 considérer 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.

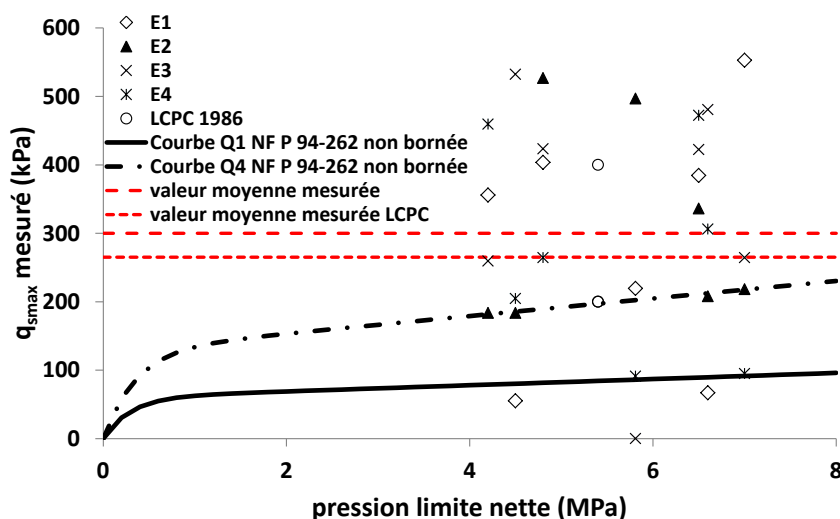


Figure 8. Frottement axiaux unitaires mesurés en fonction de la pression limite nette correspondante

Tableau 3. Résistances et k_p mesurés et théoriques calculés avec les hypothèses retenues

	E1	E2	E3	E4	Marne (NF P 94-262)	$q_s = 265 \text{ kPa}$ et $k_p = 0,9$
$R_{c; \text{mes}} \text{ (kN)}$	8500	8800	> 11900	8000	8612	8410
$R_{s; \text{mes}} \text{ (kN)}$	5877	6257	> 7687	6053	4247	5955
$R_{b; \text{mes}} \text{ (kN)}$	2123	2543	> 4213	2247	4365	2455
k_p	0,78	0,93	> 1,48	0,82	1,6	0,9
$R_{c; \text{cr; mes}} \text{ (kN)}$	?	5500	> 6500	5500	5155	5396
$R_{c; \text{cr; exp}} \text{ (kN)}$	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., Gianceselli 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., Gianceselli, 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.