

MODELISATION NUMERIQUE PAR ELEMENTS FINIS DE L'IMPACT DU PASSAGE D'UN TUNNELIER SUR DES FONDATIONS PROFONDES

FINITE ELEMENTS ANALYSIS OF THE IMPACT OF TUNNELING ON DEEP FOUNDATIONS

Wassim MOHAMAD¹, Manuela Paule NJANKA NDIZEU¹, Emmanuel BOURGEOIS¹, Alain LE KOUBY¹

¹ *Univ Gustave Eiffel, IFSTTAR, F-77454 Marne-la-Vallée, France*

RÉSUMÉ – Afin de quantifier l'effet de la construction d'un tunnel sur des fondations profondes existantes, une analyse numérique d'un cas réel a été élaborée avec le logiciel de calcul par éléments finis CESAR-LCPC. On a proposé un phasage de calcul en déformation plane, en utilisant la méthode convergence-confinement. Les déplacements du sol et les efforts axiaux dans le pieu ont été comparés et on en tire des préconisations pour la modélisation numérique de ce type de configuration.

ABSTRACT – In order to better understand the effect of tunnelling on pile foundations, a numerical analysis of a real case study was conducted using the Finite Element software CESAR-LCPC. The convergence-confinement concept was adopted to carry out plane strain simulation of the construction process. Soil displacements and normal forces in the pile were compared and some interpretations were deduced for future numerical analysis.

1. Introduction

Un des problèmes majeurs de la construction des tunnels en zones urbaines est l'évaluation des effets du creusement sur les ouvrages existants, en surface et en profondeur. Si l'analyse des tassements induits à la surface du massif de sol a fait l'objet de très nombreux travaux, l'effet du creusement sur des fondations profondes est moins bien cerné. L'excavation des tunnels induit des variations des champs de contraintes et de déplacements dans le terrain encaissant et peut modifier les efforts dans les fondations existantes, en particulier les pieux. Il est donc nécessaire de prévoir dans quelle mesure ces changements affectent le comportement du pieu lors du passage du tunnelier, et de s'assurer qu'ils ne réduisent pas sa capacité portante et n'induisent pas des efforts inacceptables dans le pieu. Malgré les études déjà réalisées sur ce sujet, l'interaction sol-pieu-tunnelier reste difficile à anticiper de manière précise.

Selon le terrain rencontré, l'excavation peut se faire en mode ouvert ou fermé. Le creusement par tunnelier (mode fermé) est le plus adopté dans les terrains à faible résistance. En général, l'excavation engendre des mouvements tridimensionnels qui se manifestent en 2D par des cuvettes des tassements transversaux et longitudinaux. (Peck, 1969) a modélisé le tassement transversal par une courbe gaussienne, avec une valeur maximale au-dessus de l'axe de tunnel. La majorité des déformations se produit au front de taille et pendant l'injection de mortier de bourrage (Clough & Leca, 1993).

Kaalberg et al. (2005) ont étudié l'effet de la construction des tunnels sur des pieux avoisinants. Les résultats montrent trois zones de tassement relatif au niveau de l'interface sol-pieu, en fonction de la position de la pointe du pieu par rapport au tunnel. A proximité du tunnel, le pieu tasse plus que le sol ; pour un pieu éloigné de l'axe du tunnel, ce phénomène est inversé.

(Dias & Bezuijen, 2015) considèrent que le pieu se déplace comme un corps rigide, et ne suit donc pas le déplacement vertical du sol qui varie en fonction de la profondeur. Quand le pieu tasse plus que le sol, il apparaît un frottement positif (l'effort axial le long du

pieu diminue quand la profondeur augmente) ; quand le pieu tasse moins que le sol, on assiste au développement d'un frottement négatif (l'effort axial le long du pieu augmente quand la profondeur augmente). Ces variations peuvent être ajoutées aux efforts axiaux initiaux afin de vérifier si la capacité portante ultime du pieu n'est pas atteinte, en fonction de la contrainte de cisaillement pouvant se développer à l'interface pieu-sol.

Le creusement au tunnelier peut également faire apparaître, dans les pieux, des moments longitudinaux et transversaux. Les moments longitudinaux sont généralement très grands comparés aux moments transversaux mais restent négligeables devant la résistance à la flexion du pieu (Selemetas, 2005).

Peu d'expérimentations à échelle réelle ont été réalisées. Les informations recueillies vérifient l'hypothèse que les pieux situés à proximité du tunnel sont les plus influencés par le passage de tunnelier. Un phasage de déformation est ainsi observé : par exemple, l'arrivée du tunnelier (à l'avant du front) aboutit à l'augmentation de la charge axiale en partie basse du pieu. Le passage de la jupe fait diminuer l'effort axial ; enfin, l'injection de mortier de bourrage fait augmenter l'effort axial. A long terme, le fluage perturbe de nouveau les efforts internes (Selemetas, 2005). L'allure finale de la perturbation du chargement axial varie selon la position du pieu. Ceux qui sont dans l'axe du tunnel subissent une réduction générale de la charge axiale sur leur longueur, tandis que ceux éloignés de l'axe subissent une augmentation de la charge axiale. La réduction de l'effort en pointe quant à elle contribue à une forte mobilisation du frottement latéral qui doit rester dans les limites admissibles.

Cette communication a pour objectif de contribuer à la compréhension des mécanismes résultant du creusement au tunnelier à proximité des pieux, en se basant sur les résultats d'une expérimentation en vraie grandeur décrite dans la littérature. Des calculs numériques ont été réalisés afin de tenter de reproduire l'effet du passage d'un tunnelier sous un pieu instrumenté, dans le cadre du projet CTRL (Channel Tunnel Rail Link) au début des années 2000. Le processus de creusement est modélisé en déformation plane avec le logiciel de calcul par éléments finis CESAR-LCPC. La méthode convergence-confinement est utilisée pour simuler le phasage du creusement au tunnelier. Les résultats sont ensuite comparés avec les données expérimentales et on en tire des conclusions pratiques pour la modélisation numérique.

2. Hypothèses de modélisation

2.1 Cas d'étude

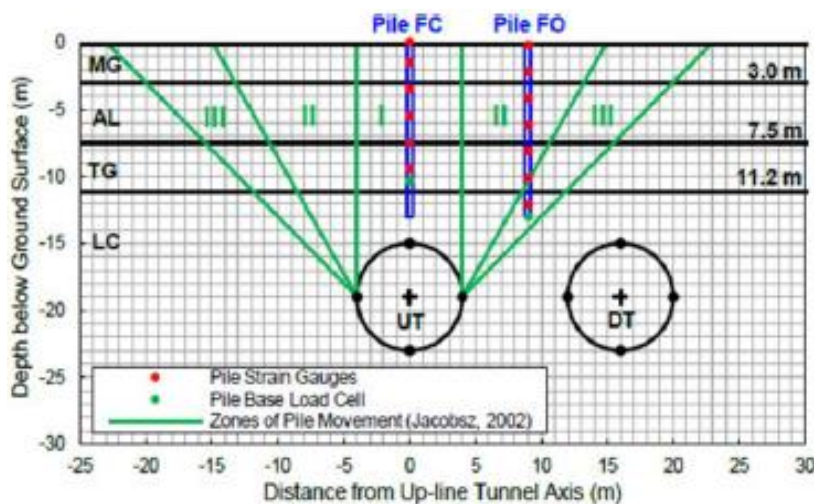
Une expérimentation en vraie grandeur a été réalisée dans le but de mieux comprendre la réponse des pieux isolés au creusement au tunnelier. Les travaux ont eu lieu à Dagenham, Essex, lors de la construction de la ligne ferroviaire CTRL du tunnel sous la Manche, reliant la gare de St. Pancras à Londres au tunnel sous la Manche (Selemetas, 2005).

Le projet comportait deux tunnels de 8 m de diamètre, appelés UT et DT (Upward Tunnel et Downward Tunnel). L'étude comporte l'installation, le chargement et la surveillance des quatre pieux instrumentés (FC, FO, BC et BO) (Figure 1) à proximité des tunnels, et la comparaison de leur réponse avec le comportement du terrain environnant. Les pieux FC et BC se situent dans l'axe de tunnel UT et les pieux FO et BO sont à 9 m de son axe. On ne s'intéresse qu'au pieu FC situé au-dessus de l'axe du premier tunnel UT. Les axes des deux tunnels étaient à 18,9 m de profondeur et espacés de 16 m. Le terrain comprend 2 à 3 m de remblai (sable limoneux argileux) recouvrant une couche d'Alluvions de 5 m, principalement en argile. En dessous de ces deux couches, se trouvent 3,7 m de Sables et graviers (terrain sableux) et 15 m d'argile de Londres (argile sableuse).

Les pieux sont équipés par des jauges de déformation sur toute leur longueur, des capteurs à la base pour le calcul de la charge en pointe et des inclinomètres pour le calcul de la déflexion.

Les déplacements sont représentés selon les trois axes orthogonaux : la direction transversale x, longitudinale y et z en profondeur. Les valeurs positives du tassement w correspondent à un soulèvement. Les déplacements horizontaux u vers le tunnel, dans la direction transversale, ont été pris positifs à gauche du tunnel. Le déplacement horizontal longitudinal est positif dans la direction du creusement et les déformations sont positives en extension.

La géologie du site est caractérisée par la présence de quatre couches principales dont les caractéristiques sont présentées dans le Tableau 1 ci-dessous (z' représente la profondeur par rapport au sommet de la couche courante).



| Propriété | Tunnel | Pieu |
|-------------------------------|---------|------|
| γ (kN/m ³) | 25 | 25 |
| E (GPa) | 35 | 25 |
| ν | 0,3 | 0,3 |
| Chargement pieu | 240 kN | |
| Capacité portante R_c | 696 kN | |
| Pression au front | 200 kPa | |
| Pression d'injection | 160 kPa | |

(a)

(b)

Figure 1. (a) coupe transversale montrant les 2 pieux FC et FO et les 2 tunnels UT et DT
(b) caractéristiques du tunnel UT et du pieu FC (Selemetas, 2005)

Tableau 1. paramètres géotechniques du site (Selemetas, 2005)

| Matériaux | Profondeur | γ | E | ν | c | φ' |
|-----------------------------|------------|-------------------|------------|-------|-------------------|------------|
| Unité | m | kN/m ³ | MPa | - | kN/m ² | deg |
| Sol reconstitué MG | 0-2.5 | 18 | 6 | 0.2 | 0 | 20 |
| Alluvion AL | 2.5-7.5 | 15 | 8 | 0.2 | 20 | 20 |
| Sable + grave TG | 7.5-11.2 | 20 | $24+3.5z'$ | 0.2 | 0 | 36 |
| Argile de Londres LC | 11.2-24.5 | 19 | 43.2 | 0.2 | $60+10z'$ | 20 |

2.2 Configuration choisie

La présente étude est axée sur la réponse du pieu FC lors du passage du tunnel ascendant UT (Figure 1).

Le comportement des couches supérieures du sol est décrit par une loi élastique parfaitement plastique suivant le critère de Mohr-Coulomb, avec les paramètres du tableau 1. On adopte le même modèle de comportement pour la couche de mortier de bourrage, avec $\gamma = 14$ kN/m³ ; $E = 0,5$ MPa ; $\nu = 0,2$; $c = 0$; $\varphi = 5$ degrés.

L'argile de Londres est modélisée par un modèle avec écouissage (Hardening Soil Model). Le revêtement du tunnel est supposé élastique linéaire.

La réponse d'un pieu est principalement influencée par sa position par rapport au tunnel. Une nomenclature spécifique des distances tunnel-pieu est représentée dans la Figure 2. Les distances (en m) relatives au pieu FC sont présentées dans le Tableau 2.

Z_t: Profondeur de l'axe du tunnel
 D_t: Diamètre extérieur du tunnel
 Z_p: Longueur du pieu

D_p: diamètre du pieu
 L_t: Distance transversale entre la pointe du pieu et l'axe du tunnel
 L_l: Distance latérale entre l'axe du pieu et l'axe du tunnel
 y: Avancement du tunnelier

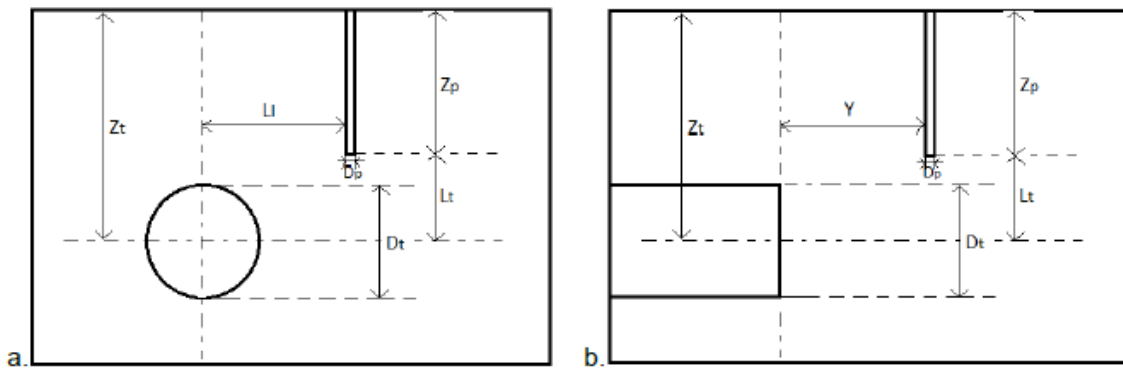


Figure 2 nomenclature des distances tunnel-pieu (a) coupe transversale (b) coupe longitudinale (Selemetas, 2005)

Tableau 2. paramètres géométriques décrivant la position relative du pieu et du tunnel

| Z _t | D _t intérieur | Z _p | D _p | L _t | L _l |
|----------------|--------------------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| 18,9 | 8 | 13 | 0,48 | 5,9 | 0 |

Le revêtement en béton armé a une épaisseur de 40 cm et la couche de mortier d'injection 20 cm. A cause de la symétrie du problème, seule la moitié de tunnel est modélisée. La modélisation est faite en déformation plane dans la section transversale au tunnel, en utilisant la méthode convergence-confinement.

Deux modèles ont été étudiés, le modèle 1 pour le terrain vierge et le modèle 2 en présence de pieu. Afin de simuler au mieux l'action du tunnelier, la modélisation du creusement a été faite en plusieurs phases, qui sont, pour le modèle 1:

- **Phase 1** : initialisation des contraintes, supposées géostatiques
- **Phase 2** : simulation du creusement par désactivation des éléments excavés et application d'un taux de déconfinement $\lambda_d = 0.3$ en paroi
- **Phase 3** : application sur le contour de la zone excavée d'une pression équivalente à la pression des terres devant la roue de coupe du tunnelier. La pression exercée au front correspond à un effort dans la direction longitudinale ; elle est égale à $200kPa$ à la profondeur de l'axe avec un gradient de $19kPa/m$. Dans le modèle en section transversale, cette pression est multipliée par un coefficient pris égal à 0.4
- **Phase 4** : activation du revêtement et de la couche de mortier, application de leur poids propre et finalisation du déconfinement (taux de déconfinement complémentaire $\lambda_d = 0.7$)
- **Phase 5** : modélisation de l'injection du mortier de bourrage par application d'une contrainte de gonflement isotrope égale à $160kPa$

Dans le modèle 2, on a ajouté une phase supplémentaire entre les phases 1 et 2, qui correspond à la mise en place du pieu FC et l'application du chargement en tête.

Le maillage comporte 5000 nœuds et 2500 éléments, plus petits à proximité du tunnel.

3. Analyse des résultats

3.1 Réponse du terrain vierge

La Figure 3(a) compare la cuvette de tassement en surface obtenue numériquement avec les valeurs mesurées. La Figure 3(b) montre le déplacement vertical du sol en fonction de la profondeur, au-dessus de l'axe du tunnel, au front et après l'injection de mortier de bourrage. Qualitativement, les mesures et les calculs montrent un soulèvement du sol en profondeur et des tassements en surface. C'est la pression d'injection appliquée sur la paroi qui permet d'obtenir des soulèvements en profondeur ; l'effet du déconfinement seul donnerait plutôt un tassement en clé, plus grand que celui obtenu en surface. Cependant, quantitativement, les valeurs de soulèvement données par le calcul sont différentes des observations. D'autre part, les déplacements en surface ne restent comparables que pour une colonne de sol située directement au-dessus du tunnel. Hors de ce rayon, le modèle s'éloigne complètement de la réalité, en particulier pour la phase d'injection. Ceci marque les limites de la résolution du problème en déformation plane et remet en question la méthode utilisée pour la représentation de l'action du tunnelier ; en particulier le gonflement uniforme de la couche de mortier semble être la cause principale des soulèvements excessifs en surface.

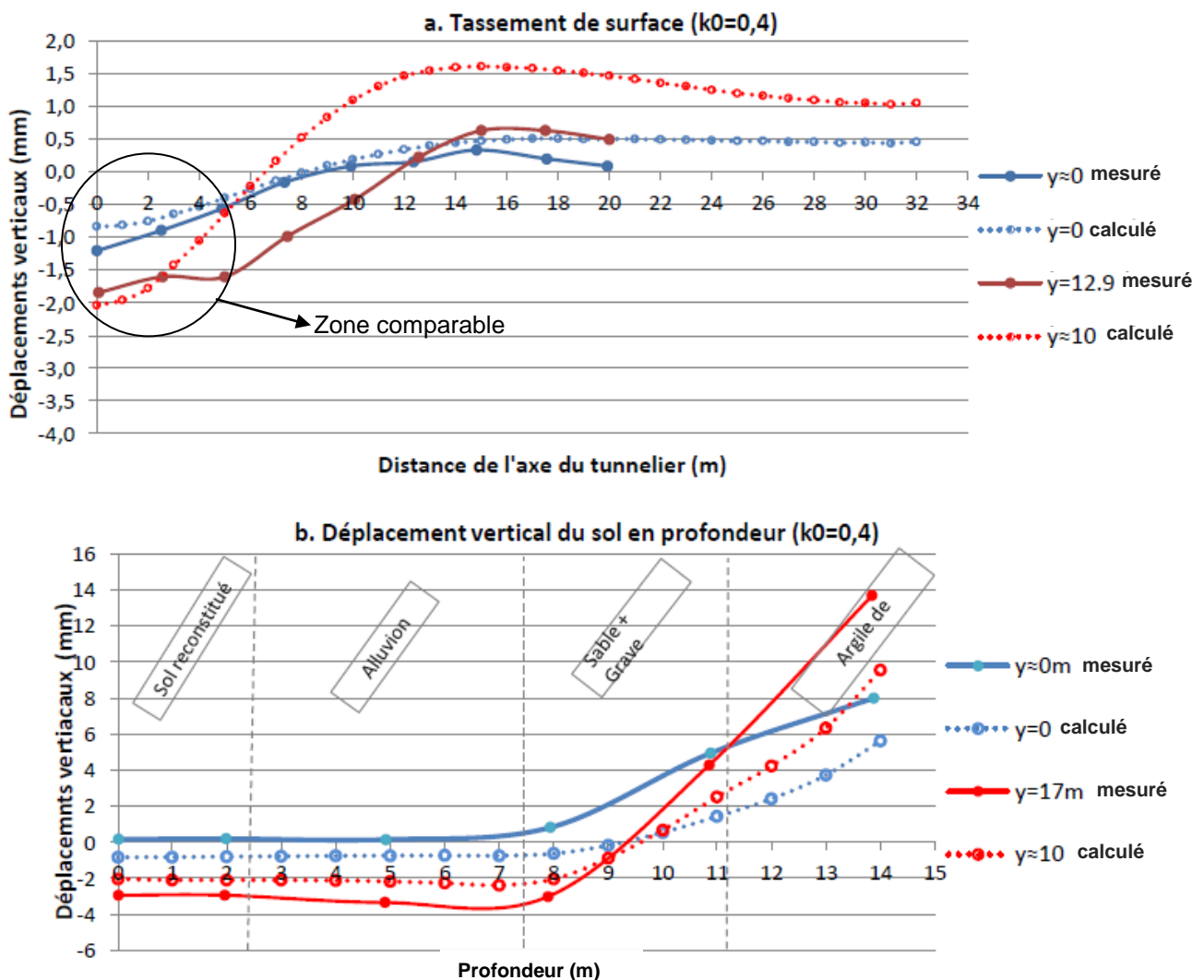


Figure 3. (a) cuvette de tassement en surface (b) tassement en profondeur (pour deux distances entre le front de taille et le pieu)

La littérature propose plusieurs options pour le choix du coefficient des terres au repos K_0 . Ce paramètre a une influence marquée sur les résultats de calcul, parce qu'il est directement lié à la valeur des forces de déconfinement dans le modèle en section transversale. Le calcul élastique classique pour un massif homogène pesant linéaire semi-infini à surface horizontale $K_0 = 1/(1 - \nu)$ et la formule approchée de Jaky $K_0 = 1 - \sin\varphi$ donnent respectivement les valeurs de 0,25 et 0,67. Pour ces deux valeurs, le calcul donne des résultats très différents de la réalité. Une étude paramétrique a été réalisée sur ce paramètre et la valeur de 0.4 a été retenue comme optimale.

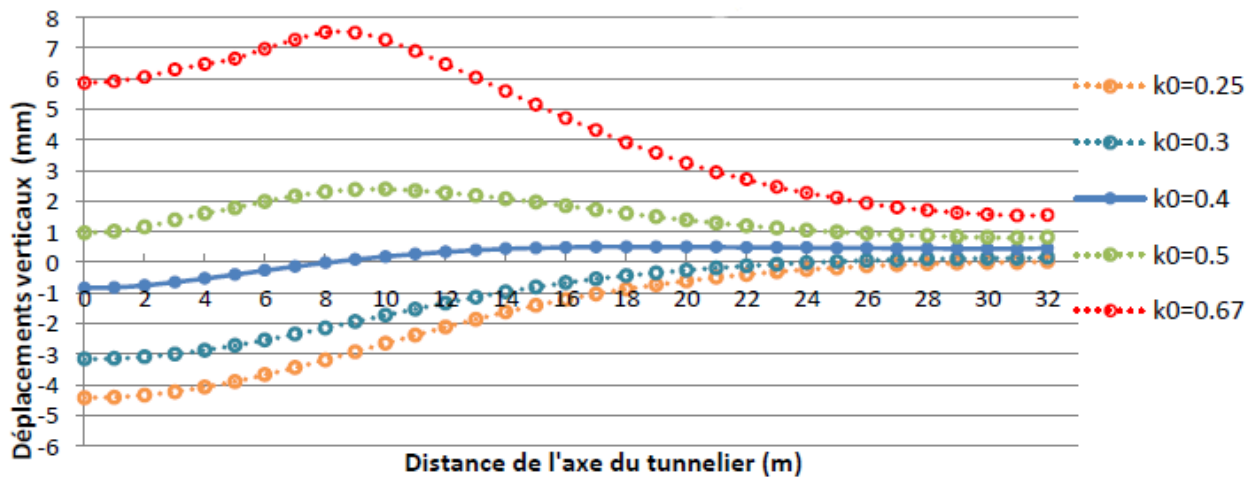


Figure 4 Influence de K_0 sur la réponse du sol au front de taille

3.2 Réponse du pieu

La réponse du pieu est gouvernée par le comportement de l'interface entre ce dernier et le sol. Le logiciel CESAR-2D permet la représentation de l'interface de deux manières : l'utilisation d'éléments d'interface (sans épaisseur) ou d'éléments de massif classiques. Dans cette communication, on a utilisé une couche d'élément de massif avec un modèle élasto-plastique de Mohr-Coulomb, et les propriétés présentées dans le Tableau 3.

Tableau 3. Propriétés des interfaces sol-pieu

| Interface | Profondeur | γ | E | ν | c | φ' |
|----------------------|------------|-------------------|------|-------|-----|------------|
| Unité | m | kN/m ³ | MPa | - | kPa | deg |
| sol reconstitué MG | 0-2,5 | 18 | 6 | 0,2 | 1 | 20 |
| alluvions AL | 2,5-7,5 | 15 | 8 | 0,2 | 20 | 20 |
| sable et gravier TG | 7,5-11,2 | 20 | 30,5 | 0,2 | 5 | 36 |
| argile de Londres LC | 11,2-24,5 | 19 | 43,2 | 0,2 | 70 | 25 |

La Figure 5 représente la distribution de la charge axiale le long du pieu suite à l'application d'une charge d'exploitation de 240 kN en tête (soit 120 kN pour le demi-pieu modélisé). Le calcul a produit une distribution de la charge axiale proche des mesures en partie haute : le frottement est en majeure partie développé dans les couches de sable et d'argile en profondeur. L'effort axial est surestimé par le calcul dans la partie basse du pieu. Notons que la cage du pieu FC était installée jusqu'à une profondeur de 10.3 m au lieu de 13 m. Le dernier point de mesure correspond à une profondeur de 9.4 m.

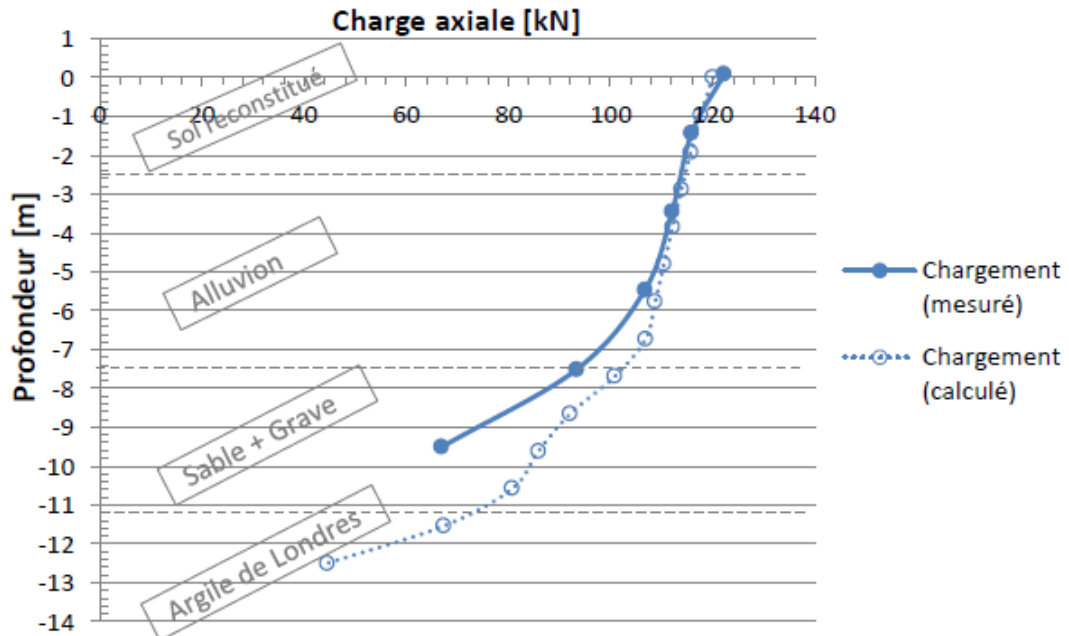


Figure 5. Distribution de la charge axiale suite au chargement

La figure 6a représente la redistribution de la charge axiale lorsque le tunnelier passe sous le pieu. Cette redistribution est gouvernée par le tassement relatif entre le sol et le pieu. Les mesures montrent une annulation progressive du frottement et la mobilisation de frottements négatifs dans la partie supérieure du pieu, due au fait que dans la partie supérieure, le pieu tasse moins que le sol tandis que dans la partie inférieure c'est le contraire qui se produit. Le déplacement du pieu est intermédiaire entre ceux du sol en surface et en profondeur. Le calcul ne permet pas de reproduire correctement la redistribution des efforts. D'autre part, les mesures montrent que le pieu se déplace comme un corps rigide durant les différentes phases de la construction ; le calcul reproduit bien cet aspect des résultats. Mais le tassement calculé était de 2.4 mm lors du passage du front sous le pieu, alors que la valeur réelle est moins de 1 mm (figure 6b).

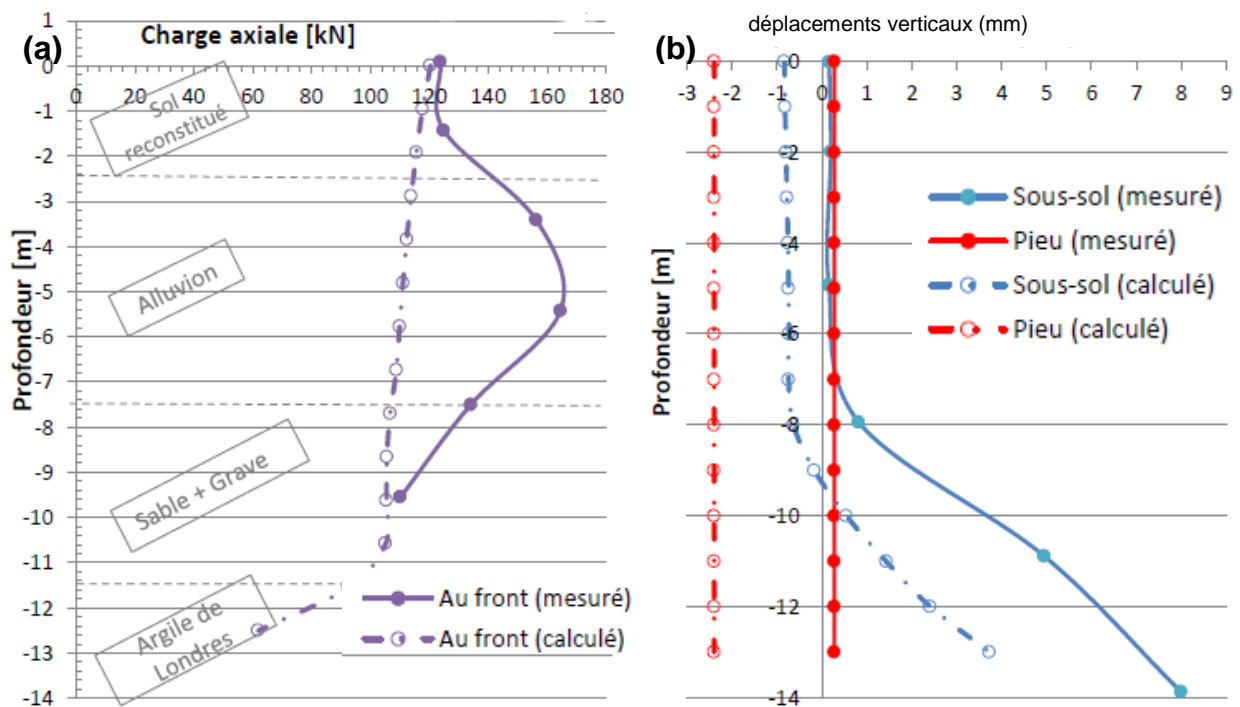


Figure 6. (a) redistribution de la charge axiale le long du pieu quand le tunnelier passe sous le pieu (b) tassements du pieu et du sol en profondeur

4. Conclusions

L'objectif de ce travail était de proposer une première approche pour représenter, à l'aide du logiciel de calcul par éléments finis CESAR-LCPC, la réponse d'un pieu lors du passage d'un tunnelier.

D'après la littérature, l'influence du creusement sur les pieux dépend fortement de leur position par rapport au tunnel. Les pieux situés au-dessus du tunnel sont plus influencés par l'action du tunnelier (pression au front, passage de la jupe et injection du mortier de bourrage), comparé à ceux situés loin de tunnel qui ont une réponse monotone avec l'avancement du tunnelier. Cette influence est caractérisée par une redistribution de la charge axiale le long de pieu pouvant conduire à une augmentation de la charge initiale pouvant aller jusqu'à 30% de sa capacité portante. Cette redistribution peut aussi conduire à la diminution des frottements le long du pieu, voir au développement du frottement négatif. Dans les cas documentés, les moments développés restent négligeables devant la résistance en flexion du pieu.

La modélisation sur CESAR a été faite en section plane transversale, avec un modèle de sol simple. Elle a permis de représenter, qualitativement, le soulèvement du sol proche de la clé du tunnel et le tassement en surface conséquence de l'action du tunnelier. Cependant, les résultats numériques diffèrent quantitativement des mesures. Pour la réponse à l'injection, le modèle ne donne des résultats corrects que pour la colonne de sol au-dessus du tunnel. D'autre part, le calcul surestime les tassements, l'augmentation de la charge axiale a été sous-estimée et on n'a pas pu reproduire un frottement négatif, contrairement aux mesures.

Différentes hypothèses de modélisation peuvent être remises en cause pour améliorer la représentativité des calculs :

- la modélisation de l'effet des injections a une influence directe sur les tassements : on pourrait l'améliorer (par exemple en prenant en compte un gonflement non uniforme de la couche de mortier),
- en déformation plane, le pieu est considéré comme un mur de longueur infinie, ce qui correspond à une approximation très grossière,
- si l'on construit une modélisation tridimensionnelle, on pourra également mieux prendre en compte le processus réel de creusement et l'interaction tunnel/pieu,
- on pourra également revoir le traitement de l'interface sol-pieu, dans le cadre d'une analyse tridimensionnelle.

5. Références bibliographiques

- Clough, G. W., & Leca, E. (1993). EPB Shield Tunneling in Mixed Face Conditions. *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 119, Issue 10, 1640-1656 .
- Dias, T., & Bezuijen, A. (2015). Data analysis of pile tunnel interaction. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 141, No. 12.
- 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*, 1615-1620.
- Peck, R. B. (1969). Deep excavations and tunnelling in soft ground. *7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Mexico City, Mexico, 225-290.
- Selemetas, D. (2005). The response of full-scale piles and piled structures to tunnelling. *Doctoral thesis – University of Cambridge*. 277p.