

# IMPACT DES TUNNELIERS SUR DES FONDATIONS PROFONDES : MODÉLISATION NUMÉRIQUE 3D D'ESSAIS RÉALISÉS SUR MODÈLE RÉDUIT

## **IMPACT OF TUNNEL BORING MACHINES ON PILES: 3D NUMERICAL MODELLING OF TRIALS CARRIED OUT ON A REDUCED-SCALE MODEL**

Agathe MICHALSKI<sup>1</sup>, Nicolas BERTHOZ<sup>1</sup>, Denis BRANQUE<sup>2</sup>, Didier SUBRIN<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Centre d'Études des Tunnels (CETU), Bron, France

<sup>2</sup> Université de Lyon, LTDS – UMR CNRS 5513, Ecole Nationale des Travaux Publics de l'Etat (ENTPE), Vaulx-en-Velin, France

**RÉSUMÉ** – Un modèle numérique 3D consacré à l'étude et l'analyse de l'impact d'un tunnelier sur une fondation profonde est présenté. Celui-ci est construit et validé sur la base d'essais réalisés en laboratoire sur le modèle réduit de tunnelier à pression de terre de l'ENTPE (Bel, 2018).

**ABSTRACT** – A 3D numerical model dedicated to the study and the analysis of the impact of a tunnel boring machine on a pile is presented. It is based and validated on tests carried out in laboratory on the ENTPE reduced-scale machine (Bel, 2018).

### 1 Introduction

A l'instar d'autres projets souterrains de transports en commun dans le monde, les tunneliers réalisant le Grand Paris Express passent à proximité immédiate de très nombreux avoisinants (bâtiments ou ouvrages). Ces projets en zone urbaine sont souvent caractérisés par des terrains alluvionnaires, meubles et aquifères. Un grand nombre de constructions est par conséquent fondé sur des pieux. Afin de limiter les dommages générés par les travaux, une bonne prévision de l'impact du creusement au tunnelier à front pressurisé sur les fondations profondes est par conséquent nécessaire.

Plusieurs auteurs ont étudié cette problématique via différentes approches complémentaires : des expérimentations en vraie grandeur (par exemple Selemetas & Standing (2013)), des modélisations physiques (par exemple Jacobsz *et al* (2004)), des approches analytiques (par exemple Zhang *et al* (2018)), des modélisations numériques (par exemple Nematollahi & Dias (2019)).

Ces différentes approches ont permis de mieux comprendre les phénomènes en jeu, mais n'ont à ce jour pas permis d'arriver à la démarche prédictive souhaitée. Trois verrous scientifiques en sont la cause : (i) le caractère tridimensionnel du problème d'interaction tunnelier / sol / pieu, (ii) les multiples sources de déplacements existant autour du tunnelier, (iii) le comportement non linéaire de l'interaction sol / pieu. Des modèles complexes et de nombreuses données expérimentales pour les caler s'avèrent ainsi nécessaires. En attendant, une marge d'optimisation des projets existe à travers une relaxation des contraintes techniques (diminution de la distance pieux / tunnel minimale acceptable) et / ou une diminution de la provision financière associée aux dommages qui pourraient être générés par le creusement.

Le Laboratoire de Tribologie et de Dynamique des Systèmes de l'Ecole Nationale des Travaux Publics de l'Etat et le Centre d'Études des Tunnels étudient cette problématique depuis plusieurs années, notamment via des modélisations physiques en laboratoire menées dans le cadre des lois de similitude sur le modèle réduit de tunnelier à pression de terre de l'ENTPE (Bel, 2018 ; Berthoz *et al*, 2018).

La campagne expérimentale réalisée sur ce modèle réduit en présence de fondations profondes (Bel, 2018) est utilisée comme support au développement du modèle numérique en éléments finis (César-LCPC) présenté dans cet article. Une démarche progressive est adoptée. Dans un premier temps, le procédé de modélisation du processus de creusement au tunnelier est calé sur les résultats obtenus en terrain vierge (sans pieu). Dans un second temps, la loi d'interface sol / pieu est calibrée à partir des essais d'enfoncement des pieux. Enfin, le modèle numérique complet (tunnelier / sol / pieu) est construit et ses résultats sont comparés aux résultats expérimentaux.

## 2 Description et calibration du modèle numérique

### 2.1 Géométrie et maillage

Le modèle numérique tridimensionnel complet présente la géométrie du modèle réduit de l'ENTPE (Figure 1). Le diamètre  $D$  du tunnel est égal à 0.55 m, et sa profondeur à l'axe est égale à  $3D$  soit 1.65 m. Dans une optique de réduction du temps de calcul, une symétrie par rapport au plan vertical passant par l'axe du tunnel est supposée. Un pieu de diamètre  $d = 50$  mm, descendant jusqu'au radier du tunnel et distant latéralement de  $1D$  par rapport à l'axe du tunnel est modélisé.

Compte-tenu de la rigidité du caisson contenant le sol, les déplacements normaux aux frontières inférieures et latérales sont imposés nuls. Le sol et le pieu sont modélisés par des éléments volumiques alors que la jupe est composée d'éléments surfaciques.

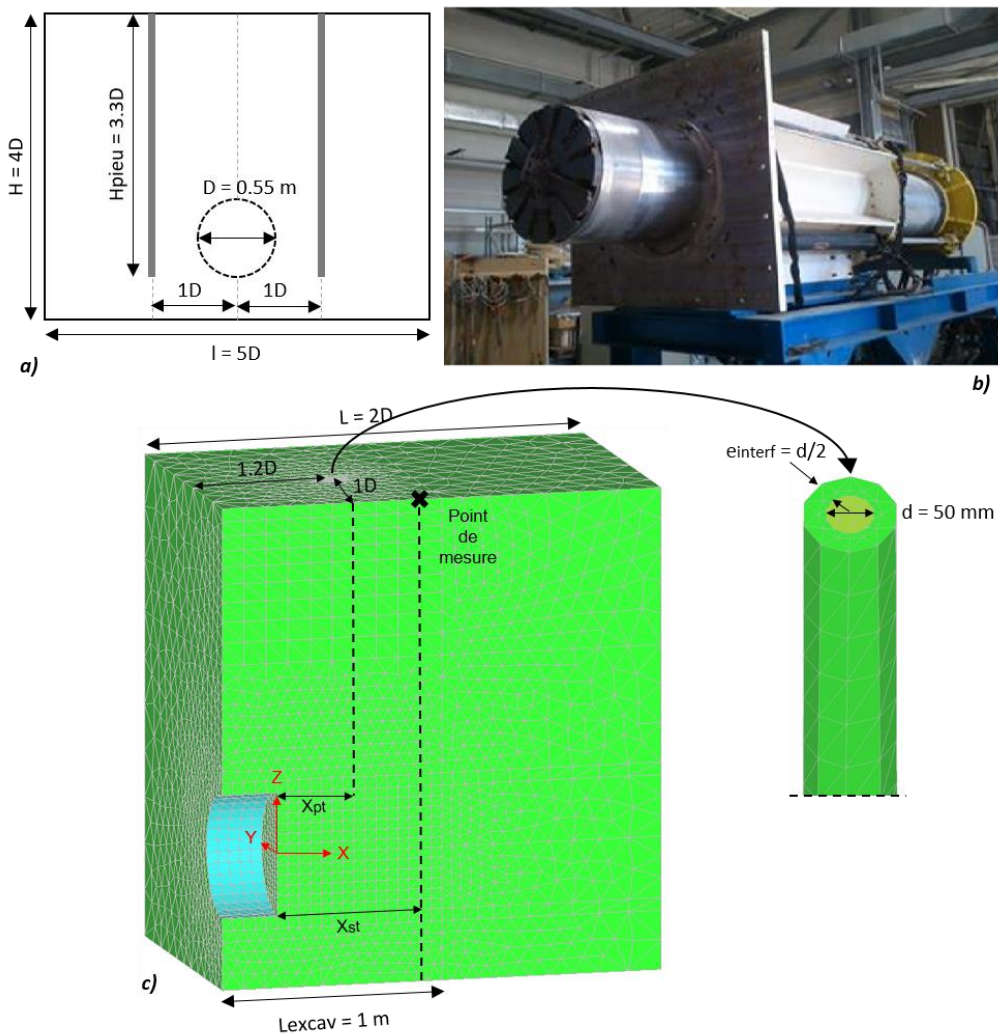


Figure 1 : a) Configuration géométrique de l'essai ; b) Modèle réduit de tunnelier de l'ENTPE (sans le caisson et le sol) ; c) Maillage du modèle numérique et repère (X,Y,Z) de référence.

L'interface sol / pieu est modélisée sous la forme d'une fine couche (épaisseur égale à  $d/2$ ) d'éléments volumiques.

Notons, pour la suite de cet article,  $X_{st}$  la distance relative entre le front de taille et le point du terrain considéré. Cette distance est comptée positive lorsque ce point se situe à l'avant du front de taille.  $X_{pt}$  représente la distance entre le pieu et le front de taille ; elle est positive lorsque le pieu est situé à l'avant du front de taille.

## 2.2 Caractéristiques mécaniques

Les essais de creusement étudiés sur modèle réduit ont été réalisés avec un massif de sol modèle de nature purement frottante, préparé à partir du sable Hostun HN31 pris dans un état sec. Ce sable est mis en place dans un état lâche afin de tendre vers une similitude du comportement volumique (Berthoz *et al*, 2018). Dans le modèle numérique, ce sol est modélisé en utilisant le Hardening Soil Model (HSM). Ce modèle élastoplastique avec écrouissage possède un critère de plasticité limite de Mohr-Coulomb, et deux modules d'Young ( $E_{50}$  pour le premier chargement, et  $E_{ur}$  pour le déchargement / rechargement) évoluant avec la contrainte principale mineure. Les caractéristiques mécaniques retenues sont données dans le Tableau 1. Notons que la valeur de module d'Young de ce sable lâche (de l'ordre de 1 à 5 MPa) présente une incertitude assez importante. Ce paramètre est par conséquent utilisé comme variable de calage du modèle numérique.

La jupe du tunnelier est représentée par un cylindre creux composé d'éléments surfaciques (Tableau 1) élastiques linéaires isotropes, dont le module d'Young ( $E_{jupe}$ ) est un paramètre artificiel utilisé pour reproduire la convergence radiale observée sur le modèle réduit et liée à la contractance du sol sous l'effet des contraintes de cisaillement à l'interface entre la jupe du tunnelier et le sol.

Le pieu utilisé lors des expérimentations est un cylindre creux à base pleine. Numériquement, celui-ci est modélisé sous la forme d'un cylindre plein ayant le même diamètre que le pieu réel. Le module d'Young du pieu ( $E_p$ ) est corrigé afin de conserver sa rigidité en flexion par rapport au cas réel.

Les éléments volumiques modélisant l'interface sol / pieu sont considérés de comportement élastique parfaitement plastique avec un critère de plasticité de Mohr-Coulomb dont l'angle de frottement ( $\phi_{interf}$ ) est un paramètre numérique à caler.

Tableau 1 : Caractéristiques mécaniques

SOL	$\gamma$ [kN.m <sup>-3</sup> ]	$K_0$	$\nu$	$E_{50ref}$ [MPa]	$E_{urref}$ [MPa]	$c'$ [kPa]	$\phi'$ [°]	$\psi$ [°]	$m$	$P_{ref}$ [kPa]	$R_t$
	13.4	0.37	0.28	$E_{sol}$	$3.E_{sol}$	0	39	2	0.5	8	0.9
JUPE	$\gamma$ [kN.m <sup>-3</sup> ]			$E_{jupe}$ [MPa]			$\nu$			$e$ [m]	
	0			$E_{jupe}$			0.15			0.010	
PIEU	$L$ [m]		$d$ [m]		$\gamma$ [kN.m <sup>-3</sup> ]			$E_p$ [GPa]		$\nu$	
	1.83		0.050		0			41.4		0.35	
INTERFACE SOL / PIEU	$E$ [kPa]		$c'$ [kPa]		$\phi_{interf}$ [°]			$\psi$ [°]		$R_t$ [kPa]	
	$E_{sol}$		0		$\phi_{interf}$			0		0	

## 2.3 Phasage des calculs

Les calculs commencent par une phase d'initialisation des contraintes géostatiques. Dans une seconde étape, le pieu et son interface sont activés, et une force axiale égale à 66 daN (charge de service appliquée lors des essais sur modèle réduit) est appliquée en tête de pieu.

Le processus de creusement au tunnelier est ensuite modélisé, dans le cadre d'une approche lagrangienne, sous la forme d'une succession de phases de calcul dans

lesquelles les éléments excavés sont progressivement désactivés. De plus, des conditions aux limites modélisant les pressions exercées par la machine sont imposées aux frontières du modèle (Figure 2). Au front, un déconfinement total ( $\lambda = 1$ ) est imposé ainsi qu'une pression frontale évoluant linéairement avec la profondeur et valant  $P_{f0}$  dans l'axe ( $P_{f0} = [2 ; 4 ; 8] \cdot \sigma_{h0}$  où  $\sigma_{h0}$  est la contrainte horizontale initiale dans l'axe du tunnelier). En paroi de l'anneau N, un déconfinement total ( $\lambda = 1$ ) est imposé ainsi qu'une pression radiale valant  $P_{r,min}$  en clé et  $P_{r,max}$  en radier, afin de prendre en compte l'effet compressif de la roue de coupe, qui se traduit expérimentalement par du refoulement radial. Ces valeurs sont calées à partir des mesures de déplacements radiaux. En paroi de l'anneau N-1, un déconfinement  $\lambda_{rad}$  est modélisé afin de générer la convergence du terrain observée sur le modèle réduit et due aux contraintes de cisaillement à l'interface jupe / sol. Sur les tunneliers réels, cette convergence est due à la surcoupe et à la conicité de la jupe. Le cylindre correspondant à la jupe est ensuite activé au niveau de l'anneau N-2 et un déconfinement total du sol à l'arrière de celle-ci est imposé. Les déplacements de la jupe sont bloqués au niveau du bord du caisson aval car, sur le modèle réduit, le tunnelier est guidé horizontalement dans le sol par le bâti de poussée.

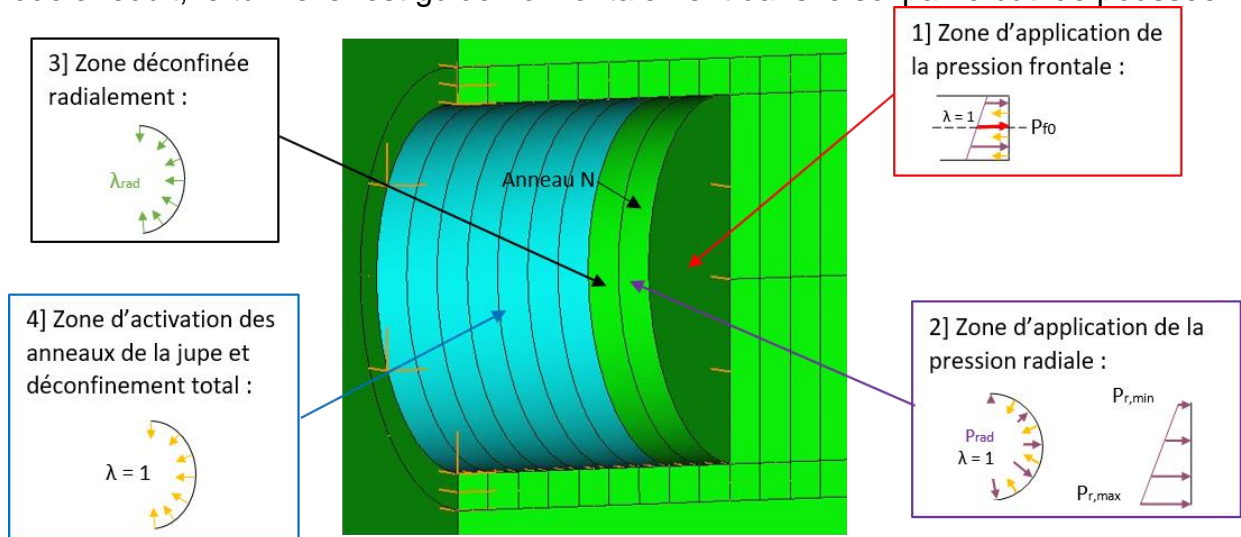


Figure 2 : Procédure de modélisation numérique du creusement

## 2.4 Calage du modèle sur la base des essais de creusement en terrain vierge

Les tassements du sol en surface et les déplacements radiaux du sol autour d'une section courante de tunnel ont été mesurés lors d'essais de creusement « sans pieu » (Bel, 2018 ; Berthoz *et al*, 2018). Cette base de donnée est utilisée pour « valider » la procédure de modélisation du creusement et caler les paramètres non mesurables du modèle ( $P_{r,min}$ ,  $P_{r,max}$ ,  $\lambda_{rad}$ ,  $E_{sol}$ ,  $E_{jupe}$ ). Les valeurs retenues à l'issue du calage sont données dans le Tableau 2.

Tableau 2 : Paramètres retenus à l'issue de l'analyse des essais en terrain vierge

Paramètre	$P_{r,min}$ [kPa]	$P_{r,max}$ [kPa]	$\lambda_{rad}$ [-]	$E_{sol}$ [MPa]	$E_{jupe}$ [MPa]
Valeur retenue	3	170	0.4	1.25	100

La Figure 3a présente les cuvettes transversales de tassements de surface à différentes distances du front de taille ( $X_{st}$ ). L'amplitude calculée des tassements dans l'axe du tunnel (tassement maximal de l'ordre de 1.5 à 2 mm), et l'extension transversale des cuvettes sont en bon accord avec les résultats expérimentaux. Notons que, parmi les paramètres du modèle, le module d'Young du sol  $E_{sol}$  est celui influençant le plus l'amplitude de ces déplacements.

Les profils de déplacements radiaux mesurés en piédroit (Figure 3b), à hauteur d'axe du tunnel et à une distance  $0.1D$  de la jupe, montrent un refoulement du terrain qui débute à environ  $1.5$  à  $2D$  à l'avant du front de taille. Celui-ci est dû à la pression frontale et à l'effet compressif de la roue de coupe (reproduit numériquement via l'application de la pression  $P_{rmax}$ ). Ce refoulement est maximal au passage du front et atteint environ  $2.5$  mm. S'ensuit alors une phase de convergence le long de la jupe, provenant des contraintes de cisaillement se développant à l'interface entre la jupe du tunnelier et le massif de sol. Numériquement, cette convergence est générée par l'application du taux de déconfinement  $\lambda_{rad}$  et par une réduction artificielle du module d'Young de la jupe.

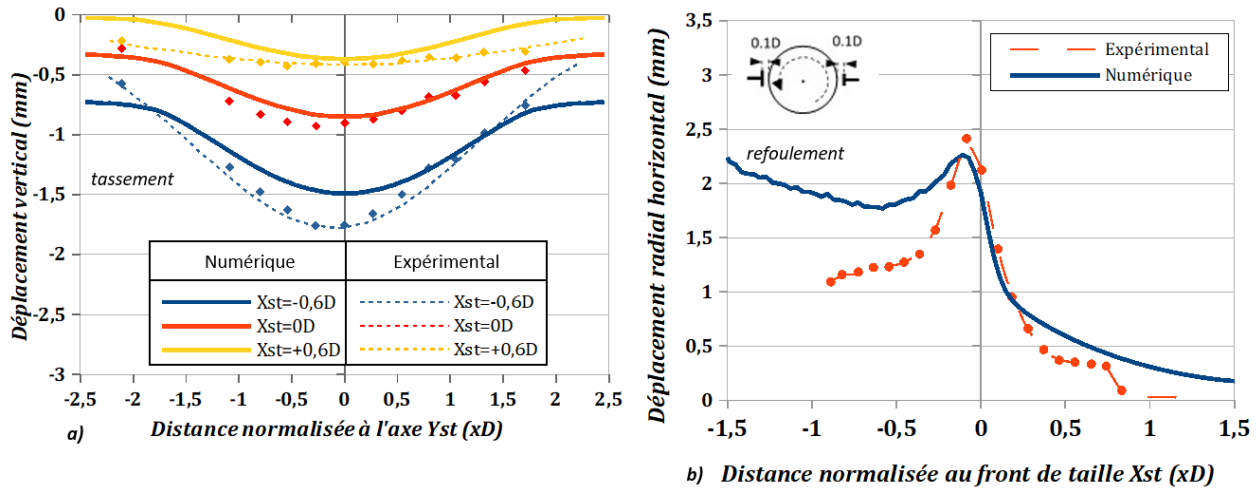


Figure 3 : a) Cuvettes de tassements en surface ; b) Déplacements radiaux à  $0.1D$  du piédroit (cas  $P_{f0} = 4 \cdot \sigma_{h0}$ ).

## 2.5 Calage de la loi d'interface sol / pieu sur la base d'essais de fonçage

L'angle de frottement retenue à l'interface sol / pieu ( $\varphi_{interf} = 20^\circ$ ) est déduit des essais de chargement quasi-statique du pieu réalisés par Bel (2018).

Expérimentalement, les pieux sont dans un premier temps positionnés dans le caisson vide, puis le massif de sol est reconstitué par épandage du sable à partir d'une hauteur de chute nulle. Les pieux sont ensuite foncés sur une longueur de  $50$  mm à une vitesse verticale de  $2$  mm/min à l'aide de vérins pneumatiques afin de mobiliser totalement les efforts de frottement le long du pieu. En fin de fonçage, la charge verticale est progressivement diminuée pour atteindre la charge de service de  $66$  daN, maintenue ensuite constante tout au long de l'essai.

Numériquement, la phase de déchargement n'est pas représentée : le pieu est activé dans le terrain et chargé directement par une force axiale de  $66$  daN.

La Figure 4a montre que le tassement du pieu pour la charge de service ( $66$  daN) est en bon accord avec le résultat expérimental : ceux-ci sont tous deux inférieurs à  $0.5$  mm.

Le frottement latéral à l'interface sol / pieu augmente au cours du chargement et atteint le critère de plasticité sur presque toute la hauteur du pieu pour la charge de service (Figure 4b). Notons que ce frottement dirigé vers le haut est compté positivement ici, conformément à la convention classique considérée en géotechnique, car le pieu tasse plus que le sol.

L'évolution de l'effort axial dans le pieu en fonction de la profondeur est présentée en Figure 4c. Expérimentalement, celui-ci est déduit des mesures de déformations axiales à différentes profondeurs. Deux séries de mesures correspondant à un effort en tête égal à la charge de service ( $66$  daN) sont présentées : lors du premier chargement, et lors du déchargement (après passage par le chargement maximal). Ces deux séries donnent des valeurs voisines : une régression polynomiale de degré 2 passant par la valeur en tête en

est déduite (en pointillés). Expérimentalement, l'effort exercé en tête est ainsi repris à hauteur de 35% par la pointe, et 65% par frottement latéral.

Numériquement, l'effort axial est obtenu par intégration des contraintes normales verticales dans le pieu. Une évolution similaire de l'effort axial avec la profondeur est ainsi observée numériquement, avec une répartition entre effort de pointe et frottement latéral du même ordre de grandeur (20% en pointe, 80% latéralement), pour un angle de frottement à l'interface terrain / pieu de 20° supposé être caractéristique d'une interface sable / aluminium.

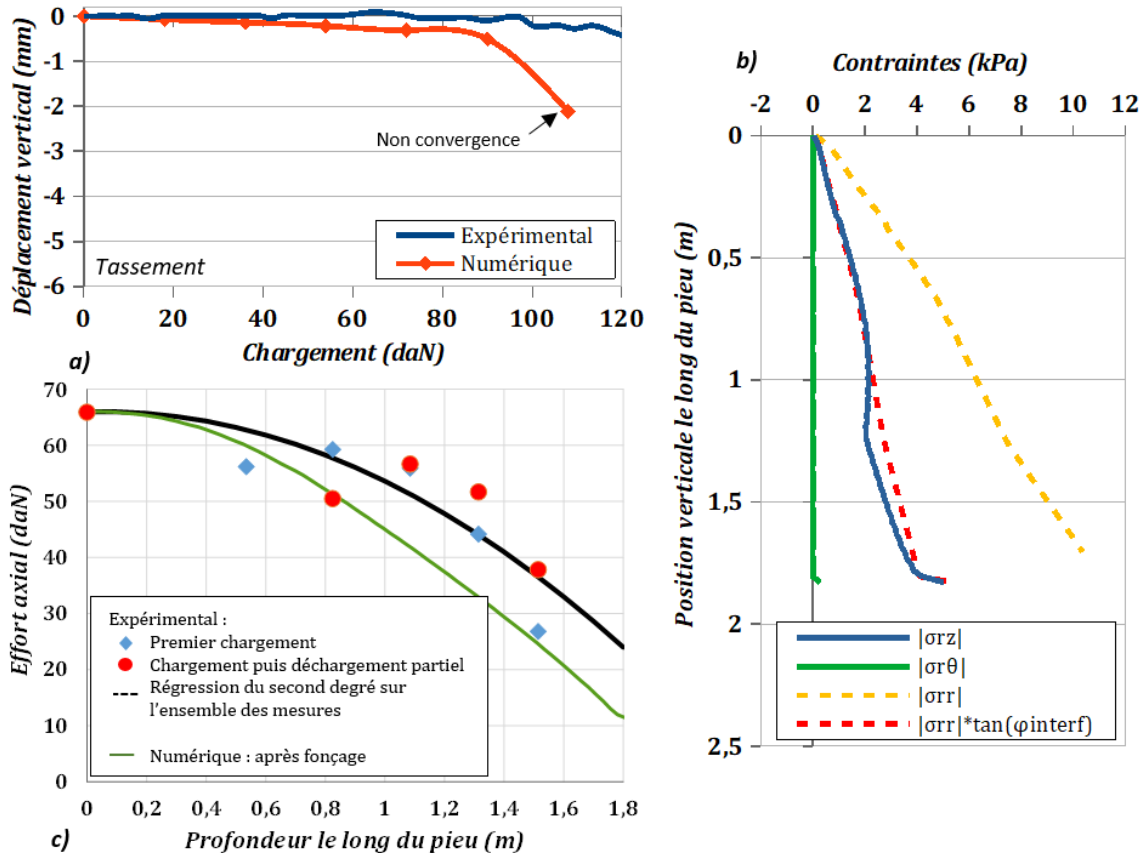


Figure 4 : a) Courbes expérimentales et numériques de ffonçage du pieu ; b) Contraintes à l'interface terrain / pieu pour un effort en tête de 66 daN (modèle numérique) ; c) Evolution de l'effort axial dans le pieu pour un effort en tête de 66 daN (résultats expérimentaux et numériques)

### 3 Modélisation de l'interaction tunnelier / sol / pieu

#### 3.1 Cinématique du pieu

La Figure 5 présente l'évolution des déplacements verticaux ( $u_z$ ) et horizontaux ( $u_x$  et  $u_y$ ) du pieu au cours du passage du tunnelier. Différentes positions relatives tunnelier / pieu ( $X_{pt}$ ) sont étudiées.

Dans la direction transversale (Figure 5a), les déplacements horizontaux ( $u_y$ ) sont négatifs en partie haute et positifs en partie basse : la pointe du pieu est refoulée radialement au cours du passage du tunnelier alors que la tête du pieu se déplace vers l'axe du tunnel. L'amplitude de ces déplacements croît au cours du processus de creusement, et atteint sa valeur maximale à partir de 0.2D à l'arrière du front de taille. Cette cinématique est cohérente avec les déplacements radiaux observés en terrain vierge présentés en Figure 3b.

Dans la direction longitudinale (Figure 5b), les déplacements longitudinaux ( $u_x$ ) du pieu sont négatifs en partie haute et positifs en partie basse : la pointe du pieu est refoulée vers l'avant et sa tête bascule vers l'arrière par rapport à la direction de creusement. Ce

refoulement atteint sa valeur maximale dès le début du creusement, lorsque le pieu est situé  $0.6D$  à l'avant du front de taille. Il s'atténue légèrement après le passage du front de taille ( $\Delta u_x = 0.2$  mm).

Dans la direction verticale (Figure 5c), le modèle numérique révèle un tassement négatif ( $u_z$ ) du pieu qui augmente à mesure que le tunnelier avance. L'amplitude finale du tassement du pieu issue du modèle numérique (1 mm) est cohérente avec les résultats expérimentaux. Notons toutefois que dans le modèle numérique, le pieu est sensible aux tassements à partir d'une distance tunnelier / pieu d'au moins  $0.6D$  à l'avant du front de taille alors qu'expérimentalement le pieu tasse après passage du front de taille. Par ailleurs, le tassement est quasiment constant sur sa hauteur : cela est cohérent avec sa forte rigidité axiale.

La différence entre le tassement du pieu (modèle « TP » en présence du pieu) et celui du sol à la même position ( $0.6D$  à l'arrière du front) obtenu lors d'un calcul en terrain vierge (modèle « TV » sans pieu) est présentée en Figure 5d. Il est intéressant de constater que les déplacements transversaux ( $u_y$ ) du pieu sont quasiment identiques à ceux calculés en terrain vierge à la même position (courbe grise sur la Figure 5d). Ainsi, la comparaison des deux modèles montre que la rigidité du pieu et la charge qui lui est appliquée en tête ne modifient pas significativement la cinématique d'ensemble dans le plan transversal sous l'effet du passage du tunnelier. La même observation est effectuée dans la direction longitudinale (courbe verte sur la Figure 5d). Seule la direction verticale est affectée par la présence du pieu dans le terrain. D'une part, le tassement de la pointe du pieu est supérieur au tassement du sol à la même position en l'absence de pieu ( $u_z = -1$  mm dans le premier cas, contre  $-0.25$  mm dans le second). Cela est lié à la charge imposée sur le pieu qui reporte les sollicitations en profondeur. D'autre part, à proximité de la surface du sol, la présence du pieu limite le tassement ( $u_z = -1$  mm en présence du pieu contre  $-1.25$  mm en terrain vierge), du fait de sa rigidité axiale. Cela a pour conséquence de générer du frottement négatif le long du pieu en partie haute, modifiant ainsi la distribution de l'effort axial.

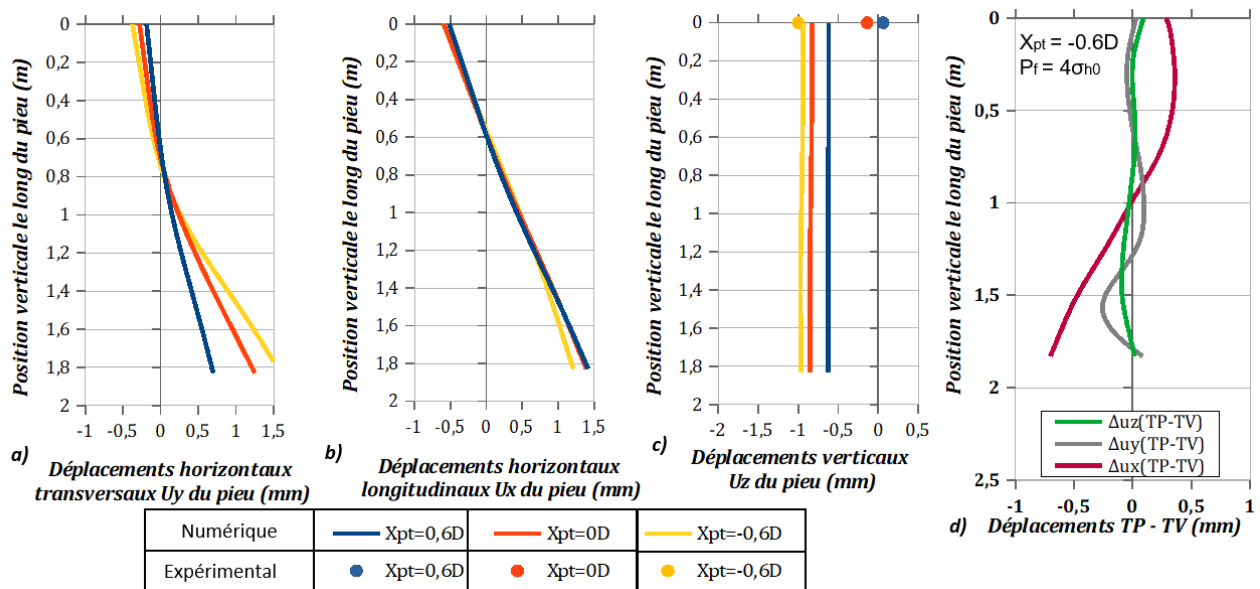


Figure 5 : (cas  $P_{f0} = 4 \cdot \sigma_{h0}$ ) ; a/b/c) Déplacements transversaux  $U_y$ , longitudinaux  $U_x$  et verticaux  $U_z$  du pieu ; d) Différence de déplacements du sol avec pieu (TP) vs sans pieu (TV).

### 3.2 Moments de flexion

La Figure 7 présente les moments de flexion longitudinaux ( $M_y$ ) dans le pieu mesurés expérimentalement et issus du modèle numérique. Ces moments correspondent aux valeurs finales, loin à l'arrière du front de taille ( $X_{pt} = -0.6D$ ). Rappelons que les moments

de flexion dans le pieu sont négligeables à la fin du fonçage. Les moments positifs correspondent à des rotations dans le sens direct du repère indiqué en Figure 1. Les moments croissent continûment avec l'avancement du tunnelier. Ils sont maximaux après le passage du tunnelier ( $X_{pt} < -0.6D$ ), au voisinage de l'axe du tunnel. L'accord entre les résultats numériques et expérimentaux (Figure 7) est bon, tant en termes d'allure que d'amplitudes. L'effet de la pression frontale  $P_f$  exercée par le tunnelier sur les moments de flexion est étudié expérimentalement et numériquement : une influence d'amplitude similaire est mise en évidence.

Ce constat valide en partie la pertinence des déplacements longitudinaux  $u_x$  obtenus numériquement (Figure 5b), et non mesurables expérimentalement.

#### 4 Conclusion

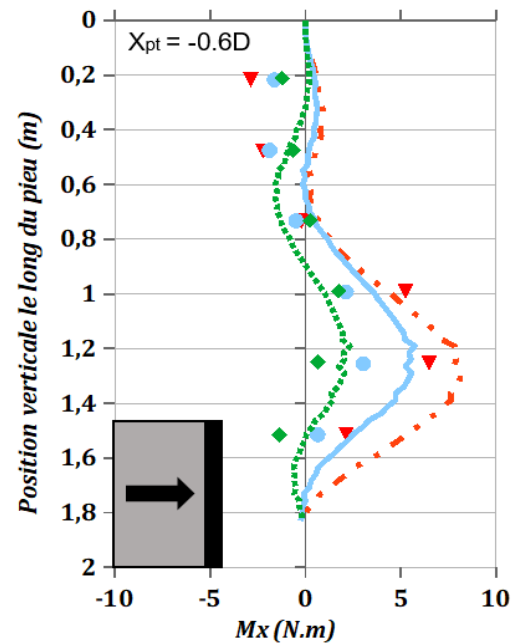
Un modèle numérique 3D consacré à l'étude de l'impact du creusement au tunnelier sur une fondation profonde a été présenté. Les résultats obtenus pour une configuration géométrique donnée sont en assez bon accord avec les résultats expérimentaux. Retenons que le passage du tunnelier, génère du frottement négatif le long du pieu et des moments de flexion longitudinaux d'amplitudes significatives. Ces moments sont directement fonction de la pression frontale exercée par le tunnelier : le modèle numérique présenté reproduit correctement leur amplitude.

L'étude présentée ici montre qu'une modélisation fidèle de la cinématique du sol autour du tunnelier est essentielle pour retrouver le comportement d'interaction tunnelier / terrain / pieu. La modélisation numérique des conditions de creusement régnant le long de la jupe du modèle réduit de l'ENTPE étant toutefois spécifique, des analyses sont par conséquent à mener sur des tunneliers réels afin de prendre en compte toute la complexité du problème (surcoupe, conicité du bouclier, pression d'injection,...).

L'expérimentation en vraie grandeur en cours sur la ligne 16 du Grand Paris Express (projet de recherche TULIP entre la Société du Grand Paris, le CETU, l'ENTPE et l'Université Gustave Eiffel) a pour objectif d'y contribuer.

#### 5 Références

- Bel J. (2018), Modélisation physique de l'impact du creusement d'un tunnel par tunnelier à front pressurisé sur des fondations profondes, doctorat de l'ENTPE, France.
- Berthoz N., Branque D., Wong H, Subrin D. (2018), TBM soft ground interaction: Experimental study on a 1 g reduced-scale EPBS model, TUST, vol 72, pp. 189–209.
- Jacobsz S., Standing J., Mair R., Hagiwara T., Sugiyama T. (2004), Centrifuge modelling of tunnelling near driven piles, Soils and foundations, vol 44, pp. 49-56.
- Nematollahi M., Dias D. (2019), Three-dimensional numerical simulation of pile-twin tunnels interaction – Case of the Shiraz subway line, TUST, No. 86, pp. 75-88.
- Selemetas D., Standing J.R. (2013). Response of full-scale piles to EPBM tunnelling in London Clay, Géotechnique, vol 67, n°9, pp. 823-836.
- Zhang Z., Huang M., Xu C., Jiang Y., Wang W. (2018). Simplified solution for tunnel-soil-pile interaction in Pasternak's foundation model, TUST, n°78, pp. 146-158.



Numérique		Expérimental	
-----	Pf=2σh0	◆	Pf=2σh0
—————	Pf=4σh0	●	Pf=4σh0
-----	Pf=8σh0	▼	Pf=8σh0

Figure 6 : Moments de flexion longitudinaux dans le pieu