

MODELISATION 3D DU CREUSEMENT DE TUNNEL PAR TUNNELIER A FRONT PRESSURISE VALIDATION SUR LE METRO DE SHANGHAI

SHIELD TUNNELLING VALIDATION OF A COMPLETE 3D NUMERICAL SIMULATION ON THE YANGTZE RIVER TUNNEL, SHANGHAI

R. DEMAGH

Université de Batna, Département de Génie Civil, Algérie

RÉSUMÉ

La réalisation de tunnels à faible profondeur en site urbain nécessite une évaluation préalable des effets du creusement sur les ouvrages existants. Dans le cas du creusement par tunnelier à front pressurisé, le phasage des travaux est un problème d'interaction sol/structure hautement tridimensionnel et les différentes opérations réalisées par le tunnelier rendent très complexe une modélisation numérique complète du problème et donc l'évaluation des mouvements induits. Une procédure de simulation tridimensionnelle, utilisant le code en différences finies Flac-3D (*Fast Lagrangian Analysis of Continua en 3 Dimensions*), prenant en compte de manière explicite les principales sources de mouvements dans le massif encaissant est proposée. Elle est illustrée dans le cas particulier du métro de Shanghai, creusé à l'aide du plus grand bouclier jamais utilisé et pour lequel des données expérimentales existent, les sols rencontrés étant saturés et caractérisés par une faible résistance.

La confrontation des résultats de simulation numérique avec les mesures in-situ montre que la procédure de simulation 3D proposée est pertinente, en particulier dans la représentation adoptée pour les différentes opérations réalisées par le tunnelier (excavation, soutènement du front de taille, avancement, pose du revêtement, injection du vide annulaire, ...).

MOTS CLES: Tunnelier (TBM), simulation numérique 3D, pression de confinement, injection, auscultation

ABSTRACT

The excavation of shallow tunnels in urban areas requires a previous evaluation of their effects on the existing constructions. In the case of shield tunnel boring machines, the different achieved operations are very complex to represent in a complete numerical simulation. Therefore the assessment of the tunneling-induced soil movements is difficult. In the case of shield tunnel boring machines, the different achieved operations is a highly three-dimensional problem of soil/structure interaction and are very complex to represent in a complete numerical simulation. Therefore the assessment of the tunneling-induced soil movements is difficult. A three-dimensional simulation procedure, using finite differences code Flac-3D (*Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions*), taking into account in an explicit manner the main sources of movements in the soil mass is proposed. It is illustrated in the particular case of the Yangtze River Tunnel of Shanghai for which experimental data are available and where the crossed soils are saturated and characterised by weak shear strength. The comparison of the numerical simulation results with the in-situ measurements shows that the 3D procedure of simulation proposed is relevant, in particular in the adopted representation for the different operations achieved by the tunnel boring machine (excavation, confining pressure, advancement, installation of the tunnel lining, grouting of the annular void, ...).

KEYWORDS: Tunnel boring machine, 3D numerical simulation, confining pressure, grouting, in-situ monitoring

1 INTRODUCTION

Lors du creusement de tunnels par tunnelier à front pressurisé, les déformations et mouvements du terrain encaissant sont le résultat d'une succession d'opérations complexes : abattage et soutènement du front, avancement du tunnelier, injection de remplissage du vide annulaire, percolation de coulis et de boue le long du tunnelier, consolidation et prise du coulis. Cette complexité rend la

simulation numérique explicite du creusement difficile. Des procédures de simulation numérique 3D du creusement de tunnel par bouclier à front pressurisé, dans les sols meubles et aquifères, ont été proposées par divers auteurs durant la dernière décennie, Bezuijen & al. [1] et [2], Broere & Brinkgreve [3], Dias & al. [7], Kasper & Meschke [9] et [10], Mroueh & Shahrour [11]. La confrontation à des résultats d'observations faites sur chantier montre que,

malgré les progrès en termes de moyens de calcul, les phénomènes induits par le passage d'un tunnelier sont encore mal connus. Dans cet article on propose une procédure de simulation explicite du creusement par phasage d'un tunnel. Celle-ci est appliquée à la modélisation du creusement du métro de Shanghai, pris comme chantier support Yan & al. [15]. De part sa taille (il est actuellement le plus grand tunnelier au monde), il représente un défi technologique en matière de creusement de tunnels, du type de pressurisation et de stabilité du front et de la nature vaseuse des horizons traversés.

2 SUPPORT EXPERIMENTAL

Les résultats de mesures in-situ du Yangtze River Tunnel de Shanghai (2007) ont été retenus pour la qualification de la procédure de simulation. Le chantier support est creusé à l'aide d'un tunnelier à pression de boue de 15,4m de diamètre. Il traverse des horizons argileux mous et normalement consolidés (K_0 proche de 0,55), qui sont caractérisés par une faible résistance drainée $14 \leq c' \leq 17$ kPa (ce qui correspond à une cohésion non drainée $23 \leq c_u \leq 25$ kPa), un angle de frottement interne $8^\circ \leq \phi' \leq 20^\circ$ et un module de déformation $E \leq 4$ MPa, Yan & al. [15].

Tableau 1: Données du Tunnel [15].

Chantier	H (m)	D (m)	C/D -	conicité Δ (mm)	gap (cm)	largeur voussoirs (cm)	épaisseur voussoirs (cm)
Shanghai	17,5	15,4	0,64	85	23	200	65

Tableau 2. Paramètres de résistances des couches traversées [15].

couches	épaisseur m	γ kNm ³	c' kPa	ϕ' degrés	c_u kPa	E MPa
remblais	0-7,5	17,5	13	18	0	2,84
couche3	7,5-14	17,5	17	20	25	3,60
couche4	14-27,5	17,5	14	18,1	23	2,21
couche5-1	27,5-32,5	18,5	22	21,1	41	4,24
couche5-2	32,5-47,5	18,5	12	25,9	42	6,18

Le niveau de la nappe phréatique est à -5,5m

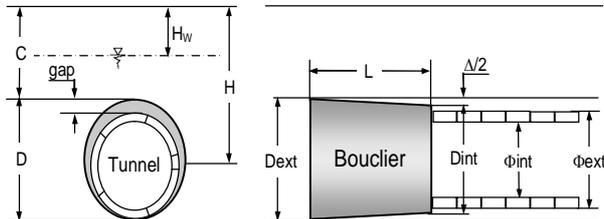


Figure 1: Paramètres géométriques du Tunnel et du Bouclier [5].

3 PROCEDURE DE SIMULATION DU CREUSEMENT

La procédure de simulation proposée essaie de décrire le plus finement possible l'ensemble des opérations réalisées par le tunnelier ainsi que les phénomènes qui lui sont associés. Le maillage est composé d'éléments briques à huit nœuds (75000 nœuds, figures 3a et 3b). Les conditions aux limites sont imposées en termes de déplacements nuls dans la direction perpendiculaire aux faces. L'étendue du maillage dans le sens longitudinal est conditionnée par la position de la section stationnaire, pour laquelle les résultats deviennent indépendants des conditions aux limites imposées par la troncature du modèle. La symétrie verticale permet de limiter la taille du modèle. Le sol est modélisé en élasto-plasticité avec un critère de rupture de type Mohr-Coulomb et une règle d'écoulement non-associée nécessitant peu de paramètres.

Un bouclier de forme conique, parfaitement rigide (les nœuds sont fixés selon la méthode dite de centre fixe), modélisé avec des éléments volumiques minces est installé dans un massif vierge pour lequel un état de contrainte géostatique est instauré avec un coefficient des terres au repos K_0 . Dès lors que le bouclier est totalement mis en place (Figure 3), la procédure de phasage du creusement de la Figure 4 peut être appliquée.

L'excavation est simulée par la désactivation d'un disque d'éléments de sol, de longueur fixe égale à la longueur du voussoir. La stabilité du front de taille est contrôlée par une

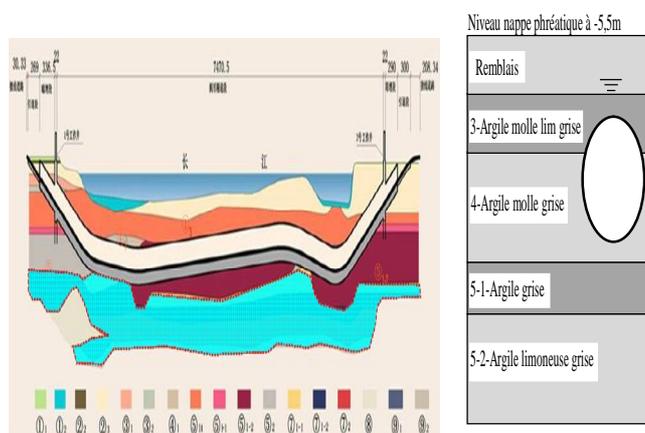


Figure 2: Chantier support utilisé [15].(a) Profile en long du tracé du Tunnel et horizons géologiques traversés (Shanghai Yangzi River Tunnel & Bridge Construction Co. Ltd., 2005) [15]. (b) Section auscultée

pression normale présentant un gradient avec la profondeur. Cette pression de soutènement, nommée $P_{\text{confinement}}$, progresse avec le bouclier. Le passage de ce dernier, simulé par l'annulation des contraintes tangentielles locales, dégage une perte de volume qui est aussitôt comblée par le déconfinement du sol (prise en compte de grands déplacements). L'interface qui est solidaire du bouclier est activée dès lors qu'un contact est établi avec le sol environnant, le rôle de cette interface étant de bloquer le déconfinement radial du sol mais également de permettre le déconfinement tangentiel par effet de voûte, Figure 3b. La perte de volume est partiellement compensée par la migration possible du mortier vers l'avant du bouclier (il y a une grande incertitude sur la forme de fermeture du sol autour du bouclier [4] et [7]). Deux techniques sont utilisées pour simuler cette migration, soit par une pression appliquée sur une certaine longueur arrière du bouclier, soit par une correction de la conicité, calée de manière à reproduire un déplacement vertical enregistré sur chantier. Pour [5] tout comme [7], cette deuxième technique est plus pertinente.

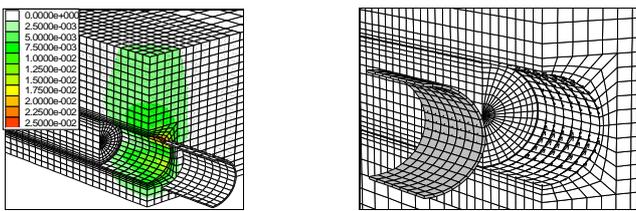


Figure 3: Maillage utilisé (briques à 8 nœuds de Flac-3D) Contours des déplacements verticaux après installation du bouclier Déconfinement tangentiel par effet d'arc à l'interface sol/bouclier

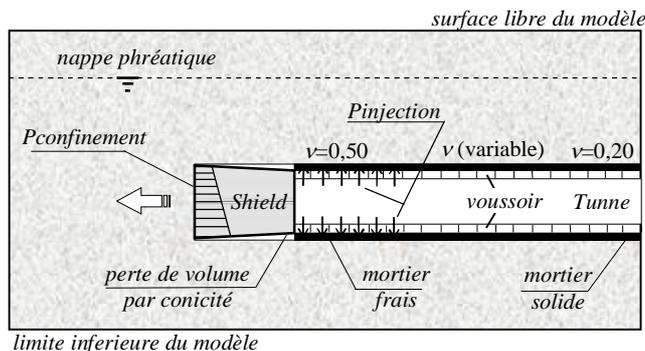


Figure 4: Phasage complet du creusement au bouclier [6].

Le revêtement est simulé par un modèle en long. Il peut être constitué soit d'éléments coques soit d'éléments volumiques. Il est caractérisé par un module homogénéisé Eréduit plus faible pour tenir compte des joints d'étanchéité entre les voussoirs préfabriqués [13]. L'injection du coulis dans le vide annulaire est contrôlée en volume et en pression. Le choix de la pression $P_{\text{injection}}$ (Figure 4) est justifié par la position des pipes d'injection, réparties sur tout le périmètre de la jupe. Le calage de la pression

d'injection est fait sur la mesure d'un déplacement vertical au plus près du tunnel [6]. Il montre en particulier que la pression réellement transmise au sol reste inférieure à la pression moyenne mesurée sur les pipes d'injection ; cette différence est due à la perte de charge par frottement suite à l'écoulement du mortier ainsi qu'à son imprégnation du sol environnant [4]. L'incertitude sur la rhéologie du mortier amène à considérer deux phases principales (phases liquide et solide) intercalées par une ou deux phases transitoires (Figure 4).

- La phase liquide qui correspond au comportement incompressible du mortier pour combler le vide annulaire et transmettre la pression d'injection. Cette phase est simulée par l'application d'une pression P_{inj} et la réactivation d'éléments volumes. Un gradient de pression est considéré pour tenir compte non seulement du poids propre du mortier mais également des dispositions particulières d'injection. Le mortier est considéré élastique incompressible [7], avec initialisation d'un état isotrope de compression égal à la pression appliquée. Durant cette phase, le mortier est caractérisé par un fort module de compressibilité K associé à un faible module de cisaillement G , $10^2 \leq K/G \leq 10^3$ [2]. Cette phase dure aussi longtemps que le mortier garde entière son ouvrabilité soit environ quatre à cinq heures [12], ce qui correspond en moyenne à la pose de quatre voussoirs.
- La phase de transition, qualifiée de consolidation/prise du mortier, commence quelques mètres après l'injection. Durant cette phase, la rhéologie du mortier évolue plus ou moins rapidement, selon le type de mortier utilisé (actif ou inerte). Plus consistant, le mortier acquiert une résistance au cisaillement associée à une certaine compressibilité. Cette phase est simulée par l'annulation de la pression d'injection et une diminution progressive du coefficient de Poisson [6].
- La phase solide correspond à la situation finale où le mortier est au moins aussi rigide que le milieu environnant et transmet les efforts du massif au revêtement [9]. Cette phase est caractérisée par un rapport $K/G \approx 1$ [8].

Cette procédure est répétée tout au long de la progression du bouclier, jusqu'à atteindre une section stationnaire après quelques dizaines de passes d'excavation.

Les simulations sont faites avec les paramètres de conduite enregistrés lors du passage de la section de mesure. Etant donné les horizons traversés, les calculs sont menés en conditions non drainées (exprimées en termes de contraintes totales) avec prise en compte de la nappe phréatique (comportement à court terme). Il est à rappeler que la procédure de simulation présentée a donné de bons résultats pour des calculs similaires menés en conditions drainées (exprimées en termes de contraintes effectives avec prise en compte du poids propre déjaugé des couches de sol en dessous du niveau de la nappe phréatique, cas du creusement du métro de Lyon (1996), voir [5] pour plus de

détails.

Les résultats des simulations 3D sont confrontés aux données expérimentales collectées lors du creusement du tunnel pris comme chantier support. Ces données incluent les mouvements de sol en surface et à l'intérieur du massif, ainsi que les paramètres de conduite du tunnelier, à savoir pression de confinement, conicité, pression et volume d'injection.

4 RESULTATS

La validation de la procédure de simulation 3D proposée sera faite par confrontation des cuvettes de déformation (longitudinale et transversale) calculées à celles mesurées lors du creusement. Par ailleurs, ne disposant pas de mesures de déformations inclinométriques du chantier de Shanghai (on rappelle que le creusement du tunnel traverse la rivière du Yangtze et de ce fait ne peut être suffisamment ausculté), la validation des déformations horizontales est faite sur un autre chantier de configuration différente, le métro de Toulouse (2003), creusé à l'aide d'un tunnelier à pression de terre de 7,7m de diamètre, de longueur $L=8,4\text{m}$ et de conicité $\Delta/2=25\text{mm}$. Le bouclier traverse des molasses essentiellement argileuses, sensiblement homogènes, peu perméables (10^{-8} to 10^{-9} m/s) et fortement surconsolidées (K_0 étant proche de 1,5). La molasse étant caractérisée par une forte cohésion non drainée c_u égale à 300 kPa, [4]. En particulier, le module de déformation est pris constant et égal à 165 MPa dans les dix premiers mètres. A partir de 10m, le module de déformation connaît un accroissement en accord avec la relation linéaire $E = E_0 + z \cdot \Delta E$ avec $E_0 = 66,1$ MPa et un gradient $\Delta E = 9,9$ MN/m³. Basé sur les résultats d'essais triaxiaux, ce profil en profondeur a été validé par rétro-analyse numérique (back-analysis) faite à l'aide du code de calcul par éléments finis Plaxis sur une autre section de même contexte géologique mais excavée avec une méthode traditionnelle [14].

Au droit de la section de mesures, l'axe du tunnel se trouve à une profondeur $H=16,5\text{m}$ sous une couverture $C=12,65\text{m}$. Par ailleurs la nappe phréatique se trouve à 4m de profondeur, au niveau du toit de la molasse.

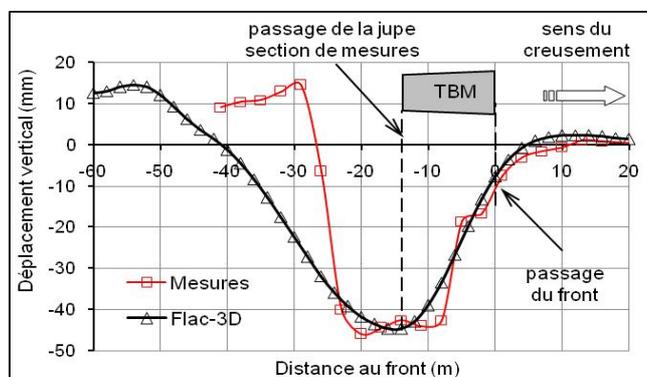


Figure 5 : Cuvette longitudinale par rapport à la position du front

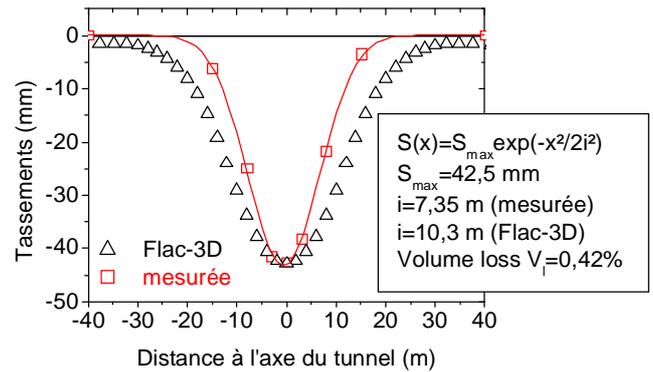


Figure 6. Cuvette transversale finale

La cuvette longitudinale (Figure 5) est bien simulée par le calcul, tant pour son amplitude que pour son allure. En effet, on constate une bonne concordance entre les mesures et les simulations tout au moins pour la phase d'approche du front sur une distance en amont légèrement supérieure à un diamètre. Cette concordance persiste pour le passage du front, le passage de la jupe ainsi que l'échappée des voussoirs sur une distance en aval égale à un diamètre. Par contre, le soulèvement du sol lié à l'injection du vide annulaire apparaît plus rapidement dans les simulations. Cette phase correspond à la simulation des différentes phases évolutives de l'injection du mortier de bourrage et qui reste encore difficile à appréhender.

De même, si le profil de la cuvette transversale finale simulée paraît être en accord avec le tassement max enregistré (Figure 6), ce n'est pas le cas pour la demi-largeur de la cuvette transversale ($i=10,3\text{m}$ calculé contre $7,3\text{m}$ mesuré), ce qui prouve que la méthode qui consiste à caler les paramètres sur le déplacement vertical mesuré n'est pas toujours une bonne idée. Ceci pourrait être expliqué par, i) la proximité de la section de mesure du puits d'entrée où les terrains ont été traités en surface [15] ce qui rendrait les paramètres du massif difficiles à estimer, ii) les incertitudes importantes sur le champ de pression du coulis dans le vide annulaire sur un tunnelier de si grand diamètre, iii) le modèle élastique linéaire de Mohr-Coulomb vraisemblablement peu adapté pour ce type de sol mou.

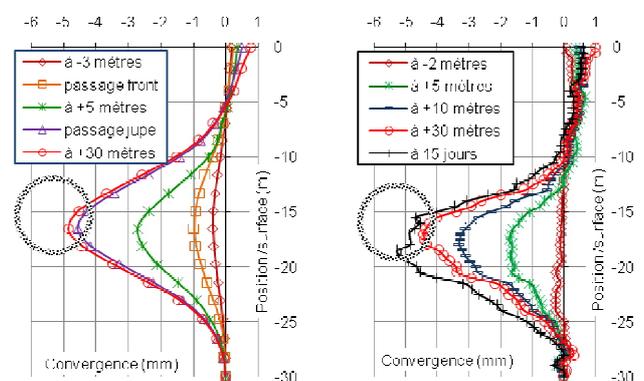


Figure 7: Evolution des déformations inclinométriques (a) Simulations 3D, (b) Mesures inclinométriques

Pour ce qui est des déformations au sein du massif, les confrontations sont faites sur l'évolution des déformations enregistrées sur un tube inclinométrique profond, situé à un diamètre de l'axe du tunnel, en fonction de la position de la tête de foration par rapport à la section de mesures. Qualitativement, les Figures 7a et 7b montrent une bonne concordance avec les déplacements mesurés, tant au niveau de leur évolution par rapport à la position de la tête de foration que pour les valeurs finales après stabilisation des déplacements (150m après la section de mesure), ce qui compte tenu d'une vitesse de progression du creusement égale en moyenne à 1,33 m/heure, correspond à titre indicatif, à 5 jours de creusement [4].

En particulier, le choix d'une loi de variation du module de déformation de la molasse plus appropriée que celle proposée par [14] au §4 pourrait affiner encore plus les résultats des déplacements de convergence entre les profondeurs -4 et -10m. Par ailleurs les mouvements particuliers de convergence au niveau des reins du tunnel s'accordent parfaitement avec les mesures de soulèvements millimétriques observés lors du creusement et imputés en partie au caractère fortement surconsolidé de la molasse (K_0 proche de 1,5) [4] et [14].

5 CONCLUSIONS

La confrontation des résultats de simulations (évolutions des tassements longitudinaux, des cuvettes transversales et des déformations inclinométriques), avec les enregistrements des chantiers supports, montre que la procédure de simulation 3D proposée est pertinente, en particulier dans la représentation des différentes opérations réalisées par le tunnelier (excavation, soutènement du front de taille, avancement et pose du revêtement, injection du vide annulaire).

Qualitativement, les calculs menés en conditions non drainées ont montré une bonne concordance des déplacements évalués numériquement avec ceux mesurés lors du creusement.

Néanmoins, des incertitudes, liées à l'injection du mortier subsistent; si la migration du mortier paraît être bien simulée par une conicité corrigée, les différentes phases de l'injection restent encore difficiles à simuler. Une étude paramétrique permettra certainement d'apporter des éléments de réponse en mesure de cerner l'impact des paramètres de conduite du tunnelier, en particulier la pression et la position des pipes d'injection sur la jupe du bouclier.

RÉFÉRENCES

[1] Bezuijen, A., Talmon, A.M., Kaalberg, F.J., Plugge, R. 2005. Field measurements of grout pressure during

tunnelling of Sophia Rail Tunnel. Tunneling. GeoDelft, p.83-93.

- [2] Bezuijen, A. et Talmon, A.M. 2006. Grout properties and their influence on back fill grouting. Geotechnical Aspects of Underground Construction in soft Ground-Bakker et al. (eds) Taylor & Francis Group, London, ISBN 0 415 39124 5, 187-193.
- [3] Broere, W. & Brinkgreve, R.B.J. (2002). Phased simulation of a tunnel boring process in soft soil. Numerical Methods in Geotechnical Engineering, Mestat (ed.), Presses de l'ENPC/LCPC, Paris, 529-536.
- [4] Demagh, R., Emeriault F. et Kastner R. 2008. Modélisation 3D du creusement de tunnel par tunnelier à front pressurisé dans les sols surconsolidés. Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur (JNGG'08) Nantes, 18-20 juin 2008, 305-312.
- [5] Demagh R., Emeriault E. & Kastner R. (2009). Shield tunnelling -Validation of a complete 3D numerical simulation on 3 different case studies. Euro:Tun 2009. 2nd International Conference on Computational Methods in Tunnelling. Ruhr University Bochum, September 2009, 77-82.
- [6] Demagh R., Emeriault F. & Kastner R. (2009). Modélisation 3D du creusement de tunnel par tunnelier à front pressurisé – Validation sur 3 cas d'études. 17^{ème} Conférence de Mécanique des Sols et de Géotechnique (17^{ème} ICSMGE), 5-9 Octobre 2009, Alexandrie, Egypte, 77-82.
- [7] Dias, D., Kastner, R. & Maghazi M. 2000. 3D simulation of slurry shield tunnelling. Geotechnical aspects of underground construction in soft ground, Kusakabe, Fujita & Miyazaki eds., Balkema, Rotterdam, 351-356.
- [8] Dierkens, M. 2005. Mesures rhéologiques et modélisation de matériaux en cours de prise. PhD thesis, INSA-Lyon.
- [9] Kasper, T. et Meschke, G. 2004. A 3D finite element simulation model for TBM tunnelling in soft ground. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics 28, 1441-1460.
- [10] Kasper, T., Meschke, G. (2006). On the influence of face pressure, grouting pressure and TBM design in soft ground tunnelling. Tunneling and Underground Space Technology 21, 160-171.
- [11] Mroueh, H. et Shahrour, I. 1999. Modélisation 3D du creusement de tunnels en site urbain. Revue Française de Génie Civil 3, 7-23.
- [12] Talmon, A.M., Aanen, L., Bezuijen, A. and van der Zon, W.H. 2005. Grout pressure around a tunnel lining. Tunneling. A Decade of Progress. GeoDelft, 77-82.
- [13] Thépot, O. 1999. Un nouvel essai d'auscultation des micro-tunnels en vue de vérifier la qualité des injections de blocage. AFTES, 197-201.
- [14] Vanoudheusden, E. et al. (2006). Analysis of movements induced by tunnelling with an earth-pressure balance machine and correlation with excavating parameters. Geotechnical Aspects of

- Underground Construction in soft Ground, Bakker et al (eds) Taylor & Francis Group, London, 81-86.
- [15] Yan J., Emeriault F., Kastner R. (2008). Validation d'une procédure de modélisation numérique des mouvements induits par un tunnelier de très grand diamètre dans les argiles molles. 26e Rencontres Universitaires de Génie Civil, Nancy, 4 - 6 juin 2008. 8 pages.