

Apport de la modélisation aux éléments finis des excavations profondes dans l'Argile Plastique dans le contexte particulier du projet du Grand Paris

Contribution of finite element modelling of deep excavations in Plastic Clay in the special context of Grand Paris Project

Khadija NEJJAR, Fahd CUIRA, Gilles CHAPRON, Hervé LE BISSONNAIS
Terrasol (Groupe Setec), France, k.nejjar@terrasol.com

Daniel DIAS, Khadija NEJJAR
Laboratoire 3SR, Université de Grenoble, France

RÉSUMÉ : Dans le cadre du projet du Grand Paris, plusieurs gares de la nouvelle ligne de métro 15 seront excavées dans l'Argile Plastique à des profondeurs pouvant atteindre 40m et soutenues par des parois moulées butonnées. La modélisation aux éléments finis permet d'utiliser des modèles avancés pour décrire le comportement du sol dans des plages de déformations caractéristiques des soutènements rigides. Dans un premier temps, une étude paramétrique en éléments finis a été menée afin d'apprécier la sensibilité de la modélisation vis-à-vis du choix du modèle de sol, de l'état de contraintes initiales et du caractère non drainé des couches argileuses. Puis une étude comparative a été réalisée entre la modélisation aux éléments finis et la méthode aux coefficients de réaction en termes d'efforts, de déformations et de diagramme de poussée des terres. Les résultats révèlent une différence non négligeable entre les deux méthodes et dévoilent des interactions non prises en compte par la méthode aux coefficients de réaction notamment le report des charges par effet de voûte.

ABSTRACT: As part of the Grand Paris project, several stations on the new subway line 15 will be excavated in Plastic Clay to significant depths up to 40m and supported by braced diaphragm walls. The use of numerical modelling affords advanced soil models that permits to take into account of the soil behavior at the range of deformation of rigid retaining walls. First, a finite element parametric study was conducted to analyze the sensitivity of the model input assumptions including the choice of the soil models, the initial stress state and the undrained behavior of clays. Secondly, a comparative study was carried out between the finite element modelling and the subgrade reaction method in terms of efforts, deformations and earth pressure diagram. The results show a significant difference between the two methods and reveal that several interactions are not taken into account by the subgrade reaction method for instance the load transfers resulting from arching effect.

MOTS-CLES: Excavation profonde, Argile Plastique, éléments finis, méthode aux coefficients de réaction

KEYWORDS: Deep excavation, Plastic clay, finite element, subgrade reaction method

1 INTRODUCTION

Dans le cadre du projet du Grand Paris Express, la nouvelle ligne 15 du métro parisien comporte le creusement de plusieurs gares atteignant plus de 40m de profondeur. Ces excavations seront soutenues par des parois butonnées dans des sites urbains denses et dans un contexte géotechnique complexe avec en particulier la présence d'une couche d'Argile Plastique surconsolidée sur une dizaine de mètres d'épaisseur. Les méthodes de dimensionnement aux coefficients de réaction, bien qu'indispensables à l'établissement des ordres de grandeur, ont très vite montré leurs limites devant les exigences du projet en termes de maîtrise des déplacements et de prise en compte des différentes interactions avec les avoisinants. Ainsi le recours à une modélisation complémentaire en éléments finis ou en différences finies apparaît indispensable. La pertinence de ce type d'analyse a notamment pu être démontrée à l'occasion des analyses inverses menées pour des excavations profondes dans les Argiles de Londres, Flandres et Chicago (Long 2001, Kazmierczak 1996, Calvello et Finno 2004), toutes ont mis en évidence la capacité des modèles numériques à reproduire les mesures d'auscultations in situ. La présente communication discute des études comparatives menées pour le cas de la gare Fort d'Issy Vanves Clamart (ligne 15) à la fois en termes de paramètres et des modèles qui permettent leur prise en compte.

2 CONTEXTE DU PROJET

La gare est rectangulaire de dimensions 110m x 26m avec 30m de profondeur. L'excavation est soutenue par une paroi moulée d'épaisseur 1.2m et allant jusqu'à 40m de profondeur pour s'ancrer dans la Craie. Le phasage de la construction est réalisé en taube (Top-down) avec une dalle de couverture, 3 niveaux de planchers et un radier en plus d'un lit de butons. La coupe choisie pour la présente analyse en 2D se situe au milieu de la gare permettant de considérer l'hypothèse de déformations planes car loin des effets d'angle (Figure 1).

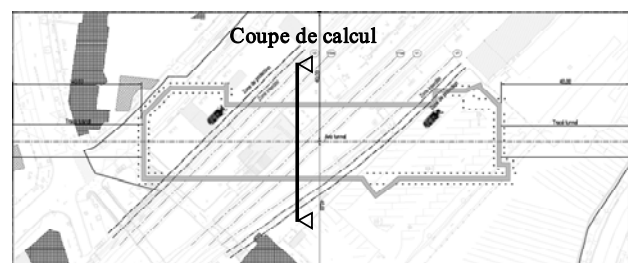


Figure 1: Vue en plan de la station Fort d'Issy Vanves Clamart (FIVC)

La coupe géotechnique de la station FIVC se caractérise par un fort contraste entre les couches de sol notamment la présence d'une couche déformable d'Argile Plastique surconsolidée sous une épaisse couche rigide de Calcaire Grossier (Tableau 1). Le degré de surconsolidation OCR de l'argile est estimé à plus de 2 ce qui implique un coefficient des terres au repos K_0 élevé. Le Tableau 1 récapitule les paramètres géotechniques des couches de sols en termes de module de Ménard E_M , module

drainé sécant à 50% de la résistance E_{50} , module de déchargement rechargement E_{ur} , angle de frottement ϕ' , cohésion effective c' et cohésion non drainée C_u .

Tableau 1: Paramètres géotechniques de la gare FIVC

	Cote du toit (m) NGF*	E_M (MPa)	E_{50} (MPa)	E_{ur} (MPa)	ϕ' (°)	c' (kPa)	K_0	C_u (kPa)
Remblai	77	6	10	30	29	0	0.52	-
Calcaire Grossier	66	25	125	250	35	20	0.43	-
Argile Plastique	55.6	40	60	120	18	10	0.85	120
Marnes de Meudon	48	100	300	600	25	30	0.58	-
Craie	37	170	340	850	35	40	0.43	-

*Nivellement général de la France

Les éléments de structure se composent d'une dalle de couverture d'épaisseur de 1,5m, de trois niveaux de planchers (N-1, N-2 et N-3) d'épaisseurs équivalentes respectives 0,95m, 0,08m et 1,5m et le radier d'un mètre. Un lit de butons provisoire est mis en dessous du N-3 puis déposé après coulage du radier. Le module du béton est pris égal à 23GPa (en phase travaux) et celui de l'acier à 210GPa.

3 ÉTUDE PARAMÉTRIQUE NUMÉRIQUE

Le code de calcul aux éléments finis Plaxis2D a été utilisé pour réaliser l'étude paramétrique. Le modèle de sol avancé hardening soil (HSM) est pris comme modèle de référence pour mener les comparaisons (avec en complément du Tableau 1 les paramètres suivants : $R_f = 0,90$, $m = 0$ et $\nu_{ur} = 0.2$).

3.1 Influence du modèle de comportement du sol

La comparaison entre un modèle de type HSM et un modèle élastique parfaitement plastique avec critère de rupture de type Mohr-Coulomb (MC) vise à déterminer un module E' pour MC afin d'aboutir à une déformée de la paroi similaire dans les deux modèles. La Figure 2 présente le meilleur calage obtenu pour $E' = 0.75E_{50} + 0.25E_{ur}$ et un coefficient de Poisson $\nu = 0.2$ appliqués à l'ensemble des couches de sols.

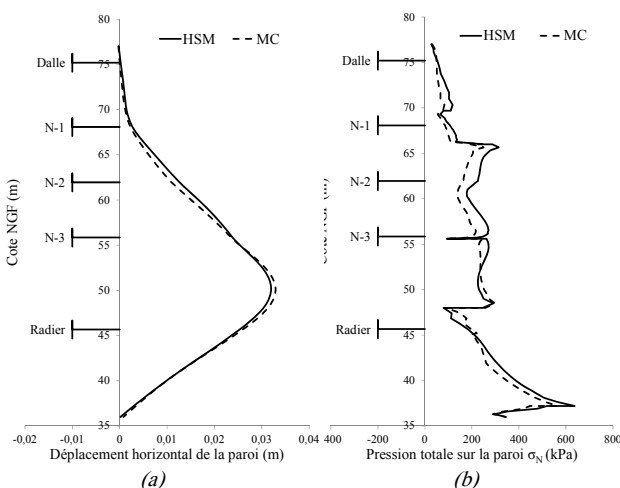


Figure 2: Comparaison entre les modèles HSM et MC à la dernière phase: (a) déplacement horizontal de la paroi, (b) contrainte totale normale à la paroi.

La Figure 2,a présente la confrontation en termes de déformée de la paroi et permet de mettre en évidence la possibilité d'obtenir des résultats comparables à condition de garantir la

cohérence des modules mis en jeu. En revanche les valeurs du diagramme de pression totale des terres derrière l'écran (Figure 2.b) sont plus importantes pour le modèle HSM notamment en partie supérieure. La Figure 3 montre un « effet de voûte » accentué dans le cas d'un modèle HSM avec une concentration de contraintes en partie supérieure. Les éléments d'appui supérieurs apparaissent plus chargés, jusqu'à +43% pour le plancher N-1 par exemple. Le caractère non linéaire du modèle HSM qui implique l'affectation d'un module de déformation plus important là où le sol est peu sollicité en cisaillement, permet de mieux rendre compte de cet effet voûte (très caractéristique des soutènements fortement butonnés) par rapport à un modèle de comportement où le module de déformation est indépendant de la sollicitation.

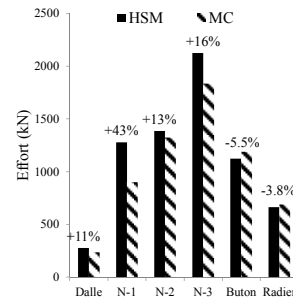


Figure 3: Comparaison des efforts dans les éléments d'appui entre HSM et MC

3.2 Influence de l'état de contrainte initiale K_0

Le dimensionnement des écrans de soutènement est sensible à l'état de contraintes in situ, ainsi la valeur du coefficient des terres au repos K_0 impacte significativement le déplacement de l'écran. Ce coefficient est pris conventionnellement constant, cependant Josseume (1998) et Burland (1979) ont mis en évidence un profil de K_0 décroissant avec la profondeur pour l'Argile des Flandres et pour l'Argile de Londres respectivement. Plaxis2D introduit un paramètre POP (pression de pré-surcharge) afin d'intégrer cette propriété. Le paramètre POP est défini comme étant la différence entre la pression verticale effective σ'_v in situ et la pression verticale effective de pré-consolidation σ'_p . Le degré de consolidation OCR, défini comme le rapport entre ces deux dernières (Figure 4), est alors variable sur la hauteur de la couche.

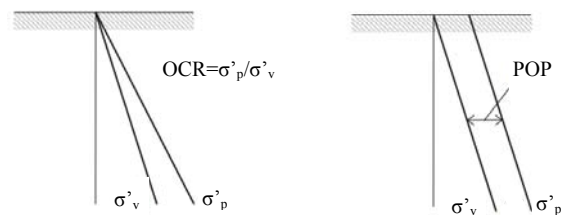


Figure 4: Définition du POP et de l'OCR

En effet, K_0 est calculé à partir de la corrélation de Mayne et Kulhawy (1982) en utilisant l'angle de frottement du matériau ϕ' par la formule $K_0 = (1 - \sin(\phi')) OCR^{0.5}$. L'utilisation du POP rend la précédente formule dépendante de la profondeur : $K_0 = (1 - \sin(\phi')) (1 + POP / \sigma'_v)^{0.5}$ étant donné que $OCR = \sigma'_p / \sigma'_v = (\sigma'_v + POP) / \sigma'_v = 1 + POP / \sigma'_v$. Pour notre cas d'étude, le POP est calculé avec un degré de consolidation égal à $OCR = 1.5$ au milieu de la couche de Argiles Plastiques avec une pression verticale effective d'environ $\sigma'_v = 500$ kPa, on obtient ainsi une valeur du paramètre $POP = 250$ kPa.

La Figure 5 montre une différence significative entre l'utilisation d'un K_0 constant et d'un POP équivalent à mi-hauteur.

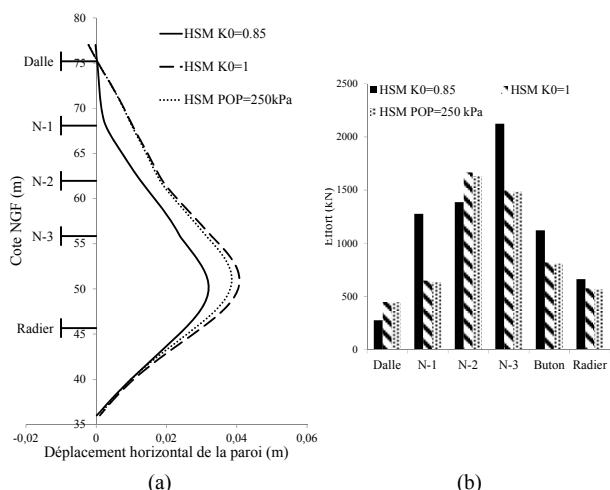


Figure 5: Comparaison entre calculs avec un K_0 constant et un POP constant (dernière phase)

Il s'avère qu'un modèle avec une valeur amplifiée et constante de K_0 égale à 1.0 donne des résultats équivalents au modèle avec un POP constant calculé à partir de $K_0=0.85$. En d'autres termes, si l'Argile Plastique a effectivement un profil de K_0 décroissant avec la profondeur, l'utilisation d'une valeur moyenne constante (à savoir $K_0=0.85$) n'est pas sécuritaire à l'égard des déplacements horizontaux comme illustré sur la Figure 5.a, elle apparaît néanmoins très conservatrice pour les efforts dans les éléments de structure (Figure 5 (b)).

3.3 Influence de la méthode de modélisation du comportement non drainé

Le comportement non drainé des Argiles Plastiques doit être pris en compte étant donné sa perméabilité au regard de la durée des travaux. La modélisation de ce comportement peut se faire de deux manières : la première (nommée approche effective) considère un chemin de contraintes effectives avec génération de surpression interstitielle et un critère de rupture effectif (ϕ' , c' , configuration Undrained-A dans Plaxis), la deuxième considère un chemin de contraintes totales sans génération de surpression interstitielle et un critère de rupture total (cohésion non drainée, configuration Undrained-C sous Plaxis).

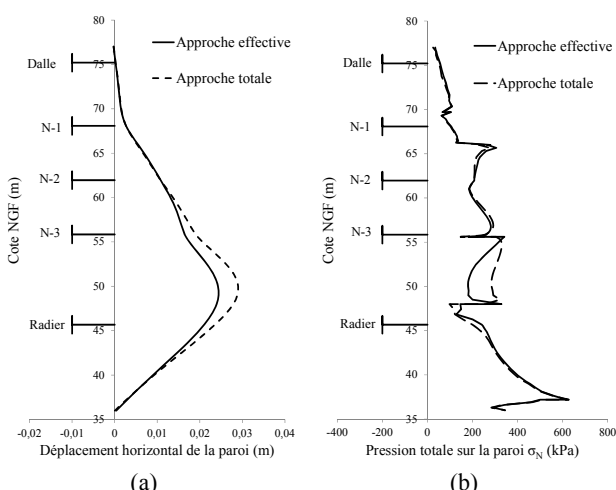


Figure 6: Comparaison entre l'approche effective et l'approche totale pour la prise en compte du comportement non drainé

La Figure 6.a montre que l'approche « totale » induit une flèche plus importante que l'approche « effective » où l'eau participe dans la reprise des déformations volumiques. La raideur « apparente » du sol à l'arrière et devant la paroi (pour les

phases transitoires où l'argile plastique n'est pas encore excavée) apparaît ainsi plus importante dans le modèle où les surpressions interstitielles sont générées. Cet effet est également mis en évidence dans la comparaison des pressions normales (totales) à la paroi (Figure 6.b). Il est intéressant de noter que dans les deux modèles, la résistance au cisaillement des argiles plastiques n'est pas engagée et la poussée mobilisée reste supérieure à la poussée limite théorique. Par ailleurs, il a été vérifié dans le modèle que le cisaillement mobilisé dans l'approche « effective » reste bien inférieur au cisaillement théoriquement mobilisable en conditions non drainées (Cu).

4 ETUDE COMPARATIVE

4.1 Influence du coefficient de réaction k_h

La Figure 7 montre la comparaison entre un modèle aux éléments finis HSM et deux modèles K-Réa utilisant la formule de Schmitt 1995 pour déterminer k_h , le premier (nommé K-Réa) utilise les paramètres du Tableau 1 et le deuxième (nommé K-Réa mod) divise par 2 les modules pressiométriques des couches de sol retenu. Malgré l'amplification de la déformée, le diagramme de pression n'a pas connu d'amélioration significative avec le modèle K-Réa mod. On conclut ainsi que l'impact du coefficient de réaction k_h sur les déplacements est important alors qu'il n'affecte presque pas le diagramme de pressions des terres qui lui reste proche de la poussée limite.

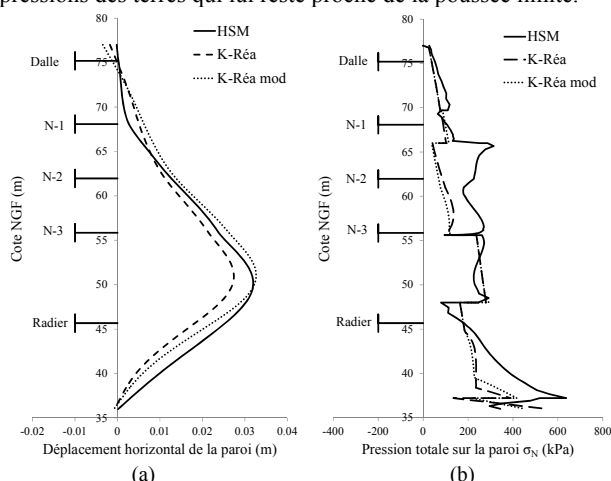


Figure 7: Comparaison entre les modèles K-Réa et le modèle HSM à la phase finale de construction

4.2 Influence du coefficient de déchargement/rechargement k_d/k_r

L'excavation d'une gare sollicite principalement le sol en déchargement, le coefficient de déchargement k_d joue ainsi un rôle important dans la modélisation du comportement du soutènement. Ce coefficient permet ainsi d'évaluer le décretement de contrainte horizontale effective $\Delta\sigma'_h$ suite à un décretement de contrainte verticale effective $\Delta\sigma'_v$, c'est-à-dire $k_d = \Delta\sigma'_h / \Delta\sigma'_v$. Dans un modèle aux coefficients de réaction, ce coefficient est un paramètre d'entrée défini par l'utilisateur et est souvent pris égal à K_0 (ou une valeur proche d'après la formule de Monnet (1994)) tandis que dans un modèle aux éléments finis, ce coefficient est implicite, il est régi par l'équilibre du milieu continu et la loi de comportement du sol. Le déchargement étant élastique, le coefficient de déchargement apparent peut donc être évalué à partir du coefficient de Poisson $\nu_{ur}=0.2$ ce qui permet d'obtenir $k_d = \nu_{ur} / (1 - \nu_{ur}) = 0.25$. Le coefficient de rechargement k_r , qui régit un incrément de contrainte dû à un éventuel remblaiement, est couramment pris égal au coefficient de déchargement.

La Figure 8 montre l'impact du choix de ce coefficient sur la

pression normale à l'écran en comparant les résultats du modèle aux éléments finis (modèle de comportement HSM) et deux modèles aux coefficients de réaction, le premier (nommé « K-Réa ») avec $k_r=k_a=K_0$ et le deuxième (nommé « K-Réa bis ») avec $k_r=k_a=0.25$. La comparaison porte sur le décretement de pression horizontale entre la phase de mise en place du plancher N-1 (traits continu et pointillé épais) et la phase suivante de terrassement sous ce même plancher.

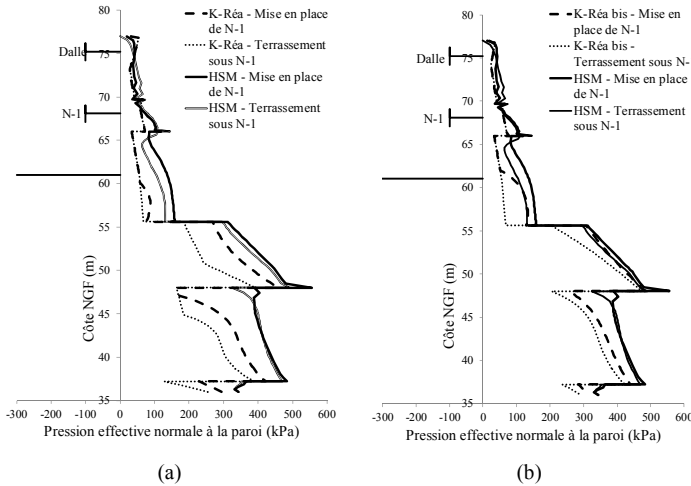


Figure 8: (a) Comparaison entre le modèle HSM et K-Réa, (b) Comparaison entre le modèle HSM et K-Réa bis

La Figure 8.a montre que la pression horizontale normale à la paroi du modèle K-Réa diminue plus rapidement suite au terrassement en dessous du plancher N-1, notamment pour les couches de sol se trouvant en dessous du niveau de terrassement. La Figure 8.b montre que le modèle K-Réa bis met en évidence une diminution moins importante qui se rapproche des résultats obtenus à l'aide du modèle HSM.

Il semble donc que la valeur du coefficient de déchargement/rechargement permet de réduire l'une des divergences entre le modèle aux éléments finis et le modèle aux coefficients de réaction. La surestimation de ce coefficient induit un déchargement horizontal du sol accentué, ce qui implique une sous-estimation de l'amplitude du diagramme de poussée des terres en particulier en dessous du niveau de terrassement. Ainsi la mobilisation de la butée du sol se retrouve également sous-évaluée.

4.3 Effet de voûte

L'hypothèse d'indépendance des k_h dans la discrétisation de l'écran pour la méthode aux coefficients de réaction est une des faiblesses car elle implique une indépendance entre l'équilibre vertical et horizontal. La méthode aux éléments finis s'appuie sur la théorie d'équilibre des milieux continus et permet de mobiliser du cisaillement dans le sol et une rotation des contraintes principales, ce qui est essentiel pour modéliser l'effet de voûte entre les points durs de l'écran (Handy 1985). L'exploitation des résultats du modèle HSM permet de visualiser clairement cet effet de voûte.

La Figure 9.a présente l'incrément de cisaillement $\Delta\gamma_{xy}$ en distinguant les zones de signes opposés. On remarque que les parties supérieures mobilisent un cisaillement conforme à une mobilisation du terrain en butée (zone blanche derrière l'écran à gauche). Cela explique le chargement important que subissent les niveaux de planchers supérieurs notamment N-1 et N-2 en comparaison avec un modèle aux coefficients de réaction (Figure 9.b). Lambe et Whitman (1969) ont expliqué de la même manière les observations de Terzaghi et Peck (1967) concernant les diagrammes de pressions des terres dans des

excavations butonnées.

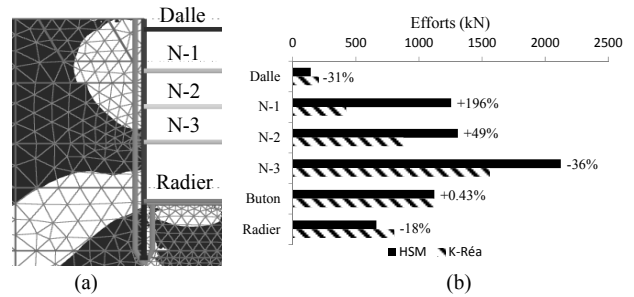


Figure 9: (a) Illustration de l'effet de voûte avec les incréments de cisaillement $\Delta\gamma_{xy}$ à la dernière phase de construction après dépose du lit de butons (en noir : zone de cisaillement négatif, en blanc : zone de cisaillement positif), (b) Effort dans les éléments d'appui

L'effet de voûte est ainsi uniquement illustré à travers la méthode des éléments finis et s'avère indispensable pour éviter de sous-estimer les efforts dans les éléments butonnants et les niveaux de planchers. Cet effet de voûte est d'autant plus marqué que le contraste entre les couches est important.

5 CONCLUSION

L'utilisation des éléments finis dans la modélisation des excavations profondes fortement butonnées s'avère indispensable pour la bonne évaluation des déplacements et des efforts dans les éléments de structure. Toutefois, la pratique de cette méthode requiert la maîtrise des lois de comportement complexes et l'adaptation de leurs paramètres d'entrée par rapport aux paramètres géotechniques courants. En effet, le choix du modèle de sol, des conditions drainées ou pas et du champ de contraintes in situ initiales restent des éléments essentiels à définir avant de se lancer dans une modélisation fiable. La confrontation avec la méthode aux coefficients de réaction a permis de mettre en évidence l'impact du coefficient de déchargement/rechargement. Une réévaluation à la baisse de ce dernier permet de se rapprocher des diagrammes de poussées des terres d'un modèle aux éléments finis. De plus, les limites de la méthode aux coefficients de réaction se sont dévoilées clairement en termes d'évaluation de l'effet de voûte et la sous-estimation des efforts dans les éléments d'appui.

6 REFERENCES

Burland J.B., Simpson B., ST. John H.D. 1979, Mouvements autour d'excavations dans l'Argile de Londres, Comptes-rendus du 7^e CEMSTF (Brighton), Ed. BGS, Vol.1, pp.13-29.
 Calvello M., Finno R.J 2004, Selecting parameters to optimize in model calibration by inverse analysis, computers and Geotechnics N°31, pp 411-425.
 Handy R.L. 1985, The arch in soil arching, Journal of geotechnical engineering, Vol.111, Issue 3, pp.302-318.
 Hashash Y.M.A. and Whittle A.J 2002, Mechanisms of load transfer and arching for braced excavations in clay, Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering, March 2002, pp.187-197
 Jossefaume H. 1998, Propriétés mécaniques de l'argile des Flandres à Dunkerque et à Calais, Revue Française de Géotechnique N°84.
 Kazmierczak J.B. 1996, Comportement et dimensionnement des parois moulées dans les argiles raides saturées, Université de Lille
 Lambe T.W et Whitman R.V. 1969, Soil Mechanics, Ch.13 Earth retaining structures and slopes, pp.185-191.
 Long M. 2001, A case history of deep basement in London Clay, Computers and geotechnics, pp. 397-423.
 Zghondi J. 2010, Modélisation avancée des excavations multi-supportées en site urbain, Mémoire de thèse, Institut national des sciences appliquées, INSA Lyon.