Une approche observationnelle appliquée à des excavations dans les sols mous de Shanghai

L.D. YANG

Département
de géotechnique
Université de Tongji
Shanghai, Chine

Y.J. CUI

ENPC/CERMES
Institut Navier
6 et 8, av. Blaise-Pascal
Cité Descartes
Champs-sur-Marne
77455 Marne-la-Vallée
Cedex 2
cui@cermes.enpc.fr

B.L. SHI

C.G. ZHONG

Département
de géotechnique
Université de Tongji
Shanghai, Chine

Résumé

On présente une approche observationnelle appliquée aux excavations de fouilles stabilisées par des butons dans les sols mous de Shanghai. Une méthode de calcul simplifiée aux modules de réaction et une méthode d'analyse par éléments finis ont été utilisées pour les calculs. Les résultats obtenus ont été utilisés pour la prévision et la conception. Les paramètres requis dans les calculs ont été déterminés par l'analyse inverse à partir des mesures *in situ* de la distribution des déplacements. L'avancement de l'excavation a été simulé de façon adaptative en considérant les paramètres pour différentes étapes d'excavation. Deux études de cas ont été réalisées pour justifier la méthode proposée. Les résultats obtenus ont montré sa grande utilité pratique : elle permet de contrôler la sécurité pour les excavations profondes, en particulier dans des sols mous sensibles.

Mots-clés : fouille, approche observationnelle, mesures *in situ*, analyse inverse, optimisation, étude de cas.

An observational approach applied to excavations in the soft soils of Shanghai

Abstract

An observational approach applied to the excavations of foundation pits in the soft soils of Shanghai is presented. A simplified reaction modulus method and a finite element method were used for calculations. The obtained results were used for either predicting or designing. The parameters required for calculations were determined using a back analysis method based on the *in situ* measurements of the displacements. The progress of excavation was adaptively simulated by considering different parameters for different excavation stages. Two case studies were considered to justify the applicability of the proposed method. The obtained results showed a good application in practice : the method is helpful to ensure the safety of deep excavations, especially in sensitive soft soils.

Key words : pit, observational approach, field measurement, back analysis, optimisation, case studies.

NDLR : Les discussions sur cet article sont acceptées jusqu'au 1^{er} mars 2004.

Introduction

Pour des excavations profondes dans des sols mous en zone urbaine, on a besoin d'assurer non seulement la stabilité du mur de soutènement, mais aussi la stabilité des constructions existantes qui exigent, suivant l'importance, des déplacements très limités du sol de fondation. Ceci nécessite de passer d'un critère de stabilité classique en terme de contraintes limites à un critère en terme de déplacements. A Shanghai, on a enregistré pendant la dernière décennie plusieurs dizaines d'accidents d'excavations liés soit à la perte de stabilité de la structure de soutènement, soit à l'endommagement des constructions voisines (bâtiments, canalisations souterraines, etc.). Ces accidents correspondaient en général à des pertes économiques importantes pouvant s'élever à 100 M de yuans (soit environ 11 M€). Les analyses effectuées ont montré que ces accidents sont dus principalement à des choix non appropriés de la structure de soutènement, qui sont basés sur des valeurs sous-estimées de la pression interstitielle de l'eau, de la poussée du sol, et des charges en surface liées à l'exécution des travaux. Il suffit d'une pluie soutenue avec une défaillance du système de drainage, pour que la pression interstitielle augmente, provoquant l'accident. Le fond du problème est qu'on est dépourvu d'une théorie ou méthode satisfaisante pour le dimensionnement de la structure de soutènement pendant l'excavation. Actuellement, c'est la méthode aux modules de réaction et la méthode des éléments finis qui sont les plus souvent utilisées pour ce type de problème. Pour des sols relativement fermes, la méthode aux modules de réaction s'est avérée satisfaisante. Néanmoins, pour des sols mous comme les sols de Shanghai, en raison de leur sensibilité, les deux méthodes sont confrontées à des difficultés dans la détermination de la pression du sol. En effet, les paramètres utilisés étant dépendants de l'exécution des travaux, des propriétés de fluage du sol, etc., la prévision par le calcul avant travaux est en général très différente de la mesure pendant travaux.

On présente ici une approche observationnelle permettant d'évaluer de façon adaptative le déplacement du sol et d'assurer ainsi la stabilité de l'excavation. Il s'agit d'une méthode qui associe la théorie à des mesures *in situ*. A partir des mesures d'une étape amont, l'analyse inverse sera utilisée pour la détermination des paramètres ; ces paramètres seront ensuite utilisés pour la prévision des étapes qui suivent. Cette méthode a été appliquée avec succès à plusieurs chantiers d'excavation à Shanghai. On en présente ici deux exemples.

Sur le plan théorique, on a adopté volontairement un modèle très simple, élastique et linéaire. Il est certain qu'un modèle élastoplastique plus sophistiqué basé sur le concept des contraintes effectives serait plus pertinent pour décrire le processus d'excavation. Mais l'utilisation des modèles sophistiqués impliquerait systématiquement l'introduction d'un nombre plus important de paramètres. Et vu la complexité des conditions d'excavation et les informations souvent incomplètes sur des chantiers, la détermination des paramètres est en général une tâche extrêmement difficile. Avec un modèle simple, l'avantage d'un nombre plus réduit de paramètres est compensé par le fait qu'un paramètre peut représenter la combinaison de

plusieurs phénomènes physiques. C'est ainsi qu'en pratique, comme l'on peut voir dans la section 3, il est nécessaire de réajuster les paramètres au fur et à mesure de l'avancement du travaux.

Méthode

Dimensionnement des murs de soutènement en utilisant la méthode simplifiée aux modules de réaction

(Dhatt et Touzot, 1984 ;
Feng et Dai, 1991)

Schéma de calcul simplifié

Dans le calcul, le mur de soutènement est considéré comme une poutre sur appui continu élastique. Une fois l'excavation partiellement réalisée et les butons installés, on utilise des ressorts pour simuler l'effet des butons (Fig. 1). Si S représente la constante du ressort, on a :

$$S = \frac{AE}{BL} \quad (1)$$

où A est la section du buton, L est sa longueur caractéristique qui correspond en général à la moitié de la distance entre parois, E est son module élastique, et B est l'espacement des butons.

Le supplément de pression de butée exercée par le sol sur la paroi mobilisée lors d'un déplacement horizontal u peut être calculé par :

$$\Delta p_p = K_h u \quad (2)$$

où K_h est le coefficient de réaction horizontale du sol, qui est calculé par :

$$K_h = \alpha_2 m (h_0 - x_1) \quad (3)$$

où m est un coefficient de butée (Fig. 1) qui peut être déterminé d'après la norme de Shanghai DGJ08-11-1999, α_2 est un coefficient de correction utilisé pour considérer les effets combinés de différents facteurs tels que le fluage du sol et les conditions d'excavation, h_0 est la profondeur actuelle de la zone de butée, x_1 est la coordonnée verticale du niveau considéré (centre d'un élément dans le calcul en éléments finis).

La poussée du sol sur le mur est fonction du profil des sols et de la profondeur de la nappe phréatique. La norme de Shanghai préconise, pour sa détermination, la méthode avec le calcul de la pression interstitielle séparée du calcul de la pression exercée par le squelette de sol : la pression interstitielle est calculée avec la profondeur réelle de la nappe, alors que la pression par le squelette de sol peut être calculée par la théorie de Rankine en terme de contraintes effectives avec application d'un coefficient de correction α_1 , qui, comme le coefficient α_2 , considère les effets combinés des différents facteurs. Ces deux coefficients α_1 et α_2 peuvent être déterminés par analyse inverse (voir § 2.3).

FIG. 1 Schéma de calcul avec la méthode aux modules de réaction.
Calculation scheme using the reaction modulus method.

Dans la pratique française, la méthode de calcul aux modules de réaction est couramment utilisée. On assimile également le mur à une poutre élastique, et on détermine le déplacement du mur et donc les efforts dans le mur par l'intermédiaire d'une loi appelée loi de réaction (Balay, 1985). Cette loi qui relie l'effort au déplacement par l'intermédiaire d'un module de réaction k_h est souvent supposée linéaire (k_h constant). Toutefois, elle peut être bilinéaire avec une valeur de k_h pour la poussée et une autre pour la butée. On voit que qualitativement, cette méthode coïncide avec la méthode adoptée ici. On souligne que dans les calculs aux modules de réaction, la loi de réaction est bornée par d'un côté le palier de la pression de poussée et de l'autre côté par la pression de butée, et que dans la méthode proposée ici ces limites n'existent pas. Ceci montre que notre méthode est limitée à des petites déformations, ce qui est le cas pour les excavations en zone urbaine avec restriction du déplacement de sol.

Quand on n'est pas dans la phase de mise en tension du tirant d'ancrage, le module de réaction k_h peut être déterminé à partir du module pressiométrique E_M et du coefficient rhéologique α qui dépend de la nature et de l'état du sol. En revanche, pour la phase de mise en tension de tirant, la détermination de k_h nécessite de prendre en compte la longueur de transfert du tirant qui est fonction du rapport de la rigidité (EI) du tirant au module moyen pressiométrique $\frac{I_0}{E_m}$. On note

que k_h n'est pas une caractéristique intrinsèque du sol, car il dépend aussi des caractéristiques de la paroi (produit d'inertie EI, hauteur totale) et de la configuration du sol (hauteur libre, hauteur de fiche). C'est ainsi que dans la pratique on introduit dans le calcul un coefficient « a » appelé paramètre dimensionnel pour prendre en compte ces facteurs. En comparant avec la méthode proposée ici, on voit que ce sont les paramètres α_1 et α_2 qui jouent le rôle de « a ».

Selon Balay (1985), la loi de réaction dépend aussi de la procédure d'exécution de l'excavation, des propriétés visqueuses du sol, des mouvements de la nappe dus aux travaux, etc., le paramètre dimensionnel « a » est loin d'être en mesure de les considérer. C'est ainsi qu'en pratique, il est souvent nécessaire d'appliquer une approche observationnelle pour raffiner ce paramètre.

Équations fondamentales

Dans la formulation de la méthode des éléments finis, les charges sont supportées par les éléments au niveau des nœuds, et l'équation générale d'équilibre peut s'écrire comme

$$[\bar{K}]\{u\} = \{F\} \quad (4)$$

où $[\bar{K}]$ est la matrice de rigidité globale, $\{F\}$ est le vecteur de forces aux nœuds, et $\{u\}$ est le vecteur de déplacements des nœuds. La matrice $[\bar{K}]$ est composée de deux parties, liées respectivement à la rigidité de la poutre (mur plus butons) et à celle du sol. On notera $\bar{K}^e$ pour la matrice de rigidité globale d'un élément, K^e pour la matrice de la poutre, et K_g^e pour la matrice du sol de fondation. On a donc

$$\bar{K}^e = K^e + K_g^e \quad (5)$$

L'expression de K^e est la suivante (Feng et Dai, 1991):

$$K^e = \frac{E_b I}{L^3} \begin{bmatrix} 12 & 6L & -12 & 6L \\ 6L & 4L^2 & -6L & 2L^2 \\ -12 & -6L & 12 & -6L \\ 6L & 2L^2 & -6L & 4L^2 \end{bmatrix} \quad (6)$$

où E_b désigne le module élastique de la poutre, I son inertie, L la longueur d'un élément.

Pour K_g^e , il existe deux expressions. Pour les éléments au dessus du fond de fouille, $K_g^e = 0$, alors que pour ceux en dessous (Dhatt et Touzot, 1984 ; Feng et Dai, 1991):

$$K_g^e = \alpha_2 m (h_0 - x_i) L \begin{bmatrix} 0,314 & 0,052L & 0,128 & -0,031L \\ 0,052L & 0,010L^2 & 0,031L & -0,001L^2 \\ 0,128 & 0,031L & 0,371 & -0,052L \\ -0,031L & -0,001L^2 & -0,052L & 0,010L^2 \end{bmatrix} \quad (7)$$

où L est toujours la longueur d'un élément.

Supposons que le diagramme de poussée pour chaque élément soit de forme trapézoïdale (Fig. 1) et que $q = q_{1i}$, $\Delta q = q_{1i} - q_{2i}$, le vecteur de forces exercées sur les éléments des poutres peut être calculé par (Feng et Dai, 1991):

$$F^e = [qL/2 \quad qL^2/12 \quad qL/2 \quad -qL^2/12]^T + [3\Delta qL/20 \quad \Delta qL^2/30 \quad 7\Delta qL/20 \quad -\Delta qL^2/20]^T \quad (8)$$

Quand le diagramme de poussée est triangulaire, on peut utiliser la même expression pour F^e en posant $q = q_1 = 0$ et $\Delta q = -q_2$. On note que q est fonction de α_1 , et qu'il y a des forces horizontales exercées par les butons sur les nœuds, qui varient avec le déplacement horizontal.

Dimensionnement des murs de soutènement en utilisant la méthode d'analyse par éléments finis

2.2.1

Schéma de calcul simplifié

Lorsque le problème est symétrique, on peut représenter l'excavation par le schéma de la figure 2. Il s'agit d'un problème en déformation plane, avec des limites en déformation à une certaine distance de l'excavation. Dans la formulation des éléments finis, le massif de sol et le mur sont discrétisés et les butons sont simulés soit par des forces horizontales variant avec le déplacement soit par des éléments de poutres élastiques comme indiqué sur la figure 2. Les éléments considérés sur la figure sont tous quadrilatéraux, tant pour le sol que pour le soutènement. Ce dernier peut être également représenté par des éléments de type poutre.

FIG. 2 Schéma de calcul avec la méthode des éléments finis.
Calculation scheme using the finite element method.

2.2.2

Équation fondamentale

Pour l'analyse par la méthode des éléments finis, l'équation fondamentale en éléments finis est également l'équation (4) (Dhatt et Touzot, 1984 ; Gioda *et al.*, 1987). On note que $\{F\}$ comprend la contribution de la poussée des terres, des surcharges en surface et des efforts exercés par les butons.

Xie (1992) a étudié le comportement d'un sol de Shanghai au laboratoire, et il a remarqué que le modèle de Kelvin-Voigt (Fig. 3) est bien adapté pour calculer la variation de volume du sol. Lu (1994) a analysé le mouvement de terrain d'un site à Shanghai dû au drainage ou à l'infiltration d'eau et il a également trouvé la validité de ce modèle. Yang *et al.* (1996) et Yang et Xu (1996) ont confirmé cette validité sur des sols de formation ancienne. C'est ainsi que dans le calcul de $[K]$ on considère un comportement visco-élastique du sol avec le modèle de Kelvin-Voigt (Fig. 3) : deux ressorts E_1 et E_2 et un amortisseur η_2 . D'après ce modèle, les déformations en fonction du temps sont données par :

$$\varepsilon = \frac{\sigma_0}{E_1} + \frac{\sigma_0}{E_2} \left[1 - \exp\left(-\frac{E_2}{\eta_2} t\right) \right] \quad (9)$$

où σ_0 est la contrainte à $t = 0$.

FIG. 3 Modèle de sol utilisé dans l'approche par éléments finis.

Soil model used for the analysis the finite element method.

L'équation (9) peut être écrite sous une autre forme :

$$\sigma_0 = E_t \varepsilon \quad (10)$$

avec

$$E_t = \frac{1}{\frac{1}{E_1} + \frac{1}{E_2} \left[1 - \exp\left(-\frac{E_2}{\eta_2} t\right) \right]} \quad (11)$$

Si les conditions aux limites ne varient pas, le calcul de la déformation à $t = t_i$ peut être simplifié en prenant un modèle élastique avec, dans le calcul de $[K]$, un module équivalent E_{ti} (Yang *et al.*, 1996) :

$$E_{ti} = \frac{1}{\frac{1}{E_1} + \frac{1}{E_2} \left[1 - \exp\left(-\frac{E_2}{\eta_2} t_i\right) \right]} \quad (12)$$

2.3

Analyse inverse pour la détermination des paramètres

Pendant l'excavation d'une fouille, les forces de poussée et de butée, et l'effort des butons ne cessent de varier. Avec un modèle simplifié, il est difficile voire impossible d'obtenir des prévisions satisfaisantes avec un jeu de paramètres fixe. Un certain nombre d'auteurs (Hou et Chen, 1989 ; Yang *et al.*, 1996 ; Yang et Xu, 1996) ont montré que la méthode de l'analyse inverse est souvent un outil performant pour résoudre le problème. En se basant sur la mesure de déplacement *in situ*, on peut obtenir la valeur de la pression de terre et/ou les paramètres représentant le comportement du sol en suivant la procédure de l'analyse inverse. Les grandeurs obtenues sont ensuite utilisées pour les prévisions ultérieures.

2.3.1

Analyse inverse pour la méthode aux modules de réactions

Pour la méthode aux modules de réaction, on peut déterminer par analyse inverse le coefficient de pression de butée m , et les coefficients de correction α_1 et α_2 pour la pression de poussée. Pour simplifier le calcul, on calculera le paramètre m en appliquant la norme de Shanghai (DGJ08-11-1999), et seulement α_1 et α_2 seront déterminés par analyse inverse.

Dans la formulation de la méthode inverse, la fonction objet (Wang, 1991 ; Shi, 1996 ; Xu et Yang, 1995, 1996 ; Yang *et al.*, 1999) conditionnant la procédure d'optimisation est choisie comme :

$$F(P) = \min \sum_{i=1}^N (S_i(P)/S_i^*(P) - 1)^2 \quad (13)$$

où P est l'objet inconnu (α_i et α_j), N est le nombre de données de mesure, S_i^* est la donnée de mesure de l'élément i (le déplacement en général, et la contrainte parfois), S_i est le résultat de l'analyse numérique correspondant à S_i^* , qui varie ici avec P . Quand la valeur de F est au minimum, P devient optimal et correspond à la solution donnée par l'analyse inverse.

En général, la fonction d'objet F est non linéaire, nécessitant une analyse numérique pour le problème. Dans cette étude, on préconise la méthode d'optimisation de Powell qui fait partie des méthodes de direction conjuguée.

2.3.2

Analyse inverse pour la méthode des éléments finis

Dans le cas où la condition de drainage ne change pas et où le niveau de la nappe phréatique reste fixe, le comportement du sol est donc gouverné par le modèle de Kelvin-Voigt, avec, en plus, un jeu constant de paramètres E_1 , E_2 et η_2 . Ces paramètres peuvent être déterminés par analyse inverse.

L'équation (13) est utilisée pour l'optimisation, avec un objet inconnu P qui contient cette fois-ci E_1 , E_2 et η_2 . On rappelle que si les conditions aux limites ne changent pas, P contient un seul paramètre, le modèle élastique équivalent E_1 . Dans cette étude, numériquement, on adopte une méthode simplificatrice qui consiste à déterminer E_i ($i = 1, 2, 3$) par l'équation (13) et à le reporter ensuite dans l'équation (8) pour calculer E_1 , E_2 et η_2 .

3

Approche observationnelle

Lors de l'excavation, les informations qu'on peut obtenir peuvent être de nature géologique et physique, comprenant la stratification du sol, le niveau de la nappe phréatique. D'autres caractéristiques physiques comme la masse volumique, le module élastique, le coefficient de Poisson, la cohésion, l'angle de frottement etc. peuvent également être définies. On peut aussi avoir accès à des informations liées à la réalisation de l'ouvrage lui-même, à savoir la géométrie de la construction, la méthode d'excavation, le type de support, la procédure d'excavation et de pose de support, etc. On obtient aussi des informations à partir des mesures de déplacement, de déformations et de contraintes dans le massif de sol et de leur évolution au cours du temps.

Ces informations sont essentielles pour la conception et l'estimation de la stabilité du mur de soutènement. Il est évident que leur précision influence la conception et la prévision du comportement du mur. Vu l'incertitude sur la distribution des strates de sol, l'installation des supports et la procédure d'excavation, il est difficile d'acquérir des informations de précision suffisante à

l'aide des essais courants sur sols. Ainsi, il est intéressant de déterminer les paramètres représentant les propriétés des sols en place en se basant sur des informations mesurées ou collectées *in situ*. Les paramètres ainsi déterminés permettront ensuite de prévoir la déformation et la stabilité du mur et du massif de sol de façon adaptative, pour l'étape en cours et pour les suivantes.

Sur la figure 4 est présentée une courbe typique de l'évolution du déplacement au cours du temps obtenue à partir des mesures réalisées en un point à côté d'une excavation de 5,6 m de profondeur. On observe une évolution très rapide pendant les cinq premiers jours qui correspond à la réalisation d'excavation, suivie d'une évolution lente avec stabilisation au bout de 22 jours. L'allure de la deuxième partie de la courbe ($t > 8$ jours) a une forme comparable à celle qu'on obtiendrait avec un modèle de Kelvin-Voigt.

FIG. 4 Évolution du déplacement d'un point d'observation.
Displacement evolution at an observation point.

Les déplacements engendrés pendant la phase d'excavation sont dus à la modification de l'état de contrainte depuis l'état initial vers l'état d'équilibre à la fin de la phase. Il est probable que les effets différés intervenant dans cette phase soient faibles.

En considérant un déplacement instantané pour le début de chaque étape d'excavation, l'évolution lissée du déplacement mesuré lors d'une excavation en trois étapes à Shanghai est présentée sur la figure 5. D'après nos expériences, cette allure est représentative des caractéristiques des sols mous de Shanghai, et correspond, comme en figure 4, à une réponse de type de Kelvin-Voigt.

L'approche observationnelle peut être schématisée par l'organigramme de la figure 6.

Les trois premières étapes sont classiques, on commence par le sondage et la collecte de données, on fait ensuite la conception de l'ouvrage et le calcul de vérification de stabilité. Par la suite, on réalise l'excavation tout en effectuant le suivi. Les étapes suivantes caractérisent l'approche observationnelle qui est définie principalement par deux points : 1) en se basant sur les informations obtenues *in situ*, on détermine à chaque étape d'excavation les paramètres nécessaires à l'aide de l'analyse inverse, 2) les paramètres ainsi obtenus sont utilisés pour la prévision de l'étape d'excavation en cours ou de l'étape suivante. Les résultats de calcul sont comparés avec les mesures *in situ* pour savoir s'il

FIG. 5 Allure générale de l'évolution du déplacement lors de la progression de l'excavation.
General shape of the displacement change with time during the excavation.

FIG. 6 Organigramme de l'approche observationnelle adoptée.
Organisation chart of the adopted observational approach.

est nécessaire de renforcer le mur de soutènement avec des butons supplémentaires ou de modifier la procédure d'excavation. Il est important de noter qu'habituellement, il existe une bonne concordance entre l'estimation et la mesure pour l'étape d'excavation suivante, et qu'en revanche, cette concordance est moindre pour la prédiction des étapes ultérieures. Il est donc nécessaire de réajuster à chaque étape les paramètres en utilisant la méthode de l'analyse inverse. Grâce à ce réajustement constamment renouvelé, on dispose d'une méthode très efficace, qui permet une estimation pas à pas jusqu'à achèvement de l'excavation.

On note que le réajustement demandé par l'utilisation de cette méthode est en grande partie lié au modèle élastique linéaire adopté. En effet, avec l'élasticité linéaire, il n'est pas possible d'accéder à la distribution des contraintes à l'interface sol - structure au moyen du coefficient de réaction : pour une structure donnée, il faudrait adapter en chaque point la valeur du

coefficient, et la modifier si l'on change de chargement. Parfois, il est nécessaire d'introduire des valeurs négatives. Malgré cela, le modèle adopté a incontestablement l'avantage d'être simple, donc plus facile à utiliser sur des chantiers où les informations de mesure sont en général limitées.

4

Études de cas

4.1

Application de la méthode simplifiée aux modules de réaction

Un centre commercial, situé rue Huaihai à Shanghai, comprend un bâtiment à 34 étages et quatre bâtiments de stocks annexes. Son soubassement souterrain à 3 niveaux a nécessité une fouille d'une profondeur de 14,2 m sur une surface de 4 322 m². Le mur de soutènement en paroi moulée a une hauteur de 29 m et une épaisseur de 1 m. Il est fiché de 14 m dans une argile sableuse. Trois lits de butons ont été installés pour renforcer la structure à des profondeurs de 2,6 m, 7,5 m et 11,4 m respectivement. Un calcul préalable a amené à choisir une rigidité $K_1 = 123\,529$ kN/m pour le premier lit, et une rigidité de 66 196 kN/m pour les deux autres (K_2 et K_3). La figure 7 présente le mur, les lits de butons ainsi que la nature des sols concernés. La nappe est très peu profonde, à 0,5 m environ, ce qui est caractéristique du sol de Shanghai. L'ensemble de l'excavation est situé dans des argiles avec des caractéristiques de résistance au cisaillement (c' et ϕ') assez faibles.

Le chantier étant situé au centre-ville, la fouille est entourée de bâtiments historiques, de câbles électriques, et de canalisations. Vu l'importance du projet, l'approche observationnelle a été adoptée. La procédure d'analyse est composée de deux étapes :

1) en se basant sur la mesure de déplacement *in situ* à la deuxième étape d'excavation (7,5 m), on détermine par analyse inverse le paramètre de résistance α_2 et le coefficient de correction de la pression du sol α_p , pour estimer le déplacement à la troisième étape ;

2) de même, la mesure de déplacement réalisée lors de la troisième étape est utilisée pour la prévision de la quatrième étape.

La figure 8 présente la comparaison du déplacement entre la mesure et le calcul pour la troisième étape (11,4 m). La courbe (1) correspond au calcul en utilisant la théorie de Rankine avec les paramètres initiaux déterminés avant l'excavation, alors que la courbe (2) correspond au calcul par l'approche observationnelle avec les paramètres déterminés à la deuxième étape (Tableau I). On observe clairement que le calcul sur les premières observations donne des résultats très proches des mesures, et qu'en revanche, le calcul direct par la théorie de Rankine surestime considérablement le déplacement : à 10 m, on a 40 % environ de surestimation.

La figure 9 présente la comparaison du déplacement entre la mesure et les calculs pour la quatrième étape (14,2 m). Le même phénomène peut être observé quant à la performance de l'approche observationnelle par rapport au calcul par la méthode de Rankine.

FIG. 7 Coupe schématique de la fouille rue Huaihai.
Schematic cross section of the excavation in Hualhai Road.

FIG. 8 Comparaison du déplacement entre la mesure et le calcul pour la 3^e étape.
(1) Déplacement calculé avec la théorie de Rankine;
(2) déplacement calculé avec l'approche observationnelle.
Comparison of displacement between measurement and calculation for the third stage.
(1) Displacement calculated using Rankine theory;
(2) displacement calculated using the observational approach.

TABEAU 1 Les paramètres déterminés par l'analyse inverse.
Parameters determined by back analysis.

Étape d'excavation	α_2	α_1
3 (11,4 m)	0,9748	1,2239
4 (14,2 m)	0,8197	1,1981

4.2

Application de la méthode des éléments finis

Elle concerne un groupe de bâtiments résidentiels à Pudong comprenant 5 bâtiments de grande hauteur et un parking souterrain, comme présenté sur la figure 10. En raison de la proximité des bâtiments et du parking, il a été décidé de combiner les deux fondations en une seule qui mesure 160,8 m de long, 79,5 m de large, et 5,6 m de profondeur pour les bâtiments contre 6,9 m pour le parking. Le mur de soutènement est en pieu sol-ciment, et mesure 4,2 m d'épaisseur pour les bâtiments contre 5,2 m pour le parking. Le mur de soutènement ainsi que les points de mesure (E1-E9, S1-S14, W1-W9, N1-N11) sont également présentés sur la figure 10. La figure 11 présente une coupe du mur (position N7) avec le profil des sols correspondant. Comme on peut constater sur cette figure (coupe B-B), le mur est composé de deux rangées de pieux entrelacés avec des connexions de quatre pieux également entrelacés qui relient les deux rangées. Les connexions sont espacées de 1,5 m. Le mur est sans renforcement sauf pour les deux premiers mètres à partir de la surface, où les pieux sont renforcés par des armatures ($\phi 12$). Le haut du mur est fait d'une plaque de 0,2 m en béton armé ($\phi 12 @ 250 \times 250$). Pour une raison d'économie, le bas du mur est fait en largeur variable et réduite.

FIG. 9 Comparaison du déplacement entre la mesure et le calcul pour la 4^e étape.
(1) Déplacement calculé avec la théorie de Rankine;
(2) déplacement calculé avec la méthode observationnelle.
Comparison between measured and calculated displacements at the 4th stage
(1) Displacement calculated using Rankine theory;
(2) displacement calculated using the observational approach.

Une fois la réalisation du mur terminée, on a creusé d'abord les fondations des bâtiments l'une après l'autre, et on a réalisé trois mois plus tard la fondation du parking. Aucun buton n'a été prescrit initialement.

En se basant sur le déplacement horizontal et le tassement du mur de soutènement pour les bâtiments, on a déterminé les paramètres par analyse inverse, ce qui a permis l'estimation du déplacement horizontal du mur du parking aussi bien pour le côté sud que pour le

TABEAU II Les paramètres déterminés par l'analyse inverse.
Parameters determined by back analysis.

Point	E_1 (MPa)	E_2 (MPa)	η_2 (MPa.jour)
N1	26,263	6,483	33,553
N2	8,551	7,821	70,314
N3	13,955	5,012	38,188
N4	34,567	3,511	26,033
N5	5,101	6,629	37,581
N6	19,524	3,686	9,853
N8	11,002	3,539	13,395
N9	9,491	7,117	30,775
N10	14,087	4,704	15,948
N11	19,440	5,361	17,681
S1	40,602	7,065	45,111
S2	30,803	5,441	26,621
S3	54,647	7,300	64,224
S12	29,017	6,452	32,226
S13	17,204	4,745	32,963
S14	37,284	4,853	30,858
Valeur moyenne	$E_1 = 23,223$ MPa	$E_2 = 5,608$ MPa	$\eta_2 = 32,833$ MPa.jour

côté est. Les paramètres obtenus sont présentés dans le tableau II.

Sur la figure 12 est présentée la comparaison de la courbe déplacement – temps entre la mesure et le calcul pour le point E5. On observe une bonne concordance. La figure 13 montre un autre exemple de comparaison pour le point S8, une bonne correspondance est également obtenue.

En comparant la figure 12 et la figure 13, on peut observer que le déplacement du point S8 est largement inférieur à celui du point E5, 30 mm contre 75 mm. Ceci est dû au fait que du côté sud, il existe quelques bâtiments importants, et un déplacement horizontal de 75 mm serait trop important pour leur stabilité. Ainsi, après un premier calcul, on a proposé de rajouter deux butons à une profondeur de 2,2 m de sorte que le déplacement horizontal du point E5 soit ramené à 30 mm environ. Les résultats présentés sur la figure 13

FIG. 10 Vue en plan de l'excavation avec les divers points d'observation.
Plan of the excavation with the various observation points.

5

On a présenté une approche observationnelle qui permet de prédire de façon très satisfaisante le déplacement du sol et du mur de soutènement lors d'excavations en zone urbaine. Une méthode de calcul simplifiée aux modules de réaction et une méthode d'analyse par éléments finis ont été utilisées pour l'analyse numérique, avec les paramètres déterminés par analyse inverse à partir des mesures *in situ*. Les deux études de cas ont montré que cette technique est satisfaisante

Il est néanmoins important de signaler que cette méthode n'est efficace pour la prévision qu'en utilisant les paramètres déduits de l'étape précédente, les « lointaines » s'étant avérées moins bonnes. Certes, cet inconvénient pourrait être relié à la simplicité des modèles de calcul ou de sol et l'utilisation des modèles sophistiqués aurait donné de meilleurs résultats, mais les modèles sophistiqués nécessitent en général plus de paramètres, souvent difficiles voire impossibles à déterminer au cours de l'excavation.

Afin d'appliquer cette approche avec succès, il apparaît qu'on doit accorder beaucoup d'attention à la qualité des mesures *in situ* et à la qualité d'exécution des travaux.

REMERCIEMENTS

Les auteurs adressent leur gratitude à la Fondation chinoise de la science naturelle pour son support financier par le contrat n° 59478043. Les discussions avec le Dr Chen Bao sont très appréciées.

- Balay J. – *Recommandations pour le choix des paramètres de calcul des écrans de soutènement par la méthode aux modules de réaction*. Rapport du Laboratoire central des ponts et chaussées, Paris, 1985.
- Dhatt G., Touzot G. – *Une représentation de la méthode des éléments finis*. UTC Maloine Éd., Paris, 1984.
- Feng Z.L., Dai R.J. – *Analysis of bar system with computer*. Tongji University Press, Shanghai, 1991.
- Gioda G., Sakurai S. – Back Analysis Procedures for the Interpretation of Field Measurements in Geomechanics *Int. J. for Num. and Analy. Methods in Geomech.*, 1987, vol. 11, 1987, 555-583.
- Hou X.Y., Chen Y.F. – *Calculation of soil deformation induced by deep excavation*. Internal report, Tongji University, Shanghai 1989, in Chinese.
- Lu Y.M. – *The research and application of deformation mechanism of the soil under pumping and dewatering*. Doctoral Thesis, Department of Geotechnical Engineering, Tongji University, Shanghai, 1994, in Chinese.
- DGJ08-11-1999 – *Conception et dimensionnement des fondations*. Norme de Shanghai, 1999, en chinois.
- Shi B.L. – *Stochastic predicting and safety forecasting for the deformation of excavation*. Doctoral Thesis, Department of Geotechnical Engineering, Tongji University, Shanghai, 1996, in Chinese.
- Wang S.Y. – *Theory, method and application of optimisation*. Zhejiang University Press, Hangzhou, Hangzhou, Chine, 1991, in Chinese.
- Xie N. – *Theory, test and application of non-linear rheological behavior of soft soil*. Doctoral Thesis, Department of Geotechnical Engineering, Tongji University, Shanghai, 1992, in Chinese.
- Xu R.Q., Yang L.D. – « The mechanism of prediction for the deformation of foundation pit excavation ». 2nd symposium on geotechnical mechanics and engineering, Ningbo, Chine, 1995, in Chinese, p. 164-168.
- Xu R.Q., Yang L.D. – « Forecast with information of excavation ». *Journal of Tongji University*, vol. 24, n° 5, 1996, in Chinese, p. 558-562.
- Yang L.D., Feng Z.L., Zhu H.H., Huang W., Yuan Y. – *Theory and practice of back analysis in geotechnical engineering*. Science Press, Beijing, China, 1999.
- Yang L.D., Xu R.Q. – « Mechanical response in excavation and boundary response of parameter prediction ». *Engineering Mechanics*, Special No., Tsinghua University, 1996, in Chinese, p. 390-394.
- Yang L.D., Zhang K., Wang Y. – « Back Analysis of Initial Rock Stresses and Time-Dependent Parameters ». *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, vol. 33, n° 6, 1996, p. 641-645.