Modèle de comportement d'interface sol-pieu avec prise en compte du phénomène de contractance/dilatance

Behaviour model of soil-pile interface taking into account the phenomenon of contractancy/dilatancy

Mirna DOGHMAN¹, Hussein MROUEH², Sébastien BURLON³

¹ Doctorante, Laboratoire de Génie Civil et géo-Environnement (LGCgE), Université de Lille, Villeneuve d'Ascq, France

² Professeur des universités, Laboratoire de Génie Civil et géo-Environnement (LGCgE), Université de Lille, Villeneuve d'Ascq, France

³ Directeur, Terrasol-Setec, Paris, France

RÉSUMÉ – Plusieurs méthodes existent dans la littérature pour appréhender le comportement des pieux sous chargement cyclique axial. Le principal effet induit par ce type de chargement est la diminution de la contrainte normale au cours des cycles. Les modèles d'ingénierie ne prennent pas en compte cette variation de contrainte, qui pourtant impacte le mécanisme de frottement axial autour du pieu. On propose dans cet article une nouvelle méthode pour simuler le comportement de l'interface en tenant compte de la variation du déplacement normal en fonction du déplacement tangentiel dans l'interface.

ABSTRACT – Several methods exist in the literature to predict piles behaviour under cyclic loading. The main effect induced by cyclic axial loading at the soil-pile interface is the decrease in normal stress during cycles. Engineering models do not take into account this stress variation, which nevertheless impacts the axial friction mechanism around the pile. This paper proposes a new method to simulate the interface behaviour taking into account the variation of normal stress, by injection experimental data presenting the variation of normal displacement as a function of shear displacement of an interface.

1. Introduction

Dans le calcul de certains ouvrages géotechniques complexes, tels que les éoliennes offshores sur monopieux, la compréhension des mécanismes qui peuvent se produire au niveau de l'interface sol-pieu est d'une grande importance pour une analyse pertinente de la variation de la résistance au cisaillement. L'effet principal du chargement cyclique axial est la dégradation de la résistance au cisaillement des pieux avec le nombre de cycles dépendant du niveau de chargement. Ce phénomène a été largement rapporté dans la littérature et il est lié à la réduction de la contrainte normale autour du pieu en raison du comportement de contractance de l'interface sous chargement cyclique (Puech, 1982, Poulos, 1984). Par conséquent, la prédiction de l'évolution des contraintes normales agissant tout au long du pieu est l'aspect clé du problème. D'une part, la méthode conventionnelle de dimensionnement des pieux, la méthode t-z (Coyle et Reese, 1966), ne prend pas en considération l'effet de l'évolution des contraintes normales sur le mécanisme de cisaillement le long de pieu. D'autre part, les lois constitutives, avec les règles d'écoulement correspondantes, proposées par de nombreux chercheurs pour simuler le comportement global de l'interface sol-structure sous une charge cyclique, nécessitent un grand nombre de paramètres (Shahrour and Rezaie, 1997, Mroz, 2001, Mortara et al. 2002). Leur utilisation a donc été de plus en plus complexe.

L'objectif de cet article est donc de présenter une méthode alternative simple pour simuler la réponse de l'interface en tenant compte de l'évolution du contraintes normales en se basant sur des données expérimentales. Ainsi, afin de tester la potentialité de la méthode, une comparaison des prédictions de calcul avec des résultats expérimentaux issus de la littérature a été effectuée.

2. Modélisation de l'interface sol-structure

L'interface sol-structure est le résultat d'un phénomène induit par la discontinuité et la variation des propriétés mécaniques au contact sol-structure. L'expansion ou la contraction du sol résultant d'une charge de cisaillement est un phénomène qui nécessite la compréhension de l'évolution des propriétés mécaniques de l'interface. Par conséquent, l'analyse de la réponse au cisaillement de l'interface doit prendre en compte son comportement volumétrique. Selon le modèle de ressort de Wernick (1978), la variation de la contrainte normale, $\Delta \sigma_n$, est liée à la variation du déplacement normal de l'interface, Δu_n , selon la relation :

$$\Delta \sigma_n = -k \Delta u_n \tag{1}$$

Où k représente la rigidité normale imposée. L'équation (1) signifie que le comportement dilatant de l'interface lors du cisaillement, correspond à une augmentation de la contrainte normale. Dans le cas contraire, le comportement contractant entraînera une diminution de la contrainte normale. Par conséquent, la connaissance de cette variation, Δu_n , permettra de simuler le comportement global de l'interface. Pour cette raison, l'utilisation de courbes expérimentales illustrant la variation du déplacement normal en fonction du déplacement tangentiel au cours des cycles sera l'aspect retenu dans notre méthode.

2.1. Description du modèle de l'interface

Notre modèle est basé sur les principes d'élasto-plasticité. L'incrément du déplacement tangentiel relatif, du_t , et du déplacement normal relatif, du_n , est décomposé en une partie élastique, du^e , et une autre plastique, du^p .

$$du_t = du_t^e + du_t^p$$
(2)
$$du_n = du_n^e + du_n^p$$
(3)

2.1.1. Partie élastique

La partie élastique est gérée par les équations suivantes :

$$d\sigma_n = k_n du_n^e \tag{4}$$
$$d\tau = k_t du_t^e \tag{5}$$

Où $d\sigma_n$ et $d\tau$ sont les incréments de la contrainte normale et de la contrainte du cisaillement, et du_n^e et du_t^e sont les incréments du déplacement élastique normal et du déplacement élastique tangentiel. k_n et k_t sont les raideurs normale et tangentiel de l'interface.

2.1.2. Partie plastique

Le comportement plastique de l'interface suit le critère de Mohr-Coulomb. L'équation (6) présente la surface limite en fonction des contraintes normale et tangentielle.

$$f(\tau, \sigma_n) = |\tau| - \sigma_n \tan \varphi - c \tag{6}$$

Où φ est l'angle de frottement de l'interface et *c* la cohésion de l'interface. La théorie de plasticité est basée sur la relation de consistance (équation (7)) qui permet de respecter le critère de rupture à chaque moment de chargement.

$$f(\sigma_n^f - d\sigma_n, \tau^f - d\tau) = 0 \to f(\sigma_n^f, \tau^f) - \frac{\partial f}{\partial \sigma_n} d\sigma_n - \frac{\partial f}{\partial \tau} d\tau = 0$$
(7)

Où $d\sigma_n$ et $d\tau$ sont la correction de la contrainte normale et de la contrainte tangentiel, σ_n^f et τ^f sont la contrainte normale et la contrainte tangentiel à corriger (c'est-à-dire la contrainte qui dépasse la limite d'élasticité). Basés sur la théorie de la plasticité, ces paramètres sont définis selon les équations suivantes :

$$d\sigma_n = k_n \lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma_n} \tag{8}$$

$$d\tau = k_t \lambda \frac{\partial g}{\partial \tau} \tag{9}$$

 λ est défini comme étant le multiplicateur plastique, et g est le potentiel plastique défini par l'équation suivante :

$$g(\tau, \sigma_n) = |\tau| + \sigma_n \frac{\partial g}{\partial \sigma_n} - c \tag{10}$$

La règle d'écoulement est donnée par :

$$du_n^p = \lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma_n} \to \frac{\partial g}{\partial \sigma_n} = \frac{du_n^p}{\lambda}$$
(11)

Par conséquent, si l'on considère que la variation du_n^p est extraite des courbes expérimentales, alors la quantité $\frac{\partial g}{\partial \sigma_n}$ peut être substituée dans l'équation (7). Par suite, le multiplicateur plastique peut être calculé selon l'équation suivante :

$$\lambda = \frac{f\left(\sigma_n^f, \tau^f\right) - \frac{\partial f}{\partial \sigma_n} k_n du_n^p}{\frac{\partial f}{\partial \tau} k_t \frac{\partial g}{\partial \tau}}$$
(12)

Enfin, en fonction des valeurs obtenues des multiplicateurs plastiques, des corrections plastiques sont appliquées pour corriger les contraintes. Par conséquent, dans notre modèle, à chaque incrément de charge, la variation du déplacement normal, à partir des courbes expérimentales, sera injectée sous forme d'un déplacement normal relatif perturbé dans les nœuds d'interface. Ensuite, les corrections des contraintes seront effectuées selon les équations précédentes. En effet, l'étude du problème par la prise en compte de données expérimentales présentera le comportement réel de l'interface où l'historique de la dégradation et du durcissement est explicitement présenté dans ces courbes expérimentales. La figure 1 présente un organigramme qui illustre la procédure adoptée pour la comptabilisation de la variation des contraintes.



Figure 1. Organigramme représentant l'approche numérique

2.2. Simulation des essais de cisaillement direct

La performance du modèle d'interface est vérifiée par la simulation des essais de cisaillement typiques sous chemin contrôlé en laboratoire. Compte tenu des essais de cisaillement directs, trois conditions limites principales sont adoptées lors de ces essais, à savoir l'essai à contrainte normale constante (CNC), l'essai à volume normal constant (VC) et l'essai à rigidité normale constante (RNC) (Figure 2).



Figure 2. Conditions aux limites dans la direction normale de l'interface.

Pour reconstituer le comportement de cisaillement entre le pieu et le sol de la manière la plus réaliste possible, la meilleure façon d'effectuer un essai de cisaillement est de maintenir la rigidité normale constante, c'est-à-dire à condition RNC, (Boulon et Foray, 1986). Cette méthode est considérée comme adéquate pour étudier l'interaction de cisaillement entre le sol et les structures.

2.2.1. Description du modèle dans FLAC3

Le modèle est implémenté dans le code FLAC3D et testé sur des essais de cisaillement plans. La figure 3 illustre le cas d'étude, réalisé en conditions 3D. L'interface est modélisée par un élément de contact à 4 nœuds et d'épaisseur nul (Itasca, 2012).



Figure 3. Modélisation d'essai de cisaillement dans FLAC3D

2.2.2. Cas d'étude

Pour ce cas d'étude, les paramètres d'interface et les courbes expérimentales seront pris des essais expérimentaux qui ont été réalisés par Mortara et al. (2007). L'interface sableacier a été envisagée pour des essais de cisaillement cyclique alterné avec un déplacement de cisaillement contrôlé (-1 mm \leq ut \leq 1mm). Les propriétés de l'interface sont présentées dans le tableau 1. L'essai considéré est effectué sur du sable en contact avec une interface lisse.

Interface			
k _n (kPa/mm)	k _t (kPa/mm)	φ	c (kPa)
1000	500	18	0

Tableau 1. Propriétés de l'interface utilisées pour le calcul dans FLAC3D

Le modèle d'interface sera testé dans les conditions de RNC avec une contrainte normale initiale égale à 150 kPa, afin de simuler les essais expérimentaux.

La figure 4.a présente les courbes expérimentales reproduites, extraites des essais de Mortara et al. (2007), qui illustrent l'évolution du déplacement normal en fonction du déplacement tangentiel au cours des cycles, utilisé comme déplacement perturbé à injecter aux nœuds d'interface. La figure 4 présente les résultats des calculs. Les résultats obtenus sont généralement satisfaisants. Ils montrent une bonne cohérence avec les résultats expérimentales. La figure 4.b montre l'évolution de la contrainte normale en fonction du déplacement tangentiel au cours des cycles, avec un nombre total de cycles égal à 9. Le comportement contractant global, induit par le déplacement normal injecté, reflète une diminution de la contrainte normale comme le montre la figure 4.b. Cette diminution progressive de la contrainte normale entraîne une dégradation de la contrainte de cisaillement au cours des cycles (figure 4.c). Les chemins de contrainte illustrées dans la figure 4.d, présentent la diminution de la contrainte de cisaillement en fonction de la contrainte de la contrainte de la contrainte de la contrainte entraîne une dégradation de la contrainte de la contrainte mormal entraîne une dégradation de la contrainte de cisaillement au cours des cycles (figure 4.c). Les chemins de contrainte illustrées dans la figure 4.d, présentent la diminution de la contrainte de cisaillement en fonction de la contrainte de la contrainte de cisaillement en fonction de la contrainte de cisaillement en fonction

contrainte normale montrant seulement des phases de contractance comme le montrent les courbes expérimentales.



Figure 4. Essai cyclique alterné à rigidité normale constante (a) Évolution du déplacement normal (Mortara et al., 2007) (b) Évolution de la contrainte normale (c) Évolution de la contrainte de cisaillement (d) chemins des contraintes (e) Dégradation de la contrainte de cisaillement

Afin de quantifier la diminution de la contrainte de cisaillement, la figure 4.e montre l'évolution du rapport τ_n/τ_0 , le facteur de dégradation. Dans ce rapport, τn est la contrainte maximale au cycle n et $\tau 0$ est la contrainte maximale à la fin de la phase initiale de chargement. Atteindre une valeur d'environ 0,15 après 9 cycles signifie que le comportement contractant cyclique induit une diminution d'environ 35 kPa de la contrainte de cisaillement maximale initiale. Ceci est lié à la diminution de la contrainte normale d'environ 108 kPa après la première inversion de charge jusqu'au dernier cycle. Les résultats obtenus reflètent donc la capacité de la méthode à simuler la variation des contraintes normales et de cisaillement de l'interface. Nous pouvons dire que le modèle d'interface implémenté a été capable d'imiter le comportement global de l'interface défini par une diminution de la contrainte de cisaillement maximale avec le nombre de cycles.

3. Conclusions

Ce papier comprend une présentation d'une méthode alternative pour simuler la réponse de l'interface sol-structure dans le cas d'un chargement cyclique. Il est très important de quantifier la diminution de la contrainte normale à l'interface sol-pieu sous chargement cyclique afin de prédire avec précision la dégradation de la contrainte de cisaillement le long du pieu et par conséquent la diminution de la capacité portante du pieu.

Sur la base de courbes expérimentales, il a été démontré que la méthode proposée permettait de très bien saisir les principales caractéristiques du comportement de l'interface. Par conséquent, il serait très utile et suffisant de disposer d'une large base de données des essais cycliques à rigidité normale constante couvrant la gamme des principaux paramètres cycliques le long de pieu. Par conséquent, ces essais sont censés quantifier la diminution de la contrainte normale en fonction du nombre des cycles. Associée à la théorie de la plasticité, cette dernière idée contribuera à une bonne compréhension du comportement global de l'interface sol-pieu sous chargement cyclique.

Remerciements Ce travail a bénéficié des fonds de France Energies Marines et de l'Agence nationale de la recherche (Investissements pour le futur) : SOLCYP+ ANR-10-IEED-0006-18

4. Références bibliographiques

- Boulon M., Foray P., (1986). Physical and numerical simulation of lateral shaft friction along offshore piles in sand, Proceedings of the 3rd International Conference on Numerical methods in Offshore piling, Nantes, France.
- Coyle H.M., Reese L.C. (1966). Load transfer for axially loaded piles in clays. Journal of soils Mechanics and Foundations Division, ASCE, 92 (SM2):1-26
- Mortara G. Boulon M., Ghionna V.N. (2002). A 2-D constitutive model for cyclic interface behaviour, Mechanics of Cohesive-frictional Materials, Vol. 26, No. 11, pp. 1071-1096.
- Mortara G. Mangiola A., Ghionna V.N. (2007). Cyclic shear stress degradation and postcyclic behaviour from sand-steel interface direct shear tests, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 44, No. 7, pp. 793 - 752.

Mroz Z., (2001). Multisurface hardening model for monotonic and cyclic response of metals. Handbook of Materials Behavior Models, 223-231

- Poulos, H. G. (1984). Cyclic degradation of pile performance in calcareous soils. Anal. and Design of Pile Foundations, 99-118.
- Puech, A. (1982). Basic data for the design of tension piles in silty soils. Proc. 3rd International Conference on the Behaviour of Offshore Structures, BOSS'82. BOSTON: M.I.T.
- Shahrour, I., Rezaie, F. (1997). An Elastoplastic Constitutive Model for Cyclic Loading. Journal of Computer and Geotechnics, Elsevier, 21-39.

Wernick, E. (1978). Skin friction of cylindrical anchors in non-cohesive soils, Proceedings of the Symposium on Soil Reinforcing and Stabilizing Techniques in Engineering Practice, University of New South Wales, Sydney, Australia, 201-219