

INTERNATIONAL SOCIETY FOR SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING



This paper was downloaded from the Online Library of the International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ISSMGE). The library is available here:

<https://www.issmge.org/publications/online-library>

This is an open-access database that archives thousands of papers published under the Auspices of the ISSMGE and maintained by the Innovation and Development Committee of ISSMGE.

Effets d'installation de pieux chargés axialement dans les sables : analyse numérique par EF standards

Installation effects in axially loaded piles in sands: numerical analysis using standard FEM

I. Said

Ecole Nationale d'Ingénieurs de Tunis, URIG (Unité de Recherche en Ingénierie Géotechnique), Tunisie

R. Frank & V. De Gennaro

Université Paris-Est, Ecole des Ponts-ParisTech, UR Navier – CERMES, France

RÉSUMÉ

Ce travail s'intéresse au comportement des fondations profondes et, plus particulièrement, au contact entre un sol granulaire et un pieu. Dans ce problème typique d'interaction sol-structure, des analyses disponibles du comportement mécanique de pieux soumis à un chargement axial ont montré que l'interface sol-pieu exerce une influence significative pour les conditions de stabilité de la structure. Un aspect important dans le cas des pieux consiste en la définition de l'état initial, après installation et avant chargement du pieu, dans le sol et à l'interface. Dans ce cadre, on propose un procédé général qui concerne la simulation des effets d'installation. Les résultats expérimentaux obtenus à partir d'essais de chargement de pieu sur site réel sont donc considérés et simulés avec succès. Les calculs avec la méthode des éléments finis montrent comment le comportement mécanique du pieu peut être décrit en considérant explicitement : (i) les effets d'installation en termes de changements de contrainte dans la couche d'interface et dans le sol environnant., et (ii) la caractérisation géotechnique du sol et de l'interface. Le choix des paramètres mécaniques pour le sol et l'interface, comme la stratégie de modélisation, sont mis en relief.

ABSTRACT

This paper addresses the behaviour of deep foundations and, more particularly, the contact between a granular soil and a pile. In this typical soil-structure interaction problem available analyses of the mechanical behaviour of single piles submitted to axial loads have shown that the soil-pile interface exerts a significant influence in defining structural stability conditions. Since one important issue in the case of piles is the definition of the initial state, following installation and prior to loading, both in the soil and at the interface, a general procedure allowing the simulation of installation effects is proposed. Experimental results obtained during pile loading tests on real sites are then considered and successfully simulated. Calculations via finite element method show how the mechanical behaviour of the pile can be described considering explicitly: (i) the installation effects in terms of stress changes within the interface layer and the surrounding soils mass, and (ii) the geotechnical characterization of the soils and the interface. The choices of the mechanical parameters for the soil and the interface, as well as the modelling strategy, are highlighted.

Keywords : pile, interface, finite elements, installation effects, residual stresses, skin friction

1 INTRODUCTION

Dans le cadre de l'étude de l'interaction sol-structure, la transmission des efforts, de la structure vers le sol, se fait à travers une fine couche de sol en contact avec la structure appelée "interface". L'interface est le siège de phénomènes mécaniques complexes. La rupture est souvent observée au sein de cette couche. Il en résulte que, pour une modélisation correcte d'un ouvrage en géotechnique, il est important de prendre en compte le comportement particulier de cette interface. C'est particulièrement vrai pour les fondations profondes, où la description du comportement en termes de frottement mobilisé, doit nécessairement passer par la modélisation de cette région fortement sollicitée. De nombreuses modélisations de pieux en éléments finis se sont intéressées au comportement de cette couche fine de sol (e.g. Maqtadir et Desai 1986; Wakai et al. 1999; Georgiadis et al 2003; Wehnert et Vermeer 2004; Said et al. 2009).

D'autre part, un aspect important dans le cas des pieux consiste en la définition de l'état initial, après installation et avant chargement du pieu, dans le sol et à l'interface. Dans la majorité des applications numériques utilisant la méthode des éléments finis, les pieux sont supposés déjà « installés » et les effets d'installation, s'ils sont considérés, ont un impact limité sur leur comportement mécanique. Les effets d'installation et les contraintes résiduelles correspondantes sont les "vraies" conditions initiales à considérer pour une bonne modélisation du comportement du pieu au cours du chargement. Dans ce

cadre, on propose un procédé général qui concerne la simulation des effets d'installation. Cette nouvelle stratégie numérique est basée sur l'application de corrélations empiriques existantes permettant la quantification des contraintes résiduelles radiale et de cisaillement le long du fût du pieu, ainsi que des pressions résiduelles sous la pointe du pieu après installation. La méthode proposée représente une alternative à des méthodes plus complexes basées sur une modélisation numérique du problème de pénétration de pieu (Wehnert & Vermeer, 2004) (par exemple la simulation du battage, forage, etc.) Bien que non représentative de l'ensemble du procédé d'installation, elle peut décrire les aspects principaux liés aux effets d'installation.

Dans ce travail, on se propose d'analyser numériquement par éléments finis le comportement de pieux en vraie grandeur. Les résultats expérimentaux obtenus à partir des essais de chargement de pieu sur site réel sont modélisés numériquement par le code de calcul aux éléments finis CESAR-LCPC (Humbert 1989) en considérant explicitement les effets d'installation en termes de changements de contrainte dans la couche d'interface et dans le sol environnant, en plus des paramètres géotechniques du sol et de l'interface.

2 METHODOLOGIE NUMERIQUE PROPOSEE POUR LA MODELISATION NUMERIQUE DES PIEUX

En général, la simulation numérique d'essais de pieux est compliquée et mène à des incertitudes ; ceci est dû principalement à la difficulté de la prise en compte des effets

d'installation et d'autre part aux difficultés de reproduire l'interface sol-pieu. Ces deux problèmes sont analysés dans ce travail. Une méthodologie générale pour l'étude numérique d'un pieu isolé battu ou foncé sous chargement axial est proposée. Les effets d'installation du pieu seront considérés. L'interface sera, elle, représentée par le modèle MEPI 2D (De Gennaro et Frank 2002). On propose de distinguer trois phases de calcul numérique pour la modélisation du pieu.

2.1 Phase 1 : Initialisation géostatique

Cette étape est primordiale dans toutes les modélisations, car les conditions initiales conditionnent la solution finale. Elle s'effectue d'abord par l'activation du poids propre du sol et de la contrainte radiale initiale (effet K_0) qui ont une influence considérable sur le comportement du pieu. Numériquement, dans CESAR-LCPC, le poids propre du sol (sable, dans le cas présent) et le coefficient de pression des terres au repos $K_0 = (1 - \sin \phi') \text{OCR}^{\sin \phi'}$ (Mayne et Kulhawy 1982) définissent l'état de contrainte géostatique initial.

2.2 Phase 2 : Prise en compte des effets d'installation

Avant d'évaluer les contraintes résiduelles, il y a d'abord lieu d'expliquer leur origine. Suite au battage/fonçage du pieu, les charges de compression sont équilibrées par la contrainte de cisaillement mobilisée sur le fût et la contrainte en pointe. A la fin de chaque phase d'installation (étape de fonçage/coup de battage), la tête du pieu rebondit, d'une part, à cause de la décompression élastique du pieu, et d'autre part, à cause du déchargement du sol près de la pointe; ceci crée des contraintes de cisaillement négatives le long du fût. Le pieu atteint l'équilibre statique lorsque les contraintes négatives équilibrent les contraintes de cisaillement positives (le long de la partie inférieure du pieu ainsi que la contrainte de compression en pointe). Par ailleurs, le déplacement d'un volume de sol équivalent au volume du pieu, génère en fonction de la densité du sol, d'autres phénomènes volumiques responsables des évolutions de la contrainte radiale. Lorsque les mesures ne sont pas possibles, la détermination des contraintes résiduelles se fait par des formules empiriques qui ont fait l'objet de plusieurs travaux. Une synthèse est donnée par la suite.

Dans cette phase, les contraintes résiduelles après installation du pieu considérées sont la contrainte radiale/normale résiduelle au fût, la contrainte de cisaillement résiduelle au fût et la contrainte de pointe résiduelle. Les contraintes radiales sont appliquées simultanément aux interfaces entre le pieu et le sol. Après battage/fonçage du pieu, le profil des contraintes effectives radiales a la même allure que la résistance au cône au CPT q_c et montre que ces contraintes dépendent de la densité du sable et de la distance à partir de la pointe (h/R). Dans ce cadre, Jardine et al. (2005) ont établi une expression empirique de cette valeur de contrainte radiale effective σ'_{rc} :

$$\sigma'_{rc} = 0,016q_p \left(\frac{\sigma'_{vo}}{P_a} \right)^{0,13} \left(\frac{h}{R} \right)^{-0,38} \quad (1)$$

q_c étant la résistance de cône du CPT qui dépend directement de la densité relative du sol, h la distance verticale à partir de la pointe, R le rayon du pieu et σ'_{vo} la contrainte verticale effective initiale in situ. Au cours du battage/fonçage, le sol en dessous de la pointe se densifie et un bulbe du pieu est formé (Shakirev et al. 1996). Les contraintes résiduelles en pointe ne peuvent pas être négligées. Dans certains cas, la contrainte résiduelle q_{pres} est mesurée; en absence des mesures, cette contrainte peut être calculée. Parmi les méthodes de calcul proposées, on a retenu la méthode de Briaud et Tucker (1984) et celle de Alawneh et Malkawi (2000).

Briaud et Tucker (1984) suggèrent la formule suivante pour le calcul de q_{pres} :

$$q_{pres} = 533,4L_p\beta$$

$$\beta = \sqrt{\frac{K_\tau P}{AE_p}}; K_\tau = 188,9(N_{side})^{0,27} \quad (2)$$

où K_τ est la pente initiale de la courbe de frottement pendant le chargement (kPa/cm), P le périmètre du pieu (cm), E_p le module d'élasticité du pieu (kPa), A la section du pieu (m^2), L_p la longueur du pieu (m), N_{side} la valeur moyenne du nombre de coups au SPT pour le sable autour du pieu.

La corrélation proposée par Alawneh et Malkawi (2000) pour quantifier la contrainte résiduelle en pointe considère la flexibilité η du pieu :

$$q_{pres} = 13158(\eta)^{0,724} \quad (3)$$

$$\eta = \left(\frac{L}{D} \right) \left(\frac{A_p}{A} \right) \left(\frac{G}{E_p} \right) \quad (4)$$

où η est le facteur de flexibilité du pieu (sans dimension), D le diamètre du pieu, G le module de cisaillement du sable, A_p l'aire du pieu circonscrit par le diamètre extérieur du pieu.

La valeur de la contrainte de cisaillement résiduelle τ_{res} est importante surtout sur la partie supérieure du fût et croît avec le mouvement de la tête du pieu vers le haut (relaxation après installation). Cette valeur augmente aussi avec la flexibilité du pieu; elle est faible pour les pieux rigides et courts. Un profil expérimental type de la contrainte de cisaillement résiduelle au fût est donné par Alawneh et Malkawi (2000) qui considèrent un profil triangulaire avec un point neutre. Lorsqu'il n'est pas possible d'utiliser cette méthode, une contrainte résiduelle moyenne est déterminée en équilibrant les résultantes de la force de frottement résiduelle et de la contrainte en pointe résiduelle. La contrainte de cisaillement résiduelle moyenne est alors égale à :

$$\tau_{res} = \frac{Aq_{pres} - W}{S_{lat}} \quad (5)$$

où q_{pres} est la contrainte résiduelle en pointe, S_{lat} est la surface latérale du pieu, W est le poids du pieu et A est la section du pieu.

Les phases 1 et 2 seront dites dans la suite du travail "phases d'initialisation des contraintes". Au cours de ces phases le pieu est considéré comme linéaire élastique, le sol adjacent obéit au critère de Mohr Coulomb. On suppose qu'à ce stade, l'interface n'est pas encore activée. Les paramètres géotechniques sont déterminés à partir des essais au laboratoire et in situ disponibles.

2.3 Phase 3 : Chargement du pieu

Dans cette phase, le pieu est activé : son poids volumique γ_p et sa rigidité E_p sont appliqués. Le chargement s'effectue en appliquant des incréments de déplacement w_{i0} en tête du pieu. Au cours de cette phase, l'interface est décrite par le modèle de comportement MEPI 2D (De Gennaro et Frank 2002). Le modèle est développé dans le cadre de la théorie de l'élastoplasticité en se basant sur une surface de charge de type Mohr-Coulomb, en adoptant la notion d'écrouissage déviatorique positif et un comportement radoucissant pour décrire l'évolution de la surface de charge; il considère une règle d'écoulement plastique non associée qui prend en compte l'état caractéristique (contractance-dilatance), ainsi que la stabilisation de la dilatance aux grandes distorsions. Ce modèle d'interface a été implémenté dans le code de calcul par éléments finis CESAR-LCPC.

Sur la base de la démarche qu'on vient de présenter, deux exemples d'application sont proposés par la suite. Le premier est un exemple d'un essai de chargement d'un pieu modèle sur site réel à Labenne et le deuxième est un essai de chargement d'un pieu en vraie grandeur à Dunkerque.

3 MODÉLISATION NUMÉRIQUE DES PIEUX

Le premier essai de chargement de pieu a été mené par Lehane (1992) dans le sable de Labenne. Le pieu de diamètre $D = 0,102$ m et de longueur $L_p = 5,95$ m dit ICP "Imperial College Pile" est un pieu instrumenté en acier à pointe conique de 60 degrés. L'instrumentation est constituée de manchons de mesure espacés d'environ 1 m le long du fût. Chaque appareil de mesure contient : (i) une cellule avec jauges de déformation (ALC : "Axial Load Cell") permettant la mesure de la charge axiale à travers le pieu ainsi que la mesure de la contrainte moyenne de cisaillement entre deux manchons (même principe que celui des extensomètres amovibles LCPC) ; (ii) un appareil dit "Surface Stress Transducer (SST)" qui permet la mesure locale de la contrainte radiale (σ_r) et de la contrainte de cisaillement (τ_{rz}) à l'aide de capteurs spécifiques. Les détails de l'instrumentation de l'ICP sont donnés par Bond (1989), Lehane (1992) et Chow (1997). Le pieu est installé par fonçage hydraulique à 600 mm/min dans du sable uniforme brun moyennement dense. La nappe phréatique est trouvée à 2,9 m de profondeur.

La deuxième analyse d'essai statique de chargement présentée dans ce travail concerne un caisson battu sur le site de Dunkerque (Bustamante et Gianceselli 1991). Il s'agit d'un caisson fermé de longueur $L_p = 7,76$ m. Le pieu dit "LCPC" est muni d'extensomètres amovibles LCPC délimitant 5 tronçons de mesure et disposés au sein du fût pour la mesure des déformations. L'examen de l'ensemble des essais in situ met en évidence des sables Flandriens denses.

3.1 Géométrie, maillage et conditions aux limites

La géométrie adoptée tient compte des différentes couches de sol ainsi que de leurs poids volumiques. Cette géométrie dépend aussi des caractéristiques mécaniques du sable notamment la variation du module d'Young. Elle intègre une couche d'interface d'épaisseur $t \approx 10$ à $12D_{50} = 3$ mm (D_{50} est égal à 0,32 mm). Le maillage est axisymétrique ; il est constitué d'éléments isoparamétriques axisymétriques à 8 nœuds (MBQ8). Le rapport de forme L/t des éléments d'interface, qui sont de type « couche mince », a été défini sur la base d'une étude paramétrique préalable afin d'assurer la stabilité numérique dans les phases de calcul (De Gennaro et Frank 2005). La géométrie, le maillage du pieu ICP et les conditions aux limites sont donnés sur la figure 1.

3.2 Phases de calcul, paramètres des modèles

En suivant les étapes de la méthodologie numérique présentée au paragraphe 2 pour les deux exemples de pieux, à la suite de l'initialisation géostatique, les effets d'installation sont simulés numériquement autour du pieu. Pour ce faire, les contraintes radiales en pointe et de cisaillement résiduelles sont initialisées à l'interface.

Pour les deux types de pieux, la contrainte radiale est d'abord calculée à partir de l'équation (1) pour différentes profondeurs du sable (chaque mètre). Ensuite, le profil de la contrainte radiale est linéarisé et les distributions linéaires sont appliquées numériquement sur le bord de l'interface. Pour le pieu ICP, la contrainte en pointe résiduelle a été mesurée. Numériquement, la valeur de contrainte résiduelle $q_{p(res)} = Q_{pres}/A$ (A : section du pieu) est appliquée uniformément à la pointe du pieu. Quant au pieu LCPC, la contrainte résiduelle en pointe n'est pas mesurée ; on utilise deux méthodes pour évaluer cette contrainte (cf. § 2), à savoir la méthode de Briaud et Tucker (1984) en utilisant l'équation (2) et celle de Alawneh et Malkawi (2000) en utilisant les équations (3) et (4). La contrainte de cisaillement résiduelle est mesurée dans les manchons du pieu ICP. Cette contrainte est initialisée le long du fût en admettant le profil triangulaire de Alawneh et Malkawi (2000) à partir des valeurs expérimentales trouvées. Le profil expérimental de la contrainte de cisaillement

résiduelle est donc remplacé par deux droites sécantes. Numériquement, les contraintes de cisaillement linéaires (après linéarisation) sont appliquées sur le bord de la couche d'interface. Pour le pieu LCPC, la contrainte de cisaillement résiduelle après battage peut être calculée d'une façon simple par l'équation (5), en équilibrant la résultante de la contrainte en pointe résiduelle au frottement axial résiduel.

Les paramètres des modèles sont déterminés à partir des essais au laboratoire sur le sable et l'interface sable-acier (essai triaxial, essai à la boîte de cisaillement direct modifié) et des essais in situ (essai au Pressiomètre Ménard, essai au pénétromètre standard pressiométrique, essai pressio-pénétromètre) (Said 2006). Le chargement en compression a été simulé en appliquant un déplacement total w_{t0} à la tête du pieu. Le déplacement total appliqué est respectivement $w_{t0} = 15$ mm (150 incréments) pour le pieu ICP et $w_{t0} = 50$ mm (100 incréments) pour le pieu LCPC.

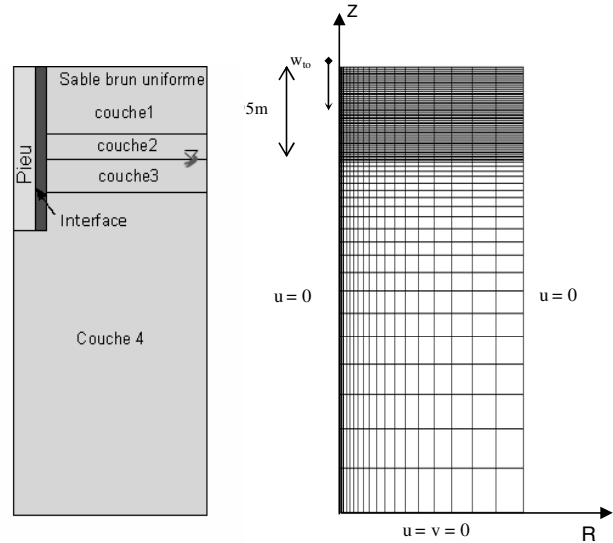


Figure 1. Géométrie et maillage du pieu modèle ICP

3.3 Résultats des simulations numériques

La mobilisation de la contrainte de cisaillement pendant le chargement est donnée sur les figures 2 et 3 pour les deux exemples de pieux. Les nœuds de l'interface considérés sont ceux correspondant aux manchons de mesure. Les courbes numériques de cisaillement sont comparées aux valeurs expérimentales. Notons que les courbes commencent avec des frottements résiduels négatifs dus à la relaxation du système sol-pieu après fonçage. Il s'agit des valeurs négatives initialisées numériquement par linéarisation lors de la phase précédente.

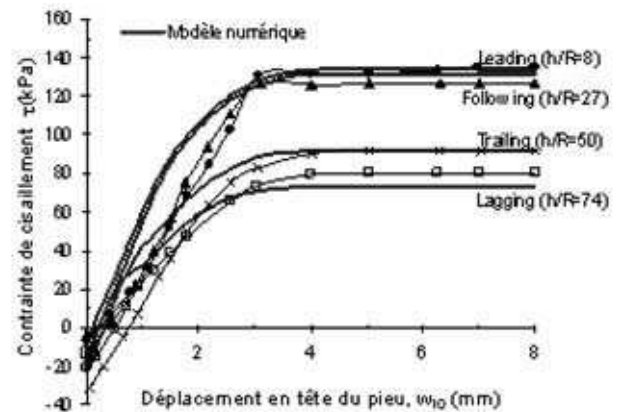


Figure 2. Pieu ICP : Mobilisation de la contrainte de cisaillement et comparaison avec les valeurs expérimentales

Les courbes numériques sont en bon accord avec celles mesurées. Ceci dépend du choix des paramètres de l'interface et de la distribution de la contrainte radiale autour du pieu.

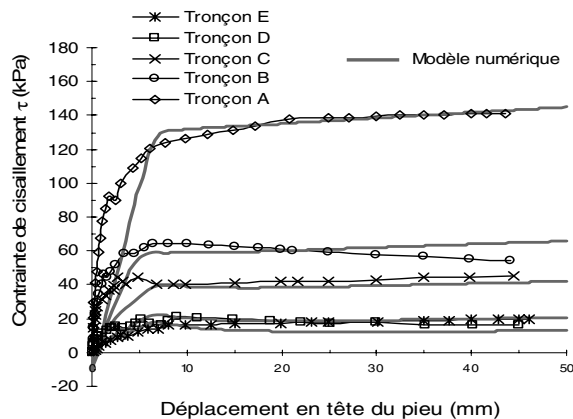


Figure 3. Pieu LCPC : Mobilisation de la contrainte de cisaillement et comparaison avec les valeurs expérimentales

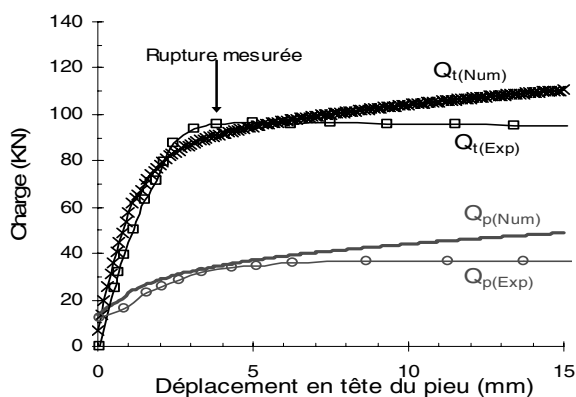


Figure 4. Pieu ICP : Réponses charge totale, charge en pointe en fonction du tassement et durant le chargement du pieu : Prévisions numériques et résultats expérimentaux

La prévision numérique de la courbe de chargement du pieu Q_t , au cours du chargement ainsi que l'évolution de la résistance en pointe sont comparées sur la figure 4 aux courbes expérimentales pour le pieu ICP. Notons que la capacité portante est donnée par $Q_t = Q_s + Q_p$ (le poids du pieu W étant négligé pour les pieux modèles). Les charges totales et en pointe sont bien reproduites durant le chargement et à la rupture pour le pieu ICP. Le même résultat est observé pour le pieu LCPC (Said 2006).

4 CONCLUSION

Dans ce travail une méthodologie numérique de modélisation par éléments finis d'un essai de chargement de pieu battu ou foncé est présentée ; elle tient compte, d'une part, des effets d'installation en reproduisant les contraintes de cisaillement et en pointe résiduelles et, d'autre part, du comportement de l'interface en considérant un modèle de comportement approprié (MEPI 2D). Les pieux sont modélisés en utilisant une

géométrie et un maillage à symétrie de révolution. Les modélisations d'un pieu modèle "ICP" et d'un pieu en vraie grandeur "LCPC" sur sites réels sont effectuées. Dans un premier temps, les prises en compte de la contrainte radiale après installation et des contraintes résiduelles de cisaillement et en pointe sont considérées en faisant l'initialisation des éléments d'interface. Le chargement du pieu est ensuite modélisé. En comparant les résultats numériques aux données expérimentales, on note que le frottement dans la couche d'interface, ainsi que la charge totale des pieux sont bien reproduits.

REFERENCES

- Alawneh, A.S. & Malkawi, A.I.H. 2000. Estimation of post-driving residual stresses along driven piles in sand. *Geotechnical Testing Journal*, Vol.23, No.3, pp. 313-326.
- Bond A.J. 1989. Behaviour of displacement piles in overconsolidated clays. *PhD Thesis*, Imperial College, London.
- Briaud, J.L. & Tucker, A.M. 1984. Piles in sand: A method including residual stresses. *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol.110, No.11, pp. 1666-1680.
- Bustamante, M. & Gianselli, L. 1991. Predicting the bearing capacity of sheet piles under vertical load. *Proc. of the 4th Int. Conf. on piling and deep found., Stresa, Italy*, 7-12 April.
- Chow, F.C. 1997. Investigations in the behaviour of displacement piles for offshore foundations. *PhD thesis*, Imperial College, London.
- De Gennaro, V. & Frank, F. 2002. Elasto-plastic analysis of the interface behaviour between granular media and structure. *Computers and Geotechnics*, Vol. 29, pp. 547-572.
- De Gennaro V. & Frank R. 2005. Modélisation de l'interaction sol-pieu par la méthode des éléments finis. *Bull. de Liaison des Laboratoire des Ponts et Chaussées*, Vol. 256-257, pp. 107 - 133.
- Georgiadis, K., Potts, D. M. and Zdravkovic, L. 2003. The influence of partial soil saturation on pile behaviour. *Géotechnique*, Vol.53, No.1, pp. 11-25
- Humbert, P. 1989. CESAR-LCPC, un code général de calcul par éléments finis. *Bull. Liaison Labo. Ponts et Chaussées*, 160, février-mars, pp. 112-116.
- Jardine, R., Chow, F.C., Overy, R. and Standing, J. 2005. *ICP design methods for driven piles in sands and clays*. Thomas Telford Ltd, pp. 112.
- Lehane, B.M. 1992. Experimental investigations of pile behaviour using instrumented field piles. *PhD thesis*, Imperial College, London.
- Maqtadir, A. & Desai, C.S. 1986. Three-dimensional analysis of a pile-group foundation. *Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech.* Vol.10, pp. 41-58.
- Mayne, P.M. & Kulhawy, F.H. 1982. K_v -OCR relationships in soils. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 108 (GT6), pp. 851-872.
- Said, I. 2006. Comportement des interfaces et modélisation des pieux sous charge axiale. *PhD thesis*, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, France.
- Said I., De Gennaro, V. & Frank, R. 2009. Axisymmetric finite element analysis of pile loading tests. *Computers and Geotechnics*, 36 (1): 6-19.
- Shakirev, V., Magnan, J.P; and Ejjaouani, H. 1996. Etude expérimentale du comportement du fonçage des pieux. *Bulletin des LPC*, Vol.206, pp. 96-116.
- Wakai, A., Gose, S. and Ugai, K. 1999. 3-D elasto-plastic finite element analyses of pile foundations subjected to lateral loading. *Soils and Foundations*, Vol. 39, No.1, pp.97-111.
- Wehnert M. & Vermeer P.A. 2004. Numerical analyses of load tests on bored piles. *Proc. Num. Models in Geomechanics (NUMOG IX)*, pp. 505-511.