

CAPACITE AXIALE DE PIEUX FONCES DANS DU SABLE - ESSAIS EN CENTRIFUGEUSE

Axial capacity of displacement piles in sand - Centrifuge modelling

Ismat EL HAFFAR, Matthieu BLANC, Luc THOREL
IFSTTAR, GERS-GMG, F-44344 Bouguenais, France

RÉSUMÉ – Une étude sur la capacité axiale de pieux est menée en centrifugeuse. Des pieux ouverts et fermés en pointe ont été foncés à 100xg dans du sable dense de Fontainebleau. L'effet de la saturation du massif et du diamètre des pieux est également étudié tout au long de leur fonçage.

ABSTRACT – A general study has been realized on the axial capacity of piles with the use of the centrifuge modelling. Open and closed piles have been jacked at 100xg in dense Fontainebleau sand. The effect of the saturation, pile diameter on the axial compression capacity of the piles is studied.

1. Introduction

De nombreux pays ont pour objectif d'augmenter l'utilisation des énergies renouvelables, tout particulièrement l'éolien. L'éolien offshore présente de nombreux avantages pour combler cette demande. Les projets de parcs éoliens offshore se multipliant, le besoin de nouvelles règles de dimensionnement pour ces nouvelles structures devient urgent. Jusqu'à maintenant, la plupart des éoliennes en mer installées sont posées dans des eaux peu profondes. Pour cela, les fondations de type embase gravitaire et monopieu sont privilégiées. L'implantation d'éoliennes dans des eaux plus profondes nécessitera certainement l'utilisation de sous structure de type jacket. Ces structures composées de trois à quatre pattes sont fixées au sol à l'aide de pieux sous chacune des pattes. Ces pieux sont soumis à des chargements dus aux effets conjugués du vent, des courants et de la houle. Actuellement, ces structures sont dimensionnées à l'aide de recommandation de l'API (American Petroleum Institute) développée pour l'offshore pétrolier et mal (ou pas) adaptée à l'éolien. Pour cela, des méthodes utilisant les profils CPT du sol (ICP-05 (Jardine et al. 2005), Fugro-05 (Kolk et al., 2005), NGI-05 (Clausen et al. 2005), UWA-05 (Lehane et al. 2005)) ont été rajoutées à la 22^{ième} recommandation API RP 2A (2007). Cependant, toutes ces méthodes présentent des incertitudes menant généralement à un surdimensionnement coûteux.

L'objectif de cette étude est de montrer le problème lié à ces incertitudes liées au dimensionnement à l'aide d'essais réalisés en centrifugeuse géotechnique. Des essais de pieux de différents diamètres ont été effectués dans du sable dense et moyennement dense, sec et saturé. De plus, des pieux ouverts et fermé en pointe ont été comparés pour mieux comprendre la formation du bouchon de sol lors de la mise place de ces pieux.

2. Méthodologie

2.1. Modélisation en centrifugeuse

La modélisation physique en centrifugeuse consiste à soumettre un modèle réduit à un champ de macrogravité afin de reproduire l'état de contraintes que subirait le prototype en vraie grandeur. L'utilisation de la centrifugeuse de l'IFSTTAR de grand diamètre (11m) est

essentielle pour l'étude de fondation profonde afin de générer un gradient de macrogravité négligeable dans la hauteur du modèle.

Pour cette étude, le facteur d'échelle choisi est $N = 100$. Ainsi les modèles réduits 1:100 sont soumis à une accélération $100 \times g$ (100 fois la gravité terrestre).

2.2. Pieux modèles

Les pieux modèles de cette étude sont des tubes d'acier inoxydable d'épaisseur 1 mm et de fiche 250 mm, i.e. 0,1 m d'épaisseur et 25 m de fiche. Leur diamètre varie de 12 à 18 mm et sont ouverts ou fermés en pointe. Leurs caractéristiques sont rappelées dans le Tableau 1. La nomenclature retenue est la suivante : l'essai « C1O18 » est effectué dans le premier conteneur « C1 » sur un tube ouvert en pointe « O » de diamètre « 18 » mm.

Les pieux sont reliés à un vérin hydraulique permettant leur installation et leur arrachement (Figure 1). Un capteur de force de 25 kN (FN3070 de FGP) est situé entre le pieu et le vérin. Le déplacement de ce dernier est mesuré à l'aide d'un capteur de déplacement magnétostrictif (1/3000350S010-1E01 de TWK).

2.2. Sol modèle

Le sol modèle est le sable de Fontainebleau NE34 (Tableau 2). Quatre conteneurs ont été reconstitués par pluviation dans l'air. Pour cette étude deux densités relatives différentes ont été reproduites : $58\% \pm 0,5\%$ et $99\% \pm 0,5\%$. Les densités sèches de ces massifs sont $1,59 \text{ g/cm}^3$ pour le sable moyennement dense et $1,70 \text{ g/cm}^3$ pour le sable dense. Un conteneur de chaque densité a été saturé par l'ajout d'eau par la base du conteneur. Les densités déjaugées de ces massifs sont $0,99 \text{ g/cm}^3$ pour le sable moyennement dense et $1,04 \text{ g/cm}^3$ pour le sable dense.

2.2. Installation des pieux et campagne

Les pieux sont installés dans les massifs en vol (à $100 \times g$) à une vitesse de 0,1 mm/s. Cette méthode d'installation modélise les déplacements du sol qui seraient engendrés par l'installation par fonçage d'un pieu prototype non refoulant. La vitesse a été choisie afin de

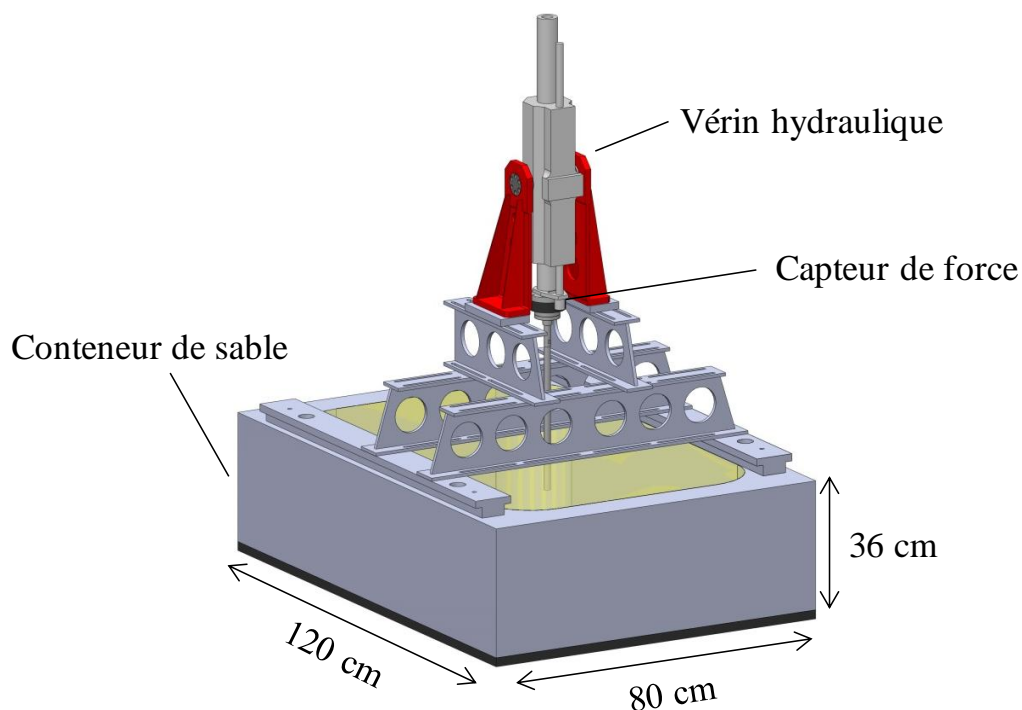


Figure 1. Montage expérimental (dimensions intérieures)

s'assurer d'une condition de drainage lors de l'installation dans un massif saturé. Après l'installation du pieu sur une profondeur de 250 mm, un essai d'arrachement est directement effectué sans l'arrêt de la centrifugeuse mais non présenté ici. 28 essais ont été effectués pour cette campagne expérimentale (Tableau 1).

Tableau 1. Campagne expérimentale

Nom du conteneur	Description	Nom du test	Pieu ouvert ou fermé (O/C)	Diamètre du pieu modèle (mm)	Diamètre du pieu prototype (m)
C1	Sable sec $D_r = 99\%$	C1O18	O	18	1.8
		C1C18	C	18	1.8
		C1O16	O	16	1.6
		C1C16	C	16	1.6
		C1O14	O	14	1.4
		C1C14	C	14	1.4
C2	Sable sec $D_r = 58\%$	C2O18	O	18	1.8
		C2C18	C	18	1.8
		C2O16	O	16	1.6
		C2C16	C	16	1.6
		C2O14	O	14	1.4
		C2C14	C	14	1.4
		C2O12	O	12	1.2
		C2C12	C	12	1.2
C3	Sable saturé $D_r = 99\%$	C3O18	O	18	1.8
		C3C18	C	18	1.8
		C3O16	O	16	1.6
		C3C16	C	16	1.6
		C3O14	O	14	1.4
		C3C14	C	14	1.4
C4	Sable saturé $D_r = 58\%$	C4O18	O	18	1.8
		C4C18	C	18	1.8
		C4O16	O	16	1.6
		C4C16	C	16	1.6
		C4O14	O	14	1.4
		C4C14	C	14	1.4
		C4O12	O	12	1.2
		C4C12	C	12	1.2

Tableau 2. Caractéristiques du Fontainebleau NE34

Sable	U_c	d_{50} (μm)	$\rho_{d,\text{min}}$ (g/cm^3)	$\rho_{d,\text{max}}$ (g/cm^3)
Fontainebleau NE34	1.53	210	1.46	1.71

U_c est le coefficient d'uniformité (Silva, 2014).

D_{50} le diamètre moyen des grains (Silva, 2014).

$\rho_{d,\text{min}}$ et $\rho_{d,\text{max}}$ sont les masses volumiques sèches minimum et maximum (NF P 94-059).

3. Analyse de la campagne expérimentale

3.1. Détermination de la capacité portante

La force finale nécessaire au fonçage du pieu est considérée comme la capacité portante de celui-ci. Cette méthode est en accord avec les résultats obtenus par Deeks et al. (2005) où ils trouvèrent que la rupture du pieu survenait à une force équivalente à celle apportée pour son fonçage.

3.2. Profils de fonçage

Les effets de la densité, de la saturation et de la formation d'un bouchon sont étudiés sur des pieux de 25 m de fiche et de diamètres 1.2 m jusqu'à 1.8 m. La Figure 2 montre la phase de fonçage pour les conteneurs de sable dense sec (C1) et saturé (C3). Une première comparaison entre les pieux C3O18 et C3C18 (ouvert et fermé en pointe) dans du sable saturé montre qu'au début de l'installation, jusqu'à 3 m de profondeur, l'effort moindre pour le pieu ouvert avant de rejoindre celui du pieu fermé pour les profondeurs plus importantes. Ceci est dû à la formation d'un bouchon de sol dans le tube dès une profondeur de 3 m. A partir de cette profondeur, le pieu ouvert se comporte comme un pieu fermé. Cette observation ne se retrouve qu'à partir d'une profondeur de 13 m dans le cas d'un massif sec C1 (C1O18 et C1C18). Ainsi la saturation du massif joue un rôle important dans la création du bouchon de sol lors de son fonçage. L'augmentation, même légère de la cohésion doit en être la cause. La baisse de la contrainte effective dans le cas du sable saturé aurait certainement induit l'effet inverse. Les contraintes effectives plus faibles auraient conduit à une création de bouchon à une profondeur plus importante.

Le même comportement est observé pour les pieux de 1,6 m de diamètre avec toutefois des créations de bouchon plus précoces. Pour les pieux de 1,4 m dans du sable saturé il y a aucune différence de comportement. Ainsi, plus le diamètre du pieu ouvert

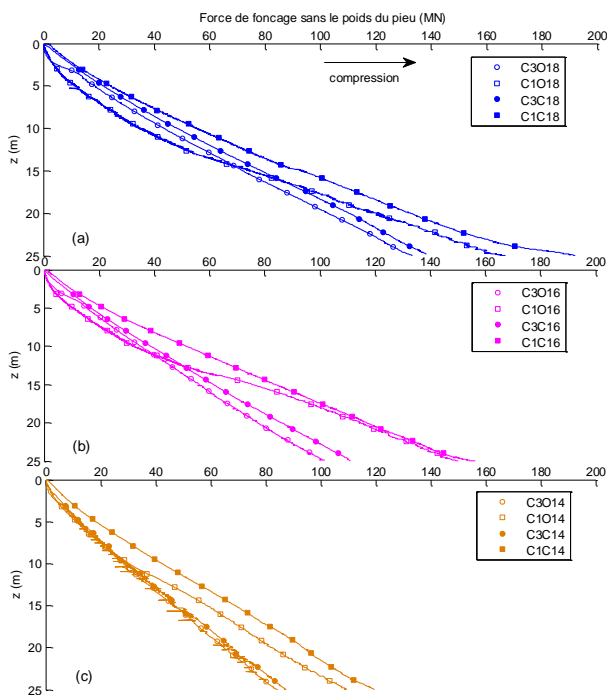


Figure 2. Fonçage des pieux installés dans du sable dense sec et saturé (a) B=1.8m (b) B=1.6m (c) B=1.4m

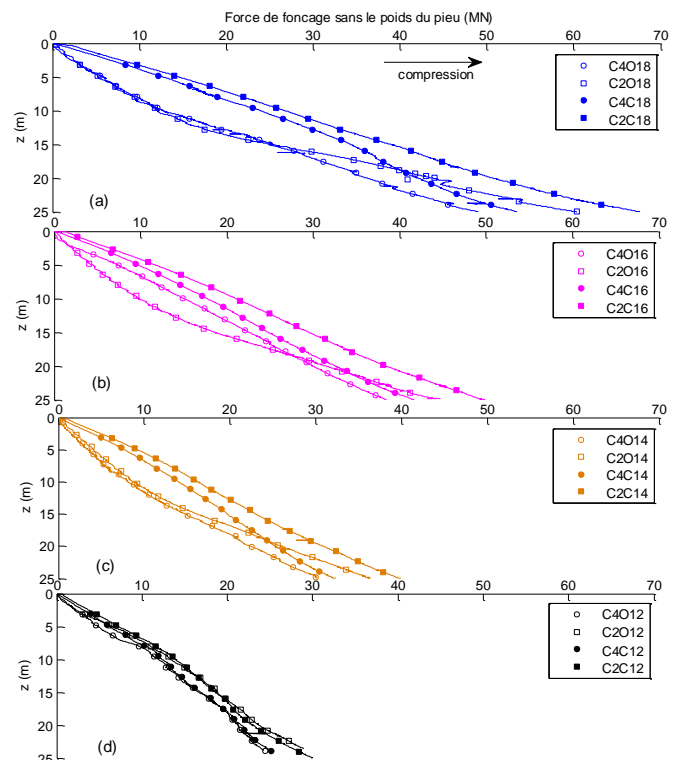


Figure 3. Fonçage des pieux installés dans du sable moyennement dense sec et saturé (a) B=1.8m (b) B=1.6m (c) B=1.4m (d) B=1.2m

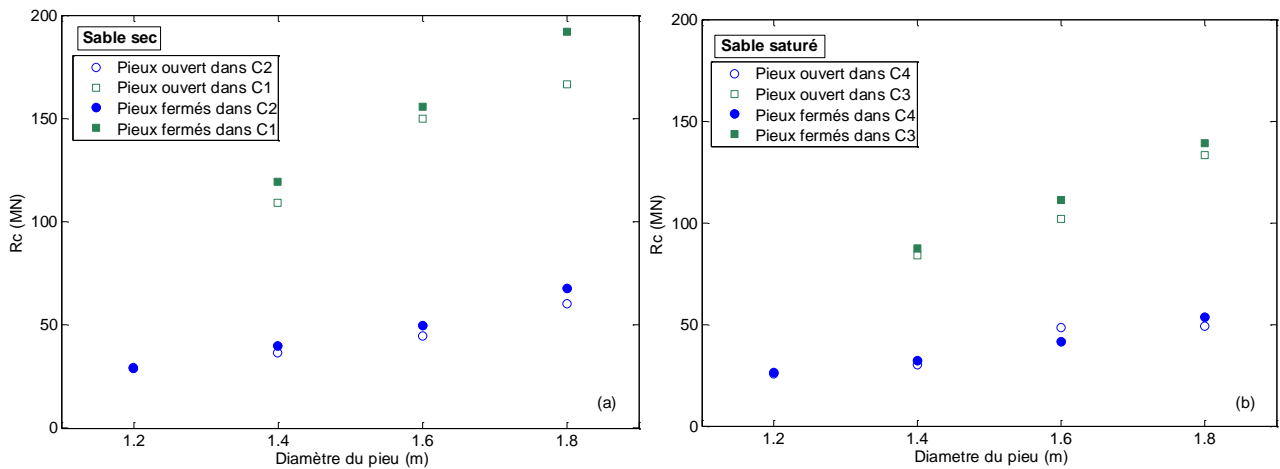


Figure 4. Capacité ultime en compression (Rc) : (a) Rc dans le sable sec - (b) Rc dans le sable saturé

est faible, plus le bouchon de sol se crée tôt lors du fonçage.

La Figure 3 expose les résultats obtenus pour les massifs moyennement denses. Pour cette densité plus faible, les bouchons se forment à des profondeurs plus élevées. C'est encore plus visible dans le cas saturé, C4O18 (moyennement dense) forme un bouchon au-delà de 16 m alors que C3O18 (dense) formait un bouchon dès 3 m.

Ces résultats concordent avec ceux observés par Kumara et al. (2016) qui soulignent que des pieux de faible diamètre forment des bouchons rapidement dans des sables lâches et denses. Cette étude a aussi conclu que des pieux ouverts en pointe ayant été bouchés se comportent comme des pieux fermés. Lee et al. (2003) ont aussi remarqué qu'à une profondeur équivalente à 17 fois le diamètre, la résistance de pointe d'un pieu ouvert est approximativement la même que celle d'un pieu fermé. Ce ratio (profondeur sur diamètre) est proche de celui observé dans notre étude.

Les capacités portantes de tous les pieux sont reportées dans la Figure 4. Ces résultats corroborent ceux précédemment évoqués : la capacité portante des pieux ouverts est comparable à celle des pieux fermés pour les géométries étudiées. Cette figure souligne également deux points importants : 1) la capacité portante d'un pieu foncé dans du sable sec est supérieure à celle obtenue dans du sable saturé à cause de la baisse des contraintes effectives dans ce dernier cas ; 2) la capacité portante est supérieure pour les échantillons denses par rapport aux échantillons moyennement denses. Paik et Salgado (2003) avaient déjà montré que les capacités en pointe augmentaient significativement avec l'augmentation de densité et donc des contraintes horizontales.

3.3. Volume de la fiche versus force de fonçage

Un point intéressant de cette étude est présenté dans la Figure 5 où une relation linéaire est mise en avant entre le volume de la fiche d'un pieu fermé et sa résistance de fonçage. Par conteneur, le volume de la fiche du pieu est tracé en fonction de la force de fonçage lors du fonçage de celui-ci. Ainsi les pieux de différents diamètres se situent sur la même droite. Cette relation semble montrer que le paramètre clef serait la quantité de sable déplacé lors du fonçage du pieu. Ceci est dû au type de pieu étudié (pieu foncé) qui nécessite d'important efforts lors de leur mise en place. Cette relation existe quelle que soit la densité ou la saturation étudiée. Ainsi, pour obtenir une certaine capacité portante, le dimensionnement autorise plusieurs possibilités comme couple diamètre-fiche. Il est toutefois important de noter que le dimensionnement se fait avec la prise en compte d'autres paramètres, comme par exemple, les chargements horizontaux pour les lesquels le choix d'un couple diamètre-fiche peut être préféré.

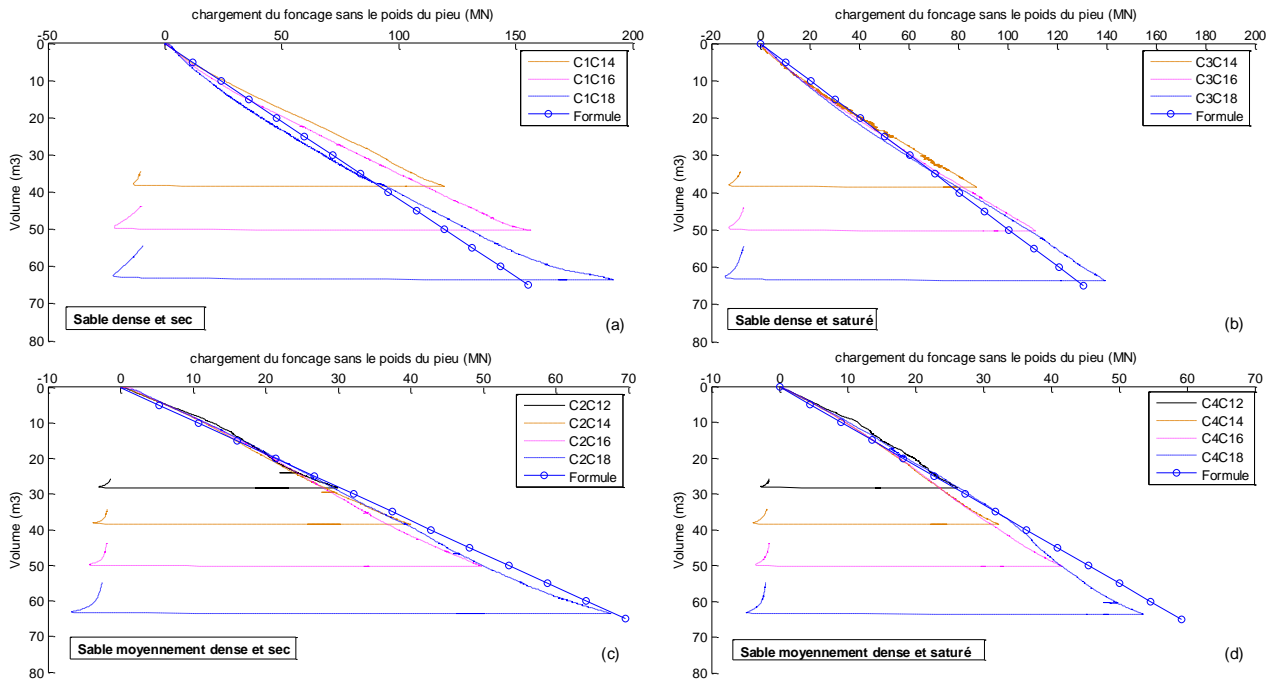


Figure 5. Volume de sol déplacé des pieux fermés en fonction du chargement de fonçage

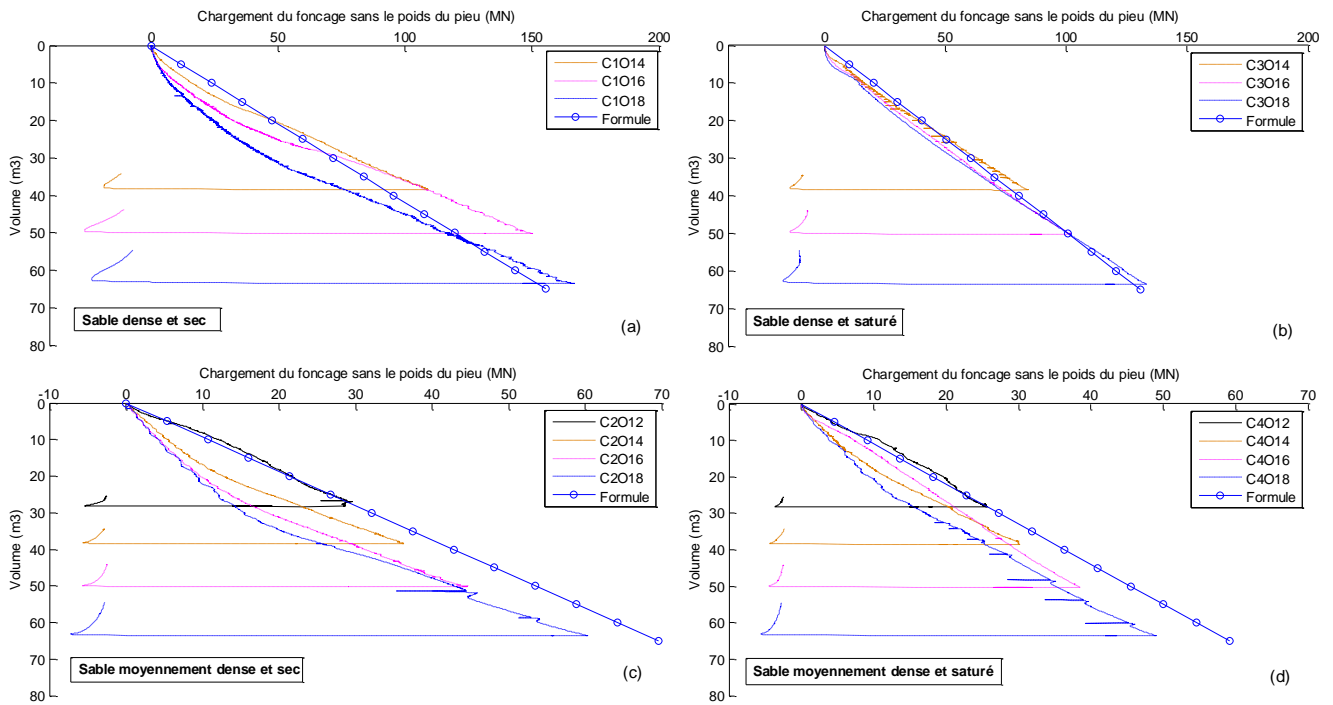


Figure 6. Volume de sol déplacé des pieux ouverts en fonction du chargement de fonçage

Il existe donc une pente k entre le volume de la fiche (en m^3) et la force de fonçage (en MN). Cette pente dépend de la nature du sable choisi, de sa densité et de sa saturation. La formule suivante est proposée pour tenir compte de ces différents paramètres :

$$k = \frac{7D_r^2}{6.75 \tan \varphi} \left[\frac{\gamma'}{\gamma} \right]^{0.35} \quad (\text{Eq.1})$$

avec D_r la densité relative du sable, φ l'angle de frottement d'interface sol/pieu, γ la densité du sable et γ' densité relative. Le ratio γ'/γ vaut 1 dans le cas du sable sec et est inférieur à 1 dans le cas saturé.

La même relation a été étudiée dans le cas des pieux ouverts en pointe (Figure 6). Cette relation linéaire se retrouve dans la partie finale des fonçages, c'est-à-dire une fois que le bouchon de sol vient obstruer la terminaison du pieu. Les pentes sont par contre généralement plus faibles que celles observées pour les pieux fermés. Avant l'apparition du bouchon, les pentes sont plus faibles. Ainsi la formule établie pour les pieux fermés (Eq.1) donne de moins bons résultats. Les créations de bouchons peuvent également être aisément comparées sur cette Figure 6. On retrouve les résultats précédemment observés : la saturation et la forte densité favorise la création du bouchon. Par contre, pour chaque condition de sol, on n'observe pas de relation entre apparition du bouchon et force de fonçage ou volume de sol déplacé. Les mécanismes physiques mis en jeu pour ce phénomène semblent bien plus complexes.

4. Conclusions

Plusieurs pieux de 25 m de fiche, ouverts ou fermés en pointe ont été installés en centrifugeuse à 100xg par fonçage. Des diamètres allant de 1,2 m jusqu'à 1,8 m ont été testés dans des massifs de sable de densités différentes (moyennement dense et dense) et saturé ou sec.

Premièrement, dans du sable dense saturé, le pieu ouvert se comporte comme un pieu fermé en pointe. Un bouchon de sol vient obstruer la terminaison du pieu dans le début du fonçage. Dans les autres conditions (sec et/ou moyennement dense), on observe clairement une inflexion des courbes de fonçage correspondant à la création d'un bouchon de sol. Ces bouchons se développent à des profondeurs plus élevées pour les massifs sec et moins dense.

Un résultat intéressant de cette étude a été la mise en évidence d'une relation linéaire entre la capacité du pieu et le volume de sable déplacé lors du fonçage. Cette relation montre de très bons résultats pour les pieux fermés ainsi que les pieux ouverts obstrués par un bouchon.

5. Remerciements

Les auteurs tiennent à remercier l'IFSTTAR et la Région Pays de la Loire pour le soutien apporté à ces travaux de thèse. De plus, un grand remerciement est adressé à l'équipe technique de la centrifugeuse de l'IFSTTAR sans qui ces essais n'auraient pu avoir lieu.

6. Références bibliographiques

- API RP 2GEO. (2011). Geotechnical and foundation design considerations. 120p.
- API RP2A. (2007). Recommended Practice for planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms, 22nd edn. American Petroleum Institute, Washington, DC, USA, API RP2A.
- Clausen C.J.F., Aas P.M., Karlsrud K. (2005). Bearing capacity of driven piles in sand, the NGI approach. Proc., Int. Symp. On Frontiers in Offshore Geomechanics, ISFOG, Taylor & Francis, London, pp. 677-681.
- Deeks A.D., White D.J., Bolton M.D. (2005). A comparison of jacked, driven and bored piles in sand. The 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (16ICSMGE, Osaka, Japan)
- Jardine R., Chow F., Overy R., Standing, J. (2005). ICP design methods for driven piles in sands and clays. Thomas Telford, London, 105p.
- Kolk, H.J., Baaijens, A.E. & Senders, M. (2005). Design criteria for pipes piles in silica sands. Proc., Int. Symp. On Frontiers in Offshore Geomechanics, ISFOG, Taylor & Francis, London, pp. 711-716.
- Kumara J.J., Kikuchi Y., Kurashina T. (2016). The effectiveness of thickened wall at the pile base of open-ended piles in increasing soil plugging. Japanese Geotechnical Society Special Publication, vol.4, n°6, pp. 138-143.

- Lee, J. & Salgado, R. (2003). Estimation of Load Capacity of Pipe Piles in Sand Based on Cone Penetration Test Results. *J. Geotech. Geoenviron. Engng.*, vol 129, n°5, pp. 391-403.
- Lehane B.M., Schneider J.A., Xu X. (2005). The UWA-05 method for prediction of axial capacity of driven piles in sand. *Proc., Int. Symp. On Frontiers in Offshore Geomechanics*, ISFOG, Taylor & Francis, London, pp. 683-689.
- NF P 94-059 (2000). *Sols: Reconnaissance et essais – Détermination des masses volumiques minimale et maximale des sols non cohérents.*
- Paik K., Salgado R. (2003). Determination of Bearing Capacity of Open – Ended piles in Sand. *J. Geotech. Geoenviron. Engng.* Vol. 129, n°1, pp. 46-57.
- Silva M. (2014). Experimental study of ageing and axial cyclic loading effect on shaft friction along driven piles in sands. Ph. D. thesis. Université de Grenoble.