

NOUVELLES PROCEDURES POUR LE DIMENSIONNEMENT D'UN PIEU SOUS CHARGE LATÉRALE CYCLIQUE DANS UNE ARGILE

NEW PROCEDURES FOR DESIGNING A PILE UNDER LATERAL CYCLIC LOADING IN CLAY

Meriam KHEMAKHEM - BEN AMOR¹, Jacques GARNIER², Frédéric ROSQUOËT³, Alain PUECH¹

¹ Fugro GeoConsulting SA, Nanterre, France

² IFSTTAR, Nantes, France

³ Laboratoire LTI (AE3899), Amiens, France

RÉSUMÉ – Deux méthodes sont proposées pour dimensionner les pieux sous charges latérales cycliques dans une argile. La première « méthode globale » consiste à évaluer l'accumulation des déplacements en tête du pieu et du moment maximum sous l'effet des cycles. La deuxième « méthode locale » consiste à appliquer des coefficients d'abattement sur les courbes P-y statiques pour prendre en compte l'effet des cycles.

ABSTRACT – Two methods are proposed to design the pile under lateral cyclic loading in clay. The first “global method” consists of assessing the pile head accumulation and the maximum bending moment increase under cyclic loading. The second “local method” consists of applying multiplier factors on P-y curves to take into consideration the cyclic effect.

1. Introduction

Les méthodes ou les normes actuelles ne permettent pas de prendre en compte l'effet des cycles pour dimensionner les fondations. Les règles françaises relatives aux fondations profondes (NFP 94-262) et les règles européennes (Eurocode 7) se contentent de mettre en garde les ingénieurs lorsque des charges cycliques sont présentes, sans proposer de solutions. Seules les règles norvégiennes (DNV) et les recommandations américaines (API RP2GEO) proposent une méthode, mais qui reste forfaitaire et très simplificatrice.

Dans le cadre du projet SOLCYP, une nouvelle approche est proposée pour dimensionner les pieux sous charges latérales cycliques dans une argile saturée faiblement surconsolidée. Sur la base des essais réalisés sur des modèles réduits centrifugés (Khemakhem, 2012), une nouvelle analyse des données a permis de mettre en avant deux méthodes de dimensionnement. La méthode globale consiste à évaluer l'accumulation des déplacements en tête du pieu et du moment maximum sous l'effet des cycles. Une loi de type puissance donne le déplacement ou le moment maximum en fonction du nombre de cycles et du niveau de chargement (exprimé par le rapport de l'amplitude cyclique à la charge maximale). La méthode locale permet d'obtenir les courbes P-y cycliques équivalentes à partir des courbes P-y monotones classiques pour décrire la réponse locale, à toute profondeur, du système sol-pieu. Pour cela, une expression empirique du coefficient d'abattement a été proposée. Elle est fonction de la profondeur, du nombre de cycles, du chargement appliqué et d'une charge limite conventionnelle.

Un article parent décrit des procédures similaires applicables au cas des matériaux sableux (Rosquoët et al., 2016).

2. Conditions d'essais en centrifugeuse

Les études expérimentales ont été réalisées sur des modèles réduits testés en macrogravité dans la centrifugeuse géotechnique de l'IFSTTAR. Le dispositif expérimental est présenté en détail dans Khemakhem (2012) et Khemakhem et al. (2010a, b). Seuls les résultats relatifs à un pieu souple dans l'argile légèrement surconsolidée LSC (OCR~2) et saturée sont présentés dans ce papier. Au total, 42 essais de chargement de pieu (13 essais statiques et 29 cycliques jusqu'à 1000 cycles) sont exploités. Les massifs d'argile sont reconstitués selon les méthodes développées à l'IFSTTAR (Garnier, 2001). L'évolution de la cohésion non drainée avec la profondeur est caractérisée par un gradient égal à 1,3k Pa/m. Les pieux sont forés et sont mis en place avant la rotation de la centrifugeuse. Le pieu prototype simulé est en acier avec une fiche de 16 m, des diamètres extérieur et intérieur de 0,9 m et 0,87 m et une rigidité à la flexion de 895 MNm². Dans le sol d'essai, les pieux testés ont montré un comportement souple.

Le chargement cyclique est caractérisé par une amplitude cyclique H_c , une charge moyenne H_m , une charge maximum H_{max} et une période T (Figure 1). La vitesse de chargement est choisie pour assurer les conditions non drainées autour du pieu (en se basant sur les travaux de House et al., 2001).

Des essais de chargement monotone ont été réalisés, qui servent de référence pour les essais cycliques. Une charge latérale limite pour le système sol-pieu testé est déterminée à partir des courbes effort-déplacement mesurés en tête du pieu (Figure 2). La charge latérale limite est habituellement définie, soit en fixant un critère de déplacement en tête du pieu (par exemple de 20% à 30% du diamètre), soit par la méthode asymptote – tangente. Pour le pieu testé, ces méthodes conduisent à des valeurs de la charge limite comprises entre 300 et 370 kN. Les chargements cycliques appliqués dans ces essais sont caractérisés par une charge maximale H_{max} ne dépassant pas la charge latérale limite. Une autre définition de la charge limite conventionnelle H_{lim} , plus précise et plus simple, est proposée dans le cadre du projet SOLCYP et donnée par la formule suivante :

$$H_{lim} = 2 H(y=0,5 B) - H(y=B) \quad (1)$$

où $H(y=0,5 B)$ et $H(y=B)$ sont les charges latérales correspondant à un déplacement en tête égal respectivement à 50% et 100% du diamètre du pieu testé. Avec cette définition, la charge limite conventionnelle est égale à 300kN (Figure 2).

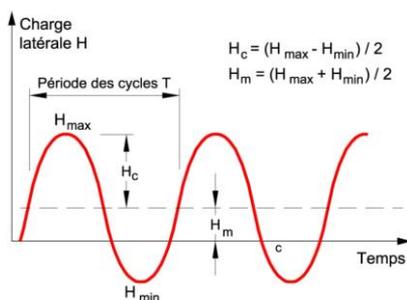


Figure 1. Notations du chargement cyclique.

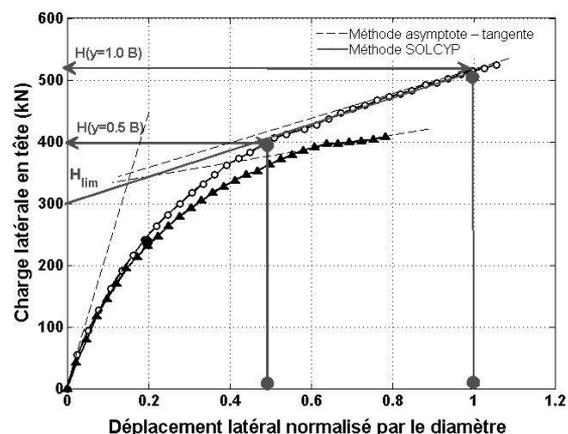


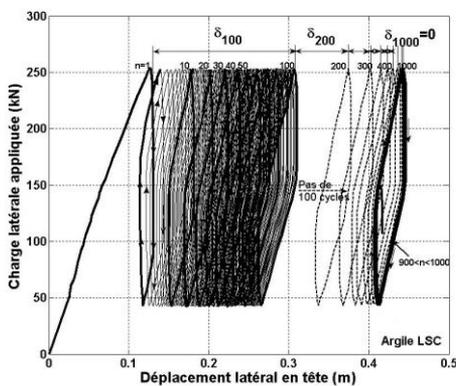
Figure 2. Courbes effort-déplacement expérimentales statiques et définition de la charge limite conventionnelle H_{lim} .

3. Méthode globale

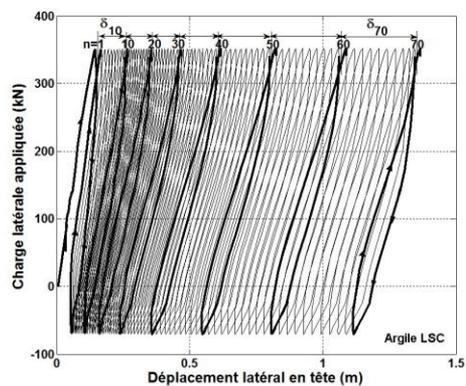
3.1. Résultats expérimentaux typiques

La Figure 3 montre deux exemples typiques de courbes effort-déplacement latéral obtenues sous charges cycliques, qui présentent un comportement hystérétique traduisant une dissipation d'énergie. Le chargement cyclique induit une accumulation du déplacement en tête du pieu, et la vitesse d'accumulation (notée δ_N et définie par la différence entre y_N et $y_{N-\Delta}$ pour un pas de Δ cycles) dépend du niveau de chargement appliqué. Deux types de réponses sont observés, des essais marquant une quasi-stabilisation observée à partir du 500^{ème} cycle environ (Figure 3-a), et des essais non stables où le déplacement s'accroît rapidement dès les premières dizaines de cycles sans marquer de stabilisation (Figure 3-b).

Sous l'effet des cycles, les moments augmentent le long du pieu et la profondeur du point de moment maximal s'approfondit également (Figure 4). Ceci s'explique par la diminution des réactions mobilisées en surface et par le transfert des charges vers les couches plus profondes. Les essais ont montré que l'amplitude cyclique H_c - plus précisément le rapport H_c / H_{max} - joue un rôle déterminant sur l'évolution du déplacement du pieu et des moments.

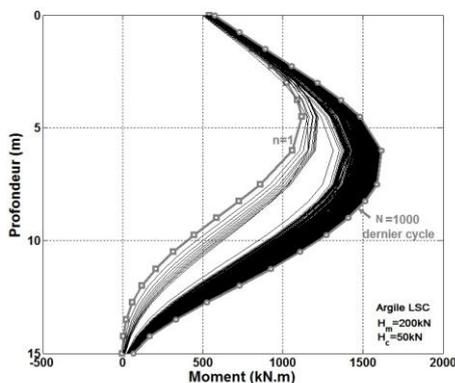


a) Comportement quasi-stable

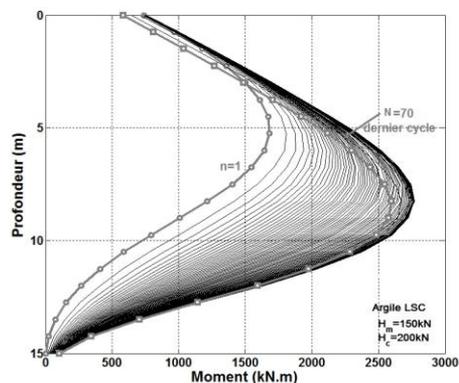


b) Comportement non stable

Figure 3. Courbe effort-déplacement latéral sous charges cycliques.



a) Comportement quasi-stable



b) Comportement non stable

Figure 4. Moments fléchissants mesurés sur le pieu sous charges cycliques.

3.2. Formulations proposées

La réponse globale du pieu sous les cycles peut être analysée en examinant l'évolution du déplacement en tête du pieu et du moment maximal, en fonction du nombre et des caractéristiques des cycles (H_c et H_{max}). Les premières interprétations ont été présentées dans Khemakhem (2012), Khemakhem et al. (2012) et Garnier (2013). Seules les formulations empiriques retenues dans le cadre des recommandations SOLCYP sont présentées ci-après.

Une première étape consiste à déterminer si le chargement cyclique considéré induit un comportement quasi-stable ou non. Si le chargement génère un comportement instable, il convient de redimensionner le pieu. Sur la base des essais réalisés, un diagramme de stabilité cyclique a été établi, où est reporté, pour tout chargement appliqué (H_c, H_m), le type de comportement observé en termes de déplacement en tête du pieu (Figure 5). Deux zones sont identifiées (« quasi-stable » et « instable ») et il est possible de proposer dans la partie non alternée une limite approximative entre les deux zones donnée par la relation suivante :

$$\frac{H_c}{H_r} = 0,3 \left(1 - \frac{H_m}{H_r} \right) \quad (2)$$

où H_r est la charge de rupture monotone correspondant, par convention, à un déplacement de la tête du pieu égal à son diamètre.

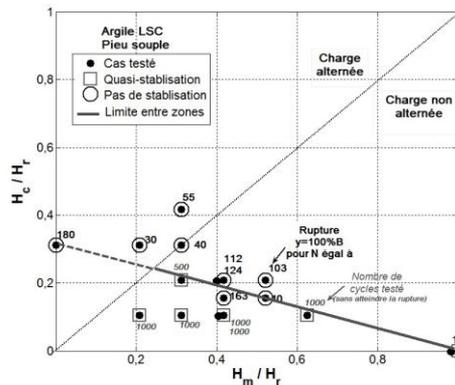


Figure 5. Diagramme de stabilité adimensionnel pour un pieu souple dans une argile légèrement surconsolidée saturée.

Dans le domaine quasi-stable, les courbes du déplacement cyclique y_N , en fonction du nombre de cycles N , sont correctement représentées par des fonctions puissance. Le déplacement relatif y_N/y_1 (où y_1 est le déplacement à la fin du chargement statique sous H_{max}) est donné par l'expression suivante, pour une argile saturée légèrement surconsolidée :

$$\frac{y_N}{y_1} = 1,1 \cdot N^{0,45 \frac{H_c}{H_{max}}} \quad (\text{pour } N > 1) \quad (3)$$

Comme pour le déplacement de la tête du pieu, l'évolution du moment maximal normalisé $M_{max,N} / M_{max,1}$, en fonction du nombre de cycles N , apparaît bien représentée par une fonction puissance :

$$\frac{M_{max,N}}{M_{max,1}} = N^{0,25 \frac{H_c}{H_{max}}} \quad (\text{pour } N > 1) \quad (4)$$

Les formulations empiriques (3) et (4) s'appliquent jusqu'à 1000 cycles et traduisent le rôle déterminant du rapport H_c/H_{max} mis en évidence expérimentalement.

4. Méthode locale

4.1. Résultats expérimentaux typiques

Les courbes P-y expérimentales ont été déterminées par une double intégration de la courbe des moments $M(z)$ pour obtenir le profil du déplacement latéral $y(z)$ à l'aide du logiciel SLIVALICS-LCPC, et une double dérivation de $M(z)$ pour le profil des réactions du sol $P(z)$. Les mesures du déplacement en tête du pieu sont utilisées comme des conditions aux limites.

Un exemple de courbes P-y cycliques obtenues est illustré sur la figure 6-a où, dans un souci de clarté, seules quelques profondeurs sont présentées. Sous les cycles, le système sol-pieu présente un comportement hystérétique ; la surface et l'inclinaison des boucles d'hystérésis varient et dépendent principalement de trois paramètres : la profondeur, l'amplitude cyclique et le nombre de cycles.

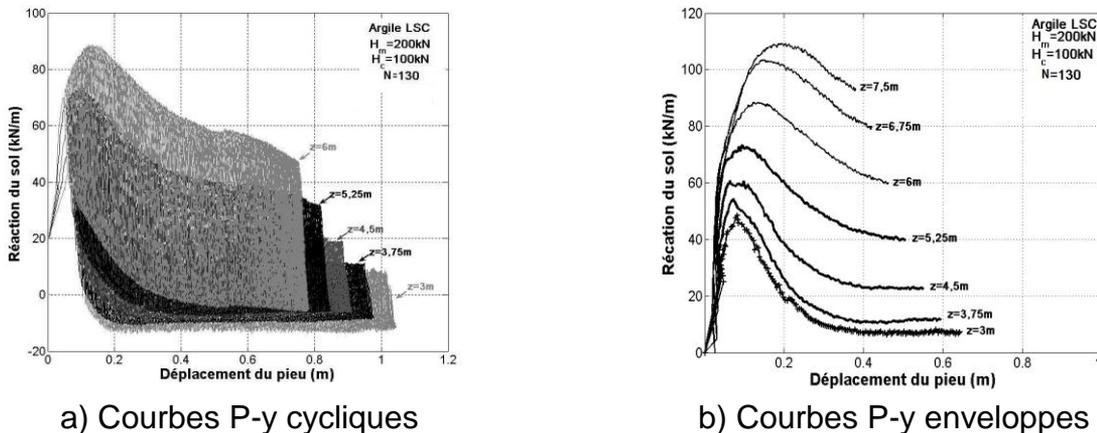


Figure 6. Exemples de courbes P-y cycliques et des courbes enveloppes obtenues à différentes profondeurs.

Pour les couches proches de la surface, la réaction du sol mobilisée diminue fortement avec les cycles, s'accompagnant d'une nette augmentation du déplacement latéral du pieu. Par ailleurs, la mobilisation d'une réaction du sol négative est souvent notée en fin de chaque déchargement. Ce phénomène, observé aussi par Jeanjean (2009), s'explique par un changement de signe de la résultante des réactions mobilisées, devant et derrière le pieu, qui se produit, en général, lorsque la direction du déplacement s'inverse. Plusieurs explications peuvent être évoquées, dont la mobilisation d'une succion devant le pieu, ou l'effet du décollement du sol derrière le pieu comme il a été observé lors des essais.

La modélisation des courbes P-y cycliques complète est très complexe. Pour des applications pratiques, il est plus simple de s'intéresser aux courbes P-y enveloppes supérieures des courbes P-y cycliques de la Figure 6-b (déplacements et réactions à chaque cycle sous la charge H_{max}). Cette définition a été introduite par Matlock (1970) pour les pieux souples et est utilisée pour le dimensionnement des pieux d'ancrage et des pieux supportant les plates-formes dans le domaine offshore (recommandations API RP2GEO et règles DNV).

La réduction des réactions observée sur la Figure 6 peut être due à l'effet des cycles (dégradation des caractéristiques du sol, accroissement des pressions interstitielles) mais aussi, comme sous charge statique, au fait que, lorsque le déplacement du pieu augmente, la résistance limite peut être atteinte et le sol plastifié. Une analyse détaillée des données expérimentales a montré que, dans la gamme des chargements cycliques appliqués et pour le système sol-pieu testé, la réaction diminue sous l'effet des cycles jusqu'à des profondeurs de l'ordre de 6 fois le diamètre du pieu.

D'une manière générale, selon Briaud (1997), la zone du sol qui contribue le plus à la réaction latérale se situe entre la surface et la profondeur où la réaction du sol est maximale (notée Z_M). Pour les essais réalisés, la profondeur de la réaction maximale est à peu près égale à $8B$ selon les données expérimentales et environ $9B$ d'après les calculs numériques effectués avec le logiciel Fugro FEBMCL (méthode du module de réaction) où les courbes P-y construites selon les recommandations américaines API ont été introduites. On admet, en première approximation, que l'étendue de la zone de dégradation due aux cycles, notée Z_D , dépend de Z_M et est donnée par :

$$Z_D = 2/3 Z_M \quad (5)$$

4.2. Formulations proposées

L'ensemble des courbes P-y enveloppes a servi de base pour déterminer des coefficients d'abattement r_c à appliquer aux courbes de réaction monotones, pour reproduire l'état du sol après une séquence cyclique caractérisée par H_c , H_{max} et N . Les premières interprétations ont été présentées dans Khemakhem (2012) et Garnier (2013), mais les formulations proposées ne tiennent pas compte de l'effet du niveau du chargement par rapport à la charge limite conventionnelle. Les données ont été réinterprétées et une nouvelle formulation empirique a été développée dans le cadre du projet SOLCYP, où le ratio H_{max}/H_{lim} a été introduit. Le coefficient d'abattement est exprimé par la fonction par intervalles suivante:

$$\left\{ \begin{array}{ll} r_c = (1 - 2 R1) (1 - 2 R2) & 0 \leq z \leq 2 B \\ r_c = (1 - R1) (1 - R2) & 2 B < z \leq 4 B \\ r_c = (1 - 0,5 R1) (1 - 0,5 R2) & 4 B < z \leq 6 B \\ r_c = 1 & 6 B < z < D \end{array} \right. \quad (6)$$

où z est la profondeur, B est le diamètre du pieu et D est la fiche du pieu. $R1$ et $R2$ sont des fonctions qui dépendent du nombre de cycles N et, respectivement, des rapports H_c/H_{max} et H_{max}/H_{lim} , comme suit:

$$R1 = 0,5 \log(N) + H_c/H_{max} \quad (7)$$

$$R2 = 0,2 \log(N) + H_{max}/H_{lim} \quad (8)$$

Il est important de souligner que cette formulation a été déterminée dans un domaine défini et qu'elle n'est valide que dans ce domaine :

$$H_c / H_{max} < 0,5 \quad H_{max} / H_{lim} < 1 \quad N \leq 100$$

La profondeur $6B$ correspond à la zone de dégradation observée pour le système sol-pieu testé en centrifugeuse. Pour appliquer à un autre système sol-pieu la formulation r_c proposée, il convient de déterminer la zone de dégradation Z_D selon l'équation (5) et d'ajuster les limites des trois intervalles des expressions (6) à $Z_D/3$, $2Z_D/3$ et Z_D .

5. Comparaison méthode globale et méthode locale

Deux pieux sont considérés dans une argile légèrement surconsolidée saturée : le pieu testé expérimentalement ($D=16$ m, $B=0,9$ m et $EI= 895$ MN.m²) et un pieu type d'ancrage ($D=40$ m, $B=1,2$ m et $EI=4930$ MN.m²). Les calculs statiques sont réalisés avec FEBMCL en introduisant les courbes P-y de l'API pour calculer y_1 et $M_{\max,1}$ sous H_{\max} et déterminer la valeur de H_{\lim} . Les courbes P-y cycliques sont ensuite déduites des courbes P-y statiques de l'API en appliquant les coefficients d'abattement r_c pour respectivement $N = 10, 50$ et 100 cycles. La zone de dégradation pour le pieu d'ancrage a été estimée et est égale à $10B$. Deux chargements cycliques induisant un comportement stable sont considérés ($H_c/H_{\max}=0,2$ et $0,4$ avec $H_{\max}/H_{\lim}=1$). La Figure 9 montre une assez bonne concordance pour chaque pieu tant sur le déplacement cyclique y_N et que sur le moment maximum $M_{\max,N}$.

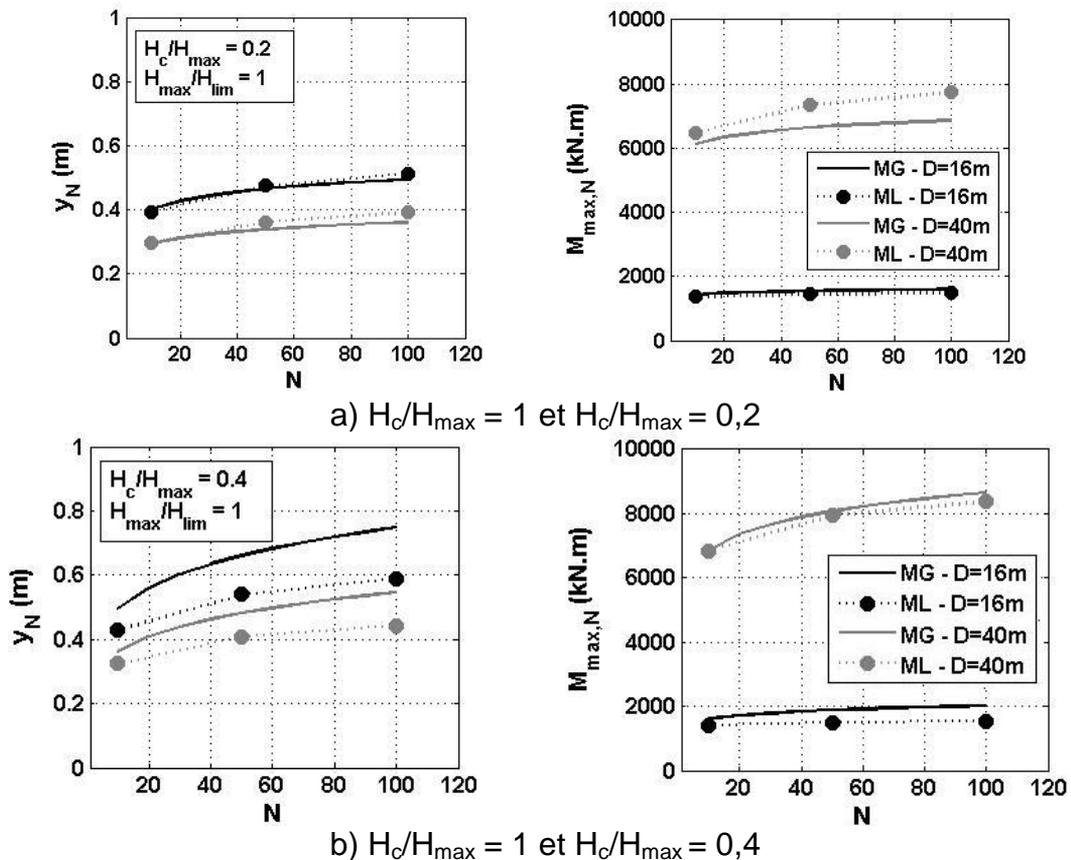


Figure 7. Comparaison entre méthode locale ML et méthode globale MG pour une argile saturée légèrement surconsolidée.

6. Conclusions

Une méthode locale et une méthode globale sont proposées pour dimensionner un pieu souple sous charge latérale cyclique dans une argile saturée légèrement surconsolidée. Les méthodes locale et globale ne s'appliquent que lorsque le chargement cyclique induit un comportement quasi-stable. Les résultats obtenus par les deux méthodes sont du même ordre de grandeur pour les exemples considérés. Si, pour une configuration donnée, les deux méthodes divergent, il est recommandé de privilégier les résultats de la méthode globale qui reste plus robuste et donc plus fiable. La méthode locale plus fine

reste à ce stade très sensible au choix des courbes P-y utilisées et nécessite des données d'essais sur pieux supplémentaires pour l'étendre à d'autres systèmes sol-pieu.

Les travaux présentés ont été effectués dans le cadre du projet de recherche collaborative SOLCYP. Le financement a été assuré par l'Agence Nationale de la Recherche (volet ANR-SOLCYP), douze entreprises des secteurs du Génie Civil et de l'Energie, le Ministère du Développement Durable (MEDDE), la FNTP et la Région Pays de la Loire (volet PN-SOLCYP). Le Projet était piloté par l'IREX.

7. Références bibliographiques

- API RP2GEO (2011). *API Recommended Practice, Geotechnical and Foundation Design Considerations*, First Edition, April 2011.
- D.N.V.-Det Norske Veritas (1992). *Rules for the design construction and inspection of offshore structures*, Appendix Foundations, 54 pages.
- Eurocode 7 (2004). *Norme européenne – Calcul géotechnique*, Comité Européen de Normalisation – Partie 1 (Règles générales), 175 pages.
- FEBMCL, Logiciel de Fugro. Program for the analysis of spring-supported beam columns.
- Garnier J. (2001). Modèles physiques en géotechnique : I-Evolution des techniques expérimentales. *Revue Française de Géotechnique*, 97, 4ème trimestre, pp. 3-29.
- Garnier J. (2013). Advances in lateral cyclic design: contribution of the SOLCYP project. *Proceedings of TC 209 Workshop – Design for cyclic loading: piles and other foundations*, 18 ICSMGE, Paris, pp. 59-68.
- House A.R., Oliviera J.R. & Randolph M.F. (2001). Evaluation of the coefficient of consolidation using penetration tests. *International Journal of Physical Modelling in Geotechnics*, Vol. 3, pp. 17-26.
- Jeanjean Ph. (2009). Re-Assessment of P-Y curves for soft clays from centrifuge testing and finite element modelling. *Proceedings Offshore Technology Conference, Houston, Texas, Paper OTC20158*, 23p.
- Khemakhem M. (2012). Etude expérimentale de la réponse aux charges latérales monotones et cycliques d'un pieu foré dans l'argile. *Thèse de doctorat, Ecole Centrale de Nantes*, 336 pages.
- Khemakhem M., Chenaf N., Garnier J., Favraud C. and Gaudicheau P. (2012). Development of degradation laws for describing the cyclic lateral response of piles in clay. *Offshore Site Investigation and Geotechnics, SUT, London*, pp. 271 -278.
- Khemakhem M., Chenaf N., Garnier J., Rault G., Thorel L. and Dano C. (2010a). Static and cyclic lateral pile behavior in clay. Proc. *International Conference on Physical Modelling in Geotechnics, ICPMG 2010, Zurich*, pp. 953-958.
- Khemakhem, M., Chenaf, N., Garnier, J., Ruault, G., Favraud, C., Thorel, L. (2010b). Modélisation en centrifugeuse de pieux dans l'argile sous charge latérale statique et cyclique. *JNGG 2010 – Tome II*, pp. 673-680.
- Matlock H. (1970). *Correlations for design of laterally loaded piles in soft clay*, *Proceedings of the 2nd Annual Offshore Technology Conference, Houston, Texas, Paper 1204*, pp. 577-594.
- NFP 94-262 (2014). *Justification des ouvrages géotechniques – Normes d'application de l'Eurocode 7 – Fondations profondes*. AFNOR Normalisation, 204 pages.
- Rosquoët F., Garnier J., Khemakhem M. et Puech A. (2016). Nouvelles procédures pour le dimensionnement de pieux sous charge latérale cyclique dans le sable. *JNGG 2016, Nancy (à paraître)*.