

FONDITIONS D'EOLIENNES OFFSHORE FLOTTANTES : ETUDE DYNAMIQUE DES SOLS

FLOATING OFFSHORE WIND TURBINE FOUNDATIONS : DYNAMIC SOIL STUDY

Clara JUTEAU¹, François-Xavier BAUMY², Jonathan ROT³

¹ *Ingénieure Études GEOTEC, Nantes, France*

² *Ingénieur Expert GEOTEC, Nantes, France*

³ *Ingénieur Expert GEOTEC, Plaisir, France*

RÉSUMÉ – Cet article présente les résultats issus de la modélisation 3D aux éléments finis d'une fondation d'éolienne offshore flottante confrontée à son environnement. Réalisée dans le cadre d'un Projet de Fin d'Études de cycle ingénieur, l'étude avait pour objectif d'analyser la réponse du système sol-fondation dans le cas d'un pieu Battu Acier Ouvert (BAO) ancré dans un sable dense.

ABSTRACT – This study shows the results from a 3D finite element modeling of a floating offshore wind turbine foundation facing to its environment. Carried out during a engineering master degree internship project, the aim of the study was to analyze the response of the soil-foundation system, in the case of a driven open-ended pile in a dense sandy soil.

1. Introduction

Alors que le secteur de l'éolien offshore flottant est en plein développement, il est important pour les bureaux d'études géotechniques de proposer des missions d'ingénierie adaptées à ces ouvrages.

De la même manière que pour les éoliennes terrestres, les efforts transmis aux fondations sont grandement liés aux sollicitations environnementales sur l'ouvrage. Dans le cas des éoliennes flottantes, il faut notamment prendre en considération les efforts de vent mais également ceux liés à la houle. Ces efforts dynamiques peuvent avoir une influence non négligeable à long terme sur la réponse du système sol-fondation, et donc potentiellement sur la résistance de l'ancrage.

L'objectif de ce projet a donc été d'étudier le comportement d'une fondation d'éolienne offshore flottante en utilisant le logiciel de modélisation aux éléments finis Plaxis 3D, et d'effectuer les vérifications telles que précisées dans les normes ISO 19901-7 et ISO 19902.

L'éolienne de projet considérée a été une éolienne avec turbine DTU 10MW RWT, reposant sur une plateforme semi-submersible de type WindFloat et reliée au fond marin, constitué d'un sable dense, par l'intermédiaire de 3 lignes d'ancrage caténares de 700 m de long environ, espacées l'une par rapport à l'autre de 120°. Étant donné le choix de lignes d'ancrage caténares, les efforts de tension dans les câbles sont transmis essentiellement de façon latérale en tête de pieu. Le pieu n'a donc pas été étudié sous sollicitation verticale.

Pour cette première approche, le choix s'est porté sur un pieu battu, s'agissant d'un type de fondation courant et adapté dans l'hypothèse d'un substratum sableux.

2. Hypothèses prises pour la modélisation du pieu

2.1. Efforts transmis au pieu

Les efforts en tête de fondation ont été obtenus grâce à une étude réalisée par l'Université de Nantes, en utilisant le code de calcul FAST. Cette étude a été effectuée compte tenu de la structure de l'éolienne, et en considérant une localisation du projet dans le Golfe du Maine (États-Unis) à 9 km des côtes (ancrage à 130 m de profondeur) ainsi qu'une vitesse de vent de 12 m/s. Il en a résulté l'action dynamique dans l'ancrage le plus sollicité d'amplitudes $H_{\max} = 2\,624$ kN et $H_{\min} = 1\,317$ kN, et de période $T = 2$ s, soit un chargement décrit dans Plaxis 3D par la fonction sinusoïdale ci-dessous.

$$H = 653,5 \sin(\pi t) + 1970,5 \quad (1)$$

2.2. Sol d'ancrage

Le sol considéré pour l'étude est un sable dense de densité relative $D_r = 90\%$, de poids volumique $\gamma_h = 20$ kN/m³, d'angles de frottement $\varphi = 33^\circ$ et de dilatance $\psi = 3^\circ$, et de module d'élasticité croissant avec la profondeur. Une faible cohésion de 1.10^{-3} kPa a été prise en compte pour faciliter la convergence des calculs sur Plaxis 3D.

Les propriétés du sol ont été établies en fonction de la profondeur, à partir des équations issues de la littérature. Un profil CPT a été défini à partir de la densité du sable et de la contrainte verticale selon l'équation (2). Les paramètres de raideur et de déformation du sol ont été déterminés selon les équations (3) à (6).

- Résistance à la pénétration (Lunne et Christoffersen, 1983) :

$$q_c = 60(\sigma_v')^{0.7} \exp(2.91 D_r) \quad (2)$$

- Module de cisaillement du sol (Jardine et al., 2005) :

$$G_0 = q_c [A + B\eta - C\eta^2]^{-1} \quad (3)$$

Où : $A = 0.0203$, $B = 0.00125$, $C = 1,216.10^{-6}$.

$$\eta = q_c (P_a \sigma_v')^{-0.5} \quad (4)$$

Avec P_a la pression atmosphérique valant 100 kPa.

- Module d'élasticité du sol :

$$E_0 = 2G_0(1 + \nu_0) \quad (5)$$

- Coefficient de Poisson (Gu et al., 2013) :

$$\nu_0 = 0.62(G_0)^{-0.2} \quad (6)$$

L'étude reposant sur un nombre limité de paramètres et non sur des données réelles issues de sondages et essais, le choix des lois de comportement du sol s'est porté sur des modèles connus et largement usités.

Le modèle de Mohr-Coulomb (MCM) a été sélectionné lors de la phase de calage du modèle numérique en statique.

L'étude cyclique nécessitant un modèle plus élaboré afin de prendre en compte l'érouissage du sol sous l'action des sollicitations sur la fondation, le modèle Hardening Soil (HSM) a été retenu. Les paramètres de Mohr-Coulomb (c , ϕ , ψ) ont été réutilisés. L'évolution du module de déformation avec la contrainte de confinement a été considérée grâce aux paramètres spécifiques de la loi HSM.

- Le module de référence a été pris égal au module d'élasticité, de même que le module œdométrique de référence :

$$E_{50}^{ref} = E_0 \quad (7)$$

$$E_{oed}^{ref} = E_{50}^{ref} = E_0 \quad (8)$$

- Le module de référence de déchargement-rechargement a été pris égal à 3 fois le module de référence :

$$E_{ur}^{ref} = 3E_{50}^{ref} = 3E_0 \quad (9)$$

S'agissant d'un sol sableux dense, le paramètre de puissance de la loi liant la raideur du sol au niveau de contrainte a été pris égal à $m = 0,5$ (Schanz et al., 1999).

2.3. Fondation

La fondation étudiée dans ce projet est un pieu battu (type BAO) en acier de nuance X52, de poids volumique $\gamma_p = 78,5 \text{ kN/m}^3$, de module d'Young $E_p = 210 \text{ GPa}$, et de coefficient de Poisson $\nu_p = 0,2$. À l'issue d'études préliminaires pour le calage du modèle, une longueur de pieu $D = 16 \text{ m}$ et un diamètre minimal de pieu $B = 1,6 \text{ m}$ ont été retenus. Une épaisseur de tube de $38,1 \text{ mm}$ a été considérée, suivant les caractéristiques de tubes couramment utilisés. Une épaisseur sacrifiée à la corrosion de $0,9 \text{ mm}$ a été prise en compte, dans l'hypothèse d'une durée de vie d'ouvrage de 25 ans.

L'indice de rigidité du pieu, calculé selon la formule de Poulos et Davis (1980) ci-dessous, a permis d'évaluer le comportement du pieu comme flexible ($I_R = 0.175 < 0.2$).

$$I_R = \left(\frac{E_p \cdot I_p}{E_s \cdot D^4} \right)^{0.25} \quad (10)$$

Avec : E_p le module d'Young du pieu, I_p le moment de rigidité en flexion du pieu, E_s le module d'Young du sol, et D la longueur d'ancrage du pieu.

Sur Plaxis, la fondation a été modélisée par deux éléments de type « plaque » liés (platine de tête et tube creux), de propriétés telles que définies précédemment.

Un élément de poutre de type « beam » a par ailleurs été créé au niveau de l'axe du pieu dans le but d'avoir un aperçu des moments de flexion dans le pieu, plus difficilement observable sur des éléments de type « plaque ». La rigidité de cet élément a été divisée par 1.10^3 afin de limiter les risques d'influence sur les résultats.

2.4. Domaine d'étude

Sur Plaxis 3D, un domaine de largeur $20B$ et de hauteur supérieure à 3 fois la longueur d'ancrage a été modélisé afin de limiter les risques d'effets de bord (figure 1).

17 couches de sol (16 couches de 1 m d'épaisseur au niveau du pieu et une couche finale de 34 m) ont été modélisées afin de prendre en compte l'évolution des paramètres du sol avec la profondeur, selon les hypothèses définies en partie 2.2. *Sol d'ancrage*.

La fondation a été modélisée au centre du domaine, et chargée ponctuellement au centre de sa platine de tête comme défini en partie 2.1 *Efforts transmis au pieu*.

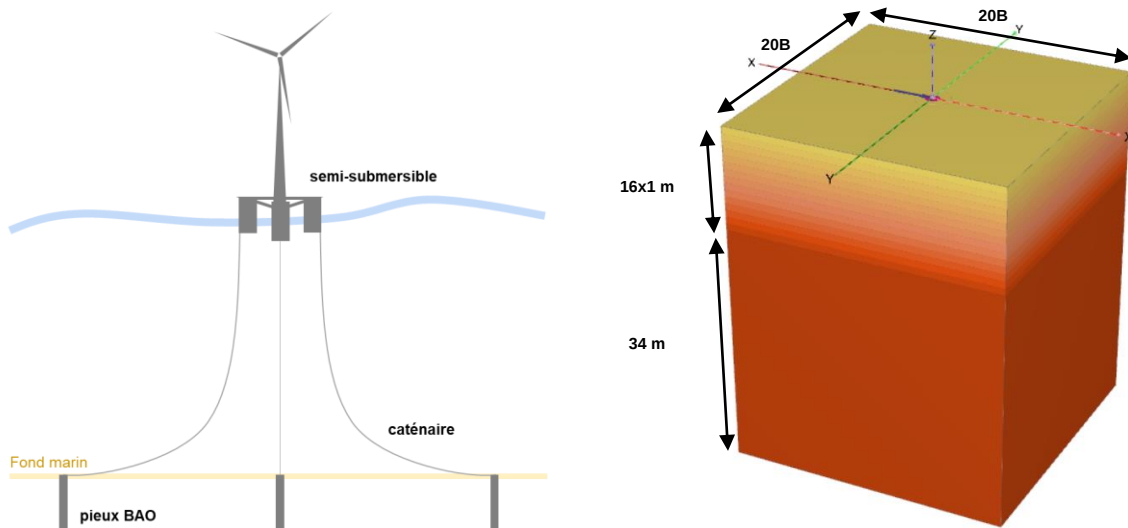


Figure 1. Principe d'ancrage de l'éolienne et domaine retenu pour l'étude aux éléments finis

2.5. Maillage, phasage et paramètres de calcul

Une ceinture d'un rayon $R = 2.0$ m a été modélisée afin d'affiner le maillage autour de l'axe du pieu. Le facteur de finesse dans cette zone a été établi à 0.1768.

Après les phases d'activation du sol et du pieu (avec interfaces), chaque phase suivante représentait un cycle de chargement tel que défini en §2.1. 50 cycles de chargement ont été réalisés.

Le paramètre Max Steps (nombre de pas de calcul stockés) a été limité à 80 afin d'optimiser le temps de calcul (un résultat toutes les 0.025 s).

Les paramètres de contrôle dynamique de Newmark ont été laissés par défaut aux valeurs $\alpha = 0.250$, $\beta = 0.500$ et Mass matrix = 0.000.

3. Résultats principaux de l'étude cyclique

3.1. Évolution de la réaction latérale du sol et courbes P-y cycliques

Les courbes P-y cycliques ont été tracées tous les mètres, soit tous les 0.625 fois le diamètre de pieu B . La figure 1 présente les courbes enveloppes P-y cycliques obtenues, comparées aux courbes P-y statiques, pour des profondeurs inférieures à 7 m ($4.375B$) où l'influence des cycles est plus visible.

Pour une profondeur supérieure ou égale à 7.0 m, les courbes P-y statiques et cycliques sont assez proches. Il n'y a donc pas une grande influence du chargement à ces profondeurs dans le cas du sable dense étudié. Ces courbes ne sont donc pas représentées sur la figure 2.

Entre 5 m (3.125B) et 7 m (4.375) de profondeur, une diminution de la réaction latérale est observée, puis on constate une augmentation, probablement liée à la prise en compte de l'évolution du seuil de plasticité du sol grâce à l'utilisation de la loi HSM. Tandis que les paliers de plastification n'étaient pas atteints en statique pour ces profondeurs, ici on constate que le sol a flué sous l'effet des actions cycliques.

Une diminution de la réaction latérale de sol est constatée sur les 5 premiers mètres de profondeur (3.125D), et en particulier pour une profondeur de 3 m (1.875D) où une diminution de 18.8% de la réaction frontale de sol a été observée. Au-delà, elle augmente sous l'effet de l'écroutissement du sol.

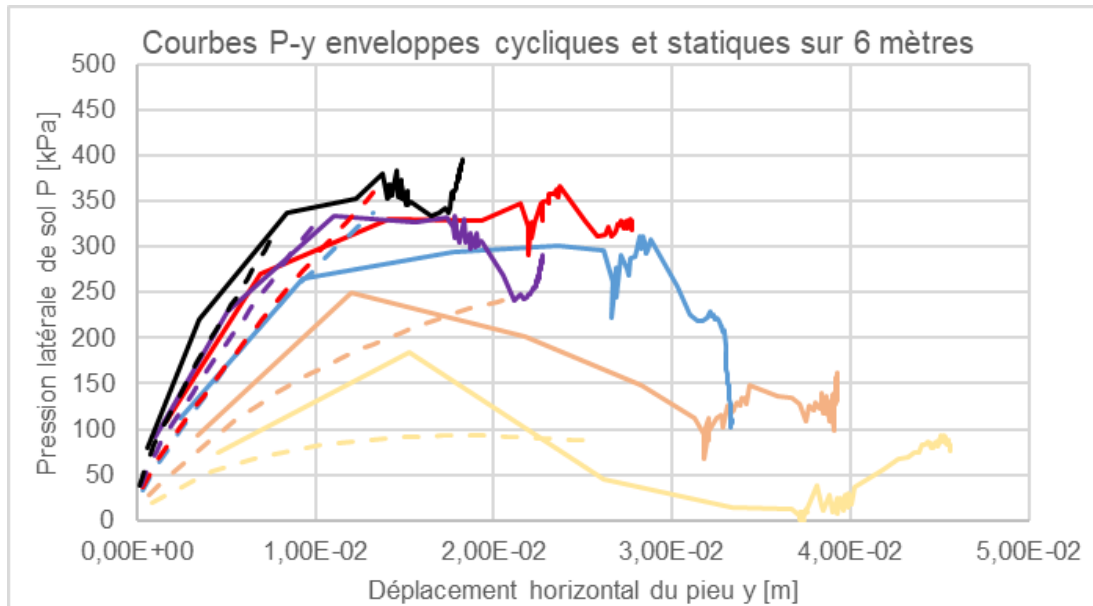


Figure 2. Courbes P-y cycliques enveloppes et statiques (6 premiers mètres)

La raideur du sol augmente elle aussi avec le nombre de cycles, excepté pour une profondeur de 3 m où l'on constate une diminution assez significative du coefficient de réaction du sol K_f après 22 cycles de chargement (figures 3 et 4). Le premier rapport K_{fN}/K_{f1} (coefficient de réaction au cycle N / coefficient de réaction au cycle 1) inférieur à 1 est rencontré à partir du cycle 37. La cartographie des points plastiques a été observée après les cycles 37 et 38 et il est apparu une certaine augmentation des points plastiques à la profondeur de 3 m.

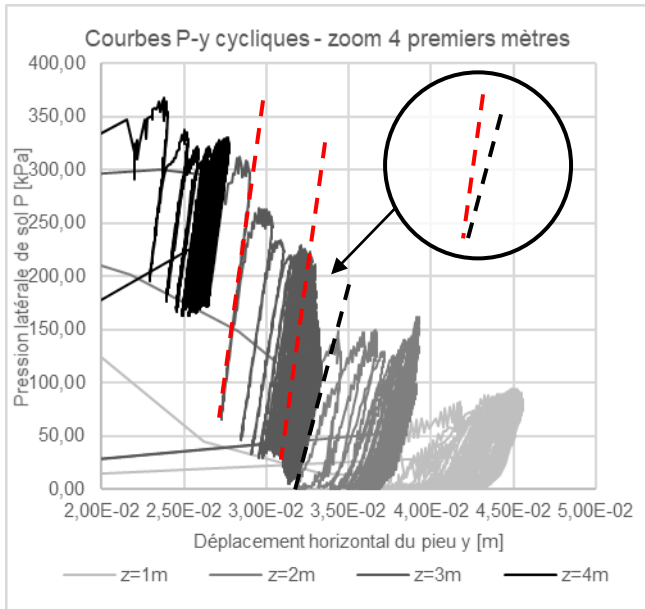


Figure 3. Courbes P-y cycliques (4 premiers mètres)

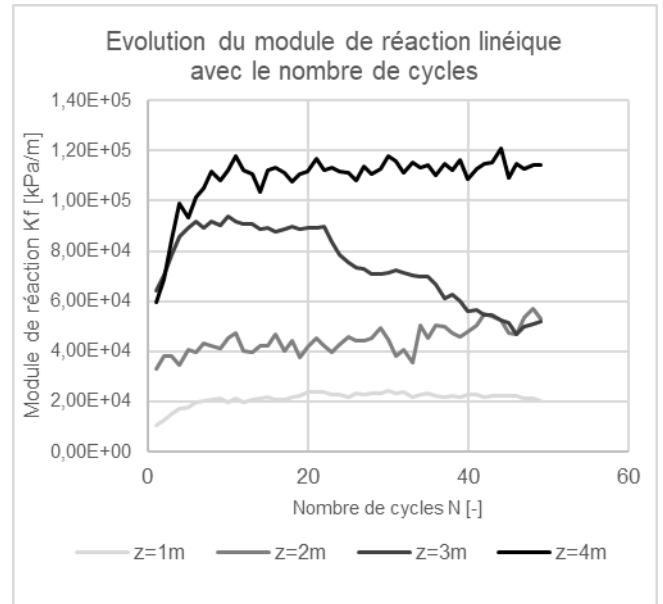


Figure 4. Évolution du module de réaction linéique avec le nombre de cycles (sur 4 m)

3.2. Évolution des déplacements latéraux et du moment fléchissant dans le pieu

Après 50 cycles de chargement :

- Les déplacements en tête de pieu ont augmenté de 20.2%. Cette évolution doit être prise en compte et il est nécessaire de vérifier que les déplacements latéraux de la fondation ne dépassent pas le critère usuel fixé à 0,1B.
- Une augmentation de 8.7% au niveau des moments de flexion maximaux (tous obtenus à une profondeur $z = 7.5$ m) a été observée. Une vérification du pieu vis-à-vis de la flexion après sollicitation cyclique est nécessaire.

Les courbes d'évolution du déplacement latéral en tête et du moment fléchissant maximal dans le pieu avec le nombre de cycles ont été tracées, à partir des résultats issus de Plaxis (figures 5 et 6). Elles ont été comparées aux courbes obtenues pour un sable équivalent suivant l'approche du SOLCYP (Puech et Garnier, 2017), où les augmentations du déplacement latéral en tête et du moment maximal sont respectivement définies par les équations (11) et (12).

$$\frac{y_N}{y_1} = 1 + 0.235 \log(N) \left(\frac{H_c}{H_{max}} \right)^{0.35} \quad (11)$$

Avec : y_N le déplacement en tête au cycle N, y_1 le déplacement en tête au cycle 1, CR le coefficient de rigidité du système sol-pieu (CR = 1 dans le cas d'un comportement flexible), H_c l'amplitude moyenne du chargement cyclique, et H_{max} l'amplitude maximale du chargement cyclique.

$$\frac{M_{max,N}}{M_{max,1}} = 1 + \frac{0.094}{CR} \log(N) \left(\frac{H_c}{H_{max}} \right)^{0.35} \quad (12)$$

Avec : $M_{max,N}$ le moment de flexion au cycle N, $M_{max,1}$ le moment de flexion au cycle 1.

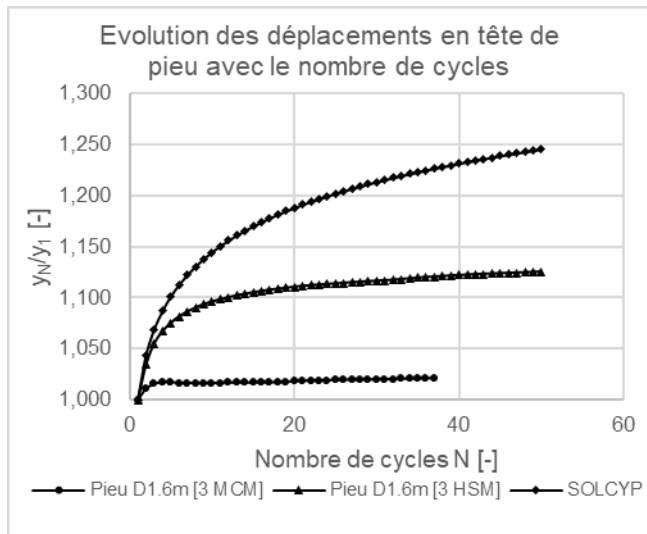


Figure 5. Courbes du déplacement y_N/y_1 en fonction du nombre de cycles

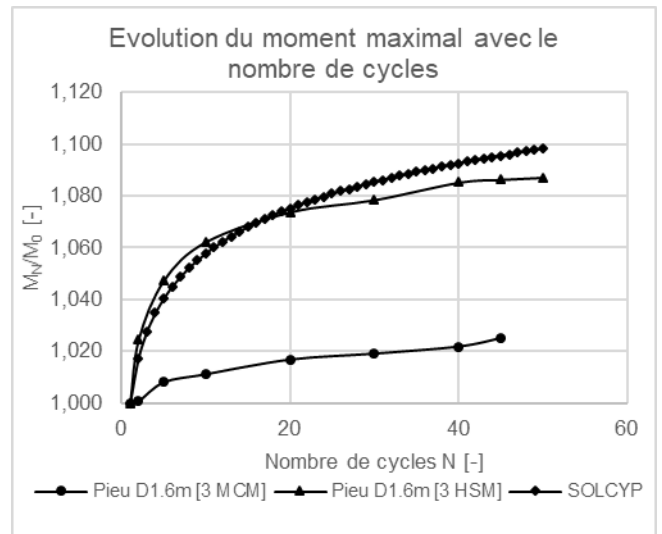


Figure 6. Courbes du moment fléchissant M_N/M_1 en fonction du nombre de cycles

Dans ce cas précis, les courbes empiriques du SOLCYP se sont avérées sécuritaires. En les extrapolant il a été possible d'estimer, au terme de la durée de vie de l'éolienne établie à 25 ans, un déplacement latéral en tête de 8.40 cm et un moment fléchissant maximal de 14 800 kN.m environ.

3.3. Vérification de la fondation selon les normes ISO 19901-7 et ISO 19902

Les critères de vérification des moments de flexion dans le pieu tels qu'explicités dans les normes ISO 19901-7 et ISO 19902, des déplacements en tête et de la pression latérale maximale ont été analysés. Les résultats principaux ont été récapitulés dans le tableau 1. La fondation modélisée semble convenir, autant au début qu'en fin de service de l'éolienne. Néanmoins, les efforts accidentels et sismiques n'ont pas été considérés ici, ce qui pourrait invalider ou non cette dernière conclusion.

Tableau 1. Vérification des critères de rupture du pieu et du sol

Paramètre	Valeurs maximales obtenues à 50 cycles	Critères vérifiés	
		50 cycles	25 ans
Déplacement latéral en tête	4 cm / 8.4 cm	$y = 4 \text{ cm} < 0.1B = 16 \text{ cm}$	$y = 8.4 \text{ cm} < 0.1B = 16 \text{ cm}$
Pression latérale de sol	490 kPa à $z = 8 \text{ m}$	$\sigma_{xx, \max, 50 \text{ cycles}} = 490 \text{ kPa} = 45\% \text{ pf}$	Non estimé
Moment fléchissant	8 770 kN.m / 14 800 kN.m à $z = 7.5 \text{ m}$	$0.49 < 1.00 (*)$	$0.71 < 1.00 (*)$

(*) Ici, le critère vérifié est le critère de flexion du tube creux.

4. Conclusions

Ce projet a permis de mettre en évidence l'influence du nombre de cycles sur la réponse du système sol-fondation, et notamment sa dégradation progressive en termes de déplacements et de moments de flexion induits, avec une hausse de 20.2% du déplacement latéral en tête et de 8.7% du moment fléchissant maximal.

Néanmoins, il est apparu que dans le cas d'un pieu BAO encastré dans un sable dense, cet impact n'était pas trop préjudiciable pour la fondation, et les critères de vérification selon les normes ISO 19901-7 et ISO 19902 étaient encore corrects après une durée de vie de 25 ans de l'ouvrage.

Les effets d'installation de pieu et l'influence de charges accidentelles et sismiques n'ont ici pas été prises en comptes et pourraient invalider ou non la conclusion précédente. De même, il conviendrait d'étudier d'autres types de sols au comportement différent et plus complexe, tels que les argiles par exemple. Ces points devront être étudiés ultérieurement, afin de pouvoir proposer à l'avenir des missions d'ingénierie géotechnique sur des fondations d'éoliennes offshore flottantes, qui devraient voir le jour plus concrètement dans les années à venir.

5. Références bibliographiques

- CFMS (2019). Recommandations pour la conception et le dimensionnement des fondations d'éoliennes offshore. Comité Français de Mécanique des Sols et de Géotechnique, 220 pages.
- Gu X. et al. (2013). Laboratory measurements of small strain properties of dry sands by bender element. *Soils and Foundations*, vol. 53, Issue 5, pp. 735-745.
- Jardine R. et al. (2005). ICP design methods for driven piles in sands and clays. Thomas Telford Ltd.
- Lunne T., Christoffersen H.P. (1983). Interpretation of cone penetrometer data for offshore sands. *Proceedings of the Offshore Technology Conference*. Richardson, Texas. Paper n°4464.
- Schanz T. et al. (1999). The hardening soil model : Formulation and verification. *Beyond 2000 in Computational Geotechnics*, 328 pages.
- Poulos H.G., Davis E.H. (1980). *Pile foundation analysis and design*. Rainbow-Bridge Book Co, 410 pages.
- Puech A., Garnier J. (2017). *Design of piles under cyclic loading – SOLCYP Recommendations*. ISTE Ltd, 443 pages.