

Modélisation De La Réponse Latérale Des Monopieux : Apports Des Nouvelles Campagnes D'Essais

Prediction Of Monopiles Lateral Response: Insights from Recent Tests

Loubna MARIOUS^{1,2}, Zineb ABCHIR^{1*}, Sébastien BURLON³, Abdelaziz EL BASBAS¹, Khadija NEJJAR⁴,
Mohamed BOUAZIZ⁵

1 ENSMR, Rabat, Maroc

2 SMARTILAB Laboratory, EMSI, Rabat, Maroc

3 CEREMA, Paris, France

4 SETEC, Rabat, Maroc

5 TechnipFMC, Paris, France

**abchir@enim.ac.ma*

RESUME : Les monopieux constituent la solution de fondation la plus largement adoptée pour les éoliennes offshores fixes, en raison de leur simplicité structurelle et de leur compétitivité économique. Leur dimensionnement n'est pas régi par les charges verticales issues du poids propre de la turbine, mais principalement par les actions latérales générées par le vent, les vagues et les courants marins. Le dimensionnement des monopieux dans le sable était généralement limité par la rareté de données expérimentales sur leur réponse sous chargements latéraux, en particulier pour les pieux de grand diamètre. Toutefois, ces dernières années, plusieurs grands projets de recherche industriels ont fourni des résultats expérimentaux, grâce à des essais in situ avancés et à des expérimentations en centrifugeuse menées sur des monopieux de diamètre pouvant atteindre 10 m et présentant des rapports d'élancement compris entre 2 et 10. La présente étude exploite les résultats expérimentaux obtenus lors de ces récentes campagnes d'essais et évalue la capacité de la modélisation avec la méthode p-y à reproduire la réponse latérale des monopieux de grand diamètre dans le sable. Elle identifie également les limites des formulations conventionnelles des courbes p-y lorsqu'elles sont appliquées à des monopieux rigides, et donne des perspectives d'amélioration de ces modèles. Les résultats obtenus contribuent à une meilleure compréhension de l'interaction sol-structure sous chargement latéral et apportent des recommandations utiles pour le développement de courbes p-y, calibrées à partir des données expérimentales.

ABSTRACT: Monopiles are the most widely adopted foundation solution for fixed offshore wind turbines, because of their structural simplicity and overall cost-effectiveness. Their design is not governed by vertical loads arising from the turbine's self-weight, but rather by lateral actions generated by wind, waves, and currents. Until recently, monopile design in sands was hindered by a scarcity of experimental data on lateral load response, particularly for large-diameter piles. This lack of field-scale evidence limited the calibration of design methods, which traditionally relied on p-y curves originally developed for slender oil and gas piles. In recent years, however, several major joint industry research projects have provided valuable experimental results through advanced field tests and centrifuge experiments conducted on monopiles with diameters up to 10 m and aspect ratios ranging between 2 and 10. Building on this experimental database, the present study evaluates the capacity of p-y curve models to capture the lateral response of large-diameter monopiles in sand. Emphasis is placed on identifying the limitations of conventional p-y formulations when applied to rigid monopiles and exploring opportunities to refine these models. The findings contribute to a deeper understanding of soil-structure interaction under lateral loading and provide useful guidance for the development of improved p-y curves calibrated against experimental data.

Mots-clés: monopieux, sable, méthode p-y, capacité horizontale, déplacement.

1 INTRODUCTION

L'éolien offshore connaît une croissance remarquable à travers le monde, avec une capacité installée de l'éolien en mer dépassant 75 GW. En Europe, cette capacité a atteint 37 GW en 2024, avec un objectif de

48 GW à l'horizon 2030. Dans ce contexte de développement rapide, la réduction des coûts de fabrication et d'installation s'impose. Comme le poste relatif aux fondations des éoliennes offshores représente entre 25% et 35% du coût total (Byrne et Houlsby, 2003), l'optimisation de cette partie de la

structure est d'une importance majeure. Pour des profondeurs d'eau intermédiaires (20 à 40 m), le monopieu est la solution de fondation la plus utilisée, représentant 65% des fondations d'éoliennes offshore (Sánchez et al., 2019). Les monopieux actuels sont caractérisés par des diamètres compris entre 4 et 7 m, et un élancement moyen de 3.5. Toutefois, malgré la maturité apparente de l'utilisation des monopieux, l'optimisation de leur dimensionnement demeure essentielle pour accompagner la réduction des coûts.

Le DNV RP C-212 (2017) mentionne que la prédiction précise de la réponse latérale des monopieux comporte : i) une estimation de la résistance latérale ultime face aux cas de charges appliqués et, ii) une vérification de la déformation maximale de la fondation sous le cas de chargement le plus défavorable. En effet, le déplacement et la rotation maximale de la fondation doivent rester sous les tolérances acceptables pour l'état limite de service.

La méthode des courbes p-y, reliant la réaction du sol p au déplacement latéral y , constitue l'approche la plus courante pour la modélisation du comportement des monopieux sous charges latérales. La formulation de l'API (API RP 2GEO, 2014) est la plus répandue dans le contexte Offshore. Cependant, plusieurs études récentes questionnent la capacité de ces courbes p-y à prédire le comportement des monopieux rigides à faible élancement ($\frac{L}{D} \sim 3$) (DNV RP C 212, Thieken et al., 2015).

La NF P 94-262 propose une autre formulation de courbes p-y basée sur une interprétation des essais in-situ (pressiométrique ou pénétrométrique). Ces courbes p-y sont largement utilisées pour des pieux flexibles, et leur utilisation pour des pieux de faible élancement de comportement rigides a aussi été investiguée ces dernières années.

Malgré les nombreuses études menées ces dernières années, aucun consensus n'a été atteint sur l'applicabilité de la méthode des courbes p-y aux monopieux rigides de grand diamètre (Wang et al., 2023). Dans ce contexte la présente étude s'appuie sur la modélisation de la réponse latérale de 5 pieux rigides testés en vraie grandeur ou en centrifugeuse à l'aide de la méthode p-y. Les objectifs sont : i) évaluer la performance de ces approches et, ii) identifier les adaptations nécessaires pour améliorer leur capacité prédictive. Les résultats numériques sont ainsi confrontés aux résultats expérimentaux et les écarts sont discutés afin d'aboutir à des recommandations pratiques pour le dimensionnement.

2 METHODES DE MODELISATION

2.1 Principes

De nombreux cas d'essais de chargement dans le monde entier montre que la réponse du système sol-pieu reste difficile à modéliser, car la réponse charge-déplacement d'un pieu isolé résulte d'une interaction tridimensionnelle complexe. Ce comportement est gouverné par une multiplicité de paramètres essentiels liés à cette interaction, tels que la géométrie du pieu, sa rigidité, le comportement non linéaire du sol ainsi que l'hétérogénéité des propriétés du sol.

Il existe plusieurs méthodes permettant de modéliser la réponse latérale d'un pieu. Parmi ces méthodes, on trouve la méthode d'élasticité (Poulos et Davis, 1980), la méthode des éléments finis (Potts et Zdravkovic, 2001 ; Taborda et al. 2020) et la méthode des courbes p-y (Ménard et al., 1969 ; Baguelin et al., 1978).

La méthode des éléments finis (3D) permet de représenter fidèlement la distribution des contraintes et des déformations dans le sol autour de la structure, et de modéliser les mécanismes d'interaction sol-structure. Toutefois, cette méthode présente des limitations telles que la complexité de mise en œuvre, le temps de calcul élevé et la sensibilité des résultats au calage des lois de comportement utilisées.

Dans cette étude, la méthode $p - y$ est privilégiée. Elle consiste à modéliser le pieu comme un élément de poutre élastique et l'interaction entre le sol et le pieu est modélisée par une série de ressorts non-linéaires et indépendants entre eux (Figure 1). Dans cette méthode, la déflexion du pieu peut être calculée à partir de l'équation d'équilibre d'une poutre de Bernoulli. Cet équilibre est traduit par l'équation différentielle suivante :

$$E_P I_P \frac{d^4 y}{dz^4} + P = 0 \quad (1)$$

Avec E_P le module d'Young du pieu, I_P le moment d'inertie du pieu, P la réaction latérale du sol et y le déplacement horizontal du pieu à la profondeur z .

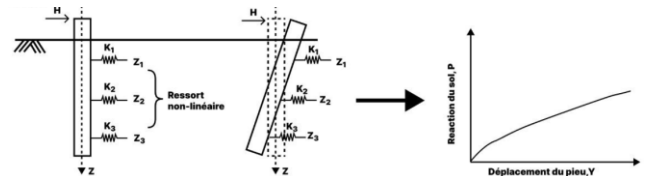


Figure 1. Modélisation de l'interaction sol-pieu sous charge latérale avec la méthode p-y

La réaction du sol P est une fonction du déplacement y et s'exprime selon l'équation (2) pour différents niveaux de profondeurs du pieu.

$$P(y) = E_s y \quad (2)$$

Où E_s est le module de réaction du sol à une profondeur z .

Différentes méthodes de construction des courbes p - y sont proposées dans les normes géotechniques en vigueur (NF P 94-262; API RP 2GEO, 2014; DNV RP C 212, 2017). Ces courbes p - y ont été développées pour des pieux flexibles à faible diamètre.

Pour le présent cas d'étude, les courbes p - y de l'API et de la norme NF P 94 262 d'application de l'Eurocode 7 ont été sélectionnées pour évaluer leurs capacités prédictives pour les monopieux.

2.2 Modèle $p - y$ API

L'API RP 2GEO (API, 2014) fournit les bases de la formulation des courbes p - y non linéaires (Figure 2). L'équation (3) donne l'expression fournie par cette norme dans le cas des sols granulaires :

$$P = AP_u \tanh\left(\frac{kz}{AP_u} y\right) \quad (3)$$

Avec P_u la capacité horizontale ultime à la profondeur z , k est un paramètre contrôlant la rigidité initiale du sol et A est un facteur dépendant du type de chargement (statique ou cyclique).

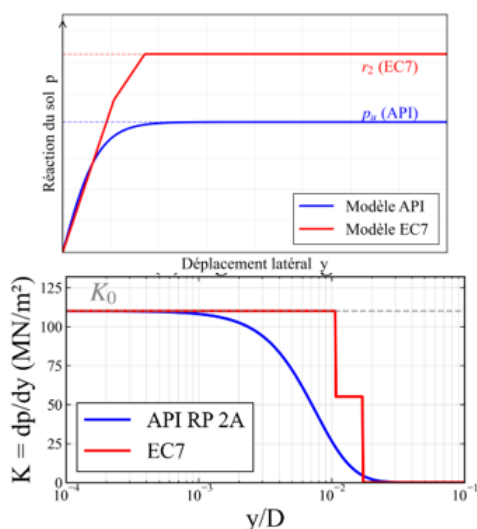


Figure 2. Schématisation des courbes p - y API et EC7 et de l'évolution de la rigidité tangentielle des deux modèles

2.3 Modèle $p - y$ EC7

La norme NF P 94 262 d'application de l'Eurocode 7 propose des courbes p - y trilineaires où le module de réaction latérale K_f des deux premiers tronçons et le palier r_2 dépendent des résultats d'essais in-situ (PMT ou CPT) (Figure 2).

Dans la présente étude, les données issues des essais CPT sont exploitées pour construire les courbes selon le modèle EC7. Les corrélations pénétrométriques-pressiométriques sont utilisées (Cassan, 1978).

3 DESCRIPTION DES ESSAIS

Dans le cadre de cette étude, cinq pieux tubulaires en acier mis en place par battage, issus de trois campagnes expérimentales distinctes (Lapastoure et Igoe, 2024 ; McAdam et al., 2019 ; Thusyanthan et al., 2025), ont été sélectionnés pour la modélisation par la méthode p - y . Ces essais ont été réalisés dans des sols sableux, désignés par S1, S2 et S3 dans la suite de cette étude.

3.1 Conditions de sol

Le sol S1 est localisé dans le site expérimental de Blessington en Irlande (Lapastoure et Igoe, 2024). Le sol en place est constitué d'un sable homogène avec une densité relative D_r comprise entre 60% et 75%. Les résultats des essais CPT réalisés dans le site au voisinage des pieux testés sont illustrés sur la Figure 3. L'angle de frottement interne ϕ et le poids volumique γ du sol S1 ont été estimés en utilisant la corrélation de Roberston et Campanella (1983).

Pour le sol S2 issu des essais du projet PISA réalisés à Dunkerque, il s'agit d'un dépôt de sable flandrien à densité relative élevée comprise entre 75 et 100%. L'angle de frottement à l'état critique ϕ' est compris entre 32° et 33° (Taborda et al., 2019).

Le sol S3 correspond à un sable moyennement dense de Hostun HN31 à l'état saturé. Ce matériau est caractérisé par un poids spécifique des grains $G_s = 2.65$, des indices des vides e_{min} et e_{max} équivalents à 0.61 et 1.01 respectivement. Le poids volumique saturé γ_{sat} a été estimé à partir des paramètres précités.

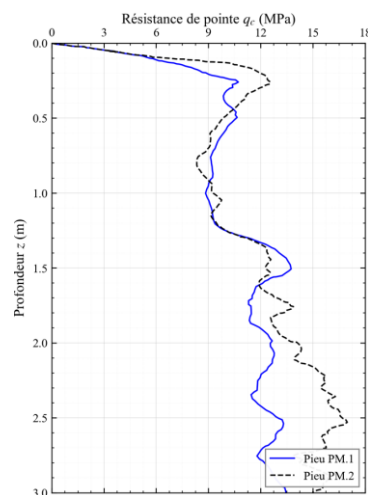


Figure 3. Résultats des essais CPT réalisés dans le sol S1 au voisinage des pieux PM.1 et PM.2 (Lapastoure et Igoe, 2024)

3.2 Caractéristiques des pieux

Le Tableau 1 récapitule les caractéristiques des pieux modélisés dans la présente étude. PM.1, PM.2 sont des

pieux instrumentés provenant d’essais en vraie grandeur réalisés dans le sol S1. L’instrumentation de chaque pieu comprenait deux LVDTs, deux inclinomètres installés à proximité du niveau du sol et d’une cellule de charge en traction. Le pieu PM.3 correspond également à un essai en vraie grandeur testé dans le cadre du projet PISA (sol S2). Les pieux PM.4 et PM.5 correspondent à des essais en centrifugeuse réalisés sur la centrifugeuse à bras de 10 m de l’Université de Cambridge et à une accélération de 110g (sol S3). Les dimensions indiquées sur le Tableau 1 correspondent aux pieux prototypes. Ainsi, cette étude modélise des pieux avec une large gamme de diamètre (de 0.457 m à 10 m), représentant ainsi les monopieux actuellement utilisés pour les éoliennes en mer. Les ratios d’élancement $\frac{L}{D}$ varient entre 2.2 et 3.3. Selon la classification des pieux présentée dans la NF P 94-262, les cinq pieux correspondent à la classe 5 (BAO).

3.3 Conditions de chargement

Les cinq pieux présentés dans le Tableau 1 ont été soumis à des chargements horizontaux monotones. Sur le Tableau 2, H_{ref_m} correspond à la capacité horizontale ultime atteinte au cours de l’essai. Elle est définie par la charge horizontale appliquée au pieu lorsque le déplacement horizontal en tête atteint 10% du diamètre externe, ou par la charge maximale appliquée au pieu avant sa plastification ou avant un radoucissement du sol. Le paramètre e sur le Tableau 2 correspond à l’excentricité de la charge horizontale par rapport au niveau du sol et M_g est le

moment de flexion au niveau du sol. y_{max} et θ_{max} sont respectivement le déplacement horizontal maximal et la rotation maximale atteints au niveau du sol pour une charge appliquée égale à H_{ref} . La vitesse v correspond au taux de chargement moyen appliqué au cours de chaque essai.

La Figure 4 présente les résultats des courbes expérimentales de charges-déplacements en tête obtenues au cours des essais présentés sur le Tableau 2. Sur cette figure, la charge appliquée en tête H et le déplacement latéral au niveau du sol y ont été normalisés par H_{ref_m} et le diamètre externe du pieu D respectivement. Cette normalisation permet de s’affranchir des effets d’échelle et de comparer le comportement de pieux de différentes dimensions.

Les résultats montrent que les pieux PM.1 et PM.2 ont atteint la rupture pour un niveau de déplacement plus faible que le seuil conventionnel de 10 % D . En effet, le pieu le plus court (PM.2) a atteint sa capacité horizontale ultime (24.8 kN) pour un niveau de déplacement équivalent à 3.6 % D , alors que le pieu le plus long (PM.1) a atteint sa capacité ultime pour un déplacement équivalent à 5.7 % D . La Figure 4 montre que ces deux pieux ont présenté un comportement radoucissant après avoir atteint leur capacité horizontale ultime (Lapastoure and Igoe, 2024). Ce même comportement post-pic a été observé pour le pieu PM.3. D’après la Figure 4, les pieux PM.1, PM.2 et PM.3 présentent des réponses normalisées quasi-identiques. Cette similarité peut être attribuée à leurs caractéristiques géométriques comparables : diamètres compris entre 0,457 m et 0,762 m et ratios d’élancement $\frac{L}{D}$ variant entre 2,2 à 3,3.

Tableau 1. Propriétés géométriques des pieux modélisés

Pieu	Diamètre D (m)	Longueur totale L_{tot} (m)	Longueur encastrée L_{enc} (m)	Ratio $\frac{L}{D}$ (-)	Épaisseur t (mm)	Rigidité en flexion EI (MN.m ²)	Référence
PM.1	0.457	2.9	1.5	3.3	7	52.6	Lapastoure and Igoe (2024)
PM.2	0.457	2.4	1.0	2.2	7	52.6	McAdam et al. (2019)
PM.3	0.762	12.2	2.24	3.0	10	350.8	Thusyanthan et al. (2025)
PM.4	7.0	42.0	21.0	3.0	22	1.89×10^6	
PM.5	10.0	60.0	30.0	3.0	33	2.62×10^6	

Tableau 2. Caractéristiques des essais de chargements monotones

Pieu	H_{ref_m} (kN)	e (m)	M_g (kN.m)	$\frac{y_{max}}{D}$ (%)	Conditions en tête	θ_{max} (°)	v (mm/min)
PM.1	59.3	1.4	81.2	5.7		2	--
PM.2	24.8	1.4	34.0	3.6		2	--
PM.4	49.6	10.0	496.0	5.4	Libre	$\theta_{max} \sim 2$	2.54
PM.5	19500	21.0	45.1×10^4	10		$\theta_{max} > 0.5$	1 mm/min (modèle)
PM.6	53500	30.0	16.1×10^5	10		$\theta_{max} > 0.5$	1 mm/min (modèle)

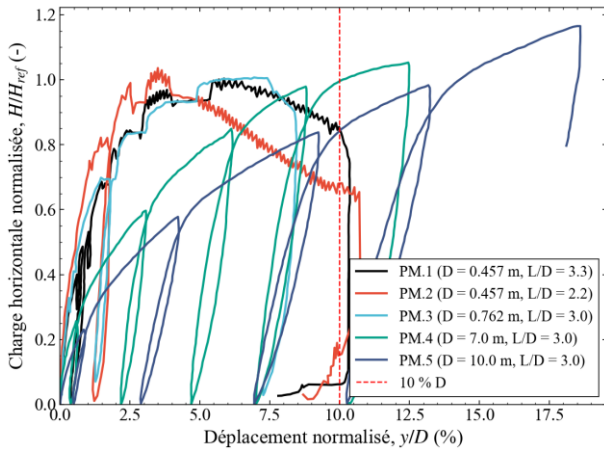


Figure 4. Courbes normalisées de chargement-déplacements en tête (au niveau du sol) des essais de pieux PM.1, PM.2, PM.3, PM.4 et PM.5

Les pieux PM.4 et PM.5 caractérisés par des grands diamètres compris entre 7 et 10 m et un élancement équivalent à 3 présentent des capacités ultimes nettement plus élevées. Ces capacités ultimes ont été atteintes pour un niveau de déplacement équivalent à 10 % D . Aucun comportement radoucissant n'a été observé pour ces deux pieux testés en centrifugeuse. Malgré l'écart entre les diamètres de ces pieux, la réponse normalisée reste très similaire.

4 RESULTATS DE MODELISATION

4.1 Courbes de charges – déplacements en tête

Les pieux présentés sur le Tableau 1 ont été modélisés en utilisant la méthode p-y. Les deux modèles des courbes p-y API et EC7 ont été introduits dans la modélisation des pieux PM.1, PM.2 et PM.3. Pour les pieux PM.4 et PM.5, la modélisation a été effectuée en utilisant les courbes p-y API seulement, car aucun résultat d'essais in-situ (CPT ou PMT) n'était disponible.

La Figure 5 présente la comparaison entre les courbes de charges – déplacements mesurées au cours des essais appliqués aux pieux PM.1, PM.2 et PM.3, et celles prédites par la méthode API et la méthode EC7. Pour ces pieux à ratio $\frac{L}{D} < 3.3$ et installés dans un sol à densité relative élevée ($D_R > 67\%$), la courbe mesurée est plus raide que les prédictions faites par les deux modèles. Le modèle API tend à sous-estimer à la fois la rigidité initiale du sol et la capacité horizontale ultime atteinte pour un déplacement égal à 0.1 D . Les déplacements sont ainsi significativement surestimés dès le début du chargement. La même observation est faite pour le modèle EC7 en ce qui concerne les déplacements et

la rigidité initiale. Cependant, le modèle EC7 basé sur les résultats d'essais in-situ, fournit des prédictions de capacité horizontale ultime nettement plus satisfaisantes. Les valeurs de H_{ref_EC7} sont voisines de H_{ref} mesurées pour les trois pieux analysés dans le sable dense.

Aucun des deux modèles n'a réussi à reproduire le radoucissement post-pic du sol observé au cours des 3 essais. Ce phénomène n'a pas été reproduit même avec une modélisation par éléments finis complète (Lapastoure and Igoe, 2024).

La Figure 6 expose les résultats obtenus pour les pieux PM.4 et PM.5 testés en centrifugeuse. Pour ces pieux à élancement $\frac{L}{D} = 3$, installés dans un sable moyennement dense, le modèle API donne des résultats plus satisfaisants que pour les pieux PM.1 et PM.2 et PM.3. En effet, la rigidité initiale des courbes de charges-déplacements prédite avec le modèle est voisine de celle mesurée. Le domaine des petits déplacements, inférieurs à 1% D , est adéquatement prédit par le modèle. Pour les déplacements compris entre 1% et 7% D , le modèle p-y est plus raide et sous-estime les déplacements mesurés. De plus, le comportement issu du modèle atteint la capacité horizontale ultime pour des déplacements de l'ordre de 7% D , alors que les mesures n'atteignent ces valeurs que vers 10% D . La capacité horizontale ultime prédite reste néanmoins légèrement sous-estimée par rapport aux mesures.

4.2 Capacité horizontale ultime

Pour chaque pieu, la capacité horizontale ultime atteinte avec le modèle API (H_{ref_API}), et le modèle EC7 (H_{ref_EC7}) ont été calculées et récapitulées sur le Tableau 3. Ces valeurs ont été estimées pour un déplacement égal à 10% D . Ces valeurs ont été comparées aux valeurs mesurées H_{ref_m} (Tableau 3).

Tableau 3. Capacités horizontales ultimes prédites et erreurs relatives des modèles API et EC7

Pieu	Modèle	H_{ref_m} (kN)	H_{ref_c} (kN)	ϵ (-)
PM.1	API	59.3	34.5	-0.42
	EC7		52.6	-0.11
PM.2	API	24.8	12.8	-0.47
	EC7		24.2	-0.02
PM.4	API	49.6	22.0	-0.55
	EC7		53.1	+0.07
PM.5	API	19500	17284	-0.11
PM.6	API	53500	49138	-0.08

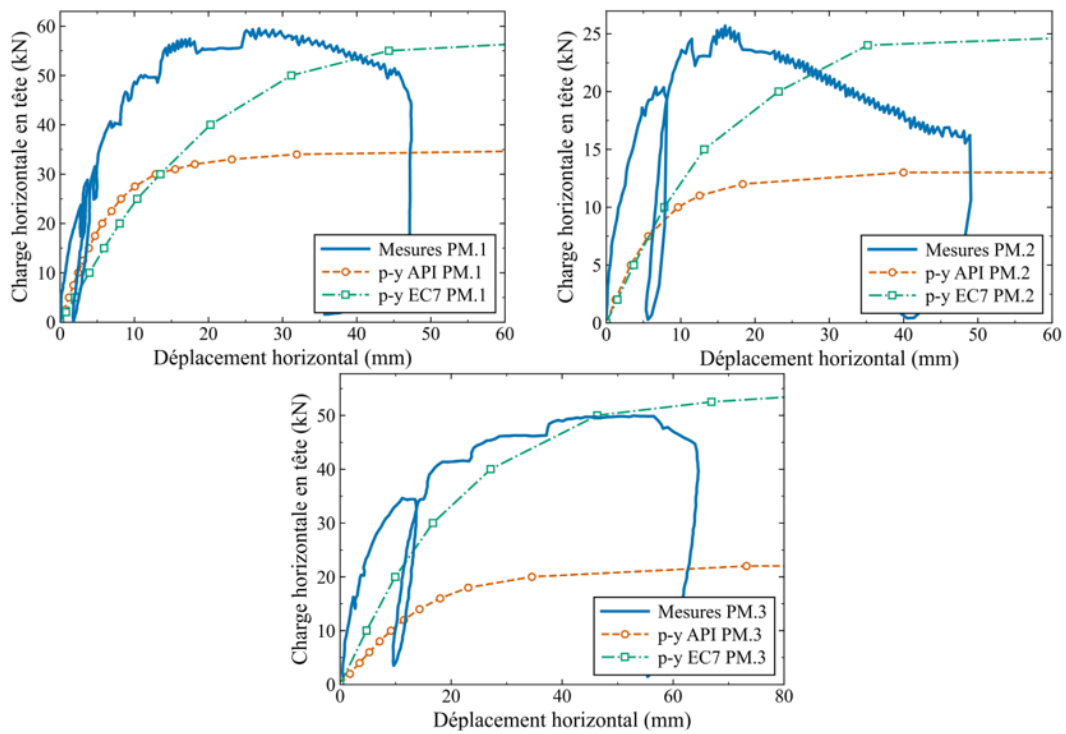


Figure 5. Comparaison entre les courbes de charges-déplacements mesurées et estimées à l'aide des modèles API et EC7 pour PM.1, PM.2 et PM.3

Le modèle API présente un comportement contrasté selon le diamètre du pieu et la densité relative du sol. Pour les pieux PM.1, PM.2 et PM.3 (diamètre compris entre 0.457 m et 0.762 m et $D_R > 67\%$), une sous-estimation de H_{ref_m} est systématiquement observée avec une erreur relative moyenne de 48%. Pour les pieux de plus grands diamètres dans un sable moyennement dense, les prédictions sont plus proches des mesures avec une erreur relative moyenne de 9.5%.

Le modèle EC7 offre des prédictions remarquablement précises pour les pieux PM.1, PM.2 et PM.3. En effet, l'erreur est comprise entre -11% et +7%. Ce qui offre une erreur moyenne de -2%.

La Figure 7 illustre la performance des deux modèles pour l'ensemble des pieux. Elle confirme les tendances observées : une sous-estimation systématique du modèle API et des prédictions plus centrées pour le modèle EC7.

4.3 Evolution du moment de flexion

La Figure 8 trace la distribution du moment fléchissant en fonction de la profondeur pour le pieu PM.4 pour des charges comprises entre 2 et 17.3 MN. Cette distribution a été estimée à l'aide du modèle API. D'après cette figure, le moment fléchissant maximal M_{max} croît avec

l'augmentation de la charge en tête atteignant une valeur maximale de 439.8 MN.m pour une charge égale à H_{ref_API} . La profondeur z_{pic} , correspondant

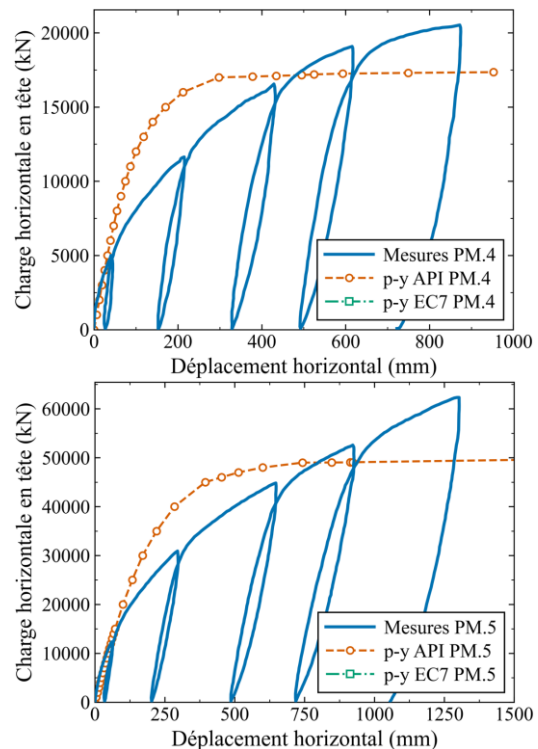


Figure 6. Comparaison entre les courbes de charges-déplacements mesurées et estimées à l'aide des modèles API et EC7 pour PM.4 et PM.5

à la localisation de M_{max} migre de 5 à 7 m. Ceci traduit une plastification progressive des couches de sol superficielles avec l'augmentation de la charge. Le Tableau 4 fournit les résultats de M_{max} et z_{pic} pour tous les pieux calculés avec l'API.

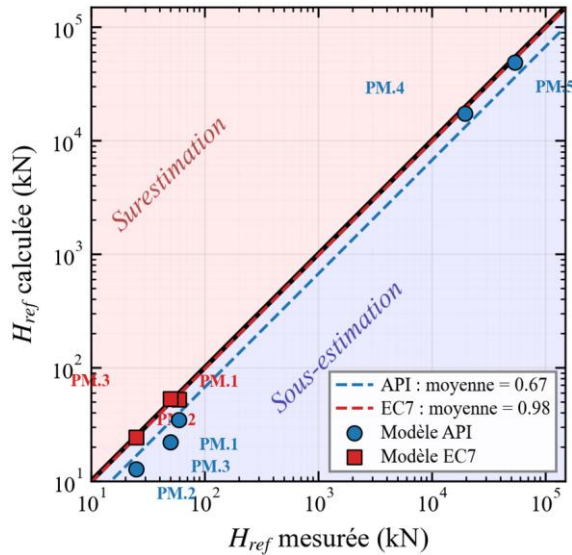


Figure 7. Comparaison entre les valeurs mesurées et calculées de capacités horizontales ultimes pour tous les pieux

Le ratio $\frac{z_{pic}}{L_{enc}}$ se situe à proximité des couches superficielles et varie entre 0.22 et 0.44 pour l'ensemble des pieux.

Les monopieux PM.4 et PM.5 présentent des ratios similaires, malgré une différence significative du diamètre. Les valeurs montrent que M_{max} se développe systématiquement à environ un tiers de la longueur fichée. En revanche, pour les pieux à plus faible diamètre (PM.1, PM.2 et PM.3), le ratio est plus variable et montre une sensibilité par rapport aux dimensions et aux conditions de chargement.

5 DISCUSSION

Les résultats présentés dans la section précédente ont permis de confirmer que le modèle API n'est pas adapté aux monopieux à comportement rigide dans les sables denses. Les écarts observés peuvent être attribués à différents facteurs. La rigidité initiale des courbes p-y API est gouvernée par le facteur k . Celui-ci est déterminé à partir de corrélations empiriques en fonction de φ et de D_r . Ces corrélations ont été établies initialement pour des pieux flexibles à grand élanement et ne semblent pas directement transposables aux monopieux de faible ratio $\frac{L}{D}$. Par ailleurs, le modèle API considère uniquement la résistance latérale mobilisée le long du fût du pieu et néglige la contribution de la pointe.

Bien que des études récentes suggèrent que cette composante est négligeable pour la capacité horizontale pour des pieux rigides, les tendances observées doivent être investiguées davantage pour les généraliser aux conditions des essais analysés. L'influence de l'excentricité du chargement sur la réponse latérale constitue également une piste d'investigation. En effet, les essais analysés présentent des e variables, susceptibles d'affecter la mobilisation des courbes p-y le long du fût du pieu.

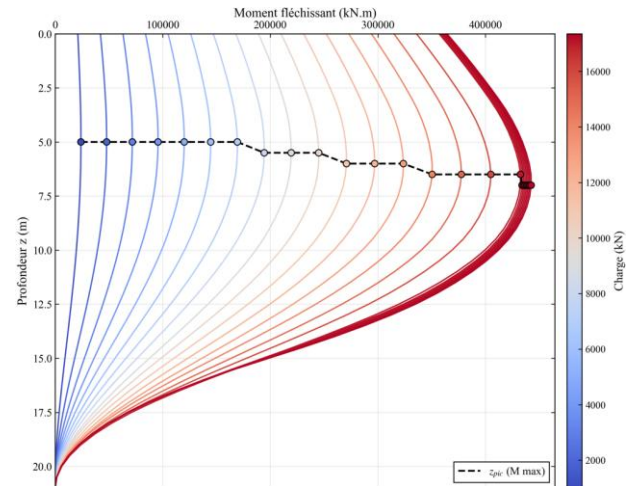


Figure 8. Evolution du Moment de flexion pour PM.5 avec le modèle API

Tableau 4. Moments de flexion maximaux pour tous les pieux avec le modèle API

Pieu	M_{max} (MN.m)	z_{pic} (m)	$\frac{z_{pic}}{L_{enc}}$ (-)
PM.1	0.061	0.63	0.42
PM.2	0.021	0.38	0.38
PM.3	0.227	0.5	0.22
PM.4	439.8	7.0	0.33
PM.5	1791.8	9.5	0.31

Le modèle EC7, fondé sur l'exploitation directe des résultats d'essais in-situ (PMT ou CPT), présente des résultats satisfaisants en terme de prédiction de capacités horizontales ultimes pour les pieux à faible élanement dans le sable dense. Cette performance peut s'expliquer par l'avantage d'intégrer les caractéristiques mécaniques réelles du sol sans avoir recours à des corrélations empiriques parfois inadaptées aux conditions d'essai. Toutefois, la rigidité initiale des courbes p-y tend à être sous-estimée, conduisant à une surestimation des déplacements à faibles niveaux de chargement. Une amélioration du module de réaction K_f permettrait d'accroître la fiabilité du modèle pour tous les niveaux de chargement.

6 CONCLUSIONS

La présente étude teste la performance des modèles API et EC7 pour prédire la réponse des monopieux dans le sable moyennement dense à très dense. Les résultats montrent que le modèle EC7 offre une meilleure estimation de la capacité horizontale ultime pour les pieux installés dans le sable dense. Le modèle API est plus performant dans le sable moyennement dense. Toutefois, cette étude repose sur un nombre limité d'essais. Des travaux futurs devraient porter sur l'extension de la base de données à des géométries et des conditions de sol variées et sur la révision des paramètres des deux modèles pour améliorer l'estimation des déplacements.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- API RP 2GEO, (2014). Geotechnical and foundation design considerations, American Petroleum Institute (API), États-Unis.
- BAGUELIN, F., JÉZÉQUEL, J.F., SHIELDS, D.H. (1978). The pressuremeter and foundation engineering, TransTech Publications, pp. 387-401.
- Brødbæk, K. T., Møller, M., Sørensen, S. P. H., Augustesen, A. H. (2009). Review of p-y relationships in cohesionless soil. DCE Technical Report No. 57. Department of Civil Engineering Water & Soil, Aalborg University, Denmark.
- Byrne, W. B., Houlsby, G.T. (2003). Foundations for offshore wind turbines. *Philosophical Transactions of the Royal Society of London A: Mathematical, Physical and Engineering Sciences*, 361, 2909-2930.
- Cassan, M. (1978). Les essais in-situ en mécanique de sols. Tome 1 : Réalisation et interprétation. Ed. Eyrolles, Paris, 458 p.
- DNV RP C212, 2017. Offshore soil mechanics and geotechnical engineering, DNG GL AS, Norway.
- Lapastoure, L.M., Igoe, D.J.P. (2024). Prediction of short piles response to lateral monotonic load in dense sand at Blessington, Proceedings of the XVIII ECSMGE, 2024.
- McAdam, R. A., Byrne, B. W., Houlsby, G. T., Beuckelaers, W. J. A. P., Burd, H. J., Gavin, K. G., Igoe, D. J. P., Jardine, R. J., Martin, C. M., Muir Wood, A. (2020). Monotonic laterally loaded pile testing in a dense marine sand at Dunkirk. *Géotechnique*, 70(11), 986-998.
- MÉNARD, L., BOURDON, G., GAMBIN, M. (1969). Méthode générale de calcul d'un rideau ou d'un pieu sollicité horizontalement en fonction des résultats pressiométriques. *Sols-Soils*, N°22-23, Vol.VI, pp.16-29.
- Potts, D.M. and Zdravković, L. (2001). *Finite Element Analysis in Geotechnical Engineering: Application*. London: Thomas Telford Ltd., 448 p.
- Poulos, H.G., Davis, E.G (1980). Pile foundation analysis and design. *Series in geotechnical Engineering*. Lambe T.W. and Whitman R.V. (eds), John Wiley & Sons, 1980, 382 p.
- Robertson, P.K., Campanella, R.G. (1983). Interpretation of Cone Penetration Tests: Sands and Clays. *Canadian Geotechnical Journal*, 20, 719-745.
- Sánchez, S., Esteban, M. D., López-Gutiérrez, J. S., Negro, V. (2019). Foundations in Offshore Wind Farms: Evolution, Characteristics and Range of Use. Analysis of Main Dimensional Parameters in Monopile Foundations. *Journal of Marine Science and Engineering*, Vol: 7, 441.
- Taborda, D. M. G., et Zdravkovic, L., Potts, D. M., Burd, H. J., Byrne, W.B., Gavin, K.G., Houlsby, G.T., Jardine, R.J., Liu, T., Martin, C.M., Mcadam, R.A., (2020). Finite-element modelling of laterally loaded piles in a dense marine sand at Dunkirk. *Géotechnique* 70(11): 1014-1029.
- Thieken, K., Achmus, M., Lemke, K. (2015). A new static p-y approach for piles with arbitrary dimensions in sand. *Geotechnik*, 38: 267-288.
- Thusyanthan, I., Liu, S., Haigh, S., Madabhushi, G., Fukasawa, T., Watanabe, Y. (2025). Lateral response of 10m diameter pile from centrifuge testing dans 5th International Symposium on Frontiers in Offshore Geotechnics (ISFOG2025)
- Wang H., Lehane B.M., Bransby M. F., Wang L. Z., Hong Y., Askarinejad A. (2023). Lateral behavior of monopiles in sand under monotonic loading: Insights and a new simple design model. *Ocean Engineering*, 277.