

Études numérique et expérimentale du comportement d'une fondation d'éolienne offshore de type monopieu

Auteur : Mocto Kamdem, Jean Jacques

Promoteur(s) : Collin, Frédéric

Faculté : Faculté des Sciences appliquées

Diplôme : Master en ingénieur civil des constructions, à finalité spécialisée en "civil engineering"

Année académique : 2022-2023

URI/URL : <http://hdl.handle.net/2268.2/17075>

Avertissement à l'attention des usagers :

Tous les documents placés en accès ouvert sur le site le site MatheO sont protégés par le droit d'auteur. Conformément aux principes énoncés par la "Budapest Open Access Initiative"(BOAI, 2002), l'utilisateur du site peut lire, télécharger, copier, transmettre, imprimer, chercher ou faire un lien vers le texte intégral de ces documents, les disséquer pour les indexer, s'en servir de données pour un logiciel, ou s'en servir à toute autre fin légale (ou prévue par la réglementation relative au droit d'auteur). Toute utilisation du document à des fins commerciales est strictement interdite.

Par ailleurs, l'utilisateur s'engage à respecter les droits moraux de l'auteur, principalement le droit à l'intégrité de l'oeuvre et le droit de paternité et ce dans toute utilisation que l'utilisateur entreprend. Ainsi, à titre d'exemple, lorsqu'il reproduira un document par extrait ou dans son intégralité, l'utilisateur citera de manière complète les sources telles que mentionnées ci-dessus. Toute utilisation non explicitement autorisée ci-avant (telle que par exemple, la modification du document ou son résumé) nécessite l'autorisation préalable et expresse des auteurs ou de leurs ayants droit.



UNIVERSITÉ DE LIÈGE
FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES

ÉTUDES NUMÉRIQUE ET EXPÉRIMENTALE
DU COMPORTEMENT D'UNE FONDATION
D'ÉOLIENNE OFFSHORE DE TYPE
MONOPIEU

TRAVAIL DE FIN D'ÉTUDES RÉALISÉ EN VUE DE
L'OBTENTION DU GRADE DE MASTER INGÉNIEUR
CIVIL EN CONSTRUCTION PAR JEAN JACQUES
MOCTO KAMDEM

Promoteurs

FRÉDÉRIC COLLIN (ULG)

Membres du Jury

PHILIPPE RIGO (ULG)
JEAN-FRANÇOIS DEMONCEAU (ULG)
FRANÇOIS BERTRAND (MEMBRE EXTÉRIEUR)

Année académique 2022-2023

Remerciements

Le mérite de ce modeste travail ne pourrait être attribué à une seule personne.

Mes premiers remerciements vont à l'endroit de mon promoteur, Frédéric Collin, pour sa disponibilité, l'attention particulière qu'il m'a accordée et son soutien indéfectible sans lesquels ce travail n'aurait pas été réalisé.

Je remercie également Arthur Fanara, pour sa disponibilité et sa grande patience. Sa maîtrise du langage MATLAB a permis de déboguer mon programme de calcul à plusieurs reprises.

Je remercie également Pierre Illing, qui m'a aidé à réaliser mes essais en laboratoire en étant toujours disponible et prêt à apporter son aide et ses connaissances.

J'adresse mes remerciements aux membres de mon jury Philippe Rigo, Jean-François Demonceau, et François Bertrand, pour l'intérêt porté à ce travail et le temps consacré à sa lecture.

Je souhaite remercier également Mr et Mme Bruyère pour leur soutien moral depuis m'a venue en Belgique.

Enfin, je remercie mes parents, ma famille et mes amis pour leur soutien tout au long de mes études.

Résumé

Le réchauffement climatique et les enjeux immédiats de développement des énergies renouvelables ont stimulé la filière éolienne. Les monopieux se distinguent à la fois par leur fréquence d'emploi et leur plage d'utilisation à différentes profondeurs du fond marin. Ce type de structure est soumis à un chargement horizontal et un moment de renversement important en tête du pieu qui résultent principalement des efforts de vent sur la turbine et des courants marins sur la structure de transition. La modélisation de l'interaction sol-structure d'un monopieu sous charge latérale reste complexe en raison du comportement non linéaire du sol et de la variété des paramètres mécaniques et géométriques importants. Ces conditions posent un défi pour le dimensionnement des fondations d'éolienne offshore de type monopieux.

Dans ce but, ce travail de fin d'étude s'articule en deux grands objectifs, dont le premier est le développement d'un programme de calcul pour monopieux sous chargement latéral avec le modèle de Winkler 1D associé aux courbes p-y. La structure est modélisée par une poutre Euler-Bernoulli et le sol quant à lui par une série de ressorts indépendants le long du pieu qui décrivent les courbes p-y non linéaires données par les normes API (1993) et DNV (1992).

Le deuxième est consacré à une étude expérimentale sur modèle réduit pour étudier le comportement d'un monopieu sous chargement latéral en grandeur réelle et comparer les résultats obtenus à partir du modèle réduit avec ceux du modèle numérique 1D.

Mots clés : Eolienne offshore ; monopieu ; courbes p-y ; modèle réduit ; Charge latérale.

Summary

Climate change and the immediate challenges of renewable energy development have stimulated the wind energy sector. Monopiles stand out due to their frequent use and their range of applications at different depths of the seabed. This type of structure is subjected to horizontal loading and significant overturning moments at the top of the pile, primarily resulting from wind forces on the turbine and ocean currents on the transition structure. Modeling the soil-structure interaction of a monopile under lateral loading remains complex due to the nonlinear behavior of the soil and the variety of important mechanical and geometric parameters. These conditions pose a challenge for the design of monopile foundations for offshore wind turbines.

With this aim, this final year project is structured around two main objectives. The first objective is the development of a calculation program for monopiles under lateral loading, using the Winkler 1D model combined with p-y curves. The structure is modeled as an Euler-Bernoulli beam, while the soil is represented by a series of independent springs along the pile, describing the nonlinear p-y curves as provided by the API (1993) and DNV (1992) standards.

The second objective focuses on an experimental study using a scaled model to investigate the behavior of a monopile under lateral loading at full scale and to compare the results obtained from the scaled model with those from the 1D numerical model.

Keywords : Offshore wind turbine ; Monopile ; p-y curves ; Scaled model ; Lateral loading.

Table des matières

1	Introduction	1
1	Introduction générale	1
2	Objectifs et contenu du travail	2
2	État de l'art	3
1	Généralités sur les éoliennes offshore	3
2	Types de fondation d'éoliennes offshore	6
2.1	Les fondations sur pieux	7
2.2	Les fondations à base gravitaire	8
2.3	Les fondations en caisson à succion	8
2.4	Les fondations flottantes	9
3	Efforts appliqués sur une éolienne offshore	9
3.1	Les charges permanentes	9
3.2	Les charges variables	10
3.3	Les charges environnementales	10
3.3.1	Le vent	10
3.3.2	Les vagues et les courants marins	11
3.4	Les charges accidentelles	12
3.5	Les charges de déformation	12
3.6	Chargement typique d'une éolienne offshore	12
3.7	La fréquence naturelle d'une éolienne en mer	13
4	Dimensionnement d'une éolienne offshore	14
4.1	Les états limites	14
4.2	Pieu sous chargement axial	15
4.2.1	Les sols cohésifs	15
4.2.2	Les sols non cohésifs	17
4.3	Courbes t-z	18
4.4	Courbe Q-z	19
4.5	Pieu sous chargement latéral	20
4.5.1	Les courbes p-y dans les sols cohésifs	21
4.5.2	Les courbes p-y dans les sols non cohésifs	25

4.5.3	Autres méthodes de modélisation de la réponse d'un pieu isolé sous chargement latéral	28
4.6	Conclusions partielles	30
3	Développement d'un programme de calcul pour monopieux sous chargement latéral avec le modèle de Winkler 1D associé aux courbes p-y	31
1	Modélisation de l'interaction sol-structure	31
1.1	Modèle de Winkler	31
1.2	L'équation différentielle d'un pieu chargé latéralement	32
1.3	Conception du modèle numérique	33
2	Validation du modèle numérique : approche linéaire	36
2.1	Comportement d'un pieu	37
2.2	Pieu long (ou souple)	38
2.3	Pieu court (ou rigide)	39
3	Courbes p-y dans les monopieux offshore	40
3.1	Monopieux sous chargement latéral dans le sable	41
3.1.1	Influence du diamètre du pieu D	41
3.1.2	Influence de l'angle de frottement interne du sol ϕ	43
3.1.3	Influence de la longueur du pieu L	44
3.2	Monopieux sous chargement latéral dans l'argile	46
3.2.1	L'influence du diamètre du pieu D	46
3.2.2	L'influence de la résistance du sol non drainée S_u	47
3.2.3	L'influence de la longueur du pieu L	49
3.3	Monopieux : mode de rupture	50
4	Développement des courbes p-y pour les sols stratifiés	51
4.1	Méthodologie de construction des courbes p-y pour les sols stratifiés	51
4.2	Application de l'approche de construction des courbes p-y dans un sol stratifié	52
5	Conclusions partielles	53
4	Essais d'identification et de caractérisation mécanique d'un sol	54
1	Analyse granulométrique	54
2	Masse volumique	56
2.1	Masse volumique des grains	56
2.2	Masse volumique apparente	56
2.3	Masse volumique maximale	57
3	Cisaillement direct	57
4	Conclusions partielles	59

5	Développement d'un essai à échelle réduit	60
1	État de l'art : études expérimentales	60
1.1	Essais sur modèles réduits en centrifugeuse	61
1.2	Les essais sur modèles réduits sous pesanteur terrestre (1g)	62
2	Dimensionnement du modèle réduit sous pesanteur terrestre (1g)	62
2.1	Modèle de pieu	62
2.2	Modèle de sol	63
2.3	Charge latérale ultime	63
2.4	Description de l'essai réduit	64
3	Résultats et interprétations	65
3.1	Optimisation	66
4	Conclusions partielles	68
6	Conclusions et perspectives	69
1	Conclusion générale	69
2	Perspective d'amélioration	70
A	Annexe A	75
1	Paramètre de sol caractéristiques sur base des résultats issus d'un essai de pénétration statique électrique-version adaptée	75

Table des figures

2.1	Croissance de la capacité totale d'énergie éolienne en Europe, 2012-21 [3]	4
2.2	Installations totales d'éoliennes par pays en Europe en 2021 [3]	5
2.3	Moyenne annuelle de la capacité nominale des éoliennes offshore nouvellement installées (MW) en 2020 [17]	5
2.4	Profondeur d'eau moyenne et distance au rivage de tous les parcs éoliens offshore en Europe. La taille de la bulle indique la capacité globale du site,[17]	6
2.5	Schéma de principe de l'éolienne Haliade de 6 MW [18]	7
2.6	Différents types de fondations éoliennes offshore : (a) monopieux, (b) tripod, (c) jackets, (d) caisson à succion , (e) base gravitaire et (f) flottantes [38]	9
2.7	Schématisation des actions environnementales agissant sur une éolienne en mer [5]	10
2.8	Charges typiques pour une turbine de 3,5-5 MW dans une profondeur d'eau de 20-50 m (Byrne et Houlsby, 2003)	13
2.9	Ensemble des fréquences agissant sur les éoliennes Vestas V90 3 MW (bleu), NREL 5 MW (orange), Siemens 6 MW (vert), Vestas V164 8 MW (gris)[5]	14
2.10	Les valeurs de λ en fonction de la longueur du pieu (DNV, Design of Offshore Wind Turbine Structures, 2010)	16
2.11	Les paramètres de calcul pour la résistance axiale du pieu dans les sols non cohésifs [4]	17
2.12	Exemple de courbes t-z générées par le modèle (DNV,2010)	18
2.13	Courbe Q-z recommandée dans les sols sableux et argileux, où Q, Qp (kN) sont respectivement la capacité portante mobilisée et la capacité portante complètement mobilisée à la pointe [12].	19
2.14	Modèle de calcul de la méthode des courbes p-y [10]	20
2.15	Distribution de la pression du sol autour de la paroi du pieu avant et après le déplacement y_1 [13]	21
2.16	Distribution de la résistance latérale ultime [11]	22
2.17	(a) courbe de la résistance latérale ultime en fonction de la profondeur ; (b) courbe p-y pour différentes profondeurs.	23

2.18	(a) évolution de la raideur du sol en fonction du déplacement pour une profondeur donnée ; (b) évolution de la raideur du sol fonction de la profondeur pour un déplacement donné	24
2.19	Courbe p-y pour un chargement cyclique à différentes profondeurs	25
2.20	(a) les coefficients C_1, C_2 et C_3 qui dépendent de l'angle de frottement interne ϕ ; (b) le coefficient de réaction initial du sol [Mpa/m] fonction de l'angle de frottement interne ϕ ou la densité relative [4]	26
2.21	Courbes p-y : (a) pour $D = 6$ m et $X = 20$ et 30 m ; (b) pour $X = 20$ m et $D = 4, 5$ et 6 m	27
2.22	(a) Distribution de la raideur du sol en fonction de la profondeur : $D=3$ m, $y=0.1$ m et $y=0.15$ m ; (b) Évolution de la raideur du sol en fonction du déplacement : $D=3$ m, $X=10$ m, $X=20$ m et $X=30$ m ; (c) Distribution de la résistance latérale ultime en fonction de la profondeur : $D=3, \phi = 30$ et $\phi = 36$	27
2.23	Composantes de la réaction du sol appliquées à un monopieu [13]	29
3.1	Convention de signe pour un élément infinitésimal [23]	33
3.2	Fonctions interpolation de longueur l [23]	34
3.3	Comparaison modèle numérique par éléments finis Vs solution analytique pour un pieu long soumis à un effort horizontal H en tête	38
3.4	Comparaison modèle numérique par éléments finis Vs solution analytique pour un pieu court soumis à un effort horizontal H en tête	40
3.5	L'effet du diamètre : cas des pieux souples dans le sable	42
3.6	L'effet du diamètre : cas des pieux rigides dans le sable	42
3.7	L'influence de l'angle de frottement interne du sol : cas des pieux souples dans le sable	43
3.8	L'influence de l'angle de frottement interne du sol : cas des pieux rigides dans le sable	44
3.9	L'influence de la longueur du pieu L : cas des pieux souples dans le sable	45
3.10	L'influence de la longueur du pieu L : cas des pieux rigides dans le sable	45
3.11	L'effet du diamètre : cas des pieux souples dans l'argile	46
3.12	L'effet du diamètre : cas des pieux rigides dans l'argile	47
3.13	L'influence de la résistance non drainée du sol : cas des pieux souples dans l'argile	48
3.14	L'influence de la résistance non drainée du sol : cas des pieux rigides dans l'argile	48
3.15	L'influence de la longueur du pieu L : cas des pieux souples dans l'argile	49
3.16	L'influence de la longueur du pieu L : cas des pieux rigides dans l'argile	50

3.17	Schéma de rupture d'un pieu isolé – Influence de la rigidité relative entre le pieu et le sol environnant[21]	50
3.18	Construction des courbes p-y dans un sol stratifié	52
4.1	Courbe analyse granulométrique	55
4.2	Dispositif de l'essai de la masse volumique apparente	57
4.3	Dispositif de l'essai de cisaillement direct [29]	58
4.4	Résultat essai cisaillement direct : (a) contrainte tangentielle par rapport au déplacement, (b) l'évolution des contraintes dans l'échantillon.	58
5.1	Exemple de Centrifugeuse [30]	61
5.2	Mise en place de l'essai sur modèle réduit	64
5.3	Pressions du sol dans le modèle réduit avant et après le déplacement	65
5.4	Comparaison des résultats éléments finis Vs essai sur modèle réduit	65
5.5	L'évolution du comportement du tube soumis à une charge horizontale	66
5.6	Comparaison des résultats méthode p-y VS essai sur modèle réduit : P_u fixe et $0.45 \cdot k$	67
5.7	Comparaison des résultats méthode p-y VS essai sur modèle réduit : $1.254 \cdot P_u$ et $0.45 \cdot k$	67
A.1	Paramètre de sol caractéristiques sur base des résultats issus d'un essai de pénétration statique électrique-version adaptée, à reprendre dans la révision de la NBN EN 1997-1 ANB [21]	75

Liste des tableaux

3.1	Critère de qualification du comportement d'un pieu	37
3.2	Données utilisées pour étudier l'influence du diamètre : cas des pieux dans le sable	41
3.3	Données utilisées pour étudier l'influence de l'angle de frottement interne du sol :cas des pieux dans le sable	43
3.4	Données utilisées pour étudier l'influence de la longueur du pieu : cas des pieux dans le sable	44
3.5	Données utilisées pour étudier l'influence du diamètre : cas des pieux dans l'argile	46
3.6	Données utilisées pour étudier l'influence de la résistance du sol non drainée	47
3.7	Données utilisées pour étudier l'influence de la longueur du pieu dans l'argile	49
3.8	Résultat obtenus pour la construction des courbes p-y dans un sol stratifié	52
4.1	Tableau des passants de l'analyse granulométrique menée.	55
4.2	Résultats de la masse volumique des grains au pycnomètre à gaz	56
5.1	Facteurs d'échelle des modèles physiques [10]	61
5.2	Règles de similitude définies par Courbois [34]	62
5.3	Caractéristiques du monopieu	63
5.4	Caractéristiques du sable	63

Chapitre 1

Introduction

1 Introduction générale

Le réchauffement climatique et les enjeux immédiats de développement des énergies renouvelables ont stimulé la filière éolienne. Le développement de l'éolien offshore a connu une croissance exponentielle ces dernières années, notamment en Europe en mer du Nord, mer Baltique et mer d'Irlande, mais aussi plus largement en Europe et dans le monde en Chine, aux États-Unis et au Japon[37] . Cette source d'énergie est d'autant plus intéressante que son coût de production est drastiquement réduit au fur et à mesure que le dimensionnement des structures s'affine, rendant finalement cette énergie moins chère que l'énergie nucléaire. Ainsi, l'énergie éolienne peut parfaitement contribuer, de manière durable, au mix énergétique [2].

La raideur du sol est le paramètre clé dans l'étude du comportement d'une fondation monopieu soumis à une charge latérale. Dans la littérature plusieurs auteurs ont proposé des méthodes pour la déterminer. La méthode la plus utilisée est celle basée sur les courbes p - y des guides de références API (1993) [12] and DNV (1992)[4]. Cette méthode est basée sur le modèle de Winkler (1867) qui représente la structure comme une poutre d'Euler-Bernoulli , où le sol est remplacé par une série de ressorts non linéaires découplés répartis uniformément le long du fût. Ces ressorts représentent la relation entre la valeur p qui est l'intégrale de la résistance du sol mobilisé sous un déplacement latéral y du pieu. Sauf que, les courbes p - y ont été formulées sur base d'un essai in-situ en vraie grandeur d'un pieu élancé ($L/D=34.4$) sous charge latérale. A l'inverse, les fondations monopieux d'éolienne offshore ont de grands diamètres, allant de 4 à 10 m. Ainsi la modélisation de l'interaction sol-structure pour ce type de fondation est peu précise. Ces conditions posent un défi pour le dimensionnement des fondations d'éoliennes de type monopieux.

2 Objectifs et contenu du travail

Au vu des différents points négatifs cités précédemment, ce travail de fin d'étude poursuit deux objectifs, dont le premier est la modélisation numérique 1D de l'interaction sol-structure d'un monopieu sous chargement latéral par éléments finis à partir des courbes p-y standards des normes API (1993) and DNV (1992). Et Le deuxième est une étude expérimentale sur modèle réduit pour étudier le comportement d'une fondation d'éolienne offshore de type monopieu sous chargement latéral en grandeur réelle et comparer les résultats obtenus à partir du modèle réduit avec ceux du modèle numérique 1D.

Ce travail est divisé en quatre grandes parties :

- Un état de l'art sur quelques généralités sur les énergies éoliennes offshore, les types de fondation d'éoliennes offshore et les méthodes permettant l'évaluation du comportement d'un pieu sous chargement latéral monotone et cyclique en mettant l'accent plus particulièrement sur la modélisation de l'interaction sol-structure ;
- Développement d'un programme de calcul pour monopieux sous chargement latéral avec le modèle de Winkler 1D associé aux courbes p-y ;
- Identification et caractérisation mécanique d'un échantillon de sol représentatif d'un sol en mer ;
- Développement d'un essai à échelle réduit pour étudier le comportement d'un monopieu sous chargement latéral en grandeur réelle.

Chapitre 2

État de l'art

Dans cette première partie, quelques généralités sur les énergies éoliennes offshore, utiles par la suite, sont présentées. Le développement de l'énergie éolienne en mer au cours des vingt dernières années est rapidement retracé, l'accent étant mis sur l'évolution de cette énergie en Europe, berceau de l'éolien en mer. Ensuite, les caractéristiques d'une éolienne typique, de sa fondation ainsi que les charges auxquelles elle est soumise sont présentées. Enfin, dans la dernière partie, les guides de référence pour la construction et le dimensionnement de telles structures sont abordés. Les méthodes permettant l'évaluation du comportement d'un pieu sous chargement latéral monotone et cyclique sont introduites en mettant l'accent plus particulièrement sur la modélisation de l'interaction sol-structure.

1 Généralités sur les éoliennes offshore

Contrairement à la production d'électricité conventionnelle, les énergies éolienne et solaire ne produisent pas d'émissions de carbone pendant leur fonctionnement. Les parcs éoliens opérationnels permettent de réaliser d'importantes économies de CO_2 . En Belgique, on estime qu'avec la part actuelle de l'énergie éolienne en mer dans le bouquet énergétique, l'émission de 3 millions de tonnes de CO_2 est évitée chaque année. À titre de comparaison, il s'agit de l'absorption annuelle de CO_2 de 3000 Km^2 de forêt sous notre climat[1]. Il faudrait donc boiser une zone aussi grande que la Flandre orientale pour créer le même effet. L'enjeu est donc d'accroître le mix électrique décarboné dans les années à venir.

Les éoliennes utilisent l'énergie cinétique du vent pour la transformer en électricité. Les éoliennes offshore installées en mer ont une fondation robuste ancrée au fond de la mer (sauf dans le cas des éoliennes « flottantes ») par opposition aux éoliennes terrestres qui ont une fondation fixée au sol. La technologie éolienne offshore présente de nombreux potentiels. La mer étant plane, les vents rencontrent moins d'obstacles que sur terre et sont donc plus soutenus, plus réguliers et moins turbulents. Aussi, les impacts visuels et sonores sont réduits. A puissance égale, une éolienne offshore peut produire jusqu'à 2 fois

plus d'électricité qu'une éolienne terrestre[2]. Cependant, l'installation d'éoliennes en mer est plus compliquée que sur terre, les raccordements électriques nécessitant l'installation de câbles souterrains pouvant être éloignés de plusieurs kilomètres des côtes. La maintenance des éoliennes est également plus compliquée et coûteuse que sur terre. S'il y a une panne, cela peut prendre plusieurs jours avant la réparation, entraînant donc une perte de production.

La première ferme éolienne offshore a été installée en 1991 au Danemark sur le site de Vindeby à 2,5 km de la côte en eau très peu profonde (moins de 5 mètres)[2]. Les 11 éoliennes installées d'une puissance unitaire de 450 kW ne sont alors que des éoliennes terrestres légèrement modifiées [2]. L'industrie des éoliennes offshore s'est rapidement développée au cours des 10 dernières années. Selon le rapport annuel 2021, établi par Wind Europe (Février 2022) [3], les nouvelles installations d'éoliennes offshore en Europe ont atteint une capacité de 3,4 GW en 2021, ce qui correspond à un cumul de 28.4 GW. Les Figures 2.1 et 2.2 illustrent ce développement ainsi que la répartition des éoliennes en Europe.

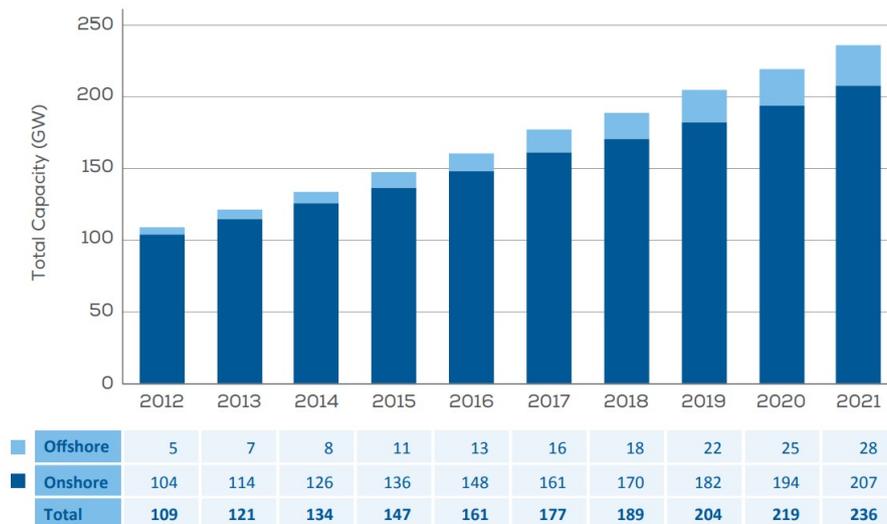


FIGURE 2.1 – Croissance de la capacité totale d'énergie éolienne en Europe, 2012-21 [3]

D'après la figure 2.2, on constate que : le Royaume-Uni dispose de la plus grande capacité éolienne offshore en Europe, avec 45% de toutes les installations. L'Allemagne est deuxième avec 29%, suivie des Pays-Bas (11%), de la Belgique (7%) et du Danemark (7%). En Belgique, l'énergie éolienne en mer a couvert 8 % de la consommation totale d'électricité en 2021[16]. La Belgique se situe donc dans le top 3 européen en terme de parts de l'énergie éolienne offshore dans le mix électrique.

La figure 2.2 représente les installations totales d'éoliennes par pays en Europe.

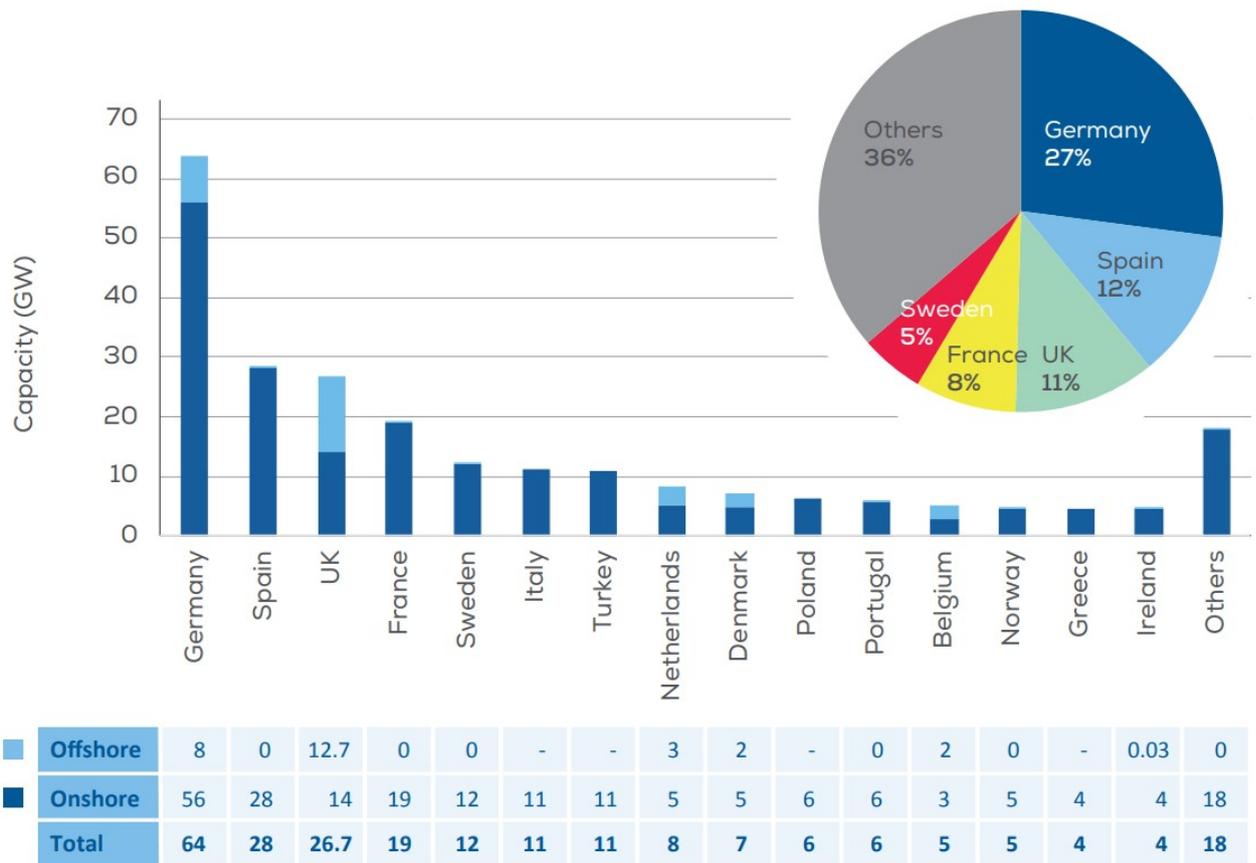


FIGURE 2.2 – Installations totales d'éoliennes par pays en Europe en 2021 [3]

La taille des turbines augmente encore nettement dans l'éolien offshore. La capacité éolienne offshore moyenne a quadruplé en 20 ans. Les éoliennes offshore installées en 2000 avaient une capacité moyenne de 2 MW [2]; en 2020, elle était de plus de 8.2 MW [17]. L'industrie a mis 15 ans pour passer de 2 MW à 4 MW et seulement 5 ans pour passer de 4 à 8.2 MW. Dans les trois ou quatre prochaines années, il est prévu d'installer des éoliennes d'une capacité de 12 à 15 MW dans les eaux européennes[17].

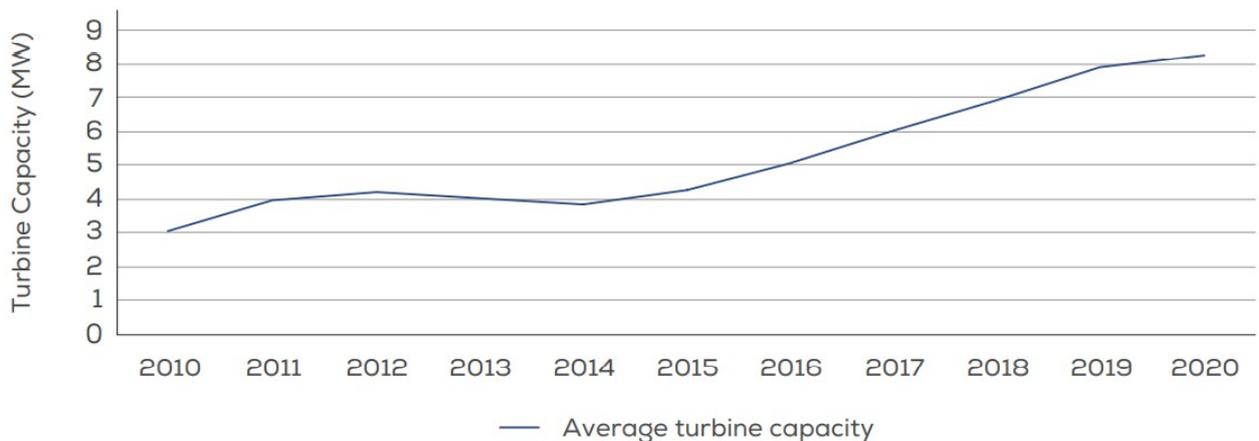


FIGURE 2.3 – Moyenne annuelle de la capacité nominale des éoliennes offshore nouvellement installées (MW) en 2020 [17]

Au cours de la même période, les parcs offshore se sont éloignés de la côte et ont gagné en profondeur. Fin 2020, la profondeur d'eau moyenne des parcs éoliens raccordés au réseau était de 36 m et la distance moyenne au large était de 44 km.

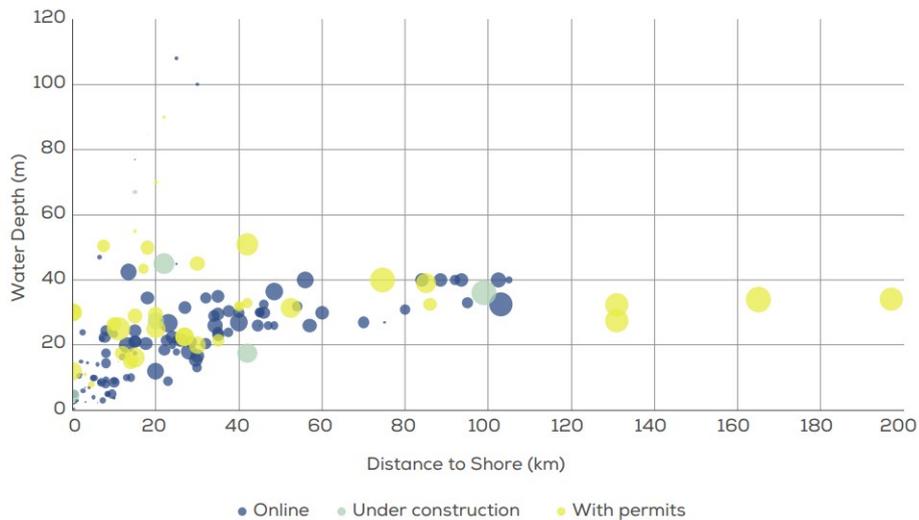


FIGURE 2.4 – Profondeur d'eau moyenne et distance au rivage de tous les parcs éoliens offshore en Europe. La taille de la bulle indique la capacité globale du site,[17]

La figure 2.4 nous montre que l'industrie a déjà construit des parcs éoliens jusqu'à 100 km au large et des profondeurs de plus de 100 m. En effet, aller plus loin en mer permet d'avoir des zones avec des conditions de vent plus stables et réduit l'impact visuel. Mais les coûts de transmission sont plus élevés, la construction et l'exploitation sont également toutes deux plus coûteuses.

2 Types de fondation d'éoliennes offshore

Comme le montre la figure 2.5, l'éolienne offshore conventionnelle est constituée d'une nacelle, de trois pales, d'un mât et d'un système de fondation. La nacelle se trouve au sommet du mât et contient la génératrice. C'est ici que l'électricité est produite. Certaines nacelles sont plus grandes qu'une maison et, pour une turbine à engrenages de 1,5 MW, peuvent peser plus de 4,5 tonnes. Les pales des turbines sont faites principalement en fibre de verre. Elles varient en taille. A titre d'exemple, l'Haliade-X de 12 MW a un diamètre de rotor de 220 m à entraînement direct [31]. Ainsi la taille de la pale est à peu près de même longueur que celle d'un terrain de football. Le mât est fabriqué en acier tubulaire de section variable, il supporte la nacelle et les pales et peut atteindre jusqu'à 150 m de haut. La fondation varie en fonction du type de sol et de la profondeur des fonds marins. Quatre principales fondations posées en mer peuvent être retenues : les fondations sur pieux, les bases gravitaires, les fondations de type caisson à succion et les fondations flottantes. La figure 2.6 présente les différents types de fondations éoliennes offshore.

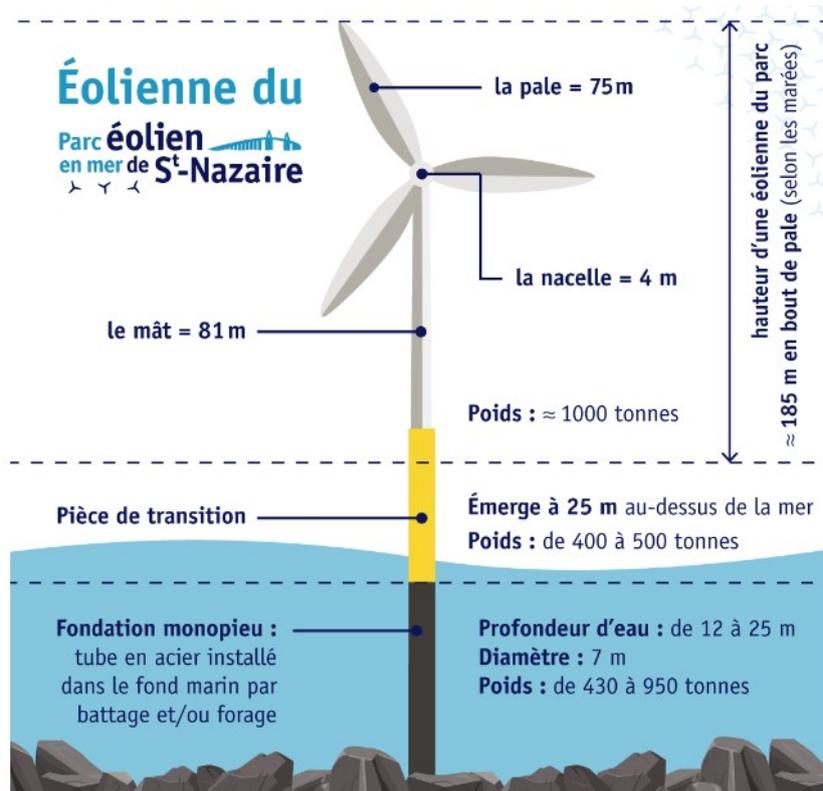


FIGURE 2.5 – Schéma de principe de l'éolienne Haliade de 6 MW [18]

2.1 Les fondations sur pieux

Les pieux forment une famille de fondations composées de monopieux, les multi-pieux et les jackets (ou fondations treillis). La fixation de la tour au sommet de la fondation se fait couramment au moyen d'une pièce de transition ou collier de raccordement, habituellement mise en place par injection. Les monopieux sont généralement des cylindres creux en acier de diamètre compris entre 4 et 6 mètres et de longueur entre 30 et 60 mètres. L'élanement d'un monopieu est inférieur à 6, actuellement compris entre 4 et 6. L'industrie d'éolienne offshore envisage de passer à des longueurs de pieux supérieures à 60 m, ce qui augmentera considérablement le diamètre du pieu allant jusqu'à 12 m. De ce fait, le comportement structurel changera. Les monopieux seront plus trapus, plus rigides, et plus difficiles à plier. Le rapport du diamètre sur l'épaisseur $\frac{D}{t}$ plus élevé conduirait à une instabilité de la structure. Si elle est mal gérée, une telle instabilité génère des déformations indésirables donc une incertitude sur le transfert des charges à long terme.

Les monopieux se distinguent à la fois par leur fréquence d'emploi et leur plage d'utilisation à différentes profondeurs du fond marin. En raison de leur simplicité et de leur adaptabilité, les monopieux sont actuellement sélectionnés dans plus de 60 % des installations éoliennes offshore dans le monde [19].

Le monopieu est soit enfoncé à l'aide de marteaux hydrauliques (monopieu battu), soit placé dans un trou percé avec une perceuse hydraulique (monopieu foré). La durée

d'installation d'un pieu battu est courte. Un traitement du fond marin peut être nécessaire, comme la pose de gravier pour prévenir les effets d'affouillement local du pieu. Le poids du pieu est faible par rapport aux fondations à base gravitaire. Les inconvénients de ce type de fondation sont que le prix de l'acier et de la fabrication est élevé, et s'il s'agit du pieu foré, l'installation est lente et chère.

Les structures multipodes possèdent 3 ou 4 unités de fondations (tripod or quadruped structure). L'avantage des structures multipodes est qu'elles permettent de transformer la majorité des moments en charges axiales dans les fondations individuelles. Une configuration particulière des structures multipodes est la structure de type « jacket ». C'est une structure de support en acier en forme de tour-treillis d'acier tubulaire reposant sur 4 pieds, comme illustrée à la figure 2.6 (a). C'est une structure légère.

2.2 Les fondations à base gravitaire

Les fondations à base gravitaire sont des fondations massives fabriquées en acier ou en béton, toutes les charges verticales sont transférées par une large base directement au sol. Elles résistent aux charges de renversement uniquement par leurs poids propres. Les fondations sont construites à terre, puis transportées et posées sur un lit de gravier préalablement aménagé au fond de l'eau à l'aide de grues. Une fois en place, les fondations sont remplies de ballast pour atteindre le poids nécessaire à la stabilité. Ce type de fondation est utilisé pour les éoliennes terrestres ou en mer en eau peu profonde, en général 10 m et ne pouvant excéder 40 m. En eau profonde, cette fondation s'avère trop coûteuse en raison de la quantité de béton armé nécessaire pour sa réalisation. La fondation à base gravitaire est illustrée à la figure 2.6 (e).

2.3 Les fondations en caisson à succion

La fondation en caisson à succion constitue un nouveau type de fondation, utilisable sur fond marin de sables ou sédiments divers, elle est présentée à la figure 2.6 (d). Ce type de fondation se présente sous la forme d'un puits cylindrique en acier, avec en partie haute un collier de raccordement à la tour de l'éolienne et en partie basse un tube cylindrique ou piston de succion. Cette fondation est placée sur le fond marin, puis par succion et sous son propre poids, la fondation pénètre dans le sol. La fondation à piston constitue ainsi un type spécial de fondation gravitaire offrant des possibilités nouvelles sur le plan de la construction et de la manutention. Différentes configurations peuvent être retenues : les installations avec un seul caisson pour les profondeurs d'eau n'excédant pas 30 m et les multi-caissons jusqu'à 50 m.

2.4 Les fondations flottantes

Les fondations flottantes sont adaptées aux grandes profondeurs, cette technique permet de déployer des éoliennes jusqu'à des profondeurs de 200 m. Les plates-formes flottantes ne sont pas fondées sur le fond marin, mais sont ancrées et amarrées. Actuellement, les éoliennes flottantes constituent seulement 16% de projets éoliennes offshore dans le monde [19]. Il existe plusieurs types d'éoliennes flottantes : barge (large surface de flottaison), spar (plateforme verticale cylindrique à grand tirant d'eau), TLP (Tension Leg Platforms), plateforme semi-submersible (combinaison barge/spar). Les éoliennes flottantes sont très minoritaires pour l'instant, mais constituent un axe de recherche important.

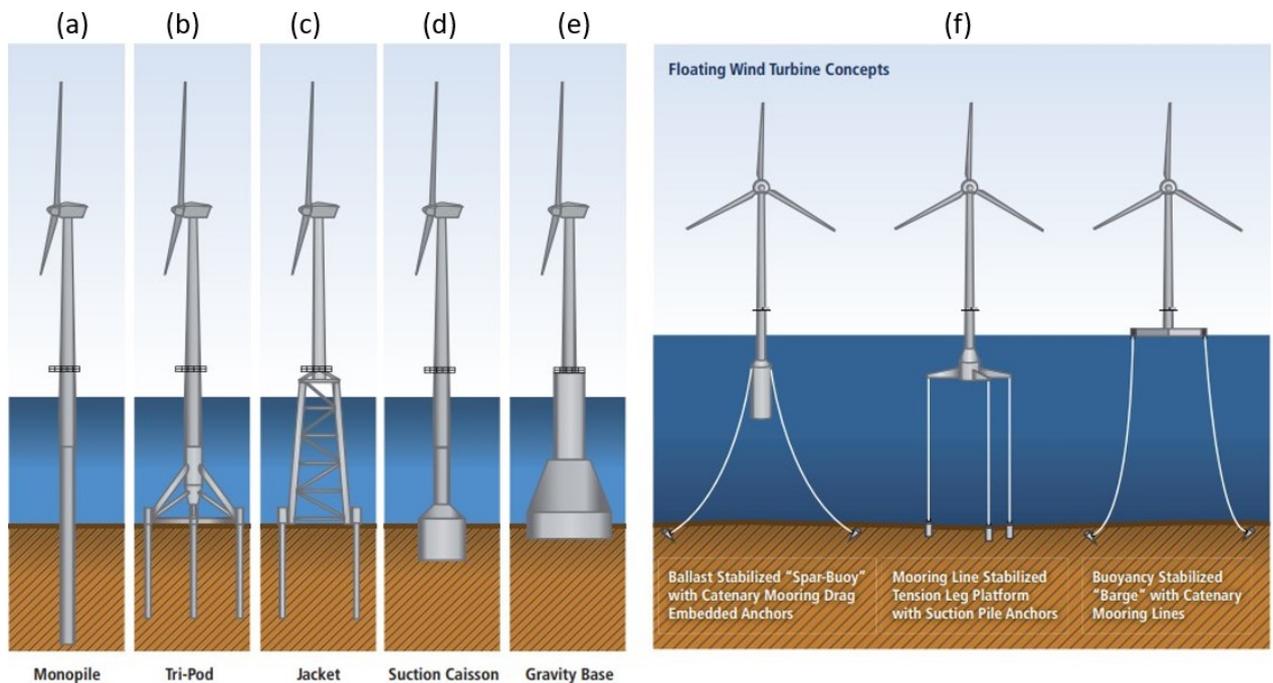


FIGURE 2.6 – Différents types de fondations éoliennes offshore : (a) monopileux, (b) tripod, (c) jackets, (d) caisson à suction , (e) base gravitaire et (f) flottantes [38]

3 Efforts appliqués sur une éolienne offshore

Les efforts appliqués sur une éolienne offshore selon les normes DNV-OS-J101 [4] et API-2A-WSD [12] sont divisés en six catégories :

3.1 Les charges permanentes

Les charges permanentes comprennent toutes les charges inamovibles qui sont appliquées de manière définitive sur l'éolienne. Les exemples sont : le poids de l'éolienne offshore y compris les ballasts et les équipements, la pression hydrostatique de l'eau permanente.

3.2 Les charges variables

Les charges variables sont liées au fonctionnement et à l'utilisation normale de la turbine d'offshore. Les exemples sont : le personnel, charges dues aux opérations d'installation (grue), impacts de bateaux.

3.3 Les charges environnementales

Les charges environnementales sont engendrées par l'action du vent, les efforts hydrodynamiques dus à la houle et aux courants, séismes, effet de marée, neige et glace. Dans cette section, nous porterons notre intérêt sur les charges environnementales induites par le vent, les vagues et les courants.

La figure 2.7 représente les actions environnementales agissant sur une éolienne offshore.

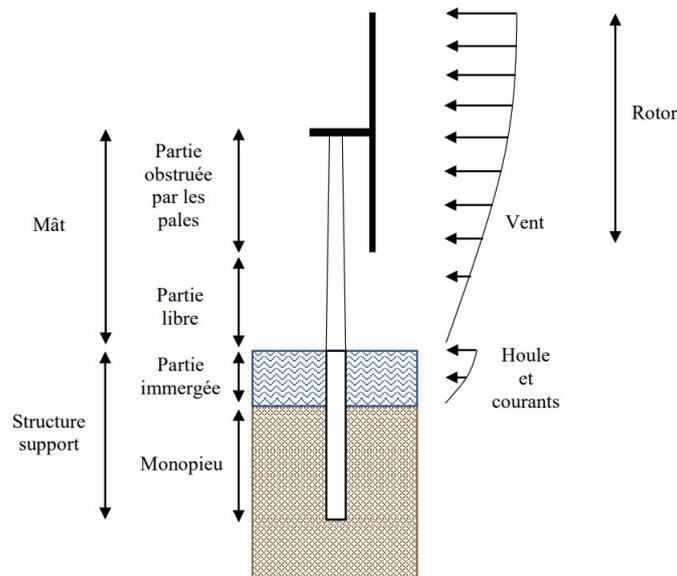


FIGURE 2.7 – Schématisation des actions environnementales agissant sur une éolienne en mer [5]

3.3.1 Le vent

Les charges créées par le vent peuvent être directes ou indirectes.

— Les charges directes

Le chargement aérodynamique généré par l'action du vent frappant sur le mât et l'ensemble rotor/nacelle est de type direct. La force aérodynamique totale agissant sur l'éolienne est une combinaison de trois charges distinctes :

- la charge exercée sur les pales : elle est assimilée à une force ponctuelle au niveau du moyeu ;

- la charge exercée sur la portion du mât obstruée par le passage des pales : cette partie du mât est soumise à la charge du vent à laquelle vient se coupler la fréquence de passage des pales au niveau du mât ;
- la charge exercée sur la partie inférieure libre du mât.

La charge aérodynamique du vent sur la structure peut être calculée selon (API,2002) comme une force de traînée statique :

$$F = \frac{1}{2} \rho C_s A U^2 \quad (3.1)$$

avec :

F : la force de traînée du vent [N],

ρ : la masse volumique de l'air [Kg/m^3],

C_s : le coefficient de forme égal à 0.5 pour les cylindres [-],

A : la surface projetée dans un plan normal à la direction du vent [m^2],

U : la vitesse moyenne du vent [m/s].

L'expression de la vitesse moyenne du vent selon (DNV, 2014) pour des conditions de vent normales, correspondant à des périodes de retour ne dépassant pas 50 ans est la suivante :

$$U(T, z) = U_{10} \left(1 + 0.137 \ln \frac{z}{h} - 0.047 \ln \frac{T}{T_{10}} \right) \quad (3.2)$$

avec :

$U(T, z)$: la vitesse moyenne du vent avec une période moyenne T [min] à la hauteur z [m] au-dessus du niveau de la mer,

$h = 10[m]$,

$T_{10} = 10$ minutes,

U_{10} : la vitesse moyenne du vent sur une période de 10 minutes à la hauteur h .

— Les charges indirectes

Les charges indirectes sont créées par le vent à l'origine du fonctionnement de l'éolienne. Elles comprennent principalement les charges de gravité sur les pales du rotor, les forces centrifuges et de Coriolis dues à la rotation, les forces gyroscopiques et les forces de freinage.

3.3.2 Les vagues et les courants marins

Les vagues et les courants forment une force hydrodynamique qui s'applique sur la partie immergée de l'éolienne offshore. Cette force hydrodynamique est composée d'une force d'inertie et d'une force de traînée. Pour des éoliennes élancées, la formule empirique

de Morison [6] permet de calculer la force hydrodynamique engendrée par les vagues et les courants marins par unité de longueur :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{Morison} = f_{inertie} + f_{trane} \\ f_{inertie} = \frac{\pi}{4} \rho_{eau} C_i D^2 \left(\frac{\partial v_{vagues}}{\partial t} + \frac{\partial v_{courant}}{\partial t} \right) \\ f_{trane} = \frac{1}{2} \rho_{eau} C_t D |v_{vagues} + v_{courant}| (v_{vagues} + v_{courant}) \end{array} \right. \quad (3.3)$$

avec :

$f_{Morison}$: la force hydrodynamique par unité de longueur [KN/m],

ρ_{eau} : la masse volumique de l'eau [kg/m^3],

C_t : le coefficient hydrodynamique de traînée [-],

C_i : le coefficient hydrodynamique d'inertie [-],

$v_{vagues}/v_{courant}$: la vitesse des particules d'eau [m/s],

$\frac{\partial v_{vagues}}{\partial t} / \frac{\partial v_{courant}}{\partial t}$: l'accélération des particules d'eau [m/s]

D : le diamètre de la section cylindrique [m].

3.4 Les charges accidentelles

Les charges accidentelles sont créées par des opérations anormales ou à cause d'une défaillance technique. Les exemples de charges accidentelles sont : l'impact de collision, l'explosion, le feu, la charge venant des grandes vagues déferlantes, l'impact des navires ou des hélicoptères, etc.

3.5 Les charges de déformation

Les charges de déformation sont créées par les variations de température ; le tassement vertical de la structure de support et de la fondation. La température ambiante de l'air ou de la mer doit être calculée avec les valeurs extrêmes qui ont une période de retour de 50 ans.

3.6 Chargement typique d'une éolienne offshore

En général, les éoliennes en mer sont relativement légères. Une éolienne de 3,5-5 MW dans une profondeur d'eau de 20-50 mètres a un poids de 6-10 MN, les charges horizontales et le moment de renversement sont plus importants et proportionnels au poids de l'éolienne[7]. Par exemple : pour des conditions extrêmes, la charge horizontale totale peut être environ 60% de la charge verticale ; la contribution des charges aérodynamiques et hydrodynamiques à la charge horizontale totale est respectivement de 25% et 75% ; en considérant l'excentricité de la charge, la contribution des charges hydrodynamiques au moment de flexion est de 40% et de 60% pour les charges aérodynamiques[8].

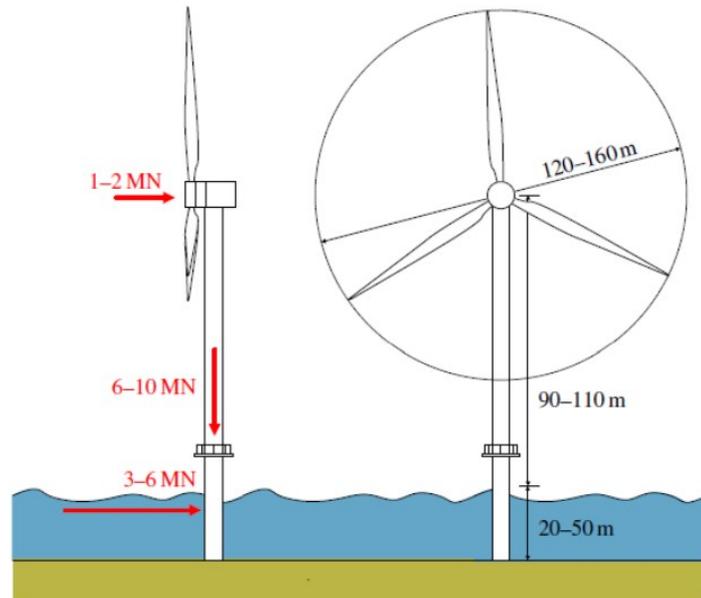


FIGURE 2.8 – Charges typiques pour une turbine de 3,5-5 MW dans une profondeur d'eau de 20-50 m (Byrne et Houlsby, 2003)

3.7 La fréquence naturelle d'une éolienne en mer

Les éoliennes offshore sont des structures dynamiquement chargées, avec des charges provenant du vent, des vagues, la rotation du rotor et le passage des pales. La fréquence de la force du vent est de l'ordre de 0.1 Hz tandis que les vagues ont un pic de fréquence à environ 0,15 Hz[6]. La fréquence d'excitation du rotor, f_{1P} , est située dans la marge d'excitation du rotor la plus basse et la plus haute. La fréquence du passage des pales, $f_{3P} = 3f_{1P}$, est trois fois celle de l'excitation du rotor.

Pour éviter le phénomène de résonance qui tend à réduire la durée de vie de la structure à la fatigue, l'une de ces fréquences ne doit pas coïncider avec la fréquence naturelle de la structure f_0 . Pour ce faire, la littérature (Bhattacharya, 2014 [32]) propose trois types de conceptions :

- La conception soft-soft : la fréquence naturelle est inférieure à la fréquence d'excitation du rotor. La structure est flexible et peut entrer en résonance avec la fréquence du vent et des vagues.
- La conception soft-stiff : la fréquence naturelle est entre la fréquence d'excitation du rotor et celle du passage des pales. La structure est composée d'une fondation rigide et d'un mât élancé. Cette conception est la plus utilisée de nos jours.
- la conception stiff-stiff : la fréquence naturelle est plus grande que la fréquence de passage des trois pales. La structure est rigide.

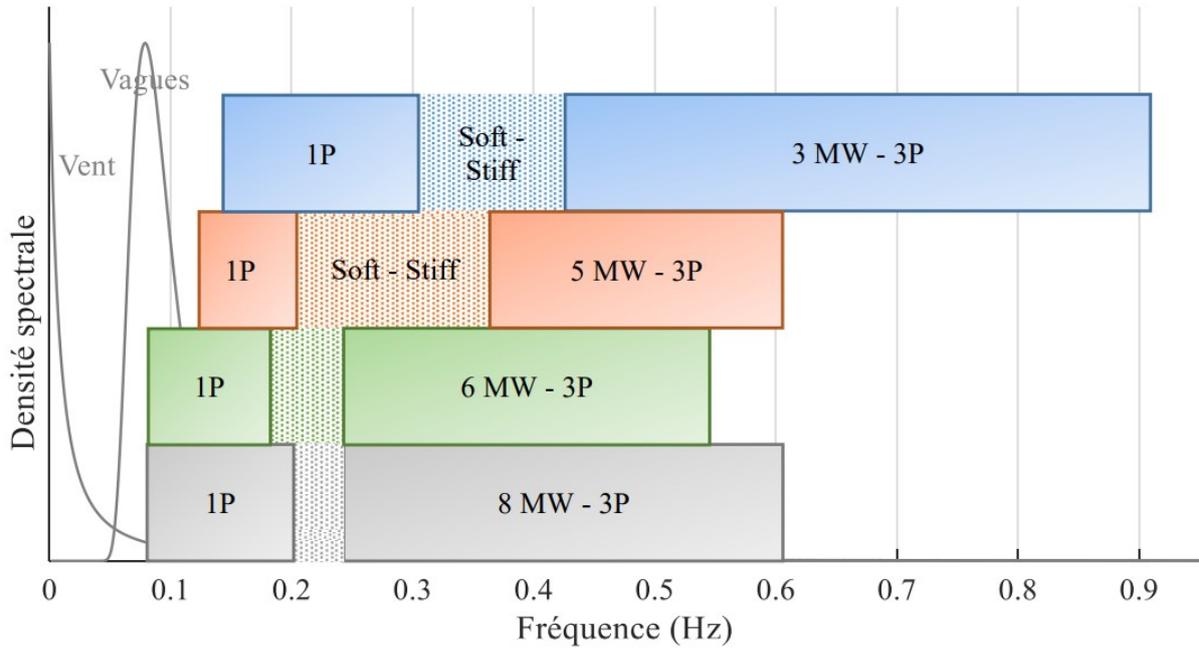


FIGURE 2.9 – Ensemble des fréquences agissant sur les éoliennes Vestas V90 3 MW (bleu), NREL 5 MW (orange), Siemens 6 MW (vert), Vestas V164 8 MW (gris)[5]

4 Dimensionnement d'une éolienne offshore

4.1 Les états limites

Le dimensionnement d'une éolienne en mer doit satisfaire aux différents états limites ainsi qu'à leurs critères respectifs. Un état limite est une condition au-delà de laquelle une structure ou un composant structurel ne satisfera plus aux exigences de conception [4]. Quatre états limites sont distingués :

- L'état limite ultime (ELU), correspond à la capacité maximale de la structure à résister aux chargements ultimes ;
- L'état limite de fatigue (ELF), correspond à la rupture due à l'effet des charges cycliques. Le chargement à long terme est pris en compte car la dynamique et les premières fréquences propres de l'éolienne peuvent évoluer pour une structure en service ;
- L'état limite accidentel (ELA), correspond à la capacité de résistance maximale de la structure face à une charge accidentelle (rare) ou aux dommages d'éléments, suite à des événements accidentels ou une panne opérationnelle ;
- L'état limite de service (ELS), correspond aux critères de tolérance pendant l'usage normal de la structure. Les critères importants de l'ELS sont le déplacement et la rotation de la structure.

4.2 Pieu sous chargement axial

La résistance du pieu sous chargement axial est l'addition de la résistance due au frottement des parois latérales du pieu contre le terrain R_S et la résistance à la pointe due à la réaction qu'offre le terrain à la pénétration de l'extrémité inférieure du pieu R_T . Pour un pieu disposé dans un sol stratifié de N couches[4]. La résistance du pieu est donnée par :

$$R = R_S + R_T = \sum_{i=1}^N f_{S_i} A_{S_i} + q_T A_T \quad (4.1)$$

Avec :

f_{S_i} : la résistance moyenne du frottement par unité de surface du pieu dans la couche i ;

A_{S_i} : la surface latérale du pieu dans la couche i ;

q_T : la résistance à la pointe par unité de surface ;

A_T : la section de la pointe du pieu.

4.2.1 Les sols cohésifs

Pour les pieux dans des sols principalement cohésifs, f_{S_i} peut être calculée suivant trois méthodes :

- α méthode : selon cette méthode, la résistance moyenne du frottement par unité de surface du pieu dans la couche i , peut être exprimée comme :

$$f_{S_i} = \alpha S_u \quad (4.2)$$

avec : α est un facteur d'adhérence empirique fonction de la résistance non-drainée du sol par unité de surface S_u et de la pression de surcharge au point étudié p'_0 .

$$\alpha = \begin{cases} \frac{1}{2\sqrt{S_u/p'_0}} & \text{pour } \frac{S_u}{p'_0} \leq 1 \\ \frac{1}{2^4\sqrt{S_u/p'_0}} & \text{pour } \frac{S_u}{p'_0} > 1 \end{cases} \quad (4.3)$$

- β méthode : Lorsque les pieux sont enfoncés dans de l'argile saturée, la pression de l'eau interstitielle augmente dans le sol. Dans l'argile normalement consolidée, cet excès de pression d'eau interstitielle est quatre à six fois supérieur à S_u . Cependant, en l'espace d'un mois environ, cette pression se dissipe progressivement. Par conséquent, la résistance moyenne du frottement par unité de surface du pieu dans la couche i peut être déterminée sur la base des paramètres de contrainte effective de l'argile dans un état remodelé $c' = 0$. Ainsi, on a :

$$f_{S_i} = \beta p'_0 \quad (4.4)$$

Avec : $\beta = K \tan(\phi'_R)$

ϕ'_R est l'angle de friction drainé de l'argile remodelée ;

$K = 1 - \sin \phi'_R$ (pour les argiles normalement consolidées) ;

$K = 1 - \sin \phi'_R \sqrt{OCR}$ (pour les argiles surconsolidées) ;

OCR est le rapport de surconsolidation.

- La méthode semi-empirique λ : le sol est considéré comme ayant une seule couche, la résistance moyenne par frottement du pieu est donnée par :

$$f_s = \lambda(p'_{0m} + 2S_{um}) \quad (4.5)$$

Avec :

p'_{0m} : la valeur moyenne des contraintes effectives de surcharge

S_{um} : la valeur moyenne des résistances non-drainées

λ : est un coefficient adimensionnel qui dépend de la longueur du pieu, comme montré à la figure 2.10

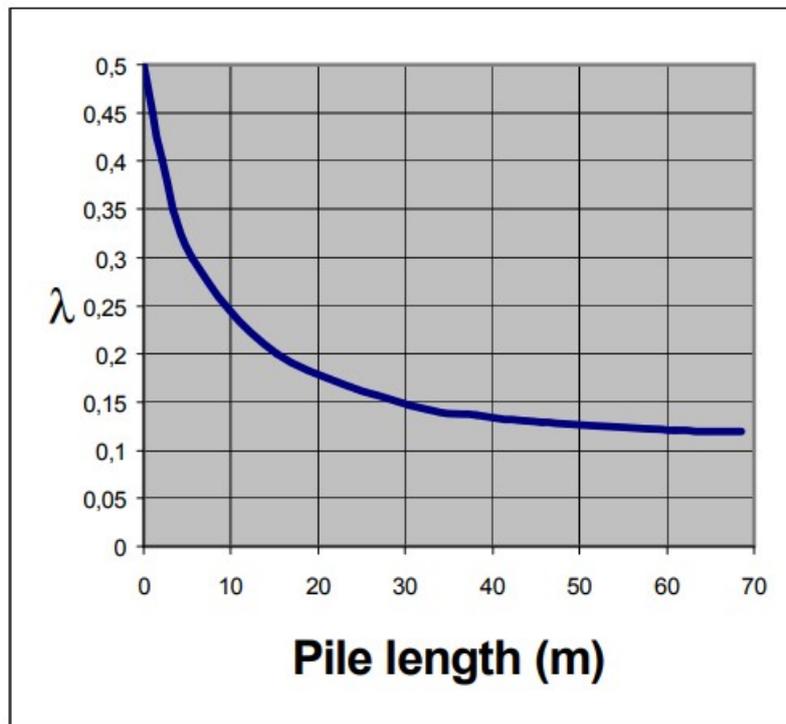


FIGURE 2.10 – Les valeurs de λ en fonction de la longueur du pieu (DNV, Design of Offshore Wind Turbine Structures, 2010)

La résistance à la pointe par unité de surface q_T , pour une fondation profonde, peut être exprimée par une équation de forme similaire à une fondation superficielle[9]. Ainsi, on a :

$$q_T = qN_q + \gamma \frac{B}{2} N_\gamma + cN_c = 9S_u \quad (4.6)$$

Avec :

- Terme de surface $\gamma \frac{B}{2} N_\gamma$: comme la largeur du pieu B est relativement faible, $\gamma \frac{B}{2} N_\gamma$ peut être négligé ;
- Terme de profondeur ou de surcharge $q N_q$: pour un sol cohésif en condition non drainée ($\phi = 0$), $N_q = 0$;
- Terme de cohésion $c N_c$: $N_c = 9$ et $c = S_u$, ou S_u est la résistance non-drainée du sol par unité de surface.

4.2.2 Les sols non cohésifs

Pour les pieux dans les sols non cohésifs, la résistance moyenne par frottement peut être calculée selon :

$$f_s = K p'_0 \tan \delta \leq f_l \quad (4.7)$$

Avec : $K=0.8$ pour les pieux ouverts et 1 pour les pieux fermés ;

δ est l'angle de frottement du sol dont les valeurs sont données dans le Tableau 2.11 ;

f_l est la limite de la résistance du frottement dont les valeurs sont aussi représentées dans la figure 2.11 .

La résistance à la pointe par unité de surface des pieux enfoncés dans des sols non cohésifs peut être calculée comme suit :

$$q_p = N_q p'_0 \leq q_l \quad (4.8)$$

Avec : N_q : le facteur de portance relatif aux surcharges dont les valeurs sont données dans le Tableau 2.11 ;

q_l : la résistance limite à la pointe, voir figure 2.11.

Density	Soil description	δ (degrees)	f_l (kPa)	N_q (—)	q_l (MPa)
Very loose Loose Medium	Sand Sand-silt ²⁾ Silt	15	48	8	1.9
Loose Medium Dense	Sand Sand-silt ²⁾ Silt	20	67	12	2.9
Medium Dense	Sand Sand-silt ²⁾	25	81	20	4.8
Dense Very dense	Sand Sand-silt ²⁾	30	96	40	9.6
Dense Very dense	Gravel Sand	35	115	50	12.0
1) The parameters listed in this table are intended as guidelines only. Where detailed information such as in-situ cone penetrometer tests, strength tests on high quality soil samples, model tests or pile driving performance is available, other values may be justified. 2) Sand-silt includes those soils with significant fractions of both sand and silt. Strength values generally increase with increasing sand fractions and decrease with increasing silt fractions.					

FIGURE 2.11 – Les paramètres de calcul pour la résistance axiale du pieu dans les sols non cohésifs [4]

4.3 Courbes t-z

Les courbes t-z permettent de décrire la relation entre la résistance moyenne par frottement (t) et le déplacement (z) à n'importe quelle profondeur. Selon DNV-OS-J10 [4], les courbes t-z peuvent être générées en appliquant une relation non linéaire entre le point d'origine et le point où la résistance maximale par frottement t_{max} est atteinte.

$$z = t \frac{R}{G_0} \ln \frac{z_{IF} - r_f \frac{t}{t_{max}}}{1 - r_f \frac{t}{t_{max}}} \quad \text{pour} \quad 0 \leq t \leq t_{max} \quad (4.9)$$

Avec : R est le rayon du pieu ;

G_0 est le module de cisaillement initial du sol ;

z_{IF} est défini comme le rapport entre le rayon de la zone d'influence autour du pieu et R ;

r_f est un facteur de l'ajustement de courbe.

Pour un déplacement z supérieur au déplacement t_{max} réalisé, la résistance par frottement t diminue linéairement jusqu'à la résistance par frottement résiduelle t_{res} . Ensuite, pour un déplacement au-delà ce point, la résistance par frottement reste constante. Un exemple de courbe t-z est illustré à la Figure 2.12.

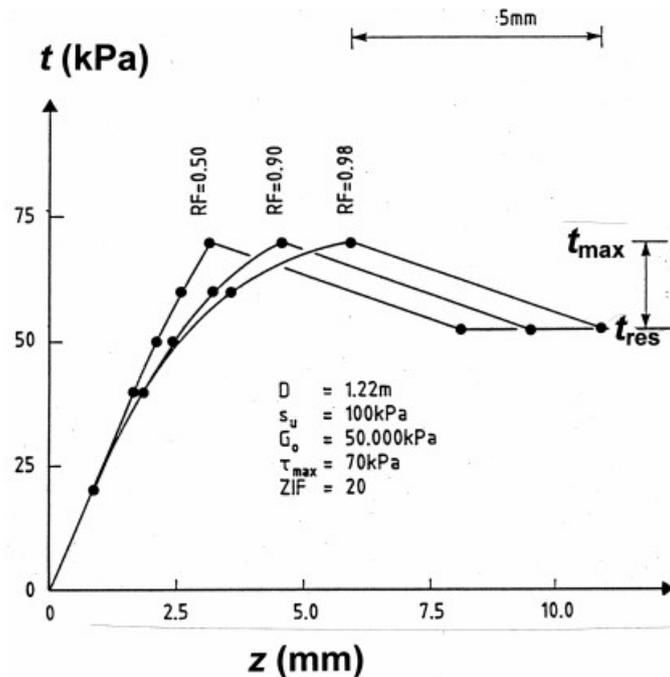


FIGURE 2.12 – Exemple de courbes t-z générées par le modèle (DNV,2010)

Pour les argiles, le module de cisaillement initial du sol G_0 peut être obtenu par :

$$G_0 = \frac{300}{I_p} S_u \quad (4.10)$$

Eide et Andersen (1984) ont proposé une autre formule :

$$G_0 = 600S_u - 170S_u\sqrt{OCR - 1} \quad (4.11)$$

où OCR est le rapport de surconsolidation.

Pour les sables, le module de cisaillement initial est donné par :

$$G_0 = \frac{m\sqrt{\sigma_a\sigma_v}}{2(1 + \nu)} \quad (4.12)$$

Avec $m = 1000\tan\phi$;

$\sigma_a = 100$ Kpa qui est la pression de référence ;

σ_v qui est la contrainte effective verticale ;

ν le coefficient de Poisson du sol ;

ϕ l'angle du frottement du sol.

4.4 Courbe Q-z

De même, nous pouvons définir la courbe Q-z, la relation entre la capacité portante mobilisée et le déplacement à la pointe (figure 2.13). Selon l'API [12], la capacité portante est complètement mobilisée pour des déplacements à la pointe relativement importants. Un déplacement à la pointe allant jusqu'à 10 % du diamètre du pieu peut être nécessaire pour une mobilisation complète dans les sols sableux et argileux.

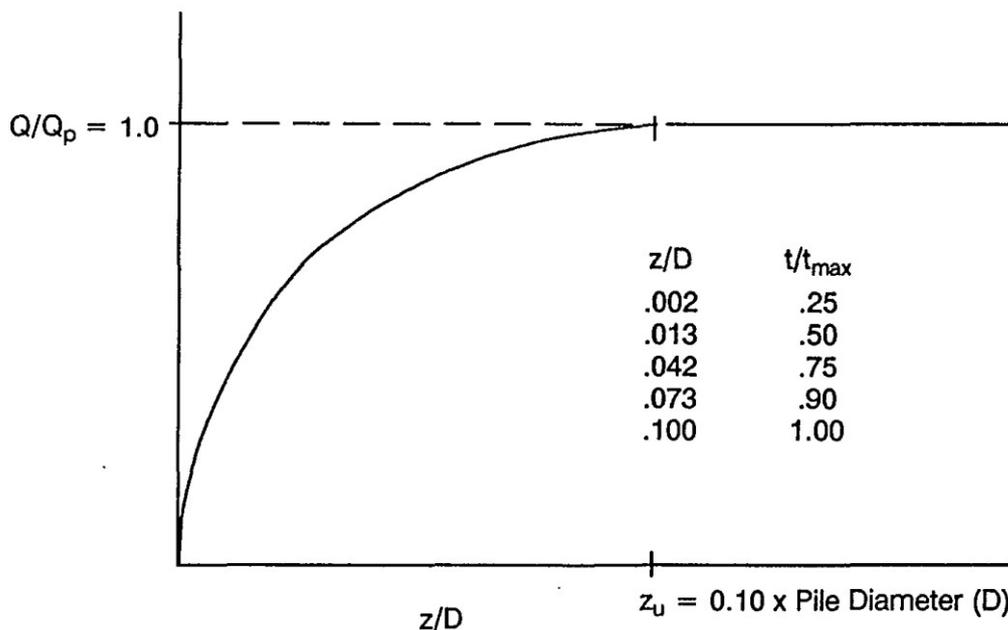


FIGURE 2.13 – Courbe Q-z recommandée dans les sols sableux et argileux, où Q, Qp (kN) sont respectivement la capacité portante mobilisée et la capacité portante complètement mobilisée à la pointe [12].

4.5 Pieu sous chargement latéral

La méthode basée sur les courbes p-y est la plus utilisée pour modéliser la réponse d'un pieu sous chargement latéral. Cette méthode est inspirée du modèle de Winkler (1867) qui représente la structure comme une poutre d'Euler-Bernoulli sur fondation élastique, où le sol est remplacé par une série de ressorts élastiques linéaires découplés répartis uniformément le long du fût. Elle a été ajustée par la suite pour des pieux chargés latéralement avec des ressorts non linéaires. Ces ressorts représentent la relation entre la valeur p qui est l'intégrale de la résistance du sol mobilisée sous un déplacement latéral y du pieu.

Le modèle de calcul des courbes p-y est illustré à la figure 2.14.

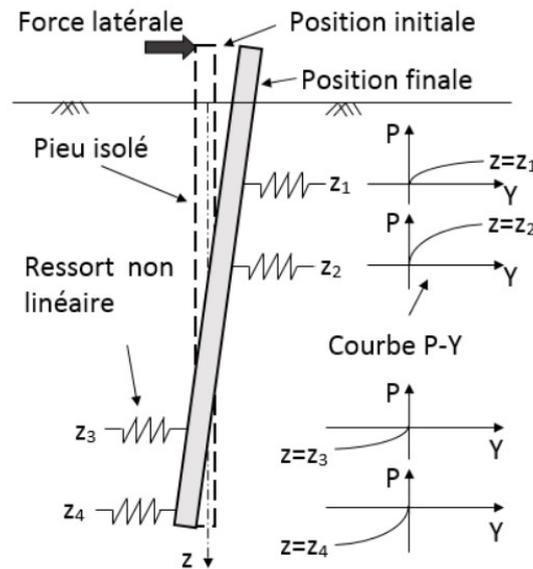


FIGURE 2.14 – Modèle de calcul de la méthode des courbes p-y [10]

La figure 2.15 représente la pression du sol à une profondeur donnée z_1 , avant et pendant un chargement monotone p_t comme proposé par Reese et Van Impe (2011) [13]. Pour le cas d'un pieu installé sans flexion, les pressions sont uniformes et normales à la paroi du pieu, voir la figure 2.15 (b). Lorsque le pieu se déplace de y_1 , la pression passive à l'avant du pieu croît tandis que la pression active à l'arrière décroît comme montré à la figure 2.15 (c). Certaines de ces pressions auront une composante normale et une composante de cisaillement. La réaction nette du sol p_1 , obtenue par intégration des pressions autour de la section transversale du pieu, est dirigée à l'opposé du déplacement y_1 . Le long de cette direction, les composantes normale et tangentielle à la section du pieu représentent respectivement une résistance latérale passive/active et une résistance de friction.

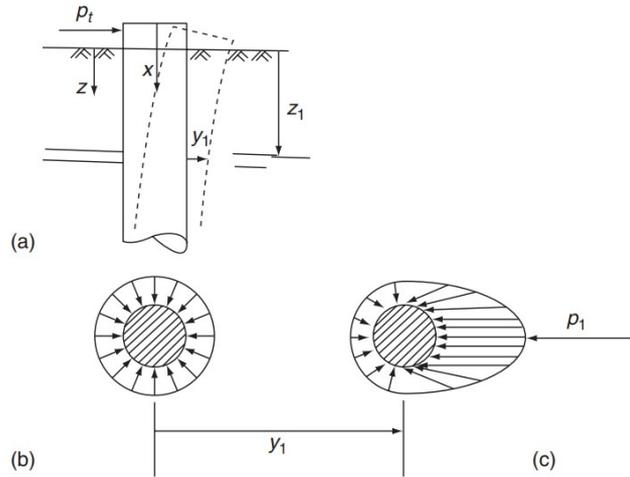


FIGURE 2.15 – Distribution de la pression du sol autour de la paroi du pieu avant et après le déplacement y_1 [13]

Les courbes p-y définies dans les guides de référence ([4] et [12]) proposent une relation p(y) semi-empirique basée sur les résultats expérimentaux obtenus à partir des essais in situ mis en place sur l'île Mustang en 1966. Lors des essais de l'île Mustang, des pieux tubulaires en acier de 0,61 m de diamètre, de 9,5 mm d'épaisseur et de 21 m de long ont été mis en œuvre, ce qui correspond à un rapport longueur sur diamètre L/D de 34,4. Pour construire ces courbes, nous devons tenir compte de différents paramètres, comme le type de sol, le type de chargement, le remoulage du sol dû à l'installation du pieu et l'effet d'affouillement.

4.5.1 Les courbes p-y dans les sols cohésifs

La résistance latérale ultime p_u est la valeur maximale de la résistance lorsque le pieu se déplace latéralement. Les normes DNV [4] et l'API [12] recommandent de calculer la résistance latérale ultime pour des sols cohésifs comme suit :

$$p_u = \begin{cases} (3S_u + \gamma'X)D + JS_uX & \text{pour } 0 < X \leq X_R \\ 9S_uD & \text{pour } X > X_R \end{cases} \quad (4.13)$$

Avec :

- S_u : la résistance non drainée [N/m^2],
- γ' : le poids volumique déjaugé du sol [N/m^3],
- J : une constante adimensionnelle empirique qui varie entre 0,25 et 0,50 [-],
- D : le diamètre du pieu [m],
- X : la profondeur sous la surface du sol [m],
- X_R : la profondeur de transition, en dessous de laquelle la valeur $[(3S_u + \gamma'X)D + JS_uX] \geq 9S_uD$ [m].

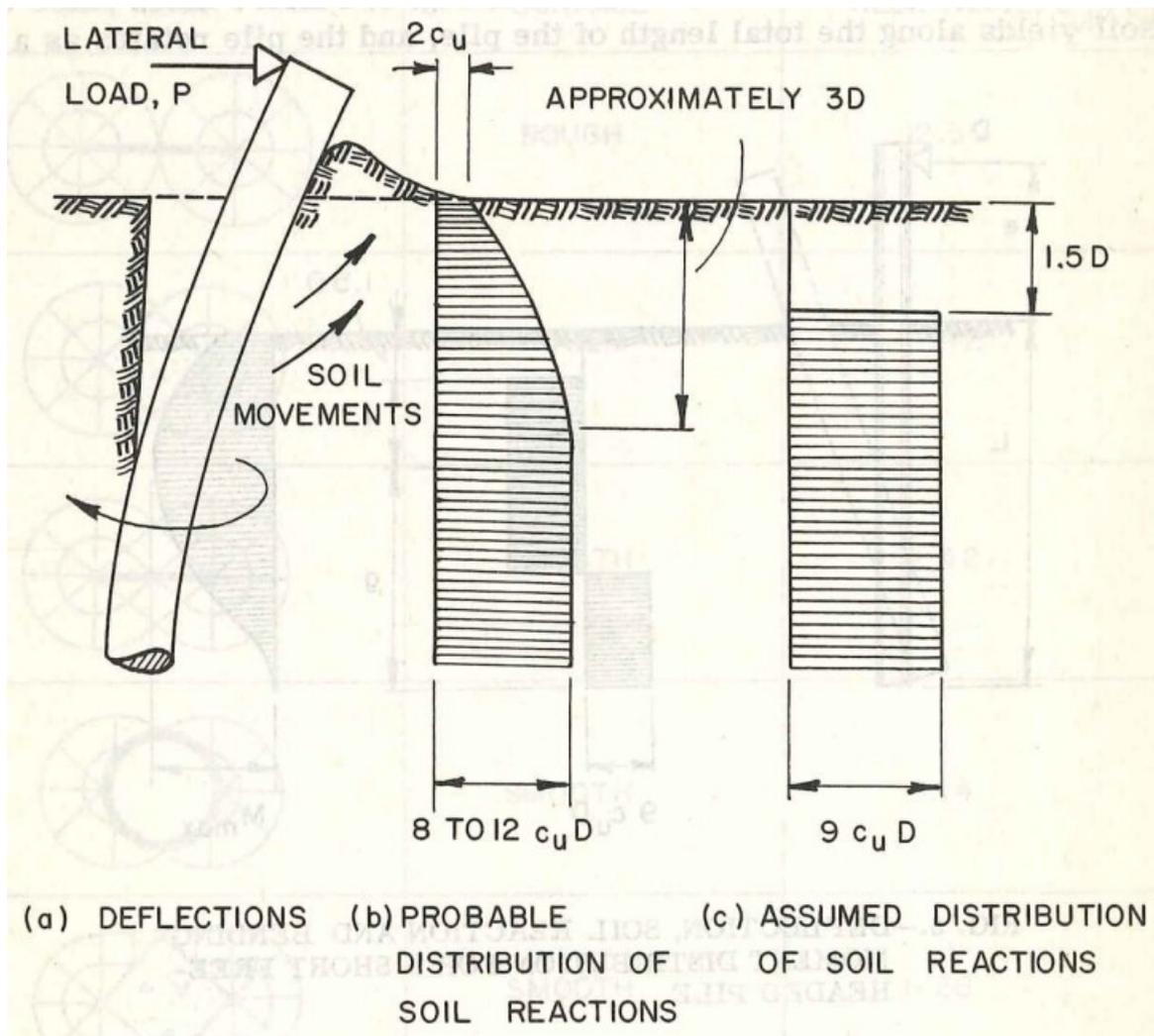


FIGURE 2.16 – Distribution de la résistance latérale ultime [11]

La distribution de p_u fonction de la profondeur du pieu a été prouvée par (Broms,1964) [10]. La figure 2.16 montre le mécanisme de rupture et la distribution de la résistance latérale ultime le long d'un pieu à tête libre chargé latéralement dans un sol cohésif. On constate aisément que le sol situé à la surface avant du pieu a tendance à se soulever, lorsque à une certaine profondeur, il se déplace latéralement. Cependant le sol situé à l'arrière se sépare du pieu jusqu'à une certaine profondeur. La distribution probable de la résistance latérale ultime du sol a été théorisée par Reese (1958) voir figure 2.16 (b), avec une valeur initiale de $2S_u D$ à la surface du sol puis croît avec la profondeur X jusqu'à une certaine profondeur $3D$, et qu'ensuite elle reste constante. Ensuite, cette forme a été approximée par une distribution rectangulaire avec une valeur constante de $9S_u D$ après une certaine profondeur comme le montre la figure 2.16 (c).

Pour des charges statiques, la courbe p - y peut être générée par :

$$p = \begin{cases} \frac{p_u}{2} \left(\frac{y}{y_c}\right)^{\frac{1}{3}} & \text{pour } y \leq 8y_c \\ p_u & \text{pour } y > 8y_c \end{cases} \quad (4.14)$$

Avec :

$$y_c = 2,5\varepsilon_c D \quad (4.15)$$

ε_c : est la déformation mesurée en laboratoire du sol sous la moitié de la contrainte maximale.

La figure 2.17 montre des exemples des courbes p-y obtenues avec (DNV,2010) pour un chargement monotone. Les courbes 2.17 , 2.18 et 2.19 ont été tracées pour les conditions suivantes : $D = 1[m]$, $S_u = 40000[N/m^2]$, $\gamma' = 6000[N/m^3]$, $\varepsilon_c = 0.01[-]$ et $J = 0.5[-]$.

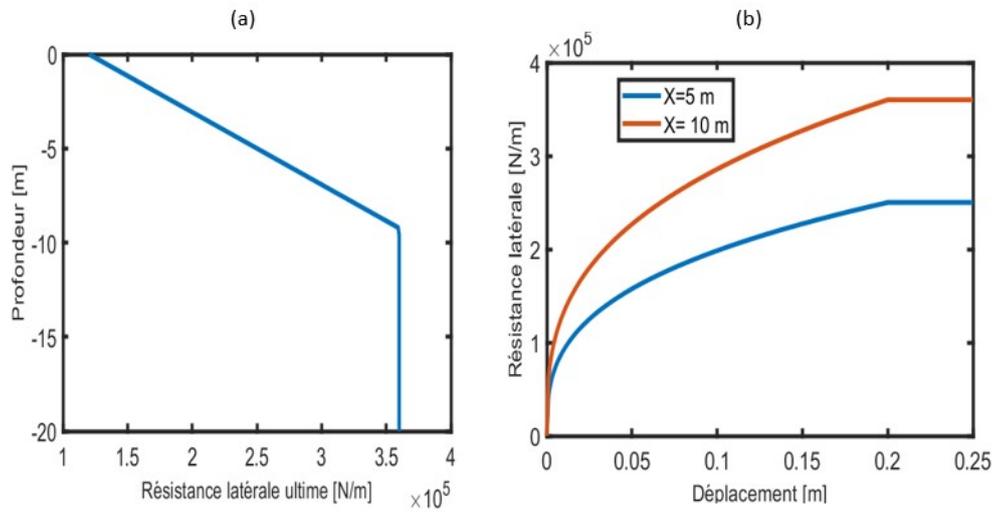


FIGURE 2.17 – (a) courbe de la résistance latérale ultime en fonction de la profondeur ; (b) courbe p-y pour différentes profondeurs.

D'après ces courbes, on constate que la résistance latérale du pieu augmente avec la profondeur X . Pour des profondeurs supérieures à X_R , les courbes p-y sont les mêmes. Et lorsque le déplacement est supérieur à $8y_c$, la résistance latérale p atteint un palier horizontal p_u .

La raideur du sol peut être définie comme étant la dérivée de la courbe p-y pour un déplacement y donné :

$$E_{py} = \begin{cases} \frac{p_u}{6} \frac{y^{-\frac{2}{3}}}{y_c^{\frac{1}{3}}} & \text{pour } y \leq 8y_c \\ 0 & \text{pour } y > 8y_c \end{cases} \quad (4.16)$$

Sauf que, au voisinage de l'origine, la raideur initiale est infinie. Ce qui n'est pas physique.

$$E_{py}(y = 0) = \frac{dp}{dy}(y = 0) = \frac{p_u}{6} \frac{0^{-\frac{2}{3}}}{y_c^{\frac{1}{3}}} = \infty \quad (4.17)$$

De ce fait, nous devons discrétiser la courbe au voisinage de l'origine pour obtenir une pente initiale correcte. Le premier point de discrétisation au-delà de l'origine peut être localisé pour un déplacement relatif $y/y_c = 0,1$ avec une valeur d'ordonnée $p/p_u = 0,23$. La vraie raideur initiale est :

$$E_{py,init} = \frac{0.23 \cdot p_u}{0.1 \cdot y_c} \quad (4.18)$$

Ainsi, au voisinage de l'origine, la courbe p-y est remplacée par une droite de pente $E_{py,init}$.

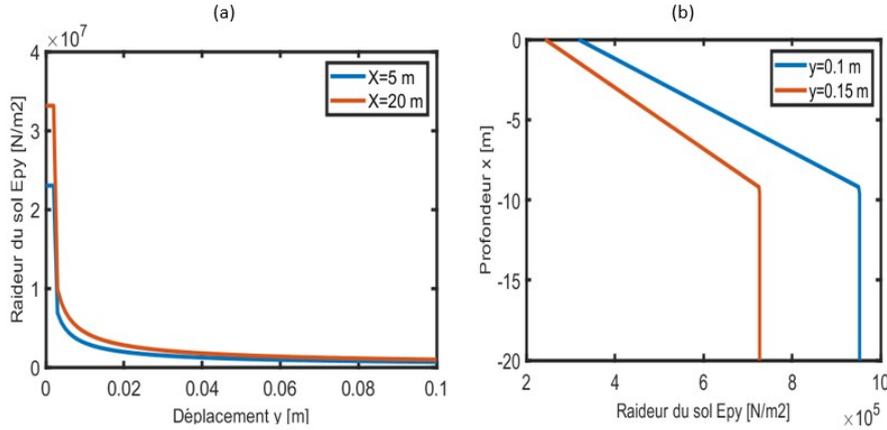


FIGURE 2.18 – (a) évolution de la raideur du sol en fonction du déplacement pour une profondeur donnée; (b) évolution de la raideur du sol fonction de la profondeur pour un déplacement donné

D'après la figure 2.18 (a), pour une profondeur donnée X , la raideur du sol est constante pour des petits déplacements, puis décroît quand les déplacements augmentent. Aussi, la figure 2.18 (b) montre que la raideur du sol pour un déplacement y donné croît avec la profondeur X .

Pour des charges cycliques et $X > X_R$, la courbe p-y peut être générée par :

$$p = \begin{cases} \frac{p_u}{2} \left(\frac{y}{y_c}\right)^{\frac{1}{3}} & \text{pour } y \leq 3y_c \\ 0,72p_u & \text{pour } y > 3y_c \end{cases} \quad (4.19)$$

Pour des charges cycliques et $X \leq X_R$, la courbe p-y peut être générée par :

$$p = \begin{cases} \frac{p_u}{2} \left(\frac{y}{y_c}\right)^{\frac{1}{3}} & \text{pour } y \leq 3y_c \\ 0,72p_u \left(1 - \frac{(1 - \frac{X}{X_R})(y - 3y_c)}{12y_c}\right) & \text{pour } 3y_c < y \leq 15y_c \\ \frac{0,72p_u X}{X_R} & \text{pour } y > 15y_c \end{cases} \quad (4.20)$$

Avec :

$$y_c = 2,5\epsilon_c D \quad (4.21)$$

ϵ_c est la déformation mesurée en laboratoire du sol sous la moitié de la contrainte maximale.

La figure 2.19 décrit le comportement des courbes p-y dans les sols cohésifs à différentes

profondeurs pour un chargement cyclique. La partie hachurée représente la perte de résistance due à la charge cyclique. La perte de résistance est plus grande pour des profondeurs inférieures à la profondeur de transition. Aussi, les courbes p-y statique et cyclique sont identiques pour des petits déplacements.

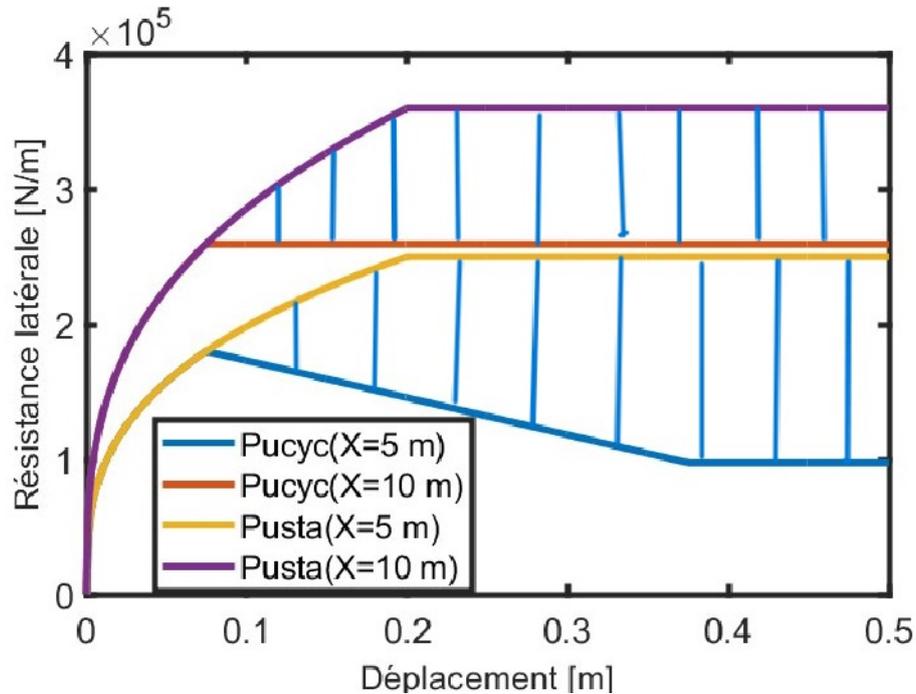


FIGURE 2.19 – Courbe p-y pour un chargement cyclique à différentes profondeurs

4.5.2 Les courbes p-y dans les sols non cohésifs

La résistance latérale ultime pour des sols non cohésifs se calcule comme suit :

$$p_u = \begin{cases} (C_1X + C_2D)\gamma'X & \text{pour } 0 < X \leq X_R \\ C_3D\gamma'X & \text{pour } X \geq X_R \end{cases} \quad (4.22)$$

Avec :

- C_1, C_2 et C_3 : des coefficients adimensionnels qui dépendent de l'angle de frottement interne ϕ comme le montre la figure 2.20 ;
- D : le diamètre du pieu [m] ;
- γ' : le poids volumique déjaugé [N/m^3] ;
- X : la profondeur sous la surface du sol [m] ;
- X_R : la profondeur de transition, en dessous de laquelle la valeur $(C_1X + C_2D)\gamma'X \geq C_3D\gamma'X$ [m].

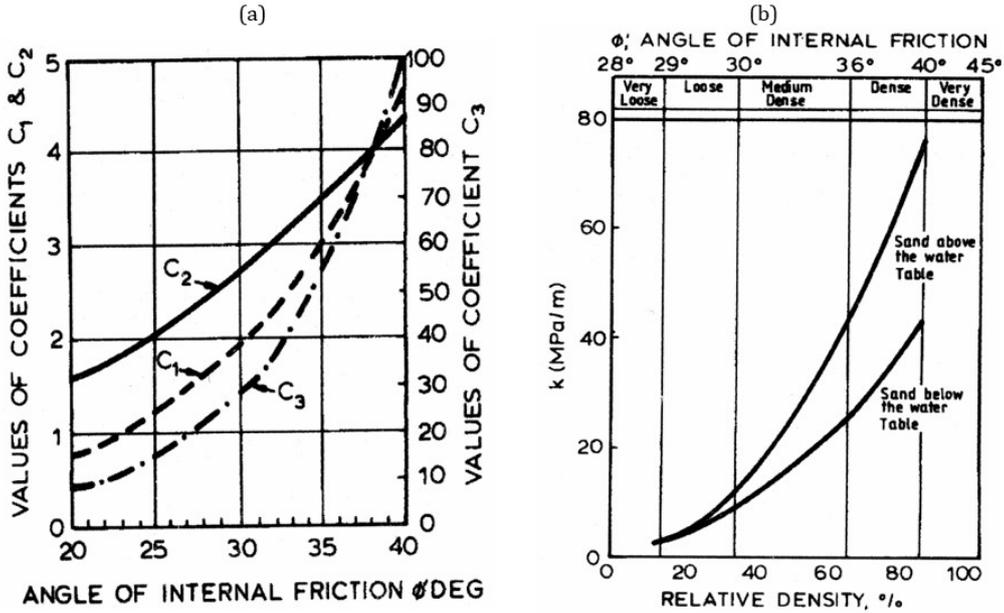


FIGURE 2.20 – (a) les coefficients C_1 , C_2 et C_3 qui dépendent de l'angle de frottement interne ϕ ; (b) le coefficient de réaction initial du sol [Mpa/m] fonction de l'angle de frottement interne ϕ ou la densité relative [4]

Pour une profondeur X donnée, la courbe p - y peut s'exprimer telle que :

$$p = Ap_u \tanh\left(\frac{kX}{Ap_u}y\right) \quad (4.23)$$

Avec :

- A : un coefficient adimensionnel qui dépend du type chargement (monotone ou cyclique);

$$A = \begin{cases} (3 - 0,8\frac{X}{D}) \geq 0,9 & \text{pour un chargement monotone} \\ 0,9 & \text{pour un chargement cyclique} \end{cases} \quad (4.24)$$

- k : le coefficient de réaction initial du sol [Mpa/m] fonction de l'angle de frottement interne ϕ ou de la densité relative du sol comme le montre la figure 2.20.

A partir des courbes p - y , la raideur du sol à une profondeur donnée X peut être définie comme :

$$E_{py} = \frac{dp}{dy} = \frac{kX}{\cosh^2\left(\frac{kXy}{Ap_u}\right)} \quad (4.25)$$

Dans les standards (API, DNV), la raideur initiale pour des sols non cohésifs permet d'étudier le comportement du pieu dans son état initial. Elle est finie et augmente linéairement avec la profondeur.

$$E_{py}(y=0) = \frac{dp}{dy}(y=0) = Ap_u \frac{\frac{kX}{Ap_u}}{\cosh^2\left(\frac{kXy}{Ap_u}\right)}(y=0) = kX \quad (4.26)$$

Les figure 2.21 et 2.22 montrent des exemples des courbes p-y obtenues avec (DNV,2010) pour un chargement monotone. Ces courbes ont été tracées pour les conditions suivantes : $\phi = 30$, $\gamma' = 10000[N/m^3]$.

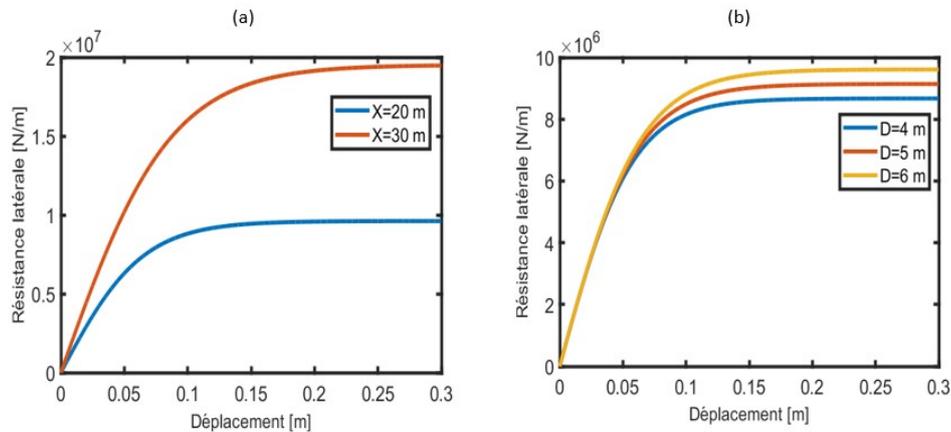


FIGURE 2.21 – Courbes p-y : (a) pour $D = 6$ m et $X = 20$ et 30 m ; (b) pour $X = 20$ m et $D = 4, 5$ et 6 m

D'après la figure 2.21, on constate que la résistance latérale du pieu augmente avec la profondeur et que, pour une profondeur donnée, la raideur initiale du sol ne dépend pas du diamètre du pieu.

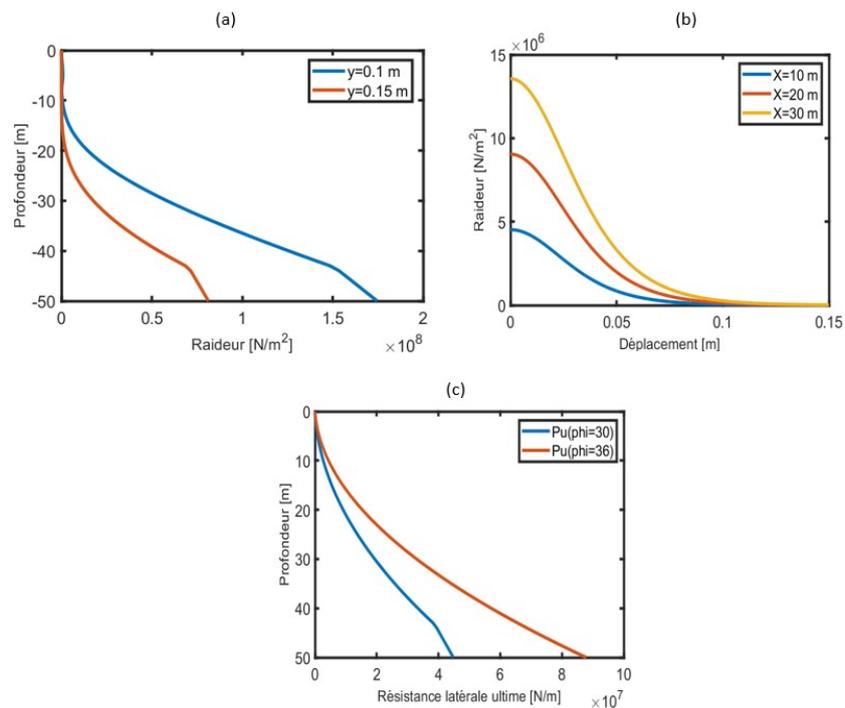


FIGURE 2.22 – (a) Distribution de la raideur du sol en fonction de la profondeur : $D=3$ m, $y=0.1$ m et $y=0.15$ m ; (b) Évolution de la raideur du sol en fonction du déplacement : $D=3$ m, $X=10$ m, $X=20$ m et $X=30$ m ; (c) Distribution de la résistance latérale ultime en fonction de la profondeur : $D=3$, $\phi = 30$ et $\phi = 36$.

D'après la figure 2.22 (b), force est de constater que la raideur du sol décroît lorsque le déplacement augmente puis s'annule quand la résistance latérale devient ultime. Aussi, la raideur du sol croît lorsque la profondeur augmente. La figure 2.22 (a) montre que la raideur des sols non cohésifs est faible dans la zone peu profonde contrairement aux sols cohésifs. Ceci peut s'expliquer par le fait que : pour une petite valeur de P_u dans le sable, le sol plastifie plus rapidement. Alors que dans l'argile le sol plastifie à partir d'un déplacement connu y , avec y supérieur à $8y_c$, pour différentes valeurs de P_u . D'après la figure 2.22 (c), la résistance latérale ultime augmente lorsque l'angle de frottement interne du sol augmente. La profondeur de transition est plus élevée lorsque l'angle de frottement interne du sol est plus grand. Pour des profondeurs supérieures à la profondeur de transition, la résistance latérale ultime évolue linéairement avec la profondeur.

4.5.3 Autres méthodes de modélisation de la réponse d'un pieu isolé sous chargement latéral

D'autres méthodes plus complexes ont été développées comme alternatives à la méthode de Winkler associée aux courbes p-y. Dans la suite de ce chapitre, nous nous attarderons sur deux de ces méthodes : la méthode développée dans le cadre du projet PISA et celle basée sur l'utilisation des éléments finis.

La méthode développée dans le cadre du projet PISA (Pile Soil Analysis)

Le projet PISA a été mis en place pour développer de nouvelles méthodes de conception adaptées aux fondations éoliennes offshore de type monopieux pour de grands diamètres dans le sable et argile de la mer du Nord. Les résultats sont basés sur la modélisation numérique 3 D à l'aide de l'analyse par éléments finis [33]. et les essais sur le terrain [13].

Ce modèle de conception est basé sur une extension de l'approche p-y existante, il modélise le pieu par une poutre de Timoshenko (pour inclure effets de déformation en cisaillement) et un ensemble de quatre courbes représentatives de l'interaction sol-pieu :

- La courbe de charge répartie p-v décrit l'évolution de la charge latérale, p, en fonction du déplacement latéral du pieu, v. Cette courbe a la même fonction qu'une courbe conventionnelle p-y ;
- La courbe des moments répartis m- θ définit la relation entre le moment sur le pieu, m, et la rotation, θ , de celui-ci. Le moment réparti est associé au cisaillement, τ , qui se développe le long du pieu ;
- La courbe de cisaillement à la base du pieu qui correspond à la relation entre l'effort de cisaillement, S, et le déplacement latéral à la base du pieu ;
- La courbe de moment à la base du pieu qui décrit la relation entre le moment, M, et la rotation à la base du pieu.

Ce modèle 1D, illustré à la Figure 2.23, donne des résultats en accord avec la méthode aux éléments finis 3D. Le modèle développé pour l'instant ne concerne que les pieux sous chargement monotone, ce qui constitue sa limite principale.

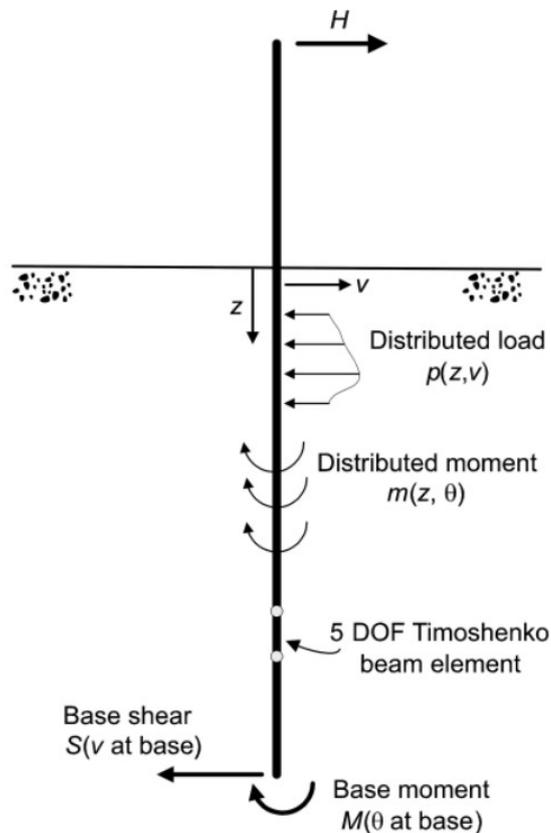


FIGURE 2.23 – Composantes de la réaction du sol appliquées à un monopieu [13]

La méthode par éléments finis

La méthode par éléments finis est le plus souvent utilisée pour vérifier les méthodes de conception analytiques (la méthode standard p-y et ses dérivées) et pour comparer les mesures expérimentales et/ou in situ. La méthode par éléments finis permet d'étudier l'effet de différents paramètres (géométries des pieux, caractéristiques de chargement...) sur les résultats. En raison de la complexité du modèle tridimensionnel, un calcul important est nécessaire et le processus de calcul prend beaucoup de temps.

Divers modèles constitutifs sont utilisés dans la littérature pour décrire le comportement du sol. Roesen et al. (2010) [14] ont modélisé le sol en utilisant un modèle élastoplastique avec un critère de rupture de type Mohr-Coulomb. Zdravkovic et al. (2015)[33] ont simulé le sol en fonction du matériau considéré : argile ou sable. Selon le sol, il y a deux options pour modéliser l'interface : soit le contact transmet le cisaillement et les contraintes normales selon le modèle de Coulomb, soit un espace est autorisé entre le pieu et le sol environnant.

Des phénomènes tels que la liquéfaction, en raison des modèles cinématiques non

appropriés, et les espaces entre le sol et le pieu sont actuellement difficiles à traiter dans les modèles. L'approche par éléments finis est donc une méthode utile, mais la précision des résultats dépend fortement des modèles de sol appliqués ainsi que de la calibration de ces modèles [15].

4.6 Conclusions partielles

Dans ce premier chapitre, une présentation générale sur les énergies éoliennes offshore a été proposée. Ensuite, nous avons étudié les types de fondation d'éoliennes offshore et les différentes sollicitations appliquées. Enfin, à partir des guides de référence DNV [4] et API [12], nous avons appris à dimensionner une éolienne offshore soumise à une charge latérale et axiale respectivement. C'est ainsi que, les courbe t-z, Q-z et p-y ont été présentées.

Dans le chapitre suivant, l'interaction sol-structure sera modélisée selon la méthode de Winkler associée aux courbes p-y et un code de calcul par éléments finis sera développé pour dimensionner les monopieux sous chargement latéral.

Chapitre 3

Développement d'un programme de calcul pour monopieux sous chargement latéral avec le modèle de Winkler 1D associé aux courbes p-y

On présente dans ce chapitre, le programme de calcul d'un monopieu sous chargement latéral avec le modèle de Winkler 1D associé aux courbes p-y. La première partie est consacrée à la modélisation de l'interaction sol-structure par la méthode des éléments finis, la structure est modélisée par une poutre Euler-Bernoulli et le sol quant à lui par une série de ressorts indépendants le long du pieu. La deuxième partie de ce chapitre concerne la validation du programme de calcul avec des solutions analytiques obtenues dans la littérature pour un pieu libre en tête et soumis à un effort horizontal dans un sol ayant une raideur constante avec la profondeur. Dans la troisième partie, les interprétations des différentes réponses de l'interaction sol-structure modélisée à partir des courbes p-y non linéaires sous une charge horizontale seront présentées. Par la suite, une étude détaillée de l'influence des paramètres clés tels que le diamètre D et la longueur L du pieu, la résistance non drainée pour des sols cohésifs S_u et angle de frottement interne pour des sols non cohésifs ϕ sera faite. Enfin, la quatrième partie présente le développement des courbes p-y pour les sols stratifiés.

1 Modélisation de l'interaction sol-structure

1.1 Modèle de Winkler

La méthode d'analyse de Winkler est l'approche simplifiée la plus utilisée pour étudier l'interaction sol-structure d'un pieu sous chargement latéral. Le pieu et le sol environnant sont divisés en un certain nombre de couches identiques, comme illustré à la figure [2.14](#).

Le pieu est modélisé comme une poutre d'Euler-bernoulli caractérisée par un moment de résistance et une rigidité en flexion $E_p I_p$, où E_p est le module de Yong du pieu et I_p le moment d'inertie de la section du pieu. La théorie d'Euler-Bernoulli qui néglige l'effet du cisaillement dans le cas de la flexion, est basée sur les hypothèses suivantes [20] :

- Les sections droites restent perpendiculaires à la courbe moyenne au cours de la déformation,
- Les sections droites restent planes (pas de gauchissement).

Il est à préciser que le modèle de poutre de Timoshenko qui tient compte de l'effet du cisaillement en pointe est plus adapté aux pieux isolés rigides, la différence reste faible lorsque ces deux modèles de poutres sont comparés (moins de 8%) [7]. Le sol est modélisé par une série de ressorts indépendants qui décrivent le comportement non linéaire des courbes p-y. Les ressorts travaillent dans un plan horizontal, sans aucune interaction possible entre eux.

1.2 L'équation différentielle d'un pieu chargé latéralement

Les équations différentielles standard pour la pente, le moment, le cisaillement et la réaction du sol pour une poutre sur une fondation élastique sont également applicables à un monopieu chargé latéralement. Considérons un système de coordonnées (x,y). Soit y le déplacement latéral d'un point situé sur la courbe moyenne du pieu. Le déplacement latéral y est perpendiculaire à l'axe x dans la direction du pieu. Les relations entre le déplacement, la pente, le moment, le cisaillement et la réaction latérale du sol en tout point du pieu fléchi peuvent être écrites comme suit :

- Déplacement latéral du pieu : y
- La pente du pieu fléchi

$$S = \frac{dy}{dx} \tag{1.1}$$

- Le moment de résistance du pieu

$$M = E_p I_p \frac{d^2 y}{dx^2} \tag{1.2}$$

- L'effort tranchant

$$V = E_p I_p \frac{d^3 y}{dx^3} \tag{1.3}$$

- La réaction latérale du sol

$$p(y) = -E_{py} y \tag{1.4}$$

- Les charges réparties le long du pieu (houle et courants) : q

Pour un élément infinitésimal du pieu de longueur dx, la convention de signe utilisée est représentée dans la figure 3.1. Les équations d'équilibre du moment fléchissant, de

l'effort tranchant et de l'effort normal sont :

$$\begin{cases} -M + (M + dM) + V dx - N dy = 0 \\ -V + (V + dV) + p(y)dx + q dx = 0 \\ -N + (N + dN) = 0 \end{cases} \quad (1.5)$$

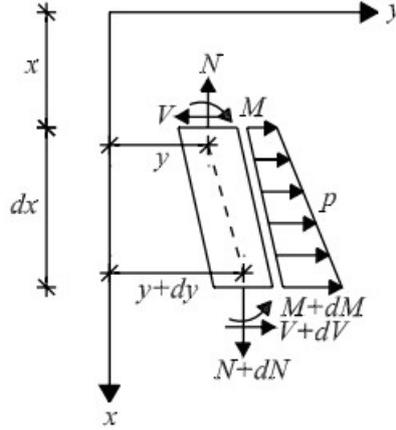


FIGURE 3.1 – Convention de signe pour un élément infinitésimal [23]

En négligeant les termes du second ordre et en combinant les équations 1.2 à 1.5, on obtient l'équation différentielle suivante qui permet de connaître la réponse du pieu [4] :

$$E_p I_p \frac{d^4 y}{dx^4} - N \frac{d^2 y}{dx^2} + E_{py} y - q = 0 \quad (1.6)$$

Avec : N est la force axiale dans le pieu.

Le terme impliquant la charge axiale, N , peut être négligé pour le cas d'étude car il provient avant tout du poids propre de l'éolien offshore et peut être considéré comme négligeable devant la force latérale dans le pieu V . Les charges réparties de houle et courants ne seront pas considérées dans le cas d'étude, donc le terme q peut être négligé.

L'équation différentielle d'ordre quatre (1.6) peut être résolue à l'aide de schémas numériques par la méthode des différences finies ou par celle des éléments finis. Dans le cadre de ce travail, l'équation (1.6) sera résolue par la méthode des éléments finis. Sous cette forme, l'équation différentielle (1.6) n'implique que le déplacement latéral y , mais d'autres inconnues telles que la rotation, l'effort tranchant et le moment de flexion le long du pieu peuvent être déduites une fois que le déplacement latéral est connu.

1.3 Conception du modèle numérique

Dans le modèle numérique, le pieu de longueur L est représenté par une série d'éléments et chaque élément possède deux nœuds. Pour tenir compte de la présence du sol, chaque nœud est appuyé sur un ressort dont le comportement est décrit par les courbes p - y . La

méthode des résidus pondérés basée sur l'approche du principe des travaux virtuels est utilisée pour résoudre l'équation différentielle (1.7). Les conditions limites sont :

- En tête : $M(0) = -E_p I_p \frac{d^2 y(0)}{dx^2}$ et $V(0) = -E_p I_p \frac{d^3 y(0)}{dx^3}$;
- En pointe : $M(L) = 0$ et $V(L) = 0$

$$E_p I_p \frac{d^4 y}{dx^4} + E_{py} y = 0 \quad (1.7)$$

L'erreur commise en approximant le champ y par une fonction de pondération δy ayant la même forme que y peut être écrite à l'aide du résidu WR .

$$WR = \int \left(E_p I_p \frac{d^4 y}{dx^4} + E_{py} y \right) \delta y dx - (M_0 + E_p I_p \frac{d^2 y(0)}{dx^2}) \delta y + (V_0 + E_p I_p \frac{d^3 y(0)}{dx^3}) \delta y = 0 \quad (1.8)$$

A l'aide d'une intégration par parties, l'équation suivante est obtenue :

$$\int \frac{d^4 y}{dx^4} \delta y dx = \left[\frac{d^3 y}{dx^3} \delta y \right]_0^L - \left[\frac{d^2 y}{dx^2} \frac{d \delta y}{dx} \right]_0^L + \int \frac{d^2 y}{dx^2} \frac{d^2 \delta y}{dx^2} dx \quad (1.9)$$

D'après les équations (1.8) et (1.9), la forme faible du résidu pondéré devient :

$$WR = \underbrace{\int E_{py} y \delta y dx + V(0) \delta y(0) - M(0) \delta y(0)}_{\delta W_E} + \underbrace{\int \frac{d^2 y}{dx^2} \frac{d^2 \delta y}{dx^2} dx}_{\delta W_I} = 0 \quad (1.10)$$

L'ordre des fonctions d'interpolations est de 2. Car, le degré le plus élevé de notre polynôme est 4. De ce fait on a : $2m=4 \Rightarrow m = 2$. L'interpolation du champ doit être :

- De classe C^2 dans l'élément : c'est à dire que la forme approchée du champ et ses dérivées jusqu'à l'ordre deux doivent être continues dans l'élément ;
- De classe C^1 aux frontières l'élément : c'est à dire que la forme approchée du champ et ses dérivées jusqu'à l'ordre un doivent être continues aux frontières des éléments.

Les quatre fonctions d'interpolation cubiques par éléments finis sont :

- $h_1 = 2 \frac{x^3}{l^3} - 3 \frac{x^2}{l^2} + 1$
- $h_2 = l \left(\frac{x^3}{l^3} - 2 \frac{x^2}{l^2} + \frac{x}{l} \right)$
- $h_3 = -2 \frac{x^3}{l^3} + 3 \frac{x^2}{l^2}$
- $h_4 = l \left(\frac{x^3}{l^3} - \frac{x^2}{l^2} \right)$

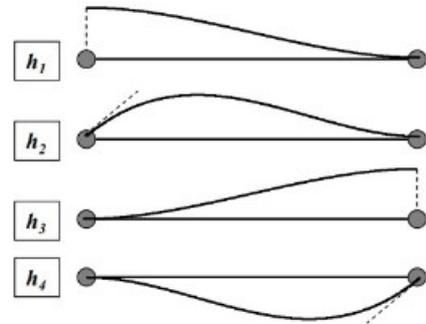


FIGURE 3.2 – Fonctions interpolation de longueur l [23]

L'expression du champ y en fonction de h_i :

$$y = h_1 y_1 + h_2 \theta_1 + h_3 y_2 + h_4 \theta_2 \quad (1.11)$$

L'expression du champ approximatif δy en fonction de h_i :

$$\delta y = h_1 \delta y_1 + h_2 \delta \theta_1 + h_3 \delta y_2 + h_4 \delta \theta_2 \quad (1.12)$$

Les champs y et δy sont ensuite introduits dans l'équation (1.10). Ainsi, pour chaque élément de la poutre, la relation entre le vecteur des inconnues nodales et le vecteur des forces nodales équivalentes au moyen d'une matrice de rigidité symétrique (4x4) est fournit comme suit :

$$\underbrace{\frac{E_p I_p}{l^3} \begin{pmatrix} 12 & 6l & -12 & 6l \\ & 4l^2 & -6l & 2l^2 \\ & & 12 & -6l \\ \text{sym} & & & 4l^2 \end{pmatrix}}_{k_{el}} \underbrace{\begin{pmatrix} y_1 \\ \theta_1 \\ y_2 \\ \theta_2 \end{pmatrix}}_{y_{el}} = \underbrace{\begin{pmatrix} V_1 \\ M_1 \\ V_2 \\ M_2 \end{pmatrix}}_{F_{el}} \xrightarrow{\text{assemblage}} Ky = F \quad (1.13)$$

La matrice de rigidité du sol et le vecteur de sollicitation qui en résulte sont énumérés ci-dessous, avec :

- k_1, k_2 : raideur du sol respectivement aux noeuds 1 et 2 ;
- P_1 : pression du sol au noeud 1 ;
- \bar{P} : pression moyenne du sol entre les noeuds 1 et 2.

$$K_{el}^s = \begin{pmatrix} \frac{l}{35}(10k_1 + 3k_2) & \frac{l^2}{420}(15k_1 + 7k_2) & \frac{9l}{140}(k_1 + k_2) & \frac{-l^2}{420}(7k_1 + 6k_2) \\ & \frac{l^3}{840}(5k_1 + 3k_2) & \frac{l^2}{420}(6k_1 + 7k_2) & \frac{-l^3}{280}(k_1 + k_2) \\ & & \frac{l}{35}(3k_1 + 10k_2) & \frac{-l^2}{420}(7k_1 + 15k_2) \\ & \text{sym} & & \frac{l^3}{840}(3k_1 + 5k_2) \end{pmatrix} \quad (1.14)$$

$$g_{el} = \begin{pmatrix} \frac{l}{20}(10P_1 + 3l\bar{P}) \\ \frac{l^2}{60}(5P_1 + 2l\bar{P}) \\ \frac{l}{20}(10P_1 + 7l\bar{P}) \\ \frac{l^2}{60}(-5P_1 - 3\bar{P}) \end{pmatrix} \quad (1.15)$$

La structure du modèle numérique est la suivante :

- 1- Initialisation du déplacement : y
- 2- Construction de la matrice de raideur de la poutre : K_p
- 3- Début boucle : tant que

- a- Calcul des résistances latérales et de la raideur du sol via la méthode p-y : P, P_u et E_{py}
- b- Construction de la matrice de rigidité du sol et du vecteur de sollicitation du sol : K_{sol} et g_{sol}
- c- Assemblage de la matrice de rigidité globale : $K = K_p + K_{sol}$
- d- Calcul des forces hors équilibre : $FHE = g_{sol} + F_{ext} - F_{int}$
- e- Calcul de l'incrément de déplacement : $dy = K^{-1}FHE$
- f- Calcul du nouveau déplacement : $y^* = y + dy$
- g- Vérification de la convergence : $\sum([\frac{dq}{q}]^2) < \text{résidu}$

4- Fin boucle : tant que

La réalisation du modèle numérique c'est faite sur la base d'un code Matlab 1D de calcul par éléments finis de poutre sur sol élastique qui nous a été fourni, ont été implémentées : les solutions analytiques linéaires d'un pieu souple/rigide sous charge latérale pour valider le modèle numérique et les courbes p-y (afin de déterminer les résistances latérales et la raideur du sol) pour les solutions en non linéaire.

2 Validation du modèle numérique : approche linéaire

La validation du modèle numérique par éléments finis se fera suivant l'approche linéaire. D'où l'hypothèse d'un coefficient de réaction horizontal du sol constant et indépendant de la profondeur. Ainsi, on a :

$$p = K_h D y \quad (2.1)$$

avec :

- p est la réaction du sol [N/m],
- K_h est le coefficient de réaction horizontal du sol [N/m^3],
- D est le diamètre du pieu [m],
- y est le déplacement latéral du sol [m].

Le coefficient de réaction horizontal du sol est constant et peut se déterminer suivant la règle empirique basée sur la résistance statique au cône électrique q_c [21].

$$K_h = \begin{cases} 1 & \text{à} & 2 & q_c & \text{(sol normalement consolidé)} \\ 2 & \text{à} & 4 & q_c & \text{(sol surconsolidé, couches tertiaires)} \end{cases} \quad (2.2)$$

Les valeurs de q_c peuvent être prises dans la figure A.1 en Annexe A.
L'équation (1.6) devient donc :

$$E_p I_p \frac{d^4 y}{dx^4} + K_h D y = 0 \quad (2.3)$$

Il est à noter que, pour un pieu souple ou rigide, l'équation différentielle (2.3) peut être résolue analytiquement. Ces solutions analytiques peuvent être trouvées dans (Conception et exécution des Ouvrages géotechniques, 2013)[21]. La solution générale de l'équation (2.3) est :

$$y(\xi) = e^\xi (C_1 \cos \xi + C_2 \sin \xi) + e^{-\xi} (C_3 \cos \xi + C_4 \sin \xi) \quad (2.4)$$

Avec :

- $\xi = x/L_0$ est la profondeur réduite,
- $L_0 = \sqrt[4]{\frac{4E_p I_p}{DK_h}}$ est la longueur de transfert [m],
- x, D, E_p, I_p et K_h sont définis ci-dessus.

Les constantes d'intégration C_1 à C_4 peuvent être déterminées en utilisant les conditions aux limites du problème.

2.1 Comportement d'un pieu

Lorsque le sol est homogène, différentes approches sont définies dans la littérature pour qualifier le comportement d'un pieu : pieu long (ou souple), pieu court (ou rigide) et pieu intermédiaire. Frank (1999) [22] définit un pieu long(souple) comme un pieu ayant une longueur supérieure ou égale à trois fois la longueur de transfert. Leblanc et al. (2010a) définissent un pieu court(rigide) comme étant un pieu qui développe un "coup de bêche" sous l'effet d'une charge latérale. Le pieu est intermédiaire s'il n'est ni souple, ni rigide. Le tableau 3.1 indique les différents critères qui qualifient le comportement d'un pieu.

	Pieu long (ou souple)	Pieu court (ou rigide)
Poulos and Hull (1989) [23]	$\frac{E_s L^4}{E_p I_p} > 388.6$	$\frac{E_s L^4}{E_p I_p} < 4.8$
Frank(1999) [22]	$L > 3\left(\frac{4E_p I_p}{E_s}\right)^{\frac{1}{4}}$	$L > \left(\frac{4E_p I_p}{E_s}\right)^{\frac{1}{4}}$

TABLE 3.1 – Critère de qualification du comportement d'un pieu

Dans ce tableau, $E_s = DK_h$ est le module de réaction du sol homogène, L est la longueur du pieu, E_p et I_p sont définis ci-dessus. Selon Poulos and Hull (1989) [23], un monopieu de 4 m de diamètre, d'épaisseur 5 cm et une longueur de 20 m a un comportement rigide si $E_s < 7.6 MPa$. En revanche, le pieu présente un comportement souple si $E_s > 617 MPa$. Les sables très compacts ont $E_s < 100 MPa$ donc la quasi-totalité des monopieux offshore présentent un comportement rigide plutôt que souple.

2.2 Pieu long (ou souple)

Un pieu est dit long quand sa longueur L est supérieure ou égale à trois fois la longueur de transfert $3L_0$ [21]. Cela voudrait dire que, les parties du pieu à une profondeur x supérieure à $3L_0$ n'influencent pas les résultats de l'équation (2.4). De ce fait, le déplacement y et toutes ses dérivées (y', y'' et y''') par rapport à x doivent s'annuler en pointe. Pour un pieu libre et soumis à un effort horizontal H en $x = 0$, les conditions limites en tête sont : $H(0) = H$ et $M(0) = 0$, le déplacement et la rotation sont libres en tête du pieu. La solution générale de l'équation (2.4) peut aisément se réduire à :

$$y = C_3 e^{-\xi} \cos \xi \quad (2.5)$$

La valeur de la seule constante C_3 est obtenue en exprimant l'équilibre horizontal global :

$$\begin{cases} H = K_h D L_0 \int_0^\infty y d\xi = K_h D L_0 C_3 \int_0^\infty e^{-\xi} \cos \xi d\xi \\ C_3 = \frac{2H}{K_h D L_0} \end{cases} \quad (2.6)$$

La solution particulière de l'équation 2.4, pour un pieu long soumis à un effort horizontal H en $x=0$, est donc :

$$\begin{cases} y(\xi) = \frac{2H}{K_h D L_0} e^{-\xi} \cos \xi \\ M(\xi) = H L_0 e^{-\xi} \sin \xi \\ H(\xi) = H e^{-\xi} (\cos \xi - \sin \xi) \end{cases} \quad (2.7)$$

La figure 3.3 compare le modèle numérique par éléments finis et la solution analytique 2.7 pour un pieu long soumis à un effort horizontal H en tête.

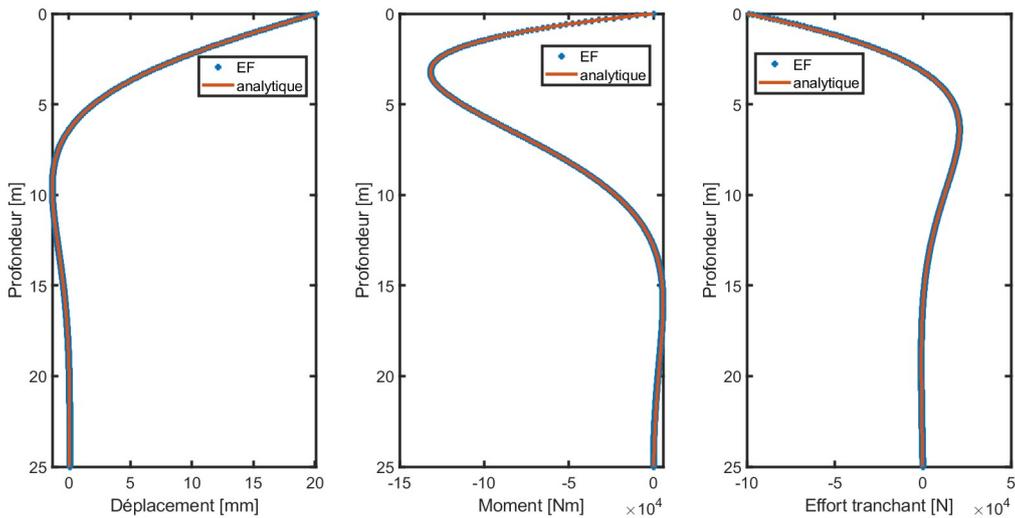


FIGURE 3.3 – Comparaison modèle numérique par éléments finis Vs solution analytique pour un pieu long soumis à un effort horizontal H en tête

Ces courbes ont été tracées pour les conditions suivantes : $D = 0.61[m]$, $e = 9.5[mm]$,

$L = 25[m]$, $K_h = 4[MN/m^3]$ (argile assez raide) [21], $E_p = 210 * 10^9[Pa]$ (acier), $H = 100[KN]$ et $M = 0[KNm]$

D'après la figure 3.3, les courbes obtenues par éléments finis et par la solution analytique sont identiques. Cependant, pour obtenir ce résultat, la poutre a été divisée en 500 éléments. Ceci peut s'expliquer par le fait que dans la théorie de Winkler les ressorts travaillent dans un plan horizontal sans aucune interaction possible entre eux. Le code numérique est donc validé pour les pieux longs.

2.3 Pieu court (ou rigide)

Le pieu est court lorsque sa longueur L est inférieure ou égale à la longueur de transfert L_0 [22]. Pour un pieu libre et soumis à un effort horizontal H en $x=0$, quatre conditions limites suffisent pour résoudre l'équation (2.4). Ainsi, on a :

- Pieu libre en tête : $H(0) = H$ et $M(0) = 0$,
- Pieu libre en pointe : $H(L) = 0$ et $M(L) = 0$, car la déformation de la poutre peut être négligeable devant la déformation du sol.

Posons $n = L_0/L, \forall n \in [1, +\infty[$. Dans la section 1.2 (chapitre 3), Les relations entre le déplacement (y), le moment fléchissant (M) et l'effort tranchant (H) sont présentées. Ainsi, à partir des quatre conditions limites nous obtenons un système de quatre équations à quatre inconnus. D'après les conditions limites on a :

- le moment est nul en tête : $M(0) = 0 \Rightarrow C_2 = C_4$, le système peut se ramener à trois inconnues donc trois équations,
- le pieu est chargé en tête : $H(0) = H \Rightarrow -C_1 + 2Ca_2 + C_3 = \frac{HL_0^3}{E_p I_p}$,
- le moment est nul en pointe : $M(L) = 0 \Rightarrow -C_1[\exp(\frac{1}{n})\sin(\frac{1}{n})] + C_2[\cos(\frac{1}{n})(\exp(\frac{1}{n}) - \exp(\frac{-1}{n}))] + C_3[\exp(\frac{-1}{n})\sin(\frac{1}{n})] = 0$
- l'effort tranchant nul en pointe : $H(L) = 0 \Rightarrow -C_1[\exp(\frac{1}{n})(\sin(\frac{1}{n}) + \cos(\frac{1}{n}))] + C_2[\exp(\frac{1}{n})(\cos(\frac{1}{n}) - \sin(\frac{1}{n})) + \exp(\frac{1}{n})(\cos(\frac{1}{n}) + \sin(\frac{1}{n}))] + C_3[\exp(\frac{1}{n})(\cos(\frac{1}{n}) - \sin(\frac{1}{n}))] = 0$

Le système matriciel $Ac = b$ peut être déduit des quatre conditions limites ci-dessus.

On a :

$$A = \begin{bmatrix} -1 & 2 & 1 \\ -\exp(\frac{1}{n})\sin(\frac{1}{n}) & \cos(\frac{1}{n})(\exp(\frac{1}{n}) - \exp(\frac{-1}{n})) & \exp(\frac{-1}{n})\sin(\frac{1}{n}) \\ -\exp(\frac{1}{n})(\sin(\frac{1}{n}) + \cos(\frac{1}{n})) & \exp(\frac{1}{n})(\cos(\frac{1}{n}) - \sin(\frac{1}{n})) + \exp(\frac{-1}{n})(\cos(\frac{1}{n}) + \sin(\frac{1}{n})) & \exp(\frac{-1}{n})(\cos(\frac{1}{n}) - \sin(\frac{1}{n})) \end{bmatrix}$$

$$b = \begin{pmatrix} \frac{HL_0^3}{2E_p I_p} \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix}$$

$$c = \begin{pmatrix} C_1 \\ C_2 \\ C_3 \end{pmatrix} = A^{-1}b$$

La solution particulière de l'équation (2.4), pour un pieu rigide soumis à un effort horizontal H en $x=0$, peut donc être obtenue $\forall n \in [1, +\infty[$ en remplaçant les valeurs obtenues de $C_1, C_2 = C_4$ et C_3 dans l'équation (2.4).

La figure 3.4 compare le modèle numérique par éléments finis et la solution analytique pour un pieu court soumis à un effort horizontal H en tête. Ces courbes ont été tracées pour les conditions suivantes : $D = 5[m]$, $e = 2.5[m]$, $L = 15[m]$, $K_h = 1[MN/m^3]$ (argile molle)[21], $E_p = 210 * 10^9[Pa]$ (acier), $H = 100[KN]$ et $M = 0[KNm]$

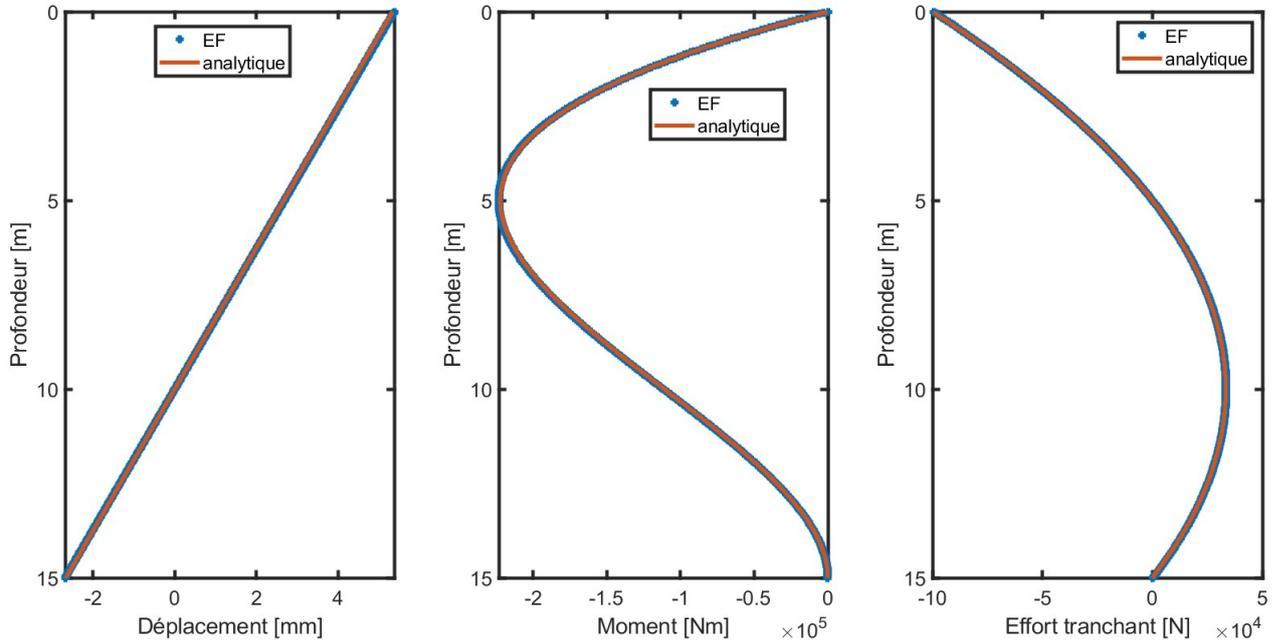


FIGURE 3.4 – Comparaison modèle numérique par éléments finis Vs solution analytique pour un pieu court soumis à un effort horizontal H en tête

D’après la figure 3.4, les courbes obtenues par éléments finis et par la solution analytique sont identiques. Comme dans le cas des pieux souples, le code numérique par éléments finis est donc validé pour les pieux courts.

Il est à noter que, pour les pieux intermédiaires, aucune approximation des conditions limites n’est possible à cause des effets entre les deux extrémités de la poutre. De ce fait, les solutions pour ces cas de pieu sont obtenues uniquement par éléments finis. Étant donné que le modèle numérique par éléments finis est validé pour des pieux souples et rigides, alors il est validé pour les pieux intermédiaires en élasticité.

3 Courbes p-y dans les monopieux offshore

Dans cette partie, le comportement d’un monopieu soumis à une charge horizontale sera étudié suivant l’approche non linéaire. De ce fait, la réaction latérale du sol $p(y)$ est décrite par les courbes p-y (cf sections 4.4.1 et 4.4.2). L’équation (1.6) devient donc :

$$E_p I_p \frac{d^4 y}{dx^4} - p(y) = 0 \quad (3.1)$$

3.1 Monopieux sous chargement latéral dans le sable

L'étude du comportement des monopieux sous chargement latéral dans le sable selon la méthode p-y se basera sur l'influence de certains paramètres tels que : le diamètre du pieu D , la longueur du pieu L , l'angle de frottement interne du sol ϕ et le poids volumique déjaugé du sol γ' . Ces quatre paramètres interviennent dans la formulation de la résistance ultime des sols non cohésifs (cf chapitre 2, section 4.4.2). Compte tenu de l'hypothèse d'un sol homogène, l'étude de l'influence du poids volumique déjaugé du sol γ' n'est plus intéressante, pour cette étude $\gamma' = 10[KN/m^3]$.

Pour réaliser cette étude, une charge horizontale constante est appliquée en tête d'un pieu cylindrique creux en acier de module de Young $E_p = 210[GPa]$ [25] et d'épaisseur de paroi $t = D/80$ est considérée. La charge est égale à 1 [MN] pour les pieux souple et 3 [MN] pour les pieux rigide.

3.1.1 Influence du diamètre du pieu D

La variation du moment d'inertie du pieu sera étudiée pour différentes valeurs de D , une longueur de pieu L constante et un angle frottement interne du sol ϕ constant. Le tableau 3.2 présente les données utilisées pour l'étude de l'influence du diamètre.

D [m]	t=D/80 [mm]	L [m]	L/D [-]	Compotement du pieu Poulos and Hull [23]	ϕ [°]
0.8	10	30	37.5	souple	30
1	12.5	30	30	souple	30
10	125	30	3	quasi-rigide	30
15	187.5	30	2	rigide	30

TABLE 3.2 – Données utilisées pour étudier l'influence du diamètre : cas des pieux dans le sable

La figure 3.5 représente l'effet du diamètre pour le cas des pieux souples dans du sable. Force est de constater que lorsque l'inertie du pieu augmente, le déplacement en tête du pieu diminue. Il est important de noter que, pour des profondeurs faibles, la résistance latérale ultime du sol P_u varie peu avec l'augmentation du diamètre. Cela peut s'expliquer par le fait que la raideur initiale du sol est indépendante du diamètre du pieu. Cependant, la résistance latérale ultime P_u croît considérablement pour de grandes profondeurs lorsque le diamètre augmente. Les déplacements se produisent dans la zone à faible profondeur et la résistance ultime pour les grandes profondeurs n'est pas activée.

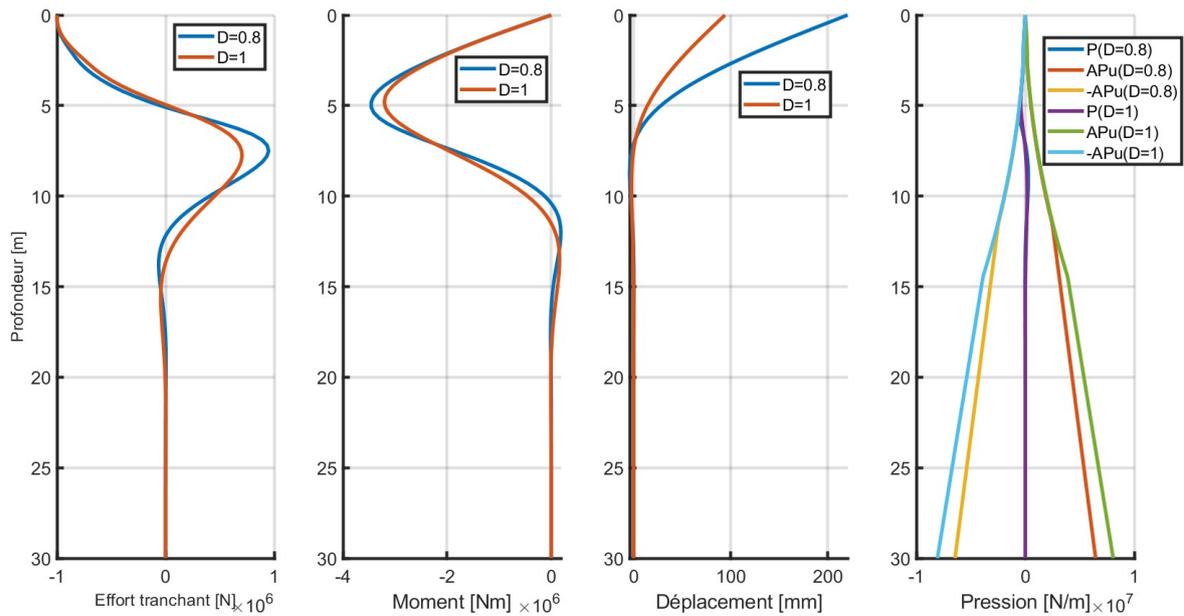


FIGURE 3.5 – L'effet du diamètre : cas des pieux souples dans le sable

Après la figure 3.6 pour les pieux rigide, la résistance latérale P n'a presque pas changé sur la longueur du pieu. De ce fait, le déplacement du pieu varie très peu lorsque le diamètre augmente. Cela peut s'expliquer par le fait que, pour des petits déplacements, la résistance latérale P est une droite. Et la pente de cette droite (raideur initiale du sol) ne dépend pas du diamètre. Le déplacement est non nul en pointe, la résistance latérale ultime est donc activée sur toute la longueur du pieu.

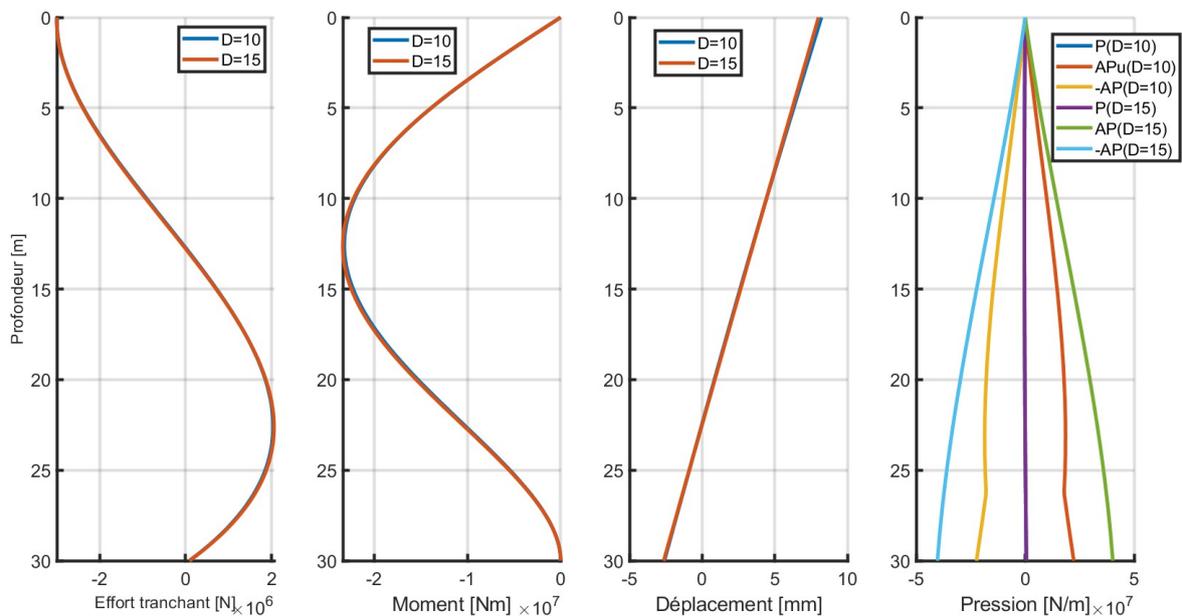


FIGURE 3.6 – L'effet du diamètre : cas des pieux rigides dans le sable

3.1.2 Influence de l'angle de frottement interne du sol ϕ

Le deuxième paramètre à étudier est l'angle de frottement interne du sol ϕ . Il permet de déterminer les coefficients additionnels C_1, C_2 et C_3 utilisés dans le calcul de la résistance ultime du sol P_u mais aussi le coefficient de réaction initial du sol k utilisé pour calculer la raideur initiale du sol E_{py} et la résistance latérale du sol P . Le tableau 3.3 présente les données utilisées pour l'étude de l'influence de l'angle de frottement interne du sol ϕ .

D [m]	$t=D/80$ [mm]	L [m]	L/D [-]	Comportement du pieu Poulos and Hull [23]	ϕ [°]
1	12.5	30	30	souple	30
1	12.5	30	30	souple	35
15	187.5	30	2	rigide	30
15	187.5	30	2	rigide	35

TABLE 3.3 – Données utilisées pour étudier l'influence de l'angle de frottement interne du sol : cas des pieux dans le sable

D'après la figure 3.7 pour les pieux souples, on constate qu'une augmentation de l'angle de frottement interne du sol conduit à une résistance latérale ultime du sol plus grande. Le sol devenu plus raide reprend une partie des efforts sur le pieu. Ainsi donc, le déplacement diminue.

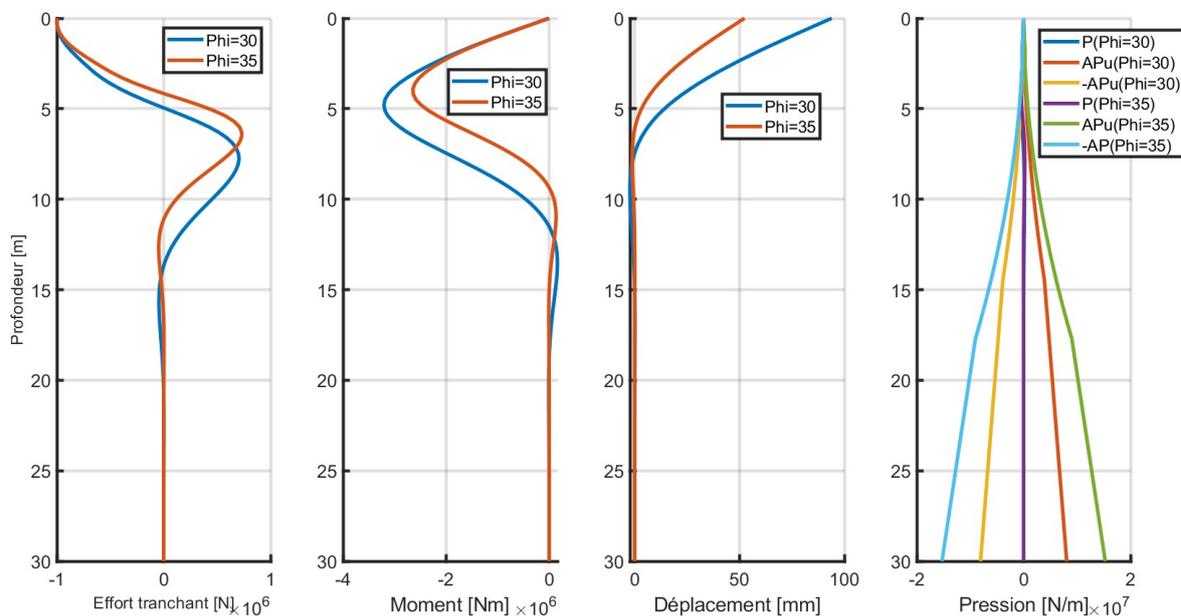


FIGURE 3.7 – L'influence de l'angle de frottement interne du sol : cas des pieux souples dans le sable

D'après la figure 3.8 pour les pieux rigides, lorsque l'angle de frottement interne du sol croît, la résistance latérale ultime augmente sur toute la longueur du pieu. Cela peut s'expliquer par le fait que le coefficient de réaction initial du sol k croît lorsque l'angle de

frottement augmente. Le sol se raidit, et le déplacement diminue. Le déplacement est non nul en pointe, la résistance latérale du sol est donc activée sur toute la longueur du pieu.

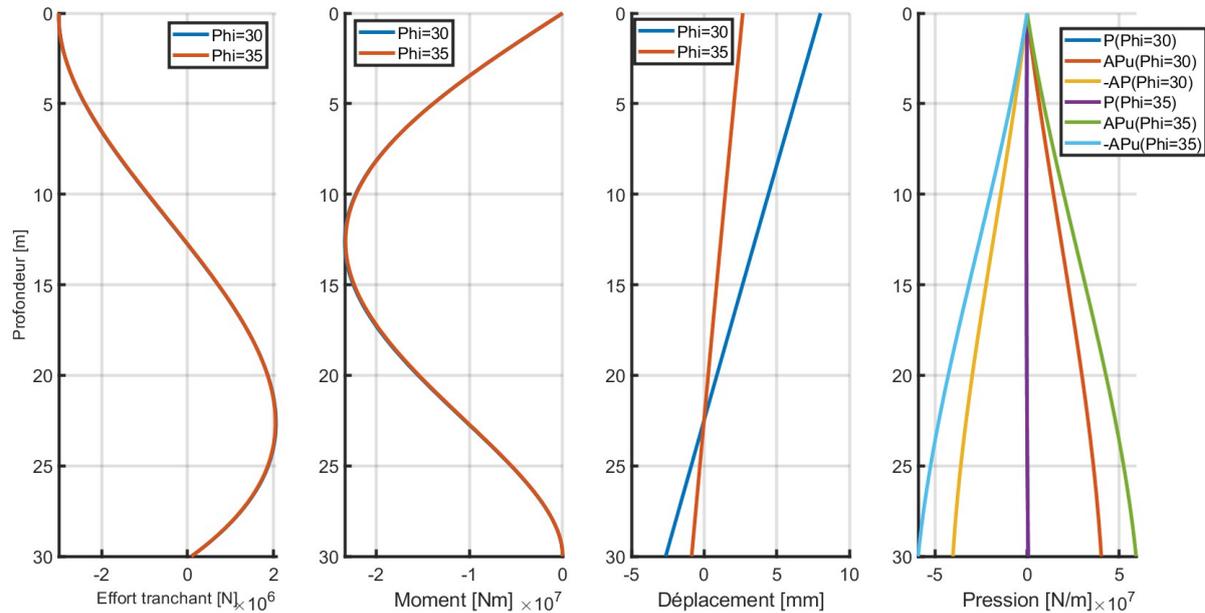


FIGURE 3.8 – L’influence de l’angle de frottement interne du sol : cas des pieux rigides dans le sable

3.1.3 Influence de la longueur du pieu L

Enfin, l’influence de la longueur du pieu sur la fondation est étudiée pour différentes valeurs de L. Le tableau 3.4 présente les données utilisées pour cette étude.

D [m]	t=D/80 [mm]	L [m]	L/D [-]	Comportement du pieu Poulos and Hull [23]	ϕ [°]
1	12.5	25	25	souple	30
1	12.5	30	30	souple	30
15	187.5	25	1.7	rigide	30
15	187.5	30	2	rigide	30

TABLE 3.4 – Données utilisées pour étudier l’influence de la longueur du pieu : cas des pieux dans le sable

La figure 3.9 montre que la résistance latérale ultime du sol, le déplacement, l’effort tranchant et le moment fléchissant ne varient pas lorsque la longueur du pieu augmente. Toute fois, la résistance latérale ultime totale du sol qui est l’intégrale de la résistance latérale ultime du sol sur la longueur du pieu augmente. Il est à noter que, la résistance latérale du sol pour de grandes profondeurs n’est pas activée car dans le cas d’un pieu souple les déformations apparaissent en zone de faible profondeur.

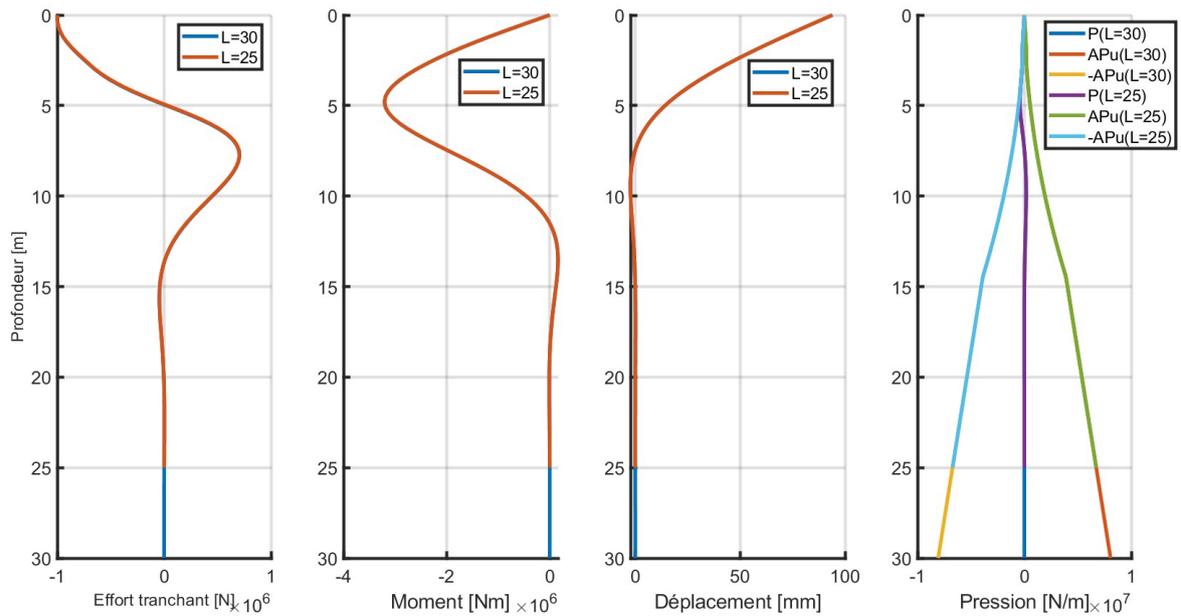


FIGURE 3.9 – L’influence de la longueur du pieu L : cas des pieux souples dans le sable

D’après la figure 3.10 pour les pieux rigides, tout comme dans le cas d’un pieu souple, la résistance latérale ultime ne change pas lorsque la longueur du pieu augmente. Cependant, le moment fléchissant maximal du pieu augmente quand sa longueur augmente. Ceci peut s’expliquer par le fait que le pieu est devenu plus raide. Le déplacement diminue et est non nul à la pointe. La résistance latérale sol est activée sur toute la longueur du pieu.

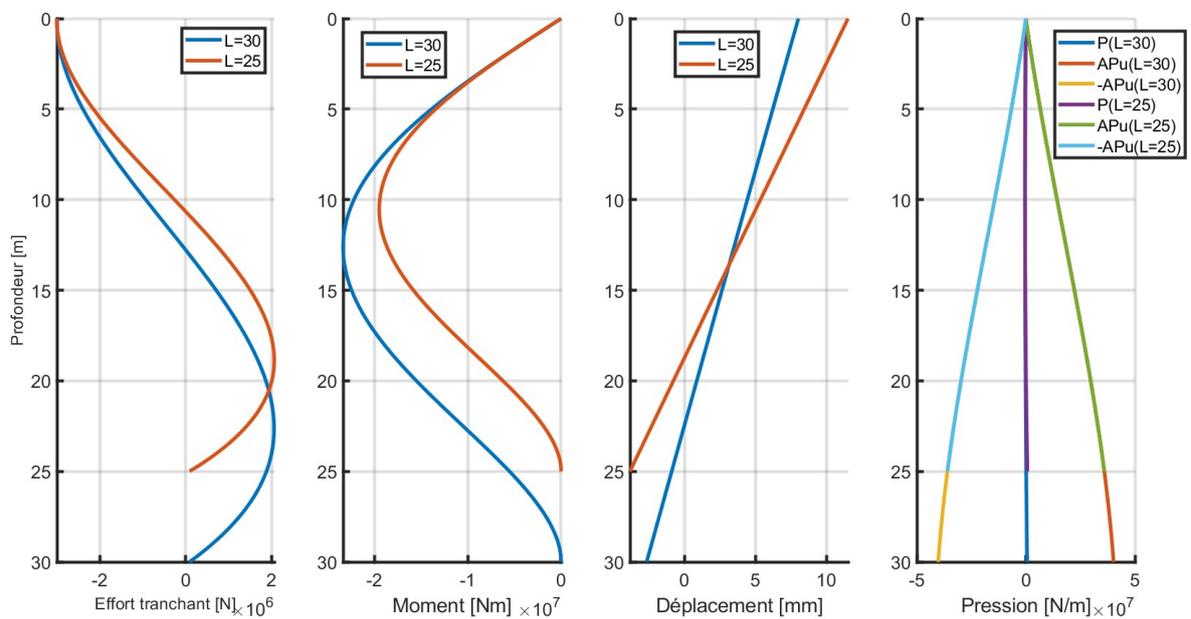


FIGURE 3.10 – L’influence de la longueur du pieu L : cas des pieux rigides dans le sable

3.2 Monopieux sous chargement latéral dans l'argile

Les paramètres qui influencent le comportement des monopieux sous chargement latéral dans l'argile sont : le diamètre D , la longueur du pieu L , la résistance non drainée du sol S_u et le poids volumique déjaugé du sol γ' . Ces paramètres permettent d'évaluer la résistance latérale ultime du sol. Compte tenu de l'hypothèse d'un sol homogène, γ' est constant et égal à 6 [KN].

3.2.1 L'influence du diamètre du pieu D

La variation de l'inertie du pieu sera étudiée pour différentes valeurs du diamètre D , la longueur du pieu L et la résistance non drainée du sol S_u resteront constantes. Le tableau 3.5 présente les données utilisées pour l'étude de l'influence du diamètre.

D [m]	t=D/80 [mm]	L [m]	L/D [-]	Comportement du pieu Poulos and Hull [23]	S_u [KN/m ²]
0.8	10	30	37.5	souple	70
1	12.5	30	30	souple	70
7	87.5	30	4.3	rigide	15
15	187.5	30	2	rigide	15

TABLE 3.5 – Données utilisées pour étudier l'influence du diamètre : cas des pieux dans l'argile

La figure 3.11 nous renseigne qu'un accroissement du diamètre entraîne une résistance latérale ultime du sol et une inertie du pieu plus grande. Aussi, la profondeur de transition augmente ce qui conduit à une plus grande résistance latérale du sol dans la zone à faible profondeur. Par conséquent, le déplacement du pieu en tête diminue. Il est important de noter que le pieu, étant plus rigide, supporte plus d'efforts.

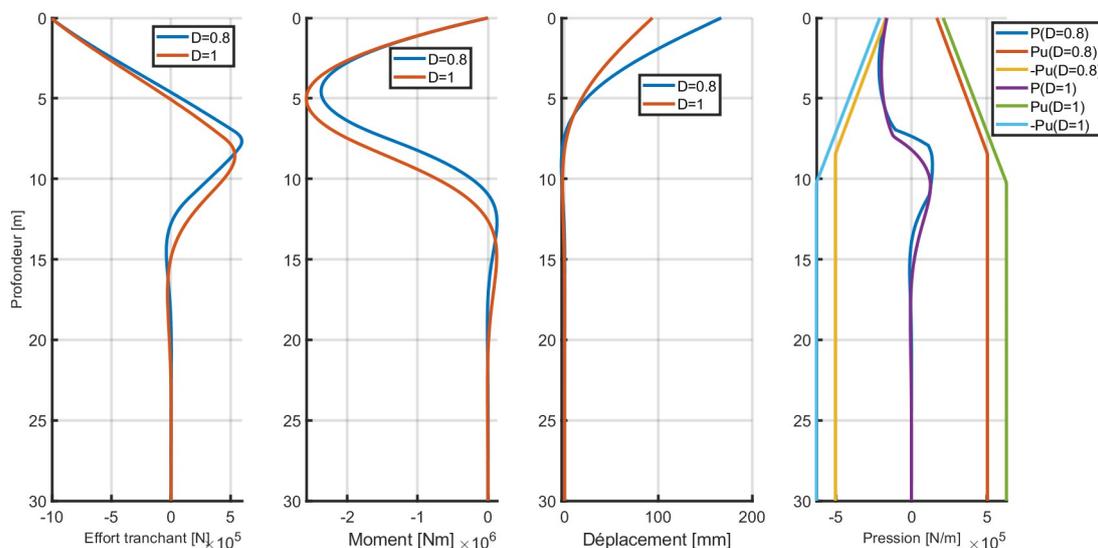


FIGURE 3.11 – L'effet du diamètre : cas des pieux souples dans l'argile

D'après la figure 3.12 pour les pieux rigides, lorsque l'inertie du pieu croît le déplacement en tête du pieu diminue. Cela peut s'expliquer par le fait que la résistance latérale ultime a augmentée et le pieu est devenu plus raide. Aussi, le pieu se déplace en pointe donc la résistance latérale du sol est activée sur toute la longueur du pieu.

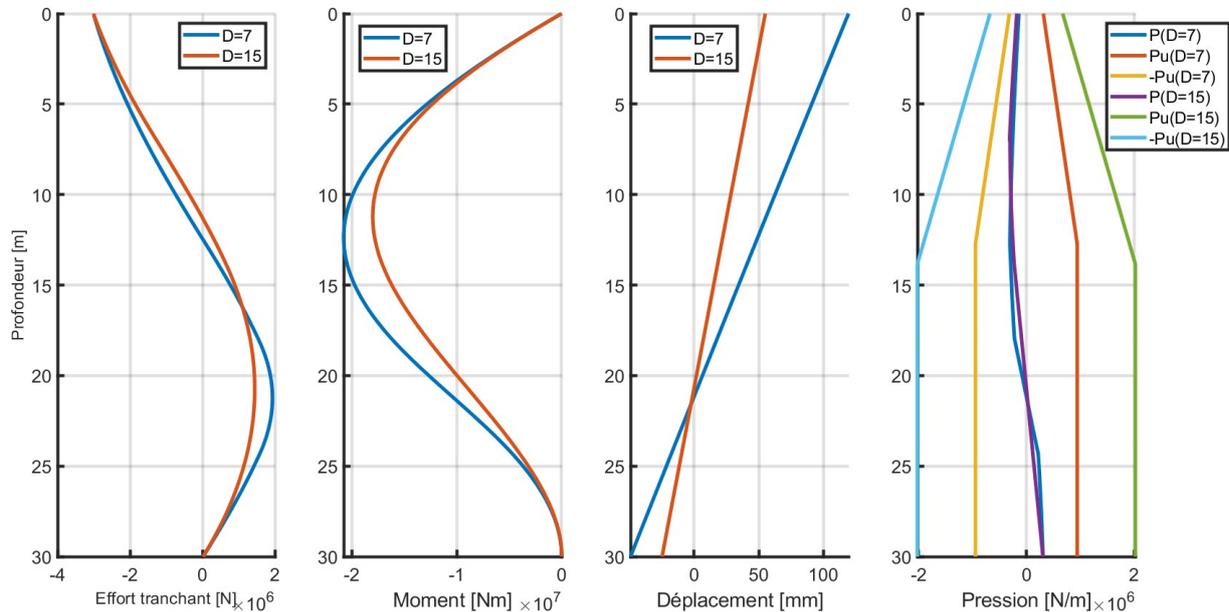


FIGURE 3.12 – L'effet du diamètre : cas des pieux rigides dans l'argile

3.2.2 L'influence de la résistance du sol non drainée S_u

L'influence de la résistance non drainée du sol sera étudiée pour différentes valeurs de S_u , le diamètre D et la longueur du pieu L resteront constants. Le tableau 3.6 présente les données utilisées pour l'étude.

D [m]	$t=D/80$ [mm]	L [m]	L/D [-]	Comportement du pieu Poulos and Hull [23]	S_u [KN/m ²]
1	12.5	30	30	souple	30
1	12.5	30	30	souple	70
7	87.5	30	4.3	rigide	10
7	87.5	30	4.3	rigide	15

TABLE 3.6 – Données utilisées pour étudier l'influence de la résistance du sol non drainée

D'après la figure 3.13 pour les pieux souples, la résistance latérale ultime du sol augmente lorsque la résistance non drainée du sol croît. Ainsi, le sol devient plus rigide. Le sol reprend une partie des efforts que le pieu supportait, le moment fléchissant maximal diminue. Aussi, la profondeur de transition est plus profonde, ce qui augmente considérablement la résistance latérale ultime totale de la zone de faible profondeur. Ainsi donc le déplacement diminue en tête du pieu.

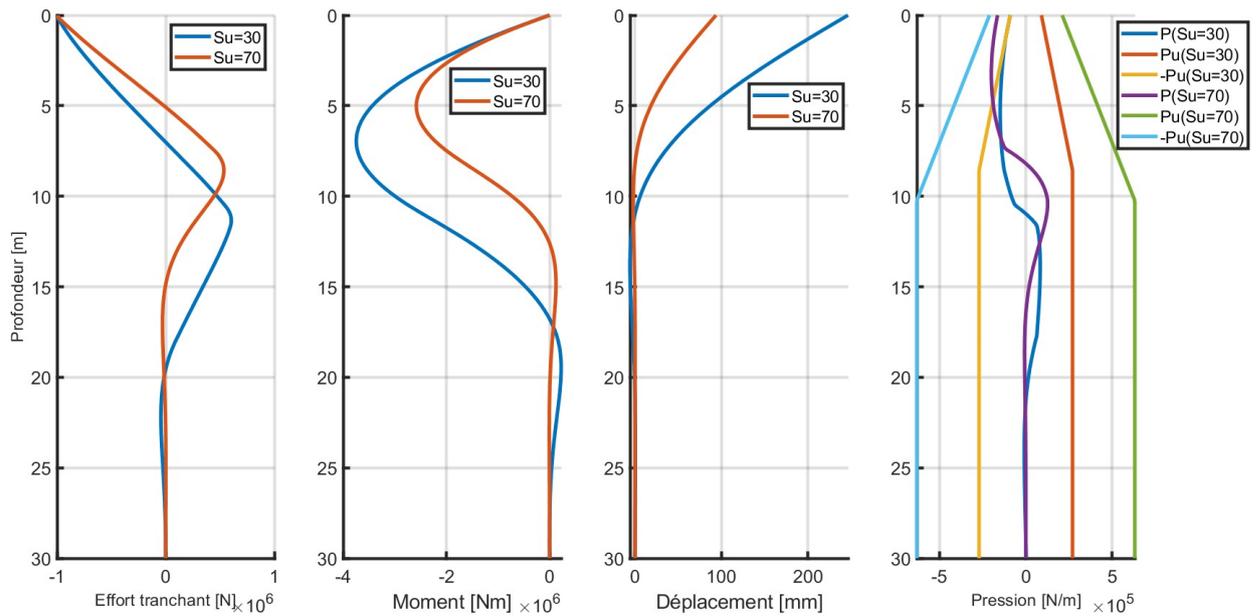


FIGURE 3.13 – L’influence de la résistance non drainée du sol : cas des pieux souples dans l’argile

La figure 3.14 pour les pieux rigides, montre que pour une augmentation de la résistance non drainée du sol, la résistance latérale ultime du sol augmente. Le sol devenu plus raide, le déplacement du pieu diminue. Le déplacement en pointe est non nul donc, la résistance latérale du sol est activée sur toute la longueur du pieu.

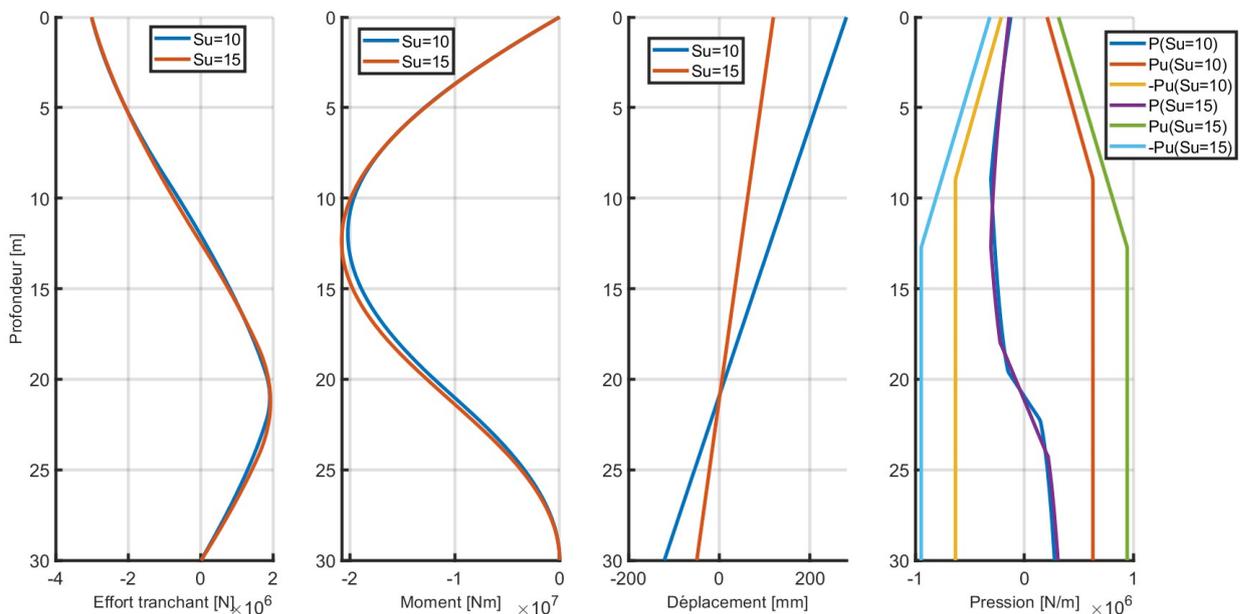


FIGURE 3.14 – L’influence de la résistance non drainée du sol : cas des pieux rigides dans l’argile

3.2.3 L'influence de la longueur du pieu L

L'influence de la longueur du pieu dans l'argile sera étudiée pour différentes valeurs de L, le diamètre D et la résistance non drainée du sol S_u resteront constants. Le tableau 3.7 présente les données utilisées pour étudier l'influence de la longueur du pieu dans l'argile.

D [m]	t=D/80 [mm]	L [m]	L/D [-]	Comportement du pieu Poulos and Hull [23]	S_u [KN/m ²]
1	12.5	25	25	souple	70
1	12.5	30	30	souple	70
7	87.5	25	3.5	rigide	15
7	87.5	30	4.3	rigide	15

TABLE 3.7 – Données utilisées pour étudier l'influence de la longueur du pieu dans l'argile

La figure 3.15 montre que pour une augmentation de la longueur du pieu L, la résistance latérale ultime ne change pas. Cependant, la résistance latérale ultime totale qui est l'intégrale de P_u suivant la longueur du pieu augmente.

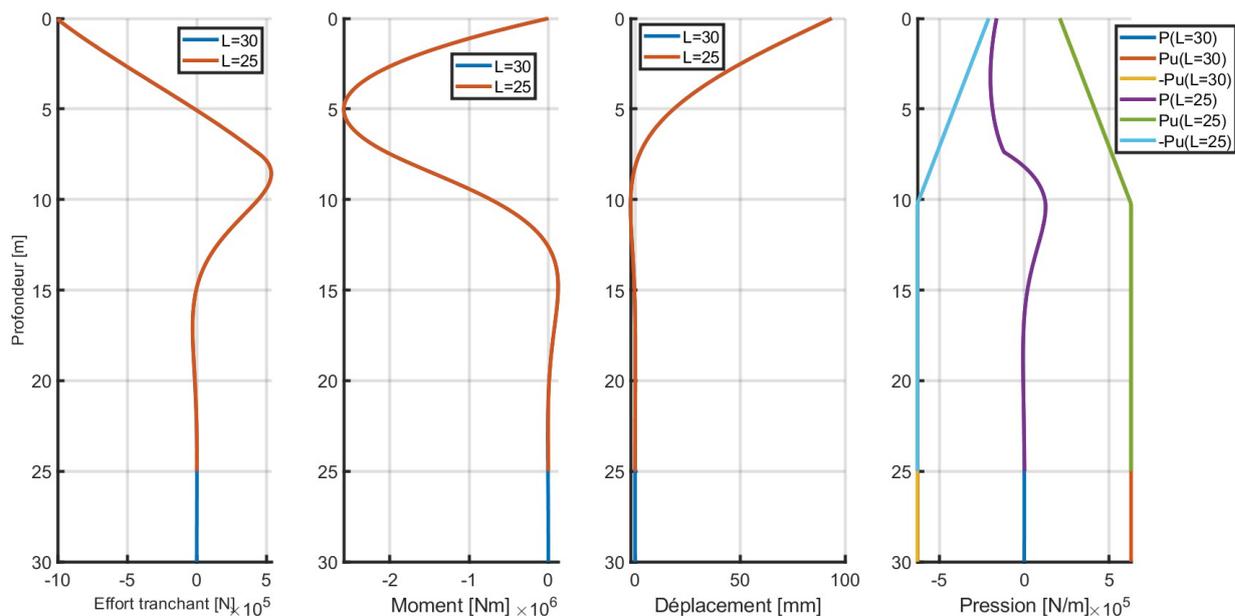


FIGURE 3.15 – L'influence de la longueur du pieu L : cas des pieux souples dans l'argile

D'après la figure 3.16 pour les pieux rigides, la résistance latérale ultime P_u ne change pas lorsque la longueur du pieu croît. Cependant, la résistance latérale ultime totale qui est l'intégrale de P_u suivant la longueur du pieu augmente. Aussi, une plus grande longueur du pieu augmente sa rigidité. Le sol devenu plus raide, le déplacement du pieu diminue.

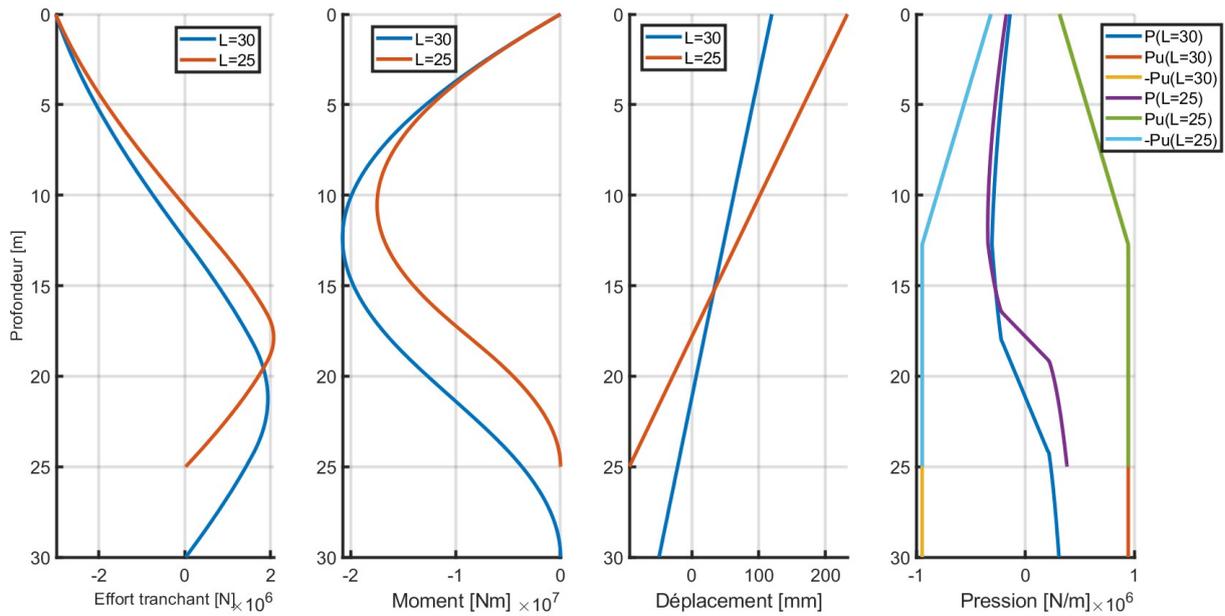


FIGURE 3.16 – L'influence de la longueur du pieu L : cas des pieux rigides dans l'argile

3.3 Monopieux : mode de rupture

Sous chargement ultime, la rupture d'un pieu rigide se produit par dépassement de la butée du sol (coup de bêche), la résistance latérale du sol est activée sur toute la longueur du pieu. Alors que, à la rupture d'un pieu souple, une rotule plastique se forme à l'endroit où le moment est maximal dans la zone de faible profondeur. Le pieu se déplace uniquement dans cette partie, ainsi la résistance latérale du sol est activée exclusivement en partie haute du pieu et la partie inférieure du pieu agit comme un encastrement dans le sol. La figure 3.17 représente le schéma de rupture d'un pieu isolé.

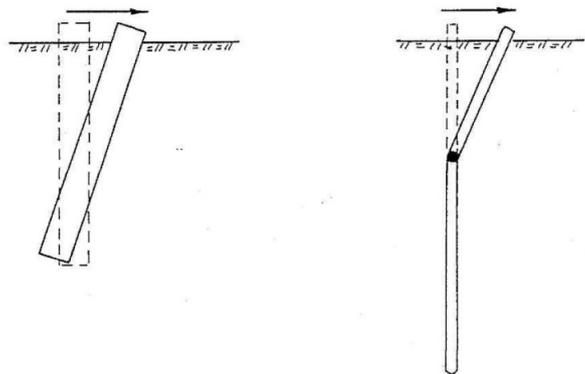


FIGURE 3.17 – Schéma de rupture d'un pieu isolé – Influence de la rigidité relative entre le pieu et le sol environnant[21]

4 Développement des courbes p-y pour les sols stratifiés

La littérature sur la construction des courbes p-y standard pour les sols stratifiés est limitée. Toutefois, (Georgiadis, 1983)[27] a développé une approche couramment appliquée pour construire les courbes p-y dans un sol stratifié à partir des critères de courbes p-y développées pour les sols homogènes. Cette approche suppose que toutes les couches de sol au-dessus de H_i aient les mêmes propriétés de résistance que celles de H_i . Cependant, ces hypothèses peuvent sous-estimer ou surestimer la réponse du pieu sous chargement latéral selon que la couche supérieure soit plus rigide ou plus souple que la couche inférieure. De ce fait, une profondeur équivalente est calculée au sommet de chaque couche en fonction de la profondeur, la résistance non drainée de la couche et des propriétés de résistance des couches supérieures.

4.1 Méthodologie de construction des courbes p-y pour les sols stratifiés

La méthodologie de construction des courbes p-y pour les sols stratifiés consiste à déterminer la profondeur équivalente de toutes les couches existantes sous la première couche de sol. Les courbes p-y de la première couche sont déterminées selon les critères standard pour les sols homogènes. Pour calculer les courbes p-y de la deuxième couche, la profondeur équivalente h_2 de la partie supérieure de cette couche doit être déterminée au préalable. Pour ce faire, la force F_1 nécessaire pour provoquer la rupture d'un segment de pieu encastré au fond de la première couche est calculée. Ceci est réalisé en effectuant une intégration de la résistance ultime P_u des courbes p-y sur l'épaisseur de la première couche H_1 . La force F_1 est donnée par l'équation suivante :

$$F_1 = \int_0^{H_1} P_u dH \quad (4.1)$$

Une fois la force F_1 calculée, on peut calculer la profondeur équivalente h_2 du même pieu dans un matériau ayant les propriétés de la deuxième couche, de manière à ce que la force nécessaire pour provoquer la rupture soit égale à F_1 . h_2 s'obtient par la résolution de l'équation suivante :

$$F_1 = \int_0^{h_2} P_u dH \quad (4.2)$$

Ainsi, les courbes p-y de la deuxième couche sont déterminées selon les critères standards pour les sols homogènes en utilisant les propriétés de résistance et de déformabilité de cette couche et en considérant qu'elle commence à une profondeur égale à h_2 en dessous

de la ligne de sol. Afin de développer les courbes p-y pour les couche suivantes, la même méthodologie doit être suivie.

4.2 Application de l'approche de construction des courbes p-y dans un sol stratifié

La méthode est appliquée sur un profil de sol constitué de trois couches de sol, une couche supérieure d'argile molle recouvrant une couche de sable dense et une autre couche d'argile molle. Un pieu de diamètre 152 [mm] et de longueur 5 [m] enfoncé dans le profil de sol est considéré. Le tableau 3.8 présente les résultats obtenus pour la construction des courbes p-y dans un sol stratifié.

Sol 1 : argile molle	$H_1[m]$ 2	$\gamma_1[KN/m^3]$ 18.1	$S_u[KN/m^2]$ 19	$F_1[KN]$ 32	-
Sol 2 :sable dense	$H_2[m]$ 1	$\gamma_2[KN/m^3]$ 19.6	$\phi [^\circ]$ 40	$F_2[KN]$ 250	$h_2[m]$ 0.94
Sol 3 : argile molle	$H_3[m]$ 2	$\gamma_3[KN/m^3]$ 18.1	$S_u[KN/m^2]$ 19	$F_3[KN]$ 290	$h_3[m]$ 12.8

TABLE 3.8 – Résultat obtenu pour la construction des courbes p-y dans un sol stratifié

D'après la figure 3.18, la profondeur équivalente h_2 est inférieure à l'épaisseur de la couche H_1 . Cela peut s'expliquer par le fait que la couche de sol 2 est plus raide que la couche de sol 1. A contrario, la profondeur équivalente h_3 est supérieure à l'épaisseur des deux couches supérieures. Ainsi, le profil de sol stratifié à trois couches peut se ramener à une seule couche de sol de hauteur H , avec $H = h_3 + H_3$, et ayant les propriétés caractéristiques du sol 3. L'avantage majeur de cette méthode est qu'on ne se tracasse plus de savoir quelle couche de sol atteint la rupture en premier.

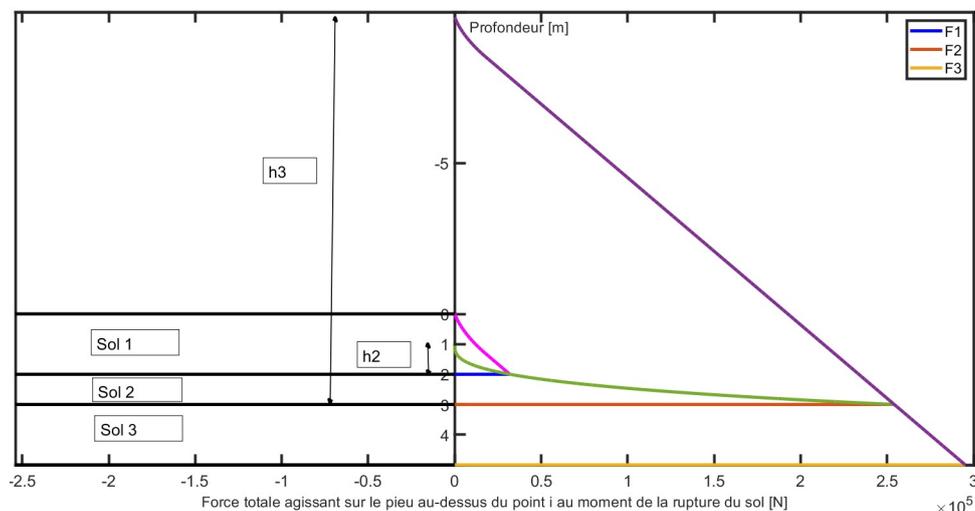


FIGURE 3.18 – Construction des courbes p-y dans un sol stratifié

5 Conclusions partielles

Dans ce troisième chapitre, nous avons appris à modéliser l'interaction sol-structure par la méthode des éléments finis. Ensuite, les solutions par éléments finis, pour un pieu libre en tête et soumis à un chargement horizontal, ont été validées par des solutions analytiques en élasticité. Aussi, une étude paramétrique a permis de comprendre le comportement de l'interaction sol-structure modélisé à partir des courbes p-y dans le sable et l'argile. Enfin, nous avons appris à concevoir les courbes p-y pour les sols stratifiés.

L'étape suivante consiste à reconnaître et caractériser un échantillon de sol à partir des essais d'identification du sol réalisés en laboratoire.

Chapitre 4

Essais d'identification et de caractérisation mécanique d'un sol

Dans le chapitre précédent, nous avons développé un modèle numérique qui calcule un monopieu sous chargement latéral avec le modèle de Winkler 1D associé aux courbes p - y dans le sable et l'argile. Par la suite, l'idée est de réaliser en laboratoire des essais à échelle réduit d'un monopieu soumis à une charge latérale. Pour ce faire, un échantillon représentatif de sol marin doit être prélevé. Le choix est porté sur le sable car plus facile à reconstituer que l'argile.

Dans ce chapitre, les essais d'identification et de caractérisation d'un sable réalisés en laboratoire sont décrits. L'identification d'un sol est la détermination d'un ensemble de propriétés physiques ou chimiques qui permettent de le caractériser. Ces propriétés sont déterminées par des essais d'identification. Les essais suivants ont été réalisés pour caractériser un échantillon de sable représentatif d'un sol en mer.

1 Analyse granulométrique

L'analyse granulométrique permet d'obtenir la répartition en pourcentage des grains solides selon leurs dimensions. Pour un granulat donné, elle se caractérise par l'étendue granulaire ou classe granulaire notée : d/D . Un échantillon de sable propre et sec de 4.9 kg a été prélevé pour réaliser l'essai. L'échantillon est fractionné au moyen d'une série normalisée de tamis à mailles carrées qui est secouée à l'aide d'une table à secousse ; il y aura un passage selon les diamètres des tamis, on enlève chaque tamis et pèse les refus au fur et à mesure en faisant le cumul des refus. Le tableau 4.1 présente les résultats de l'analyse granulométrique menée.

Tamis [mm]	Refus [g]	Refus [%]	Refus cumulé [g]	Refus cumulé [%]	Passant cumulé [%]
9	0.00	0.00	0.0	0.0	100
4.75	157.24	3.20	157.24	3.2	96.80
2.36	284.16	5.78	441.4	8.98	91.02
1.18	387.00	7.88	828.4	16.86	83.14
0.6	1100.50	22.40	1928.9	39.26	60.74
0.3	1896.70	38.61	3825.6	77.87	22.133
0.15	968.70	19.717	4794.3	97.58	2.416
0.075	83.00	1.689	4877.3	99.27	0.727

TABLE 4.1 – Tableau des passants de l'analyse granulométrique menée.

Le tableau 4.1 permet de tracer la courbe granulométrique de notre échantillon. D'après le système USCS (Système unifié de classification des sols), le sable est propre et présent dans l'échantillon pour 96.07 %. La courbe d'analyse granulométrique permet de voir qu'il s'agit d'un sable de classe 0-4 mm. Le coefficient d'uniformité C_u étant égal à 3, le sable a une granulométrie étroite et uniforme. Aussi, le coefficient de courbure C_c est de 1.1, le sable est mal gradué. On constate que, 50 % des grains est inférieur à 0.5 mm ($D_{50} = 0.5mm$). La figure 4.1 représente la courbe d'analyse granulométrique.

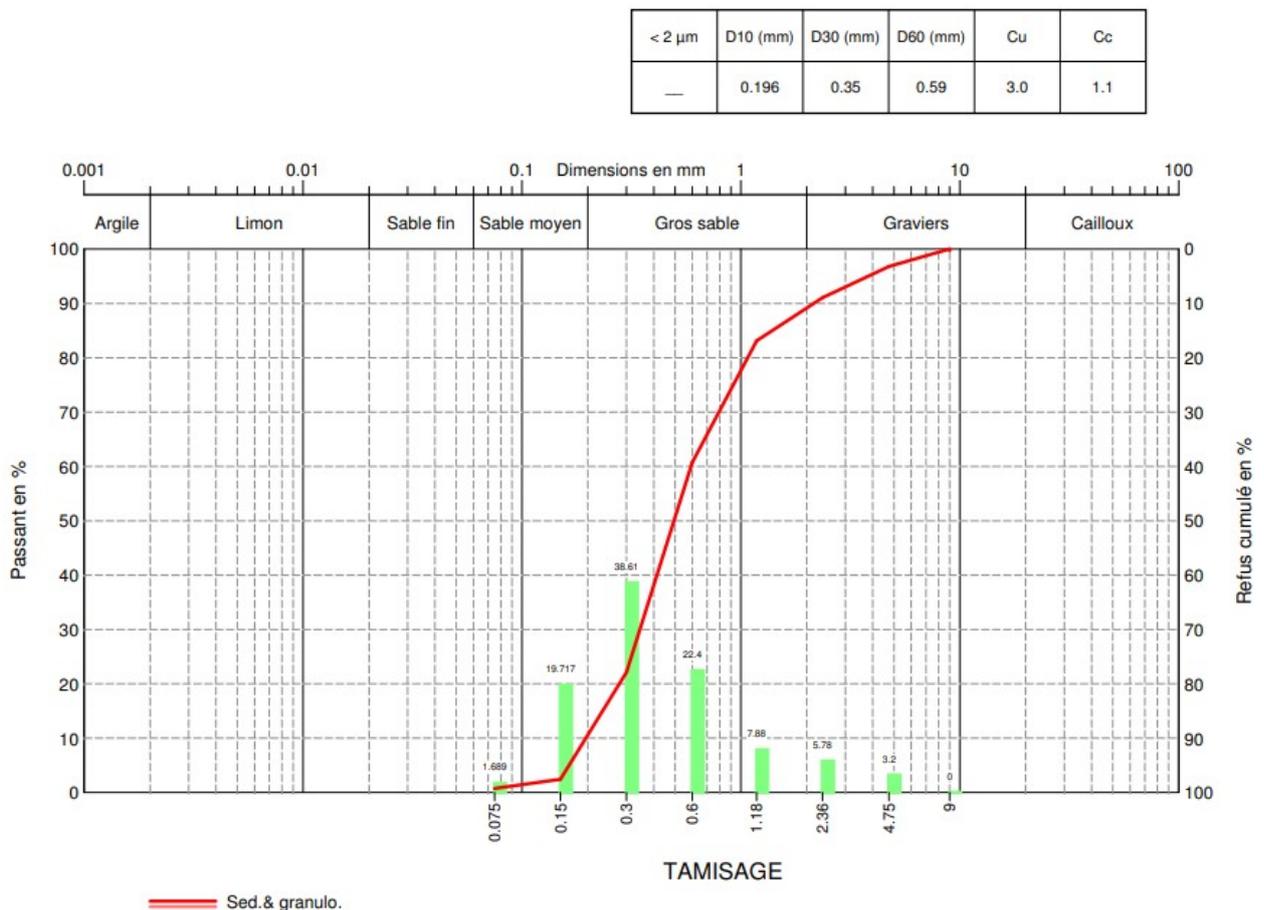


FIGURE 4.1 – Courbe analyse granulométrique

2 Masse volumique

2.1 Masse volumique des grains

La masse volumique des grains (ρ_s) est le rapport de la masse des particules solides par leur volume. Par définition on a :

$$\rho_s = \frac{M_s}{V_s} \quad (2.1)$$

Un échantillon de sable sec de masse 170.4 g a été pesé pour effectuer l'essai à une température ambiante de 20 ° C. Le volume des particules solides V_s sera déterminé de façon précise à l'aide d'un pycnomètre à gaz (Hélium). Pour ce faire, une pression de gaz P_1 est injectée dans la cellule de référence de volume connu V_{cell} , puis il est ensuite libéré dans la cellule de mesure V_{epx} contenant l'échantillon en mesurant la nouvelle pression du gaz P_2 (NF EN ISO 8130-2 Janvier 2011). Ainsi, le volume de la masse des particules solides V_s peut être déterminé par la loi de Mariotte :

$$V_s = V_{cell} - V_{epx} / [(P_1/P_2) - 1] \quad (2.2)$$

L'essai est répété plusieurs fois et la moyenne retenue est $\rho_s = 2.651g/cm^3$. Étant donné que la masse volumique du quartz est de $2.7g/cm^3$ [29], l'échantillon sable est fait de quartz. Le tableau 4.2 montre les résultats obtenus.

P_1	P_2	V_s	M_s	ρ_s
18.957	10.014	64.221	170.4	2.653
19.270	10.174	64.310	170.4	2.649

TABLE 4.2 – Résultats de la masse volumique des grains au pycnomètre à gaz

2.2 Masse volumique apparente

La masse volumique apparente est une propriété physique importante qui caractérise la masse par unité de volume du matériau (granulat – sable) en tenant compte des vides présents dans ou entre les grains (NF P18-554). Elle représente la valeur minimale de la masse volumique qu'un échantillon peut avoir pour un volume donné. Un échantillon représentatif de sable propre et sec de 2000g est prélevé pour effectuer l'essai. Dans un pycnomètre calibré de volume 517 [cm^3] (V_{pyc}) et de masse 793.6 [g] (M_1), le matériau est rempli par couches successives en le répartissant sur toute la surface et sans tassement à l'aide d'un entonnoir. Ensuite, le matériau est arasé délicatement à l'aide d'une règle puis le contenu dans le pycnomètre est pesé. L'essai a été répété cinq fois et la moyenne

retenue est de 1592.2 g (M_2). La masse volumique apparente est donc :

$$\rho = \frac{M_2 - M_1}{V_{pyc}} = \frac{1592.2 - 793.6}{517} = 1.54[g/cm^3] \quad (2.3)$$

La figure 4.2 présente le dispositif de l'essai.



FIGURE 4.2 – Dispositif de l'essai de la masse volumique apparente

2.3 Masse volumique maximale

La masse volumique maximale est le quotient de la masse des particules solides par le volume obtenu après tassement de l'échantillon à cause d'une surcharge. Une masse de 350 g de sable est rempli dans un pycnomètre calibré. Ensuite, un piston est enfoncé dans le pycnomètre à l'aide d'un vérin, attention à ne pas écraser les grains de sable. Une fois le sol tassé, on peut calculer la masse volumique maximale que pourrait avoir le sol. La masse volumique maximale obtenue au laboratoire est de $\rho_{max} = 1.65g/cm^3$.

3 Cisaillement direct

L'essai de cisaillement direct permet de déterminer les propriétés de résistance au cisaillement, à savoir l'angle de frottement ϕ et la cohésion c , d'un sol à travers le critère de rupture de Mohr Coulomb défini par l'équation :

$$\tau = c + \sigma \tan \phi \quad (3.1)$$

La figure 4.3 représente le dispositif de l'essai de cisaillement direct.

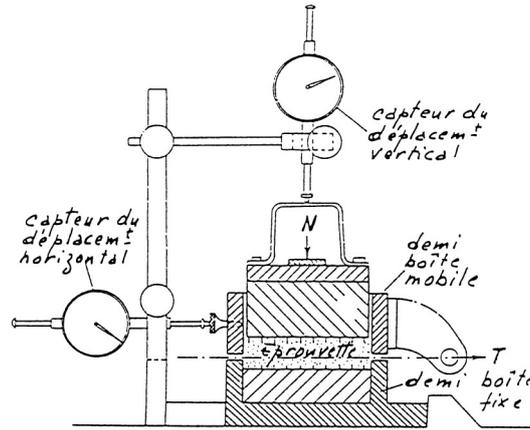


FIGURE 4.3 – Dispositif de l’essai de cisaillement direct [29]

L’échantillon de sable est placé dans deux demi-boîtes superposées dont le plan de séparation impose le plan de cisaillement. Pour commencer, un effort normal N constant est appliqué sur la partie supérieure fixe jusqu’à la compression voulue à l’aide d’un vérin. Ensuite, à vitesse constante, un second vérin applique une force horizontale F sur la partie inférieure mobile de la boîte jusqu’à la rupture du sol. La charge appliquée F et le déplacement correspondant sont enregistrés à intervalles fréquents. Ainsi, on peut calculer les contraintes normales et tangentielles. On a :

$$\begin{cases} \sigma = \frac{N}{S} \\ \tau = \frac{F}{S} \end{cases} \quad (3.2)$$

Avec, S la section du plan médian entre les deux demi-boîtes (plan de rupture). L’essai est répété pour trois contraintes normales de 25, 50 et 100 [Kpa] et la figure 4.4 présente les résultats obtenus.

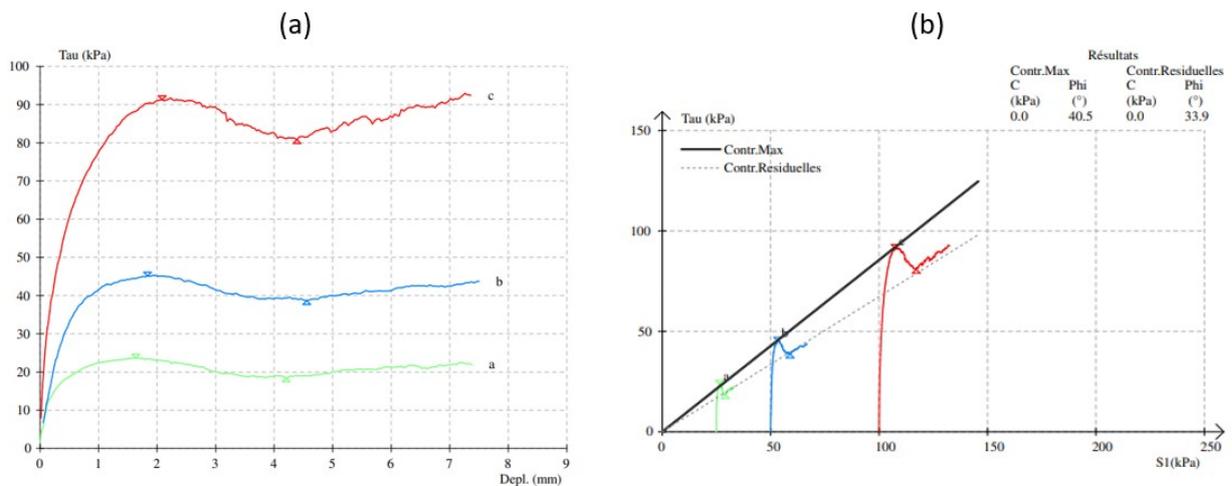


FIGURE 4.4 – Résultat essai cisaillement direct : (a) contrainte tangentielle par rapport au déplacement, (b) l’évolution des contraintes dans l’échantillon.

D'après la figure 4.4 (b), à la rupture, les points de contraintes sont alignés à la droite de Mohr-Coulomb. La courbe présente un pic, cela signifie que le sable est dense. La cohésion est nulle car la droite de Mohr-Coulomb a pour origine le point (0,0). Cependant, deux angles de frottements sont obtenus. Le premier, $\phi = 40.5$ [°] correspond aux contraintes maximales du sol et le second $\phi = 33.9$ [°] correspond aux contraintes résiduelles du sol. Étant donné que les contraintes maximales sont atteintes en premiers dans le sol, pour la suite on prendra $\phi = 40.5$ [°].

4 Conclusions partielles

Dans ce quatrième chapitre, un échantillon de sol propre et sec a été identifié et caractérisé à partir des essais effectués au laboratoire. L'analyse granulométrique a permis de reconnaître l'échantillon de sol comme un sable de classe 0-4 mm, mal gradué et ayant une taille moyenne de grains de 0.5mm. L'échantillon a été caractérisé par des masses volumiques minimale et maximale, cette marge sera notre référence lors des prochaines mesures de la masse volumique de l'échantillon. La résistance de l'échantillon au cisaillement direct caractérise le sable comme étant dense, ayant un angle de frottement de 40.5 [°] et une cohésion nulle.

Dans le chapitre suivant, un essai sur modèle réduit sera développé pour étudier le comportement d'un monopieu sous chargement latéral en grandeur réelle. En effet, les études expérimentales sur modèles réels sont coûteuses et ne permettent pas de mener les études paramétriques. Ainsi, la conception des modèles réduits présente une alternative fiable pour pallier à ces manquements.

Chapitre 5

Développement d'un essai à échelle réduit

Dans ce chapitre, un essai sur modèle réduit est développé pour étudier le comportement d'un monopieu sous chargement latéral en grandeur réelle. Tout d'abord, une revue de la littérature sur les essais sur modèles réduits en centrifugeuse et sous pesanteur terrestre (1g) est décrite. Ensuite, un modèle réduit sous pesanteur terrestre (1g) est dimensionné à partir d'un prototype d'éolienne offshore en vraie grandeur. Enfin, les résultats obtenus en laboratoire et à partir du programme de calcul pour monopieux sous chargement latéral avec le modèle de Winkler 1D associé aux courbes p-y sont présentés et interprétés.

1 État de l'art : études expérimentales

Les méthodes les plus couramment utilisées pour étudier expérimentalement le comportement d'un pieu sous chargement latéral sont :

- Les essais en vraie grandeur sur prototypes : ces essais ont l'avantage de prendre en compte les propriétés naturelles du sol (sol non remanié) et des conditions réelles du site, mais s'avèrent être extrêmement coûteux et ne permettent pas de mener des études paramétriques [10] ;
- Les essais sur modèles réduits en centrifugeuse : ces essais représentent bien les contraintes dans le sol. Ils ont l'avantage d'être simples à mettre en place, moins coûteux que la première méthode et s'exécutent dans les délais raisonnables[10] ;
- Les essais sur modèles réduits sous pesanteur terrestre (1g) : ces essais sont mis en place à partir de règles de similitude pertinentes en accord avec l'étude considérée [5]. Ils sont moins coûteux et plus simples à mettre en œuvre que les deux premières méthodes. Toutefois ils représentent mal les contraintes dans le sol.

Les essais en centrifugeuse se positionnent ainsi donc comme une alternative fiable pour étudier un pieu sous chargement latéral en vraie grandeur à partir d'un modèle réduit. Cependant le laboratoire de l'université de Liège ne dispose pas de centrifugeuse, le modèle réduit sera dimensionné sous pesanteur terrestre (1g).

1.1 Essais sur modèles réduits en centrifugeuse

En centrifugeuse, le modèle réduit est soumis à un champ de macrogravité afin de garder le modèle réduit et le prototype aux mêmes contraintes et déformations. Pour ce faire, le facteur de réduction d'échelle des longueurs du modèle réduit doit être appliqué à l'accélération centrifuge. Il est important de noter que la masse volumique du sol est conservée dans le modèle réduit. La figure 5.1 montre un exemple de centrifugeuse. Ce dispositif est typiquement composé d'une nacelle pivotante qui porte le conteneur du modèle sol/pieu.

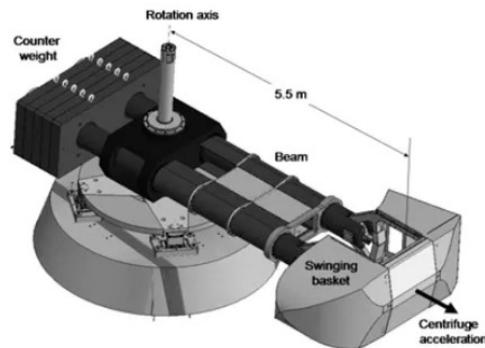


FIGURE 5.1 – Exemple de Centrifugeuse [30]

L'ensemble des facteurs d'échelle des modèles physiques sont présentés dans le tableau 5.1, avec $\lambda_L = \frac{L_{modele}}{L_{prototype}}$.

Paramètres	Facteurs d'échelle	Unités
Accélération	λ_L^{-1}	[m/s ²]
Masse volumique	1	[Kg/m ³]
Contrainte	1	[N/m ²]
Déformation	1	[-]
Longueur	λ_L	[m]
Force	λ_L^2	[N]
Moment fléchissant	λ_L^3	[Nm]
Rigidité à la flexion du pieu	λ_L^4	[Nm ²]

TABLE 5.1 – Facteurs d'échelle des modèles physiques [10]

1.2 Les essais sur modèles réduits sous pesanteur terrestre (1g)

Les essais sur modèles réduits sous pesanteur terrestre (1g) représentent mal les contraintes dans le sol. En effet, la profondeur du sol dans le modèle réduit étant différente de celle dans le prototype, les déformations différentes sont observées sur les points homologues dans le massif de sol pour le modèle réduit et le prototype [5]. Courbois (2013) [34] a défini un ensemble de règles de similitudes présentées au tableau 5.2 pour dimensionner le modèle réduit sous pesanteur terrestre (1g). Dans ce modèle, le même sol peut être pris en compte pour le modèle réduit et le prototype, d'après Sedran (2001)[35] si :

- le rapport entre le diamètre du pieu et la taille moyenne des grains est supérieur à 30 ;
- la charge horizontale appliquée est inférieure à la charge ultime du pieu.

Paramètres	Facteurs d'échelle	Unités
Longueur	λ_L	[m]
Force	λ_L^3	[N]
Contrainte	λ_L	[N/m ²]
Rigidité à la flexion du pieu ($E_p I_p$)	λ_L^5	[Nm ²]

TABLE 5.2 – Règles de similitude définies par Courbois [34]

2 Dimensionnement du modèle réduit sous pesanteur terrestre (1g)

2.1 Modèle de pieu

Pour passer du prototype au modèle réduit, un pieu souple est pris comme référence. Le choix du pieu souple peut se justifier par le fait que, les courbes p-y à l'origine ont été construites pour les pieux tubulaires en acier des plateformes offshore ayant un élancement de $L/D=34.4$. Ensuite, la longueur de fiche du modèle réduit a été fixé à au plus 50 cm. Ceci parce que, le cylindre métallique dans lequel le matériau sera mis en place à une hauteur de 58 cm. Et enfin, le module de young du prototype et du modèle doivent être des matériaux qu'on retrouve facilement sur le marché Belge (exemple : acier, aluminium, plastique, caoutchouc ...). Après plusieurs itérations, le facteur d'échelle de longueur a été défini : $\lambda_L = \frac{L_{modele}}{L_{prototype}} = 0.0119$. Les caractéristiques de la fondation monopieu retenues suivant les règles de similitude définies par Courbois [34] sont présentées dans le tableau 5.3.

Paramètre	Prototype	Modèle 1	Modèle 2
Longueur [m]	49	0.582	0.582
Fiche [m]	42	0.5	0.5
Diamètre [m]	1.42	0.017	0.04
Épaisseur [m]	0.05	0.0006	0.003
Inertie [m ⁴]	0.05	1.02*10 ⁻⁹	6.24*10 ⁻⁸
Module de young [N/m ²]	210*10 ⁹	2.5*10 ⁹	2.5*10 ⁹
Rigidité en flexion [Nm ²]	0.11*10 ¹¹	2.54	156.01

TABLE 5.3 – Caractéristiques du monopieu

L'application du facteur d'échelle sur le prototype a permis d'obtenir le modèle 1. Sauf que, l'épaisseur du modèle 1 est inférieure à 1 mm. Un tel tube est rare sur le marché Belge et sa fabrication est coûteuse. De ce fait, le modèle 1 devient non applicable. Ainsi, dans le modèle 2, un diamètre de 0.04 m et une épaisseur de 0.003 m ont été fixés et un tube PVC non plastifié retenu. Le choix du tube en PVC non plastifié est guidé par le module de Yong, qui peut atteindre environ 2.5 Gpa à 3 GPa [36].

2.2 Modèle de sol

Le modèle de sol utilisé est le sable de Rhin propre et sec étudié au chapitre 4 et dont les caractéristiques principales sont récapitulées dans le tableau 5.4

Masse volumique des grains	Masse volumique min	Masse volumique max	Angle de frottement	Taille moyenne grains	Coefficient d'uniformité
$\rho_s [g/cm^3]$	$\rho_{min} [g/cm^3]$	$\rho_{max} [g/cm^3]$	$\phi [^\circ]$	$D_{50} [mm]$	C_u
2.65	1.54	1.65	40.5	0.5	3

TABLE 5.4 – Caractéristiques du sable

Le rapport du diamètre du modèle par la taille moyenne des grains est : $\frac{D_{modele}}{D_{50}} = \frac{40}{0.5} = 80 > 30$. Ainsi donc, la première condition de Sedran (2001)[35] est vérifiée afin d'éviter des problèmes d'échelle dus à la taille des grains.

2.3 Charge latérale ultime

La charge latérale ultime est calculée selon la méthode de Rankine en raison de sa simplicité et de sa précision raisonnable. L'équilibre des forces horizontales sur le tube nous donne :

$$F_u = \frac{1}{2} \gamma_{sable} L_{fiche}^2 D (K_p - K_a) = 230N \quad (2.1)$$

Avec :

- F_u : la charge latérale ultime calculée selon Rankine,
- γ_{sable} : le poids spécifique du sable,
- L_{fiche} : la longueur de fiche du tube,
- D : le diamètre du tube,
- $K_p = \tan^2(45 + \phi/2)$: le coefficient de pression passive du sol,
- $K_a = \tan^2(45 - \phi/2)$: le coefficient de pression active du sol.

Ainsi donc, la charge horizontale à appliquer sur le modèle réduit doit être inférieure à F_u afin que le sable du prototype soit utilisé dans la conception du modèle réduit.

2.4 Description de l'essai réduit

Dans un cylindre métallique de diamètre 39 cm, d'épaisseur 8 mm et de hauteur 58 cm, le sable est mis en place par compactage de couches successives à l'aide d'une dame de compactage. Tout d'abord, une couche de 8 cm est mise en place pour éviter le contact entre le fond du cylindre et le tube plastique. Ensuite, le tube plastique est placé au centre du cylindre et puis le remplissage de cinq couches de sable de 10 cm chacune qui entourent le tube.

Le chargement latéral est appliqué en tête du tube à l'aide d'une presse munie d'un capteur de force. Le tube plastique est chargé progressivement jusqu'à la charge ultime F_u . Les déplacements en tête du tube plastique sont mesurés pour chaque incrément de force à l'aide d'un capteur de déplacement. La figure 5.2 présente la mise en place de l'essai sur modèle réduit.



FIGURE 5.2 – Mise en place de l'essai sur modèle réduit

3 Résultats et interprétations

La figure 5.3 présente la distribution des déplacements du sol en surface dans le modèle réduit avant et après le chargement du tube.

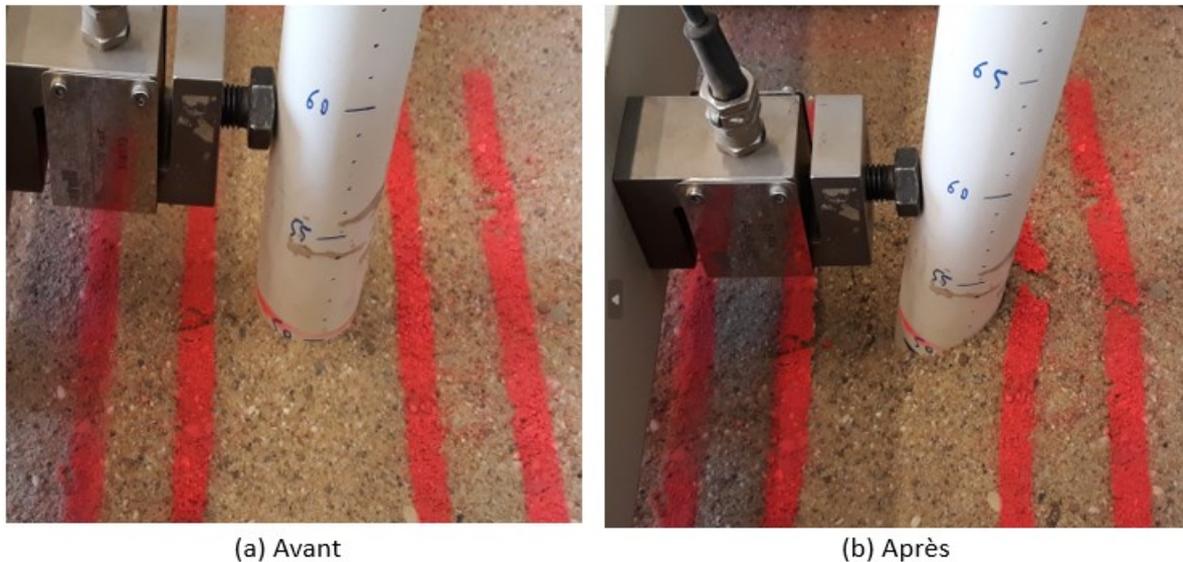


FIGURE 5.3 – Pressions du sol dans le modèle réduit avant et après le déplacement

On constate que, avant la mise en marche du capteur de charge, le tube n'a pas subi de déformation. Par conséquent, les pressions de sol sont normales au tube. Après le chargement du tube, on observe en arrière du tube que le sol se tasse. Alors que, en avant du tube le sol se soulève.

La figure 5.4 représente les courbes forces versus déplacements, la courbe en bleue représente les résultats obtenus par la méthode de Winkler associée aux courbes p-y et celle en rouge représente les mesures obtenues au laboratoire sur le modèle réduit.

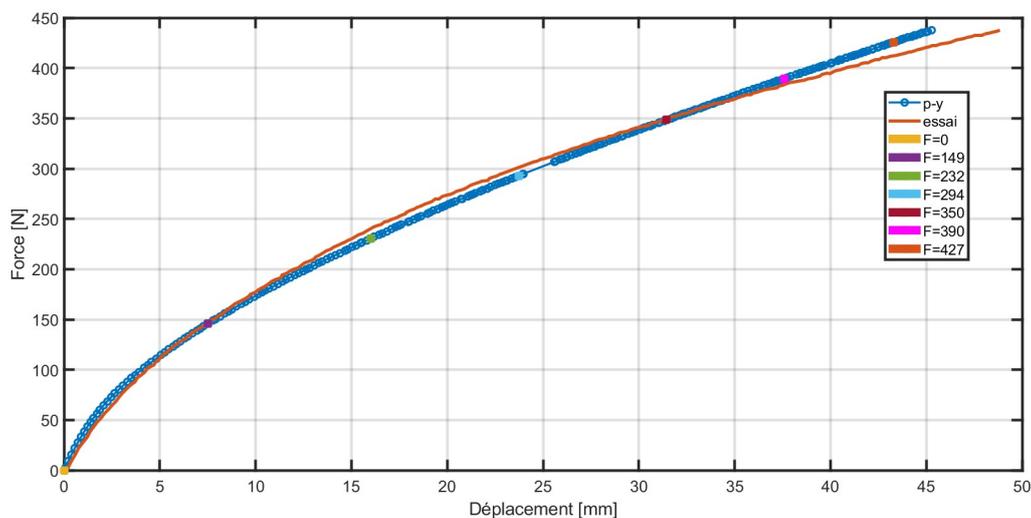


FIGURE 5.4 – Comparaison des résultats éléments finis Vs essai sur modèle réduit

La figure 5.5 représente l'évolution du comportement du tube soumis à une charge horizontale.

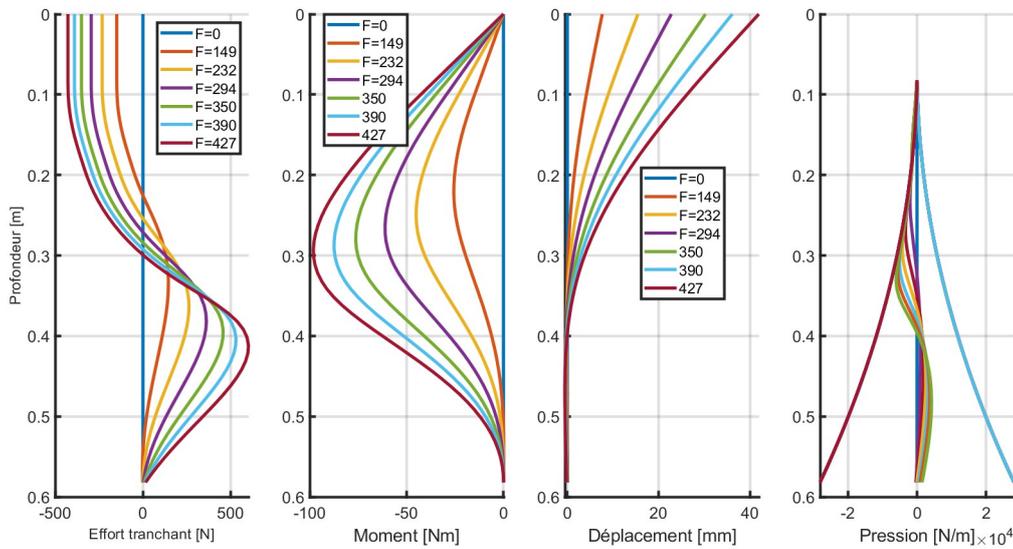


FIGURE 5.5 – L'évolution du comportement du tube soumis à une charge horizontale

On constate que, les deux courbes sont différentes par endroit. Pour des petites charges, la raideur initiale du sol obtenue par la méthode de Winkler associée aux courbes p-y est la plus grande. Cependant, pour des grandes charges, la résistance latérale ultime du sol obtenue par la méthode de Winkler associée aux courbes p-y est la plus petite. Cette différence peut être expliquée par plusieurs facteurs, à savoir :

- les contraintes dans le sol sur modèle réduit sont mal représentées. En effet, comme discuté dans l'état de l'art des études expérimentales (chapitre 5 section 1), l'essai en centrifugeuse est le plus fiable pour représenter les contraintes du sol sur modèle réduit ;
- la mise en place de l'essai réduit sous pesanteur terrestre n'a pas été parfaite. Par exemple, le tube aurait pu être installé avec une déformation initiale. Ce qui aurait entraîné une contrainte non uniforme autour du pieu avant l'application de charge ;
- la résistance de cisaillement à la base du tube n'est pas pris en compte dans l'évaluation de la résistance ultime du sol à partir des courbes p-y.

3.1 Optimisation

Une optimisation est faite sur la méthode de Winkler associée aux courbes p-y pour corriger les erreurs obtenues entre les deux courbes. Les deux paramètres les plus influents sont : la résistance ultime du sol P_u et le coefficient de réaction initial du sol k . Dans un premier temps, l'idée est de réduire la raideur initiale du sol obtenue par la méthode de Winkler associée aux courbes p-y. Pour cela, la résistance latérale ultime du sol est fixée

et le coefficient de réaction initial du sol est multiplié par 0.45. La figure 5.6 présente les résultats de cette première étude.

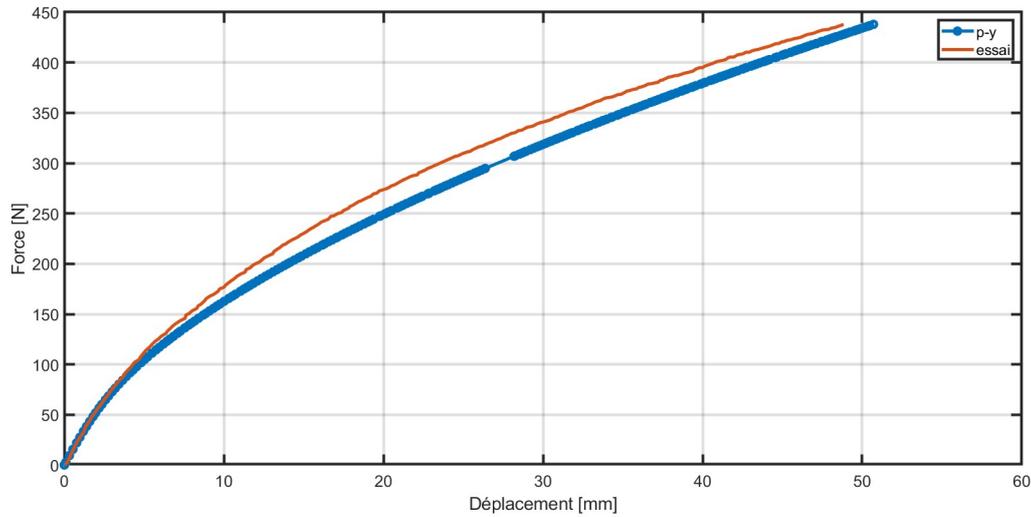


FIGURE 5.6 – Comparaison des résultats méthode p-y VS essai sur modèle réduit : P_u fixe et $0.45*k$

D'après la figure 5.6, pour des petites charges on constate que, les déplacements obtenus par la méthode de Winkler associée aux courbes p-y correspondent bien aux déplacements obtenus sur le modèle réduit en laboratoire. Cependant, pour des grandes charges on constate que, les déplacements obtenus par la méthode de Winkler associée aux courbes p-y sont plus grands que les déplacements obtenus sur modèle réduit.

Dans un second temps, l'idée est de garder la valeur du coefficient de réaction initial du sol à $0.45*k$ et d'augmenter la valeur de la résistance latérale ultime du sol jusqu'à faire correspondre les deux courbes. Après plusieurs itérations, la valeur de $1.254*P_u$ est adoptée. La figure 5.7 présente les résultats obtenus pour $0.45*k$ et $1.254*P_u$.

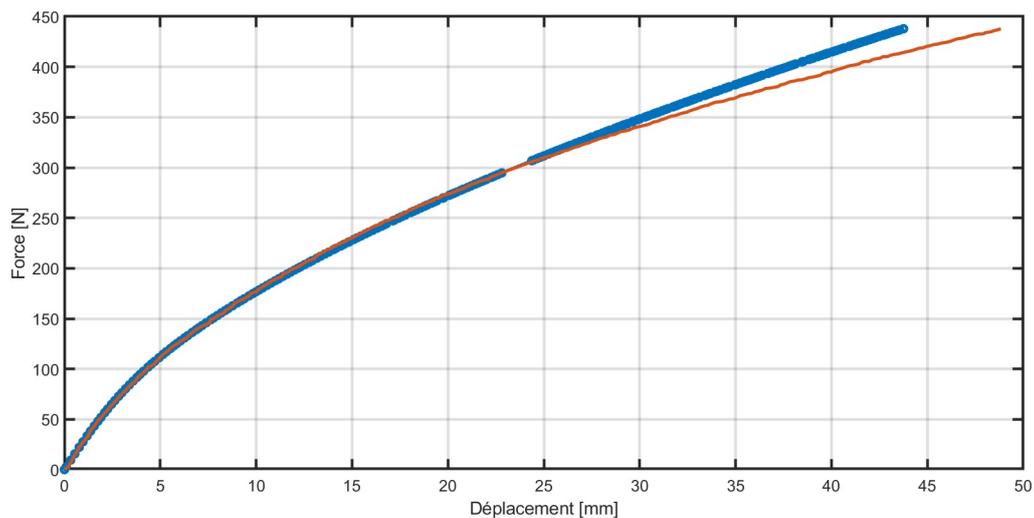


FIGURE 5.7 – Comparaison des résultats méthode p-y VS essai sur modèle réduit : $1.254*P_u$ et $0.45*k$

D'après la figure 5.7, pour toutes forces inférieures à F_u , les déplacements obtenus par la méthode de Winkler associée aux courbes p-y modifiées ($1.254*P_u$ et $0.45*k$) correspondent bien à ceux obtenus sur modèle réduit en laboratoire.

4 Conclusions partielles

L'essai sur le modèle réduit sous pesanteur terrestre a permis d'évaluer le déplacement en tête de pieu pour différentes valeurs de forces. Ensuite, une comparaison entre les résultats obtenus sur le modèle réduit et la méthode de Winkler associée aux courbes p-y a permis de constater les limites des courbes p-y standard et de déboucher à des courbes p-y modifiées avec : $k_{modif}=0.45 * k$ et $P_{umodif}=1.254*P_u$.

Toutefois, on ne saurait pas le comportement du pieu dans le sol dans le modèle réduit. Une étude approfondie avec des gauges installées le long du pieu serait nécessaire pour confirmer les courbes p-y modifiées avec : $k_{modif}=0.45 * k$ et $P_{umodif}=1.254*P_u$. Aussi, il serait intéressant de répéter l'essai plusieurs fois .

Chapitre 6

Conclusions et perspectives

1 Conclusion générale

Les objectifs de ce travail de fin d'étude étaient :

- la modélisation numérique 1D de l'interaction sol-structure d'un monopieu sous chargement latéral par éléments finis à partir des courbes p-y standards des normes API (1993) and DNV (1992),
- l'étude expérimentale sur modèle réduit pour étudier le comportement d'une fondation d'éolienne offshore de type monopieu sous chargement latéral en grandeur réelle et comparer les résultats obtenus à partir du modèle réduit avec ceux du modèle numérique 1D.

Pour ce faire, nous avons mené une recherche bibliographique sur les énergies éoliennes offshore en générale, les types de fondation d'éoliennes offshore, les efforts appliqués sur une éolienne offshore et le dimensionnement d'une fondation d'éolienne offshore de type monopieu selon les guides de références API (1993) et DNV (1992). La partie la plus pertinente était l'étude des courbes p-y dans le sable et l'argile. Ces courbes représentent la relation entre la valeur p qui est l'intégrale de la résistance du sol mobilisé sous un déplacement latéral y du pieu.

Après la recherche bibliographique, nous avons modélisé l'interaction sol-structure par la méthode de Winkler associée aux courbes p-y. Le pieu et le sol environnant ont été divisés en un certain nombre de couches identiques, le pieu a été modélisé comme une poutre d'Euler-bernoulli et le sol a été modélisé par une série de ressorts indépendants qui décrivent le comportement non linéaire des courbes p-y. Les ressorts travaillent dans un plan horizontal, sans aucune interaction possible entre eux. Ensuite, nous avons conçu un modèle numérique par éléments fins 1D qui calcule la réponse d'un pieu soumis à un chargement horizontal. Le modèle numérique a été validé par des solutions analytiques en élasticité pour des pieux souples et rigides. Aussi, une étude paramétrique a permis de comprendre le comportement de l'interaction sol-structure modélisé à partir des courbes

p-y dans le sable et l'argile. Enfin, nous avons appris à concevoir les courbes p-y pour des sol stratifiés.

Enfin, les essais d'identification et de caractérisation mécanique ont été effectués sur un échantillon représentatif de sol marin et un essai sur le modèle réduit sous pesanteur terrestre a permis d'évaluer le déplacement en tête de pieu pour différentes valeurs de forces. Une comparaison entre les résultats obtenus sur le modèle réduit et la méthode de Winkler associée aux courbes p-y a permis de constater les limites des courbes p-y standards et de déboucher à des courbes p-y modifiées avec : $k_{modif} = 0.45 k$ et $P_{umodif} = 1.254 * P_u$

2 Perspective d'amélioration

Cette étude pourrait être complétée par des travaux avec des gauges installées le long du pieu pour étudier le comportement du pieu dans le sol dans le modèle réduit. Aussi, une étude expérimentale sur modèle réduit pour un pieu rigide serait nécessaire afin de comparer les résultats obtenus sur modèle réduit avec ceux obtenus sur le modèle numérique. Enfin, il serait judicieux de répéter l'essai sur modèle réduit au moins trois fois avant de confirmer l'optimisation trouvée.

Bibliographie

- [1] <https://www.belgianoffshoreplatform.be/fr/news/les-parcs-eoliens-de-la-mer-du-nord-belge-ont-fourni-de-lelectricite-verte-a-pres>
- [2] <https://www.connaissancedesenergies.org/fiche-pedagogique/eoliennes-en-mer-offshore#notes>
- [3] WindEurope, «Wind energy in Europe,2021 Statistics and the outlook for 2022-2026», Février 2022
- [4] DNV-OS-J101, Offshore Standard : Design of offshore wind turbine structure, Det Norske Veritas, 2010
- [5] L. Kerner, «Interaction sol-structure sous sollicitations cycliques dynamiques : Application aux éoliennes offshore fondées sur monopieue», Université Paris-Est, thèse de doctorat, 2017.
- [6] Van der Tempel, «Design of support structures for offshore wind turbines», Delft University of Technology, section Offshore Engineering, PhD thesis, 2006.
- [7] Anaïs Lovera. Cyclic lateral design for offshore monopiles in weak rocks. Environmental Engineering. Université Paris-Est, 2019. English.
- [8] Houlby, G. T., Ibsen, L. B., Byrne, B. W. (2005). Suction Caissons for Wind Turbines. I S. Gourvenec, M. Cassidy (red.), Frontiers in Offshore Geotechnics ISFOG 2005 : Proceedings of the First International Symposium on Frontiers in Offshore Geotechnics, University of Western Australia, Perth, 19-21 September 2005 (s. 75-93). Marcel Dekker.
- [9] BRAJA M. DAS.(2011). Principles of Foundation Engineering, SI. Seventh Edition.
- [10] HAOUARI,H. , BOUAFIA,A.(2019). Essais sur modèles réduits centrifugés de pieux isolés sous charge latérale - analyse des courbes p-y. Algérie équipement, N° 61,pp 43-52.
- [11] B.B. Broms (1964). Lateral resistance of piles in cohesive soils. Journal of the soil mechanics and foundations division, ASCE.

- [12] API, American Petroleum Institute Recommended Practice 2A - WSD, Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms - Working Stress Design, 2000.
- [13] B. Byrne, R. McAdam, H. Burd, G. Houlsby, C. Martin, L. Zdravkovic, D. Taborda, D. Potts, R. Jardine, M. Sideri, F. Schroeder, K. Gavin, P. Doherty, D. Igoe, A. Muir Wood, D. Kallehave et J. Gretlund, «New design methods for large diameter piles under lateral loading for offshore wind applications», Proceedings of the 3rd International Symposium on Frontiers in Offshore Geotechnics, ISFOG 2015, Oslo, Norway, 2015a.
- [14] H. Roesen, K. Thomassen, S. Sørensen et L. Ibsen, «Evaluation of small-scale laterally loaded non-slender monopiles in sand», Department of Civil Engineering, Aalborg University, DCE Technical Report n°91, 2010.
- [15] Brødbæk, K. T., Møller, M., Sørensen, S. P. H., Augustesen, A. H. (2009). Review of p-y relationships in cohesionless soil. Aalborg : Department of Civil Engineering, Aalborg University. (DCE Technical Reports ; No.57).
- [16] https://fr.wikipedia.org/wiki/%C3%89nergie_%C3%A9olienne_en_Belgique
- [17] WindEurope, «Wind energy in Europe, Key trends and statistics 2020», Février 2021
- [18] <https://parc-eolien-en-mer-de-saint-nazaire.fr/>
- [19] <https://www.power-eng.com/renewables/wind/managing-deep-water-monopile-foundation>
- [20] https://fr.wikipedia.org/wiki/Th%C3%A9orie_des_poutres
- [21] Collin F.(2013). Conception et exécution des Ouvrages géotechniques. University of Liège : ArGEnCo.
- [22] Frank, R. (1999). Calcul des fondations superficielles et profondes. Ed. by T. de l'Ingénieur. Presse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, p. 144 (cit. on pp. 80-101).
- [23] Brødbæk, K. T., Møller, M., Sørensen, S. P. H., Augustesen, A. H. (2009). Review of p-y relationships in cohesionless soil. Aalborg : Department of Civil Engineering, Aalborg University. (DCE Technical Reports ; No.57).
- [24] H. Poulos et T. Hull, «The role of analytical geomechanics on foundation engineering» Foundation Engineering : Current principles and Practices, vol. 2, pp. 1578 - 1606, 1989.
- [25] <http://tonepi.com/resistance-des-materiaux-rdm/tableau-module-dyoung-et-coefficient-de-poisson.html>

- [26] Duchene L.(2022).Méthodes numériques en Génie Civil et Géologique – Introduction à la méthode des éléments finis. University of Liège :ArGEnCo.
- [27] Georgiadis, M.C. (1983). Development of P-Y curves for layered soils.
- [28] <https://fr.wikipedia.org/wiki/Pycnom%C3%A8tre>
- [29] CHARLIER R. (2015).Géotechnique-Tome 1 : Mécanique des sols. University of Liège :ArGEnCo, pp37 et pp40.
- [30] <https://www.weamec.fr/moyens-technologiques/centrifugeuse-geotechnique/>
- [31] <https://www.connaissancedesenergies.org/une-eolienne-offshore-geante-de-12-mw-dic>
- [32] Bhattacharya, S. (2014). „Challenges in Design of Foundations for Offshore Wind Turbines“. In : The institution of Engineering and Technology (cit. on pp. 6, 10, 18).
- [33] Zdravković, L., Taborda, D.M., Potts, D.M., Jardine, R.J., Sideri, M., Schroeder, F.C., Byrne, B.W., McAdam, R., Burd, H.J., Houlsby, G.T., Martin, C., Gavin, K., Doherty, P., Igoe, D., Muirwood, A.M., Kallehave, D., Gretlund, J.S. (2015). Numerical modelling of large diameter piles under lateral loading for offshore wind applications.
- [34] A. Courbois, «Etude expérimentale du comportement dynamique d’une éolienne offshore flottante soumise à l’action conjuguée de la houle et du vent», Ecole Centrale de Nantes, thèse de doctorat, 2013.
- [35] G. Sedran, D. Stolle et R. Horvath, «An investigation of scaling and dimensional analysis of axially loaded piles», Canadian Geotechnical Journal, vol. 38, pp. 530 - 541, 2001.
- [36] Z. HRUSKA, P. GUESNET, C. SALIN, J. COUCHOUD «Poly(chlorure de vinyle) ou PVC» Techniques de l’ingénieur : Matériaux | Plastiques et composites.
- [37] https://shs.hal.science/halshs-00731337/file/Energies%20renouvelables_article.pdf
- [38] <https://www.ipcc.ch/report/renewable-energy-sources-and-climate-change-mitigation/wind-energy/>

Annexe A

Annexe A

1 Paramètre de sol caractéristiques sur base des résultats issus d'un essai de pénétration statique électrique-version adaptée

Type de sol	Adjonction	Compacité/ consistance	q_c (MPa)	R_f (%)	γ_k au-dessus de la N.P. (kN/m ²)	γ_k en-dessous de la N.P. (kN/m ²)	φ'_k (°)	c'_k (kPa)	$c_{u,k}$ (kPa)
Gravier (*)	-	moyenne compacte	10 - 20 > 20	< 1	18 19	20 21	35 40	0 0	- -
	limoneux ou argileux	Moyenne compacte	10 - 20 > 20	1 - 2	19 20	21 22	32 37	0 0	- -
sable	-	lâche	2 - 4	< 1	16	18	27	0	-
		moyenne compacte	4 - 10 10 - 15		17 18	19 20	30 32	0 0	- -
	très compacte	> 15	18		20	35	0	-	
	limoneux ou argileux	lâche moyenne compacte très compacte	2 - 4 4 - 10 10 - 15 > 15		16 17 18 19	18 19 20 20	25 27 30 32	0 0 0 0	- - - -
limon	-	mou	0.4 - 1	2 - 4	17	17	22	0	10
		moyennement raide	1 - 2		18	18	22	2	25
		assez raide	2 - 4		19	19	22	4	50
		raide	> 4		20	20	22	8	100
	Sableux	mou	0.4 - 1	1 - 3	17	17	25	0	10
		moyennement raide	1 - 2		18	18	25	2	25
assez raide	2 - 4	19	19		25	4	50		
raide	> 4	20	20		25	8	100		
argile	-	molle	0.4 - 1	3 - 6	16	16	20	2	20
		moyennement raide	1 - 2		17	17	20	4	50
		assez raide	2 - 4		18	18	20	8	100
		raide	> 4		19	19	20	15	200
	Sableux	molle	0.1 - 1	2 - 5	16	16	22	2	20
		moyennement raide	1 - 2		17	17	22	4	50
assez raide	2 - 4	18	18		22	8	100		
raide	> 4	19	19		22	15	200		
tourbe		peu consistant	0.2 - 0.5	> 6	10	10	15	2	10
		moyennement	0.5 - 1		12	12	15	5	20
		consistant	> 1		14	14	15	10	40

Remarques : (*) en cas de gravier préexistant ; en cas de gravier apporté, on admet ceci : $\varphi'_k = 35^\circ$.
Pour les constructions temporaires, on peut admettre une cohésion limitée, moyennant une justification claire et des dispositions claires concernant son contrôle.

FIGURE A.1 – Paramètre de sol caractéristiques sur base des résultats issus d'un essai de pénétration statique électrique-version adaptée, à reprendre dans la révision de la NBN EN 1997-1 ANB [21]