



HAL
open science

Interaction sol-structure sous sollicitations cycliques dynamiques : Application aux éoliennes offshore fondées sur monopieu

Laura Kerner

► To cite this version:

Laura Kerner. Interaction sol-structure sous sollicitations cycliques dynamiques : Application aux éoliennes offshore fondées sur monopieu. Géotechnique. Université Paris-Est, 2017. Français. NNT : 2017PESC1118 . tel-01744313

HAL Id: tel-01744313

<https://pastel.hal.science/tel-01744313>

Submitted on 27 Mar 2018

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

Thèse

présentée pour l'obtention du titre de

Docteur de l'Université Paris-Est

Spécialité : Géotechnique

par

Laura KERNER

Interaction sol-structure

sous sollicitations cycliques dynamiques.

Application aux éoliennes offshore fondées sur monopieu

Soutenue à l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées,

le 6 décembre 2017, devant le jury composé de :

M. BREUL Pierre	Université Clermont Auvergne	Rapporteur
M. LEVACHER Daniel	Université de Caen	Rapporteur
M. CHEVALLIER Gaël	Université de Franche – Comté	Examineur
M. KOTRONIS Panagiotis	Ecole Centrale de Nantes	Examineur
M. DUPLA Jean-Claude	Ecole Nationale des Ponts et Chaussées	Directeur de thèse
M. CANOU Jean	Ecole Nationale des Ponts et Chaussées	Co-encadrant
M. CUMUNEL Gwendal	Ecole Nationale des Ponts et Chaussées	Co-encadrant
M. PEREIRA Jean-Michel	Ecole Nationale des Ponts et Chaussées	Co-encadrant
M. ARGOUL Pierre	IFSTTAR	Invité

*« Je suis de ceux qui s'engagent à fond - dans n'importe quelle activité.
Je devais donner tout ce que j'avais et, si j'essuyais un échec, il me faudrait l'accepter.
Mais je savais que si je ne faisais les choses qu'à moitié et qu'elles ne marchaient pas,
j'en éprouverais toujours des regrets. »*

Autoportrait de l'auteur en coureur de fond, Haruki Murakami

Remerciements

Je souhaiterais, en premier lieu, remercier l'ensemble du jury, plus particulièrement M. Panagiotis Kotronis, professeur à l'Ecole Centrale de Nantes, qui m'a fait l'honneur de présider ce jury. Je remercie également M. Pierre Breul, professeur à l'Université Clermont Auvergne et M. Daniel Levacher, professeur à l'Université de Caen, d'avoir accepté et effectué, en tant que rapporteurs, ce travail méticuleux qu'est la lecture et l'analyse critique d'une thèse. Mes remerciements vont enfin à M. Gaël Chevallier, professeur à l'Université de Franche-Comté, d'avoir examiné mes travaux de thèse.

Cette thèse représente un peu plus de trois années de travail qui n'aurait pu aboutir sans l'aide et les conseils avisés de mon équipe encadrante. Je souhaite ainsi remercier Pierre Argoul pour son soutien et ses idées mais aussi Jean Canou pour son expertise de géotechnicien, notamment sur les développements expérimentaux (et aussi pour son expertise de la langue française !). Je remercie Jean-Michel Pereira pour ses suggestions et commentaires toujours pertinents et constructifs mais aussi pour m'avoir permis d'enseigner pendant mon doctorat. Mes remerciements vont également à Gwendal Cumunel qui a ajouté l'expertise « dynamique » à l'équipe géotechnicienne. Son savoir-faire en dynamique et en développement expérimental a été une aide indispensable pour la mise en place d'essais tout à fait originaux au sein du laboratoire Navier.

Je souhaite remercier Jean-Claude Dupla d'avoir été mon directeur de thèse. Il faut du temps pour se rendre compte de l'équilibre instable qu'est la réalisation d'une thèse : mener de front les développements expérimentaux, les essais, les réunions, les discussions entre géotechniciens et dynamiciens et un calendrier qui se rapproche à une vitesse folle de la date de soutenance. Merci d'avoir maintenu tout ça en équilibre et dans la bonne humeur !

Un grand merci à l'équipe technique du CERMES qui m'a aidé lors de toutes les étapes de développement des essais, je pense notamment à Hocine Delmi, Loïc Lesueur, Baptiste Chabot. Mes remerciements vont plus particulièrement à Marine Lemaire et Daniel Cintra qui m'ont grandement aidé pour le développement des programmes LabVIEW. Je tiens aussi à remercier Rawaz Muhammed qui m'a, entre autre, conseillé et aidé au niveau du dispositif expérimental.

Je voudrais remercier Olivier, Amine et Déborah pour leur soutien et leur amitié. Quoi de mieux que de pouvoir toujours compter sur vous pendant les montagnes russes de la thèse ! Mes pensées vont bien entendu à ma famille, plus particulièrement mes parents et mon frère pour leur aide et surtout pour leur patience pendant mon doctorat. Leur présence à ma soutenance de thèse a été le plus beau des cadeaux.

And finally, I would like to thank Gaurav for his support and his love. Without you, I would not have started my PhD and I would have certainly not finished my PhD.

Résumé

Ce travail de thèse s'articule autour de la problématique de l'évolution de la première fréquence propre d'une éolienne en mer au cours de sa durée d'exploitation. Ce type de structure élancée est soumis à des chargements cycliques et dynamiques tels que le vent, les vagues, les courants marins, la rotation des pales. Ces chargements ont des fréquences de sollicitation proches de la première fréquence propre de l'éolienne, celle-ci s'inscrivant dans un intervalle restreint entre la fréquence du rotor et celle des pales. Afin d'éviter tout phénomène de résonance, il convient d'évaluer précisément à la fois la première fréquence propre de l'éolienne juste après son installation ainsi que son évolution au cours de son exploitation. Ces deux problématiques ont été considérées dans cette étude.

Dans ce contexte, un travail expérimental a été réalisé autour de deux modèles physiques 1g d'éolienne en mer fondée sur monopieu et installée dans un massif de sable de Fontainebleau. En se basant sur une modélisation de la fondation à l'aide d'un ensemble de ressorts, latéral et de torsion, une série d'essais a été réalisée afin d'évaluer à la fois la raideur de ces ressorts, mais aussi la fréquence propre du modèle physique considéré. Cette méthode a été comparée à des méthodes existantes et a aussi permis le développement de méthodes originales. Réaliser les essais sur deux modèles à échelle différente (1/60 et 1/120) a permis d'adapter les résultats obtenus aux cas d'une éolienne à échelle 1. Enfin, dans le cadre de l'étude de l'évolution de la structure au cours de son exploitation, des essais de sollicitations cycliques ont été réalisés. Une étude paramétrique se concentrant sur l'influence de la fréquence de la sollicitation et de la force globale appliquée a été proposée. Les résultats obtenus permettent d'analyser le comportement des modèles réduits, soumis à un maximum d'un million de cycles, en se concentrant sur l'évolution du déplacement, de la rotation et de la fréquence propre de ces structures. Ces résultats sont comparés aux limites imposées pour l'état limite de service d'une éolienne grandeur réelle.

Mots-clés

Eolienne offshore ; monopieu ; modèle physique ; fréquence propre ; sollicitation cyclique.

Abstract

This PhD thesis deals with the main issue which is the evolution of the first natural frequency of an offshore wind turbine. These slender structures are submitted to cyclic and dynamic loads such as wind, waves, currents, and the blade rotations. The frequencies related to these loads are close to the first natural frequency of the turbine, which lay in a narrow interval between the frequencies of the rotor and the blades. In order to avoid any resonance phenomenon, one needs a precise evaluation of not only the natural frequency of the wind turbine after its installation but also its evolution during the operation of the turbine. These two issues are considered in this work.

In this context, an experimental work was developed considering two 1g physical models of an offshore wind turbine with a monopile foundation installed in Fontainebleau sand. Based on the modelling of the foundation as a set of lateral and rotational springs, an experimental program was developed in order to evaluate the stiffness of these springs and the natural frequency of the scaled models. This method was first compared to the existing methods and has allowed to develop some original methods to evaluate the natural frequency of the considered scaled model. The tests, conducted on two physical models with different scales (1/60 and 1/120), also allowed us to adapt the obtained results to a real offshore wind turbine. As a part of the study of the turbine's evolution during its operation, cyclic load tests were conducted. A parametric study is proposed with a focus on the influence of the load's frequency and its amplitude. The obtained results allowed us to analyze the behavior of the scaled models submitted up to one million cycles considering, mainly, the evolution of the displacement, the rotation, and the natural frequency of the structures. These results were then compared to the limits imposed by the serviceability limit state of a real offshore wind turbine.

Key words

Offshore wind turbine; monopile foundation; scaled model; natural frequency; cyclic load.

Liste des symboles

$1P$	Hz	fréquence du rotor
$3P$	Hz	fréquence de passage des pales
A_p	m ²	section du pieu
D (ou D_p)	m	diamètre du pieu
D_{sable} (ou D_{50})	m	diamètre moyen des grains de sable
d_{eau}	m	profondeur d'eau
E (ou E_p)	Pa	module d'Young du pieu
E_s	Pa	module d'Young du sol
E_{py} / E_{py}^*	Pa	coefficient de réaction du sol / coefficient de réaction du sol initial
e	m	épaisseur du pieu
F_{stat}	N	force moyenne de la sollicitation cyclique
F_{cyc}	N	demi-amplitude de la sollicitation cyclique
f	Hz	fréquence
G (ou G_s)	Pa	module de cisaillement du sol
H	N	chargement latéral
H_{vagues}	m	hauteur des vagues
I (ou I_p)	m ⁴	moment quadratique de la section du pieu
I_D	-	indice de densité du massif de sable
K_0	-	coefficient de pression des terres au repos
K_L	N/m	raideur du ressort latéral
K_R	Nm/rad	raideur du ressort de torsion
k	Pa/m	module de réaction initial
L	m	fiche du pieu
L_c	m	longueur critique (pieu)
M	Nm	moment
p	N/m	résistance du pieu
V_{ref}	m/s	vitesse de référence (vent, vague)
y	m	déplacement latéral du pieu

Lettres grecques

γ'	N/m ³	poids volumique déjaugé
ζ_b	-	coefficient relatif à l'amplitude de la sollicitation
ζ_c	-	coefficient permettant de distinguer essai alterné/non-alterné
θ	°	rotation du pieu

λ_i	-	rapport entre la grandeur i pour le modèle réduit et celle pour le prototype
λ_L	-	échelle de longueur
ρ_p	kg/m ³	masse volumique du pieu
ρ_s	kg/m ³	masse volumique du sol
σ'_v	Pa	contrainte verticale effective appliquée sur le massif de sol

Sommaire

Remerciements	i
Résumé	iii
Abstract	iv
Liste des symboles.....	v
Introduction générale.....	1
Chapitre 1 - Eléments bibliographiques	3
1. Généralités sur les éoliennes offshore	4
1.1. Développement de l'énergie éolienne offshore en France et dans le monde.....	4
1.2. Types d'éoliennes installées	7
1.3. Efforts exercés sur une éolienne offshore.....	9
1.4. Guides de dimensionnement.....	18
2. Pieu sous chargement latéral monotone	21
2.1. Méthode p - y	21
2.2. Méthodes p - y modifiées	25
2.3. Autres méthodes	30
3. Pieu sous chargement latéral cyclique.....	34
3.1. Recherches expérimentales : méthode des déplacements et rotations cumulés.....	34
3.2. Méthodes numériques.....	46
4. Etude de la structure complète d'une éolienne	49
4.1. Méthode p - y	50
4.2. Fondation modélisée par un ensemble de ressorts au niveau de la surface du sol	50
4.3. Autres méthodes	55
Conclusions et objectifs de la thèse.....	58
Chapitre 2 - Dimensionnement et réalisation de modèles réduits	61
1. Généralités sur les études adimensionnelles.....	62
1.1. Règles de similitude et théorème de <i>Vaschy-Buckingham</i>	62
1.2. Etat de l'art : études expérimentales.....	63
1.3. Outils nécessaires au dimensionnement	69
2. Dimensionnement des modèles	74
2.1. Etude préliminaire : modèle en laiton.....	74
2.2. Nouveau dimensionnement : modèles en inox	86
Conclusions partielles.....	92
Chapitre 3 - Techniques expérimentales et procédures d'essais	95
1. Caractéristiques et installation du massif de sol	96

1.1.	Sable de Fontainebleau.....	96
1.2.	Reconstitution du massif de sable par pluviation.....	97
1.3.	Application de la contrainte.....	99
2.	Caractéristiques et installation des modèles réduits.....	100
2.1.	Modèles réduits.....	100
2.2.	Installation du pieu et du mât.....	101
2.3.	Préparation du dispositif expérimental : récapitulatif de la procédure.....	104
3.	Procédures expérimentales.....	105
3.1.	Essais monotones.....	105
3.2.	Essais cycliques.....	125
	Conclusions partielles.....	145
Chapitre 4 – Evaluation et évolution de la première fréquence propre des modèles réduits d'éolienne		
	147
1.	Essais monotones.....	148
1.1.	Résultats expérimentaux.....	148
1.2.	Méthodes existantes et méthodes innovantes proposées pour l'évaluation de la fréquence propre à partir des rigidités K_L et K_R	159
1.3.	Passage à l'échelle 1.....	171
2.	Essais cycliques.....	175
2.1.	Programme d'essais et traitement des données.....	175
2.2.	Essais avec sollicitations classiques.....	180
2.3.	Essais avec sollicitations extrêmes.....	185
	Conclusions partielles.....	189
	Conclusions générales et perspectives.....	193
	Annexes.....	197
	Annexe A - Essais cycliques en centrifugeuse.....	197
1.	Introduction aux essais en centrifugeuse.....	197
2.	Dimensionnement du modèle réduit.....	202
3.	Programme d'essais.....	205
4.	Montage expérimental.....	209
	Conclusions.....	213
	Annexe B - Etalonnage des capteurs.....	214
	Annexe C – Etalonnage du système de pluviation.....	217
	Annexe D – Essais avec sollicitations alternées ou non-alternées.....	219
	Références.....	222

Introduction générale

Le réchauffement climatique et les enjeux directs du développement des énergies renouvelables ont stimulé le secteur de l'énergie éolienne terrestre, mais surtout celui de l'offshore. Le développement de l'éolien en mer a crû de manière exponentielle ces dernières années, en particulier en Europe du Nord dans la mer du Nord, la mer Baltique et la mer d'Irlande, mais aussi plus largement en Europe et à l'échelle mondiale en Chine, aux Etats-Unis et au Japon. Cette source d'énergie est d'autant plus intéressante que son coût de production se réduit drastiquement à mesure que le dimensionnement des structures s'affine, rendant à terme cette énergie moins chère que l'énergie nucléaire. L'énergie éolienne peut donc parfaitement contribuer, de façon pérenne, au mix énergétique.

Les guides de dimensionnement relatifs à ces structures sont peu nombreux et, en général, basés sur le comportement des structures pétrolières offshore dont les fondations sont majoritairement des pieux flexibles. A l'inverse, plus de 80 % des fondations des éoliennes en mer sont des monopieux ayant un grand diamètre, allant de 4 à 10 m, et présentant un comportement de pieu rigide. Ainsi la modélisation de l'interaction sol-structure pour ce type de fondation est peu précise et induit une mauvaise évaluation de la première fréquence propre de la structure, de son déplacement ou de sa rotation. Or, les éoliennes sont des structures élancées soumises à des chargements cycliques et dynamiques tels que le vent, les vagues, les courants marins et la rotation des pales. Compte tenu du dimensionnement des éoliennes en mer, il s'avère que les fréquences de ces sollicitations sont très proches de la première fréquence propre de l'éolienne. Il est donc primordial de pouvoir évaluer cette dernière précisément, juste après l'installation et ensuite, lors de l'exploitation de l'éolienne.

Dans ce contexte, ce travail de thèse s'est donc développé autour de ces problématiques qui constituent les deux axes majeurs de l'étude : l'évaluation de la première fréquence propre d'une éolienne en mer suite à sa mise en place et l'évolution de ce paramètre lors de l'utilisation de l'éolienne sur une durée de 20 ans. Pour répondre à ces questions, une étude expérimentale a été développée autour de modèles réduits (1g), ayant une fondation de type monopieu et installés dans un massif de sable. L'objectif de ces essais est d'analyser le comportement de ces modèles (déplacement, rotation et première fréquence propre) et de proposer un passage à l'échelle 1.

Le présent mémoire s'articule en quatre chapitres. Le premier présente une synthèse bibliographique des recherches réalisées autour des fondations profondes de type monopieu dans un sol granulaire soumis à un chargement latéral. Cet état de l'art se concentre plus particulièrement sur les chargements monotones, les chargements cycliques et la modélisation de l'interaction sol-structure. Enfin, les méthodes existantes, permettant d'évaluer la première fréquence propre d'une éolienne en mer, ainsi que les différents types de modélisation de l'interaction sol-structure qui en découlent, sont introduites. Ce premier chapitre met finalement en exergue les problématiques considérées et l'axe de recherche

choisi pour ce travail de thèse, à savoir l'étude expérimentale de modèles physiques 1g représentatifs d'éoliennes offshore.

Le second chapitre présente le travail consacré au dimensionnement de modèles réduits à partir d'une éolienne grandeur réelle. L'étude du comportement du modèle réduit doit ainsi permettre, grâce à son dimensionnement, d'en déduire le comportement d'une éolienne à l'échelle 1. Une étude préliminaire permet de décrire le principe de dimensionnement, sa validation et les limites induites par un modèle physique 1g. Le développement de deux modèles réduits en acier inoxydable, d'échelle 1/120 et 1/60, est ensuite présenté. Ces deux modèles sont utilisés par la suite pour l'ensemble des essais réalisés.

L'ensemble des protocoles expérimentaux développés sont décrits dans le troisième chapitre en introduisant tout d'abord l'installation préliminaire à tous les essais avec, entre autres, la reconstitution du massif de sable et l'installation des modèles réduits. Les procédures expérimentales relatives aux essais monotones et cycliques sont détaillées en se concentrant plus particulièrement sur la description du dispositif expérimental, la présentation d'un essai typique et la répétabilité des essais. Tandis que les essais monotones permettent d'évaluer la première fréquence propre de modèles réduits lors de leur installation, les essais cycliques se focalisent sur l'évolution de cette fréquence propre.

Le dernier chapitre présente finalement les résultats obtenus à la fois pour les essais monotones et les essais cycliques. Pour la première catégorie d'essais, les résultats expérimentaux sont comparés aux méthodes analytiques existantes, reposant sur une modélisation de la fondation et de l'interaction sol-structure par un ensemble de ressorts. Deux méthodes originales, basées sur les essais monotones, sont proposées afin de déterminer la première fréquence propre d'un modèle réduit. Un passage à l'échelle 1 est par ailleurs développé à partir de la comparaison des essais conduits pour deux échelles différentes. Dans un second temps, les modèles physiques sont soumis à un chargement latéral cyclique pour un grand nombre de cycles allant jusqu'à un million. En considérant l'état limite de service, l'évolution des trois paramètres que sont le déplacement, la rotation et la première fréquence propre de la structure est étudiée. Ces essais permettent donc d'analyser le comportement de ces modèles réduits et de réfléchir à une transposition de ces résultats à l'échelle 1.

Les conclusions générales de ces travaux ainsi que les perspectives qui en découlent sont présentées dans la dernière partie de ce mémoire.

Chapitre 1 - Eléments bibliographiques

Dans ce premier chapitre, un état de l'art en quatre parties est proposé. Quelques généralités et outils concernant l'éolien offshore sont introduits dans un premier temps. Les deux parties suivantes concernent les fondations profondes, de type monopieu dans un sol granulaire, soumises à un chargement latéral. Les recherches relatives au monopieu sous chargement latéral monotone (partie 2) et cyclique (partie 3) sont présentées en mettant l'accent plus particulièrement sur la modélisation de l'interaction sol-structure. Puis, les différentes méthodes permettant l'évaluation de la première fréquence propre d'une éolienne offshore à partir notamment des modélisations de l'interaction sol-structure, introduites dans les parties précédentes, sont décrites. Enfin, les conclusions et objectifs qui découlent de cet état de l'art sont exposés.

Plan

1. Généralités sur les éoliennes offshore	4
1.1. Développement de l'énergie éolienne offshore en France et dans le monde.....	4
1.2. Types d'éoliennes installées	7
1.3. Efforts exercés sur une éolienne offshore.....	9
1.4. Guides de dimensionnement.....	18
2. Pieu sous chargement latéral monotone	21
2.1. Méthode $p-y$	21
2.2. Méthodes $p-y$ modifiées	25
2.3. Autres méthodes	30
3. Pieu sous chargement latéral cyclique.....	34
3.1. Recherches expérimentales : méthode des déplacements et rotations cumulés.....	34
3.2. Méthodes numériques.....	46
4. Etude de la structure complète d'une éolienne	49
4.1. Méthode $p-y$	50
4.2. Fondation modélisée par un ensemble de ressorts au niveau de la surface du sol	50
4.3. Autres méthodes	55
Conclusions et objectifs de la thèse.....	58

1. Généralités sur les éoliennes offshore

Dans cette première partie, quelques généralités sur les 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, et en France. Ensuite, les caractéristiques d'une éolienne typique, de sa fondation ainsi que les charges auxquelles elle est soumise sont présentées. Enfin, dans une dernière partie, les guides de référence pour la construction et le dimensionnement de telles structures sont abordés.

1.1. Développement de l'énergie éolienne offshore en France et dans le monde

L'énergie éolienne fait partie des énergies renouvelables, donc théoriquement inépuisables et ayant peu d'impacts négatifs sur l'environnement. L'exploitation des énergies renouvelables n'émet pas de gaz à effet de serre ; ces énergies représentent ainsi l'un des facteurs de lutte contre le réchauffement climatique. L'énergie éolienne, exploitant la force du vent, correspond parfaitement aux enjeux énergétiques d'aujourd'hui et de demain : une production d'énergie sans émission de gaz à effet de serre et une réponse aux besoins croissants en énergie.

Aujourd'hui, les éoliennes sont majoritairement terrestres. Cependant, la construction offshore présente de nombreux avantages qui font des éoliennes en mer (ou offshore) une technologie attractive et en pleine croissance. Les vents en mer rencontrent moins d'obstacles que sur terre, ils sont ainsi moins turbulents, plus réguliers et ont une vitesse moyenne plus importante que les vents terrestres. Ils permettent donc d'augmenter la production d'énergie ainsi que le temps d'utilisation. Pour une puissance égale, une éolienne en mer produit jusqu'à deux fois plus d'énergie qu'une éolienne terrestre [1].

Par ailleurs, installer les éoliennes en mer permet de s'affranchir de nombreuses restrictions rencontrées sur les sites terrestres : les impacts visuels et sonores sont réduits. En se déchargeant de cette problématique, des éoliennes plus grandes et donc avec une capacité de production plus importante peuvent être mises en place.

La moitié de la population mondiale vit aujourd'hui à moins de 150 km des côtes. Construire des parcs éoliens en mer, c'est donc se rapprocher des consommateurs et diminuer les pertes réalisées pendant la transmission de l'énergie. De plus, il est souvent complexe de trouver les emplacements adéquats à l'installation de parcs éoliens terrestres et ces zones arrivent à saturation. C'est déjà le cas en Allemagne et au Danemark. Les perspectives offertes par l'éolien terrestre sont plus limitées tandis que le marché offshore propose un espace vaste très peu exploité.

Les premières recherches concernant l'éolien terrestre et en mer apparaissent à la suite du choc pétrolier des années 70. Des projets développés en Europe et en Amérique de Nord permettent de réduire le coût de l'énergie éolienne et des parcs éoliens voient le jour. Cependant, c'est dans les années 90 que

les énergies renouvelables prennent un nouvel essor avec la prise de conscience du changement climatique et de la pollution de l'environnement. Depuis 1990, l'énergie éolienne est donc une industrie qui se développe fortement au niveau mondial.

1.1.1. L'exploitation de l'énergie éolienne en Europe¹ et dans le monde²

L'éolien en mer a débuté en 1991 avec la construction de la première ferme offshore au Danemark. Les premiers parcs en mer ont été installés en Europe du Nord, qui constitue aujourd'hui la région du monde la plus développée en matière d'éoliennes offshore. En effet, 91% des éoliennes en mer sont actuellement installées en Europe du Nord dans les mers du Nord, Baltique et d'Irlande ainsi que dans la Manche. Selon le rapport annuel 2016, établi par Wind Europe (2017) [2], une capacité totale de 12 631 MW est à ce jour installée en Europe, ce qui correspond à 81 parcs éoliens et 3589 éoliennes en mer réparties sur dix pays. Les Figures 1.1 et 1.2 illustrent ce développement exponentiel ainsi que la répartition des éoliennes offshore en Europe. A titre de comparaison, il faut environ 450 éoliennes offshore de 5 MW pour remplacer un réacteur nucléaire de 1100 MW, leur rendement étant moindre que celui d'un réacteur nucléaire puisqu'il est facteur du vent, un phénomène aléatoire.

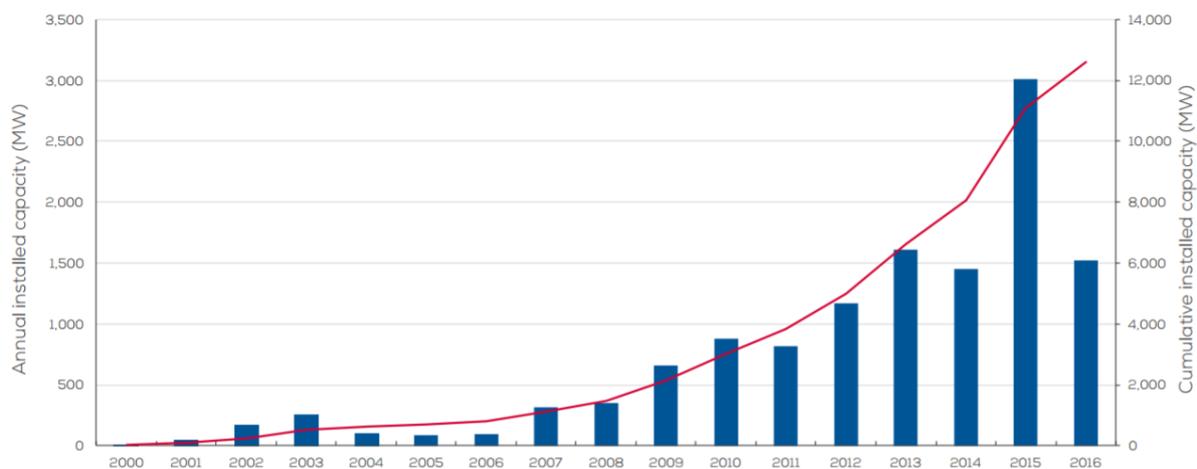


Figure 1.1 - Installations d'éoliennes en mer, annuelles et cumulées de 2000 à 2016 (source : windeurope.org)

Une politique ambitieuse en matière d'énergie renouvelable a débuté en Europe en 2008 suite au plan sur l'énergie et le climat, définissant trois objectifs majeurs :

- la réduction des émissions de gaz à effet de serre de 20 % par rapport aux émissions de 1990 ;
- l'intégration de 20 % d'énergie renouvelable dans la consommation d'énergie de l'Union Européenne (UE) ;
- l'amélioration de l'efficacité énergétique de 20 %.

Le deuxième objectif s'est traduit au niveau des pays côtiers de l'UE par le développement de l'énergie éolienne offshore. De plus, suite à la COP 21 organisée à Paris en 2015, des axes ont été définis

¹ Les données présentées dans cette partie sur l'Europe sont issues du site internet windeurope.org

² Les données présentées dans cette partie sur le monde sont issues du site internet gwec.net

à l'échelle européenne avec notamment l'augmentation à 40 % des énergies renouvelables dans le mix énergétique. Le développement des éoliennes offshore va donc se poursuivre en Europe afin de parvenir à ces objectifs.

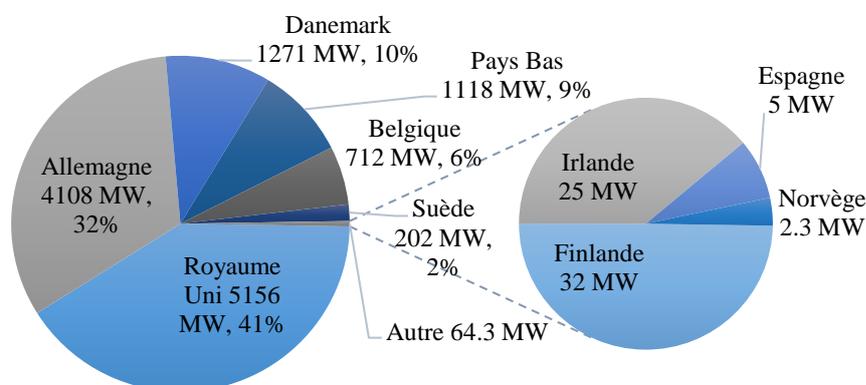


Figure 1.2 - Eoliennes offshore installées en Europe et leur capacité (source : windeurope.org)

La COP 21 a aussi été un élément déclencheur pour le développement de l'énergie éolienne en mer dans le monde, avec de nombreux pays qui se sont engagés à investir dans cette nouvelle technologie. En effet, si 91% des éoliennes en mer se situent en Europe, les 9 % restant correspondent à un marché émergent en Asie. Fin 2015, la Chine avait déjà installé 1 GW d'éoliennes offshore et ce développement s'accélère doucement, l'accent étant mis majoritairement sur les éoliennes terrestres. Fin 2016 au Japon, une capacité de 60 MW d'éoliennes en mer, dont quatre éoliennes flottantes, a été mise en place et de nombreux projets axés sur le développement des éoliennes flottantes sont en cours.

Les futurs marchés sont les Etats-Unis, qui ont installé fin 2016 leur premier parc éolien sur « Rhode Island » (cinq éoliennes pour un total de 30 MW), et l'Inde, qui définit actuellement une carte des zones où des éoliennes pourraient être installées.

1.1.2. L'éolien offshore en France³

La France, pays signataire du protocole de Kyoto, s'est engagée à diviser par quatre ses émissions de gaz à effet de serre d'ici 2050 par rapport à 1990. Les objectifs à plus brève échéance ont été fixés par le Grenelle de l'environnement : une production d'électricité d'origine renouvelable à 23 % de la consommation énergétique en 2020. Parmi l'ensemble des énergies renouvelables : hydraulique, éolien, solaire, géothermie, biomasse, énergies marines, l'énergie éolienne est celle qui représente le plus grand potentiel. En effet, avec 3500 km de côtes et trois façades maritimes bien orientées, la France dispose du deuxième gisement éolien après le Royaume-Uni. A ce jour, le parc éolien français est constitué uniquement d'éoliennes terrestres avec une puissance totale de 10 312 MW (fin 2015). Il correspond au quatrième parc éolien en Europe après l'Allemagne, l'Espagne et le Royaume-Uni.

³ Les données présentées dans cette section sur la France sont issues du site internet eoliennes-mer.fr et fee.asso.fr

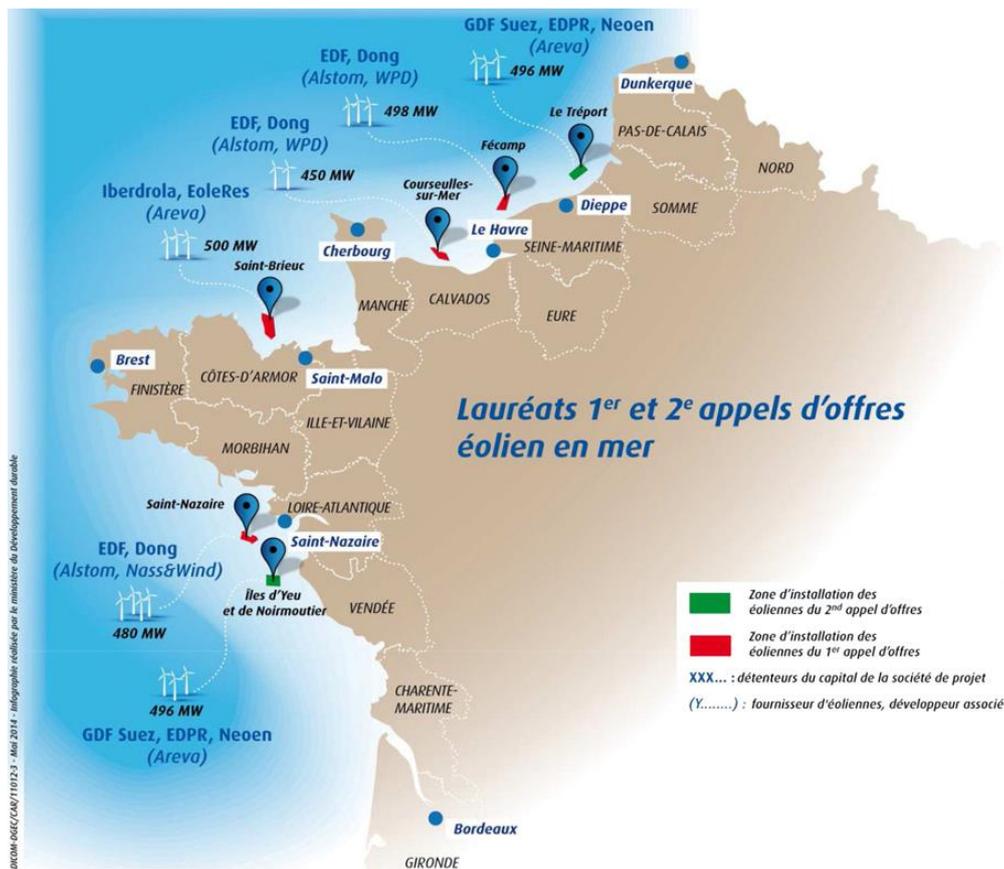


Figure 1.3- Projets d'éoliennes en mer sur les côtes françaises (source : eoliennes-mer.fr)

Le Paquet Energie-Climat se traduit au niveau de l'énergie éolienne par l'installation de 8000 éoliennes pour un total de 25 GW, dont 6 GW provenant d'éoliennes offshore pour 2020. A l'horizon 2030, les objectifs sont l'installation de 12 GW d'éoliennes fixes et 6 GW d'éoliennes flottantes. Pour ce faire, une cartographie des zones propices à l'installation d'éoliennes en mer a été réalisée en 2009 – 2010. Suite à un premier appel à projet, quatre projets ont été retenus en 2012 à Fécamp, Courseulles-sur-Mer, Saint-Brieuc et Saint-Nazaire. Ces projets d'environ 500 MW chacun, soit une centaine d'éoliennes de 5 MW, sont en cours d'étude avec une mise en service prévue pour 2021. En 2014, un deuxième appel à projet a validé deux nouveaux parcs éoliens d'une capacité de 500 MW chacun à Dieppe Le Tréport et aux îles d'Yeu et de Noirmoutier. Selon le calendrier prévisionnel, ces parcs ouvriront en 2021. A cette date, 3 GW d'éoliennes offshore seront donc en service, ce qui correspond à la moitié des objectifs définis pour 2020.

1.2. Types d'éoliennes installées

Si l'on considère des valeurs moyennes sur l'ensemble des éoliennes offshore installées en Europe, elles ont une capacité de 4,8 MW et sont mises en place à 44 km des côtes à une profondeur d'eau de 29 m. Les éoliennes offshore considérées actuellement font en général 5 MW ou plus. En France, ce sont les éoliennes Haliade de 6 MW, présentées en Figure 1.4 (a), qui seront installées dans quatre des

six sites retenus. Les deux autres sites seront équipés d'éoliennes Adwen de 8 MW. La première éolienne de 8 MW a été installée en 2016 au Royaume-Uni.

Tandis que l'éolienne offshore a des caractéristiques standard (mât, nacelle, rotor), c'est le choix de la fondation qui varie majoritairement en fonction du sol et de la profondeur des fonds marins. Quatre catégories de fondation peuvent être retenues : les bases gravitaires, les fondations de type pieu, les fondations de type caisson à succion et les fondations flottantes. L'ensemble de ces fondations ainsi que leur répartition en Europe sont présentés sur la Figure 1.4 (b) et (c).

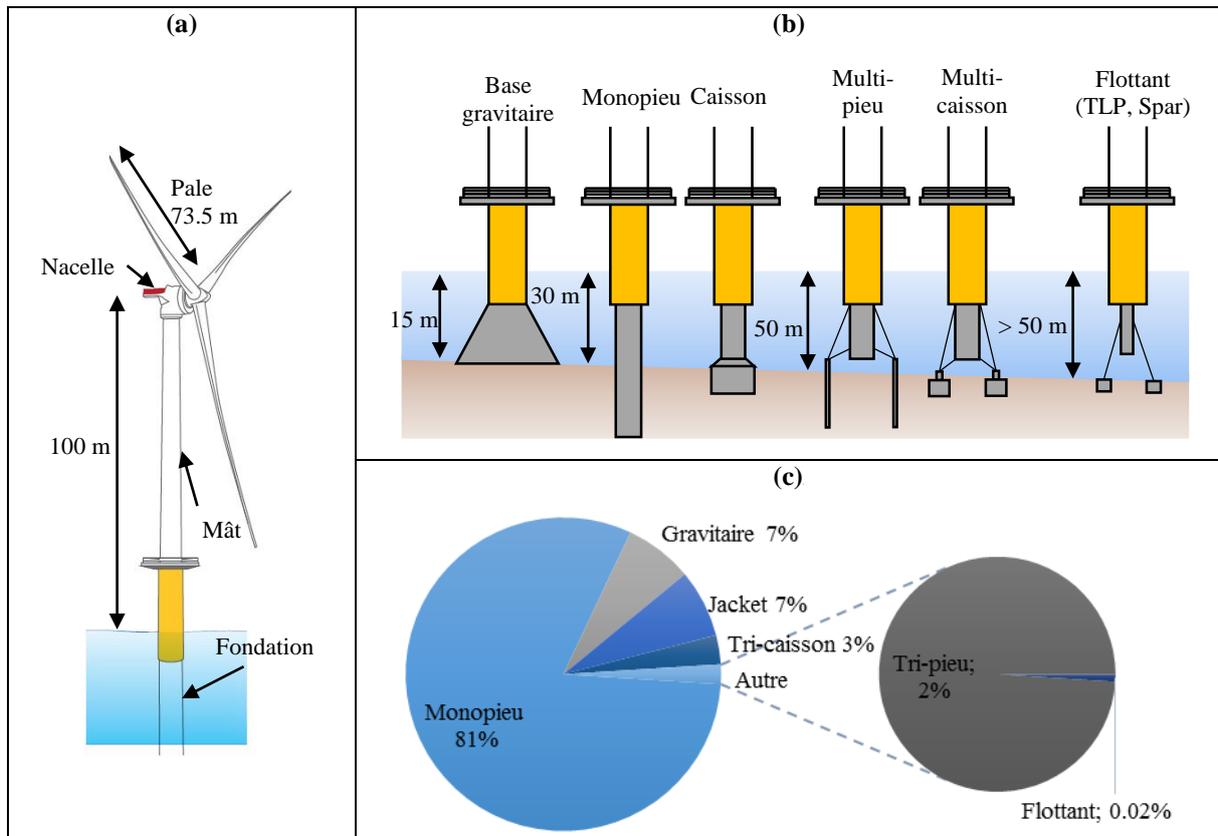
La base gravitaire est une structure massive qui résiste aux moments auxquels est soumise la structure par son poids propre. Ce type de fondation est utilisé pour les éoliennes terrestres ou en mer en eau peu profonde, en général 10 m et ne pouvant excéder 40 m. En eau profonde, cette fondation s'avère trop coûteuse en raison de la quantité de béton armé nécessaire pour sa réalisation.

Les pieux forment une famille de fondations incluant les monopieux, les multi-pieux et les jackets (ou fondation treillis). Le monopieu est la fondation la plus couramment utilisée et correspond à 81 % des fondations des éoliennes offshore (voir Figure 1.4 (c)). Le monopieu est un tube de grand diamètre, allant de 4 à 10 m, utilisé pour des profondeurs d'eau allant jusqu'à 30 m. L'élancement d'un monopieu est inférieur à 6, actuellement compris entre 4 et 6. Généralement en acier, le pieu est battu ou vibrofoncé avec un marteau hydraulique dans un sol meuble. Lorsque le sol est rocheux, la fondation est installée dans le massif par préforage puis injection de scellement. Dans le cas d'un sol mixte, le pieu est d'abord battu jusqu'à la couche rocheuse qui est forée. Le pieu est alors mis en place dans la roche par scellement. Les fondations à pieux multiples (multi-pieux ou jacket) sont considérées pour de plus grandes profondeurs d'eau allant jusqu'à 50 m. Les pieux constituent environ 90 % des fondations des éoliennes offshore installées aujourd'hui.

Les fondations de type caisson sont adaptées aux sols sableux ou sédimentaires. La fondation est constituée d'un caisson cylindrique avec, en partie haute, un raccordement à la tour et, en partie basse, un piston de succion. Le caisson est posé sur le sol puis, par succion et sous son propre poids, la fondation pénètre dans le sol. 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.

Les fondations flottantes sont adaptées aux grandes profondeurs, au-delà de 50 m. Les éoliennes sont maintenues grâce à un système d'ancrages à câbles. 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-submersibles (combinaison barge/spar). Les éoliennes flottantes sont très minoritaires pour l'instant, mais constituent un axe de recherche important (voir par exemple [3]). En effet, les éoliennes flottantes pourraient être installées au large, où les vents sont plus forts et plus réguliers. Par ailleurs, les pays tels que les Etats-Unis, où les eaux sont rapidement très

profondes, sont très intéressés par ces éoliennes. Il s'agit donc d'une technologie émergente, mais à fort potentiel.



1.3. Efforts exercés sur une éolienne offshore

Les éoliennes offshore sont des structures élancées soumises à de nombreux efforts qui peuvent être divisés en trois catégories :

- charges permanentes : poids de la structure ;
- charges variables : personnel, charges dues aux opérations d'installation (grue), impacts de bateaux ;
- charges environnementales : action du vent, efforts hydrodynamiques engendrés par la houle et les courants, séismes, effet de marée, neige et glace.

Les éoliennes offshore, contrairement aux éoliennes terrestres, sont soumises à des conditions climatiques rigoureuses : les vents sont moins turbulents, mais plus forts, auxquels s'ajoutent la houle, les courants et, dans certaines zones, la glace.

Afin de pouvoir appréhender le dimensionnement des fondations de telles structures, il est primordial de pouvoir estimer les forces agissant sur l'éolienne. Dans le cadre de cette thèse, ce sont principalement les charges environnementales induites par le vent, les vagues et les courants qui seront considérées.

Dans cette partie, une méthodologie, proposée dans les guides de conception (entre autres [4], [5]), est décrite afin d'évaluer ces charges environnementales.

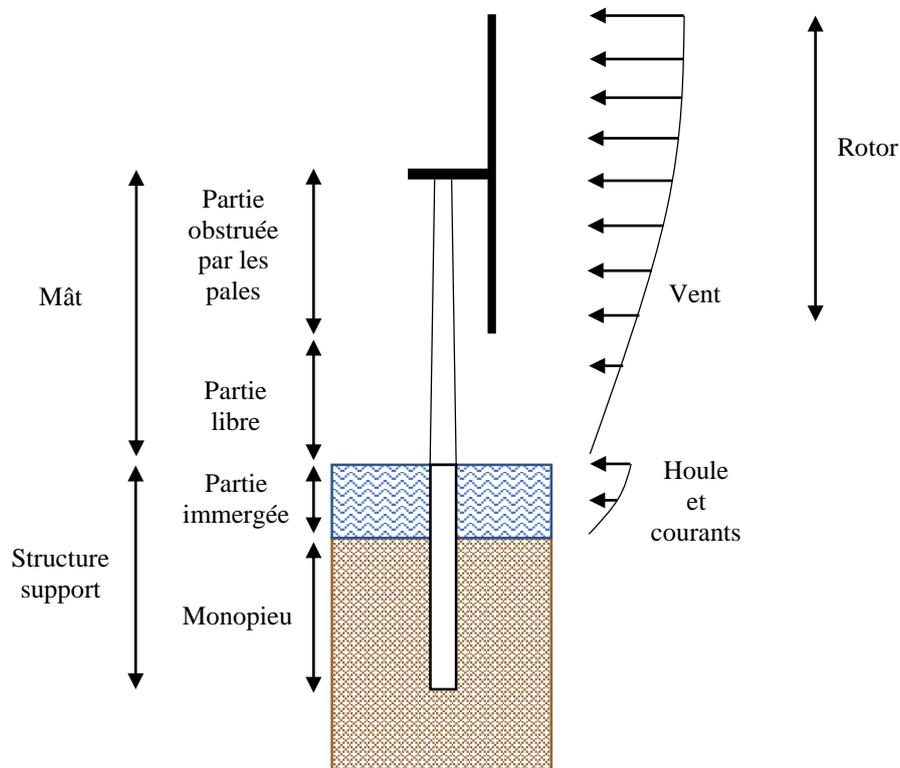


Figure 1.5 - Schématisation des actions environnementales agissant sur une éolienne en mer

1.3.1. Chargement aérodynamique

Le mât ainsi que l'ensemble rotor/nacelle subissent l'action du vent. L'effort global résultant exercé sur la structure est la combinaison de trois charges distinctes :

- le chargement exercé sur les pales : il sera assimilé à une force aérodynamique s'appliquant au moyeu, pièce central supportant les pales du rotor ;
- le chargement exercé 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 ;
- le chargement exercé sur la portion du mât libre, la partie basse de la tour.

- **Expression du chargement aérodynamique**

L'effort exercé par le vent peut être considéré comme une force de traînée. Cette traînée, force d'entraînement qu'exerce un fluide lorsque celui-ci est en mouvement par rapport à un objet, est telle que :

$$F_{traînée} = \frac{1}{2} \rho S C_x V^2 \quad (1.1)$$

avec :

ρ	masse volumique du fluide	kg/m ³	C_x	coefficient de traînée	-
S	section normale frontale si l'objet est non profilé	m ²	V	vitesse du fluide	m/s
	section normale alaire si l'objet est profilé	m ²			

Dans un premier temps, le chargement exercé sur l'ensemble des pales est considéré. La surface S correspond ainsi à un disque de rayon égal à la taille d'une pale, soit au rayon du rotor. La force (1.1) peut donc être réécrite ainsi :

$$F_{rotor} = \frac{1}{2} \rho_a S C_T(\lambda) V_{ref}^2 \quad (1.2)$$

avec :

ρ_a	masse volumique de l'air	kg/m ³	C_T	coefficient de traînée	-
$S = \pi R_{rotor}^2$	surface du rotor	m ²	V_{ref}	vitesse du vent à l'altitude du moyeu	m/s
			λ	coefficient de la vitesse spécifique	-

Le coefficient C_T dépend de la rotation des pales. Il est donc fonction du coefficient de la vitesse spécifique λ qui dépend de la vitesse de rotation du rotor ω_{rotor} , du rayon du rotor R_{rotor} et de la vitesse du vent à hauteur du rotor V_{ref} .

$$\lambda = \frac{\omega_{rotor} \cdot R_{rotor}}{V_{ref}} \quad (1.3)$$

Le coefficient de traînée C_T s'obtient graphiquement à partir du coefficient de la vitesse spécifique (voir Figure 1.6).

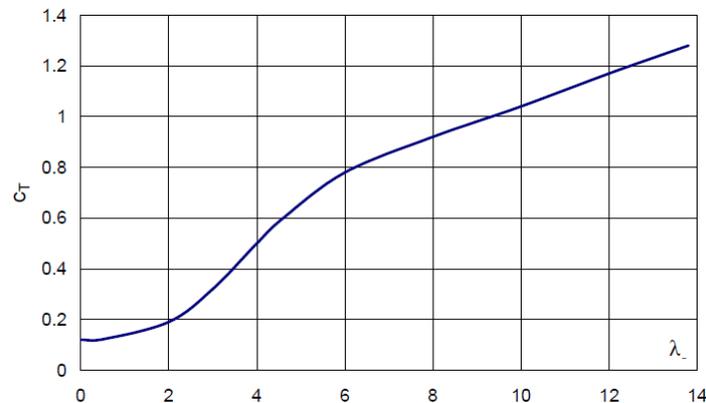


Figure 1.6 - Coefficient C_T en fonction de la vitesse spécifique λ (Gasch et al., 2012) [6]

L'expression (1.2) permet ainsi d'avoir une estimation de la charge aérodynamique s'exerçant au niveau du rotor. Ce chargement est assimilé à une force ponctuelle au niveau du moyeu. Le même raisonnement peut être appliqué pour le calcul du chargement aérodynamique sur le mât. Ainsi, le guide ABS [7] définit le chargement du vent normal à la surface considérée (la mât) comme suit :

$$F_{mât} = \frac{1}{2} \rho_a S C_s V_{ref}^2 \quad (1.4)$$

L'expression de la force est donc identique à celle décrite en (1.2). Sont à modifier uniquement la surface S , qui correspond ici à la surface projetée dans un plan normal à la direction du vent, et le coefficient de traînée C_s , coefficient de forme égal à 0,5 pour les cylindres selon le guide ABS (2010) [7].

Cependant, deux forces doivent être distinguées au niveau du mât : le chargement exercé sur la portion du mât libre et celui exercé sur la portion obstruée par le passage des pales. Tandis que l'expression (1.4) peut être appliquée directement pour la portion libre, la fréquence de passage des pales nécessite d'être prise en compte pour la deuxième portion. De fait, à chaque fois qu'une pale passe devant la tour, cette dernière n'est pas soumise au chargement du vent. Ainsi, la section soumise au vent varie en fonction de la fréquence de passage des pales.

L'expression du chargement défini ici ne tient pas compte de la fréquence du vent. Par ailleurs, le calcul du chargement nécessite de connaître la vitesse du vent s'exerçant sur la structure. Dans le paragraphe suivant, les caractéristiques du vent permettant de répondre à ces problématiques de fréquence et de vitesse du vent sont décrites.

- **Caractéristiques du vent**

Les résultats présentés dans ce paragraphe sont issus du livre Wind Energy Handbook (2011) [8]. La vitesse du vent mesurée sur le terrain varie en fonction de l'espace, du temps et de la direction (Figure 1.7 (a)). La vitesse moyenne du vent augmente avec l'altitude, ce qui correspond au cisaillement du vent. La vitesse réelle du vent varie dans le temps et en direction autour de cette valeur moyenne à cause de l'effet de turbulence. Pour décrire cet effet de cisaillement, deux modèles sont utilisés : le profil logarithmique et le profil en puissance.

- profil logarithmique
$$V_{vent}(z) = V_{ref} \frac{\ln(z/z_0)}{\ln(z_{ref}/z_0)} \quad (1.5)$$

- profil en puissance
$$V_{vent}(z) = V_{ref} \left(\frac{z}{z_{ref}} \right)^\alpha \quad (1.6)$$

avec :

V_{ref}	vitesse moyenne à une altitude de référence	m/s	z_{ref}	altitude de référence	m
z_0	altitude de la surface de rugosité	m	α	coefficient de cisaillement	-

L'altitude de la surface de rugosité z_0 correspond à la hauteur au-dessus du sol (ou au-dessus du niveau de l'eau) où s'applique la condition d'adhérence, c'est-à-dire lorsque le vecteur vent moyen est égal au vecteur nul. Cette altitude dépend du terrain considéré (ville, forêt, mer calme, mer agitée ...). Selon le guide DNV-OS-J101 (2010) [5], la valeur considérée pour les structures offshore est $z_0 = 0,05$ m. De même, le coefficient de cisaillement α dépend du terrain et est égal à 0,12 pour les mers calmes voire agitées. Ces deux modèles sont représentés en Figure 1.7 (b) pour une altitude de référence

correspondant à une hauteur de moyeu de 90 m et une vitesse de référence de 15 m/s. Force est de constater que ces deux modèles ne présentent pas de différence significative.

Comme cela a été souligné précédemment, la vitesse du vent dépend aussi du temps, c'est la turbulence. Elle peut être représentée sous forme spectrale. Les spectres les plus utilisés sont ceux de Von Karman (1957) et de Kaimal (1972), voir Figure 1.8 (a). Ces modèles dépendent de la vitesse moyenne du vent, de l'intensité de la turbulence et d'une longueur de référence. Ces spectres permettent de mettre en évidence les gammes de fréquence de la turbulence, comprises entre 10^{-4} et 1 Hz avec un pic maximum aux alentours de $2 \cdot 10^{-2}$ Hz. Une autre représentation du spectre de vitesse du vent a été proposée par Van der Hoven (1957) à partir de relevés à court et long termes, voir Figure 1.8 (b). Ces deux représentations montrent que les fréquences de vent sont très faibles, inférieures à 1 Hz.

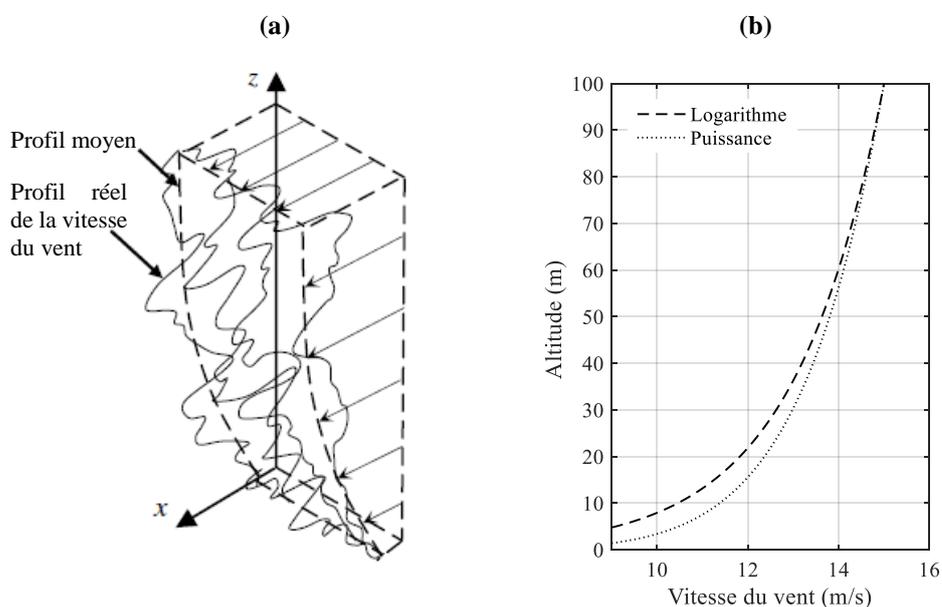


Figure 1.7 - (a) Profil réel de la vitesse du vent (Tempel, 2006) [9] ; (b) évolution de la vitesse du vent en fonction de l'altitude

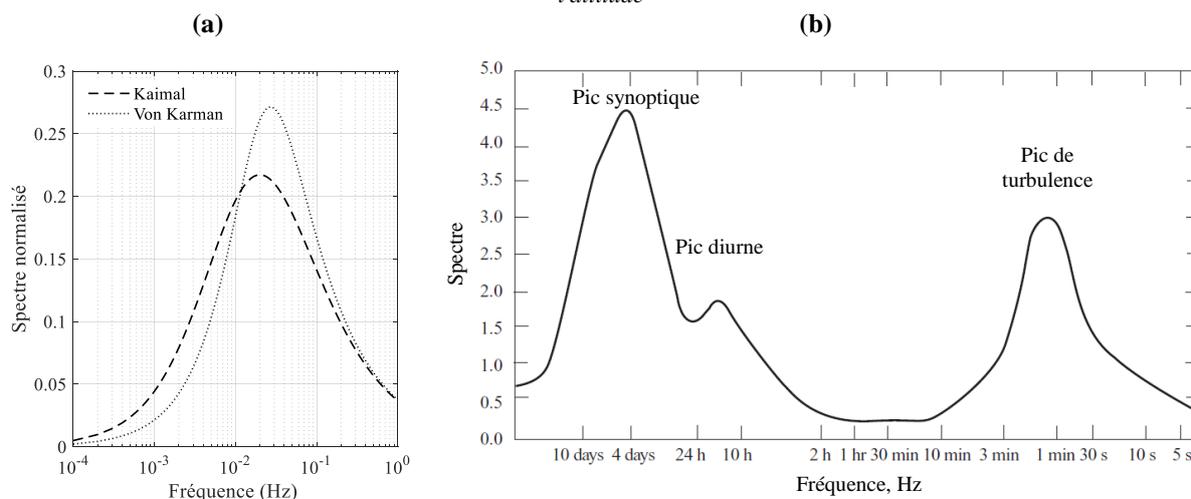


Figure 1.8 - (a) Spectres normalisés de Von Karman et de Kaimal ; (b) spectre du vent de Brookhaven d'après les travaux de Van der Hoven (1957) [8]

En conclusion, l'évaluation de la force aérodynamique appliquée sur une éolienne a été proposée en considérant ce chargement comme étant une force de traînée statique. Le calcul de celui-ci nécessite la connaissance d'une vitesse de référence du vent, qui correspond à la vitesse du vent au niveau du moyeu de l'éolienne. Cette vitesse peut être connue grâce aux cartes de vent établies dans les zones considérées. Par ailleurs, les parcs éoliens définissent les vitesses de vent minimales et maximales pour le bon fonctionnement de leurs éoliennes. Typiquement, les éoliennes de 8 MW qui seront installées sur le site des îles d'Yeu et de Noirmoutier ont un fonctionnement optimal pour une vitesse du vent de 43 km/h soit environ 12 m/s. Par ailleurs, il faut prendre en considération que la force du vent est dépendante de sa turbulence avec une fréquence de l'ordre de 0,1 Hz. Le vent est assimilé à un chargement cyclique uniquement au niveau du mât obstrué par les pales, où la fréquence de passage des pales doit être prise en compte.

1.3.2. Force hydrodynamique

La partie immergée de l'éolienne offshore va être soumise à une force hydrodynamique composée de l'ensemble des efforts dus à la houle et aux courants marins.

- **Force générée par les vagues**

Cette force hydrodynamique est constituée d'une force d'inertie et d'une force de traînée. L'équation de Morison [9], formule empirique, permet de calculer la force induite par les vagues sur une structure élancée par unité de longueur :

$$\begin{cases} f_{Morison} = f_{inertie} + f_{traînée} \\ f_{inertie} = \frac{\pi}{4} \rho_{eau} C_i D^2 \dot{v} \\ f_{traînée} = \frac{1}{2} \rho_{eau} C_t D |v|v \end{cases} \quad (1.7)$$

avec :

C_i	coefficient hydrodynamique d'inertie	-	v	vitesse des particules d'eau	m/s
C_t	coefficient hydrodynamique de traînée	-	\dot{v}	accélération des particules d'eau	m/s ²
ρ_{eau}	masse volumique de l'eau	kg/m ³	D	diamètre de la section cylindrique	m

Les coefficients hydrodynamiques sont choisis en fonction du cas de chargement, de la forme de la structure et du fond marin, entre autres. Pour une éolienne fondée sur monopieu, les coefficients sont tels que $C_i = 2,0$ et $C_t = 0,7$ ([9], [10]). Par ailleurs, dans l'équation de Morison (1.7), seules les vagues sont prises en compte. Afin de considérer les effets du courant, la vitesse ainsi que l'accélération du courant doivent être ajoutées. On obtient ainsi :

$$\begin{cases} f_{Morison} = f_{inertie} + f_{traînée} \\ f_{inertie} = \frac{\pi}{4} \rho_{eau} C_i D^2 (\dot{v}_{vagues} + \dot{v}_{courant}) \\ f_{traînée} = \frac{1}{2} \rho_{eau} C_t D |v_{vagues} + v_{courant}| (v_{vagues} + v_{courant}) \end{cases} \quad (1.8)$$

Pour évaluer cette force hydrodynamique, il est donc indispensable de connaître la cinématique des vagues et des courants.

- **Caractéristiques des vagues**

Selon la théorie d'Airy, les particules d'eau ont un mouvement circulaire (parallèle à la surface) dont le diamètre diminue avec la profondeur. La vitesse horizontale des particules et leur accélération sont définies en fonction de la position horizontale x , de la profondeur z et du temps t [9].

$$\begin{cases} v(x, z, t) = \zeta \omega_{vagues} \frac{\text{ch}[k_{vagues}(z + d_{eau})]}{\text{sh}(k_{vagues}d_{eau})} \cos(k_{vagues}x - \omega_{vagues}t) \\ \dot{v}(x, z, t) = \zeta \omega_{vagues}^2 \frac{\text{ch}[k_{vague}(z + d_{eau})]}{\text{sh}(k_{vagues}d_{eau})} \sin(k_{vagues}x - \omega_{vagues}t) \end{cases} \quad (1.9)$$

avec :

ζ	amplitude des vagues	m	ω_{vagues}	pulsation des vagues	rad.s ⁻¹
$k_{vagues} = 2\pi/\lambda_{vagues}$	nombre d'onde des vagues	m ⁻¹	d_{eau}	profondeur d'eau totale	m
λ_{vagues}	longueur d'onde des vagues	m			

- **Caractéristiques des courants**

La vitesse du courant, comme celle des vagues et du vent, varie en fonction de l'espace et du temps. Cependant, l'échelle de temps associée à la variation de la vitesse du courant est bien plus importante que celle associée aux vagues et aux vents. Ainsi, la vitesse du courant et sa direction peuvent être considérées comme indépendantes du temps pour les calculs de conception des structures offshore. Le courant dépend alors exclusivement de la profondeur, son accélération est donc nulle. Les guides de conception proposent trois profils de courant en fonction de la profondeur : un profil linéaire, un profil bilinéaire et un profil en puissance (Figure 1.9).

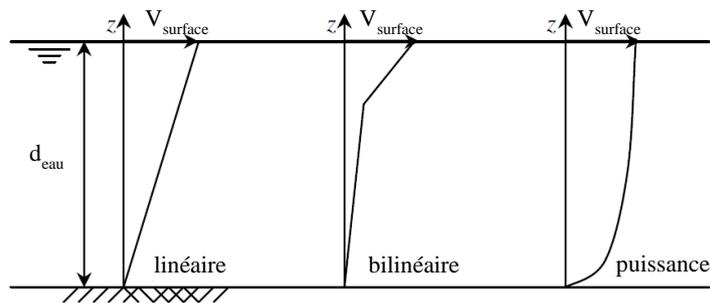


Figure 1.9 - Différents profils de vitesse de courant en fonction de la profondeur (Tempel, 2006) [9]

Quel que soit le profil de vitesse de courant choisi, il va toujours dépendre de la vitesse du courant en surface qui correspond à la vitesse des vagues. Lors de la définition de la vitesse du courant, il est donc indispensable d'étudier en premier lieu la vitesse des vagues.

- **Bilan**

Le guide DNV-OS-J101 (2010) [5] définit un graphe, retranscrit en Figure 1.10, permettant d'identifier les forces qui agissent majoritairement sur la fondation en fonction de la hauteur des vagues H_{vagues} , de leur longueur d'onde λ_{vagues} et du diamètre du monopieu D . Pour des structures de très grand volume, la présence de la structure perturbe la cinématique des vagues et du courant. Ce phénomène de diffraction va modifier les coefficients hydrodynamiques C_i et C_t . De plus, si le rapport $H_{vagues}/\lambda_{vagues}$ est supérieur à 0,78, le déferlement des vagues peut se produire et doit être pris en compte.

Dans la majeure partie des cas, la diffraction n'intervient pas et l'équation de Morison est tout à fait adaptée. Selon Kühn (2012) [10], pour un pieu cylindrique de diamètre D et en intégrant sur la profondeur totale d'eau d_{eau} , les amplitudes des forces d'inertie et de traînée globales peuvent être exprimées comme suit :

$$\begin{cases} F_{inertie} = \frac{\pi}{8k_{vagues}} \rho_{eau} C_i D^2 H_{vagues} \omega_{vagues}^2 \\ F_{traînée} = \frac{1}{16k_{vagues}} \rho_{eau} C_t D H_{vagues}^2 \omega_{vagues}^2 \frac{\text{sh}(2k_{vagues} d_{eau}) + 2k_{vagues} d_{eau}}{\text{ch}(2k_{vagues} d_{eau}) - 1} \end{cases} \quad (1.10)$$

avec H_{vagues} , la hauteur de vagues significative (m).

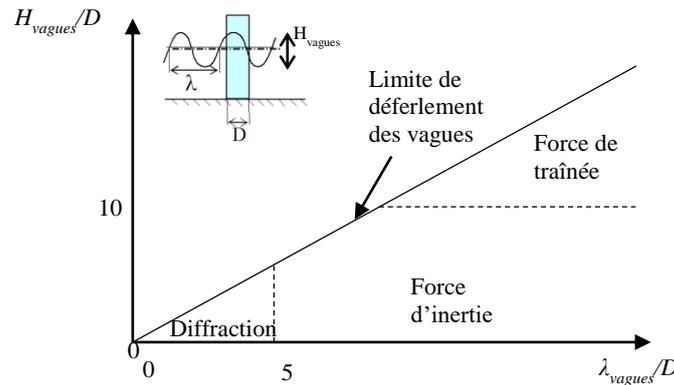


Figure 1.10 - Importance relative des forces d'inertie, de traînée et de diffraction (DNV, 2010) [5]

En sommant et en considérant la phase de chaque force, on obtient la force hydrodynamique globale. La vitesse et l'accélération ayant une phase de $\pi/2$, cette phase se retrouve entre la force d'inertie et celle de traînée. Finalement, la force hydrodynamique est définie par :

$$F_{hydro} = F_{traînée} |\cos(\omega_{vagues} t)| \cos(\omega_{vagues} t) - F_{inertie} \sin(\omega_{vagues} t) \quad (1.11)$$

La force hydrodynamique dépend donc fortement de la fréquence des vagues. De façon analogue au cas du chargement aérodynamique, des modèles de spectre de vagues ont été élaborés, permettant de mettre en exergue leur gamme de fréquences. Les spectres les plus utilisés sont ceux de Pierson-Moskowitz pour les hautes mers, éloignées des côtes, et de JONSWAP pour les zones côtières. Ces spectres sont illustrés en Figure 1.11 (a) et le pic de fréquence des vagues se situe autour de 0,15 Hz.

En se basant sur le spectre de Pierson-Moskovitz, Stewart (2005) [11] propose un graphe, illustré sur la Figure 1.11 (b), permettant d'évaluer la hauteur de vagues significative H_{vagues} et leur période T en fonction de la vitesse du vent à une hauteur de 10 m. Cette méthode sera utilisée dans le chapitre 2 pour calculer les forces agissant sur une éolienne de référence.

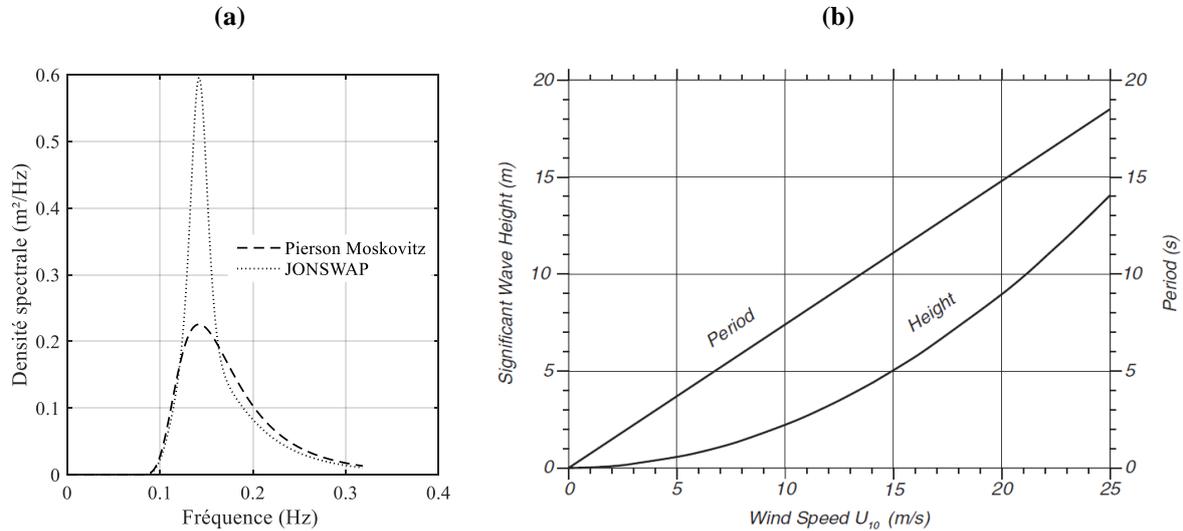


Figure 1.11 – (a) Spectres de Pierson-Moskovitz et de JONSWAP pour $H_{vagues} = 1.5 \text{ m}$ et $T = 5 \text{ s}$; (b) évaluation de H_{vagues} et T en fonction de la vitesse du vent à 10 m d'altitude selon Stewart (2005) [11]

1.3.3. Fréquences du système et du chargement aérodynamique et hydrodynamique

Lors de la caractérisation des chargements aérodynamique et hydrodynamique, il a été souligné que le vent a une fréquence inférieure à 0,1 Hz tandis que les vagues ont un pic de fréquence à environ 0,15 Hz. La rotation du rotor est également un élément à prendre en considération dans l'inventaire des chargements auxquels est soumise l'éolienne. La fréquence du rotor, notée 1P, est comprise dans la plage de rotation du rotor entre sa rotation la plus faible et la plus importante. Une seconde plage de fréquence à prendre en compte est celle du passage des pales, égale à trois fois celle du rotor et notée 3P. L'ensemble de ces chargements ainsi que leur fréquence respective sont représentés sur la Figure 1.12 pour quatre éoliennes variant de 3 à 8 MW.

Ainsi pour éviter tout phénomène de résonance, il convient de dimensionner l'éolienne offshore afin que sa première fréquence propre ne coïncide pas avec l'une de ces fréquences. Trois choix s'offrent alors pour la conception du système :

- structure soft-soft : structure flexible avec une fréquence propre inférieure à celle du rotor 1P. Il s'agit de structures légères donc moins coûteuses, mais susceptibles de rentrer en résonance avec les fréquences du vent et des vagues ;
- structure soft-stiff : structure avec une fondation rigide et un mât élancé dont la première fréquence propre se situe entre la fréquence du rotor 1P et celle du passage des pales 3P ;

- structure stiff-stiff : ensemble rigide avec une première fréquence propre supérieure à celle du passage des pales 3P. Ces structures massives sont très coûteuses et donc peu utilisées dans la pratique.

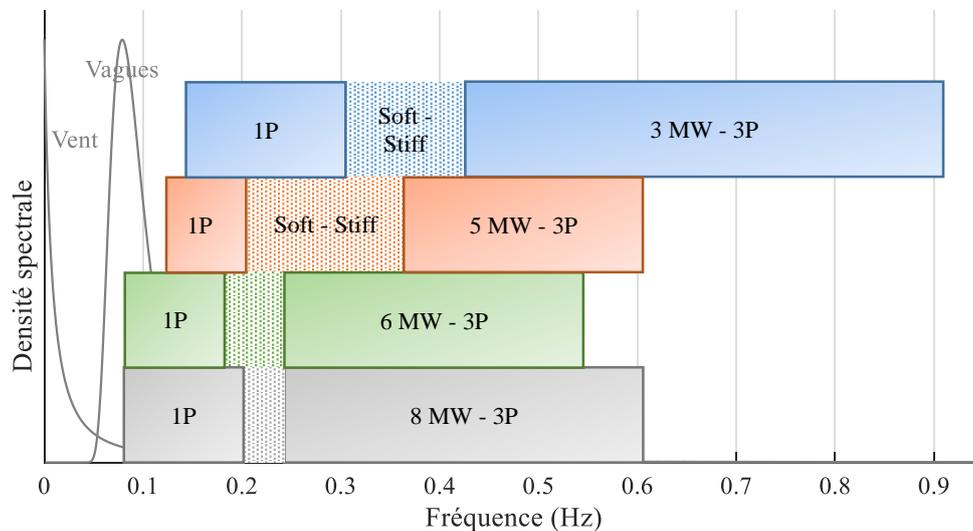


Figure 1.12 - Ensemble des fréquences agissant sur les éoliennes Vestas V90 3 MW (bleu), NREL 5 MW (orange), Siemens 6 MW (vert), Vestas VI64 8 MW (gris)

Habituellement, les éoliennes sont de type soft-stiff et, selon le guide DNVGL-ST-0126 (2016) [12], une marge de 5 % doit être conservée entre la valeur de la première fréquence propre de l'éolienne et les autres fréquences (vent, houle, rotor, ...). Force est de constater (Figure 1.12) que la plage de fréquence soft-stiff disponible tend à se réduire avec l'augmentation de la capacité des éoliennes offshore. Avec des éoliennes plus puissantes, plus grandes, la vitesse de rotation du rotor diminue et se rapproche de la fréquence des charges environnementales. La marge de manœuvre dans le dimensionnement d'une éolienne offshore déjà réduite pour une éolienne de 3 MW, avec un intervalle soft-stiff de 0,12 Hz, s'amenuise pour une éolienne de 8 MW avec un intervalle de 0,04 Hz. Il est donc primordial de pouvoir évaluer la première fréquence propre d'une éolienne ainsi que son évolution éventuelle au cours de son exploitation.

1.4. Guides de dimensionnement

Il existe aujourd'hui peu de guides de référence, pour le dimensionnement des éoliennes offshore, ces structures étant relativement récentes. Les deux principaux sont :

- le standard American Petroleum Institute, API RP 2A-WSD, guide de planification, dimensionnement et construction de plateformes offshore fixes [4] ;
- les guides Det Norske Veritas – Germanischer Lloyd, DNV GL ([12] et [13]), qui concernent respectivement la description des chargements et les conditions de site pour les éoliennes offshore ainsi que les structures support des éoliennes.

Historiquement, les « standards offshore » étaient orientés vers la construction et le dimensionnement des plateformes pétrolières offshore. Suite à l'émergence des éoliennes en mer, ces guides ont été modifiés et de nouveaux standards ont été établis. Cependant, ces guides se basent majoritairement sur les travaux et retours d'expérience existant sur les plateformes pétrolières offshore. Tandis que le guide de l'American Petroleum Institute propose des règles de dimensionnement générales pour les structures offshore, les guides DNV GL concernent de manière plus spécifique les éoliennes en mer. Le guide DNVGL-ST-0437 [13] se concentre sur la définition des conditions environnementales classiques (vent, vagues, courant, glace) et moins courantes (séisme, température extrême, affouillement ...), ainsi que sur le calcul des chargements qui en découlent. Le guide DNVGL-ST-0126 [12] concerne le dimensionnement de la structure support avec la présentation du principe de dimensionnement, la définition des états limites et leur application en fonction du type de structure (métallique, en béton ...). Il propose aussi des règles concernant le dimensionnement de la fondation en fonction du type de sol.

Le dimensionnement d'une éolienne offshore doit satisfaire les différents états limites ainsi que leurs critères respectifs. Quatre états limites sont distingués : l'état limite ultime (ELU), l'état limite accidentel (ELA), l'état limite de service (ELS) et l'état limite de fatigue (ELF).

Concernant les éoliennes offshore, l'ELU correspond à la capacité de résistance maximale de la structure lorsqu'elle est soumise à un chargement ultime. L'ELA correspond à la capacité de résistance de la structure face à une charge accidentelle ou aux dommages d'éléments suite à des événements accidentels ou une panne opérationnelle.

L'ELS correspond aux critères de tolérance pendant l'usage classique de l'éolienne. Les critères majeurs de l'ELS sont relatifs au déplacement et à la rotation de la structure. Les structures fondées sur monopieu sont néanmoins plus influencées par le moment que par la force horizontale. La limite en rotation est donc prépondérante par rapport à la limite en flexion. Selon le guide DNV, la rotation globale de la structure est limitée à $0,5^\circ$ afin d'assurer le fonctionnement optimal de l'éolienne. Une tolérance de $0,25^\circ$ est acceptée à l'installation de la structure, puis une rotation de $0,25^\circ$ est autorisée lors de la vie de l'éolienne. Cette rotation provient des déformations du sol (densification, affouillement). Cette limite très faible impose une installation précise de la fondation ainsi qu'une évaluation rigoureuse du sol et de son évolution. Par ailleurs, cette limite est actuellement discutée d'autant plus que la limite fixée pour les éoliennes flottantes est de 7° [14]. La limite de déplacement en tête de la fondation (au niveau de la limite sol/eau) est de 0,2 m et a été définie par Arany et al. (2014) [15]. Enfin, pour éviter tout phénomène de résonance, une marge de 5 % entre les fréquences d'excitation (relatives aux charges environnementales et à la rotation du rotor) et les premières fréquences propres de la structure doit être assurée. Le nombre de fréquences propres de la structure à considérer doit être suffisant pour couvrir la plage des fréquences d'excitation jusqu'à 20 % au-delà de la plus haute fréquence (3P).

L'ELF correspond à la rupture due aux chargements cycliques agissant sur la structure. Le dimensionnement de l'éolienne doit en effet prendre en compte les effets du chargement à long terme pour une structure en service pendant 20 ans. Le guide DNVGL-ST-0126 [12] renvoie vers les standards DNVGL-RP-C203 [16] et Eurocode 3 [17] pour l'évaluation de la rupture en fatigue. Un des critères majeurs pour l'évaluation de l'ELF est la dynamique et les premières fréquences propres de l'éolienne, qui sont susceptibles d'évoluer au cours de ces vingt années. Sous l'effet des chargements cycliques, l'évolution du sol et de sa rigidité peuvent directement altérer la réponse en fréquence de la structure globale.

Lors du dimensionnement d'une éolienne offshore et de l'évaluation des états limites, les paramètres tels que la rotation, le déplacement latéral ou les premières fréquences propres de la structure, jouent un rôle prépondérant. Ces paramètres sont intimement liés aux caractéristiques du sol et de l'interface sol-structure. Le sol constitue donc un élément majeur à prendre en compte dans le dimensionnement et doit être défini précisément. De ce fait, les prochaines parties de ce chapitre mettent l'accent sur les différentes méthodologies permettant l'évaluation du comportement du sol environnant un pieu ou monopieu soumis à un chargement latéral (monotone ou cyclique).

2. Pieu sous chargement latéral monotone

Dans cette partie, les méthodes permettant l'évaluation du comportement d'un pieu sous chargement latéral monotone sont introduites. Le modèle classique, considéré par les guides de référence ([4], [5]), pour représenter la structure est celui d'une poutre d'Euler-Bernoulli. Basé sur le modèle de Winkler (1867), l'interaction sol-structure est modélisée par un ensemble de ressorts découplés répartis uniformément le long du fût (Figure 1.13).

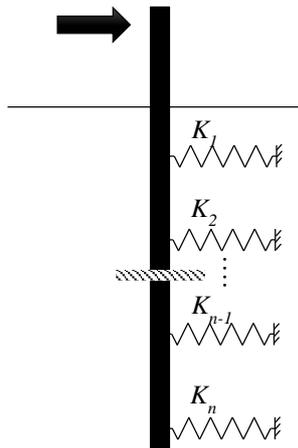


Figure 1.13 - Modèle de Winkler, poutre élastique reliée à des ressorts découplés

Ces ressorts représentent les lois de comportement force-déplacement du sol. De fait, la rigidité d'un ressort K_i est égale au rapport entre la résistance du sol, p , et le déplacement du pieu, y , multiplié par la distance entre les ressorts. Les ressorts dépendent donc de l'expression de courbes $p-y$ qui vont être définies ensuite. Les limites de la méthode dite $p-y$ dans le cadre de l'éolien offshore sont également discutées. Enfin, des études récentes, proposant des courbes $p-y$ modifiées ou des approches plus originales sont exposées.

2.1. Méthode $p-y$

2.1.1. Définitions des courbes $p-y$

Les courbes $p-y$ définies actuellement dans les recommandations et guides de dimensionnement ont été obtenues à partir des essais *in situ* mis en place sur l'île Mustang en 1966. Ils ont permis de proposer une relation $p(y)$ semi-empirique fondée sur ces résultats expérimentaux. Les essais en vraie grandeur de l'île Mustang au Texas sont décrits par Cox et al. (1974) [18] pour les sols grenus⁴ et par Reese et Welch (1975) [19] pour les sols fins⁵. Dans le cadre de cette thèse, les essais sur modèle physique ont été réalisés avec du sable de Fontainebleau. Ainsi, seule la formulation des courbes $p-y$ pour les sols grenus est présentée dans ce chapitre. Lors des essais de l'île Mustang, des pieux tubulaires en acier de 0,61 m de diamètre et de 9,5 mm d'épaisseur ont été mis en œuvre. Leur fiche, soit la hauteur du pieu

⁴ Sol de type sable, gravier

⁵ Sol de type argile

installé dans le sol, est de 21 m, ce qui correspond à un rapport longueur sur diamètre L/D de 34,4. Les pieux ont été soumis à sept cas de charge différents : deux essais monotones et cinq essais cycliques.

L'utilisation des courbes p - y a été étendue du dimensionnement des plateformes offshore à celui des éoliennes en mer. Ainsi, les courbes définies en 1984 par Murchison et O'Neil [20] sont reprises dans les guides de dimensionnement pour les éoliennes en mer. Les courbes p - y présentées dans cette partie sont issues du guide DNVGL-ST-0126 [12] et correspondent uniquement au cas des sables.

La première étape correspond au calcul de la résistance latérale ultime sous chargement monotone p_u :

$$p_u = \begin{cases} (C_1 z + C_2 D) \gamma' z & \text{pour } 0 < z \leq Z_R \\ C_3 D \gamma' z & \text{pour } z \geq Z_R \end{cases} \quad (1.12)$$

avec : C_1 , C_2 et C_3 , coefficients adimensionnels fonction de l'angle de frottement interne (Figure 1.14), D , diamètre du pieu (m) et γ' , poids volumique déjaugé (N/m^3) et Z_R , profondeur de transition (m) au-delà de laquelle $(C_1 z + C_2 D) \gamma' z \geq C_3 D \gamma' z$.

La courbe p - y correspondant à une profondeur z donnée est telle que :

$$p = A p_u \tanh\left(\frac{kz}{A p_u} y\right) \quad (1.13)$$

avec k , module de réaction initial (MPa/m) fonction de l'angle de frottement interne et/ou de l'indice de densité (Figure 1.14 (b)) et A coefficient adimensionnel permettant de tenir compte du chargement monotone ou cyclique, défini par :

$$A = \begin{cases} \left(3 - 0,8 \frac{z}{D}\right) \geq 0,9 & \text{pour un chargement monotone} \\ 0,9 & \text{pour un chargement cyclique} \end{cases} \quad (1.14)$$

A partir des courbes p - y , la rigidité des ressorts relatifs au modèle de Winkler peut être déterminée. La rigidité d'un ressort K_i pour une profondeur z donnée est :

$$K_i = \frac{p}{y} L \quad \text{soit } K_i = E_{py} L \quad (1.15)$$

avec L , distance entre les ressorts.

Dans les standards (API, DNV), le rapport entre la résistance du sol, p , et le déplacement du pieu, y , est noté E_{py} , coefficient de réaction du sol. Par ailleurs, la pente à l'origine d'une courbe p - y correspond au coefficient de réaction initial du sol E_{py}^* , qui permet d'étudier le comportement du pieu dans son état initial :

$$E_{py}^* = \left(\frac{dp}{dy}\right)_{y=0} = \left(A p_u \frac{\frac{kz}{A p_u}}{\cosh^2\left(\frac{kzy}{A p_u}\right)}\right)_{y=0} = kz \quad (1.16)$$

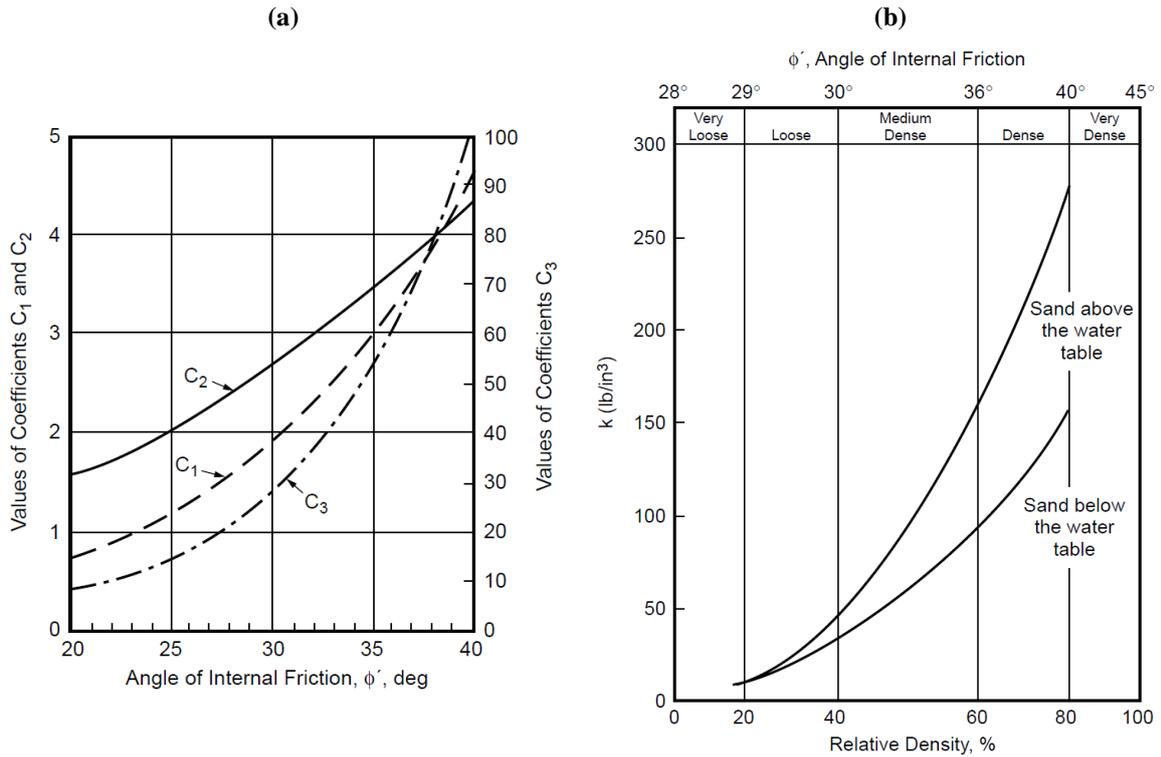


Figure 1.14 - (a) Coefficients C_1 , C_2 et C_3 en fonction de l'angle de frottement interne ; (b) module de réaction initial k en fonction de l'angle de frottement interne ou de l'indice de densité [4]

Ci-dessous sont présentées les courbes p - y obtenues à l'aide de la méthode de référence de Murchison et O'Neil (1984) [20]. Ces courbes ont été tracées pour les conditions suivantes : $\gamma' = 10 \text{ kN/m}^3$, $\phi = 30^\circ$, $k = 8000 \text{ kN/m}^3$.

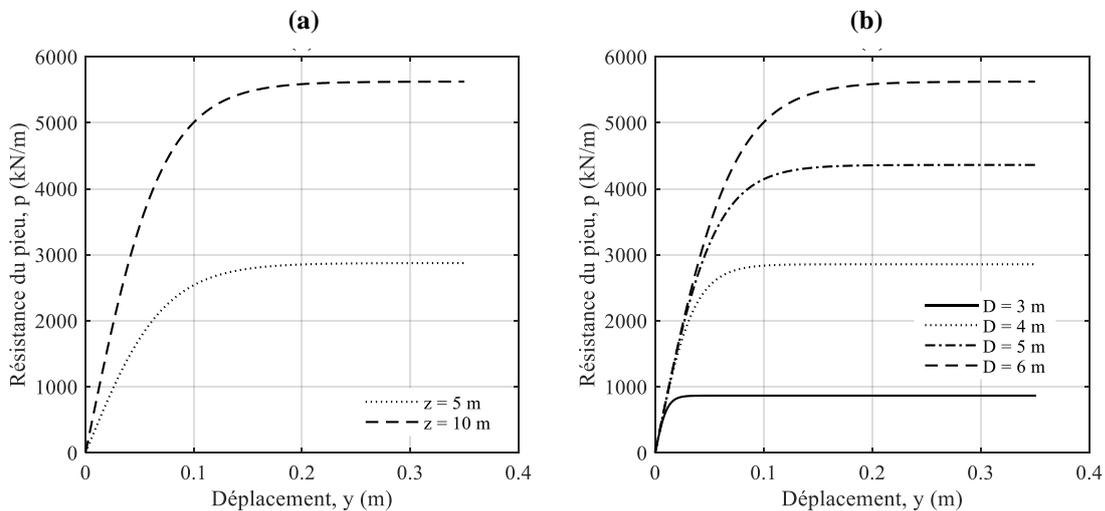


Figure 1.15 - Courbes p - y : (a) pour $D = 6 \text{ m}$ et $z = 5$ et 10 m ; (b) pour $z = 10 \text{ m}$ et $D = 3, 4, 5$ et 6 m

D'après ces courbes, on peut constater que le coefficient de réaction initial du sol E_{py}^* évolue en fonction de la profondeur considérée, mais qu'il est indépendant du diamètre du pieu.

2.1.2. Limites associées aux courbes p - y

Les limites ou hypothèses discutables associées à l'utilisation des courbes p - y proposées par les guides de référence API et DNV GL ont été soulevées par Brødbæk et al. (2009) [21]. Elles peuvent être classées selon les catégories suivantes :

- *Cisaillement entre les couches de sol*

Dans le modèle de Winkler, la réponse du sol en un point donné est supposée être indépendante du comportement du sol au-dessus ou au-dessous de ce point. Néanmoins, en prenant en compte la contrainte de cisaillement entre les couches de sol, peu de changements sont observés au niveau des courbes p - y [21].

- *Résistance ultime du sol*

Les modes de rupture considérés lors du calcul de la résistance ultime du sol à faible profondeur sont discutables. En effet, dans les méthodes employées, la surface du pieu est considérée comme étant lisse et le déplacement de la base du pieu n'est pas pris en compte, ce qui est indispensable dans le cas d'un pieu rigide.

- *Effet de l'interaction sol-pieu*

Le coefficient de réaction du sol, E_{py} , est indépendant des propriétés du pieu telles que la rigidité en flexion, EI , ou le diamètre du pieu, D . Les recherches concernant l'influence du diamètre du pieu ont conduit à des conclusions diverses rassemblées dans le Tableau 1.1.

Tableau 1.1 - Recherches sur l'influence du diamètre sur le coefficient E_{py} issu des courbes p - y selon Brødbæk et al. (2009) [21]

Relation entre E_{py} et D	Méthode	Auteurs
Indépendant	Analytique	Terzaghi (1955), Vesic (1961)
Linéaire	Analytique calibrée sur des tests <i>in situ</i>	Carter (1984), Ling (1988)
Influence négligeable	Numérique	Ashford et Juirnarongrit (2005), Fan et Long (2005)

Les recherches réalisées sur l'influence du diamètre du pieu dans le cadre du dimensionnement des éoliennes sont détaillées dans la partie 2.2 suivante.

Au-delà de ces limites classiques des courbes p - y et du modèle de Winkler, la formulation actuelle des courbes p - y est fortement remise en question pour son application dans le domaine de l'éolien en mer. En effet, les essais de l'île Mustang, qui ont permis de développer cette formulation de Murchison et O'Neil (1984) [20], ont été conduits sur deux pieux uniquement pour un total de sept essais. Peu de paramètres ont été étudiés : un seul diamètre, un type de sable, des pieux cylindriques uniquement. L'aspect le plus discuté concernant l'application directe des courbes p - y au cas des éoliennes en mer concerne la rigidité du pieu et son mécanisme de rupture.

Le rapport longueur sur diamètre des pieux de l'île Mustang est $L/D = 34,4$. En comparaison, le rapport L/D pour un monopieu d'une éolienne est de l'ordre de 5 à 6. Ce paramètre doit nécessairement

influer sur l'interaction sol/pieu. Par ailleurs, Poulos et Hull (1989) [22] définissent un critère permettant de caractériser le comportement d'un pieu :

$$\begin{cases} \frac{E_s L^4}{E_p I_p} < 5 & \text{Pieu rigide} \\ \frac{E_s L^4}{E_p I_p} > 375 & \text{Pieu flexible} \end{cases} \quad (1.17)$$

avec E_p et E_s , le module d'Young du pieu et du sol respectivement, I_p , le moment d'inertie du pieu et L , sa fiche.

Pour une fondation de type monopieu typique, ayant un diamètre de 6 m et une fiche de 36 m, ce rapport est égal à 160. On a donc un comportement quasi-rigide tandis que les essais *in situ* ont été réalisés sur des pieux flexibles. Le comportement en déformation du pieu (Figure 1.16) est très différent : le pieu rigide bascule complètement tandis que le pieu flexible forme une rotule plastique à une profondeur donnée, entraînant uniquement la déformation de la partie haute du pieu. Les conditions en pied de pieu ont peu d'influence dans la réponse du pieu sous chargement ultime pour les pieux souples.

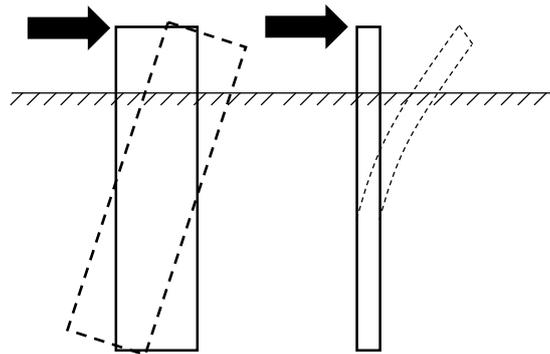


Figure 1.16 - Comportement d'un pieu rigide (à gauche) et flexible (à droite)

Face à la nécessité de proposer un modèle adapté aux éoliennes en mer et au monopieu, des modèles basés sur les courbes p - y ou des modèles numériques ont été développés. Dans la partie suivante, les observations *in situ* sur des éoliennes en mer ainsi que les nouvelles méthodologies adaptées à ces structures sont présentées.

2.2. Méthodes p - y modifiées

2.2.1. Observations *in situ*

L'impact de l'application directe des courbes p - y aux éoliennes en mer a pu être observé suite au suivi du comportement de ces structures en grandeur réelle. Un premier suivi de Hald et al. (2009) [23], en partenariat avec DONG Energy, a été réalisé sur les éoliennes en mer du parc de Horns Rev en mer du Nord. Des jauges de déformation ont été placées à cinq hauteurs différentes sur les monopieux de 4 m de diamètre. Les mesures ont été réalisées pendant 570 jours. L'instrumentation des monopieux a permis de comparer les courbes p - y standard ainsi que les valeurs obtenues *in situ* (Figure 1.17 (a)). Les

courbes p - y standard surestiment le moment auquel est soumis le pieu. Ainsi, la distribution du moment le long du pieu démontre que le sol est bien plus rigide de ce qui est prévu par les courbes p - y . La réponse en tête de la fondation a été particulièrement mal décrite par les courbes p - y avec une mesure 30 à 50 % inférieure à la réponse calculée.

Un article de Kallehave et al. (2012) [24] a rapporté les observations faites sur quelques éoliennes du parc de Walney en mer d'Irlande, en partenariat avec DONG Energy au Royaume-Uni. La première fréquence propre des éoliennes a été évaluée suite à des mesures réalisées d'août à septembre 2011. Comme illustré en Figure 1.17 (b), la première fréquence propre est jusqu'à 7 % plus élevée que celle prévue (avec $\Delta f_{Rel} = (f_{meas} - f_{design})/f_{design}$). Ce résultat est certainement dû à une sous-estimation de la rigidité du sol.

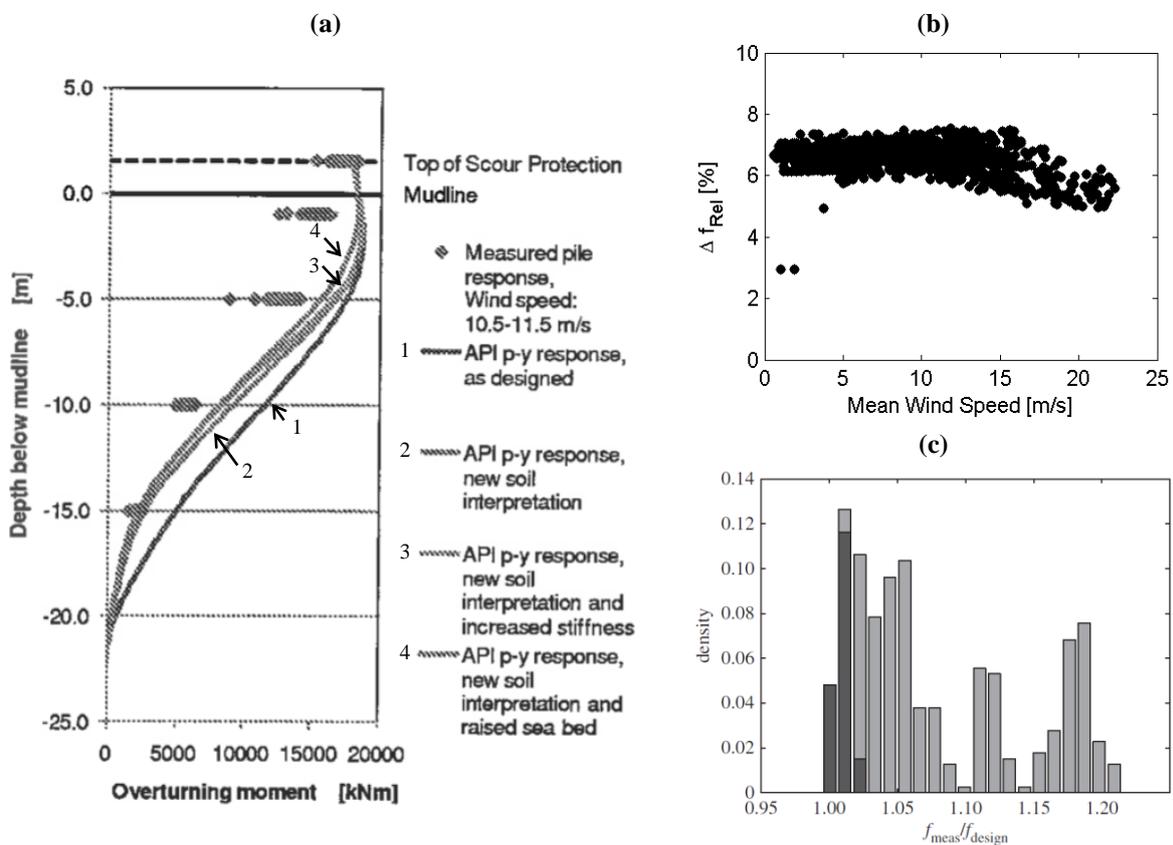


Figure 1.17 - (a) Comparaison entre les réponses d'un pieu mesurées et calculées [23] ; (b) écart de fréquence relatif d'une éolienne du parc de Walney [24] ; (c) rapport entre fréquences mesurées et calculées pour 400 éoliennes en mer [25]

De même, un second article de Kallehave et al. (2015) [25] rapporte les mesures de la première fréquence propre de 400 éoliennes en mer, fondées sur monopieu, provenant du parc éolien de West of Duddon Sands en mer d'Irlande et d'autres parcs non détaillés. Ces mesures sont regroupées sur la Figure 1.17 (c). Ces résultats montrent une fois de plus la sous-estimation de la première fréquence propre. Par ailleurs, une étude plus poussée a été effectuée sur une éolienne du parc de Walney afin d'appréhender l'influence de paramètres dimensionnant sur l'évolution de la première fréquence propre. Les résultats sont récapitulés dans le Tableau 1.2. Il apparaît clairement que l'interaction sol-pieu, donc

la rigidité qui en découle, constitue le facteur influençant le plus la 1^{ère} fréquence propre de la structure, le deuxième facteur étant l'affouillement. Les autres paramètres n'engendrent qu'une faible variation, inférieure à 1%. Ces résultats viennent confirmer les observations faites par Hald et al. (2009) [23].

Tableau 1.2 - Etude de l'influence de paramètres de dimensionnement sur l'évolution de la première fréquence propre d'une éolienne (parc éolien de Walney) issue de Kallehave et al. (2015) [25]

		Gamme de variation attendue			Influence sur la 1 ^{ère} fréquence propre		
		basse	moyenne	haute	min (%)	moyenne (%)	max (%)
Corrosion admissible	%	0	50	100	-0,2	0	0,2
Rigidité sol-pieu (K) (avec K=1 dans les standards)	-	0,2	1	10	-6,3	0	4,5
Hauteur d'affouillement	m	0	1	2	0	1,4	3,1
Epaisseur du pieu (écart provenant des tolérances de fabrication)	mm	0	0,5	1	-0,35	0	0,35
Croissance marine	mm	0	50	100	-0,15	0	0,15
Ajout d'une hauteur d'eau	-	C _M =1	C _M =1.5	C _M =2	0	0,2	0,4
Distribution de masse dans la structure	kg	0	50	100	-0,15	0	0,15
Hauteur de la nacelle	m	-0,2	0	0,2	-0,3	0	0,3

En conclusion, les observations *in situ* confirment les limites des courbes *p-y* appliquées aux éoliennes en mer. Pour des éoliennes sous sollicitations faibles, les courbes *p-y* sous-estiment la rigidité du sol, l'interaction sol-pieu ainsi que la première fréquence propre de l'éolienne. Selon Kallehave et al. (2015) [25], une meilleure estimation de l'interaction sol-pieu, et donc de la fréquence propre de la structure, a permis d'augmenter la durée de vie des structures et de réduire de 6 à 8 % la quantité d'acier nécessaire à la construction des éoliennes du parc de West of Duddon Sands. Afin de proposer une solution alternative aux courbes *p-y*, plusieurs études ont proposé des courbes *p-y* modifiées prenant en compte, entre autres, le diamètre du pieu, le type de sollicitations (faibles et extrêmes). Ces modèles sont exposés dans les parties suivantes.

2.2.2. Présentation des modèles *p-y* modifiés

- **Modèle de Wiemann**

D'après les recherches menées par Wiemann et al. (2004) [26], concernant le dimensionnement de la fiche de la fondation pour l'étude de l'état limite ultime d'un monopieu, les courbes *p-y* standard surestiment grandement la rigidité du sol. Wiemann propose ainsi une évaluation différente du coefficient de réaction *k* en prenant en compte le diamètre du pieu :

$$k_{Wiemann} = k \left(\frac{D_{ref}}{D} \right)^{\frac{4(1-a)}{4+a}} \quad (1.18)$$

Dans cette équation, D_{ref} correspond au diamètre de référence des pieux pour les essais de l'île Mustang, soit 0,61 m. Le paramètre *a*, compris entre 0,5 et 0,6, dépend de la densité du sable. Ainsi, pour un

diamètre de 0,61 m, le coefficient de réaction est identique à celui de référence, k , puis décroît avec l'augmentation du diamètre du pieu. Un exemple de courbe p - y de Wiemann est illustré en Figure 1.18.

- **Modèle de Sørensen**

De même, afin de proposer une modification des courbes p - y pour les pieux rigides sous chargement ultime, les travaux de Sørensen et al. (2010) [27] ainsi que ceux de Roesen et al. (2010) [28] proposent une étude expérimentale fondée sur six essais en laboratoire sur des modèles réduits. Ces résultats, comparés à une modélisation numérique sur FLAC^{3D}⁶ et au modèle p - y standard, ont permis de définir des courbes p - y modifiées. Ces nouvelles courbes prennent en compte la surestimation de la rigidité sol-pieu lorsque le monopieu est soumis à un chargement extrême, résultat comparable à celui obtenu par Wiemann [26] :

$$k_{Sorensen(2010)} = \frac{a}{z} \left(\frac{z}{z_{ref}} \right)^b \left(\frac{D}{D_{ref}} \right)^c \varphi^d \quad (1.19)$$

Dans cette équation, a est un facteur spécifiant la rigidité initiale et est égal à 50 MPa. Les autres valeurs de référence sont telles que : $z_{ref} = 1$ m et $D_{ref} = 1$ m. Les coefficients adimensionnels sont : $b = 0,6$, $c = 0,5$ et $d = 3,6$ et φ est l'angle de frottement interne.

Sørensen (2012) [29] propose, deux années plus tard, une nouvelle formulation en considérant le module d'Young du sol au lieu de son angle de frottement interne. L'équation (1.19) se réécrit alors :

$$k_{Sorensen(2012)} = \frac{a}{z} \left(\frac{z}{z_{ref}} \right)^b \left(\frac{D}{D_{ref}} \right)^c \left(\frac{E_s}{E_{s,ref}} \right)^d \quad (1.20)$$

Dans cette formulation, les coefficients adimensionnels sont tels que : $b = 0,3$, $c = 0,5$, $d = 0,8$. Les valeurs de référence sont définies par : $a = 1$ MPa, $z_{ref} = 1$ m, $D_{ref} = 1$ m et $E_{s,ref} = 1$ MPa.

Les deux courbes p - y proposées par Sørensen sont présentées sur la Figure 1.18. Ces deux courbes, tout comme celles de Wiemann, ont un coefficient de réaction initial E_{py}^* plus faible que celui de la courbe standard.

- **Modèle de Kallehave**

Suite aux observations *in situ* décrites précédemment, une surestimation de la rigidité sol-pieu a été constatée lorsque les monopieux sont soumis à de faibles sollicitations. Ainsi, Kallehave et al. (2012) [24] proposent une nouvelle formulation permettant de prendre en compte ces résultats expérimentaux :

$$k_{Kallehave} = \frac{kz_{ref}}{z} \left(\frac{z}{z_{ref}} \right)^m \sqrt{\frac{D}{D_{ref}}} \quad (1.21)$$

⁶ FLAC^{3D} (Fast Lagrangian Analysis of Continua) est un logiciel tridimensionnel basé sur la méthode des différences finies explicites (voir www.itasca.fr/logiciel/Flac3d)

Le coefficient de réaction défini par Kallehave dépend du coefficient de réaction standard k , ainsi que de valeurs de référence : $z_{ref} = 2,5$ m et $D_{ref} = 0,61$ m. Le paramètre adimensionnel m est pris égal à 0,6. Les courbes p - y modifiées de Kallehave sont tracées sur la Figure 1.18.

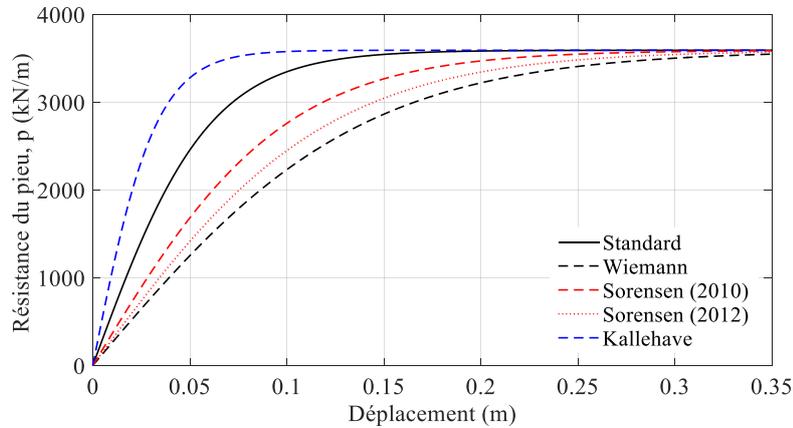


Figure 1.18 - Ensemble des courbes p - y standard et modifiées pour $D = 5$ m et $z = 7.5$ m

• Modèle de Thieken

Thieken et al. (2015) [30] proposent un modèle considérant les deux faiblesses des courbes p - y :

- la surestimation de la rigidité sol-pieu sous fortes sollicitations (ELU) : Wiemann [26], Sørensen [29] ;
- la sous-estimation de la rigidité sol-pieu sous sollicitations faibles (ELS) : Kallehave [24].

Les courbes p - y définies par Thieken [30] sont divisées en trois parties qui dépendent de la résistance ultime, notée p_c , et du module d'Young du sol, E_s . La définition de l'ensemble de ces parties est récapitulée en Figure 1.19.

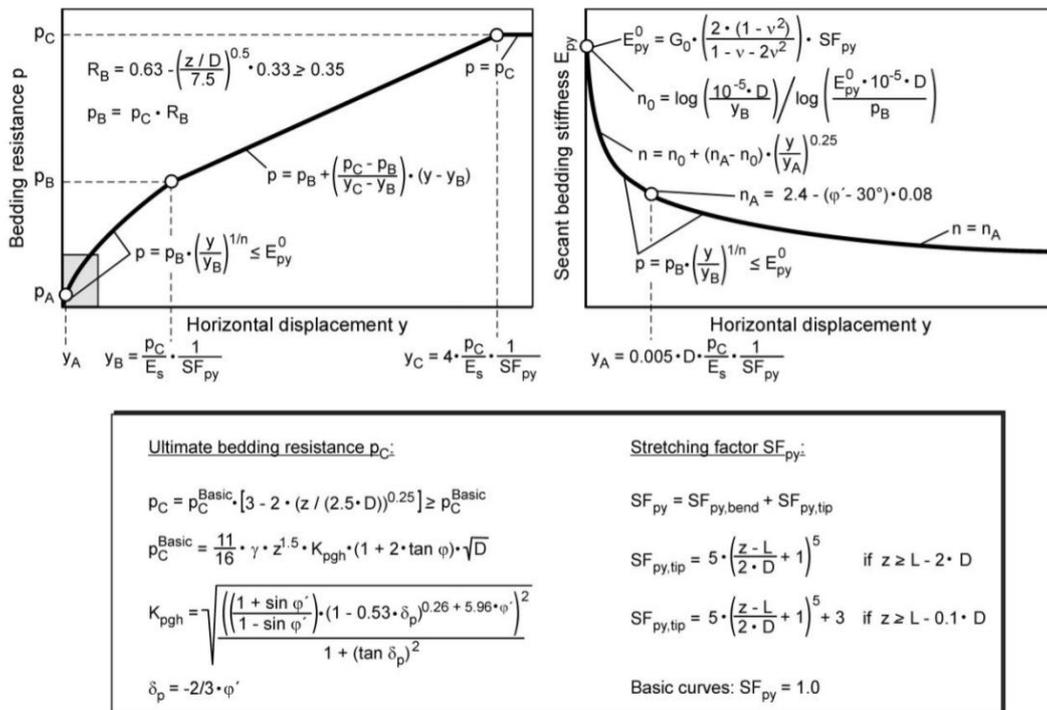


Figure 1.19 - Courbes p - y modifiées définies par Thieken et al. (2015) [30]

2.3. Autres méthodes

La majorité des méthodes développées pour l'évaluation du comportement d'un pieu sous chargement latéral monotone sont définies à l'aide des courbes p - y . Les méthodes présentées ci-après, plus complexes, proposent une alternative à la méthode API ou DNV GL classique. La méthode la plus aboutie est celle développée dans le cadre du projet PISA qui modélise le pieu par une poutre de Timoshenko et un ensemble de courbes représentatives de l'interaction sol-pieu. Enfin, les méthodes basées sur l'utilisation des éléments finis constituent un dernier type d'approches permettant de modéliser les pieux et sont décrites dans le paragraphe 2.3.2.

2.3.1. PISA : Pile Soil Analysis

Un projet industriel PISA (acronyme de Pile Soil Analysis), coordonné par DONG Energy, a été défini avec, pour objectif, le développement d'une nouvelle approche pour le dimensionnement des pieux soumis à des chargements latéraux, dans le cadre du domaine des éoliennes en mer. Ce projet comporte plusieurs phases :

- la modélisation numérique 3D en utilisant une méthode aux éléments finis (Zdravković et al., 2015) [31] ;
- le développement d'une nouvelle méthode de dimensionnement (Byrne et al., 2015a) [32] ;
- les tests *in situ* sur deux sites (Byrne et al., 2015b) [33].

Ce projet d'envergure, qui s'est déroulé de 2013 à 2015, propose une nouvelle méthode de dimensionnement fondée sur les courbes p - y et tenant compte de termes additionnels sur la réaction du sol. La détermination de ces courbes repose sur une modélisation numérique, elle-même basée sur les résultats des essais *in situ*.

Le projet s'est concentré sur deux profils de sol de référence, représentatifs des sols que l'on trouve en mer du Nord, à savoir l'argile quaternaire ductile, compacte, voire surconsolidée, et les sables marins pléistocène, denses à très denses. Les sites choisis ont été un site sableux près de Dunkerque et un site argileux à Cowden en Angleterre. Des tests de chargement latéral monotone ont été réalisés sur une quinzaine de pieux par site. Les rapports adimensionnels tels que la fiche du pieu sur le diamètre (L/D), le diamètre sur l'épaisseur (D/t) et le moment sur l'excentricité multiplié par le diamètre (M/HD), ont été définis afin que les pieux testés sur site soient représentatifs des monopieux des éoliennes en mer. L'instrumentation des pieux a permis de remonter aux courbes p - y des pieux mais aussi à des paramètres complémentaires, notamment la rotation du pieu.

Une étude paramétrique a ensuite été développée par Zdravković et al. (2015) [31]. Cette procédure numérique propose de passer d'une modélisation aux éléments finis 3D à un modèle 1D. Ce modèle 1D se rapproche du modèle de Winkler associé aux courbes p - y . Néanmoins, dans cette modélisation, le pieu est considéré comme une poutre de Timoshenko dont l'interaction sol-structure dépend de :

- la courbe du chargement réparti le long du fût qui correspond à l'évolution de la charge latérale, p , en fonction du déplacement latéral du pieu, v . Cette courbe est similaire aux courbes $p-y$;
- la courbe des moments répartis le long du fût qui correspond au moment sur le pieu, m , en fonction de 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 décrit la relation entre la force de cisaillement, S , et le déplacement 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 en Figure 1.20, donne des résultats en accord avec la méthode aux éléments finis 3D. Il a été constaté par ailleurs que les courbes $p-v$ ont un effet prépondérant dans le cas des pieux longs ($L/D = 6$). Néanmoins, dans le cas des pieux courts ($L/D = 2$), les courbes $m-\theta$ ainsi que les courbes relatives au comportement à la base du pieu doivent être prises en compte. Le modèle développé pour l'instant ne concerne que les pieux sous chargement monotone, ce qui constitue sa limite principale.

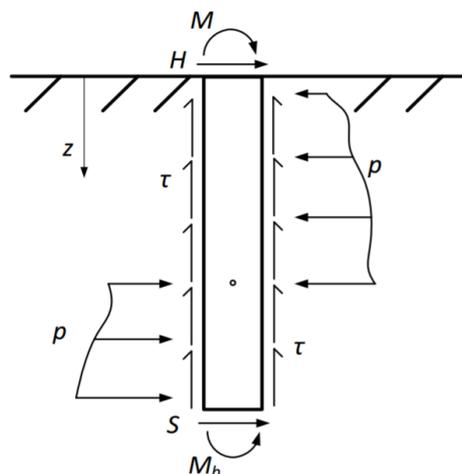


Figure 1.20 - Composantes de la réaction du sol appliquées à un monopieu [33]

2.3.2. Méthode des éléments finis

Les guides de dimensionnement de référence s'efforcent de présenter des méthodes analytiques simples à mettre en œuvre permettant d'évaluer rapidement le comportement du pieu sous chargement latéral. Ainsi, le modèle de Winkler, combiné aux courbes $p-y$, constitue un outil puissant. Les études se sont donc concentrées sur l'amélioration d'un tel modèle (méthodes $p-y$ modifiées) voire sur le développement d'un nouveau modèle basé sur cette méthode (projet PISA). De ce fait, peu de méthodes fondées sur les éléments finis ont été développées.

La modélisation par éléments finis est, en général, utilisée comme outil pour confirmer/infirmier la méthode $p-y$ classique et les méthodes $p-y$ modifiées, pour développer des courbes $p-y$ modifiées et pour comparer des mesures expérimentales/*in situ*. Les tableaux ci-après définissent l'utilisation de la méthode des éléments finis et les caractéristiques de la modélisation sol-pieu dans ces études.

Tableau 1.3 - Utilisation de la méthode des éléments finis et logiciels

Auteurs	Objectifs	Logiciel EF
Wiemann et al. (2004) [26]	Etude des courbes p - y et proposition de courbes p - y modifiées	Non précisé
Roesen et al. (2010) [28]	Comparaison entre les courbes p - y classiques et celles obtenues par éléments finis. Etude support du modèle de Sørensen (2010).	FLAC ^{3D}
Thieken et al. (2015) [30]	Comparaison entre les courbes p - y classiques et courbes p - y modifiées. Proposition de nouvelles courbes p - y modifiées.	PLAXIS ^{3D} 7
Schroeder al al., (2015) [34]	Comparaison entre la méthode de Kallehave et une modélisation par éléments finis. Application aux éoliennes en mer du parc de Gode.	ICFEP ⁸
Zdravković et al. (2015) [31]	Passage d'une méthode EF 3D à une méthode 1D dans le cadre du projet PISA.	ICFEP

Tableau 1.4 - Caractéristiques des modèles EF

Auteurs	Sol	Interaction sol-pieu
Wiemann et al. (2004) [26]	Modèle élasto-plastique avec un critère de rupture de type Mohr-Coulomb	Contact qui transmet le cisaillement et les contraintes normales selon le modèle de Coulomb
Roesen et al. (2010) [28]	Modèle élasto-plastique avec un critère de rupture de type Mohr-Coulomb	Éléments d'interface standard de FLAC ^{3D} muni du critère de Coulomb linéaire
Thieken et al. (2015) [30]	Modèle HSsmall	Contact élasto-plastique
Schroeder al al. (2015) [34]	Matériau élastique non-linéaire, parfaitement plastique	Éléments d'interface définis par Day and Potts, (1994)
Zdravković et al. (2015) [31]	Fonction du matériau considéré (argile ou sable)	Éléments d'interface définis par Day and Potts, (1994)

La méthode des éléments finis est aussi utilisée pour développer de nouvelles méthodes de dimensionnement. Une de ces méthodes est définie par Achmus et Abdel-Rahman (2005) [35] pour les pieux sous chargement latéral monotone. Cette première étude a été largement développée par la suite dans le cadre des pieux sous chargement latéral cyclique. Les principaux travaux d'Achmus sont donc introduits dans la section suivante relative aux pieux sous sollicitations cycliques.

Il existe ainsi de nombreuses méthodes alternatives dérivées des courbes p - y ou issues d'une modélisation numérique permettant d'évaluer le coefficient de réaction du sol E_{py} , facteur indispensable pour l'évaluation de la première fréquence propre d'une éolienne offshore. Ces différentes évaluations du coefficient de réaction du sol et leur impact sur l'évaluation de la première fréquence propre de l'éolienne lors de son installation sont discutés dans le chapitre 2, section 2.1.2.

⁷ PLAXIS^{3D} est un logiciel éléments finis 3D dédié à l'étude des ouvrages géotechniques

⁸ ICFEP est un logiciel éléments finis 3D dédié à l'étude des ouvrages géotechniques

L'évolution de la première fréquence propre est, également, affectée par le comportement de l'interaction sol-pieu lorsque ce dernier est soumis à une sollicitation cyclique. Les courbes p - y standard ainsi que les recherches actuelles sur cette thématique sont introduits dans la section suivante.

3. Pieu sous chargement latéral cyclique

Afin de prendre en compte l'effet d'un chargement cyclique sur le comportement du pieu, les guides standard API ou DNV GL proposent une évaluation des courbes p - y avec l'équation (1.13) combinée à l'équation (1.14), avec $A = 0,9$ pour tenir compte du chargement cyclique.

Au-delà des limites qui ont été présentées précédemment sur les courbes p - y , les essais cycliques sur les pieux de l'île Mustang, permettant d'évaluer ce facteur A , ont été très restreints. Les essais ont été effectués sur des pieux élançés soumis à des chargements pouvant aller jusqu'à 100 cycles. Bien que d'autres tests aient été réalisés ultérieurement, seuls des pieux élançés ont été considérés. De plus, les courbes p - y cycliques ont été mises en place pour l'évaluation de la capacité ultime des pieux, plus particulièrement pour la prise en compte des effets de la houle générée par une tempête de référence. Néanmoins, ce sont les états limites de service (ELS) et de fatigue (ELF) qui sont les plus enclins à être affectés par ces chargements cycliques. Ces cycles engendrent un déplacement des grains de sable ; c'est leur restructuration autour du pieu qui vient modifier l'interaction sol-pieu, c'est-à-dire sa rigidité, et engendre la rotation cumulée de la structure. Comme souligné précédemment, c'est la rigidité sol-pieu, influencée majoritairement par l'interaction sol-structure, qui gouverne la première fréquence propre de l'éolienne. Il est donc, à nouveau, primordial d'évaluer l'évolution de cette rigidité.

Ainsi, de nombreux paramètres ne sont pas pris en compte par les courbes p - y standard tels que la rotation cumulée du pieu et l'évolution de sa rigidité résultant des sollicitations cycliques. Par ailleurs, les éoliennes en mer étant régulièrement sollicitées dans une direction prédominante à cause des effets combinés du vent et des vagues, la fondation va tendre à présenter une rotation cumulée pendant sa durée de vie. Des études, abordées dans cette partie, se sont donc intéressées à cette problématique avec pour objectif de définir les effets des chargements cycliques sur un monopieu en prenant en compte les paramètres du sol, les différentes caractéristiques des sollicitations cycliques, le nombre de cycles ...

Dans cette partie, l'état de l'art sur le comportement des pieux sous sollicitations cycliques est donc abordé. Les recherches expérimentales *in situ* et sur modèles réduits sont présentées, suivies par les études numériques.

3.1. Recherches expérimentales : méthode des déplacements et rotations cumulés

3.1.1. Premières méthodes : essais *in situ*

Afin d'incorporer les effets à long terme d'un chargement cyclique sur un pieu, le concept de dégradation est adopté par différentes méthodes. A l'origine de ces méthodes, on considère l'indice de dégradation, proposé par Idriss (1978) et présenté par Rasmussen et al. (2013) [36], qui décrit le changement de la raideur sol-pieu comme une fonction du nombre de cycles tel que :

$$\delta = \frac{E_{SN}}{E_{S_1}} = N^{-a} \quad (1.22)$$

avec E_{sN} et E_{s1} , les modules sécants pour N et 1 cycles respectivement et a , le coefficient directeur, en échelle logarithmique, présentée en Figure 1.21 et défini par Little et Briaud (1988) [37].

Ce facteur de dégradation est utilisé généralement pour déterminer les effets du chargement cyclique. A l'aide de ce facteur et à partir de résultats expérimentaux, des méthodes proposent ainsi une nouvelle formulation des courbes p - y , dans le cas des chargements cycliques, qui décrit la détérioration des courbes p - y obtenues pour des chargements statiques. C'est le cas de Long et Vanneste (1994) [38] qui ont répertorié 34 essais réalisés dans des conditions très variées, définies dans le Tableau 1.5.

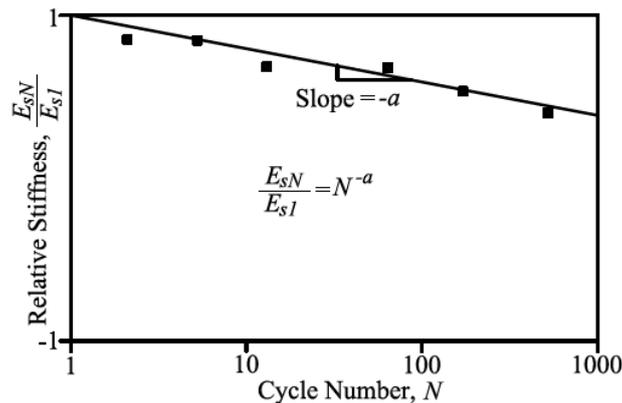


Figure 1.21 - Dégradation de la raideur en fonction du nombre de cycles, d'après [36] et [37]

Tableau 1.5 - Caractéristiques des essais répertoriés par Long et Vanneste (1994) [38]

Type de pieu	bois, béton, acier
Méthode d'installation	battage, forage, vibrofonçage, vissage
Diamètre (m)	0,145 à 1,43
Rapport longueur sur diamètre L/D	3,1 à 84,1
Densité du sable	lâche à dense
Nombre de cycles	5 à 500

A partir de ces résultats, Long et Vanneste, (1994) [38] ont défini des courbes p - y modifiées caractérisées par un facteur de dégradation m telles que :

$$m = 0.17F_L F_I F_D \quad (1.23)$$

$$p_N = p_1 N^{(a-1)m} \quad (1.24)$$

$$y_N = y_1 N^{am} \quad (1.25)$$

avec F_L , F_I et F_D , coefficients représentatifs du type de sollicitation, de la méthode d'installation et de la densité du sable respectivement, N , le nombre de cycles et a , facteur issu de la définition donnée par Little et Briaud (1988) [37] généralement égal à 0,6.

De façon analogue, Lin et Liao (1999) [39] ont introduit un paramètre de dégradation t , à partir d'essais *in situ*, permettant de calculer les déplacements cumulés d'un pieu. Au total, 20 essais, dont les caractéristiques sont définies dans le Tableau 1.6, ont été pris en compte.

Tableau 1.6 - Caractéristiques des essais de Lin et Liao (1999) [39]

Type de pieu	bois, béton, acier
Méthode d'installation	battage, forage, vibrofonçage, vissage
Diamètre (m)	0,145 à 1,43
Rapport longueur sur diamètre L/D	4 à 84,1
Densité du sable	lâche à dense
Nombre de cycles	4 à 100

Les résultats suivants ont été proposés afin de déterminer la déformation cumulée d'un pieu et donc de retrouver son déplacement cumulé :

$$t = 0.032 \frac{L}{T} \beta \xi \varphi \quad (1.26)$$

$$R_S = \frac{\varepsilon_N}{\varepsilon_1} = 1 + t \ln N \quad \text{avec} \quad \varepsilon_i = \frac{y_i}{2.5D} \quad (1.27)$$

avec :

L fiche du pieu (m)	R_S rapport des déformations à N et 1 cycles (-)
T rapport de raideur relative entre sol et pieu (m)	ε_i déformation à i cycles (-)
β facteur de densité du sol (-)	N nombre de cycles (-)
ξ facteur sur la méthode d'installation (-)	y déplacement latéral (m)
φ facteur sur les sollicitations (-)	D diamètre du pieu (m)

Lin et Liao (1999) [39] ont par ailleurs proposé une expression permettant de tenir compte des combinaisons de sollicitations cycliques en s'appuyant sur la méthode de superposition des déformations dans les essais triaxiaux, développée par Stewart (1986) et fondée sur la règle de Miner⁹ (1948).

Les méthodes développées par Long et Vanneste (1994) [38] et Lin et Liao (1999) [39] proposent une méthodologie simple afin de prévoir les effets d'un chargement cyclique. Néanmoins, la détermination empirique des paramètres de dégradation repose sur un nombre restreint d'essais sur des pieux majoritairement élancés et soumis à peu de cycles de chargement, sachant qu'une éolienne est soumise à 10^7 cycles en 20 ans. Des études plus approfondies sont donc nécessaires pour déterminer le comportement de monopieux battus et rigides. Les essais *in situ* étant coûteux et chronophages, la majorité des recherches réalisées ensuite sont basées sur des études expérimentales sur modèles réduits ou des études numériques. Dans la partie suivante, les principaux résultats obtenus sur modèles réduits, dont la méthode de LeBlanc, sont introduits.

3.1.2. Essais sur modèles réduits : méthode de LeBlanc

Les travaux présentés par LeBlanc et al. (2010) ([40], [41]) constituent une méthodologie sur laquelle se sont basées de nombreuses recherches dans le domaine des éoliennes offshore. L'objectif de ces travaux a été de proposer une formulation de la rotation cumulée d'un monopieu et de l'évolution

⁹ Le principe de la règle de Miner est de considérer que l'endommagement d'une éprouvette est indépendant de l'ordre de la séquence de chargement.

de sa raideur. Le dimensionnement ainsi que le dispositif et le programme d'essais sont présentés ci-dessous. Les résultats de ces essais sont introduits ensuite.

- **Méthodologie**

Une étude adimensionnelle a été conduite afin d'obtenir des résultats à échelle réduite pouvant être retranscrits à l'échelle 1. Les pieux ainsi dimensionnés ont été soumis à un vaste programme d'essais mettant l'accent sur l'influence de paramètres tels que la densité du sable et les caractéristiques de la sollicitation cyclique. Les caractéristiques des essais sont résumées dans le Tableau 1.7. Ces travaux expérimentaux ont permis de développer des lois d'évolution respectivement de la rotation cumulée ou de la raideur sol-pieu en fonction du nombre de cycles, mais aussi du cas de chargement (amplitude du chargement et moment moyen) et de la densité du sable.

Le dispositif expérimental mis en œuvre pour les essais de LeBlanc et al. (2010a) [40] est un système de référence pour les pieux sous chargement latéral et est appelé « mechanical load rig » (Figure 1.22). Ce dispositif a déjà été utilisé précédemment pour les essais sur des modèles réduits de monopieu par Peng et al. (2006) [42]. Ce système est constitué d'une cuve permettant de mettre en place le massif de sable et le pieu. Sur cette cuve est installé un cadre en acier muni de poulies, de trois masses et d'un moteur. La rotation du moteur entraîne la masse m_1 via un câble et impose ainsi une charge cyclique, dont la fréquence dépend de la vitesse de rotation du moteur. Les masses m_2 et m_3 permettent de contrôler les paramètres de la charge cyclique : la masse m_2 gouverne le moment cyclique moyen imposé (soit le coefficient ζ_b) et la masse m_3 contrôle l'amplitude du cycle (soit le coefficient ζ_c).

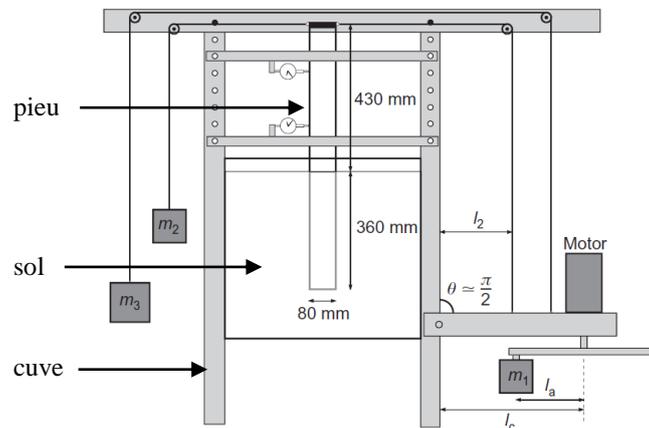


Figure 1.22 - Système de chargement cyclique issu des travaux de LeBlanc et al. (2010a) [40]

Par ailleurs, le coefficient ζ_b , compris entre 0 et 1, correspond au moment imposé normalisé par rapport au moment ultime. Le coefficient ζ_c est lui compris entre -1 et 1. Ce coefficient est égal à 1 pour un essai statique, à 0 pour un chargement non alterné ou « one-way » (soit une charge supérieure ou égale à 0) et à -1 pour un chargement alterné ou « two-way » (soit un chargement compris entre +/- M_{max}).

Dans ce programme, un essai statique permet d'évaluer le moment ultime qui correspond à une rotation du pieu de 3°. Ce moment, M_R , détermine l'ELU et permet de fixer les moments relatifs aux autres états limites. L'ELS correspond ainsi à un ζ_b compris entre 0,4 et 0,6 (soit entre 40 et 60% du chargement ultime) pour un nombre de cycles allant jusqu'à 100 tandis que l'ELF correspond à un coefficient ζ_b entre 0,2 et 0,4 pour 10^7 cycles.

Le pieu dimensionné pour ces essais est caractéristique du monopieu d'une éolienne de 2 MW. D'après les valeurs choisies pour le nombre de cycles ainsi que pour le coefficient ζ_b , les essais sont représentatifs de l'état limite de service (ELS) et de l'état limite de fatigue (ELF).

- **Résultats**

Quelques résultats typiques obtenus par LeBlanc et al. (2010a) [40] sont présentés sur la Figure 1.24. Pour différents cas de charge, la rotation cumulée ainsi que la raideur du pieu sont tracées en fonction du nombre de cycles. Ces paramètres, basés sur les caractéristiques du Tableau 1.7, sont définis comme suit :

- pour la rotation cumulée :
$$\frac{\Delta\theta(N)}{\theta_S} = \frac{\theta_N - \theta_0}{\theta_S} \quad (1.28)$$

- pour la raideur sol-pieu :
$$\tilde{k} = \frac{k}{L^{5/2}D\sqrt{p_a\gamma'}} \quad \text{avec } k = \frac{M}{\theta} \quad (1.29)$$

Ces résultats expérimentaux ont permis de développer des lois d'évolution de la rotation cumulée ou de la raideur du pieu en fonction du nombre de cycles, mais aussi du cas de chargement (amplitude du chargement et moment moyen) et de la densité du sable.

Les lois ainsi obtenues sont :

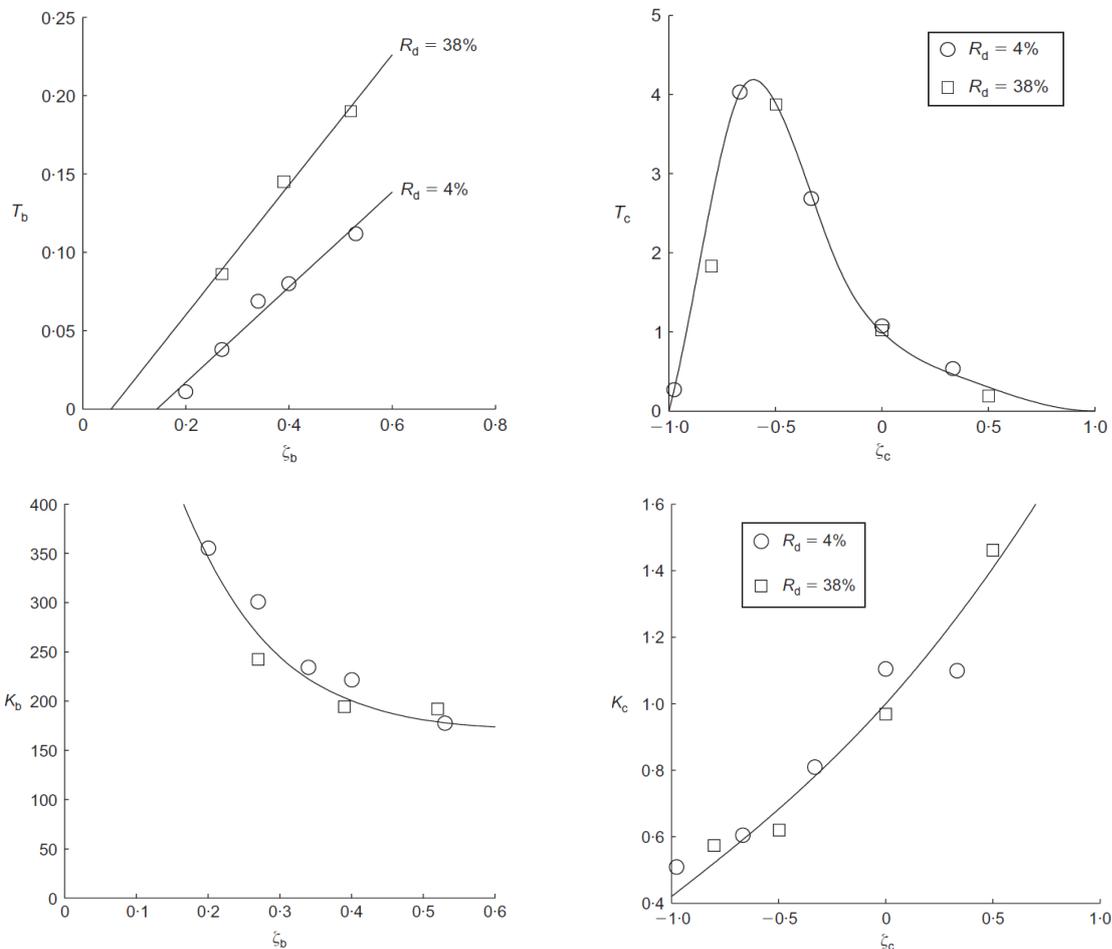
- pour la rotation cumulée :
$$\frac{\Delta\theta(N)}{\theta_S} = T_b(\zeta_b, R_d)T_c(\zeta_c) \cdot N^{0.31} \quad (1.30)$$

- pour la raideur sol-pieu :
$$\tilde{k}_N = \tilde{k}_0 + A_k \ln N \quad \text{avec } \tilde{k}_0 = K_b(\zeta_b)K_c(\zeta_c) \quad (1.31)$$

avec T_b , T_c , K_b et K_c , des fonctions adimensionnelles présentées en Figure 1.23 et A_k , une constante adimensionnelle.

Tableau 1.7 – Caractéristiques des essais de LeBlanc et al. (2010a) [40]

Paramètres adimensionnels					
Moment	Force verticale	Force horizontale	Angle de rotation (°)	Excentricité	Rapport L/D
$\tilde{M} = \frac{M}{L^3 D \gamma'}$	$\tilde{V} = \frac{V}{L^2 D \gamma'}$	$\tilde{H} = \frac{H}{L^2 D \gamma'}$	$\tilde{\theta} = \theta \sqrt{\frac{p_a}{L \gamma'}}$	$\tilde{e} = \frac{M}{HL}$	$\eta = L/D$
Caractéristiques de la sollicitation cyclique			Programme d'essais		
Moment moyen	$\zeta_b = \frac{M_{max}}{M_R}$	Nombre d'essais		21	
Amplitude	$\zeta_c = \frac{M_{min}}{M_{max}}$	ζ_b	de 0,2 à 0,53		
Nombre de cycle	N	ζ_c	de -1 à 0		
		N	de 8200 à 18 200		
			R_d	4 et 38% (densité de l'échantillon)	
avec M_R , la capacité en moment statique du pieu. Pour rappel, ζ_b représente l'amplitude de la sollicitation, coefficient compris entre 0 et 1. ζ_c prend la valeur 1 pour une charge statique, 0 pour une charge dans un sens, -1 pour une charge dans les deux sens.			Selon LeBlanc et al. (2010a) [40] : A l'ELS, le nombre de cycle est de 10^2 et ζ_b est égal à 0,5. A l'ELF, le nombre de cycle est de 10^7 et ζ_b est égal à 0,3.		



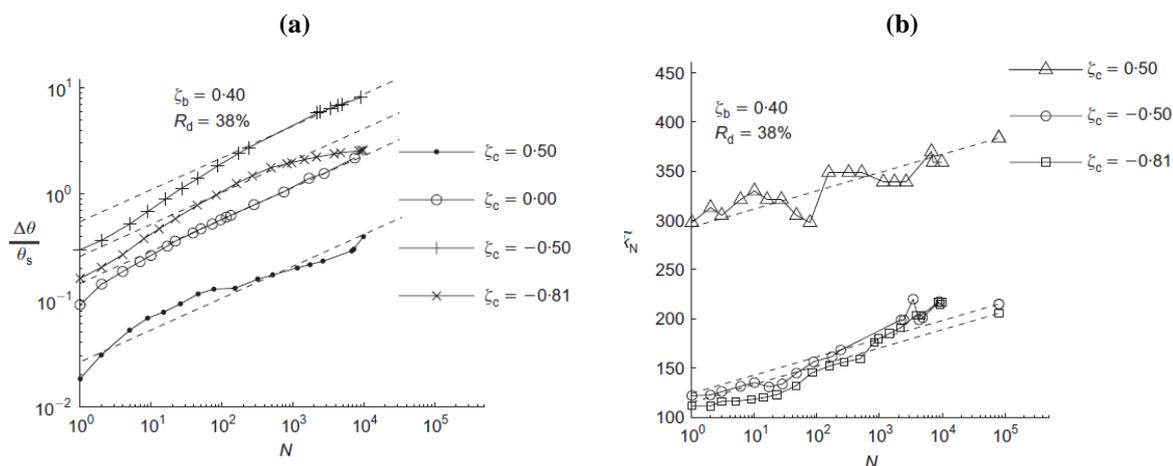


Figure 1.24 - Résultats de [40] : (a) évolution de la rotation cumulée en fonction du nombre de cycles ; (b) évolution de la raideur du pieu en fonction du nombre de cycles pour différentes valeurs de ζ_b et ζ_c , et R_d fixé

La raideur sol-pieu définie par LeBlanc et al. (2010a) [40], reprise ensuite pour d'autres recherches, correspond à la raideur sécante cyclique, notée k_N . Ce paramètre caractérise l'état de l'interaction sol-pieu après N cycles, comme illustré en Figure 1.25. Son évolution est particulièrement intéressante puisque, selon certains modèles, elle permet de quantifier la variation de la fréquence propre. Cet aspect est discuté dans la partie 4 de ce chapitre. Cette raideur est à distinguer de la raideur absolue K_N qui correspond à l'état du sol après N cycles par rapport à l'état initial. De fait, K_N est définie comme le rapport entre le moment appliqué et la rotation absolue du pieu.

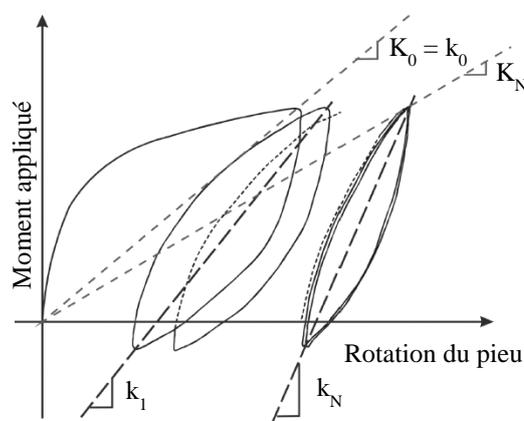


Figure 1.25 - Définition de la raideur absolue K_N et de la raideur sécante cyclique k_N , d'après [43]

Les essais de LeBlanc et al. (2010a) [40] ont montré que la rotation cumulée du pieu est grandement affectée par les caractéristiques de la sollicitation cyclique. Les résultats pour un chargement non alterné sont très ($\zeta_c = 0$) différents de ceux obtenus pour un chargement alterné ($\zeta_c = -1$). Le cas le plus critique a été obtenu pour $\zeta_c = 0,6$. L'expression de la rotation cumulée comme étant une fonction puissance du nombre de cycles est en accord avec les études de Long et Vanneste (1994) [38].

Les résultats montrent aussi une augmentation de la raideur du pieu avec le nombre de cycles, celle-ci étant indépendante de la densité relative du sable. Ces résultats sont en opposition avec les courbes p - y cycliques de référence.

3.1.3. Essais sur modèles réduits : études de 2006 à aujourd'hui

De nombreuses études expérimentales ont été menées de 2006 à aujourd'hui sur le comportement d'un monopieu sous chargement latéral cyclique. Ces essais, majoritairement fondés sur la méthodologie instaurée par LeBlanc et al. (2010a) [40], sont présentés en utilisant les notations de ce dernier. L'ensemble de ces recherches est résumé dans le Tableau 1.8. Chacune de ces études se focalise sur le comportement de pieux rigides (avec un rapport L/D compris entre 3 et 10) installés dans du sable.

Les expériences ont été conduites majoritairement à l'aide d'un dispositif d'essais analogue à celui de LeBlanc et al. (2010a) ou en centrifugeuse. L'objectif commun de ces travaux est l'étude du comportement du pieu, par l'intermédiaire de la rotation cumulée, du déplacement, de la déformation ou de la raideur du pieu. Ces études se sont concentrées sur l'ELS et l'ELF du pieu ; un nombre de cycles allant de cent à un million ont été appliqués. Quelques essais statiques ont également été réalisés pour obtenir la capacité ultime du pieu sous chargement latéral.

Le dispositif décrit brièvement ci-avant dans le cadre des travaux de LeBlanc (Figure 1.22) permet d'appliquer un chargement cyclique en maîtrisant l'amplitude du chargement et le type de chargement (alterné ou non). La fréquence du chargement cyclique est fixe ; elle dépend de la vitesse de rotation du moteur et se situe autour de 0,1 Hz. Dans le cadre des essais en centrifugeuse, les chargements cycliques sont appliqués par un servovérin qui permet d'imposer des chargements élevés avec des amplitudes variables, alternées ou non. La fréquence du chargement cyclique reste assez faible (inférieure au Hertz) dans le cas des essais en centrifugeuse. Que ce soit pour les modèles réduits 1g ou les essais en centrifugeuse, un dimensionnement a été élaboré dans chacun des travaux présentés ici. La question du dimensionnement du modèle réduit, qui constitue une partie des travaux de thèse présentés dans ce manuscrit, est introduite par la suite. Le dimensionnement dans le cas d'étude 1g est exposé dans le prochain chapitre et le dimensionnement en centrifugeuse est présenté en annexe A. Les dispositifs et quelques résultats typiques sont présentés sur la Figure 1.26.

La rotation cumulée, notée $\Delta\theta$, est le paramètre qui a été le plus étudié. Comme souligné précédemment, LeBlanc et al. (2010a) [40] ont proposé une loi en puissance pour l'évolution de la rotation cumulée. Tout comme Peng et al. (2006) [42], LeBlanc a constaté que le pieu se déforme pendant la durée totale des essais. L'étude d'Abadie et Byrne (2014) [43], qui poursuit les travaux de LeBlanc et al. (2010a) [40], obtient des résultats en accord avec une loi en puissance. *A contrario*, les travaux conduits par Roesen et al. (2012) [44], Hansen et al. (2013) [45] et Roesen et al. (2013) [46] mettent en évidence une diminution de l'incrément de rotation après un grand nombre de cycles, voire une stabilisation de la rotation cumulée avec 15 000 cycles de chargement dans certains cas.

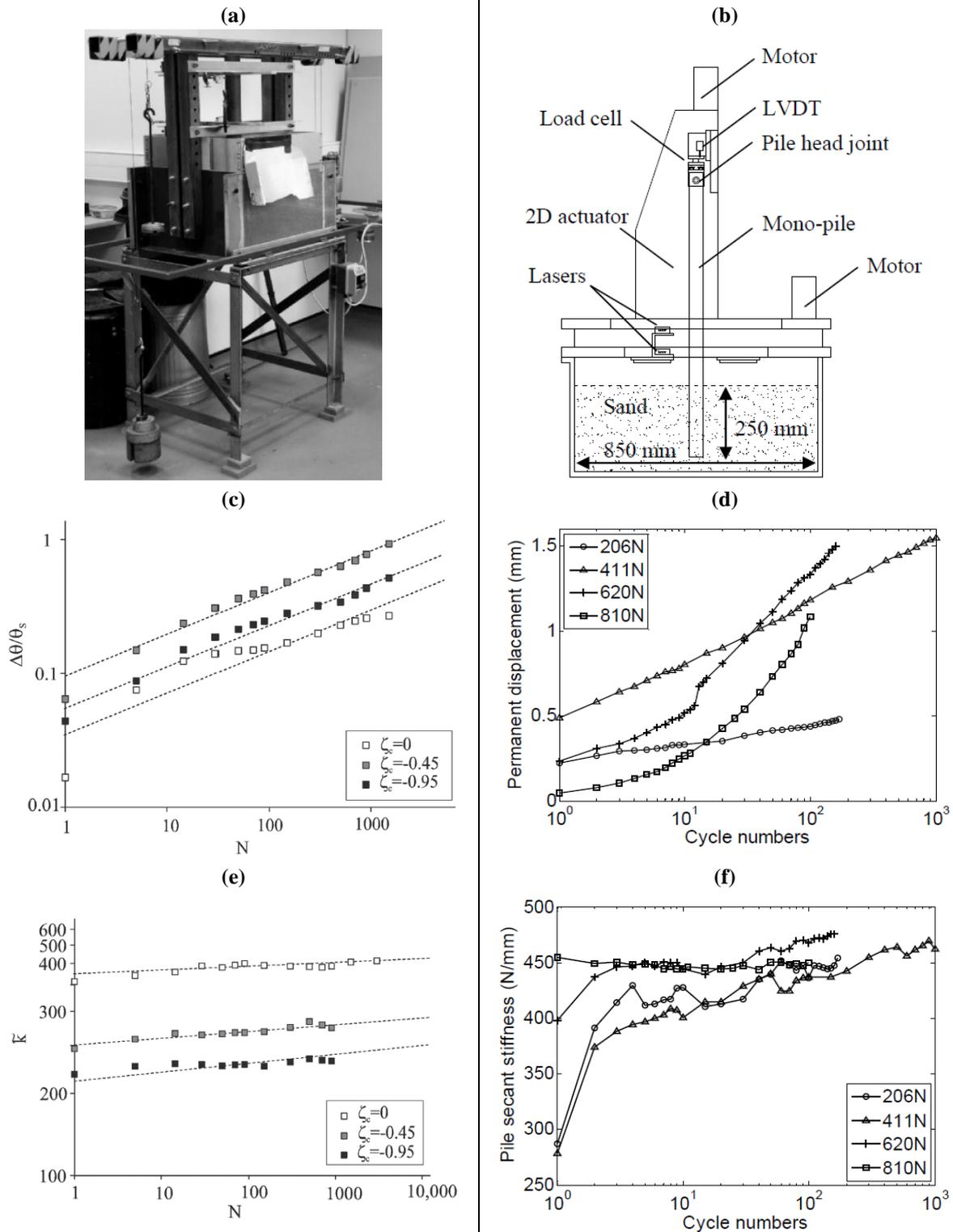


Figure 1.26 – Dispositif expérimental : (a) dispositif "mechanical load rig" [40] ; (b) dispositif en centrifugeuse ; (c) rotation cumulée relative (essais 1g [43]) ; (d) déplacement cumulé (essais en centrifugeuse [47]) ; raideur du pieu en fonction du nombre de cycles (e) pour les essais 1g [43] ; (f) pour les essais en centrifugeuse [47]

D'autres auteurs ont choisi de s'intéresser plutôt à l'évolution du déplacement du pieu au cours des sollicitations cycliques. Ainsi, Li et al. (2010) [47] proposent une évolution logarithmique du déplacement du pieu tel que :

$$y_N = y_1(1 + C_N \ln N) \quad (1.32)$$

avec y_i , déplacement du pieu au cycle i et C_N , coefficient dépendant de l'amplitude du chargement.

Ce résultat est en accord avec l'expression logarithmique proposée par Lin et Liao (1999) [39]. Au contraire, Peralta et Achmus (2010) [48] constatent une déformation continue des pieux qui s'exprime comme une fonction puissance du nombre de cycles et est donc en accord avec Long et Vanneste (1994) [38]. Que ce soit pour le déplacement ou la rotation cumulée, les travaux de Klinkvort et al. (2010-2011) [49], [50] proposent une expression en puissance du nombre de cycles et concordent donc avec les résultats de Long et Vanneste (1994) [38] et de LeBlanc et al. (2010a) [40].

Quelques travaux se sont aussi penchés sur l'évolution de la raideur sol-pieu. C'est le cas de LeBlanc [40] qui a proposé une fonction logarithmique du nombre de cycles et donc une raideur croissante avec le nombre de cycles. Klinkvort et al. (2010) [49] présentent une expression de la raideur sécante du pieu donnée par :

$$k(N) = k_0 e^{\kappa N} \quad (1.33)$$

avec k_0 , raideur sécante initiale et κ , coefficient adimensionnel.

Enfin, Li et al. (2010) [47] mettent en évidence une augmentation jusqu'à 18 % de la raideur du pieu après 100 cycles de chargement, sans présenter une évaluation concrète de cette raideur.

Ces différentes recherches sur les pieux soumis à des chargements latéraux cycliques s'accordent à dire que les rotations et/ou déplacements cumulés tendent à croître avec le nombre de cycles. Le nombre de cycles varie entre 10^2 et 10^4 cycles. Ces essais sont donc représentatifs de l'ELS mais peu de l'ELF. Leurs résultats, proposant une évolution logarithmique ou en puissance des déplacements et/ou rotations cumulés, sont en accord avec les premiers essais *in situ*. Néanmoins, ces études ne proposent pas encore de nouvelles formulations des courbes p - y pour le cas des chargements cycliques ou de l'évolution du coefficient de réaction du sol E_{py} , qui régit l'interaction sol-pieu.

Seul le projet national SOLCYP¹⁰ (2008-2017) [51] propose une adaptation des courbes p - y concernant les chargements statiques, issues du guide API, pour le cas des pieux soumis à des chargements cycliques. Cette méthode repose sur des essais en centrifugeuse de pieux flexibles soumis à des charges latérales cycliques dans un sable sec, réalisés par Rosquoët (2004) [52] et Rakotonindriana (2009) [53]. Les courbes p - y et l'enveloppe de ces courbes obtenues par Rosquoët (2004) [52] sont présentées sur les Figures 1.27 et 1.28. Les courbes enveloppes représentent, pour une profondeur donnée, l'évolution du déplacement, y , et de la réaction du sol, p , sous l'effet des cycles pour la charge maximale appliquée, H_{max} . Ces données ont permis de déterminer des coefficients d'abattement (appelés aussi p -multipliers), r_c , à appliquer aux courbes p - y statiques. La valeur de ce coefficient est définie

¹⁰ SOLCYP : SOLlicitations Cycliques sur Pieux de fondation

dans les recommandations SOLCYP (2017) [51], jusqu'à une profondeur de $5D$, et dépendent du nombre de cycles et des caractéristiques du chargement. Les courbes p - y cycliques sont ensuite obtenues en multipliant les courbes p - y statiques par ce coefficient d'abattement. Cependant, ces coefficients ont été établis dans le cadre de pieux flexibles uniquement soumis à un nombre de cycles maximal de 2000.

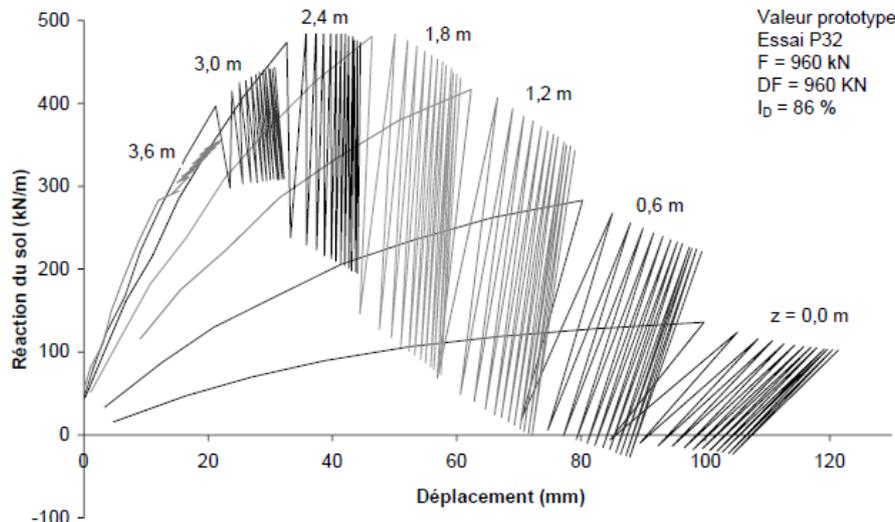


Figure 1.27 - Courbes p - y cycliques à différentes profondeurs dans un sable sec [52]

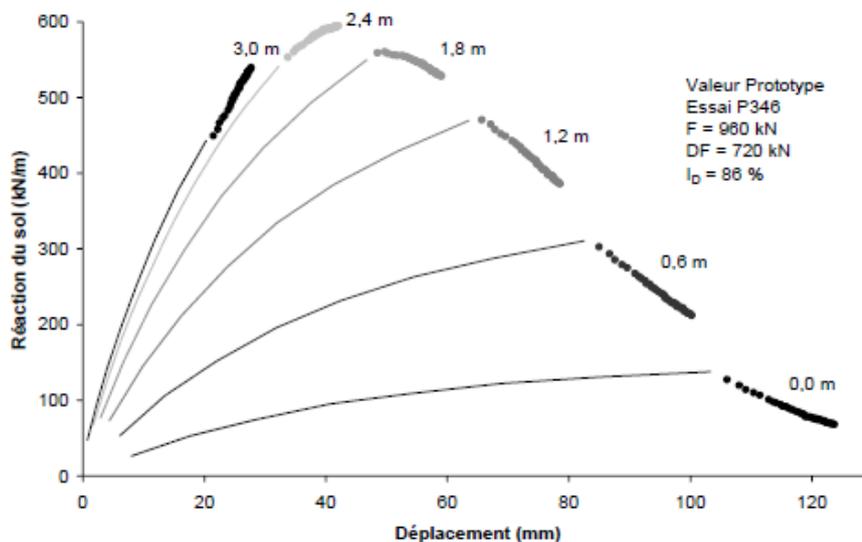


Figure 1.28 - Courbes p - y cycliques enveloppes pour la valeur maximale de l'effort cyclique [52]

De nombreuses questions restent donc ouvertes concernant le comportement d'un pieu sous sollicitations latérales cycliques. L'une d'entre elles se rapporte à la prise en compte des sollicitations multidirectionnelles qui touchent les éoliennes en mer. Cette problématique a fait l'objet d'études par Lin et Liao (1999) [39], LeBlanc et al. (2010b) [41], Abadie et Byrne (2015) [54] et Nikitas et al. (2016) [55]. Les trois premiers articles proposent une évaluation des déplacements et/ou rotations cumulés à l'aide d'une règle de superposition des contraintes similaire à la règle de Miner (1948).

Tableau 1.8 - Récapitulatif des recherches sur les pieux sous sollicitations cycliques de 2006 à aujourd'hui

		Peng et al., (2006) [42]	LeBlanc et al. (2010a) [40]	Peralta, Achmus (2010) [48]	Roesen et al. (2010) [28]	Klinkvort et al. (2010) [49]
Pieu	Type Diamètre L/D	cylindre ouvert en acier 44.5 mm 9	cylindre ouvert en cuivre 80 mm 4,5	cylindre ouvert en acier 60 mm de 3,3 à 8,3	cylindre ouvert en alu 100 mm 6	cylindre en acier 16 mm de 6 à 10
Sol	Type Saturation Densité I_D	sable non 0,72	sable de Leighton Buzzard non 0,04 et 0,38	sable quartz non 0,4 et 0,6	gravier et sable Baskarp N° 15 oui de 0,78 à 0,92	sable de Fontainebleau non de 0,9 à 0,95
Essais	Type (montage)	1g – mechanical load rig	1g – mechanical load rig	1g	1g – mechanical load rig	100g – centrifugeuse
Essais monotone	Nombre d'essais Mesures	- -	6 ELU	-	3 ELU	9 E_{py} initial
Essais cycliques	Nombre d'essais ζ_b ζ_c N Fréquence (Hz) Mesures	7 de 0,2 à 0,6 de -1 à -0,6 10^4 0,45 ; 0,65 ; 0,94 ELF, ELS, ε , y	15 de 0,2 à 0,53 de -1 à 0,5 de $8 \cdot 10^3$ à $6 \cdot 10^4$ 0,106 ELF, ELS, $\Delta\theta$, \tilde{k}	4 non précisé 0,14 y	6 de 0,17 à 0,36 de -0,01 à 0,1 jusqu'à $6 \cdot 10^4$ 0,1 ELF et ELS, $\Delta\theta$	14 de 0,08 à 0,38 de -0,9 à -0,17 $5 \cdot 10^2$ ELS, y , K
		Li et al. (2010) [47]	Cuéllar (2011) [56]	Abadie et Byrne (2014) [43]	Kirkwood et Haigh (2014) [57]	
Pieu	Type Diamètre L/D	cylindre ouvert en acier 50 mm 5	cylindre ouvert en aluminium 250 mm 3,8	cylindre ouvert en cuivre 80 mm 4,5	cylindre ouvert en aluminium 45 mm 4,44	
Sol	Type Saturation Densité I_D	sable de Wunder non 0,97	sable berlinois oui de 0,93 à 0,97	sable Yellow Leighton Buzzard et Redhill non 0,04 et 0,18	sable d'Hostun non 0,62	
Essais	Type (montage)	62.3 g – centrifugeuse	1g – mechanical load rig	1g	100 g – centrifugeuse	
Essais monotone	Nombre d'essais Mesures	- -	1 ELU	2 ELU	- -	
Essais cycliques	Nombre d'essais ζ_b ζ_c N Fréquence (Hz) Mesures	4 non indiqué 0 de 10^2 à 10^3 de 0,02 à 0,7 y, K	1 0,2 -0,4 10^6 0,5 ELF, y, déplacement du sable	8 de 0,29 à 0,42 de -0,95 à 0 de 10^3 à $2,4 \cdot 10^4$ 0,106 influence du type de sable, $\Delta\theta$, K	4 1,31 de -0,5 à 0 10^3 moment en flexion	

avec ε , déformation, y , déplacement, K , raideur, $\Delta\theta$, rotation cumulée

3.2. Méthodes numériques

Il existe peu de méthodes numériques concernant l'évaluation du comportement d'un monopieu sous chargement latéral cyclique. L'une des premières méthodes a été présentée par Lesny et Hinz (2007) [58] qui propose une approche théorique afin de prévoir les déplacements cumulés à l'aide d'essais triaxiaux combinés à un modèle aux éléments finis incorporant la règle de Miner. Néanmoins, cette méthode théorique nécessite d'être comparée à des résultats expérimentaux afin de pouvoir être validée.

L'étude la plus aboutie est celle d'Achmus et al. (2009) [59], fondée sur la méthode de dégradation de la raideur. Cette méthode est une combinaison de simulations par éléments finis de l'interaction sol-pieu et d'essais triaxiaux cycliques drainés. La modélisation est mise en œuvre sur ABAQUS et le comportement du sol est modélisé par un modèle élasto-plastique associé au critère de rupture de Mohr-Coulomb. Afin de prendre en compte l'influence de la contrainte sur le module œdométrique, E_s , le module croît avec la profondeur suivant l'expression :

$$E_s = \kappa \sigma_{at} \left(\frac{\sigma_m}{\sigma_{at}} \right)^\lambda \quad (1.34)$$

avec σ_{at} , une contrainte de référence, σ_m , la contrainte moyenne principale de l'élément de sol considéré, κ , un paramètre déterminant la rigidité du sol à un état de contrainte de référence et λ , paramètre représentatif de l'influence de la rigidité du sol sur la contrainte.

L'interaction entre le pieu et le sol est assurée par des éléments de contact. L'angle de frottement d'interface, δ , est égal à deux tiers de l'angle de frottement du sable, φ' . Le pieu cylindrique ouvert et creux est représenté par un pieu plein ayant une rigidité en flexion, EI , équivalente. La dégradation de la raideur est illustrée en Figure 1.29. De fait, lors d'un essai triaxial, l'augmentation de la déformation plastique axiale est observée. En considérant que la déformation élastique est négligeable, le taux de dégradation de la raideur E_s entre le premier cycle, E_{s_1} et le $n^{\text{ième}}$, E_{s_N} , est égal au rapport des déformations axiales plastiques tel que :

$$\frac{E_{s_N}}{E_{s_1}} \approx \frac{\varepsilon_{cp,1}^a}{\varepsilon_{cp,N}^a} \quad (1.35)$$

Par ailleurs, l'accumulation de la déformation plastique est intégrée dans l'expression (1.35) à l'aide de la formule semi-empirique d'Huurman fonction du nombre de cycles N , de deux paramètres b_1 et b_2 , dépendant du matériau, et du taux de contrainte cyclique X . Ce taux est défini comme le rapport entre la contrainte principale majeure à l'état de contrainte cyclique considéré, $\sigma_{1,cyc}$, et la contrainte principale à l'état de rupture statique, $\sigma_{1,sf}$:

$$\frac{E_{sN}}{E_{s1}} \approx \frac{\varepsilon_{cp,1}^a}{\varepsilon_{cp,N}^a} = N^{-b_1(X)^{b_2}} \quad \text{avec} \quad X = \frac{\sigma_{1,cyc}}{\sigma_{1,sf}} \quad (1.36)$$

De plus, pour tenir compte des conditions de contraintes anisotropes initiales ainsi que du changement des axes des contraintes principales lors des sollicitations cycliques, le taux X est remplacé par un taux X_c , caractéristique des contraintes cycliques défini par :

$$X_c = \frac{X^{(1)} - X^{(0)}}{1 - X^{(0)}} \quad (1.37)$$

avec l'indice (1), relatif au taux X lors d'une phase de chargement et l'indice (0), lors d'une phase de déchargement.

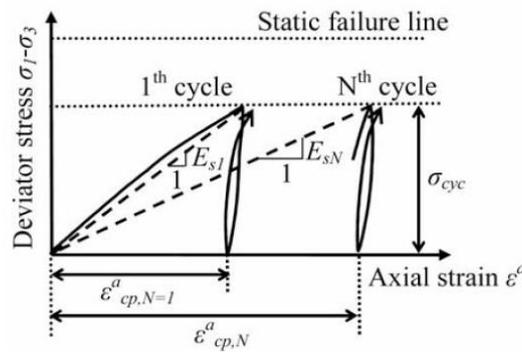


Figure 1.29 - Dégradation du module sécant sous chargement cyclique [59]

A partir de l'ensemble de ces équations, le pieu sous chargement latéral cyclique a été modélisé sous ABAQUS. Une étude paramétrique a été réalisée concernant, entre autres, l'influence du diamètre et de la géométrie du pieu, de la densité du sable et du chargement appliqué. Le modèle d'Achmus a été appliqué aux résultats expérimentaux de LeBlanc et al. (2010a) [40] et présenté par Achmus et al. (2012) [60]. Cette comparaison entre résultats expérimentaux et numériques a permis de valider cette méthode de dégradation de la raideur. Les travaux d'Achmus et Albiker (2014) [61] se sont aussi intéressés à l'évolution de la rotation cumulée en fonction du comportement du pieu (flexible ou rigide selon la définition de Poulos et Hull [22] en section 2.1.2 de ce chapitre, équation (1.17)). Il a été constaté que la rotation cumulée dépend fortement de ce paramètre et donc de la rigidité du pieu.

La méthode d'Achmus propose aujourd'hui une base pour la modélisation par éléments finis d'un pieu sous chargement cyclique. Cette méthode a été utilisée pour d'autres études telles que celles de Depina et al. (2015) [62] qui développe une approche probabiliste pour quantifier le comportement d'un monopieu.

Les recherches actuelles, qu'elles soient expérimentales ou numériques, se sont concentrées majoritairement sur la rotation cumulée ou le déplacement cumulé du pieu sous sollicitations cycliques. Bien que ces recherches soient fondées sur l'amélioration des courbes $p-y$, il n'existe pas pour l'instant de propositions de nouvelles courbes $p-y$ cycliques. De plus, l'importance de l'évaluation de la rigidité sol-pieu, facteur prépondérant pour l'évaluation de la première fréquence propre d'une éolienne en mer, a été soulignée. Pour autant, seules les recherches de LeBlanc et al. (2010a) [40] poursuivies ensuite par Abadie et Byrne (2014) [43] proposent une évaluation de ce facteur.

Dans la partie suivante, les études récentes qui ont été développées pour l'évaluation de la première fréquence propre d'une éolienne offshore, en tenant compte de l'interaction sol-structure, sont introduites. Ces recherches tiennent compte de la structure globale de l'éolienne et non uniquement du monopieu, comme cela a été le cas précédemment.

4. Etude de la structure complète d'une éolienne

Dans le paragraphe 2.2.1, sur la base d'observations *in situ*, il a été souligné que l'interaction sol-structure est le facteur majeur influençant le comportement d'une éolienne offshore. De ce fait, de nombreuses études, présentées précédemment, ont été réalisées afin de proposer de nouvelles méthodes pour l'évaluation du déplacement du monopieu ou de sa rotation compte tenu des charges latérales imposées sur la structure. Néanmoins, l'interaction sol-structure a aussi une influence conséquente sur la fréquence propre d'une éolienne offshore.

Ainsi, lors de l'évaluation de la fréquence propre d'une éolienne offshore, cette dernière est généralement modélisée comme une poutre d'Euler-Bernoulli avec une masse en tête représentant l'ensemble rotor/nacelle. Afin de modéliser la fondation et l'interaction entre le sol et le monopieu, plusieurs méthodes existent et sont illustrées sur la Figure 1.30. La méthode la plus simple consiste à définir une hauteur d'encastrement équivalente (Figure 1.30 (b)). Le monopieu est alors assimilé à un pieu encastré sur une hauteur donnée inférieure à la hauteur totale de la fondation. Cette hauteur d'encastrement peut être calculée à partir des conditions du sol. Selon Kühn (1998), cette hauteur se situe dans l'intervalle $[3,3D ; 3,7D]$. D'après l'étude comparative menée par Zaaier (2006) [63], cette méthode présente une grande disparité dans les résultats et ne permet pas un calcul précis de la première fréquence propre. La méthode la plus utilisée (Figure 1.30 (c)) est celle utilisant le modèle de Winkler associé aux courbes $p-y$. Cette méthode de référence est à l'origine de nombreuses études détaillées dans le paragraphe 4.1. La méthode illustrée en Figure 1.30 (d) modélise la fondation par un ensemble de ressorts au niveau du sol. Plusieurs études prenant en compte différentes combinaisons de ressorts ont été développées et sont introduites dans le paragraphe 4.2. Enfin, des méthodes plus complexes permettant l'évaluation de la première fréquence propre et du taux d'amortissement modal d'une éolienne offshore sont présentées dans la dernière partie, dont celle utilisant une matrice de rigidité représentée en Figure 1.30 (e).

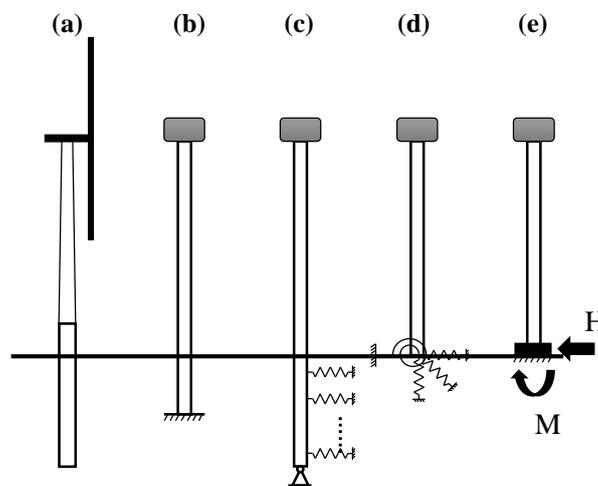


Figure 1.30 - (a) Eolienne de référence ; (b) hauteur d'encastrement équivalente ; (c) modèle de Winkler associé aux courbes $p-y$; (d) fondation remplacée par un ensemble de ressorts ; (e) matrice de rigidité

4.1. Méthode p - y

Quelques études ont été conduites sur la structure complète de l'éolienne en modélisant l'interaction sol-structure par le modèle de Winkler combiné aux courbes p - y . Damgaard et al. (2013) [64] ainsi que Sørensen et Ibsen (2013) [65] se sont penchés sur la corrélation entre l'affouillement et la première fréquence propre d'une éolienne. Les études les plus significatives ont été menées par Damgaard et al. (2014) [66] ainsi que Kallehave et al. (2012) [24] qui ont comparé les mesures de fréquences propres d'éoliennes *in situ* à des calculs réalisés à l'aide du modèle de Winkler. Leur conclusion est que cette méthode sous-estime la première fréquence propre avec une erreur relative comprise entre 2 et 13 %. Tandis que Kallehave et al. (2012) [24] ont proposé des courbes p - y modifiées permettant une meilleure évaluation de la rigidité sol-pieu, Damgaard et al. (2014) [66] ont développé une approche numérique afin de prendre en compte l'influence de la surpression interstitielle sur cette même rigidité. Dans ce modèle, la raideur du sol saturé influencée par la pression interstitielle est étudiée à l'aide du modèle de Kelvin-Voigt.

4.2. Fondation modélisée par un ensemble de ressorts au niveau de la surface du sol

Dans ce modèle, l'interaction sol-structure est assimilée à un ensemble de ressorts au niveau du sol. La méthode la plus simple pour l'évaluation de la fréquence propre est décrite par Byrne (2011) [67] où seul un ressort de torsion, ayant pour raideur K_R , est pris en compte. La première fréquence propre est alors définie par :

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{1}{M \left(\frac{L_{mât}^3}{3E_p I_p} + \frac{L_{mât}^2}{K_R} \right)}} \quad (1.38)$$

avec $L_{mât}$, la hauteur du mât, E_p , le module d'Young, I_p , le moment quadratique et M , la masse en tête.

Deux modèles plus complexes ont aussi été développés :

- Un modèle incluant un ressort latéral (K_L) et un ressort de torsion (K_R) présenté par Bhattacharya et Adhikari (2011-2012) [68], [69]. Ce modèle est noté modèle A.
- Un modèle incluant un ressort latéral (K_L), un ressort de torsion (K_R) et un ressort de couplage (K_{LR}) développé par Arany et al. (2014) [70]. Ce modèle est noté modèle B.

Ces deux modèles se basent sur la résolution de l'équation (1.39) qui correspond à l'équation du mouvement de flexion transverse $u(x)$ d'une poutre d'Euler-Bernoulli soumise à son poids propre et sans force d'excitation, selon Arany et al. (2014) [70] :

$$\frac{\partial^2}{\partial x^2} \left(E_p I_p(x) \frac{\partial^2 u(x, t)}{\partial x^2} \right) + m(x) \frac{\partial^2 u(x, t)}{\partial t^2} + \frac{\partial}{\partial x} \left(P \frac{\partial u(x, t)}{\partial x} \right) = 0 \quad (1.39)$$

Pour simplifier l'écriture et la résolution de cette équation, un ensemble de paramètres adimensionnels ont été définis [69] et sont résumés dans le Tableau 1.9.

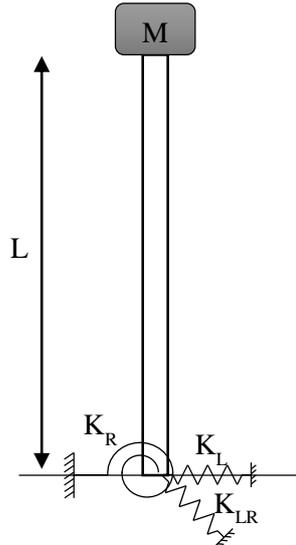


Figure 1.31 - Notation des ressorts

Tableau 1.9 - Paramètres adimensionnels définis par Adhikari et Bhattacharya (2012) [69]

Force axiale	$\left\{ \begin{array}{l} v = \frac{HL^2}{E_p I_p} \\ \tilde{v} = v + \mu^2 + \Omega^2 \end{array} \right.$	Paramètre de masse	$\alpha = \frac{M}{mL}$
Raideur rotationnelle	$\eta_r = \frac{K_R L}{E_p I_p}$	Inertie rotationnelle	$\beta = \frac{J}{mL^2}$
Raideur latérale	$\eta_l = \frac{K_L L^3}{E_p I_p}$	Rayon de giration	$\mu = \frac{r}{L}$
Raideur couplée	$\eta_{lr} = \frac{K_{LR} L^2}{E_p I_p}$	Paramètre de fréquence propre	$c_0 = \sqrt{\frac{E_p I_p}{mL^4}}$
Paramètre de fréquence	$\Omega^2 = \frac{\omega^2}{c_0^2}$	Racines	$\lambda_{1/2} = \sqrt{\pm \frac{v}{2} + \sqrt{\left(\frac{v}{2}\right)^2 + \Omega^2}}$

avec H , le chargement latéral, M , la masse en tête (correspondant à l'ensemble rotor/nacelle) et J , son moment d'inertie, m , la masse par unité de longueur du mât et r , son rayon de giration.

La résolution de l'équation (1.39) associée aux paramètres adimensionnels permet de calculer la première fréquence propre de la structure. Ainsi, pour les deux modèles A et B, l'évaluation de la fréquence propre revient à poser :

$$\det(\mathbf{M}) = 0 \quad (1.40)$$

Le déterminant pour chaque modèle est tel que :

$$\det(\mathbf{M}_A) = \begin{vmatrix} -\lambda_1 \eta_r & -\lambda_1^2 & -\lambda_2 \eta_r & \lambda_2^2 \\ \lambda_1^3 + v \lambda_1 & \eta_l & \lambda_2^3 + v \lambda_2 & \eta_l \\ -\sin(\lambda_1) \lambda_1^2 - \Omega^2 \beta \cos(\lambda_1) \lambda_1 & -\cos(\lambda_1) \lambda_1^2 - \Omega^2 \beta \sin(\lambda_1) \lambda_1 & \text{sh}(\lambda_2) \lambda_2^2 - \Omega^2 \beta \text{ch}(\lambda_2) \lambda_2 & \text{ch}(\lambda_2) \lambda_2^2 - \Omega^2 \beta \text{sh}(\lambda_2) \lambda_2 \\ -\cos(\lambda_1) \lambda_1^3 + \tilde{v} \cos(\lambda_1) \lambda_1 & \sin(\lambda_1) \lambda_1^3 + \tilde{v} \sin(\lambda_1) \lambda_1 & \text{ch}(\lambda_2) \lambda_2^3 + \tilde{v} \text{ch}(\lambda_2) \lambda_2 & \text{sh}(\lambda_2) \lambda_2^3 + \tilde{v} \text{sh}(\lambda_2) \lambda_2 \\ +\Omega^2 \alpha \sin(\lambda_1) & +\Omega^2 \alpha \cos(\lambda_1) & +\Omega^2 \alpha \text{sh}(\lambda_1) & +\Omega^2 \alpha \text{ch}(\lambda_1) \end{vmatrix}$$

$$\det(\mathbf{M}_B) = \begin{vmatrix} \eta_l & \lambda_1^3 + (v + \eta_{lr})\lambda_1 & \eta_l & -\lambda_2^3 + (v + \eta_{lr})\lambda_2 \\ \lambda_1^2 - \eta_{lr} & -\eta_r\lambda_1 & -\lambda_2^2 - \eta_{lr} & -\eta_r\lambda_2 \\ (\lambda_1^3 + v\lambda_1)\text{sh}(\lambda_1) & (\lambda_1^3 + v\lambda_1)\text{ch}(\lambda_1) & (\lambda_2^3 - v\lambda_2)\sin(\lambda_2) & (-\lambda_2^3 + v\lambda_2)\cos(\lambda_2) \\ +\Omega^2\alpha\text{ch}(\lambda_1) & +\Omega^2\alpha\text{sh}(\lambda_1) & +\Omega^2\alpha\cos(\lambda_2) & +\Omega^2\alpha\sin(\lambda_2) \\ \lambda_1^2\text{ch}(\lambda_1) - \Omega^2\beta\lambda_1\text{sh}(\lambda_1) & \lambda_1^2\text{sh}(\lambda_1) - \Omega^2\beta\lambda_1\text{ch}(\lambda_1) & -\lambda_2^2\cos(\lambda_2) & -\lambda_2^2\sin(\lambda_2) \\ & & +\Omega^2\beta\lambda_2\sin(\lambda_2) & -\Omega^2\beta\lambda_2\cos(\lambda_2) \end{vmatrix}$$

Par ailleurs, une formule d'approximation pour un calcul rapide de la fréquence propre (respectivement f_A et f_B) est proposée pour les deux modèles A et B :

$$f_A \simeq \frac{c_0}{2\pi} \sqrt{\frac{3\gamma_k}{\alpha + \gamma_m}} \quad \text{et} \quad f_B = C_R C_L \cdot f_{FB} \quad (1.41)$$

avec pour $v = 0$:

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_k = \frac{\eta_r \eta_l}{3\eta_r + \eta_r \eta_l + 3\eta_l} \\ \gamma_m = \frac{3}{140} \frac{11\eta_r^2 \eta_l^2 + 77\eta_r \eta_l^2 + 105\eta_r^2 \eta_l + 140\eta_l^2 + 420\eta_r \eta_l + 420\eta_r^2}{9\eta_r^2 + 6\eta_r^2 \eta_l + 18\eta_r \eta_l + \eta_r^2 \eta_l^2 + 6\eta_r \eta_l^2 + 9\eta_l^2} \\ f_{FB} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{E_p I_p / L^3}{M + \frac{33}{140} mL}} \\ C_R(\eta_r, \eta_l, \eta_{lr}) = 1 - \frac{1}{1 + a \left(\eta_r - \frac{\eta_{lr}^2}{\eta_l} \right)} \quad \text{avec } a = 0,6 \\ C_L(\eta_r, \eta_l, \eta_{lr}) = 1 - \frac{1}{1 + b \left(\eta_l - \frac{\eta_{lr}^2}{\eta_r} \right)} \quad \text{avec } b = 0,5 \end{array} \right. \quad (1.42)$$

La précision de ces méthodes réside dans l'évaluation de la raideur des ressorts K_L , K_R et K_{LR} . Dans leur étude, Adhikari et Bhattacharya (2012) [69] proposent trois méthodes permettant d'évaluer ces raideurs : deux méthodes analytiques et une méthode expérimentale. Les méthodes analytiques permettent une évaluation directe de ces raideurs. Dans l'Eurocode 8 [71], les raideurs K_L , K_R et K_{LR} sont définies comme étant fonction des modules d'Young du pieu et du sol, du diamètre et de la fiche du pieu. Seule cette méthode permet l'évaluation du ressort de couplage K_{LR} . Adhikari et Bhattacharya ont également introduit une méthode analytique où les raideurs sont fonctions du coefficient de réaction, k , défini dans les guides de référence et d'une longueur critique, L_c . Les valeurs des raideurs K_L et K_R sont alors :

$$\left\{ \begin{array}{l} K_L = \frac{kL_c}{4\sqrt{2}} \\ K_R = \frac{k}{\sqrt{2}} \left(\frac{L_c}{4} \right)^3 \end{array} \right. \quad (1.43)$$

La méthode expérimentale consiste en la réalisation de deux essais différents sur le pieu. Le premier consiste à imposer une charge latérale sur le pieu et le second un moment en tête du pieu. La pente à

l'origine de la courbe force-déplacement obtenue pour le premier essai permet de déterminer la raideur du ressort latéral K_L . De même, la pente à l'origine de la courbe moment-angle de rotation obtenue pour le second essai permet de déterminer la raideur du ressort de torsion K_R . Le montage ainsi que les résultats classiques obtenus pour l'évaluation des rigidités K_L et K_R sont présentés sur la Figure 1.32. Les essais ont été réalisés sur un modèle réduit d'éolienne offshore dont le dimensionnement est détaillé dans le second chapitre partie 1.2. Les mesures ont été faites pour un massif de sable et pour un massif d'argile.

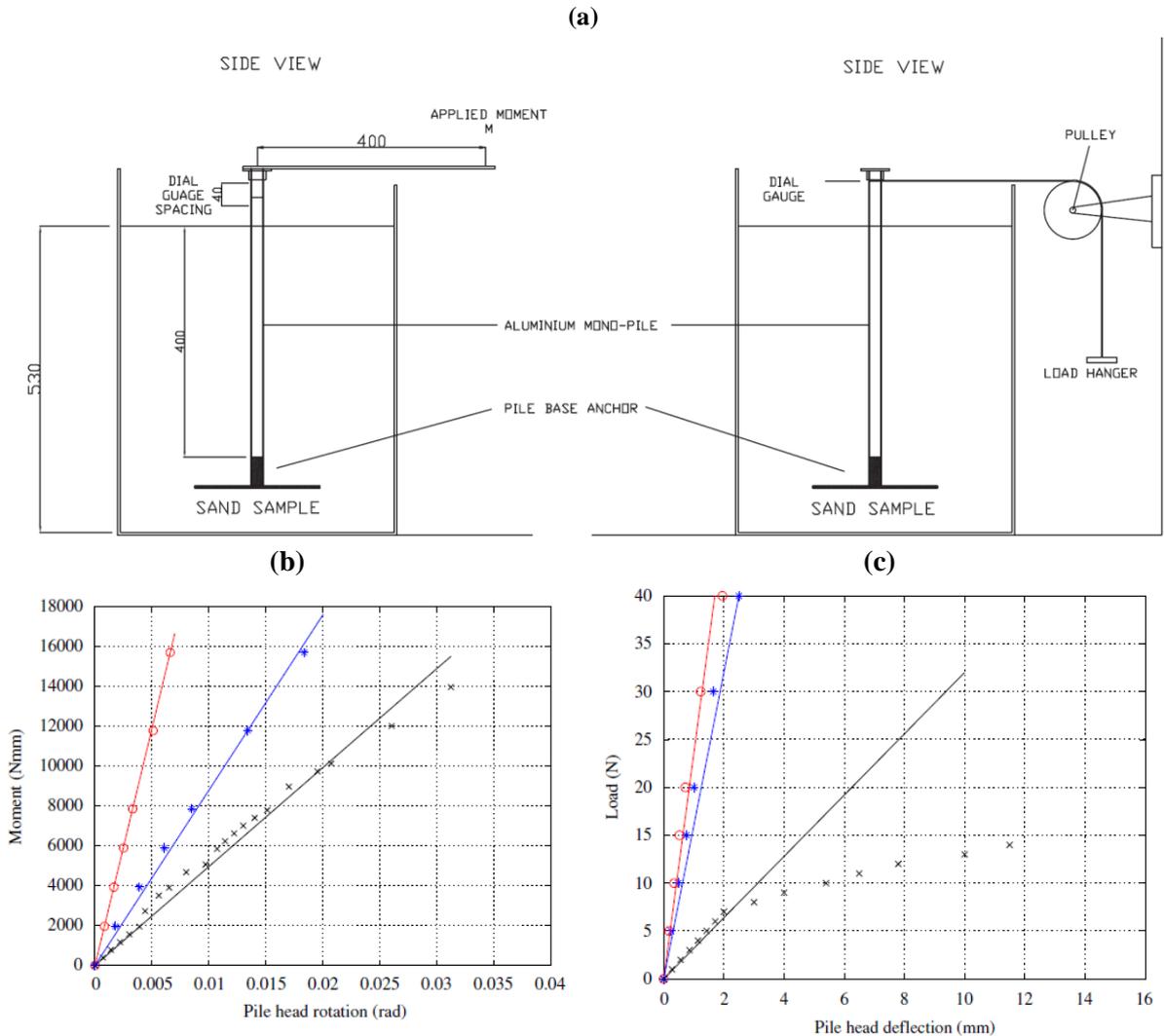


Figure 1.32 - Mesures des coefficients de raideur latéral et de torsion : (a) montage des essais ; résultats typiques de l'évolution : (b) de l'angle de rotation du pieu en fonction du moment ; (c) du déplacement du pieu en fonction de la charge latérale [68]

Ces modèles offrent, selon les auteurs, une première estimation satisfaisante de la fréquence propre de la structure. Une erreur d'environ 15 % entre la mesure de fréquence propre d'éoliennes offshore *in situ* et celle déterminée à l'aide de cette méthode a été obtenue [69]. Des essais 1g ont été réalisés afin de comparer cette méthode à des mesures expérimentales sur modèle réduit. L'erreur entre les mesures expérimentales et la méthode analytique oscille entre -4 et 43 % [68].

Ces essais de modélisation physique 1g ont permis d'observer l'évolution de la fréquence propre d'un modèle réduit d'éolienne offshore installé dans un massif d'argile soumis à 10^5 cycles environ. Un chargement latéral est imposé à l'aide d'un pot vibrant. Le modèle réduit a été soumis à une charge de 2 N avec une fréquence de sollicitation allant de 0,66 à 125 Hz. Le montage expérimental est illustré sur la Figure 1.33 (a) et (b) et les résultats typiques obtenus par Lombardi et al. (2013) [72] concernant l'évolution de la fréquence propre en fonction du nombre de cycles sont présentés sur la Figure 1.33 (c).

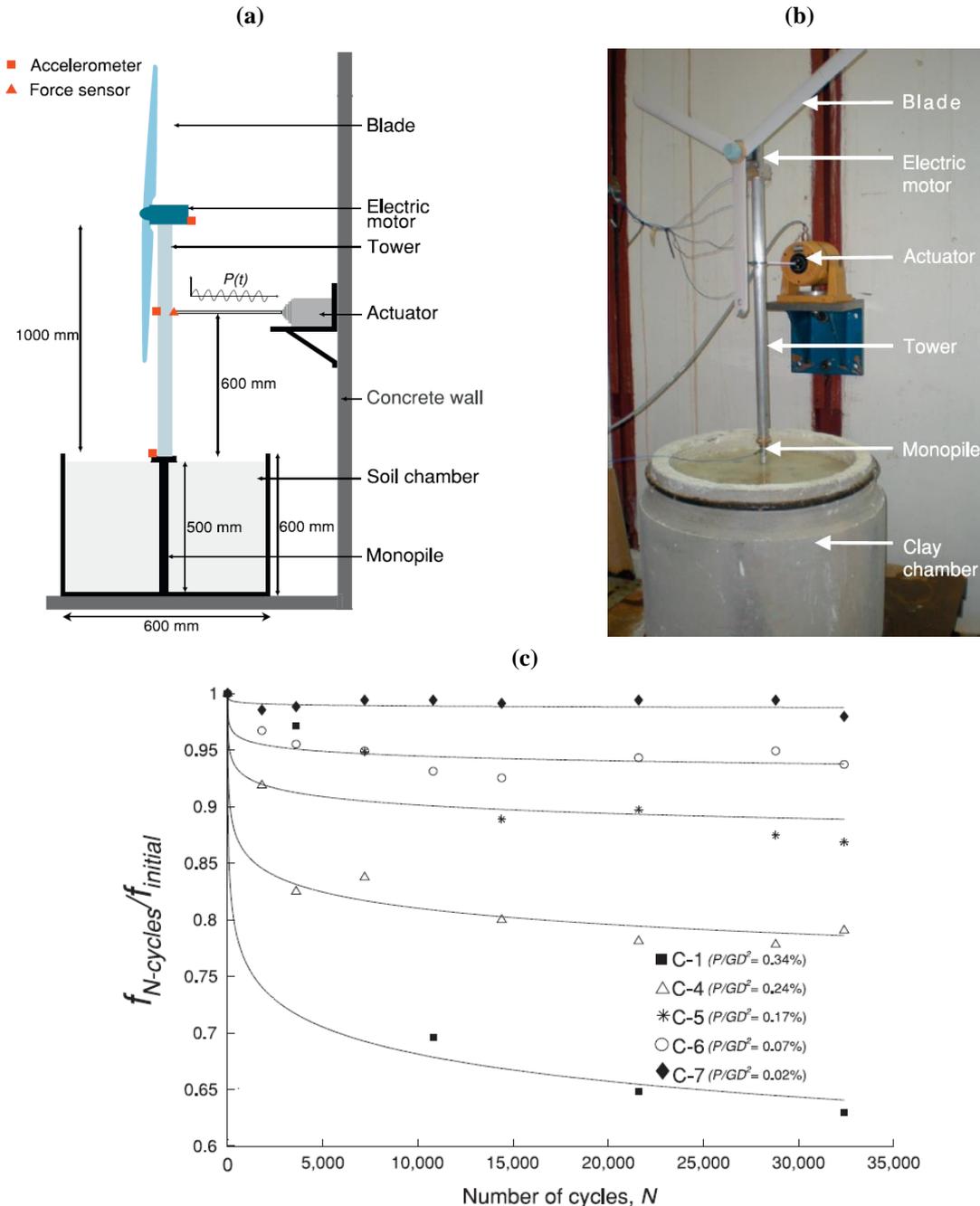


Figure 1.33 - (a) Schéma du montage expérimental ; (b) photo du modèle réduit 1g ; (c) résultats typiques de la 1^{ère} fréquence propre du modèle en fonction du nombre de cycles [72].

A partir de ces résultats expérimentaux, une loi logarithmique a été proposée par Lombardi et al. (2013) [72] afin d'exprimer la fréquence propre de la structure après N cycles :

$$\text{avec } \frac{f_{N,cycles}}{f_{initial}} = \frac{1 - \Delta}{1 + (\ln(N) / 8.35)^\lambda} \text{ et } \Delta = 1 - 1.0371 \frac{H}{GD^2} \quad (1.44)$$

Cette loi permet d'évaluer l'évolution de la fréquence propre en fonction du nombre de cycles, du chargement latéral (H), du module de cisaillement (G) et du diamètre du pieu. Il convient néanmoins de souligner que cette loi a été validée uniquement pour un modèle réduit dans un massif d'argile.

4.3. Autres méthodes

- **Matrice de rigidité**

La méthode dite de la matrice de rigidité consiste à exprimer la rigidité du système sol-pieu au niveau de la limite entre le sol et l'eau. Cette matrice est telle que :

$$\begin{bmatrix} H \\ M \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} k_{yy} & k_{y\theta} \\ k_{\theta y} & k_{\theta\theta} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} y \\ \theta \end{bmatrix} \quad (1.45)$$

avec H , le chargement latéral, M , le moment en tête du pieu, y , le déplacement latéral du pieu et θ , son angle de rotation.

Il existe plusieurs méthodes permettant d'obtenir les coefficients de cette matrice. Zaaijer (2006) [63] présente une méthode basée sur le modèle élastique continu de Randolph [73] afin de les calculer. D'après Zaaijer (2006) [63], ce modèle donne des résultats satisfaisants si l'on considère un sol uniforme. Une comparaison entre les fréquences propres déterminées à partir de mesures *in situ* sur cinq éoliennes du parc éolien « Irene Vorrink » au Pays-Bas et celles obtenues à l'aide de la matrice de rigidité est présentée ; une erreur de 5,3 % entre calcul et mesure *in situ* est obtenue.

Par ailleurs, Zaaijer (2006) [63] a calculé la première fréquence propre d'une éolienne offshore en utilisant diverses modélisations de la fondation et de l'interaction sol-pieu : le modèle de Winkler (choisi comme mesure de référence) et les méthodes utilisant la hauteur d'encastrement équivalente, la matrice de rigidité et les ressorts découplés (Figure 1.30). Les résultats obtenus sont présentés sur la Figure 1.34. Les meilleurs résultats sont obtenus pour la méthode de la matrice de rigidité, tandis que la modélisation par hauteur d'encastrement équivalente offre les résultats les plus disparates. Il est donc déconseillé d'utiliser cette dernière même pour obtenir une première estimation de la fréquence propre.

Les travaux de Zania (2014) [74] offrent un état de l'art exhaustif des méthodologies permettant d'exprimer la fréquence propre, ainsi que le taux d'amortissement modal d'une structure, à partir de la méthode de la matrice de rigidité. Une étude comparative est présentée entre la méthode de Zania et les méthodes existantes de Jennings et Bielak (1973), Wolf (1985), Kumar et Prakash (2004) et Gazetas (1996). Zania conclut que les méthodes qui ne prennent pas en compte les coefficients de couplage $k_{y\theta}$ et $k_{\theta y}$ surestiment la fréquence propre et sous-estiment le taux d'amortissement modal de la structure.

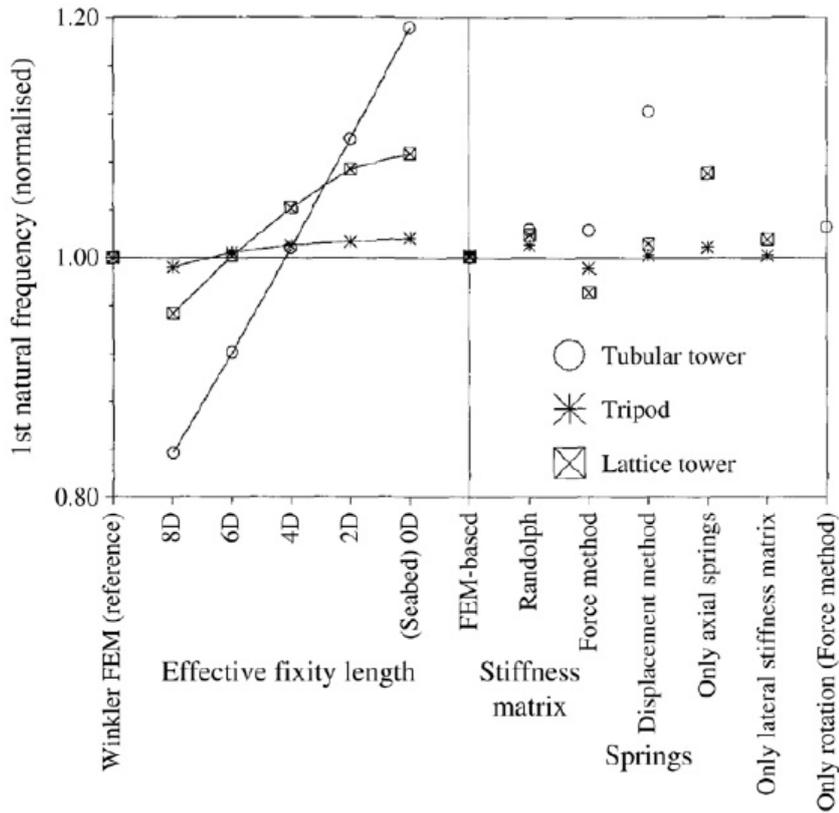


Figure 1.34 - Evaluation de la première fréquence propre d'une éolienne offshore pour différentes modélisations de l'interaction sol-structure [63]

- **Ensemble de systèmes ressort/amortisseur**

Dans le cas d'un pieu soumis à un chargement dynamique transitoire (séisme), El Naggar et Novak (1995) [75] ainsi que El Naggar et Bentley (2000) [76] ont proposé une nouvelle version du modèle de Winkler, présentée en Figure 1.35. L'interaction entre le sol et le pieu est représentée par un ensemble de systèmes ressort/amortisseur de type Kelvin-Voigt. Cette modélisation a aussi été considérée par Damgaard et al. (2013) [64] afin de prendre en compte l'influence de la pression interstitielle sur la rigidité sol-pieu.

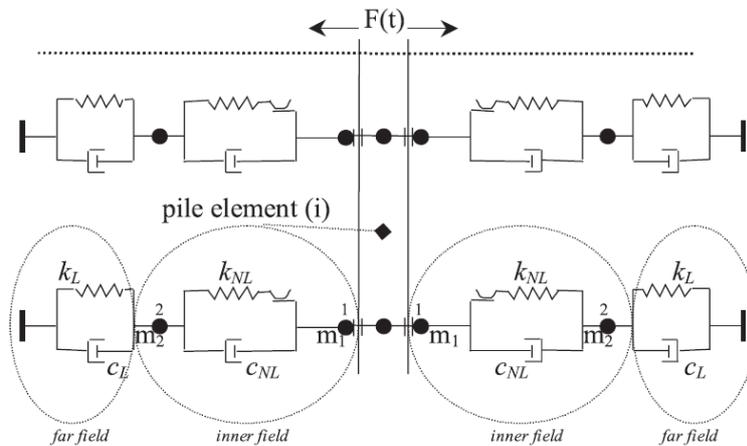


Figure 1.35 - Modélisation de l'interaction sol-pieu définie par [76]

Bien que de nombreuses études aient été réalisées sur la modélisation de l'interaction sol-pieu par le modèle de Winkler et les courbes $p-y$, peu de recherches se sont concentrées sur l'influence de cette interaction sur la première fréquence propre. Les études d'Adhikari et Bhattacharya offrent une méthodologie complète permettant d'obtenir la fréquence propre initiale d'un modèle réduit d'une éolienne offshore et proposent une loi d'évolution de cette fréquence. La difficulté majeure de ce modèle réside dans la détermination de la raideur des ressorts qui conditionne le calcul de la fréquence propre. Parmi les autres modèles introduits, le modèle de Winkler combiné aux courbes $p-y$ a tendance à surestimer les fréquences propres avec une erreur allant jusqu'à 13 %. Peu d'études sur les modèles considérant la matrice de rigidité dans le cadre des pieux rigides et des éoliennes offshore ont été développées bien que les résultats soient satisfaisants. Enfin, le modèle de Winkler combiné avec un ensemble de systèmes ressort/amortisseur plus complexe est majoritairement utilisé dans le cas d'études sismiques.

Conclusions et objectifs de la thèse

Dans ce premier chapitre, une présentation des sollicitations environnementales imposées sur une éolienne offshore a été proposée. Il apparaît que les fréquences relatives à ces chargements sont très proches de la première fréquence propre de l'éolienne, qui s'insère dans un intervalle restreint compris entre les fréquences de la houle, celles de la rotation du rotor et celles des pales. Il convient ainsi d'évaluer de manière très fine la première fréquence propre de la structure qui ne peut être ni sous-estimée, ni surestimée. Le facteur influençant majoritairement cette fréquence est l'interaction sol-structure.

La modélisation classique de l'interaction sol-structure est présentée par les guides de dimensionnement et consiste à modéliser le sol par un ensemble de ressorts découplés le long du fût de la fondation. Cette méthode de Winkler associée aux courbes p - y est fondée sur des essais *in situ* réalisés sur des pieux élancés ($L/D = 34,4$) qui ont un comportement à la rupture différent des monopieux des éoliennes offshore, dont le diamètre est conséquent allant jusqu'à 10 m et l'élancement faible ($L/D = 5-6$). Ainsi, ces courbes sont peu adaptées à ces structures : elles sous-estiment la rigidité sol-pieu sous chargement classique et la surestiment sous chargement ultime. La fréquence propre d'une éolienne offshore fondée sur monopieu est donc mal évaluée par cette méthode « standard ». Les travaux adaptant ces courbes p - y à cette problématique des pieux rigides ont été présentés. Ces courbes p - y modifiées permettent de corriger les incohérences entre les courbes standard et les observations *in situ*, telles que la sous-estimation de la rigidité sol/pieu lors de chargements classiques et de sa surestimation lors de l'application de chargements ultimes.

Par ailleurs, il est primordial de pouvoir évaluer l'évolution de cette fréquence propre pendant les vingt années d'utilisation des éoliennes et donc de considérer l'impact des sollicitations cycliques. De même, les courbes p - y cycliques sont peu adaptées aux éoliennes offshore et ne permettent pas d'étudier finement l'interaction sol-structure. Les recherches actuelles se sont concentrées majoritairement sur la rotation cumulée ou le déplacement cumulé du pieu sous sollicitations cycliques et très peu sur la rigidité sol-pieu.

Les différentes modélisations existantes permettant l'évaluation de la première fréquence propre d'une éolienne offshore ont été exposées. Le modèle standard de Winkler associé aux courbes p - y a tendance à surestimer les fréquences propres. Les modélisations les plus simples, comme celles d'Adhikari et Bhattacharya, offrent une bonne estimation des fréquences propres mais nécessitent d'évaluer précisément la raideur des ressorts. Finalement, peu de travaux concernant particulièrement l'évaluation des fréquences propres d'une éolienne offshore ont été développés jusqu'à présent.

Deux objectifs pour ces travaux de thèse découlent ainsi naturellement du contexte qui a été présenté dans ce chapitre : l'évaluation de la première fréquence propre d'une éolienne offshore à son installation

et l'évolution de cette grandeur au cours de la vie de l'éolienne, après application de grands nombres de cycles. L'angle de recherche choisi est une étude expérimentale du type modélisation physique conduite sur des modèles physiques 1g en laboratoire. Une première étude a donc été menée afin de développer ces modèles réduits et de valider leur dimensionnement. Ces résultats préliminaires sont présentés dans le chapitre suivant. Les protocoles expérimentaux qui ont été mis en place par la suite ont pour objectif de répondre aux attentes suivantes :

- proposer un modèle permettant l'évaluation de la fréquence propre d'un modèle réduit à son installation ;
- quantifier l'évolution de cette fréquence propre au cours de l'application de sollicitations cycliques ;
- retranscrire les résultats obtenus sur modèles réduits au comportement d'une éolienne prototype à l'échelle 1.

Chapitre 2 - Dimensionnement et réalisation de modèles réduits

L'approche choisie dans le cadre de ces travaux concernant la détermination de la première fréquence propre d'une éolienne en mer est une étude expérimentale sur modèles réduits sous pesanteur terrestre. La première étape consiste donc à dimensionner un modèle réduit à partir d'une éolienne grandeur réelle. L'étude du comportement du modèle réduit dimensionné doit permettre de déduire le comportement de l'éolienne réelle. Dans un premier temps, les outils nécessaires au dimensionnement d'un modèle réduit tels que les règles de similitude, la définition du prototype et les limites des modèles 1g sont exposés. Dans une seconde partie, une étude préliminaire présente le dimensionnement d'un modèle réduit et sa validation. Pour pallier les limites de ce premier modèle, un nouveau dimensionnement de deux autres modèles réduits est proposé. Ces derniers modèles réduits sont utilisés dans la suite pour l'ensemble des expériences présentées dans les chapitres 3 et 4.

Plan

1. Généralités sur les études adimensionnelles.....	62
1.1. Règles de similitude et théorème de <i>Vaschy-Buckingham</i>	62
1.2. Etat de l'art : études expérimentales.....	63
1.3. Outils nécessaires au dimensionnement	69
2. Dimensionnement des modèles	74
2.1. Etude préliminaire : modèle en laiton.....	74
2.2. Nouveau dimensionnement : modèles en inox	86
Conclusions partielles.....	92

1. Généralités sur les études adimensionnelles

Cette première partie est consacrée à la présentation de généralités sur les études adimensionnelles et l'élaboration de modèles réduits. Les éléments théoriques nécessaires au dimensionnement d'un modèle réduit sont introduits dans un premier temps. Les différents modèles réduits développés dans le cadre d'études d'éoliennes offshore sous charges latérales sont ensuite présentés. Ces deux premières sections permettent de souligner les limites d'un modèle réduit ainsi que les outils nécessaires à tout dimensionnement. Les éléments qui sont nécessaires à l'élaboration d'un modèle réduit, tels que la définition d'un prototype de référence et le calcul des forces agissant sur cette éolienne à l'échelle 1, sont exposés en fin de chapitre.

1.1. Règles de similitude et théorème de Vaschy-Buckingham¹¹

Afin de réaliser un modèle dont le comportement à l'échelle réduite soit représentatif d'une structure grandeur réelle, certaines similitudes doivent être conservées entre le prototype (structure à l'échelle 1) et le modèle réduit. Une analyse dimensionnelle permet d'identifier ces similitudes. L'utilisation du théorème de Vaschy-Buckingham, aussi appelé théorème de Π , présente une méthode pour réaliser cette analyse dimensionnelle.

Le théorème de Π stipule que, si une équation est dimensionnellement homogène, elle peut être réduite à une relation entre une série de produits sans dimension. Si n variables sont reliées par une équation, le théorème de Π permet de conclure que cette équation peut être mise sous la forme d'une relation entre $n - r$ produits adimensionnels notés π_i , où r est le nombre d'unités fondamentales. Soit une grandeur B d'un phénomène physique et fonction de n variables indépendantes B_1, B_2, \dots, B_n mesurées par r unités fondamentales, alors on a $B = f(B_1, B_2, \dots, B_n)$. Selon le théorème de Π , B peut être exprimé de la façon suivante :

$$B = B_1^{a_1} B_2^{a_2} \dots B_r^{a_r} F(\pi_1, \pi_2, \dots, \pi_{n-r}) \quad \text{avec} \quad \begin{cases} \pi_1 = \frac{B_{r+1}}{B_1^{a_{r+1,1}} B_2^{a_{r+1,2}} \dots B_r^{a_{r+1,r}}} \\ \pi_2 = \frac{B_{r+2}}{B_1^{a_{r+2,1}} B_2^{a_{r+2,2}} \dots B_r^{a_{r+2,r}}} \\ \vdots \\ \pi_{n-r} = \frac{B_n}{B_1^{a_{n,1}} B_2^{a_{n,2}} \dots B_r^{a_{n,r}}} \end{cases} \quad (2.1)$$

Une fois ces groupes adimensionnels définis ($\pi_1, \pi_2, \dots, \pi_{n-r}$), le modèle réduit est dimensionné en conservant ces groupes égaux entre le prototype de référence et le modèle. La difficulté du dimensionnement provient de l'identification des phénomènes physiques majeurs que l'on souhaite retranscrire dans le modèle réduit et des variables qui en découlent. Il existe trois types de similitudes :

¹¹ Les règles de similitude présentées dans cette partie sont issues de Langhaar (1956) [85].

- la similitude géométrique : elle correspond au rapport des longueurs entre le prototype et le modèle réduit. Cette valeur correspond à l'échelle du modèle (1/50, 1/100, ...). En imposant ce facteur d'échelle, il en résulte le rapport d'échelle des surfaces et des volumes ;
- la similitude cinématique : elle correspond à la similitude des mouvements. La similitude cinématique correspond au facteur d'échelle de la vitesse et de l'accélération ;
- la similitude dynamique : elle correspond au rapport des forces. La similitude dynamique existe si les distributions de masse sont semblables et si les systèmes sont cinématiquement semblables.

Dans la partie suivante, le dimensionnement de modèles réduits de pieux ou d'éoliennes offshore sous sollicitations latérales est présenté et établi à partir du théorème de *II*.

1.2. Etat de l'art : études expérimentales

En vue d'étudier expérimentalement le comportement d'une structure, plusieurs choix peuvent s'offrir à l'expérimentateur :

- les essais sur prototypes grandeur réelle : ces essais offrent les meilleurs résultats qualitativement et quantitativement, mais s'avèrent être extrêmement coûteux ;
- les essais sur modèles réduits en centrifugeuse : le modèle est dimensionné par rapport à l'accélération de la centrifugeuse. Ces essais permettent de modéliser correctement les contraintes dans le sol. Les essais en centrifugeuse (dimensionnement et limites) sont discutés dans l'annexe A ;
- les essais sur modèles réduits sous pesanteur terrestre (1g) : le modèle réduit est dimensionné à partir de règles de similitude pertinentes par rapport à l'étude considérée. Ces essais sont facilement mis en œuvre au laboratoire et moins coûteux que les deux premières options.

Ainsi, les modèles réduits 1g constituent la solution la plus souvent retenue dans le cadre de l'étude des monopieux ou des éoliennes offshore soumises à un chargement latéral. Dans cette partie sont exposées les limites que peuvent présenter ces modélisations et les précautions qu'il convient de prendre lors de l'analyse des résultats de ces modèles. Ensuite, les différents dimensionnements des modèles réduits 1g relatifs aux essais présentés précédemment sont détaillés et discutés.

1.2.1. Limites de la modélisation sous pesanteur terrestre (1g)

La difficulté majeure des modèles réduits en géotechnique concerne la représentation du comportement du sol. De fait, le sol d'un prototype est soumis à un profil de contrainte précis qui dépend de la profondeur considérée. A échelle réduite et sous pesanteur terrestre, les points homologues dans le massif de sol pour le prototype et le modèle réduit présentent forcément des déformations différentes puisqu'ils ne sont pas soumis aux mêmes contraintes.

Trois techniques existent pour pallier ce problème et obtenir des niveaux de contrainte identiques entre le modèle réduit et le prototype :

- la modélisation en centrifugeuse : le passage en macrogravité lié à l'accélération de la centrifugeuse permet d'obtenir quasiment les mêmes contraintes entre le modèle réduit et le prototype ;
- la méthode du « fluid-gradient » : cette méthode s'applique aux sols saturés. Un écoulement descendant avec un gradient de pression important est imposé au massif de sol saturé. Cette méthode est définie entre autres par Altaee et Fellenius (1994) [77] ;
- la modélisation par « pressure-vessel confinement » : ce dispositif permet d'appliquer un gradient de contrainte en fonction de la profondeur du massif, comme illustré sur la Figure 2.1 (a).

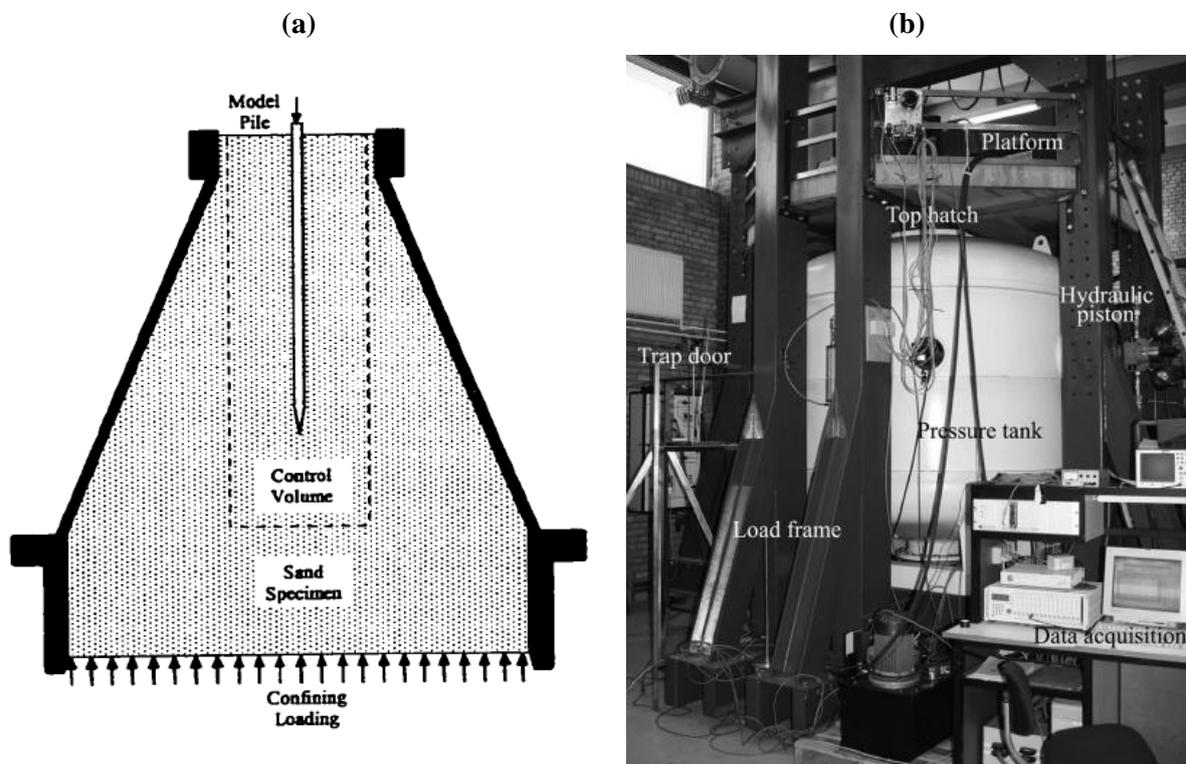


Figure 2.1 - (a) Frustrum confining vessel [78] ; (b) pressure tank [79]

D'après Sedran et al. (2001) [80], la distorsion entre modèle 1g et prototype provient de la mauvaise représentation du frottement latéral unitaire le long du pieu qui oblige à avoir l'égalité de l'échelle des contraintes et de celle des longueurs. Une méthode développée par Altaee et Fellenius (1994) [77], permettant de conserver cette égalité, impose que l'indice de densité du sol soit calculé en fonction de l'état d'équilibre du sol et de l'échelle des contraintes choisie. Cette méthode n'est pour autant pas toujours applicable, car il existe des limites d'échelle de longueur et de contraintes en lien direct avec l'indice des vides maximum et minimum [77].

Les études de Thomassen et al. (2010) [79] ont permis de proposer une méthode alternative pour la problématique des contraintes dans le sol. Pour une contrainte faible, les paramètres du sol (en particulier

l'angle de frottement interne) varie fortement en fonction de la contrainte effective. Ainsi, à l'aide d'un dispositif illustré sur la Figure 2.1 (b), la contrainte effective est augmentée jusqu'au niveau où l'angle de frottement interne devient indépendant du niveau de contrainte. Appliquer une contrainte permet par ailleurs de minimiser la variabilité sur les mesures. Des contraintes de 0, 50 et 100 kPa ont été appliquées sur le massif de sol. Ce dispositif a été utilisé par Roesen et al. (2010) [28] dans le cadre d'essais de pieux sous chargement monotone.

Une autre limite dans la mise en place des modèles réduits (1g ou en centrifugeuse) concerne l'application de l'échelle de longueur sur la taille des grains. Réduire la taille des grains est complexe et pourrait même donner des résultats contradictoires vis-à-vis des propriétés du sol considéré pour le prototype [80]. Néanmoins, selon Hettler (1981) introduit par Cuéllar [56], le même sable peut être utilisé pour le prototype et le modèle réduit si le même indice de densité est conservé et en considérant que le comportement du sable peut être exprimé à partir de nombres adimensionnels. Cuéllar [56] souligne que des distorsions dans la similitude constitutive sont observées lorsque des ruptures ou des bandes de cisaillement apparaissent. Ainsi, plusieurs études détaillées par Cuéllar (2011) [56] précisent que l'influence de ces bandes de cisaillement sur la réponse du pieu peut être négligée si la charge appliquée est très inférieure à la limite de rupture ou si le rapport entre le diamètre du pieu et la taille moyenne des grains est supérieur à 30, voir Sedran et al. (2001) [80].

1.2.2. Dimensionnement d'un modèle réduit d'éolienne 1g

Parmi les études expérimentales réalisées sur des pieux sous chargement latéral cyclique et introduites dans la partie 3 du premier chapitre, les essais conduits par LeBlanc et al. (2010a) [40], Abadie et Byrne (2014) [43], Peralta et Achmus (2010) [48], Roesen et al. (2010) [28] et Cuéllar (2011) [56] ont été réalisés sur des modèles réduits 1g. Les dimensionnements relatifs aux quatre premières études ont été élaborés à partir de groupes adimensionnels et sont décrits dans un premier temps. Ensuite, les dimensionnements basés sur la conservation d'un nombre adimensionnel définissant le rapport d'échelle à appliquer à l'ensemble des grandeurs physiques sont présentés ; c'est le cas notamment des travaux de Cuéllar (2011) [56]. Enfin, le dimensionnement du modèle réduit issu des travaux de Bhattacharya et al. (2011) [81], qui présente la spécificité d'inclure la fréquence propre de la structure, est exposé.

- ***Dimensionnement à partir de groupes adimensionnels***

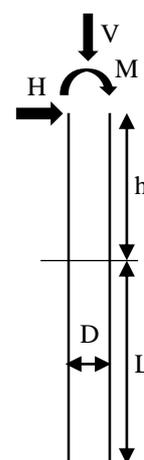
Dans ces travaux, les groupes adimensionnels proposés par LeBlanc et al. (2010a) [40] ont été ensuite repris par Abadie et Byrne (2014) [43] et sont définis dans le Tableau 2.1. Selon LeBlanc, une bonne comparaison entre des essais grandeur réelle et en laboratoire est obtenue en conservant constants les groupes adimensionnels correspondant à la charge axiale, à l'excentricité et à l'élancement. Cette comparaison peut être réalisée en représentant graphiquement l'évolution du moment adimensionnel en fonction de la rotation adimensionnelle. Ce dimensionnement est fondé sur la rigidité sol/pieu et la résistance du pieu sous chargement. Conserver la charge axiale, l'excentricité et l'élancement du pieu

constants permet de dimensionner le pieu. Néanmoins, la charge latérale appliquée au pieu n'est pas dimensionnée, mais évaluée expérimentalement à partir d'un essai monotone qui détermine la charge limite ultime du pieu. Par ailleurs, aucun dimensionnement n'est proposé concernant la fréquence de sollicitation pour ces chargements. Elle est conservée à 0,1 Hz, ce qui correspond à la fréquence réelle du vent et des vagues sur la structure. Abadie et Byrne (2014) [43] ainsi que Roesen et al. (2010) [28] se sont appuyés sur le dimensionnement introduit par LeBlanc.

Peralta et Achmus (2010) [48] définissent les groupes adimensionnels à l'aide du théorème de Vaschy-Buckingham. Ces groupes ont été établis non pas pour dimensionner le pieu mais pour exprimer les résultats de façon adimensionnelle. Le déplacement est ainsi représenté par un groupe adimensionnel fonction d'un ensemble de facteurs adimensionnels tels que la charge latérale, l'excentricité de la charge, la rigidité, l'élanement du pieu et la porosité du sol.

Tableau 2.1 - Groupes adimensionnels pour l'étude d'un monopieu sous chargement latéral définis par LeBlanc et al. (2010a) [40], Abadie et Byrne (2014) [43], Peralta et Achmus (2010) [48] et Roesen et al. (2010) [28]

	Moment	Charge axiale	Charge latérale	Rotation	Excentricité	Rigidité du pieu	Elanement	Porosité du sol
LeBlanc et al., 2010 Abadie et al., 2014	$\frac{M}{L^3 D \gamma'}$	$\frac{V}{L^2 D \gamma'}$	$\frac{H}{L^2 D \gamma'}$	$\theta \sqrt{\frac{p_a}{L \gamma'}}$	$\frac{M}{HL}$	-	$\frac{L}{D}$	-
Peralta and Achmus, 2010	-	-	$\frac{H}{L^3 \gamma'}$	-	$\frac{h}{L}$	$\frac{EI}{L^5 \gamma'}$	$\frac{L}{D}$	n
Roesen et al., 2010-2013	-	-	$\frac{H}{L^2 D \gamma'}$	-	$\frac{h}{L}$	-	$\frac{L}{D}$	-



avec :

p_a	pression atmosphérique	(Pa)	M	moment sur le pieu	(Nm)
n	porosité	(-)	h	bras de levier de la charge	(m)
γ'	poids volumique effectif du sol	(N/m ³)	L	fiche du pieu	(m)
H	charge latérale sur le pieu	(N)	θ	rotation du pieu	(rad)
D	diamètre du pieu	(m)	V	charge axiale sur le pieu	(N)

- **Dimensionnement à partir d'un nombre adimensionnel**

Dans le cadre de l'étude qualitative du comportement à long terme du sable saturé environnant un pieu chargé latéralement, Cuéllar [56] propose un dimensionnement à partir de trois facteurs d'échelle :

- Echelle de longueur (L) : $\lambda_L = \frac{L_{modèle}}{L_{prototype}} = \frac{L_m}{L_p} = \frac{1}{100}$
- Echelle des accélérations (g) relative à un modèle réduit 1g : $\lambda_g = \frac{g_m}{g_p} = 1$
- Echelle des forces (H) obtenue avec l'expression adimensionnelle : $\lambda_H = \frac{H}{L^3 \gamma'}$

A l'aide de ces trois échelles, Cuéllar définit l'ensemble des lois d'échelle pour chaque grandeur physique. Dans ce modèle, le même sol est considéré pour le prototype et le modèle réduit ; les déformations en des points homologues du modèle et du prototype sont différentes, les contraintes dans le sol n'étant pas identiques. Or, comme cela a été souligné précédemment dans la section 1.2.1, le rapport choisi entre le diamètre du pieu et la taille des grains est suffisant et permet ainsi de considérer le même sable entre le prototype et le modèle.

Les travaux de Courbois (2013) [3] considèrent l'étude d'un modèle réduit d'éolienne flottante soumise au vent par une soufflerie et aux vagues générées dans un bassin de houle. Le modèle réduit est dimensionné en conservant le nombre de Froude entre le prototype et le modèle réduit. Le nombre de Froude permet de retranscrire les charges hydrodynamiques à l'échelle réduite. L'ensemble des lois d'échelle qui en découle est décrit dans le Tableau 2.2. Il est intéressant de constater que, bien qu'ayant choisi des approches différentes pour leur dimensionnement, Cuéllar (2011) [56] ainsi que Courbois (2013) [3] obtiennent des lois d'échelle quasiment identiques.

Tableau 2.2 - Règles de similitude définies par Cuéllar (2011) [56] et Courbois (2013) [3]

	Longueur	Force	Contrainte	Rigidité du pieu (EI)	Temps	Fréquence	Masse
Cuéllar, 2011	λ_L	λ_L^3	λ_L	λ_L^5	$\lambda_L^{1/2}$	$\lambda_L^{-1/2}$	-
Courbois, 2013	λ_L	λ_L^3	λ_L	λ_L^5	$\lambda_L^{1/2}$	$\lambda_L^{-1/2}$	$1.025 \cdot \lambda_L^3$

- **Dimensionnement incluant la dynamique de la structure**

Le modèle de Bhattacharya et al. (2011) [81] a été élaboré pour l'étude dynamique d'une éolienne offshore. Les essais et résultats expérimentaux ont été présentés dans le premier chapitre en partie 4.2. Afin d'élaborer le dimensionnement du modèle réduit, des groupes adimensionnels ont été définis et permettent de retranscrire correctement les mécanismes physiques majeurs dans le cadre de l'étude de la dynamique d'une éolienne en mer. Les phénomènes physiques suivants ont été retenus :

- la déformation du sol environnant le pieu chargé latéralement, déformation contrôlant la dégradation de la rigidité du sol ;
- le taux de contrainte cyclique (CSR, cyclic stress ratio) dans la zone de cisaillement dans le sol ;
- la fréquence de la charge et son influence sur la dissipation de la pression interstitielle ;
- la dynamique du système, l'intervalle relatif entre la fréquence du système et la fréquence de la charge ;
- la déformation du pieu en tenant compte de la non-linéarité du matériau ;
- la fatigue du pieu.

Chaque phénomène physique engendre la définition d'un groupe adimensionnel. Ces groupes doivent être égaux entre le prototype et le modèle réduit pour dimensionner l'éolienne à l'échelle choisie.

Tableau 2.3 - Groupes adimensionnels du modèle réduit d'après Bhattacharya et al. (2011) [81]

Déformation du sol	Fréquence de la charge	Dynamique du système	Déformation du pieu	Contrainte dans le pieu
$\frac{H}{GD^2}$	$\frac{k_h}{f_f D}$	$\frac{f_f}{f_n}$	$\frac{Hh}{ED^2e}$	$\frac{Hh}{\sigma_y D^2 e}$

avec :

G	module de cisaillement du sol	(Pa)	E	module d'Young du sable retenu	(Pa)
D	diamètre du pieu	(m)	k_h	coefficient de perméabilité du sol	(m/s)
f_f	fréquence de la charge	(Hz)	e	épaisseur du pieu	(m)
f_n	fréquence propre de la structure	(Hz)	H	charge horizontale	(N)
h	excentricité de la charge	(m)	σ_y	limite d'élasticité du pieu	(Pa)

En résumé, les différents dimensionnements se rapprochent pour les caractéristiques du pieu tels que son élancement, sa hauteur. Par contre, les caractéristiques concernant la rigidité, la fréquence propre diffèrent en fonction des études. La représentation de la contrainte dans le sol, qui est la difficulté majeure des modèles réduits sous pesanteur terrestre, est réalisée à l'aide de groupes adimensionnels. Dans leur modèle, Bhattacharya et al. (2011) [81] définissent un groupe relatif à la déformation du sol et au taux de contrainte cyclique dans le sol. Une autre solution apportée par Cuéllar (2011) [56] est de fixer le rapport entre le diamètre du pieu et la taille des grains supérieur à 30. Enfin, l'évaluation de la charge latérale exercée sur les pieux varie largement. Pour certains modèles, cette charge est mesurée à partir d'un essai monotone pour déterminer l'ELU du pieu. Ces études telles que LeBlanc et al. (2010a) [40] et Roesen et al. (2010) [28] imposent ainsi une charge de quelques centaines de newtons pour des modèles à l'échelle 1/50. Au contraire, les charges établies à partir de groupes adimensionnels (travaux de Cuéllar (2011) [56] et Bhattacharya et al. (2011) [81]) ne représentent que quelques newtons ou dizaines de newtons pour des modèles à l'échelle 1/100. Par ailleurs, la fréquence de cette charge n'est pas toujours dimensionnée et est, en général, définie par le dispositif expérimental à de faibles valeurs (de 0,1 à 1 Hz). Seuls Bhattacharya et al. (2011) [81] ont proposé un dimensionnement de cette fréquence. Il convient donc dans le dimensionnement d'un modèle réduit d'éolienne offshore de mettre en exergue les éléments majeurs suivants :

- la charge latérale sur la structure : amplitude et fréquence ;
- le monopieu/structure : rigidité, élancement, hauteur et fréquence propre ;
- le sol : rigidité et interaction sol-pieu, prise en considération des limitations dues à la modélisation physique 1g.

Quel que soit le dimensionnement établi, il est nécessaire de se baser sur une éolienne typique, un prototype dont l'ensemble des caractéristiques est connu. Dans la prochaine partie, la définition du

prototype utilisé dans ces travaux de thèse pour l'élaboration de modèles réduits est présentée : dimensions de l'éolienne offshore et charges latérales imposées sur la structure.

1.3. Outils nécessaires au dimensionnement

1.3.1. Prototype : éolienne de référence NREL 5 MW

Il est difficile d'obtenir l'ensemble des caractéristiques d'une éolienne en mer, les projets sur des éoliennes grandeur réelle ne dévoilant en général que quelques paramètres. Ainsi, le laboratoire national des énergies renouvelables (NREL) aux Etats-Unis propose des données réalistes et standardisées sur les éoliennes installées en eau peu profonde à profonde. L'éolienne définie par le NREL constitue le prototype utilisé ici pour dimensionner les modèles réduits et sera appelée éolienne de référence NREL 5 MW. L'ensemble des caractéristiques du prototype sont introduites par Jonkman et al. (2009) [82] et Bir et Jonkman (2008) [83]. Certains paramètres majeurs sont présentés dans le Tableau 2.4 et en Figure 2.2. Seules les fréquences du mât et de la structure support ne sont pas issues de la littérature et ont été calculées à partir d'un modèle de poutre encastrée. Le mât et la structure support sont en acier avec un module d'Young de 210 GPa et une masse volumique de 7850 kg/m³, ajustée à 8500 kg/m³ pour tenir compte de la peinture, des boulons, des soudures et des brides.

Tableau 2.4 - Caractéristiques de l'éolienne de référence NREL 5MW ([82], [83])

	Diamètre	Epaisseur	Longueur	Masse	Fréquence
Unité	m	mm	m	t	Hz
Mât	Haut : 3,87 Bas : 6	Haut : 19 Bas : 27	87,6	347,46	0,30
Structure support	6	60	56	489,07	0,74
Rotor/Nacelle	126	-	-	350	1P = [0,115 ; 0,20] ; 3P = [0,345 ; 0,60] ;
Eolienne complète	-	-	-	-	0,25

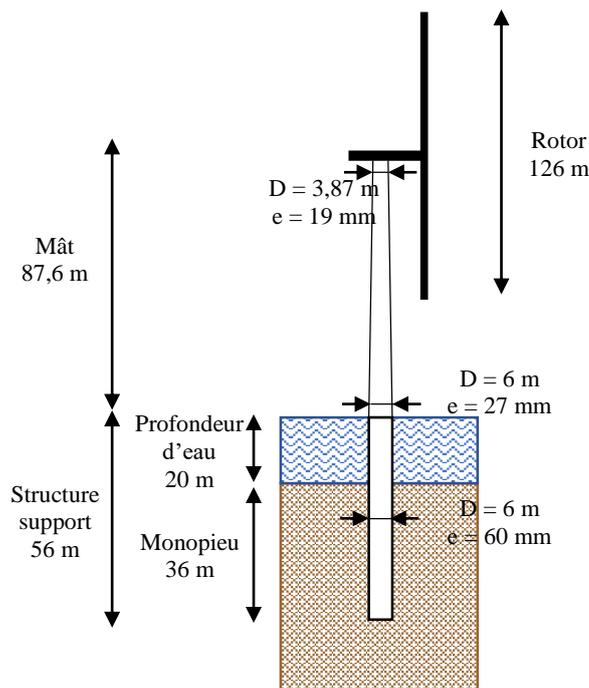


Figure 2.2 - Schéma de l'éolienne de référence NREL 5 MW

1.3.2. Calcul des charges exercées sur le prototype

Un calcul est proposé dans cette partie afin d'évaluer la charge latérale globale à laquelle est soumise l'éolienne. En utilisant les formules présentées dans la section 1.3 du chapitre 1 pour la charge aérodynamique et la charge hydrodynamique, trois forces ainsi que leur point d'application ont été prises en compte : la force du vent agissant sur le rotor, notée $F_{aéro,rotor}$, la force du vent agissant sur le mât, notée $F_{aéro,mât}$, et la force hydrodynamique, notée F_{hydro} , comme définies en Figure 2.3.

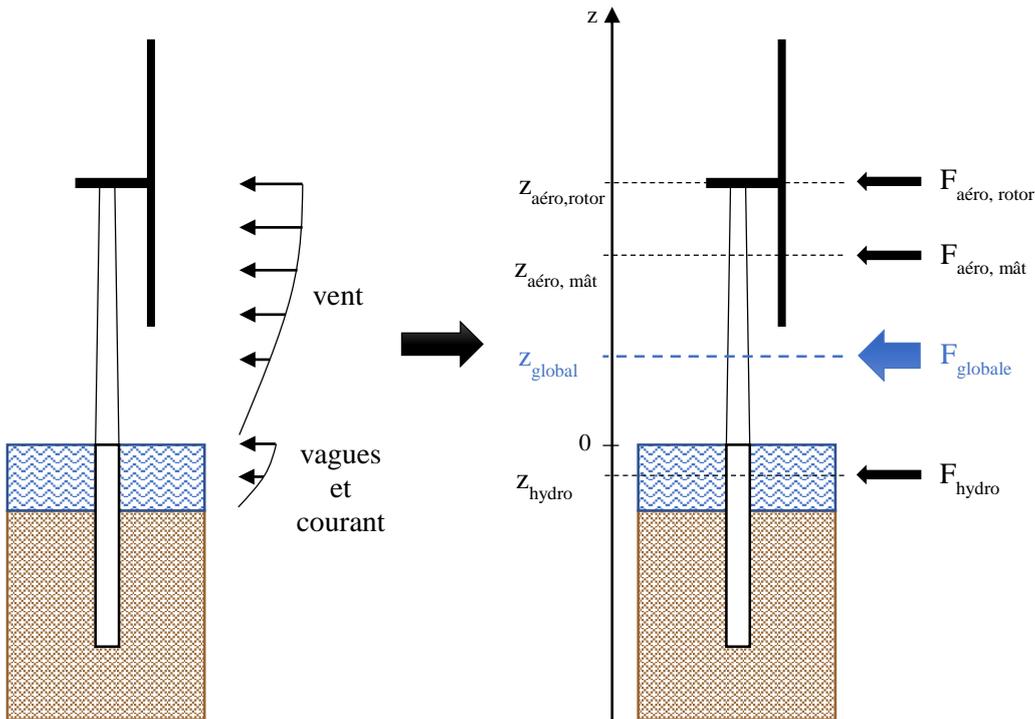


Figure 2.3 - Schéma des charges calculées et leur point d'application respectif

- **Charge aérodynamique**

La charge du vent imposée sur le rotor, définie par l'expression (1.2), est telle que :

$$F_{aéro,rotor} = \frac{1}{2} \rho_a S C_T(\lambda) V_{ref}^2$$

avec :

$\rho_a = 1,225 \text{ kg/m}^3$ à 15°C et à 1 atm $S = \pi R_{rotor}^2$ avec $R_{rotor} = 63 \text{ m}$ $\lambda = \omega_{rotor} \cdot R_{rotor} / V_{ref}$ avec $\omega_{rotor} = 1,267 \text{ rad/s}$ d'où $\lambda = 5,32$ $C_T(\lambda) = 0,7$ par lecture du graphe présenté en Figure 1.6 $V_{ref} = 15 \text{ m/s}$

On obtient ainsi : $F_{aéro,rotor} = 1202,87 \text{ kN} \approx 1,2 \text{ MN}$. Le point d'application de cette force se situe au niveau de l'axe du moyeu soit $z_{aéro,rotor} = 87,6 \text{ m}$.

La charge du vent imposée sur le mât, définie par l'expression (1.4), est telle que :

$$F_{aéro,mât} = \frac{1}{2} \rho_a S C_s V_{ref}^2$$

avec :

$$\begin{aligned} C_s &= 0,5 \text{ pour les cylindres.} \\ S &= \frac{1}{2} (D_{\text{mât,haut}} + D_{\text{mât,bas}}) L_{\text{mât}} \\ \text{avec } D_{\text{mât,haut}} &= 3,87 \text{ m, } D_{\text{mât,bas}} = 6 \text{ m et } L_{\text{mât}} = 87,6 \text{ m d'où } S = 432,31 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

On obtient ainsi $F_{\text{aéro,mât}} = 29,79 \text{ kN}$.

La charge aérodynamique est une force répartie le long du mât qui est fonction de la vitesse du vent. Or le profil de vitesse du vent, introduit dans la section 1.3.1 du chapitre 1, est une fonction logarithmique ou puissance. Afin de calculer le point d'application de la force s'exerçant sur le mât, l'expression (1.6) a été considérée pour la vitesse du vent $V_{\text{vent}}(z)$.

$$z_{\text{aéro,mât}} = \frac{\int_0^{87,6} z V_{\text{vent}}(z) dz}{\int_0^{87,6} V_{\text{vent}}(z) dz} = 78,21 \text{ m avec } V_{\text{vent}}(z) = V_{\text{ref}} \left(\frac{z}{z_{\text{ref}}} \right)^\alpha$$

- **Charge hydrodynamique**

La charge induite par les vagues et les courants peut se calculer à partir de l'expression (1.10), où la charge hydrodynamique est la somme de la force d'inertie et de la force de traînée telles que :

$$\begin{cases} F_{\text{inertie}} = \frac{\pi}{8k_{\text{vagues}}} \rho_{\text{eau}} C_i D^2 H_{\text{vagues}} \omega_{\text{vagues}}^2 \\ F_{\text{traînée}} = \frac{1}{16k_{\text{vagues}}} \rho_{\text{eau}} C_t D H_{\text{vagues}}^2 \omega_{\text{vagues}}^2 \frac{\text{sh}(2k_{\text{vagues}} d_{\text{eau}}) + 2k_{\text{vagues}} d_{\text{eau}}}{\text{ch}(2k_{\text{vagues}} d_{\text{eau}}) - 1} \end{cases}$$

avec :

$$\begin{aligned} k_{\text{vagues}} &= 0,033 \text{ m}^{-1} \text{ d'après Lombardi (2010) [84]} \\ \rho_{\text{eau}} &= 1025 \text{ kg/m}^3 \\ C_i &= 0,7 \text{ pour les sections circulaires selon Kühn (2012) [10]} \\ C_t &= 2,0 \text{ pour les sections circulaires selon Kühn (2012) [10]} \\ D &= 6 \text{ m} \\ H_{\text{vagues}} &= 5 \text{ m d'après le graphe de la Figure 1.11 (b)} \\ f &= 0,1 \text{ Hz, pic de fréquence } (f = \omega_{\text{vagues}}/2\pi) \\ d_{\text{eau}} &= 20 \text{ m} \end{aligned}$$

On obtient ainsi, en utilisant l'expression (1.11) :

$$F_{\text{hydro}} = F_{\text{traînée}} |\cos(2\pi ft)| \cos(2\pi ft) - F_{\text{inertie}} \sin(2\pi ft)$$

avec :

$$\begin{cases} F_{\text{inertie}} = 1733,5 \text{ kN} \\ F_{\text{traînée}} = 244,8 \text{ kN} \end{cases}$$

La charge hydrodynamique est une force répartie le long de la structure support qui est fonction de la vitesse du courant. En choisissant une vitesse de courant linéaire, comme illustré en Figure 1.9, le point d'application de la charge hydrodynamique se situe donc au premier tiers de la profondeur totale de 20 m soit :

$$z_{\text{hydro}} = -\frac{1}{3} 20 = -6,67 \text{ m}$$

L'effort global est donc considéré comme la somme des forces aérodynamiques et hydrodynamiques, comme illustré sur la Figure 2.4. On a donc :

$$F_{globale} = F_{aéro} + F_{hydro}$$

avec :

$$\begin{cases} F_{aéro} = F_{aéro,rotor} + F_{aéro,mât} \approx 1,2 \text{ MN} \\ F_{hydro} = F_{traînée} |\cos(2\pi ft)| \cos(2\pi ft) - F_{inertie} \sin(2\pi ft) \end{cases}$$

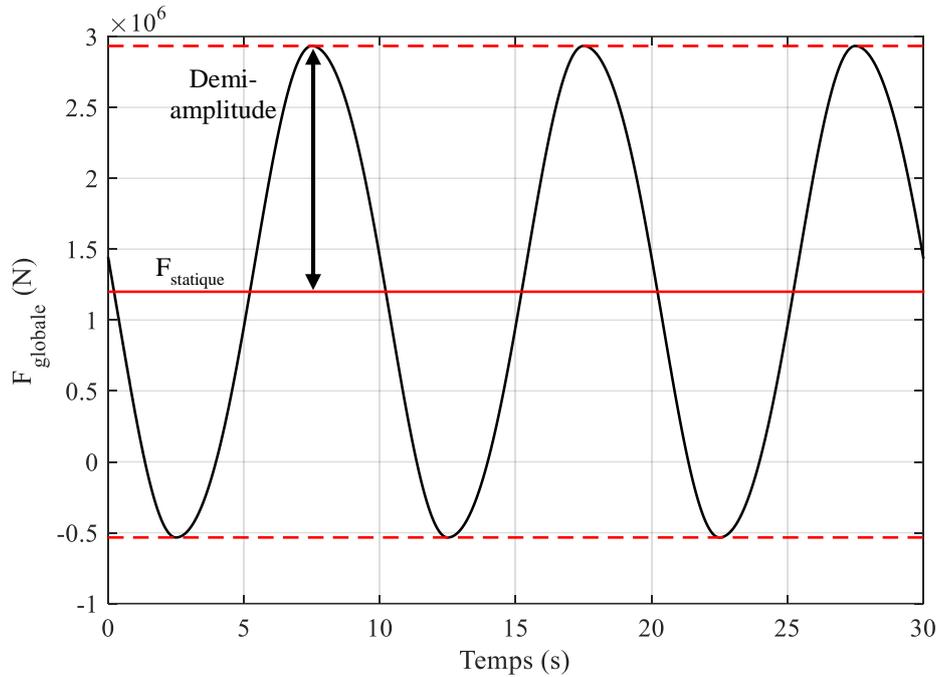


Figure 2.4 - Représentation de la force globale

La force globale peut aussi s'exprimer selon l'expression suivante :

$$F_{globale} = F_{stat} + F_{cyc} \cos(2\pi ft) \quad \text{avec} \quad \begin{cases} F_{stat} = 1,2 \text{ MN} \\ F_{cyc} = 1,7 \text{ MN} \text{ (demi-amplitude)} \\ f = 0,1 \text{ Hz} \end{cases}$$

Cette expression sert ensuite de référence pour calculer les sollicitations à appliquer aux modèles réduits.

Le point d'application de la force globale est la moyenne des points d'application pondérés par leur charge respective. On considère, pour ce calcul, que la force globale est la somme des trois forces maximales induites par le vent, les vagues et les courants. On obtient ainsi :

$$\begin{cases} F_{globale} = \max(F_{aéro,rotor} + F_{aéro,mât} + F_{hydro}) \approx 2,9 \text{ MN} \\ z_{global} = \frac{F_{aéro,rotor} \cdot z_{aéro,rotor} + F_{aéro,mât} \cdot z_{aéro,mât} + F_{hydro} \cdot z_{hydro}}{F_{global}} = 33,85 \text{ m} \end{cases}$$

Un calcul similaire peut être réalisé dans le cadre de charges extrêmes avec une vitesse de vent de 25m/s, soit la vitesse de coupure de l'éolienne définie par Jonkman et al. (2009) [82]. D'après le graphe établi par Stewart (2005) [11] et illustré sur la Figure 1.11 (b), cette vitesse de vent correspond donc à

une hauteur de vagues de 14 m. De façon analogue, la force statique et cyclique ont été calculées, la fréquence et le point d'application de ce chargement étant identiques au calcul des charges classiques. Ces chargements sont récapitulés dans le Tableau 2.5.

Tableau 2.5 - Caractéristiques des sollicitations classiques et extrêmes agissant sur l'éolienne de référence

<i>Sollicitations classiques</i>			<i>Sollicitations extrêmes</i>		
Grandeurs physiques	Unités	Valeurs	Grandeurs physiques	Unités	Valeurs
<i>Force</i>			<i>Force</i>		
Force statique	MN	1,2	Force statique	MN	1,5
Force cyclique	MN	1,7	Force cyclique	MN	4,85
<i>Fréquences</i>			<i>Fréquences</i>		
Vent, vagues	Hz	0,1	Vent, vagues	Hz	0,1
1P	Hz	[0,115 ; 0,2]	1P	Hz	[0,115 ; 0,2]
3P	Hz	[0,345 ; 0,6]	3P	Hz	[0,345 ; 0,6]
<i>Point d'application</i>	m	33,85	<i>Point d'application</i>	m	33,85

L'ensemble des outils nécessaires à la construction d'un modèle réduit a été défini dans cette première partie. Ces éléments vont être utilisés dans la seconde partie de ce chapitre afin d'établir différents modèles physiques permettant d'étudier la fréquence propre d'une éolienne et son évolution au cours du temps.

2. Dimensionnement des modèles

Dans cette partie, les différents modèles réduits qui ont été élaborés dans le cadre de ce travail de thèse sont présentés. Une étude préliminaire a été menée afin de proposer un premier dimensionnement qui permet à la fois de valider le modèle réduit 1g mais aussi de souligner les limites et les modifications à apporter à ce modèle. Dans une seconde partie, les dimensionnements de deux modèles réduits, sur lesquels ont été réalisés l'ensemble des expériences présentées dans les chapitres suivants, sont détaillés. Les dimensionnements ont été réalisés à partir du prototype de référence du NREL et de la sollicitation latérale calculée, présentés précédemment. Quelques mesures expérimentales sont introduites dans ce chapitre. Les détails concernant le dispositif expérimental et le massif de sable sont présentés dans le chapitre 3.

2.1. Etude préliminaire : modèle en laiton

Dans cette étude préliminaire, le dimensionnement d'un premier modèle réduit d'éolienne offshore a été réalisé. Ce modèle à l'échelle 1/100 a été mis en place et la première fréquence propre de la structure a été évaluée. Une comparaison entre les mesures réalisées et les résultats obtenus à l'aide de différentes méthodes de modélisation de la fondation est présentée. Cette comparaison permet à la fois de valider le dimensionnement du modèle réduit et de mettre en exergue les méthodes les plus performantes.

2.1.1. Etude dimensionnelle

Le théorème de Π est considéré afin de définir les paramètres adimensionnels nécessaires au dimensionnement du modèle réduit. Le comportement d'une éolienne offshore est majoritairement influencé par les charges environnementales (vent, vagues et courant) et par le sol environnant la fondation. Le modèle doit pouvoir traduire ces éléments à échelle réduite. Le dimensionnement a donc été traité en deux parties : l'étude des écoulements fluides (air, eau) sur la structure et l'étude de l'interaction sol-structure.

- **Chargements environnementaux**

Une éolienne en mer est soumise à l'action du vent sur le mât et les pales. La vitesse du vent est toujours inférieure à 70 m/s, cette valeur correspondant au vent extrême sur une période de 50 ans. Le nombre de Mach relatif à cette vitesse est égal à 0,21. De la même façon, une valeur inférieure à celle obtenue pour le vent est obtenue concernant les vagues et les courants sur la structure. Ainsi, avec un nombre de Mach inférieur à 0,3, l'ensemble de ces flux peut être modélisé par un seul fluide incompressible.

La force de traînée adimensionnelle associée à un fluide incompressible autour de la structure peut être décrite, selon Langhaar (1956) [85], par l'expression suivante :

$$F_{traînée} = \rho V^2 L^2 \cdot f(R_e, F_r, W_e) \quad (2.2)$$

La force de traînée est une fonction des nombres adimensionnels de Reynolds (R_e), de Froude (F_r) et de Weber (W_e). Le nombre de Weber est habituellement pris en compte dans le cadre de l'étude de gouttelettes et peut être négligé dans le cas présent. Néanmoins, les nombres de Reynolds et de Froude doivent être préservés afin de modéliser correctement les flux engendrés par le vent et les vagues sur la structure. D'après Langhaar (1956) [85], ces nombres adimensionnels engendrent les lois de modèle présentées dans le Tableau 2.6.

Tableau 2.6 - Lois de modèle relatives aux nombres de Reynolds et de Froude

Grandeurs physiques	Unités	Lois d'échelle	
		Reynolds	Froude
Longueur	m	λ_L	λ_L
Temps	s	λ_L^2	$\lambda_L^{1/2}$
Fréquence	Hz	λ_L^{-2}	$\lambda_L^{-1/2}$
Vitesse	m/s	λ_L^{-1}	$\lambda_L^{1/2}$
Accélération	m/s ²	λ_L^{-3}	1
Masse	kg	$\lambda_p \lambda_L^3$	$\lambda_p \lambda_L^3$
Force	N	λ_p	$\lambda_p \lambda_L^3$

Avec les paramètres d'échelle suivants :

- échelle de longueur $\lambda_L = \frac{L_m}{L_p}$
- échelle de masse volumique du fluide $\lambda_p = \frac{\rho_m}{\rho_p}$

Force est de constater que si les nombres de Froude et de Reynolds doivent être préservés, seule une structure à l'échelle réelle peut être considérée. Les spécificités des éoliennes en mer sont les vagues et les courants qui sont les mieux représentés par le nombre de Froude. Par conséquent, seul le nombre de Froude est conservé et les lois de modèle qui en découlent sont prises en compte pour dimensionner le modèle réduit.

- **Fondation et sol environnants**

On définit, ci-dessous, les groupes adimensionnels liés à l'interaction sol-structure. Dans un premier temps, on considère qu'une force ponctuelle H , équivalente à la charge répartie du vent, des vagues et des courants, s'applique sur le monopieu. Afin de définir la contrainte et la déformation en tête du monopieu, les paramètres suivants sont pris en compte :

D_p	diamètre du monopieu	(m)
H	charge horizontale globale sur la structure	(N)
z	bras de levier de la charge	(m)
E_p	module d'Young du monopieu	(Pa)
ν_p	coefficient de Poisson du monopieu	(-)

D'après le théorème de Π , la déformation et la contrainte adimensionnelles dans le monopieu sont définies par les expressions suivantes :

$$\sigma_p = \frac{H}{D_p^2} \cdot f\left(\frac{H}{E_p D_p^2}, \frac{z}{D_p}, \nu_p\right) \quad (2.3)$$

$$\varepsilon_p = \frac{H}{E_p D_p} \cdot f\left(\frac{H}{E_p D_p^2}, \frac{z}{D_p}, \nu_p\right) \quad (2.4)$$

Selon les expressions (2.3) et (2.4), les mêmes paramètres adimensionnels sont obtenus pour la contrainte et la déformation dans le monopieu. Ces trois paramètres doivent être maintenus constants entre le prototype et le modèle réduit afin de bien représenter le comportement du pieu.

Les chargements environnementaux sur l'éolienne, associées à la rotation du rotor, créent des vibrations au niveau de la fondation. Ces vibrations génèrent un mouvement latéral alterné du pieu et un champ de déformation dans le sol autour de la structure. Ces déformations influent sur la rigidité du sol et, *a fortiori*, sur le comportement du système sol-pieu. Les paramètres suivants ont été considérés afin d'exprimer les paramètres adimensionnels relatifs à la contrainte et à la déformation dans le sol :

D_p	diamètre du monopieu	(m)
H	charge horizontale globale sur la structure	(N)
z	bras de levier de la charge	(m)
G	module de cisaillement du sol	(Pa)

D'après le théorème de Π , la contrainte adimensionnelle dans le sol est telle que :

$$\sigma_{sol} = \frac{H}{D_p^2} \cdot f\left(\frac{H}{G D_p^2}, \frac{z}{D_p}\right) \quad (2.5)$$

Ainsi, deux paramètres adimensionnels ont été définis afin de représenter correctement la contrainte dans le sol. Le premier paramètre correspond à la déformation dans le sol, comme l'a démontré Bhattacharya et al. (2011) [81]. Le deuxième paramètre est identique à celui qui a été obtenu précédemment pour la contrainte et la déformation dans le monopieu.

Comme indiqué dans le paragraphe 1.2.1 de ce chapitre, selon Sedran et al. (2001) [80], le même sol peut être utilisé pour le prototype et pour le modèle réduit si l'une de ces conditions est vérifiée :

- les sollicitations sur la structure sont inférieures à la capacité ultime du pieu ;
- le rapport entre le diamètre du pieu et la taille moyenne des grains est tel que :

$$\frac{D_p}{D_{sable}} \geq 30$$

Pour modéliser correctement le comportement d'une éolienne offshore et le sol environnant la structure, les paramètres adimensionnels récapitulés dans le Tableau 2.7 doivent avoir la même valeur pour le prototype et le modèle réduit.

En conclusion, les lois de modèle issues du nombre de Froude ainsi que les groupes adimensionnels relatifs au monopieu et au massif de sol doivent être considérés pour le dimensionnement du modèle réduit.

Tableau 2.7 - Récapitulatif des groupes adimensionnels

Mécanismes physiques		Groupes adimensionnels
Sol	Contrainte/Déformation	$\frac{H}{GD_p^2}$
	Taille des grains	$\frac{D_p}{D_{sable}} \geq 30$
Sol/Monopieu	Contrainte/Déformation	$\frac{z}{D_p}$
Monopieu	Contrainte/Déformation	$\frac{H}{E_p D_p^2}$
	Coefficient de Poisson	ν_p

- **Du prototype au modèle réduit**

Dimensionnement en considérant le nombre de Froude

Il a été décidé, dans un premier temps, de réaliser un modèle réduit à l'échelle 1/100. Par conséquent, l'échelle des longueurs suivante est définie : $\lambda_L = L_m/L_p = 1/100$. L'échelle relative à la masse volumique des fluides correspond au rapport entre le fluide du modèle réduit (soit de l'eau douce) et le fluide du prototype (de l'eau de mer) soit : $\lambda_\rho = \rho_m/\rho_p = 1/1,025$. A partir de ces deux paramètres et des facteurs d'échelle qui découlent du nombre de Froude (Tableau 2.6), les caractéristiques du mât et de la structure support (fondation + hauteur d'eau) ont été évaluées et sont récapitulées dans le Tableau 2.8.

Tableau 2.8 - Dimensions du modèle réduit à l'échelle 1/100

Grandeurs physiques	Unités	Valeurs	
		Mât	Structure support
Masse	g	388	441
Longueur	mm	876	560
Diamètre	mm	12	16
Epaisseur	mm	1.5	2
1 ^{ère} fréquence propre	Hz	56	120

En prenant en compte la masse et la fréquence propre du mât et de la structure support, le matériau adéquat pour ces éléments est un métal souple et dense. Plusieurs options ont été envisagées : le plomb, le zinc, le cuivre et le laiton. Le plomb est un matériau trop fragile et entre le zinc, le cuivre et le laiton, le laiton a été retenu car il était possible de trouver les dimensions adéquates (mât et fondation) pour ce matériau. Le laiton a une masse volumique de 8800 kg/m³ et un module d'Young de 100 GPa. Le dimensionnement a été optimisé en se concentrant sur la première fréquence propre de la structure mais aussi sur les longueurs, diamètres et épaisseurs de celle-ci. De ce fait, le facteur 1/100 n'a pas été strictement appliqué sur les longueurs. On peut ainsi constater que les longueurs et diamètres sont plus faibles mais que les épaisseurs sont plus importantes. Un modèle réduit en laiton ayant les caractéristiques décrites dans le Tableau 2.8 respecte les lois d'échelle relatives au nombre de Froude et

un tel modèle est donc représentatif d'une éolienne soumise aux sollicitations du vent, des vagues et des courants.

Dimensionnement en considérant les groupes adimensionnels

La deuxième étape de ce dimensionnement consiste à prendre en compte les groupes adimensionnels relatifs au comportement du monopieu et du massif de sol. Ces groupes adimensionnels ont été calculés pour le prototype et pour le modèle réduit en considérant un massif de sable de Fontainebleau dont les caractéristiques sont définies dans le chapitre 3, partie 1.1. Les valeurs de chaque groupe pour le prototype et le modèle réduit sont récapitulées dans le Tableau 2.9.

Tableau 2.9 - Valeurs des paramètres adimensionnels pour le prototype et le modèle réduit

	Paramètres adimensionnels	Prototype	Modèle
Sol	$\frac{H}{GD_p^2}$	$5,2 \cdot 10^{-4}$	$1,3 \cdot 10^{-4}$
	$\frac{D_p}{D_{sable}} \geq 30$	$2,7 \cdot 10^4$	80
Sol/Monopieu	$\frac{z}{D_p}$	9,2	34,4
Monopieu	$\frac{H}{E_p D_p^2}$	$3,7 \cdot 10^{-7}$	$1,1 \cdot 10^{-7}$
	ν_p	0,30	0,37

Les paramètres adimensionnels correspondant au prototype et au modèle réduit sont dans le même ordre de grandeur et le rapport entre le diamètre de la fondation et le diamètre moyen D_{sable} des grains est supérieur à 30 dans les deux cas. En conclusion, le modèle réduit pourra représenter correctement les mécanismes physiques relatifs à l'interaction sol-structure. Un premier modèle à l'échelle 1/100 en laiton a donc été réalisé avec ce dimensionnement. Il s'agit d'un mât relié à un monopieu ayant les mêmes caractéristiques que celles présentées dans le Tableau 2.8. La masse volumique du laiton utilisé est légèrement plus faible que celle considérée dans le dimensionnement et est égale à 8500 kg/m^3 . La mise en place de ce modèle réduit a ainsi permis de mesurer la fréquence propre de la structure, ce qui est présenté dans la partie suivante.

2.1.2. Validation du modèle en laiton

L'objectif de cette première série d'essais a été de valider le dimensionnement du modèle réduit en laiton. Pour ce faire, la première fréquence propre du modèle, mis en place dans un massif de sable de Fontainebleau (NE34) a été évaluée expérimentalement. Cette fréquence a ensuite été calculée à l'aide de certaines méthodes de modélisation de la fondation présentées dans le chapitre 1. La comparaison entre ces calculs et les mesures réalisées a permis de conclure quant à la validité du modèle. Les limites et les modifications à opérer pour les essais suivants sont ensuite exposées.

2.1.2.1. Mesures réalisées¹²

Les essais ont été réalisés sur le modèle réduit en laiton décrit précédemment mis en place dans un massif de sable de Fontainebleau. Une modélisation plus fine pourrait être faite en modélisant l'ensemble rotor/nacelle par une masse en tête et en constituant un massif de sable saturé. Néanmoins, la validation du modèle réduit peut être faite avec cette mise en place plus simple.

Le sable de Fontainebleau est mis en place par compactage de couches successives dans un réservoir cylindrique de 55 cm de diamètre et 45 cm de hauteur. La hauteur et la masse de sable sont contrôlées et le sable est compacté à l'aide d'une dame de compactage. Au total, neuf couches de 5 cm ont été mises en place pour obtenir un massif de sable dense avec un indice de densité $I_D = 0,70$. Ce mode de mise en place du massif de sable a été considéré uniquement pour les premiers essais de validation. L'évolution de l'installation du massif est décrite dans le chapitre 3. Le modèle a été ensuite installé manuellement à l'aide d'un maillet, mode d'installation se rapprochant du battage utilisé pour la mise en place des monopieux des éoliennes en mer. La fiche de la fondation correspond à un centième de celle du prototype soit 36 cm.

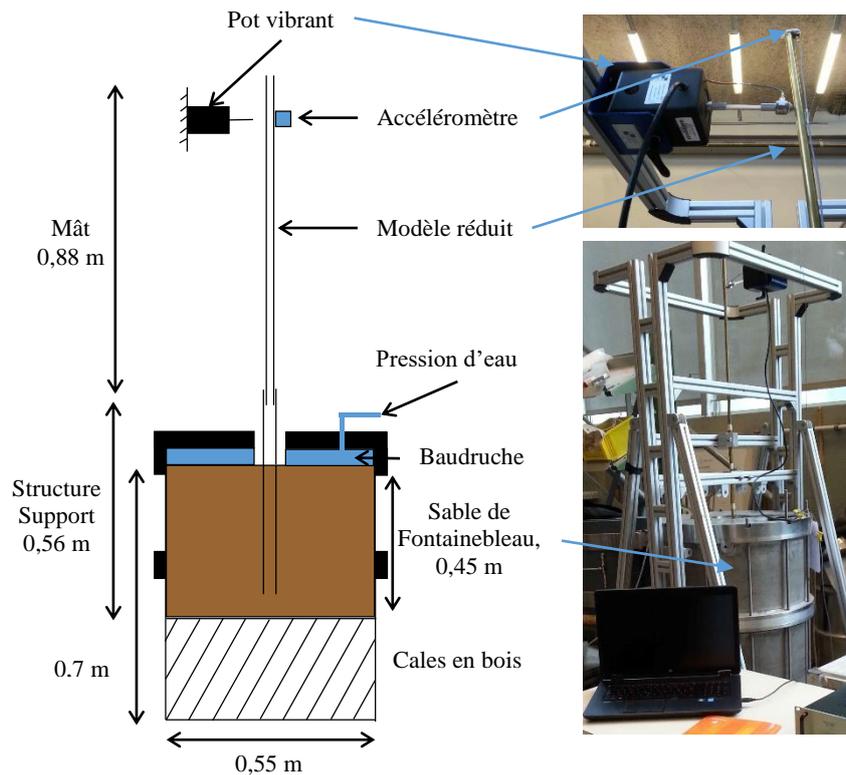


Figure 2.5 - Schéma et photos du dispositif expérimental pour la mesure de la 1^{ère} fréquence propre du modèle réduit en laiton

Des essais de vibration libre de la structure ont été conduits à l'aide d'un pot vibrant permettant d'appliquer un impact ponctuel en tête du modèle réduit. Les vibrations de la structure sont enregistrées

¹² Les procédures expérimentales sont brièvement présentées dans cette section mais sont plus largement détaillées dans le chapitre 3.

à l'aide d'un accéléromètre placé en haut du mât. Les caractéristiques du dispositif et de l'essai de vibration libre sont illustrées sur la Figure 2.5.

Un résultat typique obtenu lors d'un essai de vibration libre est présenté sur la Figure 2.6, avec sur le graphe de gauche, l'accélération de la structure et, à droite, la transformée de Fourier de ce signal qui permet d'identifier la première fréquence propre de la structure. Une autre méthode d'analyse modale permettant l'évaluation de la fréquence propre d'une structure, utilisant la transformée en ondelettes (voir Le et Argoul (2004) [86]), a été considérée pour le post-traitement des signaux de mesure.

L'interaction sol-structure est le facteur qui a le plus d'influence sur la réponse dynamique d'une éolienne offshore comme l'a souligné Kallehave et al. (2015) [87], voir chapitre 1 section 2.2.1. Il est donc nécessaire d'étudier son impact. Ainsi, une contrainte verticale effective, σ'_v , est appliquée sur le massif de sol avec une valeur allant de 0 à 200 kPa. On obtient ainsi un état initial des contraintes de type K_0 . Ce principe est similaire à celui introduit par Thomassen et al. (2010) [79], présenté dans la partie 1.2.1 de ce chapitre. Le dispositif développé par Thomassen et al. (2010) [79] permet d'appliquer une contrainte verticale effective et, ainsi, de stabiliser les caractéristiques du système sol-pieu, qui varient fortement sous faible contrainte, et de minimiser la variabilité des mesures.

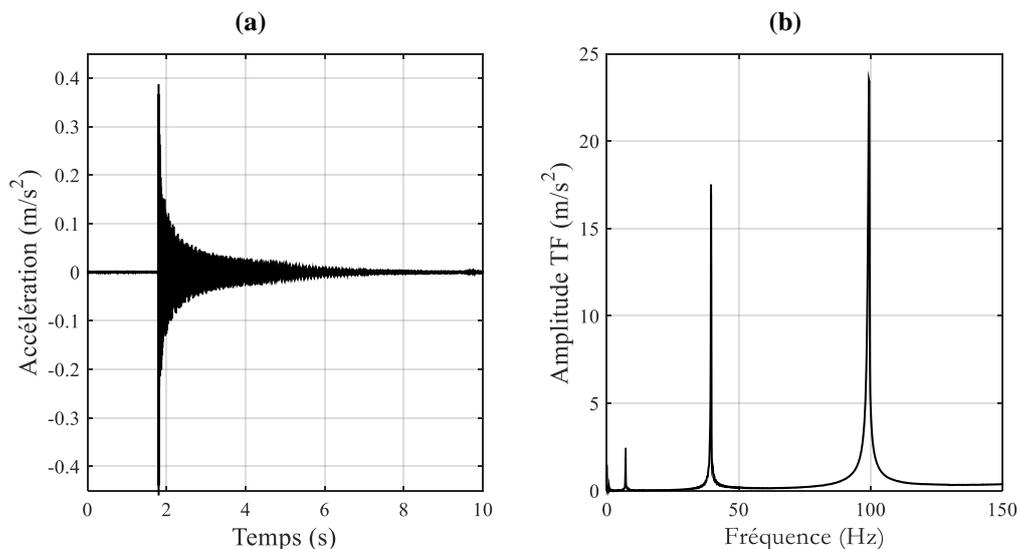


Figure 2.6 – (a) Réponse de l'accéléromètre lors d'un essai de vibration libre ; (b) transformée de Fourier associée pour $\sigma'_v = 10 \text{ kPa}$

Afin d'appliquer une contrainte verticale effective à la surface du massif de sable, une baudruche en néoprène est plaquée sur le massif. Le dispositif est ensuite fermé par un couvercle. La baudruche en se remplissant ou en se vidant d'eau, à l'aide d'une cellule air-eau, permet d'appliquer la contrainte verticale effective dont la valeur est lue sur un capteur de pression.

La première fréquence propre du modèle réduit a été évaluée pour les contraintes verticales effectives suivantes : $\sigma'_v = 0, 10, 50, 100$ et 200 kPa . Pour chaque contrainte, cinq essais de vibration libre ont été réalisés. Les tests ont été conduits en augmentant la contrainte de 0 à 200 kPa puis en la diminuant.

L'ensemble des résultats obtenus sont présentés sur la Figure 2.7. Les cinq tests effectués par niveau de contrainte ont permis d'évaluer la marge d'erreur lors de l'évaluation de la fréquence propre. Une incertitude inférieure à 0,4 % est obtenue. Cette observation va dans le sens des conclusions de Thomassen et al. (2010) [79] concernant l'application de la contrainte verticale. La tendance générale de ces résultats est l'augmentation de la fréquence propre lorsque la contrainte verticale augmente. Une augmentation de 2,2 % de la fréquence propre est observée entre 0 et 200 kPa, ce qui confirme l'influence significative de la rigidité du système sol-pieu sur le comportement d'une éolienne offshore.

Afin d'évaluer la pertinence de ces résultats expérimentaux vis-à-vis du comportement d'une structure grandeur réelle, la première fréquence propre du modèle réduit est calculée à l'aide de modèles introduits dans le chapitre 1. Dans un premier temps, l'évaluation est faite à l'aide du modèle de Winkler combiné aux courbes p - y ou à certaines courbes p - y modifiées. Les résultats sont présentés dans la partie suivante. Ensuite, dans une seconde partie, ces résultats expérimentaux sont comparés à l'évaluation de la première fréquence propre de la structure réalisée à l'aide de la modélisation de la fondation par un ensemble de ressorts découplés.

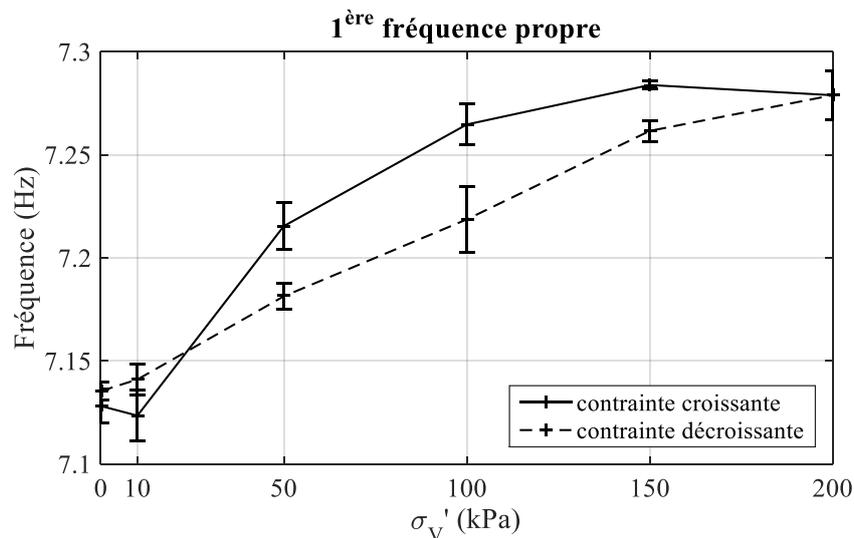


Figure 2.7 - Evolution de la première fréquence propre (Hz) du modèle réduit en fonction de la contrainte verticale effective σ_v' (kPa)

2.1.2.2. Comparaison avec le modèle de Winkler associé aux courbes p - y et p - y modifiées

Afin d'évaluer la valeur de la première fréquence propre du modèle réduit, le modèle de référence, présenté dans le chapitre 1, a été considéré dans un premier temps. Cette méthode consiste à représenter le modèle réduit par une poutre d'Euler-Bernoulli dont l'interaction entre le sol et la fondation est modélisée par un ensemble de ressorts découplés le long du pieu. La raideur des ressorts est déterminée à partir de la valeur du coefficient de réaction initial, E_{py} , qui correspond à la pente à l'origine des courbes p - y . Comme on l'a souligné dans l'état de l'art, cette méthode, peu adaptée aux éoliennes en mer, sous-estime la fréquence propre de ces structures lors de sollicitations faibles. Par ailleurs, deux autres méthodes basées sur le modèle de Winkler ont été considérées :

- la méthode de Sørensen et al. (2010) [27] qui utilise des courbes p - y modifiées prenant en considération la surestimation de la rigidité du sol lors de sollicitations extrêmes ;
- la méthode de Kallehave et al. (2012) [24] qui propose des courbes p - y modifiées tenant compte de la sous-estimation de la rigidité du sol lorsque le sol est soumis à une sollicitation classique.

L'ensemble de ces méthodes est récapitulé dans le Tableau 2.10 pour l'évaluation de la raideur des ressorts à partir du coefficient de réaction initial E_{py} . Par ailleurs, il est intéressant de souligner que, pour les méthodes p - y modifiées ayant été établies pour corriger la sous-estimation ou la surestimation de la rigidité du sol, les valeurs du coefficient de réaction initial sont (quelle que soit la profondeur envisagée) classées comme suit :

$$E_{py_{Sorensen}} < E_{py_{API}} < E_{py_{Kallehave}} \quad (2.6)$$

La simulation du modèle réduit modélisé par une poutre d'Euler-Bernoulli reposant sur un ensemble de ressorts découplés a été réalisée avec Matlab. Seule la valeur de E_{py} et donc de la rigidité des ressorts évolue en fonction de la méthode envisagée (p - y de référence ou p - y modifiée).

Tableau 2.10 - Expression du coefficient de réaction initial E_{py} en fonction du modèle considéré

Modèles	Expression de E_{py}
Courbes p - y classiques Méthode de référence (API)	$E_{py} = \left(\frac{dp}{dy} \right)_{y=0} = k \cdot z$ avec : k coefficient de réaction (N/m ³) z profondeur (emplacement du ressort) (m) La valeur de k est déterminée graphiquement à l'aide de l'abaque présenté sur la Figure 1.14 pour $I_D = 0,7$.
Courbes p - y modifiées Méthode de Sørensen et al. (2010) [27]	$E_{py} = a \left(\frac{z}{z_{ref}} \right)^b \left(\frac{D}{D_{ref}} \right)^c \phi^d$ avec : $a = 50$ MPa valeur de référence $z_{ref} = 1$ m profondeur de référence $D_{ref} = 1$ m diamètre de référence ϕ angle de frottement interne (rad) $b = 0,6 ; c = 0,5 ; d = 3,6$ paramètres adimensionnels
Courbes p - y modifiées Méthode de Kallehave et al. (2012) [24]	$E_{py} = k \cdot z_{ref} \left(\frac{z}{z_{ref}} \right)^b \left(\frac{D}{D_{ref}} \right)^c$ avec : $z_{ref} = 2,5$ m profondeur de référence $D_{ref} = 0,61$ m diamètre de référence $b = 0,6$ paramètre adimensionnel, $b \in [0,4 ; 0,7]$ $c = 0,5$ paramètre adimensionnel

Pour évaluer les valeurs du coefficient de réaction initiale, les lois d'échelle établies lors du dimensionnement du modèle réduit ont été employées. Ainsi, E_{py} , exprimé en Pascal (N/m²), a été

multiplié par le facteur d'échelle correspondant soit $\lambda_p \lambda_L$. De plus, dans le cadre des méthodes de Kallehave [24] et de Sørensen [27], le diamètre de référence a été multiplié par le facteur d'échelle en longueur λ_L . Les coefficients de réaction initiaux, mis à l'échelle, sont représentés dans la Figure 2.8 (a) pour toute la hauteur de la fondation (soit 36 cm). On peut constater que l'inégalité (2.6) est aussi conservée pour le modèle réduit. La première fréquence propre a donc été calculée à partir de ces valeurs de E_{py} et les résultats obtenus présentés sur la Figure 2.8 (b).

En comparant les mesures expérimentales à l'évaluation obtenue à l'aide des méthodes p - y , on peut constater que ces méthodes sous-estiment toutes, la fréquence propre du modèle réduit. La méthode p - y de référence présente une erreur moyenne de 7 %. La méthode de Kallehave offre les meilleurs résultats avec une erreur d'environ 5 %. Enfin, la méthode de Sørensen, qui réduit la rigidité du sol, présente une erreur moyenne de 13 % par rapport aux résultats expérimentaux. L'inégalité suivante est obtenue :

$$f_{Sorensen} < f_{Référence} \leq f_{Kallehave} < f_{modèle\ réduit}$$

Cette tendance est similaire aux mesures *in situ* réalisées sur les éoliennes en mer du parc de Walney au Royaume-Uni et aux fréquences propres évaluées par la méthode p - y classique (résultats de Kallehave et al. (2012) [24] introduits dans le chapitre 1 section 2.2.1). De plus, la méthode de Kallehave, développée pour les éoliennes sous sollicitations faibles, offre les meilleurs résultats et est donc bien adaptée pour obtenir une évaluation de la fréquence propre du modèle.

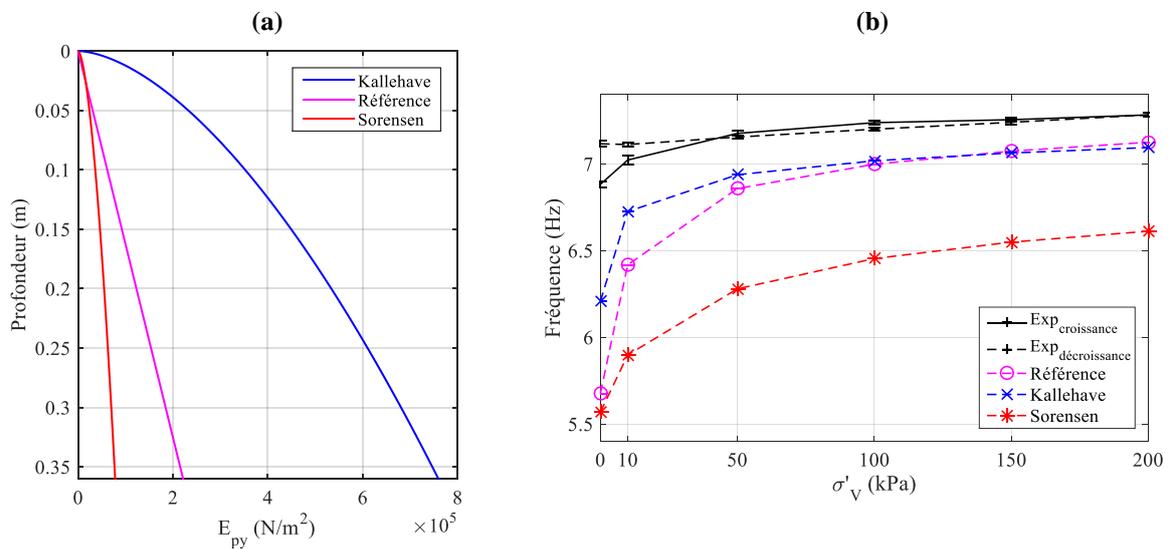


Figure 2.8 - (a) Evolution de E_{py} en fonction de la profondeur pour les trois méthodes considérées ; (b) 1^{ère} fréquence propre en fonction de la contrainte verticale effective σ'_v

2.1.2.3. Comparaison avec le modèle de fondation reposant sur un ensemble de ressorts découplés

La première fréquence propre du modèle réduit est ensuite évaluée en modélisant la fondation par un ensemble de ressorts. Cette méthode a été introduite dans le chapitre 1 partie 4.2. Deux méthodes sont considérées :

- la méthode d'Adhikari et Bhattacharya (2012) [69] : la fondation est modélisée par deux ressorts, un ressort latéral de raideur K_L et un ressort de torsion de raideur K_R ;
- la méthode d'Arany et al. (2014) [70] : la fondation est modélisée par trois ressorts ; les mêmes ressorts que dans la méthode d'Adhikari et Bhattacharya auxquels se rajoute un ressort transversal de raideur couplé K_{LR} .

Ces deux études proposent chacune une méthode d'évaluation de la fréquence propre à partir du calcul d'un déterminant ainsi qu'une méthode approximative, avec des calculs plus simples, pour une évaluation plus rapide.

Le calcul de la raideur des ressorts est un facteur majeur dans l'évaluation de la fréquence propre. Dans cette étude, ces raideurs sont évaluées à l'aide de l'Eurocode 8 (Annexe C), qui définit l'expression de la raideur statique de pieux flexibles encastés pour trois modèles de sols. Les deux premiers modèles de sol sont considérés, le troisième modèle ne permettant pas de prendre en compte l'influence de la profondeur. De ce fait, la fréquence propre calculée avec le modèle de sol 3 est identique quelle que soit la contrainte verticale effective considérée. Ces modèles sont tels que :

- modèle de sol 1 : $E = E_s \frac{z}{D}$;
- modèle de sol 2 : $E = E_s \sqrt{\frac{z}{D}}$;
- modèle de sol 3 : $E = E_s$.

avec z , profondeur du sol (m), D , diamètre du pieu (m), E , module d'Young (Pa) du sol ($E = 3G$, hypothèse de l'Eurocode 8, Annexe C) et E_s , le module d'Young (Pa) du sol à une profondeur égale au diamètre du pieu.

Les résultats obtenus pour l'évaluation de la fréquence propre à l'aide de ces différentes méthodes sont présentés sur la Figure 2.9. Quelle que soit la méthode considérée, la fréquence propre a pu être évaluée avec une erreur inférieure à 5 % par rapport aux mesures expérimentales sur le modèle réduit. Pour les deux modèles de sol, la tendance des courbes est similaire. La fréquence propre varie plus largement en fonction de la contrainte verticale avec le modèle de sol 1 puisque, dans ce modèle, le module d'Young varie plus vite avec la profondeur et représente donc un sol plus rigide. La méthode présentant les meilleurs résultats est la méthode d'Adhikari et de Bhattacharya. Les résultats obtenus pour les méthodes approximatives, non représentés sur la Figure 2.9, surestiment les résultats obtenus par les méthodes classiques de 1,45 % pour Adhikari et Bhattacharya et de 2,5 % pour Arany.

En comparant les mesures expérimentales et les calculs réalisés, il semble que la méthode d'Adhikari et de Bhattacharya offre les meilleurs résultats. En conclusion, des ressorts latéraux et de torsion paraissent modéliser correctement l'interaction sol-pieu. Il serait cependant intéressant de considérer d'autres méthodes d'évaluation de la raideur des ressorts pour affiner ces résultats.

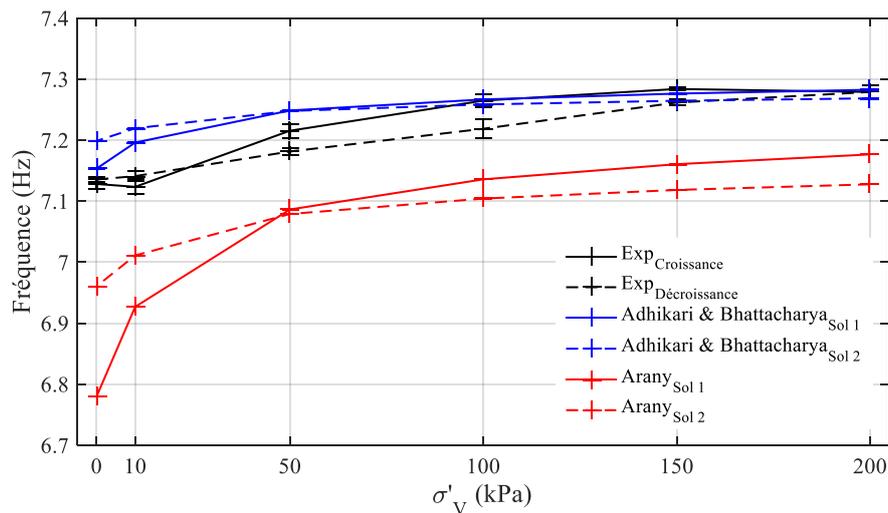


Figure 2.9 - Evaluation de la fréquence propre en fonction de la contrainte verticale par la méthode d'Adhikari et de Bhattacharya [69] et la méthode d'Arany [70]

Conclusions

Les essais de vibration libre sur le modèle réduit ont permis d'évaluer la première fréquence propre de la structure en fonction de la contrainte verticale appliquée sur le massif de sable. Cette fréquence est influencée de manière significative par la contrainte qui représente donc un paramètre important pour l'étude de l'interaction sol-structure.

Par ailleurs, le dimensionnement du modèle a pu être validé en comparant les mesures expérimentales à l'évaluation de la fréquence propre à l'aide de la modélisation de référence de la fondation par le modèle de Winkler associé aux courbes $p-y$. Cette méthode sous-estime la fréquence propre d'environ 7 % tandis que la méthode de Kallehave donne de meilleurs résultats avec une erreur de 5 %. Ces résultats sont en adéquation avec le comportement d'une éolienne en mer et confortent le dimensionnement. L'évaluation de la fréquence propre en modélisant la fondation par un ensemble de ressorts découplés présente les meilleurs résultats avec la méthode d'Adhikari et Bhattacharya. Une erreur de l'ordre de 1% est obtenue en calculant la raideur des ressorts à l'aide de l'Eurocode 8.

Cependant, certaines limites restent à soulever, en particulier en ce qui concerne ce modèle réduit. En effet, du fait du dimensionnement par la conservation du nombre de Froude, il est ardu de préserver l'élancement de la fondation. Ainsi, l'élancement du présent modèle réduit est de 22,5 et est donc assez éloigné de l'élancement de 5 – 6 des éoliennes fondées sur monopieu. Il semble donc nécessaire, par la suite, d'alléger le dimensionnement et de proposer des groupes adimensionnels plus ciblés vers le comportement rigide d'un pieu, son comportement sous chargement latéral et sa réponse dynamique. Enfin, il semble intéressant de proposer une méthode expérimentale, combinée au dimensionnement, qui permette de passer du modèle réduit à l'échelle réelle.

2.2. Nouveau dimensionnement : modèles en inox

La modélisation proposée dans cette partie est un dimensionnement original par rapport aux modèles présentés dans la partie 1.2 de ce chapitre. Les modèles réduits dimensionnés dans cette partie sont les structures qui seront utilisées pour l'ensemble des expériences et résultats présentés dans les prochains chapitres. L'objectif de ces modèles est de dépasser les limites qui ont été soulignées lors de l'étude préliminaire soit :

- alléger les règles de dimensionnement ;
- permettre une interprétation des résultats à l'échelle 1.

Le dimensionnement de ces modèles est donc réalisé uniquement à l'aide de la définition de groupes adimensionnels majeurs et non par la conservation d'un nombre adimensionnel dont découle l'ensemble des lois d'échelle. Ensuite, pour que les résultats puissent être transposés à l'échelle 1, deux modèles réduits d'échelle différente sont dimensionnés. Le principe est de réaliser les expériences développées sur les deux modèles, à l'échelle 1/60 et 1/120, et d'étudier le passage d'une échelle à l'autre. Finalement, un passage des modèles réduits à l'échelle réelle pourra être introduit.

2.2.1. Définition des groupes adimensionnels

Afin d'établir le nouveau dimensionnement, les groupes adimensionnels ont été définis à l'aide du théorème de Vaschy-Buckingham en se concentrant sur les phénomènes physiques influençant l'évaluation de la première fréquence propre d'une éolienne en mer. Une éolienne fondée sur monopieu peut être divisée en trois parties principales qui nécessitent d'être étudiées : la fondation, le sol et l'interaction sol-structure.

- **Pieu**

Par opposition aux fondations des plateformes pétrolières offshore, qui ont un élancement important et donc un comportement flexible, la spécificité des monopieux est leur comportement rigide lié à un faible élancement, inférieur à 6. La limite entre pieu souple et rigide est définie par Poulos et Hull (1989) [22] par l'inégalité suivante :

$$4,8 \leq \frac{E_s L^4}{E_p I_p} \leq 388,6 \quad (2.7)$$

avec E_s et E_p , le module d'Young (Pa) respectivement du sol et du pieu, L la fiche du pieu (m) et I_p , le moment quadratique de la section du pieu (m⁴).

La limite inférieure correspond aux pieux souples et la limite supérieure aux pieux rigides. Ainsi, pour que le modèle réduit ait le même comportement que le prototype, le facteur adimensionnel introduit dans l'inégalité (2.7) doit avoir la même valeur pour le modèle (M) et le prototype (P). Pour une grandeur physique donnée « A », on définit « λ_A » qui désigne le rapport entre la valeur relative au prototype A_p et celle du modèle A_m , soit $\lambda_A = A_m/A_p$. On a alors :

$$\left(\frac{E_S L^4}{E_p I_p}\right)_P = \left(\frac{E_S L^4}{E_p I_p}\right)_M \quad \text{ou} \quad \frac{\lambda_{E_S} \lambda_L^4}{\lambda_{E_p} \lambda_{I_p}} = 1 \quad (2.8)$$

- **Sol**

Comme on l'a souligné précédemment, dans la section 1.2.1 de ce chapitre et dans le dimensionnement préliminaire, pour que le même sol puisse être pris en compte pour le modèle réduit et le prototype, le rapport entre le diamètre du pieu et le diamètre moyen des grains doit être tel que :

$$\frac{D_p}{D_{sable}} \geq 30 \quad (2.9)$$

Ce rapport constitue un groupe adimensionnel pour la représentation du sol dans le modèle réduit. Par ailleurs, de même que dans l'étude préliminaire, l'application d'une contrainte verticale permet des mesures plus fiables, présentant moins de variabilité, et de prendre en compte l'influence de l'interaction sol-structure sur le comportement de la structure.

- **Interaction sol-pieu**

L'interaction entre le sol et pieu doit être prise en compte en considérant deux aspects :

- l'interaction sol-structure statique : cas d'un pieu soumis à un chargement latéral monotone ;
- l'interaction sol-structure dynamique : étude centrée sur la réponse dynamique de la structure.

Pour un pieu soumis à un chargement latéral H , le groupe adimensionnel suivant a été défini par Cuéllar (2011) [56] :

$$\left(\frac{H}{\gamma L^3}\right)_P = \left(\frac{H}{\gamma L^3}\right)_M \quad \text{ou} \quad \frac{\lambda_H}{\lambda_\gamma \lambda_L^3} = 1 \quad (2.10)$$

avec γ , poids volumique du sol (N/m³) et L , fiche du pieu (m).

En considérant le transfert du chargement latéral du pieu vers le sol environnant, pour un sol avec un comportement élastique, la force de rappel F_{rappel} est telle que $F_{rappel} = ky$ avec k , coefficient de réaction (N/m³) proportionnel au module de cisaillement du sol (Pa), soit $k = \beta G$, et y le déplacement du pieu. L'équation de déformation du pieu peut donc s'écrire :

$$E_p I_p \frac{d^4 y}{dz^4} = -ky \quad (2.11)$$

L'équation (2.11) peut être normalisée en introduisant une profondeur adimensionnelle, $\zeta = z/L$, et un déplacement adimensionnel, $\xi = y/y_0$. On obtient alors :

$$\frac{E_p I_p}{L^4} \frac{d^4 \xi}{d\zeta^4} = -\beta G \xi \quad (2.12)$$

Ainsi, le groupe adimensionnel suivant, défini par Muir Wood (2004) [88], permet de correctement retranscrire le comportement d'un pieu sous chargement latéral monotone :

$$\left(\frac{GL^4}{E_p I_p}\right)_p = \left(\frac{GL^4}{E_p I_p}\right)_M \quad \text{ou} \quad \frac{\lambda_G \lambda_L^4}{\lambda_{E_p} \lambda_{I_p}} = 1 \quad (2.13)$$

Si l'on s'intéresse maintenant à l'interaction sol-structure dynamique, la réponse d'une structure soumise à une sollicitation dynamique dépend majoritairement de la comparaison entre la fréquence de sollicitation du chargement et la fréquence propre du système global (structure + sol). Cependant, une évaluation précise des fréquences propres du système global est problématique, notamment à cause des incertitudes dans la caractérisation de l'interaction sol-structure. Pour autant, les fréquences propres du massif de sol et de la structure peuvent être facilement calculées séparément. Ainsi, le groupe adimensionnel correspondant à l'interaction sol-structure dynamique est le rapport entre la réponse du sol et celle de la structure. La fréquence propre du sol, f_s , est telle que :

$$f_s \propto \frac{1}{L} \sqrt{\frac{G}{\rho_s}} \quad (2.14)$$

avec ρ_s , masse volumique du sol (kg/m^3) et $G \propto \frac{E_p I_p}{L^4}$ (Pa) d'après le groupe adimensionnel (2.13).

Par ailleurs, la première fréquence propre, f_p , d'une poutre console en flexion (Euler-Bernoulli) est telle que :

$$f_p \propto \frac{1}{L^2} \sqrt{\frac{E_p I_p}{\rho_p A_p}} \quad (2.15)$$

avec ρ_p , masse volumique du pieu (kg/m^3) et A_p , section de la poutre (m^2).

Le groupe adimensionnel, défini par Muir Wood (2004) [88], pour les structures géotechniques soumises à des sollicitations dynamiques est donc :

$$\left(\frac{\rho_p A_p}{\rho_s L^2}\right)_p = \left(\frac{\rho_p A_p}{\rho_s L^2}\right)_M \quad \text{ou} \quad \frac{\lambda_{\rho_p} \lambda_{A_p}}{\lambda_{\rho_s} \lambda_L^2} = 1 \quad (2.16)$$

Les groupes adimensionnels pertinents dans le cadre de l'étude d'un monopieu soumis à une sollicitation latérale ont été définis en prenant plus particulièrement en compte le comportement du pieu, du sol et de l'interaction sol-structure. Ainsi, il suffit d'appliquer l'ensemble de ces groupes adimensionnels récapitulés dans le Tableau 2.11 à un prototype afin d'obtenir les dimensions d'un modèle réduit.

Tableau 2.11 - Récapitulatif des groupes adimensionnels

Comportement rigide du pieu	
Pieu	$\left(\frac{E_S L^4}{E_p I_p}\right)_p = \left(\frac{E_S L^4}{E_p I_p}\right)_M \quad \text{ou} \quad \frac{\lambda_{E_S} \lambda_L^4}{\lambda_{E_p} \lambda_{I_p}} = 1$

	Pieu sous sollicitations latérales $\left(\frac{H}{\gamma L^3}\right)_P = \left(\frac{H}{\gamma L^3}\right)_M \quad \text{ou} \quad \frac{\lambda_H}{\lambda_\gamma \lambda_L^3} = 1$
Sol	$\frac{D_p}{D_{sable}} \geq 30$
ISS	Interaction sol-structure (ISS) statique $\left(\frac{GL^4}{E_p I_p}\right)_P = \left(\frac{GL^4}{E_p I_p}\right)_M \quad \text{ou} \quad \frac{\lambda_G \lambda_L^4}{\lambda_{E_p} \lambda_{I_p}} = 1$
	Interaction sol-structure dynamique $\left(\frac{\rho_p A_p}{\rho_S L^2}\right)_P = \left(\frac{\rho_p A_p}{\rho_S L^2}\right)_M \quad \text{ou} \quad \frac{\lambda_{\rho_p} \lambda_{A_p}}{\lambda_{\rho_S} \lambda_L^2} = 1$

2.2.2. Dimensions des modèles réduits

Le dimensionnement des deux modèles réduits a été réalisé à partir du prototype défini précédemment dans la partie 1.3. Comme pour l'étude préliminaire, le même sol, le sable de Fontainebleau (NE34), est considéré pour le prototype et les modèles réduits. Les caractéristiques de ce sable sont définies dans le chapitre 3, partie 1.1. Les groupes adimensionnels correspondant au prototype ont été évalués et les dimensions des modèles réduits ont été obtenues en s'efforçant de maintenir égaux les groupes adimensionnels du prototype et des modèles réduits.

L'ensemble des dimensions obtenues pour les modèles réduits sont détaillées dans le Tableau 2.12 : caractéristiques de la fondation et du mât, force appliquée sur la structure et valeurs des groupes adimensionnels. Pour simplifier les modèles, de même que dans l'étude préliminaire, l'ensemble rotor/nacelle n'a pas été représenté. Les modèles réduits sont constitués d'une fondation de type monopieu et d'un mât.

D'après l'inégalité de Poulos et Hull (1989) [22], les modèles réduits ont une fondation ayant un comportement similaire à celui du prototype puisque le groupe adimensionnel correspondant est tel que :

$$\begin{array}{ccc}
 \textit{Prototype} & \textit{Modèle 1/120} & \textit{Modèle 1/60} \\
 \left(\frac{E_S L^4}{E_p I_p}\right)_P = 170 & \left(\frac{E_S L^4}{E_p I_p}\right)_{M120} = 242 & \left(\frac{E_S L^4}{E_p I_p}\right)_{M60} = 180
 \end{array}$$

Par ailleurs, la sollicitation cyclique sur la structure peut être correctement retranscrite sur le modèle réduit avec un groupe adimensionnel exactement égal à 1. La force agissant sur la structure est évaluée à partir du calcul présenté dans la section 1.3.2. Ces forces sont assez faibles, de l'ordre de quelques newtons jusqu'à une dizaine de newtons. Ces valeurs sont proches des valeurs utilisées par Bhattacharya et al. (2011) [81].

L'ajustement des groupes adimensionnels correspondant à l'interaction sol-structure (ISS) s'est avéré plus complexe. Pour conserver ces groupes égaux à 1, il faut diminuer le diamètre et l'épaisseur de la fondation et du mât, ce qui n'est pas compatible avec le comportement rigide du monopieu. Le diamètre et la longueur ont donc été optimisés, en maintenant une épaisseur de 2 mm sur chacun des tubes, afin d'obtenir :

- une valeur correcte pour le groupe adimensionnel lié à l'interaction sol-structure statique : la valeur obtenue est 5 % et 23 % supérieure à la valeur recherchée respectivement pour les modèles réduits 1/60 et 1/120 ;
- une valeur la plus proche possible pour le groupe adimensionnel lié à l'interaction sol-structure dynamique : la valeur obtenue pour le modèle 1/60 est proche de celle recherchée (45% supérieure) mais celle obtenue pour le modèle 1/120 est un peu trop élevée.

Concernant le groupe adimensionnel lié au massif de sol, le rapport entre le diamètre du pieu et le diamètre moyen des grains de sable est supérieur à 30 pour le prototype et les modèles réduits. Ce paramètre est donc convenablement respecté.

Les deux modèles réduits respectent correctement l'ensemble des groupes adimensionnels qui ont été définis et sont donc pertinents pour l'étude du comportement d'une éolienne offshore après son installation et sous sollicitations cycliques. Il est intéressant de constater que les groupes adimensionnels correspondant au modèle 1/60 sont meilleurs que ceux obtenus pour le modèle 1/120, ce qui est conforme au fait que, plus un modèle réduit est grand, meilleure est la correspondance entre modèle réduit et prototype.

En comparant le dimensionnement obtenu à ceux présentés dans la partie 1.2 de ce chapitre, les remarques suivantes peuvent être relevées. Le groupe adimensionnel relatif au comportement rigide du pieu est un paramètre régulièrement pris en compte pour le dimensionnement de modèle réduit de monopieu bien que, le plus souvent, ce soit le rapport de la fiche sur le diamètre, L/D , qui est considéré ([40], [46], [48]). Le calcul de la force latérale à appliquer se fait en général par un essai de chargement latéral ultime. La force appliquée est ensuite définie par un pourcentage de ce chargement ultime, ceci est le cas des travaux de [40], [43], [46] entre autres. Le groupe adimensionnel défini pour la force latérale a été uniquement considéré par Peralta et Achmus (2010) [48] et Cuéllar (2011) [56]. Ces deux méthodes donnent des résultats très différents pour le calcul de la force latérale, avec en moyenne un facteur 10 d'écart entre le groupe adimensionnel considéré ici et la méthode du chargement ultime. Les groupes adimensionnels relatifs à l'interaction sol-structure, définis ici, n'ont pas été considérés dans les modèles présentés précédemment. Il s'agit donc d'un aspect original dans le dimensionnement qui permet de prendre en compte l'influence de l'interaction sol-structure mais aussi la fréquence de la structure et du chargement latéral.

Tableau 2.12 - Récapitulatif des caractéristiques des modèles réduits échelle 1/120 et 1/60

Modèle 1/120				Modèle 1/60			
<i>Caractéristiques du modèle réduit</i>				<i>Caractéristiques du modèle réduit</i>			
Grandeurs physiques	Unités	Valeurs		Grandeurs physiques	Unités	Valeurs	
		Tour	Structure support			Tour	Structure support
Longueur	mm	530	450	Longueur	mm	1245	600
Diamètre	mm	20	30	Diamètre	mm	70	80
Epaisseur	mm	2	2	Epaisseur	mm	2	2
Module d'Young	GPa	203 (inox)		Module d'Young	GPa	203 (inox)	
Masse volumique	kg/m ³	8010 (inox)		Masse volumique	kg/m ³	8010 (inox)	
<i>Sollicitations latérales</i>				<i>Sollicitations latérales</i>			
Grandeurs physiques	Unités	Valeurs		Grandeurs physiques	Unités	Valeurs	
<i>Force</i>				<i>Force</i>			
Force statique	N	0,7		Force statique	N	5,6	
Demi-amplitude	N	1,1		Demi-amplitude	N	8,8	
<i>Fréquences</i>				<i>Fréquences</i>			
Vent, vagues	Hz	17		Vent, vagues	Hz	9	
1P	Hz	[20 ; 34]		1P	Hz	[11 ; 18]	
3P	Hz	[59 ; 102]		3P	Hz	[32 ; 55]	
<i>Valeurs des groupes adimensionnels</i>				<i>Valeurs des groupes adimensionnels</i>			
Pieu		$\frac{\lambda_{ES}\lambda_L^4}{\lambda_{Ep}\lambda_{Ip}} = 1,23$ $\frac{\lambda_H}{\lambda_\gamma\lambda_L^3} = 1$		Pieu		$\frac{\lambda_{ES}\lambda_L^4}{\lambda_{Ep}\lambda_{Ip}} = 1,05$ $\frac{\lambda_H}{\lambda_\gamma\lambda_L^3} = 1$	
ISS		$\frac{\lambda_G\lambda_L^4}{\lambda_{Ep}\lambda_{Ip}} = 1,23$ $\frac{\lambda_{\rho_p}\lambda_{Ap}}{\lambda_{\rho_s}\lambda_L^2} = 2,38$		ISS		$\frac{\lambda_G\lambda_L^4}{\lambda_{Ep}\lambda_{Ip}} = 1,05$ $\frac{\lambda_{\rho_p}\lambda_{Ap}}{\lambda_{\rho_s}\lambda_L^2} = 1,45$	
Sol		$\left(\frac{D_p}{D_{sable}}\right)_M = 134$ $\left(\frac{D_p}{D_{sable}}\right)_P = 2,7 \cdot 10^4$		Sol		$\left(\frac{D_p}{D_{sable}}\right)_M = 381$ $\left(\frac{D_p}{D_{sable}}\right)_P = 2,7 \cdot 10^4$	

Conclusions partielles

Ce second chapitre s'est concentré sur le développement de modèles réduits dans l'optique de réaliser un programme expérimental sur ces modèles permettant l'étude de la fréquence propre d'une éolienne en mer et de son évolution au cours de sa vie. L'état de l'art relatif aux modèles réduits de monopieu ou d'éolienne offshore sous pesanteur terrestre a permis de présenter les différentes méthodologies de dimensionnement ainsi que les limites qui en découlent. La problématique majeure engendrée par la modélisation 1g provient d'une mauvaise représentation de l'état des contraintes dans le sol. La solution proposée par Thomassen et al. (2010) [79] a été retenue. Elle consiste à appliquer une contrainte verticale en tête du massif. Cette méthode permet d'obtenir des résultats plus répétables, plus fiables, mais aussi d'étudier l'influence de l'interaction sol-structure à l'aide de ce paramètre.

Le dimensionnement d'un modèle réduit se base sur les caractéristiques d'un prototype, d'une éolienne grandeur réelle. C'est l'éolienne de référence du NREL qui a été retenue, car l'ensemble de ses dimensions sont aisément accessibles. L'évaluation de la sollicitation cyclique classique imposée sur une telle structure a aussi été présentée. Ces éléments ont servi de référence pour obtenir les caractéristiques des modèles réduits.

Un premier modèle réduit a été élaboré. Son dimensionnement a été fondé sur la conservation du nombre de Froude et d'un ensemble de groupes adimensionnels permettant de tenir compte du comportement du monopieu et du sol environnant sous sollicitations latérales. Ce modèle a été mis en place au laboratoire et sa première fréquence propre a été évaluée en fonction de la contrainte verticale imposée au massif de sable. Plusieurs conclusions ont été posées suite à ces mesures :

- la fréquence propre est fortement influencée par la contrainte verticale qui constitue un paramètre intéressant pour l'évaluation de l'interaction sol-structure. Par ailleurs, la variabilité des mesures diminue lorsque la contrainte croît. Cette observation va dans le sens des conclusions de Thomassen et al. (2010) [79] et valide l'utilisation de la contrainte appliquée en surface ;
- la comparaison entre mesures expérimentales et modèles de référence (courbes $p-y$ et $p-y$ modifiés) montre que la fréquence est sous-estimée par les méthodes standard. Cette tendance est identique à celle observée *in situ* et valide ainsi le dimensionnement du modèle réduit ;
- la modélisation de la fondation par un ensemble de ressorts découplés donne des résultats très satisfaisants. La méthode d'Adhikari et de Bhattacharya paraît donc être une méthode d'évaluation de la première fréquence propre efficace.

Les limites de ce premier modèle sont néanmoins liées à la difficulté du dimensionnement due aux nombreuses lois d'échelle et groupes adimensionnels. Ce dimensionnement ne permet pas de modéliser

correctement l'élancement du monopieu et donc son comportement. Il a donc été nécessaire d'alléger les contraintes pesant sur le dimensionnement.

Un deuxième dimensionnement a été détaillé par la suite, se concentrant sur la définition de groupes adimensionnels relatifs au comportement rigide du pieu, à la sollicitation latérale et à l'interaction sol-structure (statique et dynamique).

Deux modèles réduits à l'échelle 1/120 et 1/60 ont été conçus et réalisés à partir de ce dimensionnement. L'objectif est donc de réaliser un programme d'essais identique sur les deux modèles et de proposer un passage d'un modèle réduit à un autre puis à l'échelle 1. Cette méthodologie doit permettre de valider le passage d'une échelle à une autre. A partir de ces modèles réduits, un programme expérimental a été développé afin de répondre à ces deux objectifs :

- l'évaluation de la première fréquence propre d'une éolienne en mer après son installation ;
- l'évolution de la première fréquence propre de l'éolienne au cours de sa durée de vie (problématique de fatigue).

Pour répondre au premier objectif, l'étude s'est concentrée sur le modèle d'Adhikari et de Bhattacharya qui a fourni les meilleurs résultats pour l'évaluation de la fréquence propre. Un ensemble d'essais ont été réalisés afin d'évaluer expérimentalement la valeur de la raideur des ressorts et de proposer une méthode innovante permettant d'améliorer l'évaluation de celle-ci, et donc celle de la fréquence propre initiale. Un autre programme d'essais a ensuite été mis en place afin d'appliquer à la structure un chargement latéral cyclique. L'évolution à long terme de la fréquence propre de la structure est ensuite étudiée. Le prochain chapitre détaille ainsi le dispositif expérimental et les procédures d'essais qui ont été développés pour parvenir à ces objectifs.

Chapitre 3 - Techniques expérimentales et procédures d'essais

Dans ce chapitre, les protocoles expérimentaux qui ont été développés durant la thèse pour la réalisation des essais sont décrits. Les deux premières parties présentent l'installation préliminaire à tous les essais qui ont été réalisés. L'installation du massif de sable et ses caractéristiques constitue une première partie de ce chapitre. Les caractéristiques des modèles réduits, ainsi que leur installation (fondation et mât), sont introduits dans un second temps.

La dernière partie définit les essais qui ont été développés : les essais statiques et les essais cycliques. Comme souligné précédemment, les essais statiques ont pour objectif de proposer ensuite une évaluation de la fréquence propre d'une structure après son installation. Pour ce faire, trois types d'essais ont été développés et sont présentés de la manière suivante : dispositif expérimental, essai typique et répétabilité des essais. Enfin, les essais cycliques, qui ont pour objectif l'étude de l'évolution de la fréquence propre du modèle réduit d'éolienne en mer, sont proposés. La procédure mise en place est décrite et comprend le dispositif expérimental, un résultat typique et la répétabilité des essais. Les procédures relatives à l'étalonnage des capteurs et du système de pluviation sont proposées en annexes B et C respectivement.

Plan

1.	Caractéristiques et installation du massif de sol	96
1.1.	Sable de Fontainebleau	96
1.2.	Reconstitution du massif de sable par pluviation	97
1.3.	Application de la contrainte.....	99
2.	Caractéristiques et installation des modèles réduits	100
2.1.	Modèles réduits	100
2.2.	Installation du pieu et du mât	101
2.3.	Préparation du dispositif expérimental : récapitulatif de la procédure	104
3.	Procédures expérimentales	105
3.1.	Essais monotones.....	105
3.2.	Essais cycliques	125
	Conclusions partielles.....	145

1. Caractéristiques et installation du massif de sol

On décrit, dans cette partie, les protocoles de mise en œuvre des massifs de sol utilisés par les expérimentateurs. Les caractéristiques du sol utilisé, le sable de Fontainebleau NE34, sont présentées. L'installation du massif de sable par pluviation dans le dispositif (réservoir) est ensuite détaillée. Enfin, l'application de la contrainte verticale à la surface du massif à l'aide d'une baudruche en néoprène est présentée.

1.1. Sable de Fontainebleau

Le sable utilisé pour l'ensemble des essais est le sable de Fontainebleau NE34, sable de référence en France. Les caractéristiques principales de ce sable sont résumées dans le Tableau 3.1.

Tableau 3.1 - Propriétés du sable de Fontainebleau (Feia et al., 2014) [89]

D ₅₀ (mm)	C _u	e _{min}	e _{max}	ρ _s (g/cm ³)	Forme des grains	Couleur
0,21	1,5	0,56	0,88	2,65	arrondie	beige

avec D₅₀, diamètre moyen des grains, C_u, coefficient d'uniformité, e_{min} et e_{max}, indices des vides minimal et maximal respectivement, ρ_s, masse volumique des grains solides.

Par ailleurs, pendant les essais, une contrainte verticale variant de 0 à 200 kPa est appliquée à la surface du massif de sable. Les valeurs du module d'Young et du module de cisaillement du sable évoluent en fonction de cette contrainte. Les valeurs retenues sont celles déterminées expérimentalement par Andria-Ntoanina (2011) [90]. Les résultats d'essais triaxiaux sont illustrés sur les Figures 3.1 et 3.2 et les modules qui en découlent sont récapitulés dans le Tableau 3.2.

Tableau 3.2 - Récapitulatif des modules d'Young et de cisaillement du sable de Fontainebleau NE34 en fonction de la contrainte de consolidation

Contrainte (kPa)	0	10	50	100	200	I _D
Module d'Young (MPa)	16	21,3	40	70	105	0,91
Module de cisaillement (MPa)	34	45	64,5	97	125	0,71

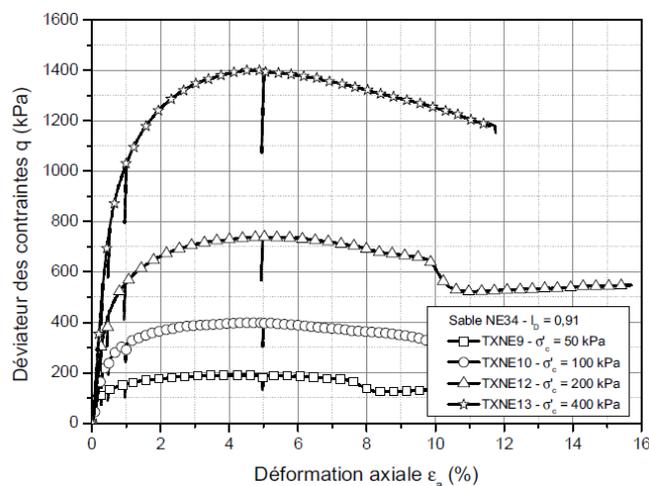


Figure 3.1 - Effet de la contrainte de consolidation sur le cisaillement du sable de Fontainebleau NE34 à l'appareil triaxial [90]

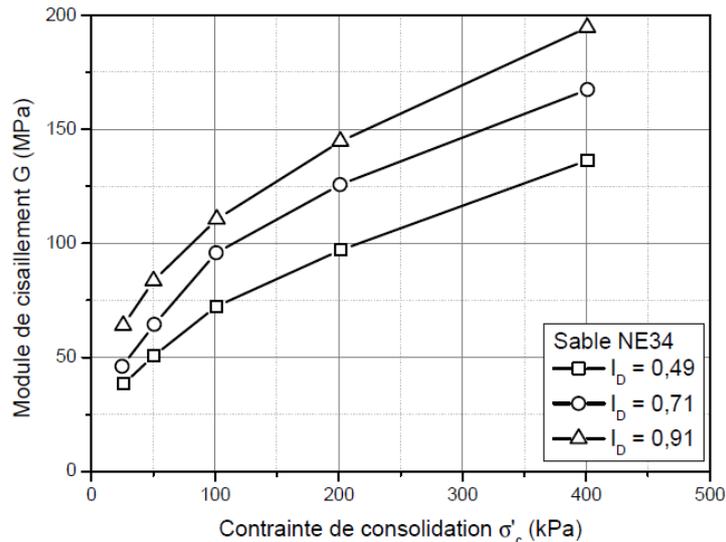


Figure 3.2 - Effet de la contrainte de consolidation sur le module de cisaillement du sable de Fontainebleau [90]

1.2. Reconstitution du massif de sable par pluviation

La méthode choisie pour la mise en place du massif de sable est la méthode de pluviation à sec, qui se rapproche de la déposition naturelle [90], [91]. Cette technique consiste à placer le sable dans un réservoir dont le fond est muni d'une grille ayant une porosité donnée. Lorsque cette grille est ouverte, le sable s'écoule du réservoir sur un diffuseur, constitué d'un double tamis, qui transforme les jets de sable en une pluie homogène. La densité du massif est contrôlée principalement par deux paramètres :

- la hauteur de pluviation, soit la distance entre le tamis inférieur du diffuseur et la surface de sable déjà déposé ;
- l'intensité de pluviation qui correspond à la masse de sable qui s'écoule par unité de surface et par unité de temps (débit massique), qui est donc liée aux ouvertures de la grille.

C'est l'intensité de déposition qui constitue le paramètre principal [92], la hauteur de pluviation étant maintenue constante suite à l'étalonnage du dispositif de pluviation (voir Annexe C). Le dispositif de pluviation a été étalonné pour différentes ouvertures de grille qui correspondent donc chacune à une intensité de déposition. Pour une densité donnée, la hauteur de pluviation est maintenue constante à l'aide d'un moteur qui permet de remonter le diffuseur à une vitesse égale à la vitesse de déposition du sable. Le schéma de la Figure 3.3 présente le principe du dispositif de pluviation.

Le massif de sable est mis en place dans le réservoir présenté sur la Figure 3.4. Ce réservoir a une hauteur de 70 cm et un diamètre de 55 cm. Développé dans le cadre de la thèse de Le (2014) [93], le dispositif est constitué de trois modules circulaires superposés et un couvercle permet de refermer le dispositif. Pour le modèle 1/60, dont la fondation a une fiche de 60 cm, la hauteur totale du dispositif (70 cm) est utilisée pour le massif de sable. En revanche, la fiche correspondant à la fondation du modèle 1/120 est de 30 cm. Ainsi, un massif d'une hauteur de 45 cm uniquement a été mis en place, comme illustré sur la Figure 3.4 (c). Au fond du réservoir, des cales en bois ont été placées, permettant d'obtenir la hauteur désirée de 45 cm (voir Figure 3.5 (b)).

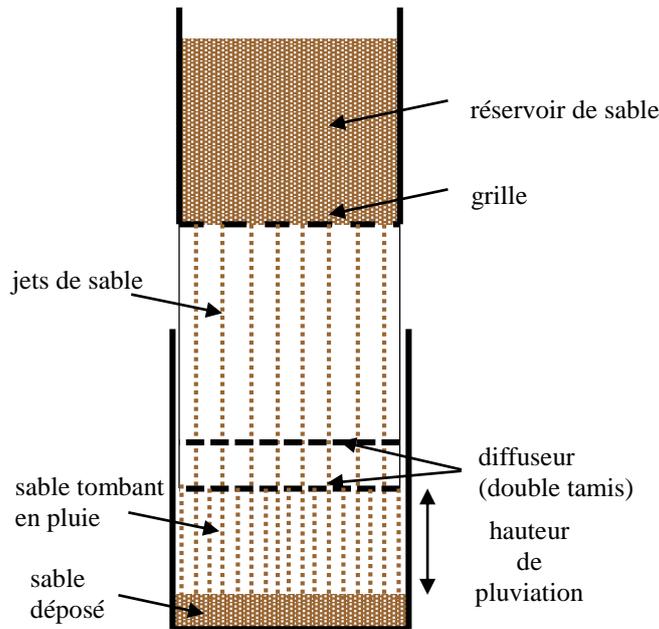


Figure 3.3 - Schéma de principe du processus de pluviation

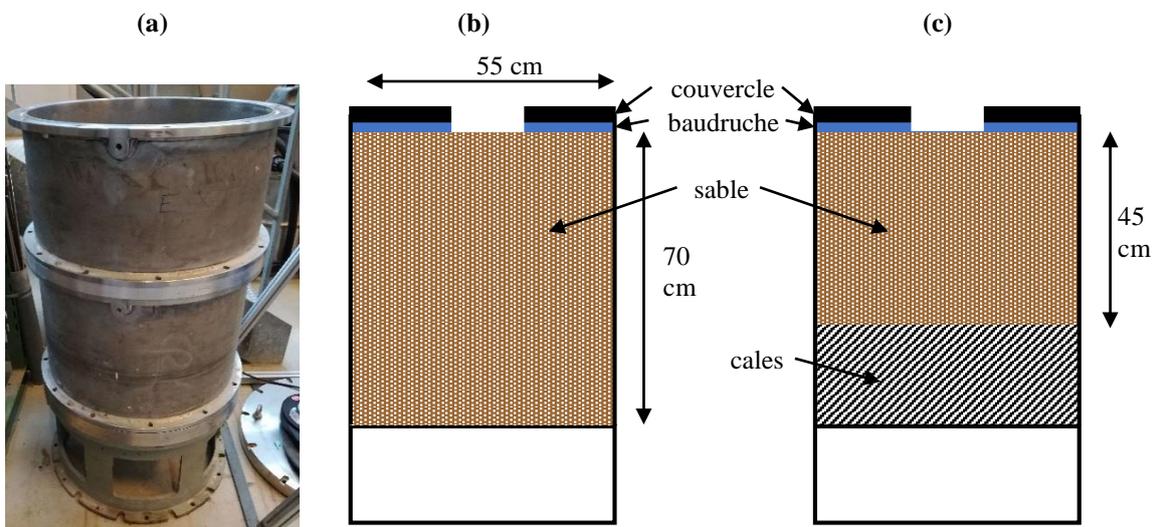


Figure 3.4 - (a) Photo du réservoir ; (b) et (c) Schémas du dispositif respectivement pour le modèle 1/60 et 1/120

La Figure 3.5 (a) montre le dispositif de pluviation utilisé pour la mise en place du massif de sable. En lien avec l'étalonnage présenté dans l'annexe C, un indice de densité de 0,7 a été pris en compte pour l'ensemble des essais. Pour ce faire, une hauteur de pluviation de 10 cm a été imposée pour une ouverture de grille très faible ce qui correspond à une vitesse de déposition de 2 cm/min. Cette vitesse a donc été imposée au moteur afin de remonter les tamis à la même vitesse que la vitesse de déposition et donc de maintenir une hauteur de pluviation constante.

A la fin de la pluviation, un léger dôme est obtenu. La surface de sable est ensuite aplanie à l'aide d'un disque en bois de 55 cm de diamètre et de 2 cm d'épaisseur. Ce disque permet à la fois de créer une surface lisse, mais aussi d'imposer une hauteur libre de 2 cm entre le massif de sol et le haut du

dispositif. Cette hauteur libre correspond à l'épaisseur de la boudruche qui sera placée ensuite sur le massif de sable. La surface du massif, après égalisation, est présentée sur la Figure 3.5 (c).

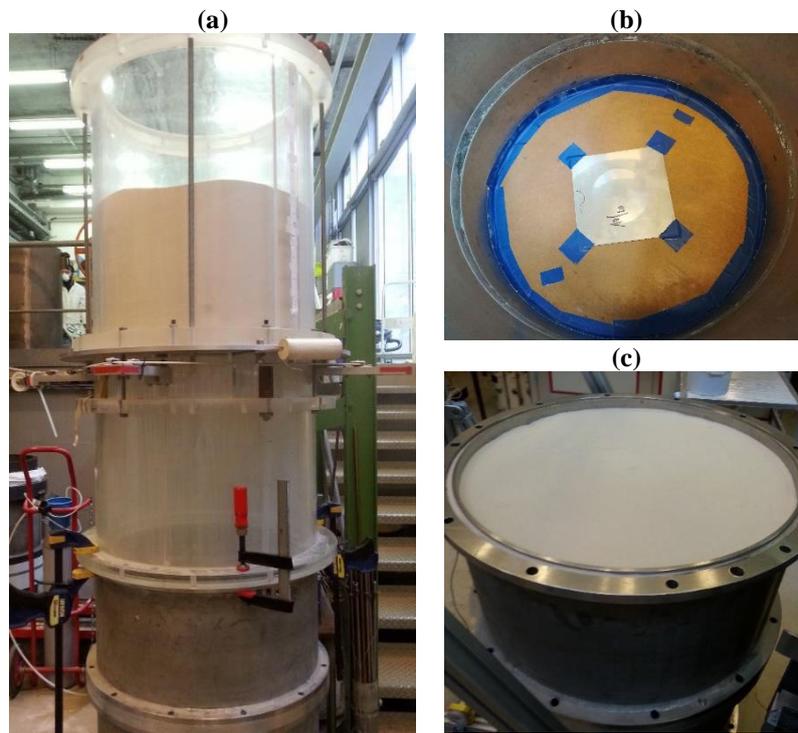


Figure 3.5 - (a) Système de pluviation ; (b) Cales pour le modèle 1/120 ; (c) Massif final

1.3. Application de la contrainte

Après mise en place du massif de sable, une boudruche en néoprène remplie d'eau, montrée sur la Figure 3.6, est posée sur la surface du massif. Le réservoir est ensuite fermé par un couvercle. Cette boudruche confinée entre le massif de sable et le couvercle permet d'appliquer une pression uniforme sur la surface du massif (état initial des contraintes de type K_0). Cette boudruche a un diamètre de 54,5 cm avec un trou central de 9 cm qui permet l'installation de la fondation. La pression maximale applicable est de 700 kPa. La contrainte verticale est appliquée en augmentant la pression d'eau dans la boudruche. Cette opération est réalisée grâce à une cellule air-eau et un détendeur. La valeur de pression appliquée est mesurée à l'aide d'un capteur de pression.



Figure 3.6 - Boudruche de pressurisation verticale

2. Caractéristiques et installation des modèles réduits

Dans cette seconde section, on détaille les caractéristiques des modèles réduits en lien direct avec le dimensionnement qui a été présenté dans le chapitre 2. Les procédures à suivre pour l'installation de la fondation des modèles réduits sont ensuite présentées : installation manuelle par battage pour le modèle 1/120 et installation à l'aide d'un servo vérin par fonçage pour le modèle 1/60. Enfin, l'installation du mât sur la fondation est présentée. En conclusion, les étapes de l'installation préliminaire à tout essai sont récapitulées, depuis la mise en place du massif de sable jusqu'à l'installation du modèle réduit.

2.1. Modèles réduits

Dans le chapitre précédent, l'ensemble des dimensions des modèles réduits ont été définies et récapitulées dans le Tableau 3.3. Chacun des modèles réduits est donc constitué d'un mât et d'une structure support (appelée pieu dans cette section). La liaison entre le mât et le pieu est assurée par des brides à l'extrémité des deux pièces. Ces brides, illustrées en Figure 3.7 (a) et (b), sont reliées entre elles par un ensemble de vis et écrous, qui sont ajustés à l'aide d'une clé dynamométrique assurant ainsi un serrage identique pour chaque vis. Les modèles obtenus sont présentés sur la Figure 3.7 (c) et leurs caractéristiques dans le Tableau 3.3.

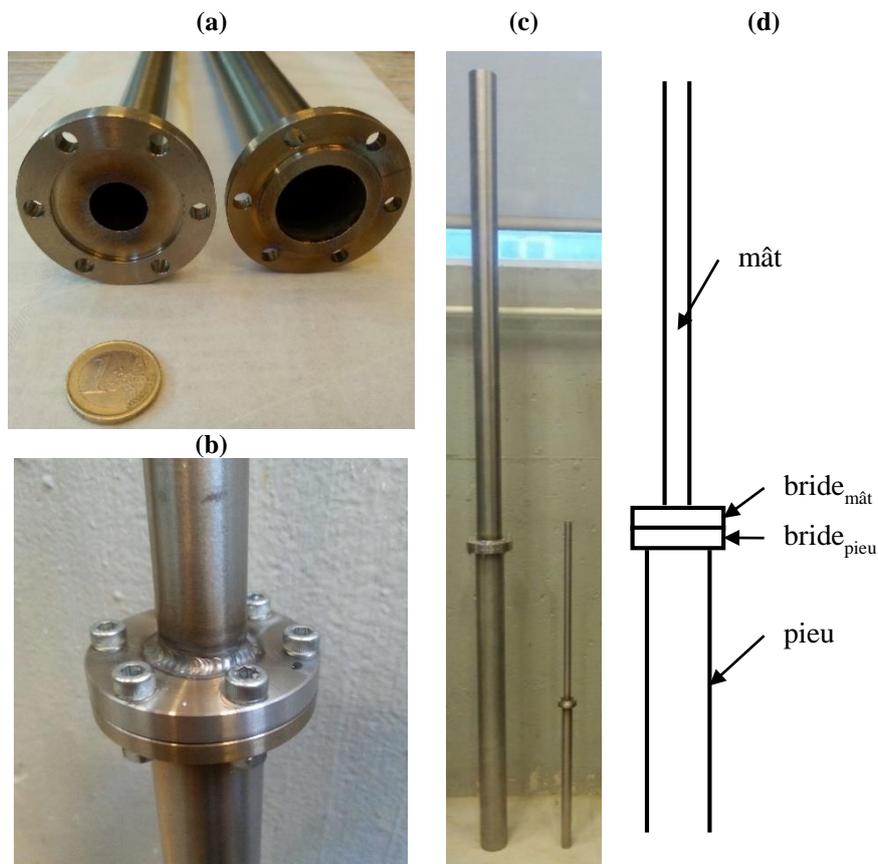


Figure 3.7 - (a) Système de brides ; (b) fixation des brides ; (c) photo des deux modèles réduits ; (d) schéma du modèle réduit

Tableau 3.3 - Caractéristiques des modèles réduits

Modèle 1/120

	Mât	Bride _{mât}	Bride _{pieu}	Pieu
Diamètre (mm)	20	54,1	54,1	30
Longueur (mm) (hauteur des brides)	533	7,3	5,7	450 Fiche : 300
Epaisseur (mm)	2	19,1	14,1	2

Modèle 1/60

	Mât	Bride _{mât}	Bride _{pieu}	Pieu
Diamètre (mm)	70	130,0	130,0	80
Longueur (mm) (hauteur des brides)	1245	15,0	12,0	930 Fiche : 600
Epaisseur (mm)	2	32,0	27,0	2

2.2. Installation du pieu et du mât

Une fois le massif de sable mis en place s'ensuit l'installation de la fondation puis du mât. La procédure relative à ces installations est présentée dans les paragraphes suivants.

- **Modèle 1/120**

L'installation de la fondation du modèle 1/120 a été réalisée manuellement. Un guide est placé le long du pieu pour assurer sa verticalité (Figure 3.8). Le pieu est enfoncé à l'aide d'un maillet jusqu'à la profondeur choisie. Cette procédure a été utilisée pour chaque essai réalisé sur le modèle 1/120. Cette installation par battage se rapproche de l'installation *in situ* des monopieux.



Figure 3.8 - Guide pour l'installation du pieu

- **Modèle 1/60**

La fondation du modèle 1/60 est un pieu cylindrique ayant un diamètre de 80 mm et une fiche de 600 mm. Ses dimensions ne permettent donc pas de mettre en place le pieu manuellement. Il a été installé par fonçage à l'aide du vérin hydraulique longue course du dispositif d'essais en chambre d'étalonnage

du laboratoire [94]. Ce dernier a une course de 800 mm et une capacité de 20 kN. Une fois le massif de sable mis en place, la boudruche est installée à la surface du massif puis l'ensemble du dispositif est refermé avec le couvercle. Les trois modules constituant le réservoir et le couvercle sont maintenus et reliés entre eux grâce à des tirants de serrage. L'ensemble est ensuite déplacé sous le servo vérin et le pieu est disposé au centre de la cuve et en contact avec le servo vérin, comme illustré sur la Figure 3.9 (a). La verticalité du pieu est vérifiée avec un niveau, voir Figure 3.9 (b). Le fonçage est réalisé à déplacement contrôlé, à la vitesse de 1 mm/s.

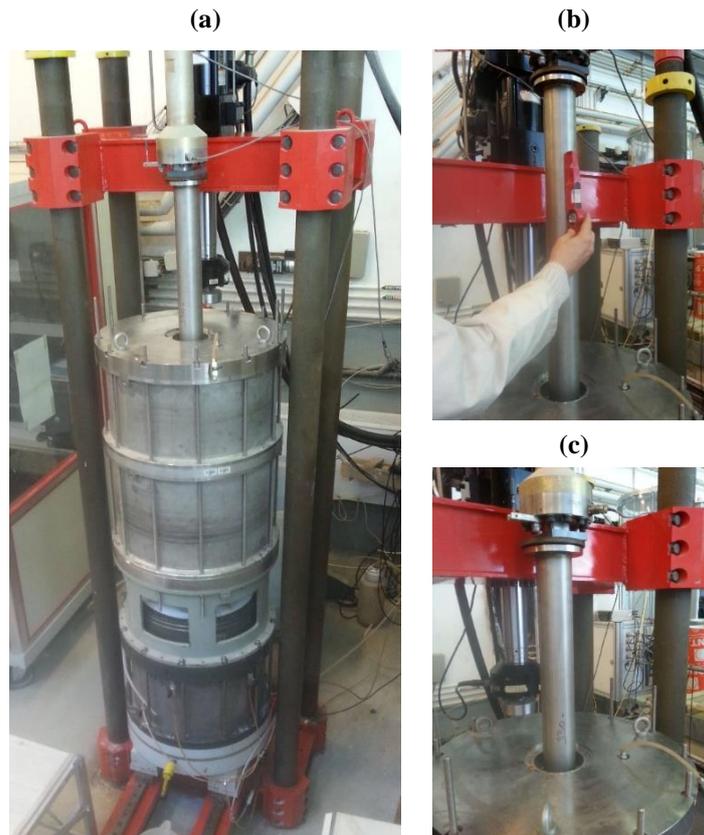


Figure 3.9 - (a) Système de fonçage du pieu ; (b) Ajustement du pieu ; (c) Enfoncement du pieu

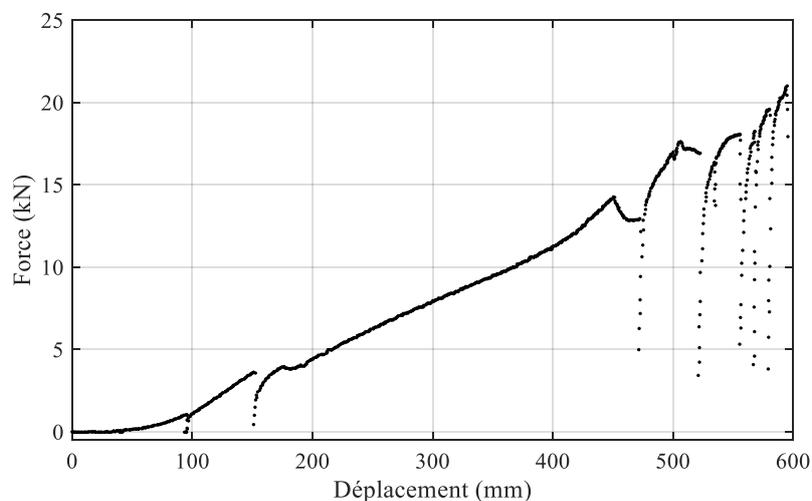


Figure 3.10 - Courbe de fonçage de la fondation sur 600 mm

Une courbe typique de fonçage du pieu est présentée sur la Figure 3.10. Force est de constater que la limite du servo vérin est atteinte lors du fonçage des derniers centimètres du pieu. En effet, le fonçage réalisé dans la cellule fermée provoque des surcontraintes (augmentation à la fois de la pression d'eau dans la baudruche et de la réaction des modules sur le massif) du fait du refoulement du sable lié à l'introduction du tube, ce qui a pour conséquence de solliciter assez rapidement le capteur de force jusqu'à sa limite. Pour éviter ces surcontraintes, il a donc fallu à la fois ouvrir le couvercle supérieur de la cellule et solidariser, à l'aide de serre-joints, les différents modules du dispositif pour éviter leur décollement. Cette procédure permet au sable de remonter vers la surface sans s'insinuer entre les modules lors du fonçage du pieu.

- **Fixation du mât**

Les brides soudées sur le mât et la fondation sont fixées entre elles par un ensemble de vis et d'écrous. Comme souligné précédemment, le vissage est réalisé à l'aide d'une clé dynamométrique. Afin d'évaluer l'influence du couple de serrage des vis sur la fréquence propre des modèles réduits, la fréquence propre de chacun des modèles a été évaluée pour différents couples de serrage. Ces mesures ont été faites pour le modèle 1/120 pour un couple allant de 1 à 5 Nm pour deux configurations :

- modèle installé dans le massif de sable avec une contrainte verticale de 200 kPa ;
- modèle libre-libre (suspendu).

L'application d'une contrainte de 200 kPa sur le massif de sable permet de s'assurer que l'évolution de la fréquence propre provient uniquement de la modification du couple de serrage et non du sol. Pour le modèle 1/60, seule la première configuration a été considérée pour un couple allant de 10 à 30 Nm. Les résultats sont présentés sur la Figure 3.11.

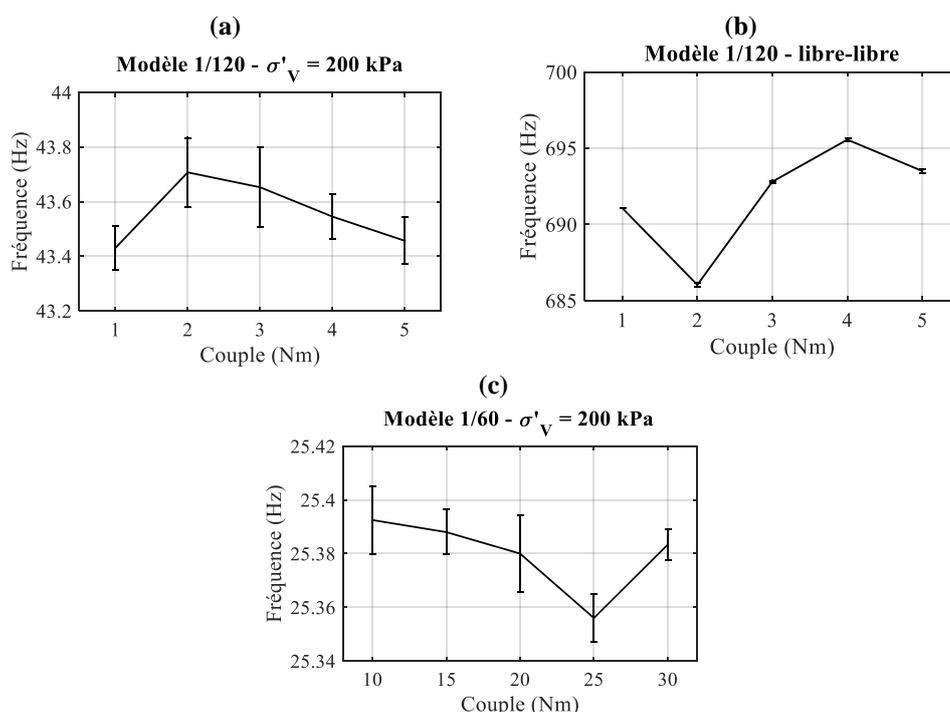


Figure 3.11 - Influence du couple de serrage sur la fréquence propre : (a) modèle 1/120 avec $\sigma'_v = 200$ kPa ; (b) modèle 1/120 libre-libre ; (c) modèle 1/60 avec $\sigma'_v = 200$ kPa

Pour chaque configuration considérée, un accéléromètre (Brüel et Kjær 4507 B004), est collé sur le modèle réduit et cinq essais de vibration libre suite à un choc ponctuel sur la structure sont réalisés. L'écart-type présenté sur les graphes de la Figure 3.11 est déterminé à partir des résultats de ces cinq essais. La fréquence propre de la structure est obtenue à l'aide d'une méthode utilisant la transformée en ondelettes du signal (voir Annexe D de [95]). Ce traitement du signal est introduit dans la section 3.1.3 de ce chapitre.

D'après les graphes obtenus, il semble difficile de conclure sur l'influence du couple de serrage des vis. Ainsi en considérant uniquement un aspect pratique, un couple moyen de 3 Nm pour le modèle 1/120 et de 20 Nm pour le modèle 1/60 ont été finalement retenus pour l'installation du mât sur la fondation. En effet, ces couples de serrage permettent d'assurer pour chacun des modèles une fixation suffisante sans engendrer la rotation du pieu dans le sol lors du vissage.

2.3. Préparation du dispositif expérimental : récapitulatif de la procédure

Pour chaque essai, les étapes suivantes dans le Tableau 3.4 ont été suivies.

Tableau 3.4 - Récapitulatif de la procédure d'installation pour chaque modèle

	Modèle 1/120	Modèle 1/60
Massif de sable	Pluviation sur une hauteur de 450 mm	Pluviation sur une hauteur de 700 mm
Installation de la fondation	Installation manuelle du pieu par battage Installation de la baudruche Fermeture de la cellule	Installation de la baudruche Installation du pieu par fonçage Fermeture de la cellule
Installation du mât	Serrage avec clé dynamométrique avec un couple de 3 Nm	Serrage avec clé dynamométrique avec un couple de 20 Nm

La procédure de mise en place du massif de sol et du modèle réduit, décrites dans cette partie, ont été suivies pour l'ensemble des essais réalisés par la suite. Le même état initial est donc considéré, quel que soit l'essai effectué ensuite. Les procédures relatives à l'ensemble des essais réalisés, statiques ou cycliques, sont détaillées dans la partie suivante.

Il semble important de souligner que les conditions aux limites ne sont pas exactement identiques pour les modèles 1/120 et 1/60. Le dispositif du premier est équipé de cales qui rendent cette surface moins rigide que celle considérée pour le plus grand modèle. Une autre différence majeure provient de l'installation du pieu par battage ou fonçage en fonction des modèles. Si l'influence de chacun de ces éléments n'a pas été étudiée, il convient tout de même de relever que ce sont des paramètres pouvant influencer les résultats et donc la comparaison entre les deux modèles.

3. Procédures expérimentales

Comme cela a été souligné précédemment, ces travaux de thèse s'articulent autour des deux problématiques que sont l'évaluation de la première fréquence propre initiale d'une éolienne en mer et son évolution au cours de son utilisation pendant 20 ans. Afin d'étudier ces deux aspects, des essais statiques et cycliques ont été développés.

Les essais statiques sont basés sur le modèle d'Adhikari et Bhattacharya (2012) [69], présenté dans le chapitre 1 (cf partie 4.2) où la fondation est modélisée par un ressort latéral et un ressort de torsion, ayant des raideurs notées respectivement K_L et K_R . L'objectif de ces essais est donc la détermination de ces raideurs pour les deux modèles réduits introduits dans le second chapitre. Les résultats obtenus permettent de remonter à la fréquence propre de la structure considérée. Afin de comparer les résultats à la fréquence propre réelle du modèle réduit, des essais ont été réalisés pour évaluer cette fréquence propre. Dans la première partie, les procédures expérimentales concernant les essais suivants sont détaillées :

- évaluation de la rigidité K_L ;
- évaluation de la rigidité K_R ;
- évaluation de la fréquence propre initiale du modèle réduit.

Les essais cycliques, qui constituent la seconde partie de ce travail, ont pour objectif d'étudier l'évolution à long terme de la fréquence propre des modèles réduits lorsqu'ils sont soumis à un chargement cyclique. Un protocole expérimental a ainsi été mis en place afin d'appliquer un chargement cyclique avec un grand nombre de cycles. Ainsi, la procédure permettant le suivi du déplacement et de la rotation de la fondation ainsi que de l'évolution de la fréquence propre au cours de l'essai est détaillée.

Les procédures expérimentales répertoriées dans cette partie décrivent l'ensemble des types d'essais qui ont été réalisés. Les résultats et leur analyse sont discutés dans le chapitre suivant.

3.1. Essais monotones

Pour chaque essai présenté dans cette partie, soit l'évaluation des raideurs des ressorts ou la détermination de la fréquence propre du modèle réduit, le dispositif expérimental est détaillé. Un résultat typique est présenté et discuté. Enfin, l'influence de la charge/décharge du massif de sable (σ'_V) est discutée. Ces essais ont été réalisés à la fois sur le modèle 1/120 et sur le modèle 1/60. La procédure expérimentale est identique pour les deux modèles.

Les résultats présentés dans cette partie pour la mesure de K_L et de K_R correspondent au modèle 1/120. La procédure relative à l'évaluation de la première fréquence propre des modèles réduits par un essai de vibration libre est introduite en se basant sur des essais réalisés sur le modèle 1/120. Le protocole expérimental relatif à l'évaluation du mode propre de la structure est détaillé. Enfin, la répétabilité de ces essais est discutée.

L'ensemble des essais monotones qui ont été réalisés sont récapitulés dans le Tableau 3.5. La nomenclature des massifs est utilisée dans les chapitres 3 et 4. Les premiers massifs mis en place sont relatifs au développement des procédures expérimentales : c'est le cas du massif MI 1 pour l'évaluation de la fréquence propre, des massifs MI 2, M1₁₂₀ et M2₁₂₀ pour l'évaluation de K_L et du massif M3₁₂₀ pour l'évaluation de K_R . Les développements des procédures expérimentales ont été réalisés sur le modèle 1/120. Le premier massif relatif au modèle 1/60 (M1₆₀) présente une première série d'essais permettant de valider la procédure et/ou de proposer une adaptation à ce modèle. Pour une procédure donnée, évaluation de K_L , de K_R ou de la fréquence propre, le développement des procédures expérimentales est introduit.

Tableau 3.5 - Ensemble des massifs mis en place dans le cadre des essais monotones

N° massif	Massif de sable		Modèle réduit	Essais	σ'_v (kPa)	Capteurs				Remarques
	Préparation	I _D				Déplacement	Rotation	Force	Accélération	
MI 1	Couche	0,8	1/100 (laiton)	FP	0 à 200				Accéléromètres	Validation de l'évaluation de la fréquence propre
MI 2	Couche	0,7	1/120 pieu seul	K _L	0	LVDT		-		Evolution du dispositif pour la mesure de K _L
M1 ₁₂₀	Couche	0,7	1/120 pieu seul	K _L	0 à 200	1 laser		Capteur 1 kN		Premiers essais avec le moteur Validation des capteurs laser et de force – mise en place du programme LabVIEW
M2 ₁₂₀	Pluviation	0,57	1/120 pieu seul	K _L	0 à 200	1 laser		Capteur 1 kN		Premier massif par pluviation
M3 ₁₂₀	Pluviation	0,65	1/120 pieu seul	K _L K _R	0 à 200	2 lasers	2 lasers	Capteur 1 kN		Evaluation de la charge/décharge sur les essais dans un même massif Premiers essais pour la mesure de K _R
M4 ₁₂₀	Pluviation	0,65	1/120 pieu seul et pieu + mât	FP K _R	0 à 200	2 lasers	Inclinomètre ou 2 lasers	Capteur 1 kN	Accéléromètres	K _R : inclinomètre (charge/décharge), Comparaison entre inclinomètre et laser FP : influence du serrage (clé dynamométrique)
M1 ₆₀	Pluviation	0,65	1/60 pieu seul et pieu + mât	FP K _L K _R	0 à 200	2 lasers	Inclinomètre	Capteur 1 kN	Accéléromètres	FP : influence du serrage (clé dynamométrique) K _L et K _R : le moteur 1/120 a des capacités trop faibles (déplacement et rotation trop réduits). Essais avec un moteur (1/60) plus puissant
M2 ₆₀	Pluviation	0,71	1/60 pieu seul et pieu + mât	FP K _L K _R	0 à 200	2 lasers	Inclinomètre	Capteur 1 kN	Accéléromètres	Essais FP, K _L et K _R en charge et décharge

Notations :

MI Massif Initial
 Mi Monotone i
 FP Fréquence Propre

3.1.1. *Mesure de K_L*

En modélisant la fondation par deux ressorts découplés, le coefficient de raideur du ressort latéral, K_L , est défini par Adhikari et Bhattacharya (2012) [69] comme la tangente à l'origine à la courbe force – déplacement du pieu. Ainsi, un essai statique consistant à appliquer un chargement latéral sur la fondation, tout en mesurant le déplacement de celle-ci, a été développé pour évaluer ce paramètre.

- ***Développement du dispositif expérimental***

L'élaboration du dispositif final pour l'application du chargement latéral sur le pieu a nécessité un développement permettant à la fois d'automatiser l'essai et d'affiner les résultats. Les premiers massifs mis en place (MI 2, M1₁₂₀ et M2₁₂₀) correspondent à ce développement expérimental pour l'évaluation de la rigidité K_L . Dans cette partie, l'évolution de la procédure est détaillée en se concentrant particulièrement sur les techniques d'application de la charge latérale, les capteurs, le programme d'acquisition des données ainsi que la mise en place du massif.

Application du chargement latéral

La solution envisagée initialement est d'appliquer le chargement latéral via un câble reliant le pieu à une masse. Un câble est donc installé autour du pieu et rattaché, à l'aide d'une poulie, à une masse suspendue. Pour que cette masse varie, trois solutions ont été considérées dans un premier temps :

- solution 1 : le câble est rattaché à un plateau support permettant de porter des masses (verres de sable de 100 g) comme présenté sur la Figure 3.12 (a) ;
- solution 2 : le câble est rattaché à un récipient que l'on peut remplir progressivement de sable comme présenté sur la Figure 3.12 (b) ;
- solution 3 : le câble est rattaché à un récipient que l'on peut remplir de petites masses de 100 g (voir Figure 3.12 (c)).

Les courbes force – déplacement obtenues à l'aide de ces trois dispositifs sont présentées respectivement sur la Figure 3.12 (d), (e) et (f). Le plateau support utilisé dans la solution 1 pèse environ 800 g et constitue donc le premier chargement latéral que subit le pieu. La rigidité K_L étant relative à la pente à l'origine de la courbe force – déplacement, passer directement de 0 à 8 N n'est donc pas judicieux. L'utilisation d'un récipient en plastique plus léger permet ainsi de pallier cette difficulté. Néanmoins, les solutions 2 et 3 présentent plusieurs inconvénients. Pour les deux solutions, la charge latérale appliquée ne peut dépasser 20 N compte tenu de la contenance du récipient. Par ailleurs, cette méthode permet uniquement une mesure ponctuelle : un point pour une masse de 100 g ajoutée. Les courbes sont donc tracées à partir de peu de points.

La méthode finale adoptée, développée dans la partie suivante, consiste à appliquer le chargement latéral en continu à l'aide d'un moteur permettant d'entraîner le câble. La force induite est ensuite mesurée à l'aide d'un capteur de force. Les massifs M1₁₂₀ et M2₁₂₀ ont permis de valider cette procédure pour différentes contraintes verticales effectives dans le massif de sable.

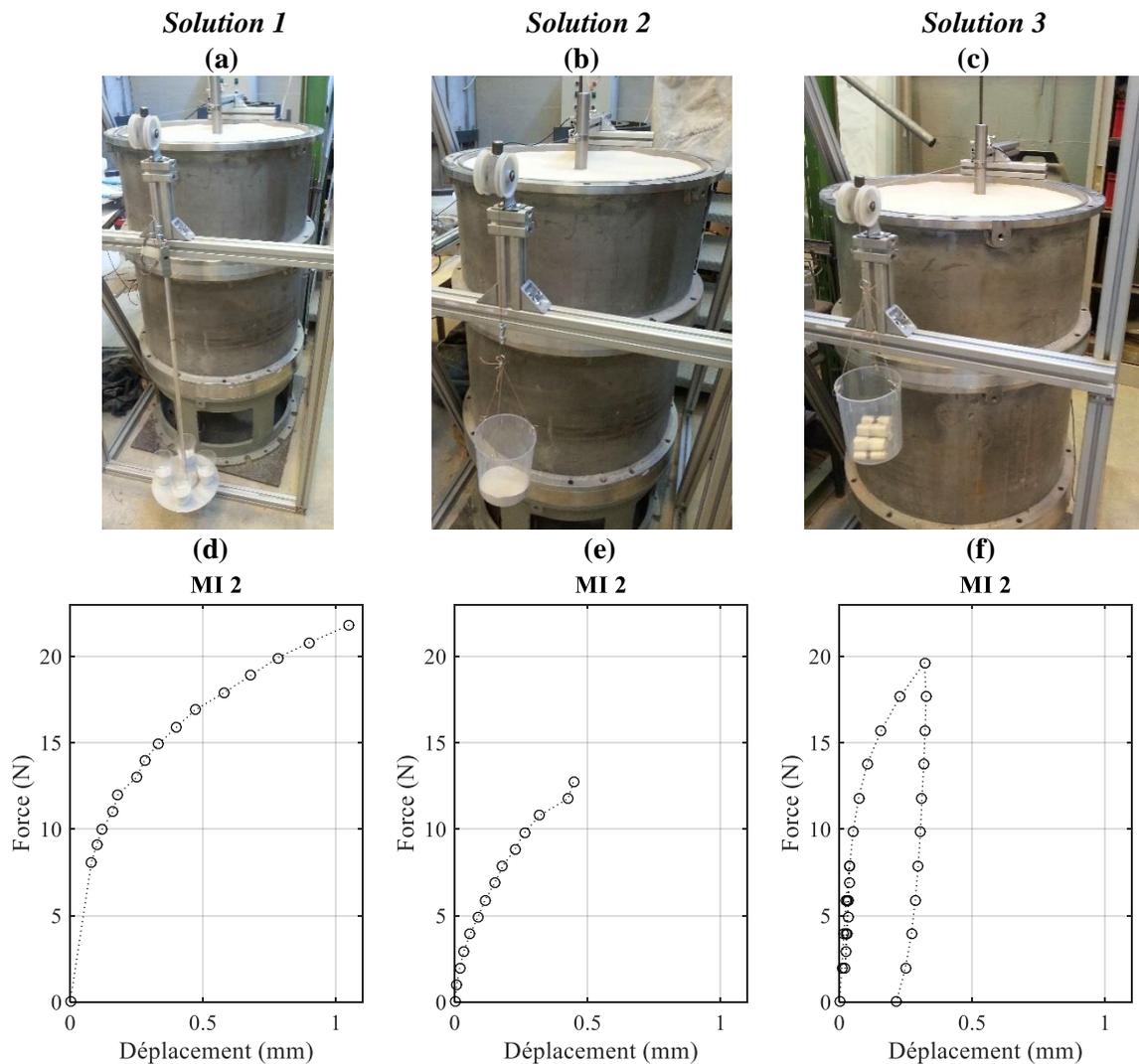


Figure 3.12 – Photo des montages : (a) Solution 1 ; (b) Solution 2 ; (c) Solution 3 ;
 courbe force - déplacement : (d) Solution 1 ; (e) Solution 2 ; (f) Solution 3

Capteurs et programme LabVIEW

Dans un premier temps, le déplacement du pieu est mesuré à l'aide d'un capteur LVDT comme illustré sur la Figure 3.13 (a). Les résultats présentés sur la Figure 3.12 ont été obtenus à l'aide de ce capteur. On a, par la suite, choisi d'utiliser un capteur de déplacement laser (Keyence IL-030, voir Figure 3.13 (b)) qui a l'avantage de permettre des mesures sans contact. Cet aspect a été privilégié notamment vis-à-vis des mesures de fréquences propres qui sont réalisées par la suite. En effet, limiter au maximum les contacts entre le modèle réduit et l'instrumentation permet d'éviter de parasiter l'évaluation de la fréquence propre de la structure en ajoutant de la masse.

Un programme simple a aussi été élaboré sous LabVIEW afin de pouvoir suivre pendant l'essai la mesure de la force, du déplacement et de la rotation (pour l'évaluation de la rigidité K_R) et d'enregistrer ces données. Le suivi instantané permet à l'opérateur de déclencher manuellement la décharge ou la charge du pieu lorsqu'une valeur donnée (en force ou en déplacement) est atteinte. Le développement

du programme sous LabVIEW s'est fait en parallèle avec l'évolution de la procédure, une version finale ayant été fixée avec les essais du massif M1₁₂₀.

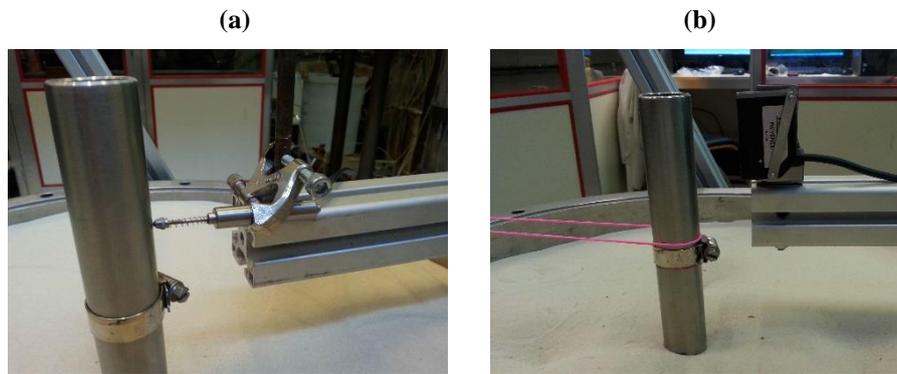


Figure 3.13 - (a) capteur LVDT et (b) capteur de déplacement laser

Mise en place du massif

Lors de l'élaboration de la procédure expérimentale relative aux essais de chargement latéral, la mise en place du massif de sable n'était pas le premier objectif. Le massif a donc été installé par couches pour les massifs MI 2 et M1₁₂₀. Une fois la procédure validée, les massifs ont été mis en place par pluviation comme décrit dans la partie 1.2 de ce chapitre.

Spécificité du modèle 1/60

Le développement du dispositif expérimental pour les essais de chargement latéral a été réalisé uniquement sur le modèle 1/120. La même procédure a été considérée sur le modèle 1/60. La seule modification apportée a été l'utilisation d'un moteur plus puissant, le moteur d'origine ne pouvant excéder 100 N comme illustré sur la Figure 3.14. Pour des efforts trop faibles, les déplacements du pieu sont très réduits et, du fait de la précision des capteurs, engendrent une grande variabilité des résultats pour l'évaluation de la rigidité K_L . Une même tendance, présentée dans la partie 3.1.2 de ce chapitre, a été observée pour la rigidité K_R .

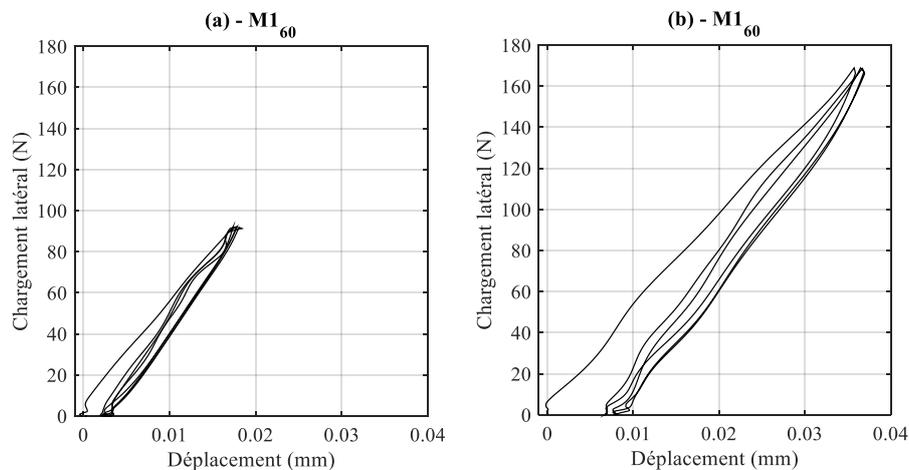


Figure 3.14 - Courbes force - déplacement obtenues pour le modèle 1/60 avec :
(a) le même moteur que pour le modèle 1/120 et (b) le nouveau moteur

- **Dispositif expérimental final**

Le chargement latéral est appliqué au pieu à l'aide d'un câble relié à un moteur par une poulie comme illustré sur la Figure 3.15. L'axe du moteur permet d'enrouler ou de dérouler le câble et donc d'appliquer une charge latérale cyclique sur le pieu. La vitesse du moteur est maintenue constante pour tous les essais. Cette vitesse a été choisie afin d'appliquer lentement le chargement et de pouvoir ainsi mesurer précisément l'évolution de la force et du déplacement. Pour pouvoir imposer la charge latérale adéquate à chaque modèle, deux moteurs distincts ont été utilisés. Un capteur de force (Schlumberger U7000), d'une capacité de 1 kN, est installé au niveau du câble entraîné par le moteur et mesure la force appliquée sur le pieu. L'étalonnage de ce capteur est détaillé en annexe B. Au début de l'essai, le câble est placé au niveau du pieu qui est dès lors soumis au poids du capteur qui pèse plusieurs centaines de grammes. Pour éviter cette contrainte initiale, un système de contrepoids a été mis en place comme présenté sur la Figure 3.16. Ceci permet, à l'initialisation de l'essai, de n'imposer aucun chargement sur le pieu, chargement qui sera appliqué ensuite uniquement par la mise en rotation de l'axe du moteur.

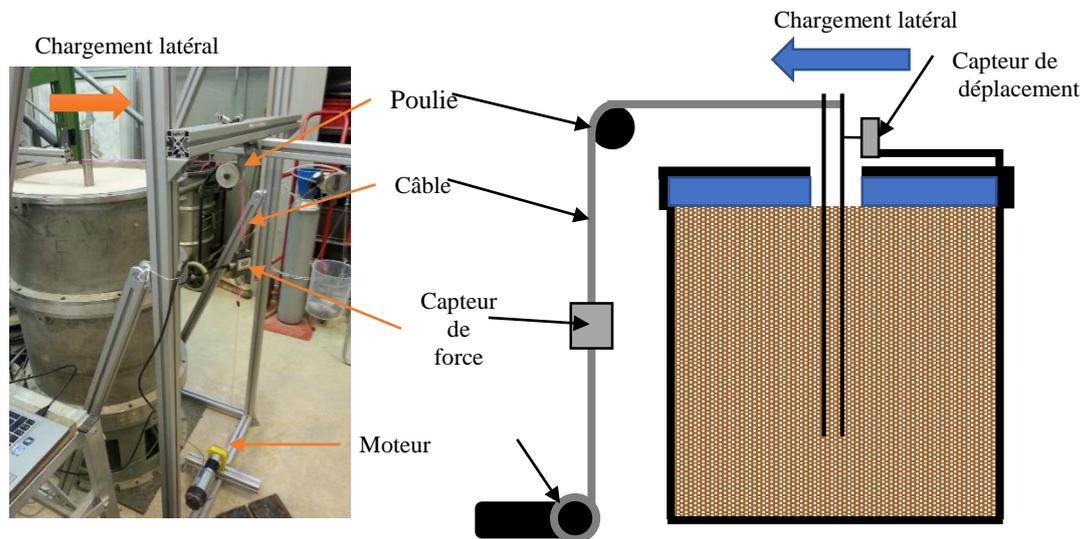
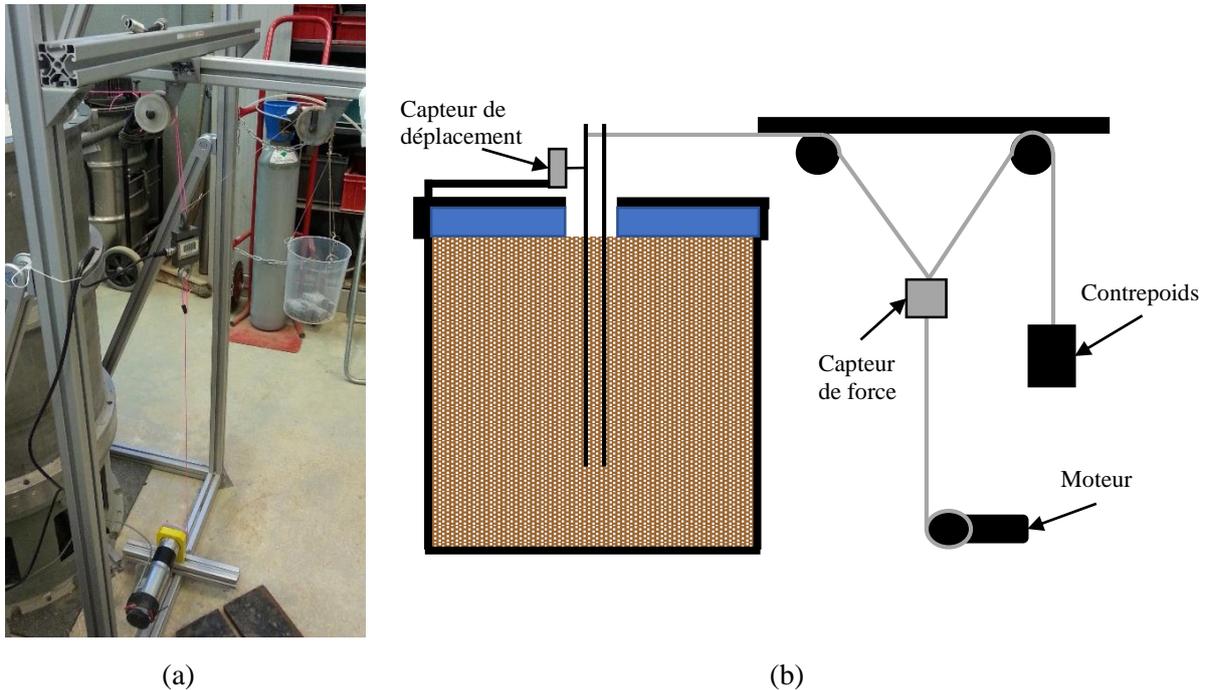


Figure 3.15 - Photo et schéma du dispositif expérimental pour l'évaluation de la rigidité K_L

Le déplacement du pieu est mesuré à l'aide d'un capteur de déplacement (Keyence IL-030) permettant de mesurer des déplacements allant jusqu'à 25 mm avec une précision de l'ordre du micromètre. Ce capteur est placé en face du pieu dans l'axe du chargement latéral. Il est fixé au plus près de la surface du massif de sable. Néanmoins, dû à l'encombrement de la boudruche et du couvercle, ce capteur est placé à quelques centimètres de la surface du sol. Cette problématique est discutée dans le chapitre 4.

Les mesures réalisées avec le capteur de force et le capteur de déplacement sont suivies instantanément à l'aide d'un programme d'acquisition développé sous LabVIEW. Le chargement latéral est donc appliqué progressivement à l'aide du moteur et, à partir d'un déplacement donné (0,1 mm pour

le modèle 1/120), le sens de rotation du moteur est inversé engendrant la décharge du modèle. Plusieurs cycles de charge-décharge ont été appliqués au modèle.



- **Résultat typique**

Un résultat typique obtenu à partir de cette procédure est présenté sur la Figure 3.17. Ce résultat correspond à un essai réalisé pour une contrainte verticale de 50 kPa. Le graphe sur la gauche illustre le résultat global de l'essai tandis que les autres graphes présentent un zoom sur chacun des quatre cycles de charge-décharge imposés au modèle. Afin d'évaluer la raideur du ressort latéral, une courbe de régression linéaire est calculée à partir de chaque cycle de chargement. La rigidité K_L correspond à la pente à l'origine de cette régression. La valeur de cette rigidité est définie pour chaque cycle sur les graphes de la Figure 3.17.

Le comportement non-linéaire du massif de sable à l'état initial peut être observé au niveau du premier cycle. Dans les trois cycles suivants, les courbes force – déplacement sont quasiment identiques et leur pente est plus raide que celle observée pour le premier cycle. Ainsi, la valeur de la rigidité K_L correspondant au premier cycle est plus faible ($7,73 \cdot 10^5$ N/m) que celle des autres cycles ($K_L \approx 9,20 \cdot 10^5$ N/m), avec une variabilité des mesures de 0,2 %. Pour l'évaluation de la raideur du ressort latéral, seules les valeurs obtenues après le premier cycle sont retenues. La raideur est ensuite calculée comme la moyenne des valeurs mesurées lors des trois cycles suivants.

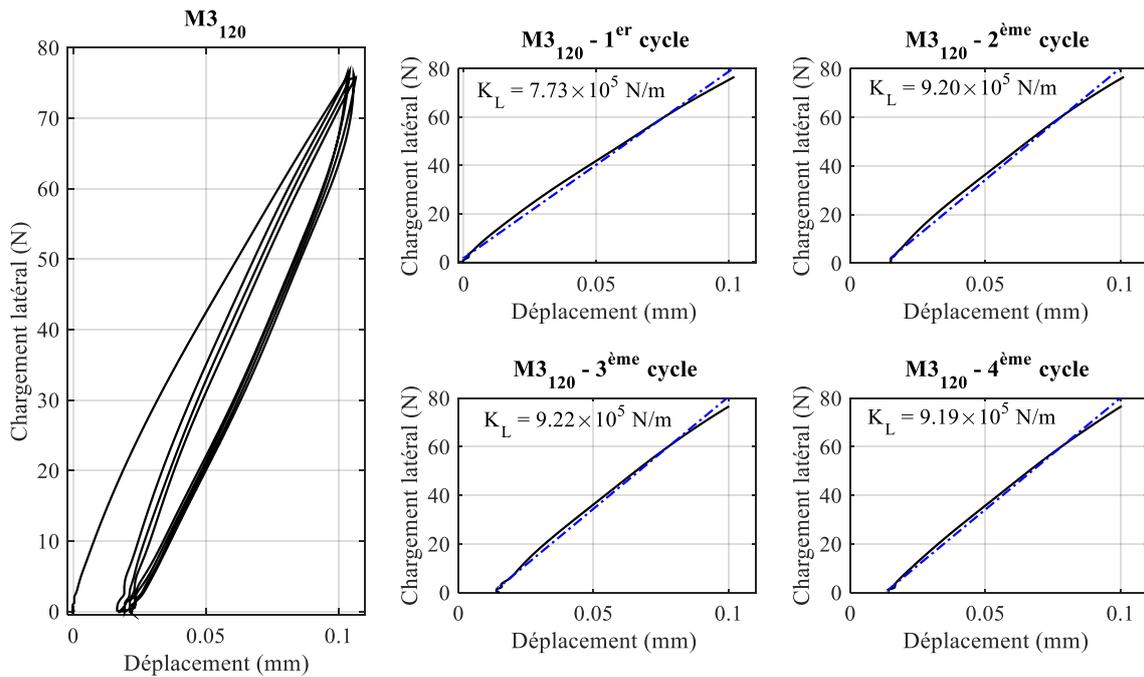


Figure 3.17 - Courbe force-déplacement pour une contrainte verticale $\sigma'_v = 50$ kPa (régression en pointillés)

- **Influence de la contrainte verticale appliquée sur le massif de sable**

Pour un massif de sable donné, un test identique est réalisé deux fois pour chaque contrainte verticale considérée (excepté pour $\sigma'_v = 200$ kPa), lors de la charge et de la décharge du massif. Sur la Figure 3.18, les résultats de deux essais identiques réalisés respectivement pour une contrainte verticale de 0, 50 et 100 kPa sont présentés. Force est de constater que les courbes force – déplacement pour les essais réalisés à 50 et 100 kPa sont similaires puisque, dans ces deux cas, l'erreur relative moyenne dans l'évaluation de la rigidité K_L est inférieure à 3 %.

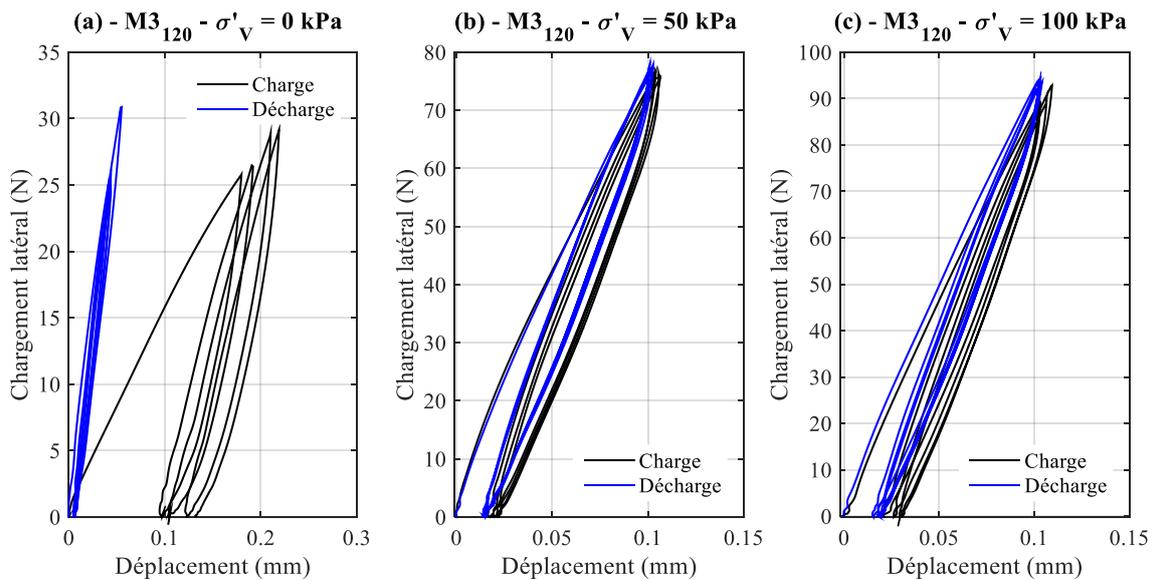


Figure 3.18 - Courbes force-déplacement pour une contrainte verticale : (a) $\sigma'_v = 0$ kPa ; (b) $\sigma'_v = 50$ kPa et (c) $\sigma'_v = 100$ kPa

Cependant, concernant les résultats obtenus lorsque le massif de sable est à surface libre, c'est-à-dire sans contrainte verticale, il existe une forte disparité des résultats pour les deux essais (Figure 3.18 (a)). Les essais peuvent donc être effectués plusieurs fois sur un même massif dès lors qu'une contrainte verticale est appliquée à celui-ci. De ce fait, par la suite, les mesures n'ont plus été faites pour un massif de sable à surface libre. Une contrainte verticale minimale de 10 kPa est appliquée. Cette procédure permet d'avoir plusieurs courbes d'évolution de K_L en fonction de la contrainte verticale appliquée sur le massif de sol, et ce pour un même massif.

- **Répétabilité des essais**

Afin d'étudier la répétabilité des essais de chargement latéral, un essai identique réalisé sur le modèle 1/60 pour deux massifs distincts (M1₆₀ et M2₆₀) est présenté sur la Figure 3.19 pour une contrainte verticale effective de 10 kPa. Les résultats obtenus sont analogues et les rigidités K_L sont proches : $2,54 \cdot 10^6$ N/m pour l'essai relatif au massif M1₆₀ et $2,63 \cdot 10^6$ N/m pour le massif M2₆₀. Il existe donc une erreur relative de 3,6 % entre les deux évaluations, erreur similaire (3 %) à celle obtenue lors de la comparaison des essais de charge-décharge de la contrainte verticale effective sur le sol. Les essais de chargement latéral présentent donc une bonne répétabilité.

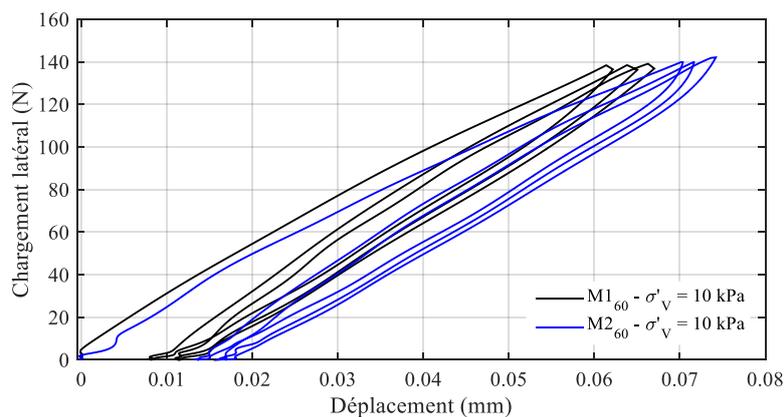


Figure 3.19 - courbes de force - déplacement pour $\sigma'_v = 10$ kPa obtenues pour les deux massifs M1₆₀ et M2₆₀

Seul un cas de contrainte verticale appliquée sur le massif est présenté dans cette partie concernant la répétabilité des essais. Une présentation plus globale de la répétabilité de ces essais sera présentée par la suite dans le chapitre 4 (partie 1.1.3.).

3.1.2. Mesure de K_R

La rigidité K_R correspond à la raideur du ressort de torsion dans le modèle d'Adhikari et Bhattacharya (2012) [69]. Cette rigidité est définie comme étant la tangente à l'origine à la courbe moment – angle de rotation de la fondation. Un essai statique permettant d'appliquer un moment en tête du pieu et de mesurer la rotation induite a été développé.

- **Développement du dispositif expérimental**

Le dispositif a été dans un premier temps développé pour les essais de chargement latéral. Une procédure similaire à l'évaluation de K_L , décrite dans la section précédente, a été conservée. L'ajout

principal dans cet essai est la mesure de la rotation du pieu. Deux solutions ont été envisagées et testées avec le massif M4₁₂₀. La première consiste à utiliser deux capteurs de déplacement laser, la différence des déplacements mesurés permettant de retrouver la rotation du pieu, comme présenté sur la Figure 3.20 (a). La seconde solution envisagée est l'utilisation d'un inclinomètre (voir Figure 3.20 (b)). Cette deuxième solution a été choisie, car l'inclinomètre peut être fixé plus près de la surface du sable que le capteur laser, contraint par l'encombrement engendré par la baudruche et le couvercle. L'inclinomètre permet ainsi une meilleure évaluation de la rotation du pieu à l'interface air/sol.

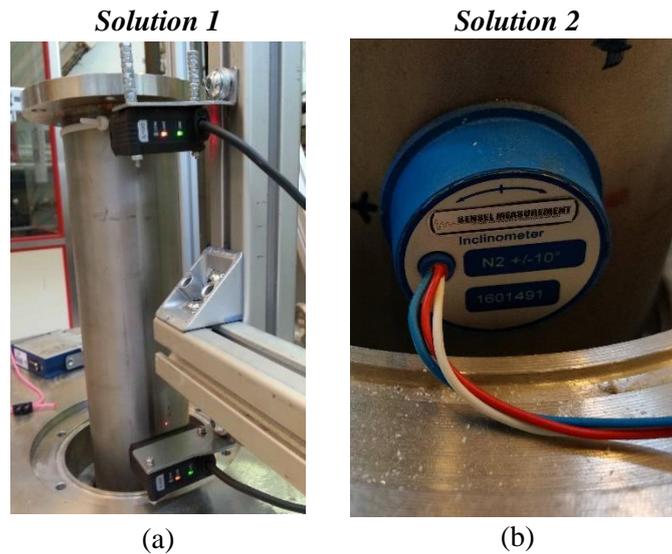


Figure 3.20 – Dispositif de mesure de la rotation du modèle à l'aide : (a) de deux capteurs de déplacement laser ; (b) d'un inclinomètre

De même que pour l'évaluation de la rigidité K_L , un moteur est utilisé afin d'appliquer un moment en tête du pieu. La rotation de la fondation du modèle 1/60 était très faible avec le moteur utilisé sur le modèle 1/120, le moteur plus puissant a donc été utilisé. Les résultats obtenus pour ces deux moteurs sont présentés sur la Figure 3.21.

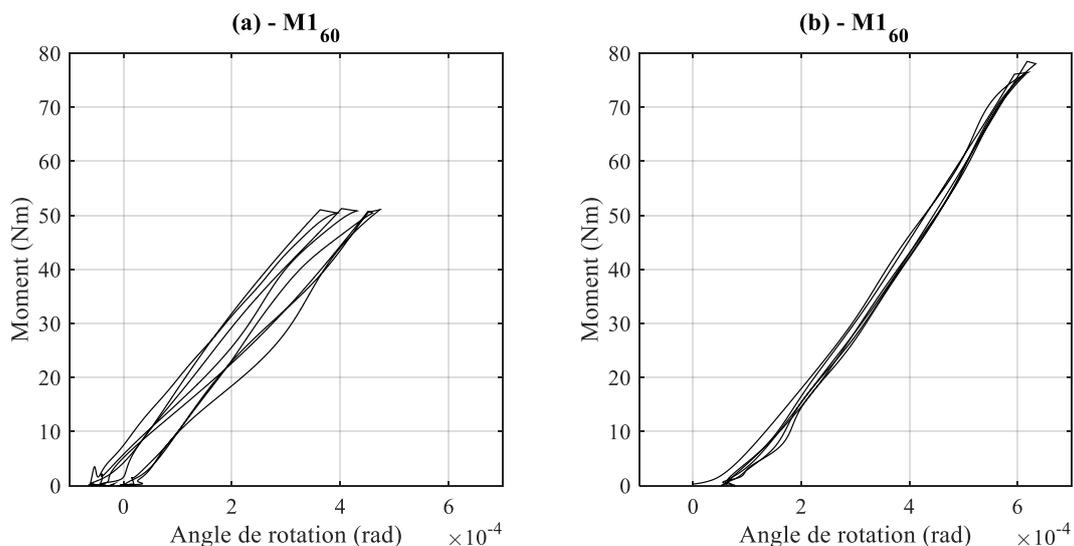


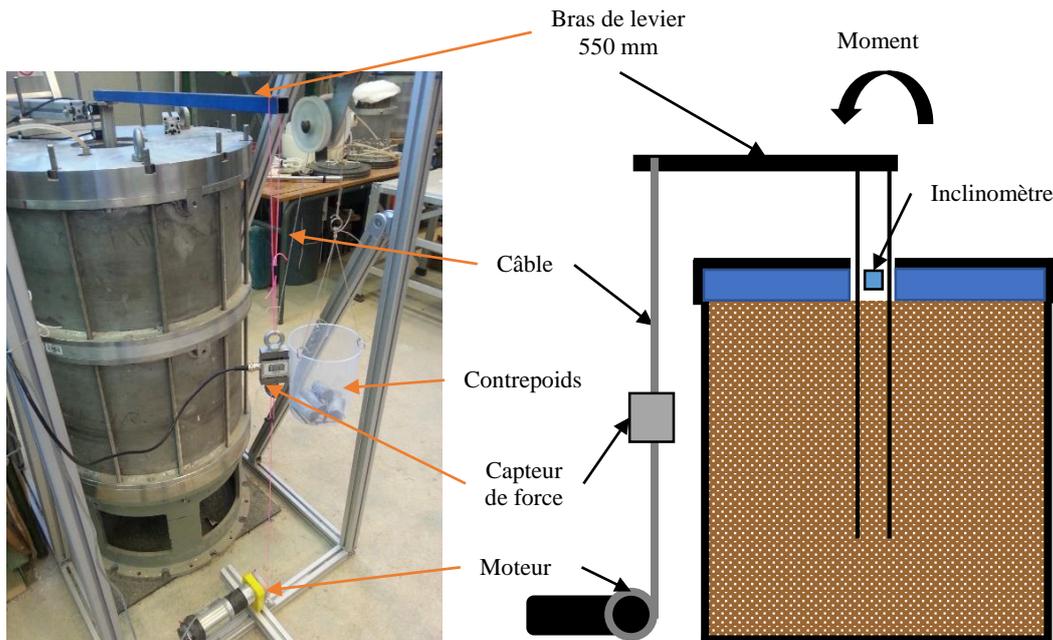
Figure 3.21 - Courbes moment – angle de rotation obtenues pour le modèle 1/60 avec : (a) le même moteur que pour le modèle 1/120 et (b) le nouveau moteur

- **Dispositif expérimental**

Un dispositif expérimental semblable à celui présenté pour la mesure de la rigidité K_L a été mis en œuvre ici. Une barre en acier vissée sur la bride de la fondation sert de bras de levier afin d'appliquer un moment. Ce bras de levier de 550 mm est équipé d'un câble venant s'enrouler sur l'axe du moteur comme présenté sur la Figure 3.22. De même que pour la mesure du K_L , c'est la rotation de l'axe du moteur qui permet d'entraîner le câble et donc d'imposer un moment croissant sur le pieu. La vitesse du moteur est, ici aussi, maintenue constante, avec une valeur suffisamment faible pour permettre l'évaluation précise du moment et de l'angle de rotation du pieu. Le capteur de force (Schlumberger U7000), d'une capacité de 1 kN, est placé le long du câble et mesure la force verticale appliquée au câble. Le moment est alors égal à cette force verticale multipliée par la longueur du bras de levier.

L'angle de rotation de la fondation est mesuré à l'aide d'un inclinomètre (Sensel Measurement SM-N10), avec une amplitude de mesure de 10° et une précision de $0,002^\circ$. L'étalonnage de l'inclinomètre est détaillé dans l'annexe B. Ce capteur est collé sur le pieu de façon à être le plus proche possible de la surface du massif de sol. En pratique, le capteur est placé à hauteur de la baudruche, en raison de l'encombrement du couvercle et de cette membrane, soit à un ou deux centimètres de la surface du sol (en fonction de l'essai réalisé).

Les valeurs du capteur de force et de l'inclinomètre sont enregistrées à l'aide d'un programme d'acquisition développé sous LabVIEW. Le chargement latéral est donc appliqué progressivement à l'aide du moteur et, à partir d'une rotation donnée ($2,5 \cdot 10^{-3}$ rad soit $0,14^\circ$ pour le modèle 1/120), le sens de rotation du moteur est inversé engendrant la décharge du modèle. Plusieurs cycles de charge-décharge ont été appliqués au pieu.



- **Résultat typique**

Un résultat typique obtenu à partir de cette procédure est présenté sur la Figure 3.23. Ce résultat correspond à un essai réalisé sur le modèle 1/120 pour une contrainte verticale de 50 kPa appliquée au massif. Le graphe de gauche présente le résultat global de l'essai tandis que les autres graphes présentent un zoom sur chacun des quatre cycles de charge imposés au pieu. Afin d'évaluer la raideur du ressort de torsion, une courbe de régression linéaire est calculée à partir de chaque cycle de chargement. La rigidité K_R correspond à la pente à l'origine de cette régression. La valeur de cette rigidité est définie pour chaque cycle dans les graphes de la Figure 3.23.

Les résultats obtenus pour les quatre cycles sont quasiment identiques avec une rigidité $K_R = 1,80 \cdot 10^4$ Nm/rad. Ainsi, l'ensemble des cycles a été pris en compte pour l'évaluation de la raideur du ressort de torsion. On définit donc la rigidité K_R comme étant la moyenne des raideurs obtenues pour chaque cycle de chargement.

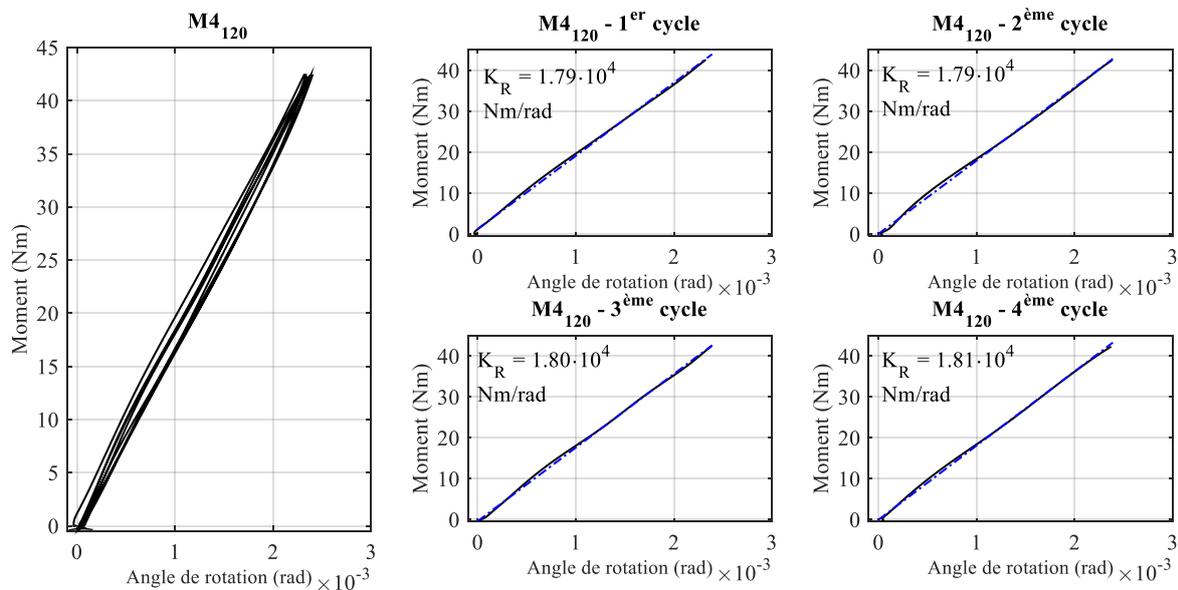


Figure 3.23 : Courbe moment – angle de rotation pour une contrainte verticale $\sigma'_v = 50$ kPa (régression en pointillés)

- **Influence de la contrainte verticale appliquée sur le massif de sable**

Pour un massif donné, un essai identique est réalisé deux fois pour chaque contrainte verticale appliquée au massif de sol (excepté pour $\sigma'_v = 200$ kPa), lors de la charge et de la décharge du massif. Sur la Figure 3.24, les résultats de deux essais identiques réalisés respectivement pour une contrainte verticale σ'_v de 50 et 100 kPa sont présentés. Les résultats sont identiques et l'on obtient des courbes moment – angle de rotation analogues, quelle que soit la contrainte verticale considérée. Dans ces deux cas, l'erreur relative moyenne dans l'évaluation de la rigidité K_R est inférieure à 7 %. Ces essais, permettant d'obtenir l'évolution de la rigidité K_R en fonction de la contrainte verticale effective appliquée sur le sol, ont donc été réalisés plusieurs fois sur un même massif de sol afin d'obtenir plusieurs séries de résultats pour un même massif.

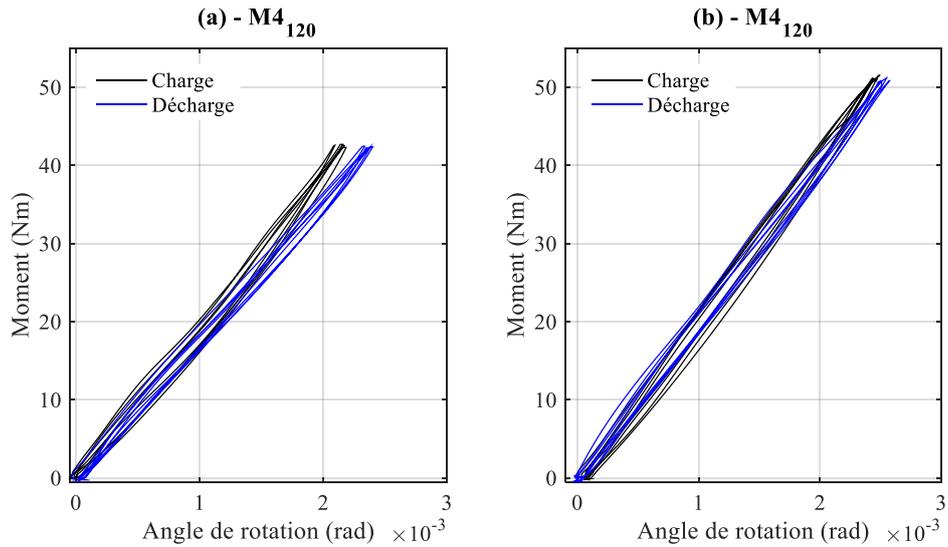


Figure 3.24 - Courbes moment - angle de rotation pour une contrainte verticale : (a) $\sigma'_v = 50 \text{ kPa}$; (b) $\sigma'_v = 100 \text{ kPa}$ respectivement

- **Répétabilité des essais**

De façon analogue aux essais de chargement latéral, afin d'étudier la répétabilité des essais de moment en tête du pieu, un essai identique réalisé sur le modèle 1/60 pour deux massifs distincts ($M1_{60}$ et $M2_{60}$) est présenté sur la Figure 3.25 pour une contrainte verticale effective de 10 kPa. Les résultats obtenus sont identiques et les rigidités K_R sont similaires : $2,39 \cdot 10^5 \text{ N/m}$ pour l'essai relatif au massif $M1_{60}$ et $2,16 \cdot 10^5 \text{ N/m}$ pour le massif $M2_{60}$. Il existe donc une erreur relative de 9,6 % entre les deux évaluations, erreur allant dans le même sens que celle obtenue lors de la comparaison des essais de charge-décharge de la contrainte verticale effective sur le sol (7 %). Les essais de moment en tête du pieu présentent donc également une bonne répétabilité.

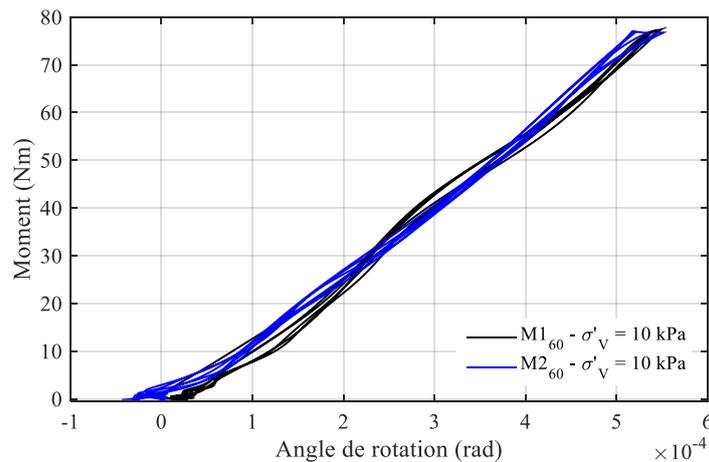


Figure 3.25 - Courbes moment – angle de rotation obtenues pour $\sigma'_v = 10 \text{ kPa}$ pour les massifs $M1_{60}$ et $M2_{60}$

De même que pour les essais de chargement latéral, la répétabilité globale de cet essai, relative à l'ensemble des contraintes verticales effectives appliquées sur le massif de sol, est discutée dans le chapitre 4 partie (partie 1.1.3.).

- **Bilan**

Les protocoles d'essais qui ont été développés permettent d'obtenir les courbes force – déplacement ainsi que les courbes moment – angle de rotation de la fondation. A partir de ces courbes, les rigidités K_L et K_R ont pu être évaluées. Pour les deux modèles 1/60 et 1/120, ces mesures peuvent être réalisées plusieurs fois sur un même massif et peuvent être réalisées pour différentes valeurs de la contrainte verticale appliquée sur le massif de sol. Par ailleurs, la répétabilité des essais est très satisfaisante pour ces deux types d'essais. Ceci valide donc les deux procédures expérimentales.

Connaissant ces raideurs, la fréquence propre de la structure peut être calculée à l'aide du modèle d'Adhikari et Bhattacharya (2012) [69]. L'ensemble de ces essais permet ainsi d'évaluer l'évolution de la fréquence propre en fonction de la contrainte verticale imposée à la surface du massif de sol. Ces calculs doivent être comparés à une mesure étalon : la valeur de la première fréquence propre du modèle réduit considéré. Ainsi, dans la partie suivante, le protocole relatif à l'évaluation de la première fréquence propre de ces structures est détaillé.

3.1.3. Mesure de la fréquence propre

L'évaluation expérimentale de la première fréquence propre des modèles réduits sert de référence pour les calculs présentés dans le chapitre 4. Cette fréquence propre a été évaluée pour les deux modèles et pour des contraintes verticales appliquées au massif de sol variant de 0 à 200 kPa. La méthode d'évaluation de la fréquence propre d'une structure et de son mode propre est décrite dans cette partie. La même procédure a été mise en place pour chaque essai.

3.1.3.1. Evaluation de la première fréquence propre de la structure

Le dispositif expérimental ainsi que les résultats typiques et la répétabilité des essais sont introduits dans cette section.

- **Dispositif expérimental**

Afin d'évaluer la première fréquence propre de la structure, un essai de vibration libre est réalisé : un choc ponctuel est appliqué à l'aide d'un marteau d'impact (Brüel et Kjør type 8206) en tête du mât. Un accéléromètre (Brüel et Kjør 4507 B004) est collé en face de la zone où l'impact est donné, comme illustré sur la Figure 3.26. Réaliser l'impact en haut du mât permet d'exciter fortement le premier mode propre de la structure et donc d'identifier aisément la première fréquence propre. L'accéléromètre est relié à un boîtier NI 9234 qui permet l'acquisition du signal à l'aide d'un programme développé sous LabVIEW. On acquiert ainsi l'accélération en un point de la structure pendant quelques secondes suivant l'impact avec une fréquence d'échantillonnage de 3200 Hz.

Ce montage simple est modulable : l'accéléromètre peut être placé à différentes hauteurs sur le mât ou la fondation. Jusqu'à quatre accéléromètres peuvent être branchés sur le boîtier NI 9234 et permettent

une instrumentation plus complète de la structure. Le développement de cette procédure expérimentale a été réalisé lors des essais sur le premier modèle réduit en laiton à l'échelle 1/100, soit le massif MI 1. Les essais réalisés sur ce modèle et présentés dans le chapitre 2 ont permis de valider le dispositif expérimental pour la mesure de la fréquence propre d'un modèle réduit.

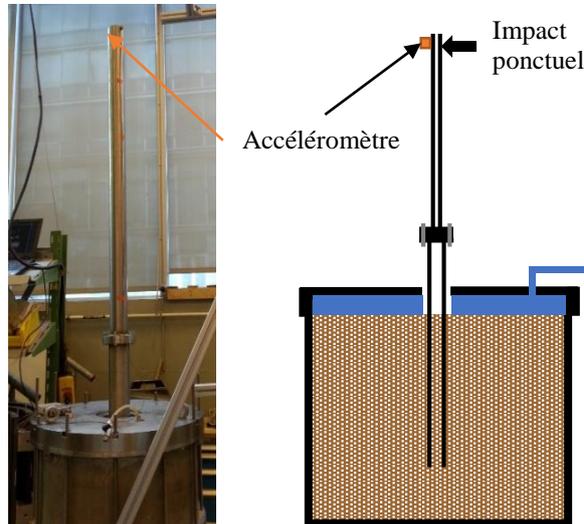


Figure 3.26 - Photo et schéma du dispositif expérimental

- **Résultat typique**

Un signal typique obtenu avec l'accéléromètre suite à un choc ponctuel est représenté sur la Figure 3.27 (a) pour le modèle 1/120. La première fréquence propre peut être obtenue en utilisant la transformée de Fourier discrète. Le premier pic de fréquence correspond alors à la première fréquence propre, comme illustré sur la Figure 3.27 (c). Dans le cadre de ces travaux, la transformée de Fourier a été utilisée comme un outil permettant d'évaluer rapidement la réponse de la structure. Une technique basée sur la transformée en ondelettes continue, détaillée par Le et Argoul (2004) [86], est ensuite utilisée pour obtenir une valeur plus précise de la première fréquence propre. On obtient alors la fréquence instantanée pour la première fréquence propre, représentée dans le graphe temps – fréquence de la Figure 3.27 (b). La valeur de fréquence est obtenue par la moyenne entre les traits verticaux rouges délimitant la partie de la courbe non soumis aux effets de bord. Cette méthode permet une évaluation plus fine des fréquences et elle est employée pour l'ensemble de l'exploitation des essais de vibration libre.

- **Evaluation de la fréquence propre pour une contrainte verticale effective σ'_v donnée**

Pour chacun des essais, cinq mesures de la fréquence propre (essais de vibration libre) ont été réalisés. La Figure 3.28 présente les résultats de trois essais de vibration libre pour le modèle 1/120 avec une contrainte verticale σ'_v de 200 kPa. Une très bonne corrélation des résultats est obtenue que ce soit pour la transformée de Fourier discrète ou pour la fréquence instantanée issue de la transformée en ondelettes continue. Pour l'évaluation de la première fréquence propre, une moyenne est réalisée sur ces cinq essais. L'écart-type de ces résultats est néanmoins toujours représenté graphiquement et il est fortement influencé par la contrainte verticale imposée sur le massif de sable (voir chapitre 4).

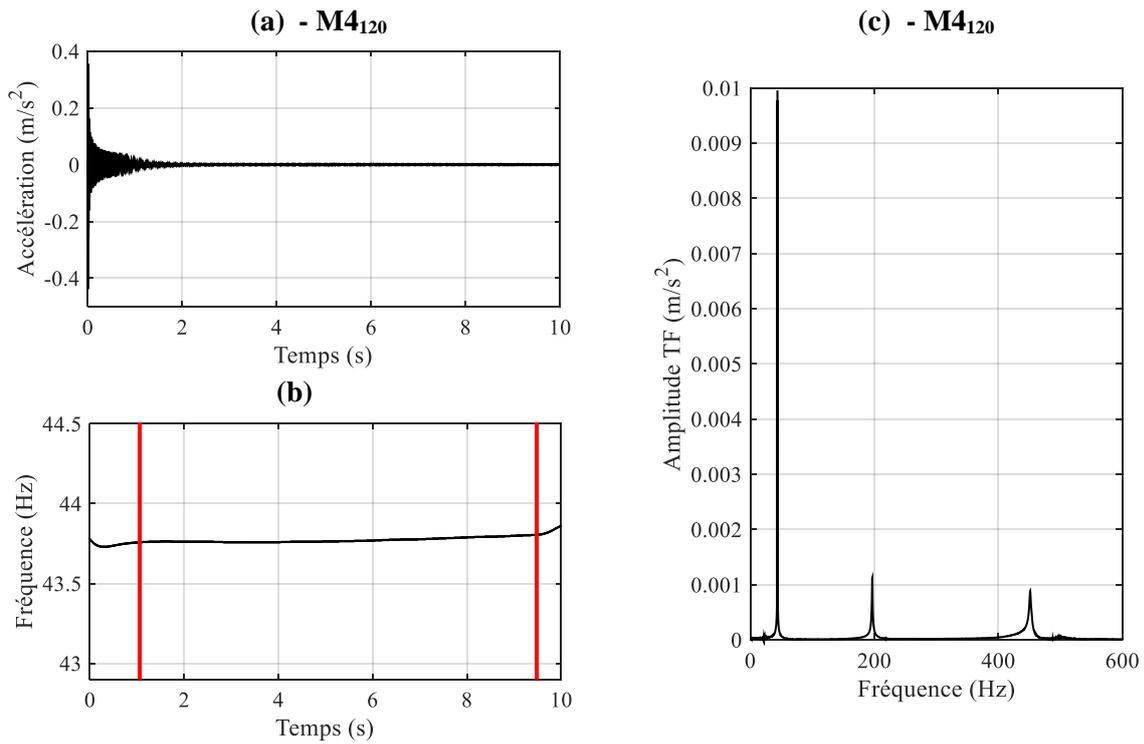


Figure 3.27 – Essai de vibration libre sur le modèle réduit 1/120 pour une contrainte verticale σ'_V de 200 kPa : (a) réponse de l'accéléromètre ; (b) fréquence instantanée obtenue par transformée en ondelettes du signal ; (c) transformée de Fourier

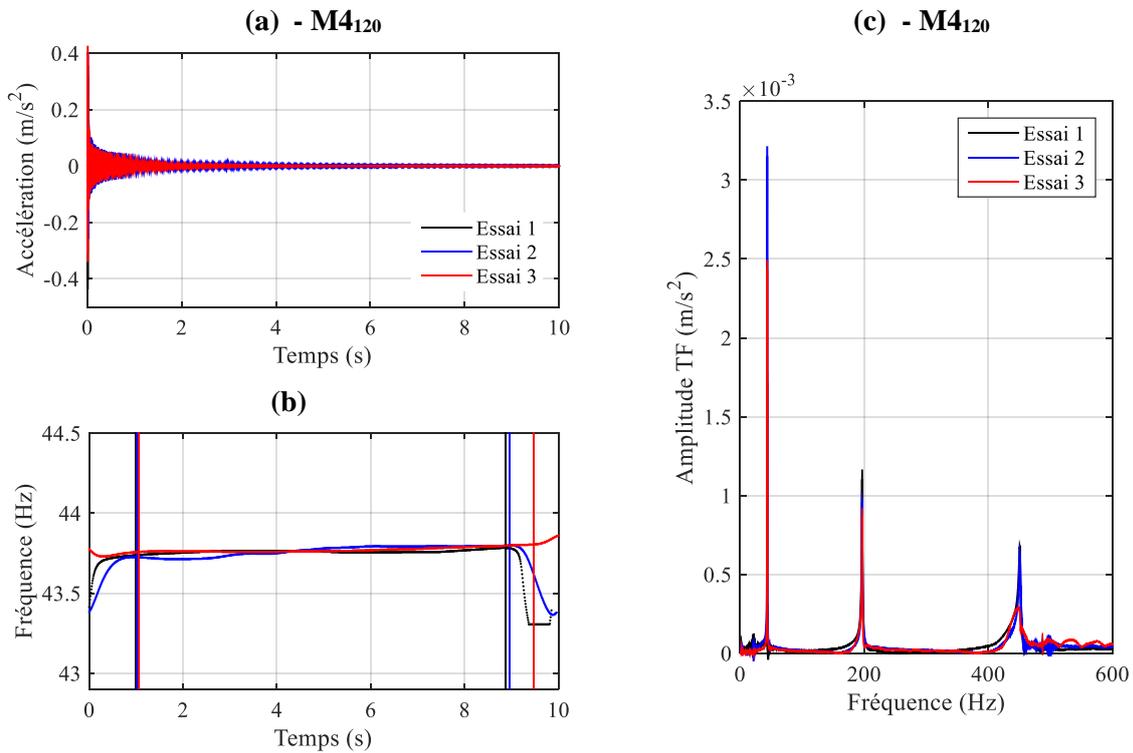


Figure 3.28 – Trois essais de vibration libre sur le modèle réduit 1/120 pour une contrainte verticale σ'_V de 200 kPa : (a) réponse de l'accéléromètre ; (b) fréquence instantanée obtenue par transformée en ondelettes du signal ; (c) transformée de Fourier

- ***Influence de la contrainte verticale effective appliquée au massif de sable et répétabilité des essais***

Pour un massif donné, un essai identique est réalisé deux fois pour chaque contrainte verticale du sol considérée, lors de la charge et de la décharge du massif. Sur la Figure 3.29 (a), les résultats de deux essais identiques réalisés sur le massif M2₆₀ pour une contrainte verticale σ'_v de 10 kPa sont présentés. Les résultats sont semblables avec une erreur relative de 0,8 % entre les deux fréquences évaluées dans ce cas. Ces essais permettant d’obtenir l’évolution de la fréquence propre en fonction de la contrainte verticale effective appliquée sur le sol ont donc été réalisés plusieurs fois sur un même massif de sol afin d’avoir plusieurs séries de résultats pour un même massif.

De façon analogue, pour évaluer la répétabilité de ces essais, un essai identique est réalisé sur deux massifs différents (M1₆₀ et M2₆₀) et pour une valeur de σ'_v de 10 kPa. Dans cette configuration, une erreur relative de 1,6 % est relevée entre les deux fréquences évaluées (Figure 3.29 (b)). On observe donc une répétabilité correcte pour l’évaluation de la fréquence propre, ce qui valide la procédure.

Sur la Figure 3.29, pour une meilleure lisibilité des résultats, les transformées de Fourier ont été normalisées par rapport à l’amplitude de la première fréquence propre, l’amplitude variant en fonction de l’essai réalisé.

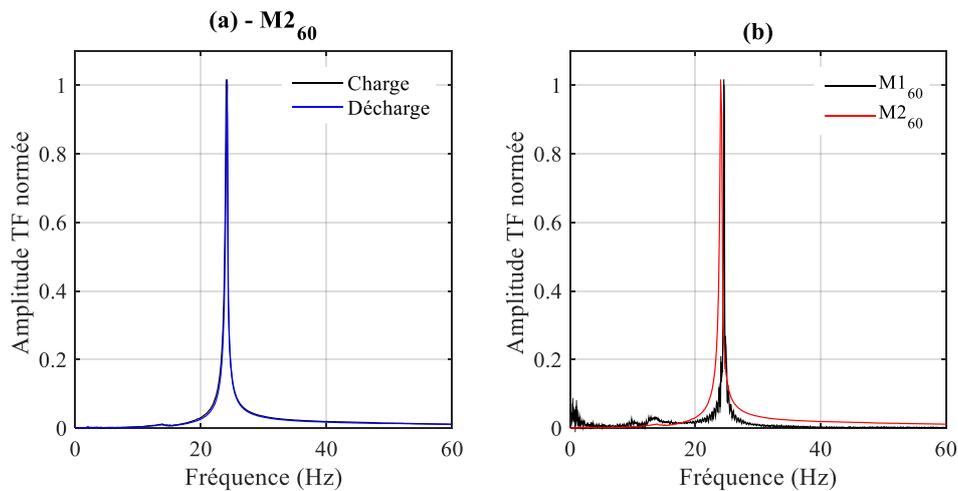


Figure 3.29 - Essais de vibration libre sur le modèle réduit 1/60 pour $\sigma'_v = 10$ kPa, transformées de Fourier obtenues lors d'essais : (a) de charge et décharge de σ'_v ; (b) de répétabilité sur les massifs M1₆₀ et M2₆₀

3.1.3.2. Evaluation du premier mode propre de la structure

Afin d’obtenir le mode propre correspondant à la première fréquence propre de la structure, le modèle réduit est instrumenté avec plusieurs accéléromètres positionnés le long de la structure, comme illustré sur la Figure 3.30. Cet essai a été réalisé, dans le cadre du développement du programme d’essais en centrifugeuse (Annexe A), pour étudier l’influence du pot vibrant (ou d’un servo vérin) lors de l’évaluation de la fréquence propre du modèle réduit.

Dans le cas présent, onze accéléromètres ont été utilisés. Pour l’acquisition des données, chaque accéléromètre est relié à un boîtier NI 9234. Le boîtier ayant quatre voies d’acquisition, trois boîtiers

installés sur un châssis NI CompactDAQ (cDAQ-9174) ont été mis en place pour réaliser l'acquisition des données provenant de l'ensemble des capteurs.

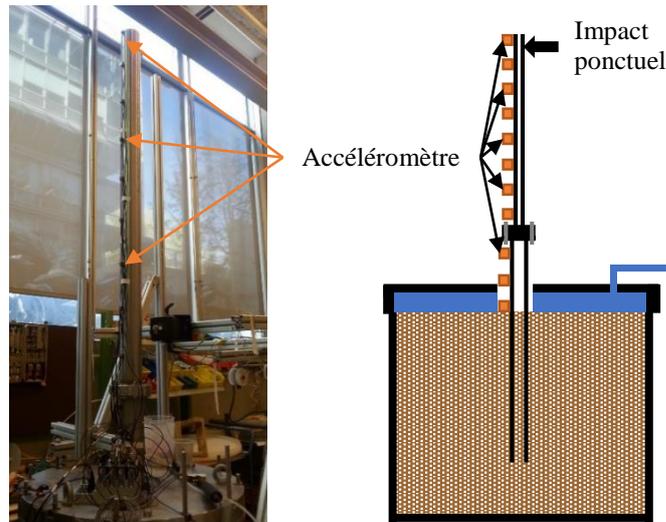


Figure 3.30 - Photo et schéma du dispositif expérimental pour l'évaluation du premier mode propre

Le même programme d'acquisition que précédemment a été utilisé afin d'enregistrer la réponse des accéléromètres suite à un impact ponctuel sur la structure. Les signaux temporels enregistrés par les accéléromètres ainsi que leurs transformées de Fourier respectives sont représentés sur la Figure 3.31 (a) et (b) respectivement. Pour identifier le mode propre, l'amplitude de la transformée de Fourier correspondant au pic de la première fréquence propre est relevée pour chaque accéléromètre. Cette valeur est associée à l'emplacement sur la structure de l'accéléromètre considéré. Le premier mode obtenu est représenté sur la Figure 3.31 (c).

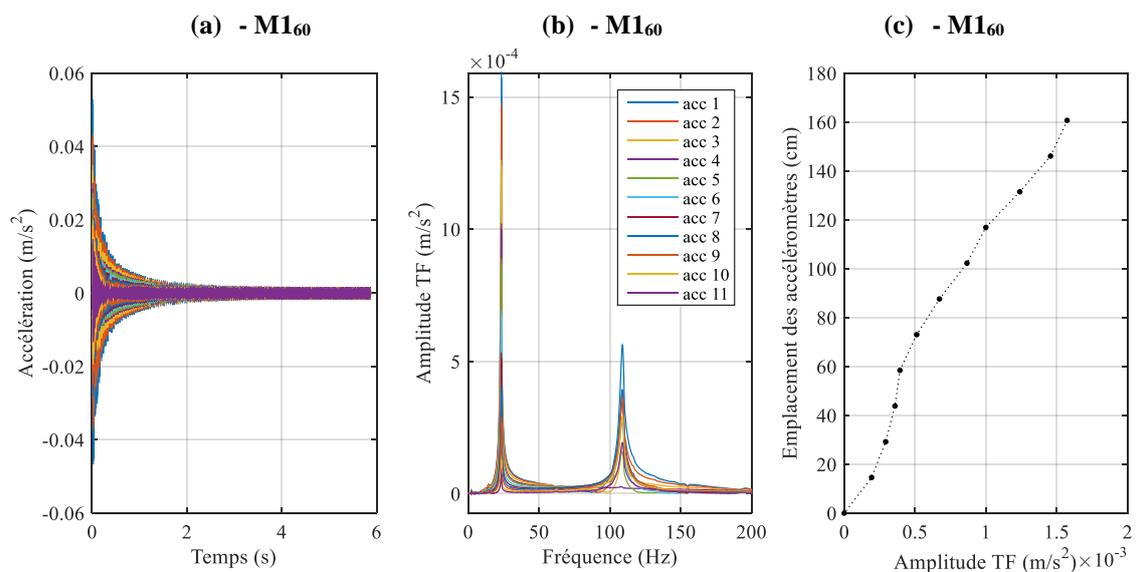


Figure 3.31- Essai de vibration libre sur le modèle réduit 1/60 : (a) réponse des accéléromètres ; (b) transformée de Fourier ; (c) premier mode propre de la structure

3.1.4. Conclusions

Les essais de chargement latéral ainsi que d'application d'un moment en tête du pieu ont permis d'obtenir les valeurs de raideur des ressorts latéral et de torsion correspondant au modèle d'Adhikari et Bhattacharya (2012) [69]. Les procédures décrites proposent une méthode automatisée afin d'évaluer ces rigidités. La répétabilité des essais est satisfaisante et permet de valider la procédure. Ces essais peuvent être réalisés pour les deux modèles réduits et pour différentes valeurs de la contrainte verticale σ'_V appliquée sur le massif de sable. Ces essais permettent d'évaluer ensuite, par le calcul, la première fréquence propre de la structure.

Cette évaluation de la fréquence propre utilisant les rigidités K_L et K_R déterminées expérimentalement est comparée à l'évaluation expérimentale de cette fréquence, obtenue à partir des essais de vibration libre. La procédure relative à ces essais a été détaillée et une répétabilité satisfaisante des essais est également observée.

L'ensemble des résultats et l'exploitation qui en découle seront présentés dans le chapitre 4. Les résultats expérimentaux sont, entre autres, comparés aux méthodes analytiques ainsi qu'à une méthode numérique.

3.2. Essais cycliques

Dans cette partie, on décrit la procédure expérimentale relative à la réalisation des essais de chargement cyclique. Un essai typique consiste à appliquer un chargement cyclique à l'aide d'un pot vibrant en choisissant les paramètres suivants : nombre de cycles, fréquence des cycles, valeur moyenne du chargement statique appliqué et amplitude de la composante cyclique. Au cours de l'essai cyclique, il est possible de déterminer la fréquence propre de la structure à l'aide du pot vibrant qui exerce une excitation impulsionnelle (ou pulse) à intervalle régulier fixé en nombre de cycles¹³. L'instrumentation de cet essai permet de suivre le déplacement et la rotation de la fondation au cours de l'essai ainsi que la première fréquence propre de la structure.

Les deux composantes de cet essai, soit la phase de sollicitation cyclique et la phase de sollicitation impulsionnelle (pulse) sont présentées. Le dispositif expérimental ainsi que le programme de pilotage et d'acquisition sont détaillés. L'impact du pot vibrant sur la mesure de la fréquence propre est discuté. Enfin, un résultat typique ainsi que la répétabilité des essais sont présentés. Ces essais ont été réalisés sur le modèle 1/120 et le modèle 1/60. La procédure expérimentale est identique pour les deux modèles. Les résultats typiques présentés dans cette partie correspondent au modèle 1/60.

L'ensemble des essais cycliques qui ont été réalisés sont récapitulés dans le Tableau 3.6. Le premier massif (CI) correspond au dernier massif utilisé pour les essais monotones (M2₆₀). Ce massif initial a permis de développer majoritairement le programme de pilotage et d'acquisition sous LabVIEW, qui constitue la clé de voûte du programme expérimental sur les essais cycliques. Un nouveau massif (C1₆₀) a donc été mis en place pour réaliser l'ensemble des essais sur le modèle 1/60. Deux massifs relatifs au modèle 1/120 ont été préparés : le premier (C1₁₂₀) afin d'adapter la procédure expérimentale à ce modèle et réaliser une première série d'essais et le second (C2₁₂₀) afin de réaliser une nouvelle série d'essais identiques. L'analyse de l'ensemble de ces résultats, relatifs à des essais classiques, extrêmes, alternés ou non-alternés, est présentée et discutée dans le chapitre 4.

Trois fréquences de sollicitations ont été considérées : la fréquence du vent, la plus haute fréquence de la gamme 3P relative à la rotation des pales, notée 3P, la plus haute fréquence de la gamme 1P relative à la rotation du rotor, notée 1P comme illustré sur la Figure 3.32 ci-dessous :

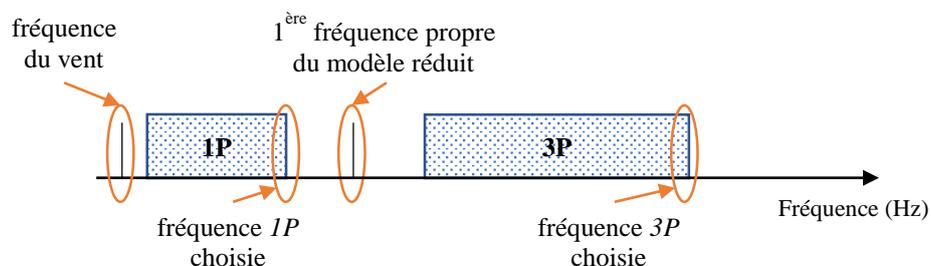


Figure 3.32 - Fréquences de sollicitation considérées pour les essais

¹³ La sollicitation cyclique est interrompue au moment de la sollicitation impulsionnelle et pendant les quelques secondes de vibration libre qui suivent.

Tableau 3.6 - Ensemble des massifs réalisés dans le cadre des essais cycliques

N° massif	Massif de sable		Modèle réduit	Essais					Remarques
	Préparation	I _D		Sollicitation	Force moyenne (N)	Amplitude moyenne (N)	Fréquence (Hz)	Nombre de cycles	
CI	Pluviation	0,71	1/60 pieu + mât						Mise au point du programme de pilotage et d'acquisition LabVIEW. Massif identique au massif M2 ₆₀
C1 ₆₀	Pluviation	0,73	1/60 pieu + mât	Classique-3P	5,6	8,8	55	10 ⁶	Cinq essais ont été réalisés sur ce massif.
				Classique-vent	5,6	8,8	9	3·10 ⁵	
				Classique-1P	5,6	8,8	18	6·10 ⁵ + 4·10 ⁵ *	
				alterné	0	8,8	18	2·10 ⁵	
				non alterné	8,8	8,8	18	2·10 ⁵	
C1 ₁₂₀	Pluviation	0,67	1/120 pieu + mât	Classique-3P	0,7	2,2	102	10 ⁶	1 ^{ère} série d'essais : mauvaise évaluation de la fréquence propre
				Classique-vent	0,7	2,2	17	5·10 ⁵ + 5·10 ⁵ *	
				Classique-1P	0,7	2,2	34	10 ⁶	
				Classique-3P	0,7	2,2	102	10 ⁶	2 ^{ème} série d'essais : amélioration de la tige du pot vibrant, bonne évaluation de la fréquence propre
				Classique-vent	0,7	2,2	17	5·10 ⁵ + 5·10 ⁵ *	
				Classique-1P	0,7	2,2	34	10 ⁶	
				extrême	0,9	5,6	34	10 ⁶	
				non alterné	1,1	2,2	34	2·10 ⁵	
alterné	0	2,2	34	2·10 ⁵					
C2 ₁₂₀	Pluviation	0,70	1/120 pieu + mât	Classique-3P	0,7	2,2	102	10 ⁶	
				Classique-vent	0,7	2,2	17	5·10 ⁵	
				Classique-1P	0,7	2,2	34	10 ⁶	
				extrême	0,9	5,6	34	10 ⁶	
				non alterné	1,1	2,2	34	2·10 ⁵	
				alterné	0	2,2	34	2·10 ⁵	

* Ces essais ont été réalisés sur deux jours

Tableau 3.7 - Paramètres fixes lors des essais cycliques (contrainte verticale et type de capteurs)

σ'_v (kPa)	Capteurs			
	Déplacement	Rotation	Force	Accélération
10	2 capteurs laser : un en face du pot vibrant et un au niveau le plus proche de la surface de sable	Inclinomètre collé sur la fondation au niveau de la surface de sable	Capteur 44,5 N	4 accéléromètres le long du mât

Notations

CI : (massif) cyclique initial
C1 : cyclique 1

3.2.1. Dispositif expérimental

Une fois le massif de sable et le modèle mis en place, le dispositif expérimental global illustré sur la Figure 3.33 est installé. Cela consiste principalement à placer le pot vibrant qui applique la sollicitation cyclique et la sollicitation impulsionnelle sur la structure. Les capteurs tels que les accéléromètres, les capteurs de déplacement laser et l'inclinomètre sont ensuite mis en place.

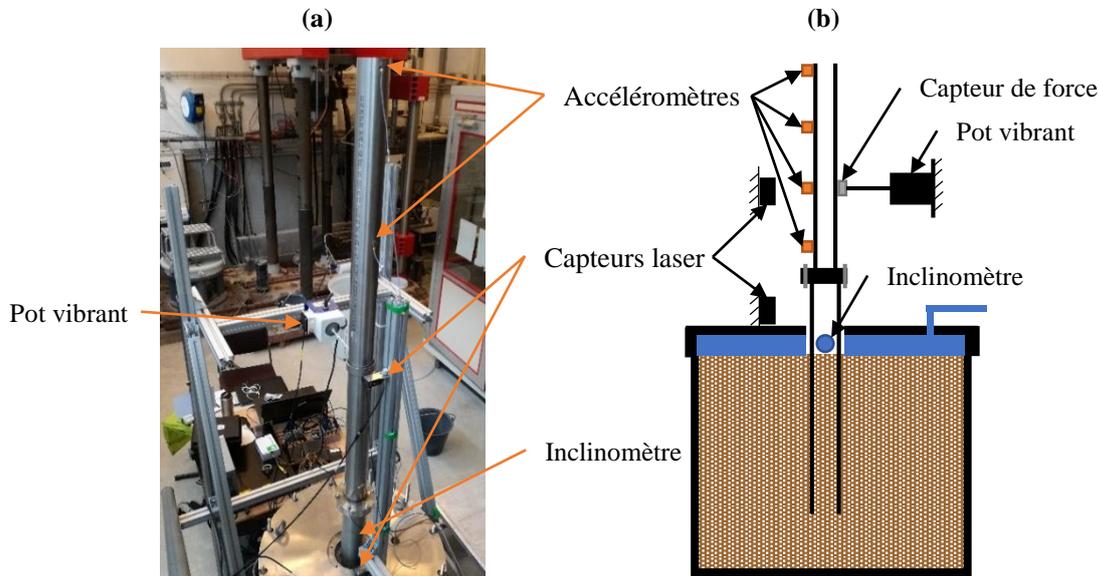


Figure 3.33 - (a) Photo et (b) schéma du dispositif expérimental

Pour un essai donné, le chargement cyclique doit être appliqué à un point d'application précis. Ce point variant en fonction du modèle réduit considéré, le pot vibrant est fixé sur un portique modulable. Ce portique permet de régler la position du pot vibrant dans les trois directions afin de le placer à la bonne hauteur mais aussi de bien le positionner perpendiculairement au modèle réduit. L'installation du pot vibrant sur le portique peut être observée sur la Figure 3.34 (a). Le pot vibrant (Modal Shop 2004E), a une capacité de 20 N (demi-amplitude) pour une plage de fréquence allant jusqu'à 11 kHz. Il est muni d'une tête filetée permettant d'insérer une tige en plastique souple afin d'appliquer la sollicitation sur la structure (Figure 3.34 (a)). La tige est fixée sur le modèle réduit par l'intermédiaire du capteur de force, lui-même relié à la structure, comme illustré sur la Figure 3.34 (b). Le pot vibrant est relié à un amplificateur de puissance (Brüel et Kjaer type 2719), lui-même relié au boîtier NI 9263 qui génère le signal de sollicitation. L'amplificateur de puissance permet, en complément du programme de pilotage LabVIEW, de contrôler la valeur moyenne du chargement latéral appliqué et la demi-amplitude de la composante cyclique.

Un capteur de force (FUTEK LCM 100), dont la capacité en compression et en traction est de 44,5 N, a été utilisé afin de piloter en force le pot vibrant. L'étalonnage de ce capteur est détaillé dans l'annexe B. Le capteur, de 9,5 mm de diamètre, est muni de part et d'autre d'embouts filetés M3. La partie support du capteur, n'étant pas sensible aux efforts, est vissée au niveau du modèle réduit sur un anneau de fixation comme illustré sur la Figure 3.34 (b). Cet anneau est en acier inoxydable d'un diamètre de 80

mm pour le modèle 1/60 et de 30 mm pour le modèle 1/120. Cet anneau est muni de trois vis permettant de le fixer par serrage sur le modèle réduit et d'un trou taraudé permettant de fixer le capteur de force. Cet anneau permet de choisir différents points d'application de la force sur la structure et de le positionner exactement en face du pot vibrant et de la tige. La tige en plastique (M5) liée au pot vibrant a été taraudée (M3) à son extrémité et permet ainsi de visser l'autre embout du capteur. Le chargement appliqué par le pot vibrant sur la structure est mesuré directement par le capteur de force se situant entre la tige et le modèle réduit. Le capteur est relié à un conditionneur (Sensorex type 3300) qui permet de convertir le signal analogique en signal numérique. Ce conditionneur est relié à une alimentation délivrant une tension de 24 V ainsi qu'au boîtier NI 9205 pour l'acquisition du signal de mesure. Le conditionneur permet à l'aide d'un filtre passe-bas analogique intégré d'améliorer la précision des mesures.

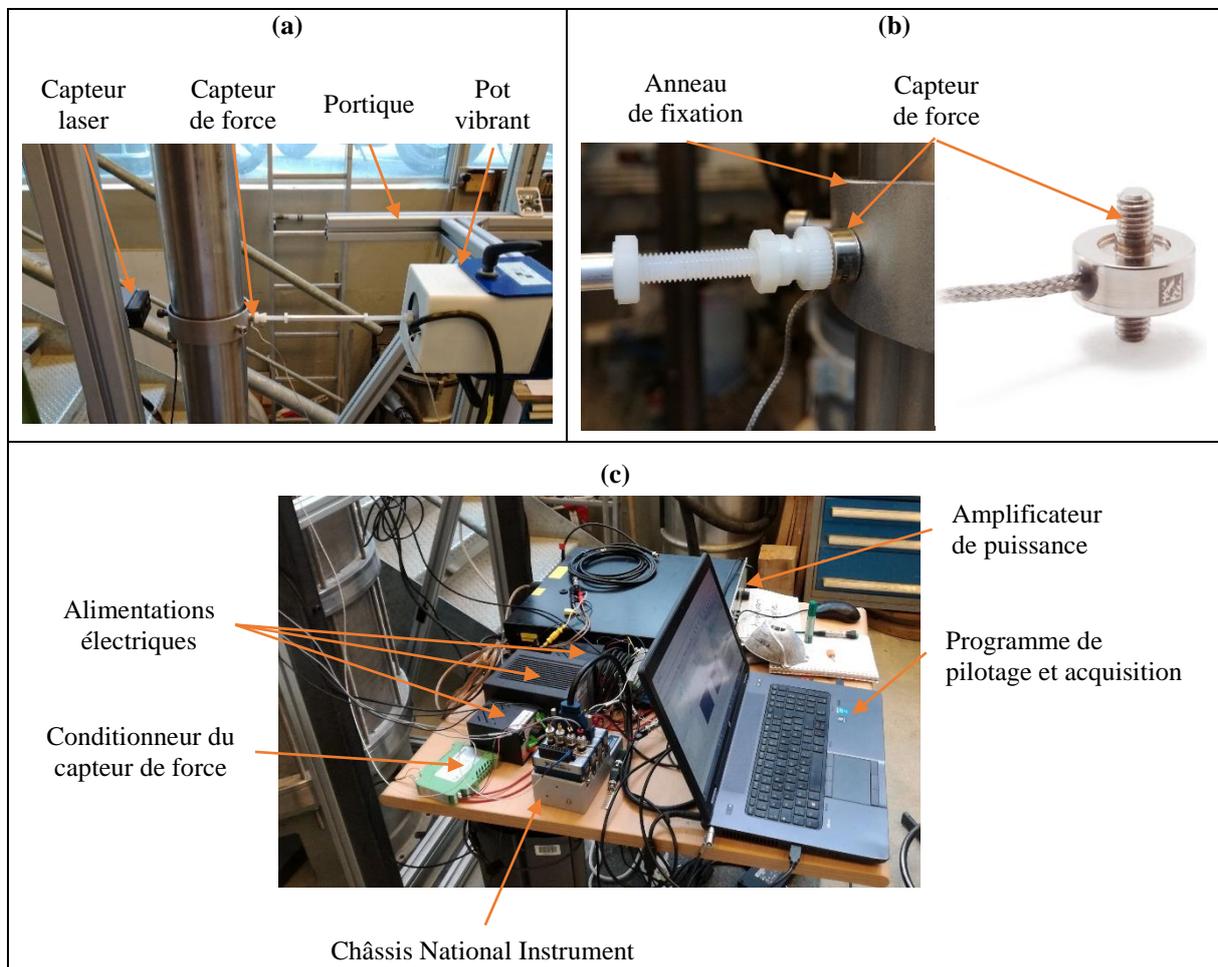


Figure 3.34 - (a) Pot vibrant ; (b) installation du capteur de force ; (c) branchement et acquisition des données

Lors de la phase « sollicitation cyclique », la force appliquée par le pot vibrant est mesurée grâce au capteur de force et le déplacement de la structure à l'aide de deux capteurs de déplacement laser. Le premier est installé à la base de la fondation. La rotation est évaluée à l'aide d'un inclinomètre. Néanmoins, comme indiqué précédemment, en raison de l'encombrement du couvercle et de la

baudruche, le capteur laser est situé à quelques centimètres au-dessus de la surface du massif de sol. Le second capteur laser permet d'étudier le déplacement de la structure au niveau du pot vibrant. Les capteurs sont reliés à une alimentation délivrant une tension de 12 V ainsi qu'au boîtier NI 9205 pour l'acquisition du signal de mesure.

Lors de la phase impulsionnelle, la réponse libre de la structure est enregistrée à l'aide de quatre accéléromètres (Brûel et Kjør 4507 B004), placés le long du mât dont un en tête du mât et un en face du pot vibrant. Les accéléromètres sont reliés au boîtier NI 9234 pour l'acquisition des données. L'ensemble des boîtiers sont intégrés sur un châssis NI CompactDAQ cDAQ-9174 (voir Figure 3.34 (c)).

3.2.2. Impact du pot vibrant

Lors des essais cycliques, la fréquence propre évaluée à l'aide de la sollicitation impulsionnelle n'est pas uniquement celle du modèle réduit, mais celle d'une structure plus complexe constituée du modèle réduit, des capteurs fixés dessus tels que les accéléromètres, l'inclinomètre et le capteur de force, de l'anneau en inox permettant la fixation du capteur de force et du pot vibrant relié au modèle réduit par le capteur de force et la tige. Le pot vibrant est lui-même fixé à un portique. Cette structure plus complexe est schématisée sur la Figure 3.35.

L'ensemble des capteurs et l'anneau peuvent être assimilés à des masses ajoutées sur la structure et vont avoir pour effet de diminuer la fréquence propre. Par ailleurs, l'anneau engendre une dissymétrie sur la structure qui se traduit par des doubles pics en fréquence, qui sont normalement coalescents en cas de symétrie ce qui est le cas d'un tube, comme présenté sur les Figure 3.36 (a) et (b). Par ailleurs, la mesure de la fréquence propre réalisée à l'aide d'un marteau d'impact (courbe bleue sur la Figure 3.36 (b)) varie légèrement par rapport à celle réalisée avec le pulse (courbe rouge sur la Figure 3.36 (b)). Pour le pulse, le pot vibrant est contrôlé et engendre la modification de l'ensemble masse-ressort qui le représente.

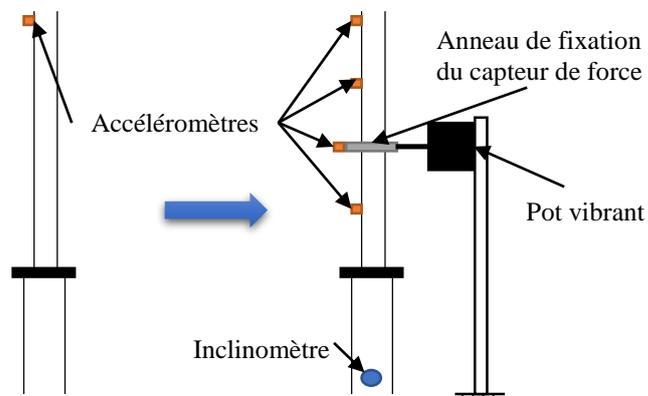


Figure 3.35 - Passage de la structure seule au montage de l'essai cyclique

Bien que l'ensemble de l'instrumentation ait un impact sur la mesure de la fréquence propre, elle n'a pas d'influence, *a priori*, sur l'évolution de la fréquence propre de la structure qui est principalement

reliée à l'interaction sol-structure. Les capteurs tels que les accéléromètres et l'inclinomètre constituent des masses ajoutées et les câbles engendrent un plus fort amortissement lors de la mesure de la fréquence propre. L'hypothèse retenue est que seuls l'influence de l'interaction sol-structure, le déplacement ou la rotation du modèle réduit influent significativement sur l'évolution de la fréquence propre de la structure. Il faut tout de même retenir que les résultats des essais cycliques correspondent à l'ensemble complet (modèle réduit + instrumentation) et non au modèle réduit seul, surtout dans le cas du modèle 1/120, plus impacté par l'instrumentation.

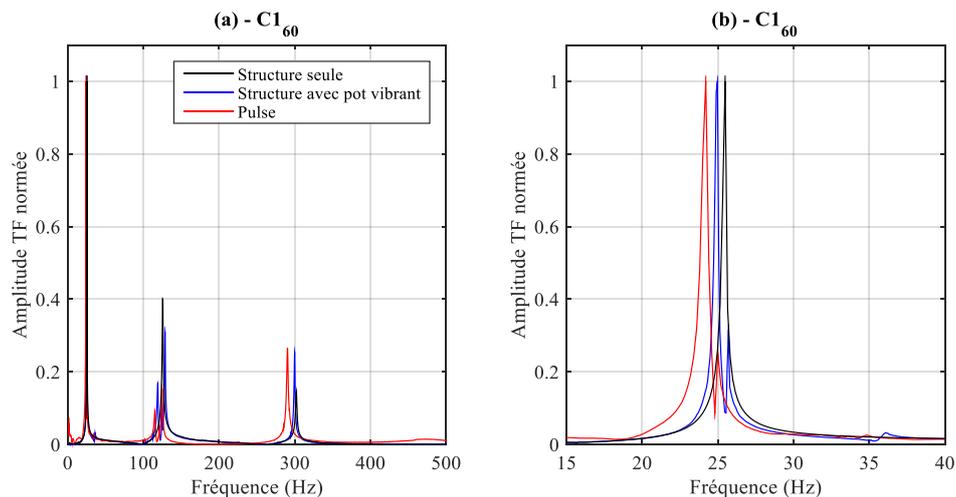


Figure 3.36 - (a) Fréquences propres de la structure en fonction du montage considéré et (b) zoom sur la première fréquence propre

3.2.3. Programme de pilotage et d'acquisition

Dans cette partie, le programme LabVIEW qui permet à la fois de réaliser le pilotage et l'acquisition des données pendant un essai cyclique est présenté. Pendant le pilotage et l'acquisition, deux phases sont à prendre en compte : la partie « sollicitation cyclique » et la partie « sollicitation impulsionnelle ».

3.2.3.1. Pilotage

Le pilotage du pot vibrant constitue le point clé de ce programme LabVIEW puisque le pot vibrant permet à la fois d'appliquer la sollicitation cyclique et d'évaluer la fréquence propre de la structure.

- **Sollicitations cycliques**

Comme on l'a souligné précédemment, pour chaque essai, les paramètres suivants sont fixés concernant la sollicitation cyclique imposée sur le modèle réduit :

- nombre de cycles ;
- fréquence du chargement cyclique ;
- valeur moyenne du chargement latéral statique appliqué ;
- amplitude de la composante cyclique.

Le chargement latéral cyclique appliqué est directement relié au dimensionnement des modèles réduits par rapport à une éolienne grandeur réelle. Ces chargements sont définis dans le Tableau 2.12 du second

chapitre. Il en est de même pour la gamme de fréquence. L'ensemble de ces données caractéristiques de l'essai doivent être complétées dans le programme LabVIEW illustré sur la Figure 3.38.

Le pot vibrant est contrôlé en tension à l'aide du boîtier NI 9203¹⁴. Sur la colonne de droite, « l'offset initial » (en Volts) correspond à la force moyenne et « l'amplitude initiale des sollicitations » (en Volts) correspond à l'amplitude crête-crête du signal sinusoïdal envoyé au pot. Une première phase d'initialisation consiste donc à régler les bonnes valeurs de tension afin d'appliquer la sollicitation voulue, en Newton, sur la structure. L'amplificateur de puissance (Figure 3.34 (c)) permet d'ajuster la force appliquée et de l'augmenter jusqu'à la valeur désirée. Cette première étape permet de démarrer l'essai à une valeur très proche de celle choisie.

Une fois cette phase d'initialisation terminée, l'essai peut être lancé. La sollicitation cyclique débute donc pour la fréquence et le nombre de cycles choisis. Une boucle de contrôle dans le programme permet de vérifier et de corriger la force moyenne et l'amplitude moyenne, moyenne réalisée toutes les secondes. Pour la force moyenne, la valeur est affichée tout au long de l'essai. Si la valeur fluctue, l'offset est corrigé afin d'assurer une force moyenne constante. De façon analogue, l'amplitude crête-crête du signal sinusoïdal est corrigée si nécessaire afin d'assurer une amplitude constante. Pour les corrections de l'offset, un incrément (gain) est choisi afin de permettre une correction faible et précise ou une correction importante et rapide. La variabilité de la force moyenne et de l'amplitude moyenne est discutée dans le chapitre 4.

- ***Sollicitation impulsionnelle : évaluation de la fréquence propre***

La sollicitation impulsionnelle correspond à un signal sinusoïdal, comprenant une seule période (entre $-\pi/2$ et $3\pi/2$) et avec un offset, envoyé à intervalle régulier (en nombre de cycles) sur la structure comme présenté sur la Figure 3.37 (b). Ce signal s'apparente donc à un impact sur le modèle réduit bien que la liaison soit continue entre le pot vibrant et la structure. Ceci permet, à l'aide d'un accéléromètre, d'obtenir la réponse « libre¹⁵ » du modèle réduit. Un signal de type créneau a également été testé, mais il ne permet pas d'appliquer un impact optimal, car plusieurs chocs sont alors perçus par la structure. La sollicitation impulsionnelle est caractérisée par sa largeur et son amplitude (voir Figure 3.37 (a)). Il est important de vérifier que l'amplitude de cet impact reste faible vis-à-vis de celle des sollicitations cycliques afin de ne pas influencer le déplacement ou la rotation du pieu. Suite à cet impact, la réponse « libre » de la structure est enregistrée pendant cinq secondes durant lesquelles la structure n'est soumise à aucun chargement. Ainsi, les signaux mesurés par les accéléromètres permettent d'évaluer directement la fréquence propre de la structure.

¹⁴ L'asservissement est du type proportionnel pour lequel le gain est réglé de manière empirique par l'utilisateur au début de l'essai pour la force moyenne et l'amplitude de la sollicitation.

¹⁵ « libre » car le pot vibrant est continûment attaché à la structure.

La mesure de la fréquence propre est faite après un nombre de cycles donné. Ce nombre peut être paramétré dans le programme LabVIEW. Ainsi sur la Figure 3.38, sur la colonne de droite, on peut constater que l'essai est lancé pour $4 \cdot 10^5$ cycles avec une mesure de fréquence propre tous les 10^3 cycles, ce qui correspond à 400 évaluations de la fréquence propre au cours de l'essai.

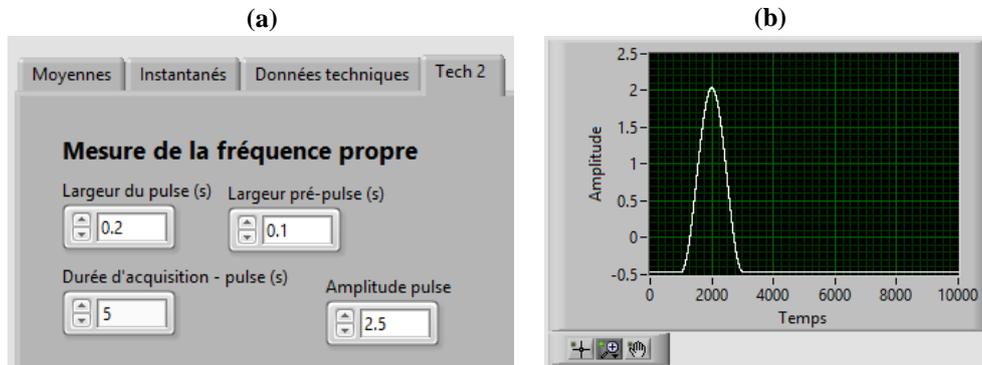


Figure 3.37 - (a) Réglage de la sollicitation impulsionnelle et (b) sa représentation graphique

3.2.3.2. Acquisition des données

L'acquisition des données est elle aussi divisée en deux parties : les sollicitations cycliques et l'évaluation de la fréquence propre.

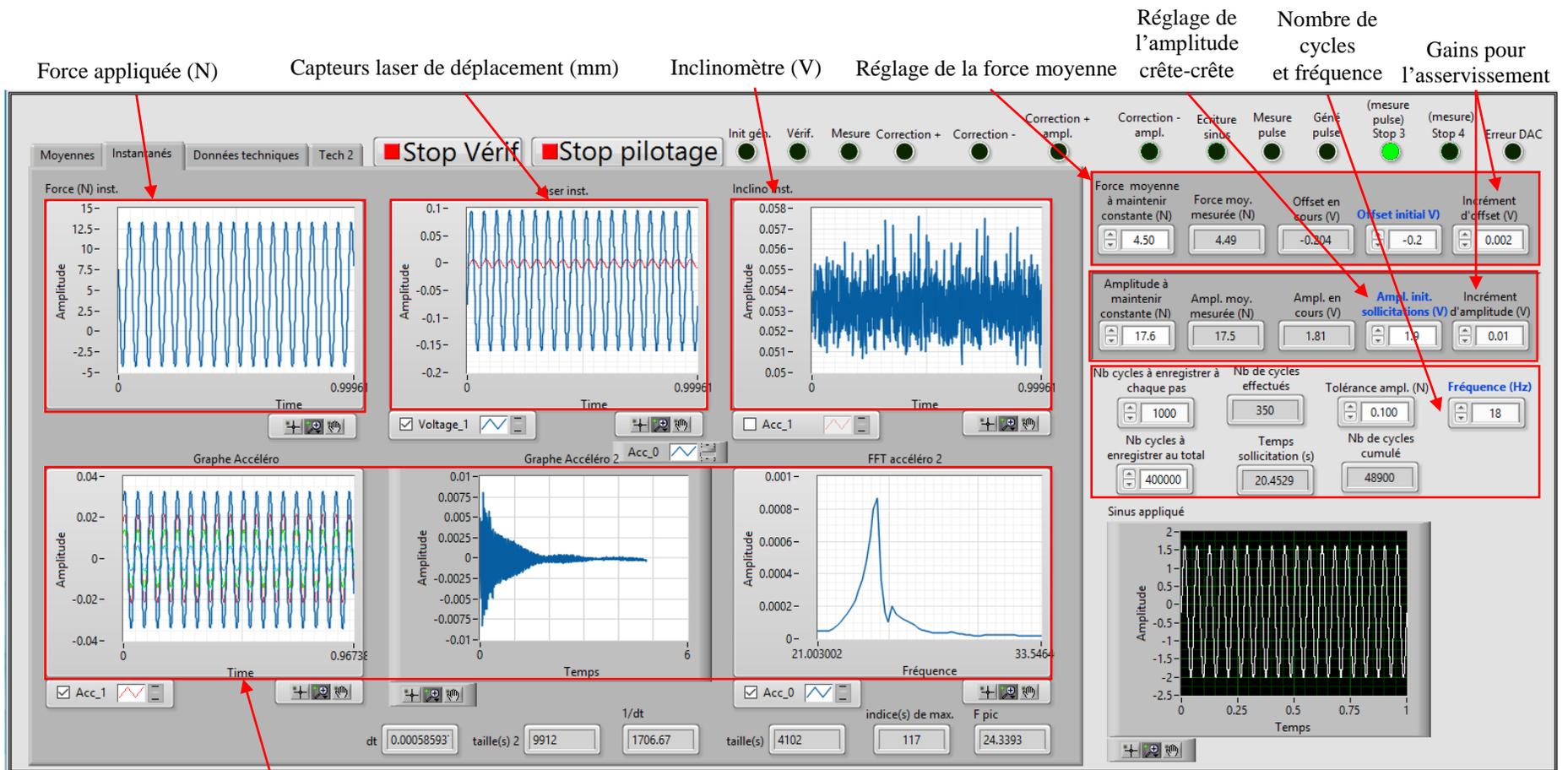
- **Sollicitations cycliques**

Parmi l'instrumentation mise en place, les déplacements du modèle réduit ainsi que sa rotation sont des données essentielles. Il est également important de pouvoir enregistrer la force moyenne et l'amplitude moyenne imposées tout au long de l'essai afin de pouvoir évaluer les variations du chargement cyclique. Sur un fichier sont donc enregistrées les données relatives aux capteurs de déplacement, à l'inclinomètre et au capteur de force. Les essais, en fonction de la fréquence et du nombre de cycles choisis peuvent être longs. Un enregistrement d'un point moyenné par seconde a été sélectionné permettant ainsi de ne pas avoir des fichiers trop lourds tout en conservant un suivi suffisant de l'essai. Au cours de l'essai, les valeurs instantanées (voir Figure 3.38) et moyennes (Figure 3.39) du capteur de force, des capteurs laser et de l'inclinomètre peuvent être observées et permettent de s'assurer du bon déroulement de l'essai.

- **Sollicitation impulsionnelle : évaluation de la fréquence propre**

Les sollicitations impulsionnelles ont pour objectif l'évaluation de la fréquence propre de la structure et de son évolution au cours du chargement cyclique. L'impact dure 0,2 s et la vibration libre de la structure est mesurée pendant cinq secondes. Les mesures des accéléromètres pendant ces cinq secondes sont enregistrées avec une fréquence d'échantillonnage de 1652 Hz. Pour chaque sollicitation impulsionnelle, un nouveau fichier est créé, ce qui permet d'avoir des fichiers peu volumineux et rapides à post-traiter.

Au cours de l'essai, les mesures des accéléromètres après chaque sollicitation impulsionnelle peuvent être observées et la transformée de Fourier discrète de l'accéléromètre en tête est tracée automatiquement afin d'identifier le pic de la première fréquence propres (voir Figure 3.38). La valeur de la première fréquence propre identifiée par peak-picking est répertoriée ensuite sur un graphe dans l'onglet « moyenne » présenté sur la Figure 3.39. Ce graphe permet d'observer l'évolution de la fréquence propre au cours de l'essai. Ce suivi donne un premier aperçu des résultats de l'essai.



Accéléromètre : graphes de mesures instantanées (sollcitation cyclique à gauche, pulse au milieu) et transformée de Fourier discrète du signal de réponse site au pulse

Figure 3.38 - Programme LabVIEW : réglage de la sollicitation et suivi instantané

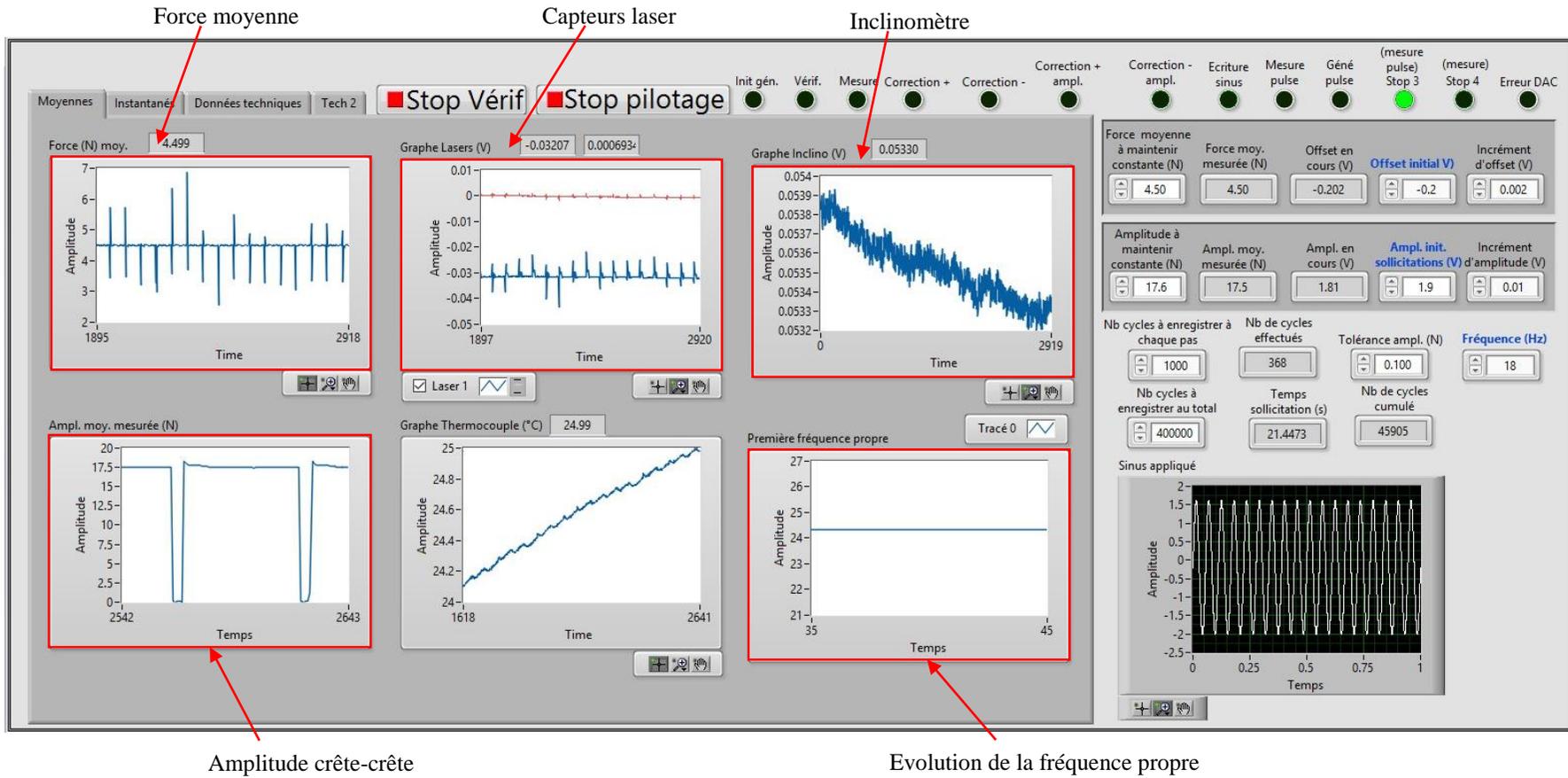


Figure 3.39 - Programme LabVIEW - suivi des valeurs moyennes

3.2.4. Résultat typique

Un résultat typique obtenu lors d'un essai cyclique est présenté dans cette partie. Ce résultat correspond à un essai réalisé sur le modèle 1/60 pour les paramètres suivants :

- force moyenne : 5,6 N
- demi-amplitude moyenne : 8,8 N
- fréquence de sollicitation : 55 Hz
- nombre de cycles : 10^6

Par ailleurs, un « pulse » a été effectué tous les 10^3 cycles. Pour chacun des essais, une contrainte verticale σ'_v de 10 kPa a été appliquée au massif de sable.

- **Sollicitations cycliques**

La mesure instantanée du chargement cyclique enregistré par le capteur de force est présentée sur la Figure 3.40 (c). Ce résultat permet de confirmer que le signal sinusoïdal est correctement appliqué par le pot vibrant. Ce graphe instantané n'est néanmoins qu'un aperçu de 0,2 secondes d'un essai de plusieurs heures.

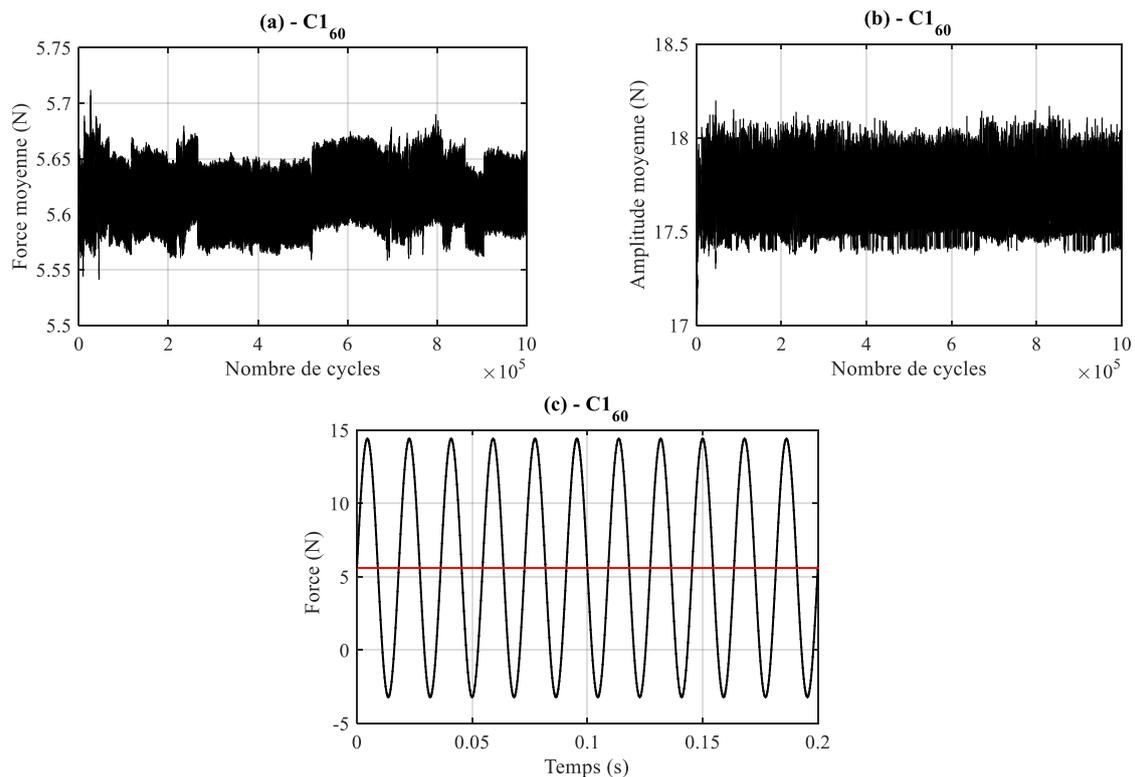


Figure 3.40 - Modèle 1/60 : (a) mesure instantanée de la sollicitation cyclique ; (b) force moyenne ; (c) amplitude moyenne enregistrées par le capteur de force pendant un essai typique

Les données enregistrées permettent d'avoir le suivi global de la sollicitation cyclique, c'est-à-dire la force et l'amplitude moyennes. Ces deux grandeurs sont présentées respectivement sur la Figure 3.40 (a) et (b). La force moyenne oscille entre 5,55 et 5,65 N, ce qui représente une erreur relative de 1% environ. Pour l'amplitude moyenne, les valeurs sont comprises entre 17,4 et 18,1 N, soit une erreur relative allant jusqu'à 3%.

Les deux capteurs de déplacement placés à la surface du massif de sable (laser 1) et en face du pot vibrant (laser 2) permettent de suivre le déplacement de la fondation et du mât. Les résultats typiques obtenus sont illustrés sur la Figure 3.41 (a). Les déplacements sont en général très faibles, de l'ordre de quelques dizaines de microns, les déplacements étant bien entendu plus importants au niveau du pot vibrant. L'inclinomètre placé à la base de la fondation permet de suivre la rotation pendant l'ensemble de l'essai, celle-ci est présentée sur la Figure 3.41 (b). Les rotations sont très faibles et inférieures à $0,1^\circ$. Les déplacements et les rotations présentés sont des valeurs moyennes, un point correspondant à une moyenne sur une seconde.

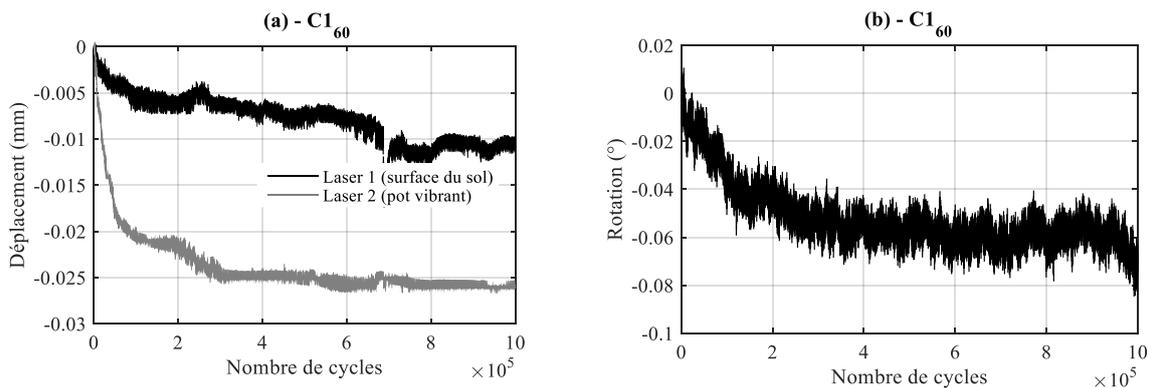


Figure 3.41 - (a) Déplacement et (b) rotation du modèle réduit lors d'un essai typique

- **Sollicitations cycliques : spécificité du modèle 1/120**

Les essais réalisés sur le modèle 1/120 suivent la même procédure que ceux réalisés sur le modèle 1/60. Un résultat typique obtenu lors d'un essai cyclique est présenté ici. Ce résultat correspond à un essai réalisé pour les paramètres suivants :

- force moyenne : 0,7 N
- demi-amplitude moyenne : 1,1 N
- fréquence de sollicitation : 102 Hz
- nombre de cycles : 10^6

Les efforts appliqués sur ce modèle sont relativement faibles en comparaison des efforts appliqués sur le modèle 1/60. La mesure instantanée du chargement cyclique, présentée sur la Figure 3.42 (c), montre que la commande est correctement respectée par le pot vibrant. Le suivi de la force moyenne et de l'amplitude moyenne appliquées lors de la durée totale de l'essai sont représentés respectivement sur les Figure 3.42 (a) et (b). Une force moyenne de 0,7 N est appliquée au cours de l'essai avec une erreur relative moyenne de 1,23%, valeur identique à celle obtenue pour le modèle 1/60. Pour l'amplitude moyenne, les valeurs sont comprises entre 2,15 et 2,27 N ce qui correspond à une erreur relative moyenne de 1 %. Par rapport aux essais réalisés sur le modèle 1/60, la tolérance sur l'amplitude moyenne (modification du gain) a été réduite ce qui explique que l'erreur moyenne a, elle aussi, diminué. Il est important de souligner que, même pour des valeurs de chargement aussi faibles, le programme de

pilotage combiné au pot vibrant parvient parfaitement à respecter la consigne imposée et ce avec une marge d'erreur relative très faible, de l'ordre de 1 % (pour la force moyenne et l'amplitude moyenne).

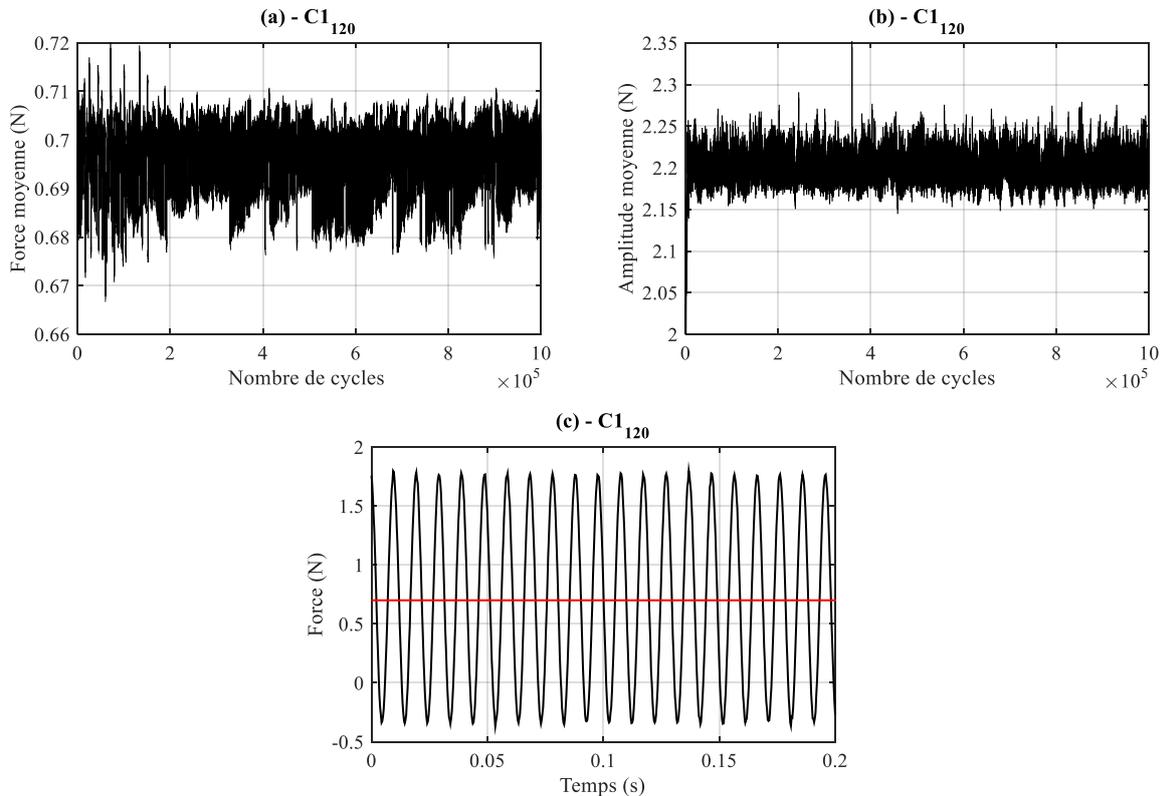


Figure 3.42 - Modèle 1/120 : (a) mesure instantanée de la sollicitation cyclique ; (b) force moyenne ; (c) amplitude moyenne enregistrées par le capteur de force pendant un essai typique

- **Sollicitation impulsionnelle : évaluation de la fréquence propre**

La Figure 3.43 (a) présente les signaux de réponse des accéléromètres pour une sollicitation impulsionnelle sur la structure. Les transformées de Fourier correspondantes, illustrées sur la Figure 3.43 (b), permettent d'identifier la première fréquence propre du modèle réduit. Pour chaque sollicitation impulsionnelle exercée sur la structure, l'identification de la fréquence propre est réalisée à l'aide de la transformée de Fourier. Il est ainsi possible de tracer l'ensemble des mesures de la première fréquence propre réalisées au cours d'un essai. Ainsi, la Figure 3.44 illustre l'évolution de la fréquence propre de la structure pendant un essai de 10^6 cycles.

Dans le cadre de ces essais, la fréquence d'échantillonnage est égale à 1652 Hz et le nombre de points à 8260, ce qui correspond à un enregistrement des données pendant 5 secondes. La résolution de la transformée de Fourier est égale à l'inverse du temps total du signal traité, soit $1/5s = 0,2 \text{ Hz}$.

Les résultats montrent une variabilité de la fréquence propre de 0,2 Hz : la première fréquence propre de la structure est égale à 24 ou 24,2 Hz. Cette variabilité provient de la résolution de la transformée de Fourier. Le résultat de l'essai présenté sur la Figure 3.44 montre donc qu'il n'y a pas eu d'évolution de la fréquence propre au cours de cet essai.

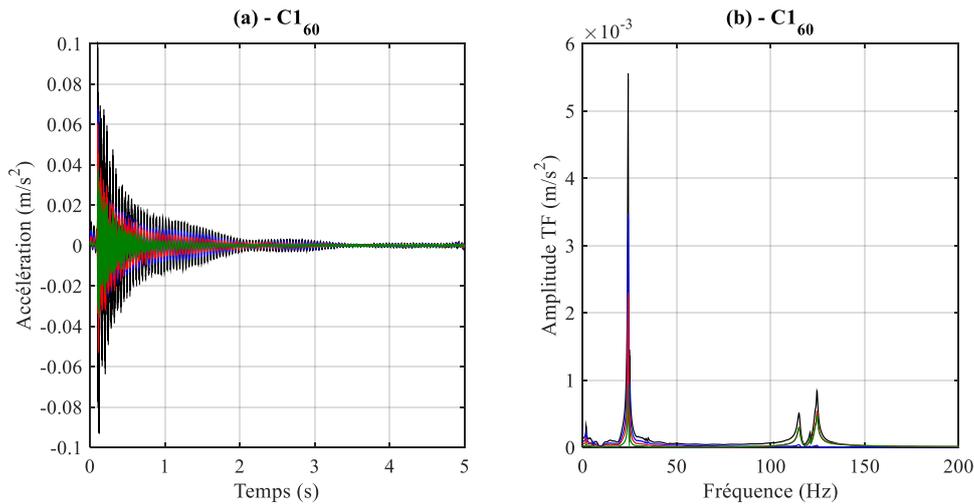


Figure 3.43 - Sollicitation impulsionnelle sur le modèle réduit 1/60 : (a) signaux de réponse des accéléromètres ; (b) transformées de Fourier associées

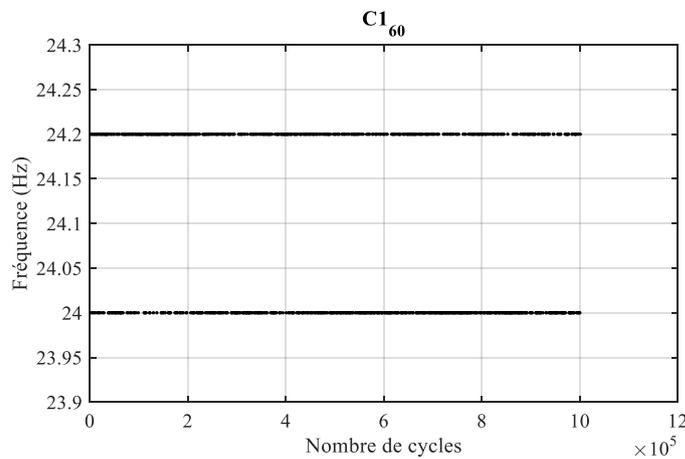


Figure 3.44 - Ensemble des mesures de fréquence propre au cours de l'essai

- **Sollicitation impulsionnelle : spécificité du modèle 1/120**

Lors des essais sur le modèle 1/120, des résultats identiques à ceux obtenus pour le modèle 1/60 ont été observés pour la phase de sollicitation cyclique. Cependant, la procédure pour l'obtention de la fréquence propre par sollicitation impulsionnelle a dû être légèrement modifiée. Pour le modèle 1/60, la tige en plastique du pot vibrant est équipée d'un tube en aluminium comme illustré sur la Figure 3.45 (a), ce qui permet de la rigidifier. Cette configuration n'est pas adaptée au modèle 1/120, qui est beaucoup plus souple. Elle engendre lors de la sollicitation impulsionnelle un double impact sur la structure comme présenté sur le graphe de la Figure 3.45 (b). La transformée de Fourier de ce signal ne permet donc pas d'identifier précisément la première fréquence propre de la structure (voir Figure 3.45 (c)).

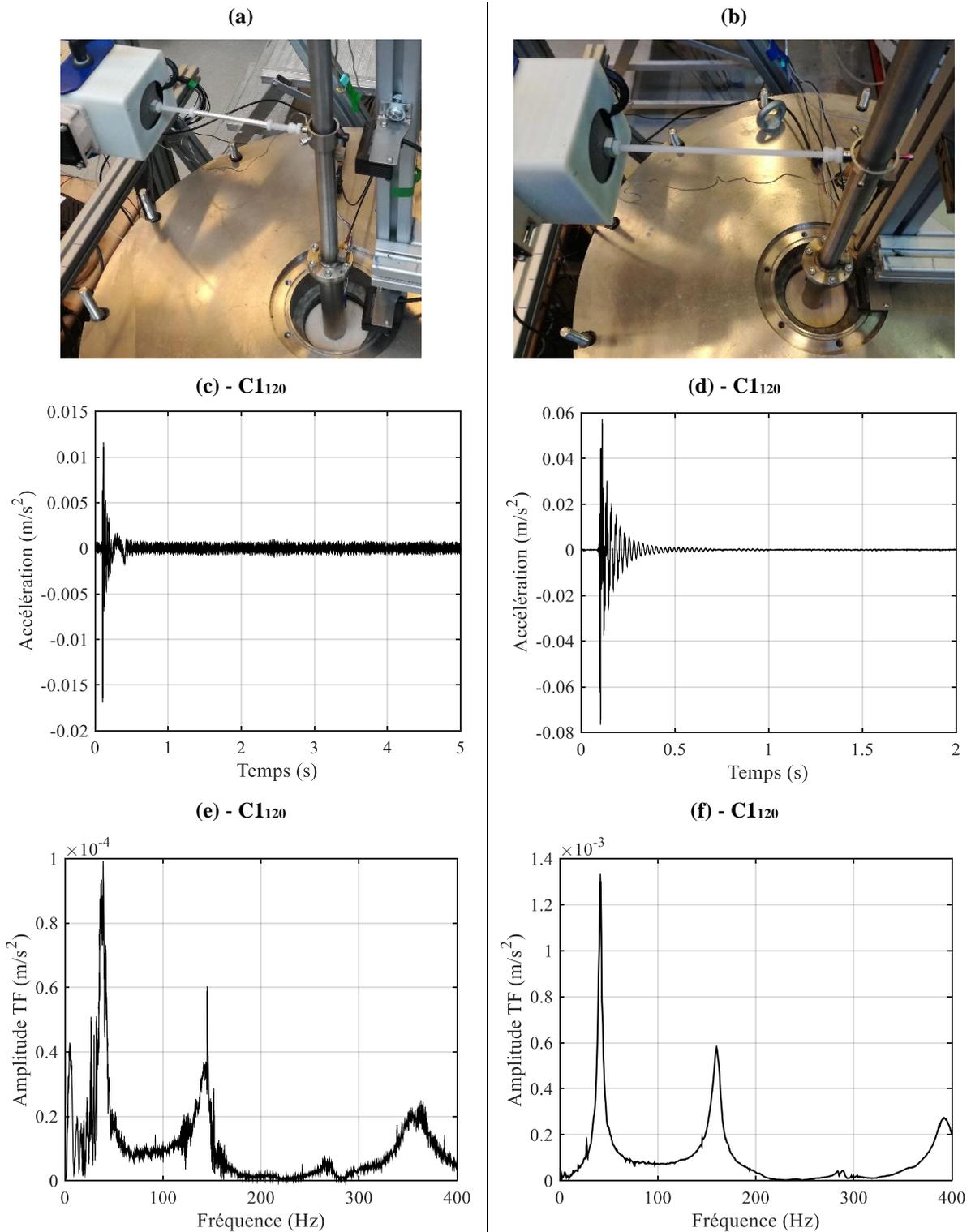


Figure 3.45 - (a) Tige équipée du tube en aluminium ; (b) tige seule ;
réponse des accéléromètres relative (c) à la configuration (a) ; (d) à la configuration (b) ;
transformées de Fourier correspondantes (e) pour la configuration (a) ; (f) pour la configuration (b)

La modification qui a été apportée pour le modèle 1/120 est donc d'assouplir la tige du pot vibrant en ôtant le tube en aluminium comme illustré sur la Figure 3.45 (b). Cette configuration permet ainsi d'appliquer une sollicitation impulsionnelle permettant d'obtenir une meilleure détermination de la fréquence propre du modèle réduit (voir Figure 3.45 (d) et (f)).

L'instrumentation ne peut être mise à l'échelle, *id est* l'encombrement des capteurs tels que les accéléromètres et l'inclinomètre ou la liaison entre la structure et le pot vibrant influent davantage sur la réponse du petit modèle réduit 1/120, qui est considérablement amorti par rapport au modèle 1/60. Cela se traduit directement ici dans l'évaluation de la fréquence propre. Suite à la sollicitation impulsionnelle, la structure vibre moins longtemps, l'enregistrement est donc plus court que pour le modèle 1/60. En effet, l'enregistrement utile n'est alors que de 2 s (contre 5 s pour le modèle 1/60), ce qui a pour conséquence de réduire la précision de la résolution à 0,5 Hz (contre 0,2 Hz pour le modèle 1/60).

3.2.5. Répétabilité des résultats

Afin d'étudier la répétabilité des essais, trois types d'essais, réalisés dans le même ordre, sur les massifs C1₁₂₀ et C2₁₂₀ sont considérés :

- essai *3P* : fréquence 102 Hz, 10⁶ cycles ;
- essai *Vent* : fréquence 17 Hz, 5·10⁵ cycles ;
- essai *1P* : fréquence 34 Hz, 10⁶ cycles.

A partir de ces essais, sont comparés les résultats obtenus pour les déplacements, au niveau le plus proche de la surface du sol (laser bas) et au niveau du pot vibrant (laser haut), pour la rotation de la fondation et pour l'évolution de la fréquence propre de la structure. Les sollicitations impulsionnelles de la première série d'essais sur le massif C1₁₂₀, notée C1₁₂₀(1), ne permettant pas d'évaluer correctement la fréquence propre de la structure, la deuxième série d'essais C1₁₂₀(2) est introduite dans cette partie. Ces trois essais sont présentés dans cette partie afin de discuter de la répétabilité des essais. Les résultats introduits ont été filtrés numériquement à l'aide d'un traitement décrit dans le chapitre 4 partie (partie 2.1).

- **Déplacement**

Dans un premier temps, les déplacements relatifs à l'ensemble de ces essais sont récapitulés sur la Figure 3.46 pour le laser haut et le laser bas. Chaque graphe concerne un type d'essai en particulier (*3P*, *Vent* ou *1P*) où les résultats obtenus pour les séries C1₁₂₀(1), C1₁₂₀(2) et C2₁₂₀ sont présentés.

La première série d'essais (C1₁₂₀(1), en noir) présente le niveau de déplacement le plus important. Par ailleurs, il existe une forte disparité entre les résultats de cette série et ceux des séries C1₁₂₀(2) (en bleu) et C2₁₂₀ (en rouge), notamment sur les essais *3P* et *1P*. Seuls des déplacements similaires, du même ordre de grandeur, sont obtenus pour l'essai *Vent* (voir Figure 3.46 (c) et (d)). Les résultats pour lesquels la correspondance semble être la meilleure sont ceux issus des séries C1₁₂₀(2) et C2₁₂₀, notamment pour l'essai *1P*. Cette observation est cependant contradictoire par rapport aux résultats attendus. En effet, ce sont les séries C1₁₂₀(1) et C2₁₂₀ qui ont été réalisées avec exactement les mêmes conditions, une meilleure adéquation des déplacements était donc prévue.

Les déplacements étant tout de même très faibles, la disparité des résultats peut provenir de plusieurs paramètres tels que la mise en place manuelle de la fondation du modèle 1/120, l'application de la contrainte verticale de 10 kPa ou l'installation des capteurs laser (mauvais centrage au niveau du pieu). La répétabilité des essais concernant les déplacements mesurés reste donc une problématique à creuser. Concernant l'influence de l'installation du pieu, il serait donc judicieux d'étudier la répétabilité pour le modèle 1/60, installé par fonçage, et de conclure sur le mode d'installation le plus favorable.

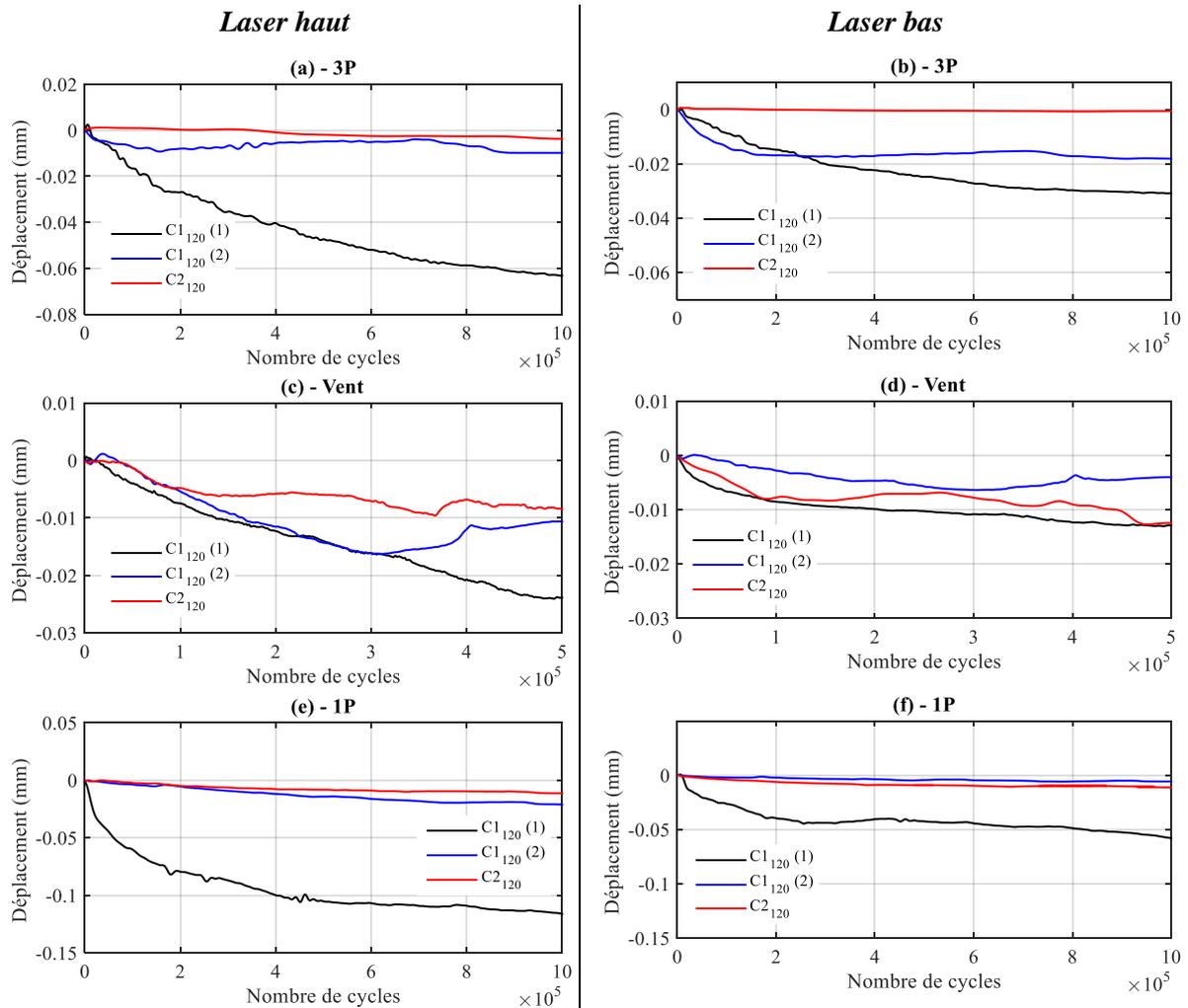


Figure 3.46 – Déplacement en fonction du nombre de cycles lors des séries d'essais $C1_{120}(1)$, $C1_{120}(2)$ et $C2_{120}$ enregistré par le laser haut pour les essais : (a) 3P ; (c) Vent ; (e) 1P et par le laser bas pour les essais : (b) 3P ; (d) Vent ; (f) 1P

- **Rotation**

De façon analogue aux déplacements, la rotation au niveau de la surface du sol est présentée sur la Figure 3.47 pour les trois séries d'essais ($C1_{120}(1)$, $C1_{120}(2)$ et $C2_{120}$) et pour les trois types d'essais (3P, Vent et 1P). Quel que soit le type d'essais considéré, les rotations sont similaires pour les trois séries d'essais. L'essai 3P engendre la plus faible rotation (inférieure à $0,06^\circ$) tandis que l'essai Vent enregistre la plus forte rotation (d'environ $0,13^\circ$ pour $5 \cdot 10^5$ cycles). Il existe donc une bonne répétabilité pour les rotations mesurées contrairement aux déplacements.

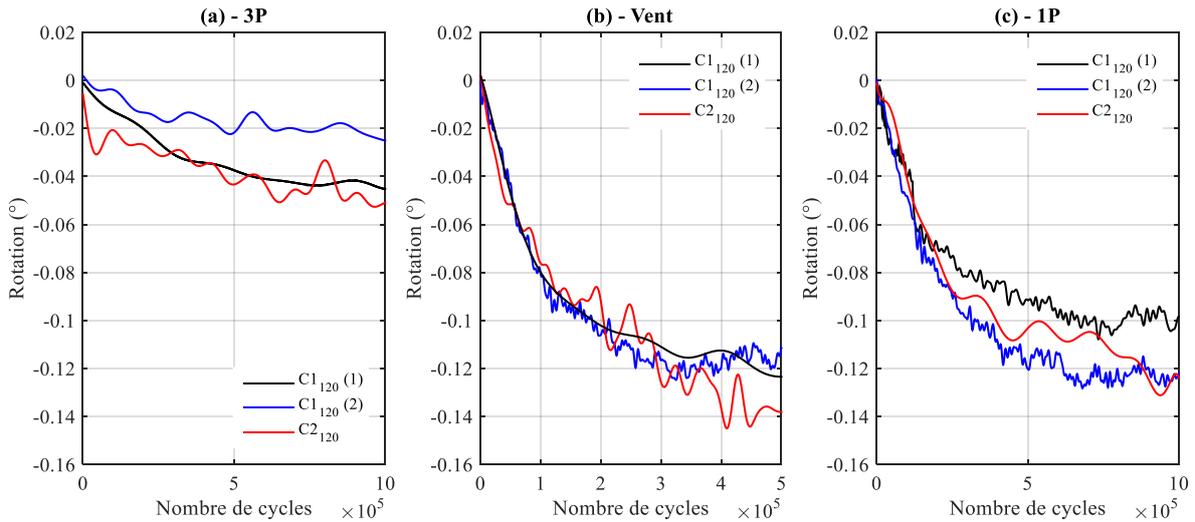


Figure 3.47 – Rotation en fonction du nombre de cycles lors des séries d’essais $C1_{120}(1)$, $C1_{120}(2)$ et $C2_{120}$ pour les essais (a) 3P, (b) Vent et (c) 1P

- **Evolution de la fréquence propre**

Seuls les résultats des massifs $C1_{120}(2)$ et $C2_{120}$ sont présentés sur la Figure 3.48 (a) en ce qui concerne l’évolution de la fréquence propre de la structure. La fréquence initiale mesurée pour chaque essai n’est pas toujours la même en raison de l’influence des essais précédents et de l’application de la contrainte verticale de 10 kPa (après quelques heures ou quelques jours sans contrainte sur le massif). Ainsi, afin que les résultats soient plus lisibles, l’erreur relative entre la fréquence initiale et la fréquence après i cycles, notée « écart » ici, est tracée sur la Figure 3.48 (b).

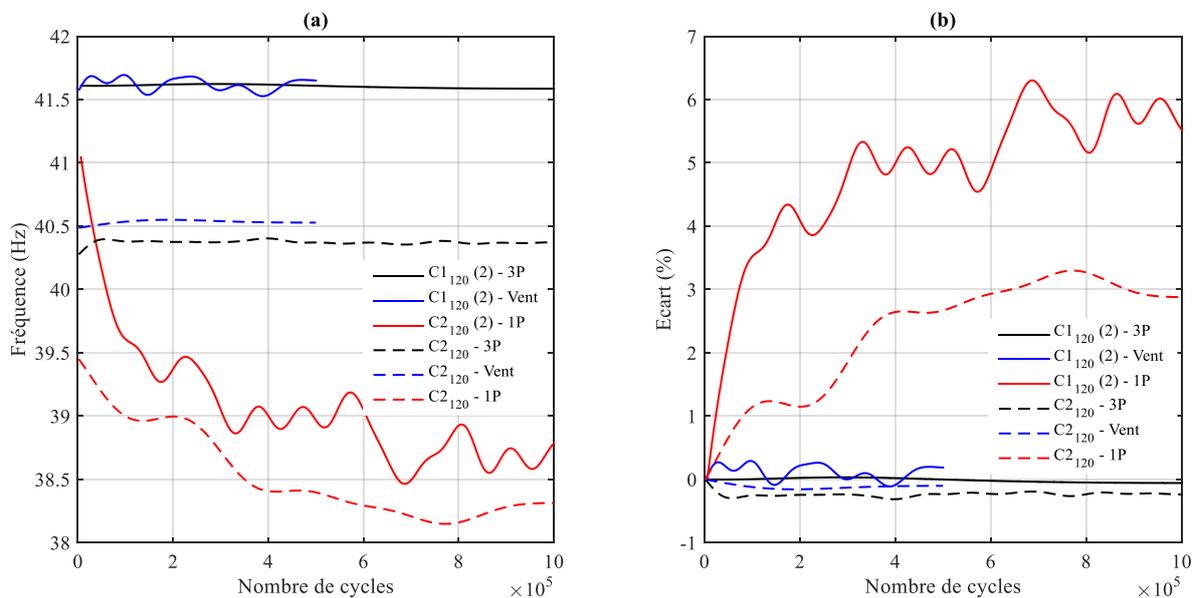


Figure 3.48 – (a) Evolution de la fréquence propre en fonction du nombre de cycle et (b) écart (en %) entre la fréquence initiale et celle déterminée au $i^{\text{ème}}$ cycle en fonction du nombre de cycles

Il existe une bonne cohérence dans les résultats obtenus concernant l’évolution de la fréquence propre. Les essais 3P et Vent engendrent une très faible évolution de la fréquence tandis que l’essai 1P impacte fortement la fréquence en la faisant varier entre 5,5 % pour le massif $C1_{120}(2)$ et 3,3 % pour le

massif C2₁₂₀. Il semble délicat de statuer sur la répétabilité des essais en ce qui concerne la fréquence propre puisque ces résultats proviennent d'essais qui n'ont pas été réalisés exactement selon le même protocole. Il s'agit cependant de résultats cohérents et encourageants.

Conclusions partielles

Dans ce troisième chapitre, les différents dispositifs d'essais et les protocoles expérimentaux associés, qui ont été développés dans le cadre de ces travaux, ont été détaillés. Dans un premier temps, la description des matériaux utilisés et de la mise en place du dispositif expérimental préliminaire a permis de présenter la base de l'ensemble de ces essais. Quel que soit le type d'essai réalisé, un massif de sable de Fontainebleau est mis en œuvre par pluviation avec un indice de densité compris entre 0,65 et 0,72. L'installation du modèle dépend de sa taille et est réalisée soit manuellement par battage soit à l'aide d'un servo-vérin par fonçage. La connexion du mât à la fondation se fait par serrage à l'aide d'une clé dynamométrique avec un couple donné. Cette procédure toujours identique permet de contrôler les conditions initiales de chaque essai. Les essais développés sont divisés en deux catégories : les essais statiques, qui permettent de répondre à l'évaluation de la première fréquence propre d'une éolienne en mer au moment de son installation, et les essais cycliques, qui se concentrent sur la seconde problématique qu'est l'évolution de cette fréquence propre au cours de la vie d'une éolienne.

Les essais statiques comprennent trois types d'essais détaillés dans ce chapitre :

- l'évaluation de la rigidité K_L correspond à la raideur du ressort latéral et est relative au modèle d'Adhikari et Bhattacharya (2012) [69] ;
- l'évaluation de la rigidité K_R correspond à la raideur du ressort de torsion du même modèle ;
- l'évaluation de la première fréquence propre du modèle réduit.

Ces trois types d'essais présentent une bonne répétabilité et permettent de calculer la fréquence propre d'un modèle réduit d'éolienne offshore. Ces trois essais ont été conduits sur les deux modèles réduits et pour différentes contraintes verticales appliquées au massif de sol. Les résultats de l'ensemble de ces essais ainsi que leur exploitation seront présentés dans le prochain chapitre. Ces essais sont notamment comparés aux méthodes analytiques existantes et à une méthode numérique. Enfin, une comparaison entre les deux modèles réduits permet de proposer un passage à l'échelle 1.

La procédure expérimentale relative aux essais cycliques permet d'imposer un grand nombre de cycles de chargement sur le modèle considéré. Le programme de pilotage mis en place permet de choisir les caractéristiques des chargements : force moyenne et amplitude du chargement, fréquence et nombre de cycles. Ces essais peuvent donc être réalisés sur les deux modèles réduits pour des cas de chargement alterné ou non-alterné et pour un grand nombre de cycles. L'éolienne offshore est soumise pendant ses vingt ans d'utilisation à 10^7 cycles de chargement d'après LeBlanc (2010a) [40]. Dans cette thèse, des essais allant jusqu'à 10^6 cycles ont été réalisés.

Un des objectifs de ces travaux de thèse était par ailleurs de comparer ces essais cycliques 1g à des essais en centrifugeuse. Ces essais n'ont pas pu être mis en place faute de temps. Le programme d'essais et le montage expérimental pour des essais prévisionnels en centrifugeuse a cependant été conçu, en

collaboration avec le département GMG (Géomatériaux et Modèles Géotechniques) du laboratoire GERS du centre IFSTTAR de Nantes. Ces recherches sont détaillées dans l'Annexe A.

Les essais cycliques 1g ont été réalisés sur les deux modèles réduits et pour différentes valeurs de fréquence et de chargement. Les résultats des essais cycliques 1g obtenus sont détaillés dans le chapitre suivant. Seront étudiés, en particulier, le déplacement et la rotation de la fondation ainsi que l'évolution de la fréquence propre des modèles au cours de l'essai.

Chapitre 4 – Evaluation et évolution de la première fréquence propre des modèles réduits d'éolienne

On présente, dans ce chapitre, l'ensemble des résultats obtenus à partir des procédures expérimentales décrites dans le chapitre 3. La première partie est consacrée aux essais monotones, correspondant à l'évaluation expérimentale de la raideur des ressorts modélisant la fondation, afin de calculer la fréquence propre des modèles réduits d'éolienne. Les résultats obtenus à partir de cette méthode sont comparés aux modèles analytiques existants et deux méthodes originales sont décrites afin de déterminer la fréquence propre d'un modèle réduit. Les essais, conduits sur les deux modèles à l'échelle 1/120 et 1/60, permettent finalement de proposer un passage à l'échelle 1.

La deuxième partie de ce chapitre concerne les essais cycliques et donc l'étude de l'évolution de la fréquence propre des modèles réduits soumis à un grand nombre de cycles. Deux types de sollicitations sont mises en œuvre au cours de ces essais et présentées ici : une sollicitation classique et une sollicitation extrême. Pour chaque type de sollicitation, trois fréquences de chargement différentes sont considérées afin d'étudier l'influence de ce paramètre. En considérant les limites imposées par l'ELS, l'évolution du déplacement de la structure en deux points, de la rotation de la fondation au niveau de la surface du sol et de la fréquence propre des modèles réduits, sont présentés.

Plan

1. Essais monotones.....	148
1.1. Résultats expérimentaux.....	148
1.2. Méthodes existantes et méthodes innovantes proposées pour l'évaluation de la fréquence propre à partir des rigidités K_L et K_R	159
1.3. Passage à l'échelle 1	171
2. Essais cycliques.....	175
2.1. Programme d'essais et traitement des données	175
2.2. Essais avec sollicitations classiques	180
2.3. Essais avec sollicitations extrêmes.....	185
Conclusions partielles.....	189

1. Essais monotones

Cette première partie se concentre sur le premier objectif défini pour ce travail de thèse, à savoir l'évaluation de la fréquence propre d'une éolienne offshore juste après son installation. Pour répondre à cette problématique, l'évaluation de la fréquence propre s'effectue dans un premier temps à partir des essais de chargement monotone. Les résultats expérimentaux sont exploités et comparés aux méthodes analytiques présentées dans l'état de l'art du premier chapitre. Deux méthodes originales sont proposées afin d'améliorer les résultats expérimentaux : une méthode analytique combinée aux essais monotones et une méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis et développée sur Abaqus.

Enfin, ces résultats et méthodes en lien avec les modèles réduits sont comparés aux résultats correspondant au prototype. Une loi de changement d'échelle est proposée afin d'évaluer les rigidités K_L et K_R .

1.1. Résultats expérimentaux

Différents essais, dont les procédures ont été définies dans le chapitre 3, ont été réalisés dans le but d'évaluer la première fréquence propre des modèles réduits dimensionnés. L'ensemble des résultats obtenus sont détaillés et discutés dans cette partie.

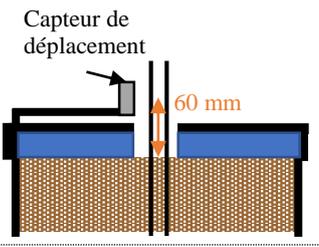
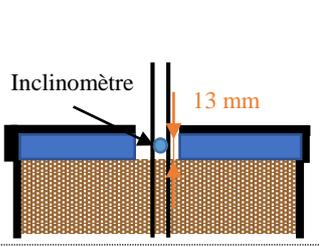
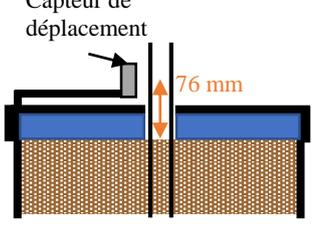
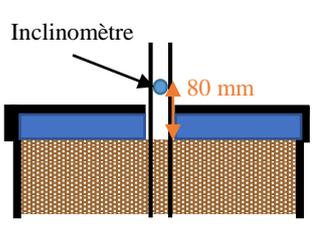
1.1.1. Programme d'essais

Les mêmes essais ont été conduits pour le modèle 1/120 et le modèle 1/60. Pour un modèle réduit et un massif de sable donnés, les essais suivants ont été réalisés :

- évaluation de la fréquence propre par un essai de vibration libre;
- évaluation de la rigidité K_L par un essai de chargement latéral ;
- évaluation de la rigidité K_R par l'application d'un moment en tête de la fondation.

Pour chaque type d'essais, un essai a été conduit pour une contrainte verticale donnée appliquée à la surface du massif de sable. Cette contrainte varie de 0 à 200 kPa. Les essais ont été réalisés en augmentant la contrainte jusqu'à 200 kPa puis inversement jusqu'à 10 kPa. Les essais à surface libre ($\sigma'_V = 0$ kPa) ne sont pas répétables comme cela a été souligné dans le chapitre 3 (partie 3.1.1). Ainsi, cette configuration n'a pas toujours été considérée puisqu'il est difficile d'interpréter les résultats qui en découlent. Le récapitulatif des essais réalisés ainsi que l'emplacement des capteurs relatif à chaque essai est présenté dans le Tableau 4.1.

Tableau 4.1 - Récapitulatif des essais monotones

		<i>Evaluation de la rigidité K_L</i>	<i>Evaluation de la rigidité K_R</i>	<i>Evaluation de la fréquence propre</i>
<i>Numéro du massif</i>	modèle 1/120	M3 ₁₂₀	M4 ₁₂₀	M3 ₁₂₀ et M4 ₁₂₀
	modèle 1/60	M1 ₆₀ et M2 ₆₀	M1 ₆₀ et M2 ₆₀	M1 ₆₀ et M2 ₆₀
<i>Type d'essais</i>		Chargement latéral en tête de la fondation	Moment en tête de la fondation	Vibration libre
<i>Contrainte verticale effective σ'_V (kPa)</i>	modèle 1/120	0, 50, 100 et 200	10, 50, 100 et 200	
	modèle 1/60	0, 10, 50, 100 et 200		
<i>Nombre d'essais</i>		Un essai pour chaque contrainte a été réalisé lors de la charge du massif puis de sa décharge, soit 2 essais pour une contrainte donnée (sauf pour 200 kPa).		
<i>Spécificité</i>	modèle 1/120	Pour un essai donné, 4 cycles de charge/décharge ont été réalisés (pour le chargement latéral et le moment)*		Pour un essai donné, 5 mesures de vibration libre
	modèle 1/60	Pour un essai donné, 3 cycles de charge/décharge ont été réalisés (pour le chargement latéral et le moment)*		
<i>Emplacement des capteurs</i>	modèle 1/120			Accéléromètre en tête du mât
	modèle 1/60			

* Le nombre de cycles de charge/décharge de σ'_V est directement lié à la vitesse du moteur (plus faible pour le plus gros moteur) et il est choisi afin de réaliser l'ensemble des essais en une journée.

1.1.2. Ensemble des résultats

L'ensemble des résultats relatifs aux essais récapitulés dans le Tableau 4.1 sont présentés dans cette partie. Pour un modèle réduit donné, les résultats concernant l'évaluation de la fréquence propre puis celle des rigidités K_L et K_R sont présentés. Le modèle réduit à l'échelle 1/120 est considéré dans un premier temps puis les résultats relatifs au modèle 1/60 sont détaillés.

1.1.2.1. Modèle 1/120

- *Evaluation de la première fréquence propre*

La Figure 4.1 présente l'évolution de la première fréquence propre du modèle en fonction de la contrainte verticale appliquée en tête du massif de sable. Les deux courbes correspondent respectivement

à la charge et à la décharge du massif. Pour un état de contrainte donné du massif de sable, cinq essais de vibration libre ont été réalisés. La dispersion des résultats est représentée à l'aide des barres d'écart-type placées sur les courbes. Les valeurs obtenues sont par ailleurs détaillées dans le Tableau 4.3 (page 164). Quelle que soit la configuration considérée, les écarts-types relatifs sont très faibles, inférieurs à 0,12%.

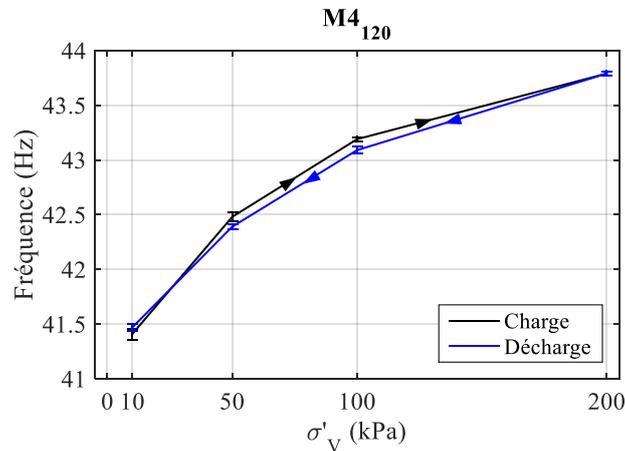


Figure 4.1 - Evolution de la première fréquence propre du modèle 1/120 en fonction de la contrainte verticale σ'_v appliquée au massif de sable

Comme attendu, la tendance de la première fréquence propre de la structure est de croître avec l'augmentation de la contrainte dans le sol, qui rigidifie la liaison entre le pieu et le sol. Entre les mesures réalisées à 10 kPa et à 200 kPa, la fréquence propre augmente de 6%. Ce résultat confirme l'influence significative de la rigidité du sol sur la valeur de cette grandeur. Une évaluation précise de l'interaction sol-structure est donc nécessaire.

- **Evaluation de la rigidité K_L**

Les courbes force-déplacement obtenues lors des essais de chargement latéral en tête du pieu sont présentées sur les Figures 4.2 (a) et (b) qui regroupent respectivement les résultats des essais lors de la charge puis de la décharge du massif de sable. Pour chaque essai (à l'exception du test à surface libre), une force a été appliquée jusqu'à un déplacement de 0,1 mm. Cette force croît avec l'augmentation de la contrainte, allant de 75 N pour 10 kPa à 105 N pour 200 kPa. Les essais à surface libre présentent des résultats très différents entre la charge et la décharge, le premier essai présentant un déplacement très important du pieu (0,2 mm) pour une charge très faible (inférieure à 30 N). Au contraire, après la charge et la décharge du massif (0 kPa \rightarrow 200 kPa \rightarrow 0 kPa), le sol est beaucoup plus rigide puisqu'il y a surconsolidation du sol avec une contrainte horizontale rémanente. Le deuxième essai à surface libre nécessite ainsi une charge de 50 N pour induire un déplacement de 0,1 mm. Ce deuxième essai ne sera donc pas considéré par la suite pour l'exploitation des résultats. Comme on l'a souligné dans le chapitre 3 (partie 3.1.1.), les trois derniers cycles de chargement sont pris en compte pour l'évaluation de la pente à l'origine des courbes force-déplacement, qui correspond à la valeur de la rigidité K_L . L'évolution de la rigidité K_L en fonction de la contrainte verticale est présentée sur la Figure 4.2 (c). Les deux courbes correspondent aux résultats obtenus lors de la charge et la décharge du massif. Par ailleurs, l'écart-type

pour chaque configuration correspond à la variation de la valeur de la rigidité K_L lors des trois cycles de chargement. L'ensemble de ces valeurs et leur écart-type relatif sont rassemblés dans le Tableau 4.3 (page 164).

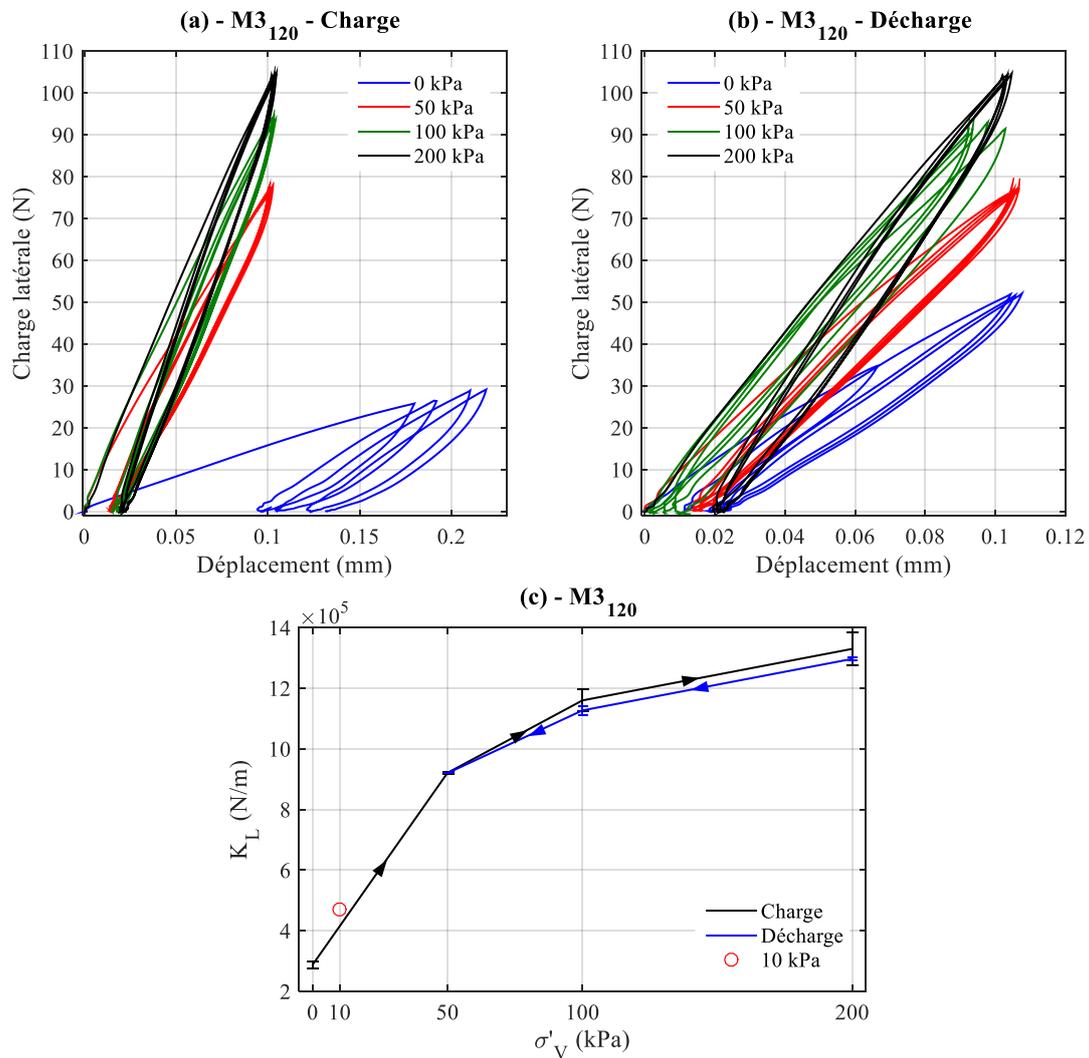


Figure 4.2 – Modèle 1/120 : (a) courbes force-déplacement pour une valeur croissante de la contrainte verticale σ'_v ; (b) courbes force-déplacement pour une valeur décroissante de la contrainte verticale σ'_v ; (c) évolution de la rigidité K_L en fonction de la contrainte verticale σ'_v

Les résultats obtenus à surface libre sont en accord avec les observations faites précédemment : la rigidité K_L est 2,5 fois plus élevée lors de la décharge que lors de la charge (premier essai à 0 kPa de confinement vertical). Ce premier essai étant plus représentatif du sol à surface libre, c'est ce résultat qui a été pris en compte. Les résultats obtenus de 50 à 200 kPa à la charge et à la décharge sont très proches, avec un écart-type relatif inférieur à 4 %. Dans cette première série d'essais, il n'y a pas eu d'essais réalisés à 10 kPa, la valeur de la rigidité K_L a donc été extrapolée en interpolant la courbe expérimentale par un polynôme de degré 2.

La rigidité K_L , représentant la raideur du ressort latéral relatif au modèle d'Adhikari et Bhattacharya (2012) [69], croît considérablement avec la contrainte verticale appliquée au massif de sol puisque cette raideur est multipliée par 4,6 entre un massif à surface libre et un massif soumis à $\sigma'_V = 200$ kPa.

- **Evaluation de la rigidité K_R**

Compte tenu de la difficulté d'interpréter les essais à surface libre, seuls les essais avec une contrainte verticale appliquée au massif de sol sont considérés pour ce qui est de l'application du moment en tête du pieu. Pour une question de lisibilité des résultats, les courbes moment – angle de rotation du modèle sont présentées en fonction de la contrainte appliquée sur le massif de sol comme illustré sur la Figure 4.3. Pour chaque contrainte appliquée, les courbes relatives à la charge et à la décharge du massif sont tracées. On observe une bonne correspondance entre les courbes à la charge et à la décharge.

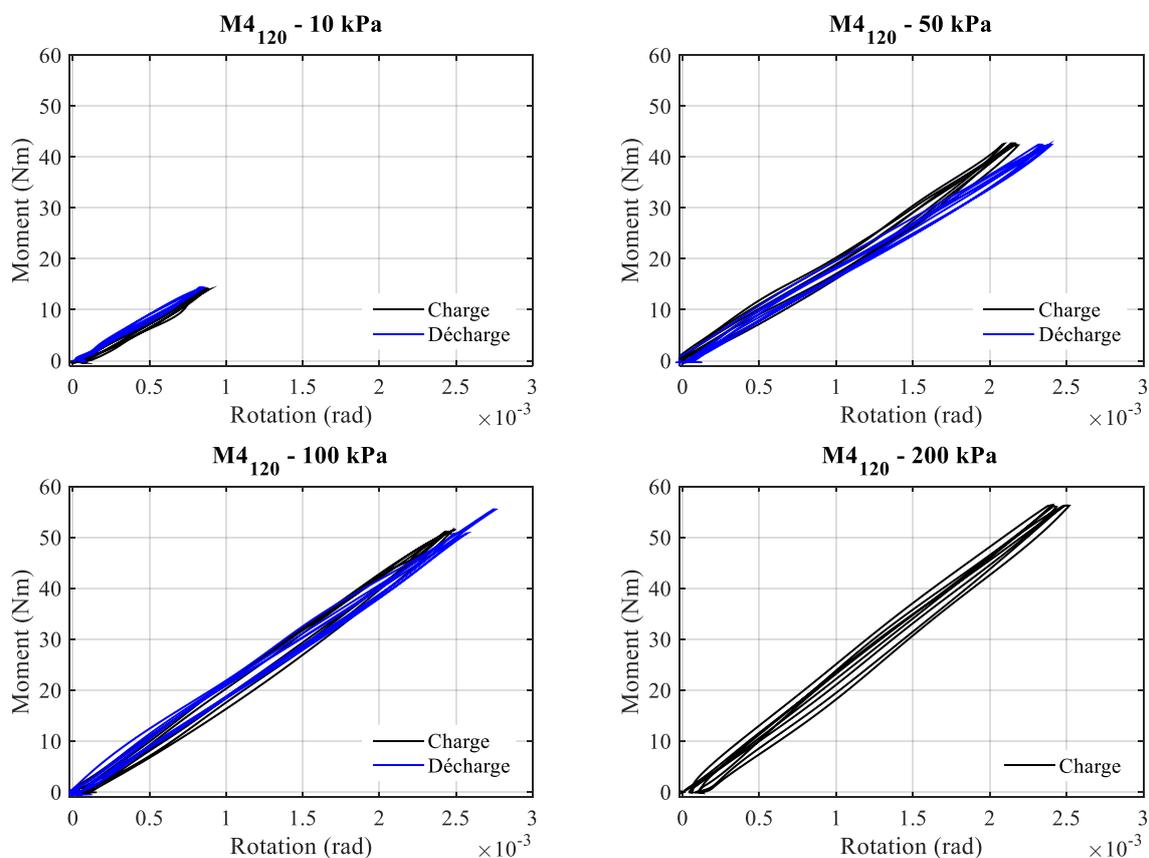


Figure 4.3 – Modèle 1/120 : courbes moment – angle de rotation obtenues pour différentes contraintes appliquées au massif de sable

Pour l'évaluation de la rigidité K_R , égal à la tangente à l'origine de la courbe moment – angle de rotation, les quatre cycles ont été considérés comme on l'a souligné dans le chapitre 3 (partie 3.1.2.). L'évolution de cette rigidité en fonction de la contrainte appliquée au massif de sol est ainsi présentée sur la Figure 4.4 et les valeurs obtenues sont récapitulées dans le Tableau 4.3 (page 164). Les résultats obtenus lors de la charge et la décharge du massif sont similaires, en accord avec les courbes moment – angle de rotation. La dispersion des mesures est légèrement plus importante pour l'évaluation de K_R que pour celle de K_L , avec un écart-type allant jusqu'à 4,6 %.

Il semble que la rigidité K_R , correspondant à la raideur du ressort de torsion dans le modèle d'Adhikari et Bhattacharya (2012) [69], soit moins influencée par la contrainte verticale appliquée au massif puisque la valeur obtenue à 200 kPa est seulement 1,3 fois plus élevée que celle obtenue à 10kPa (contre un facteur de 4,6 obtenu pour la rigidité K_L). La rotation du pieu est donc moins influencée par la contrainte verticale appliquée au massif, c'est-à-dire à la rigidité du sol, que son déplacement latéral.

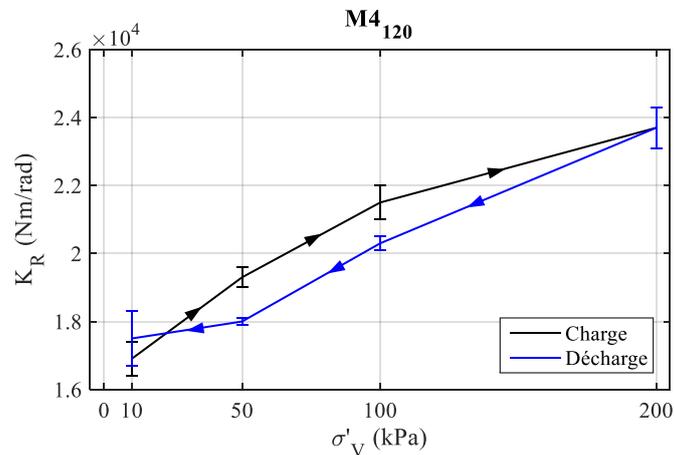


Figure 4.4 - Evolution de la rigidité K_R en fonction de la contrainte verticale σ'_V appliquée au massif de sable pour le modèle 1/120

1.1.2.2. Modèle 1/60

La même série d'essais a été réalisée pour le modèle 1/60. En suivant le même schéma que pour le modèle 1/120, les résultats relatifs aux essais de vibration libre puis de chargement latéral et de moment en tête du pieu sont présentés dans la suite.

- **Evaluation de la première fréquence propre**

L'évolution de la première fréquence propre en fonction de σ'_V est présentée sur la Figure 4.5 lors de la charge et de la décharge du massif de sol. Les courbes de charge et décharge sont tout à fait analogues. Pour une contrainte donnée, supérieure à 0 kPa, les écarts-types sont inférieurs à 0,11 %, résultat en accord avec ceux obtenus pour le modèle 1/120. Les essais à surface libre présentent la plus forte variation avec un écart-type de 0,28 %. Force est de constater que les résultats obtenus pour le sol à surface libre avec ce modèle réduit varient beaucoup moins que ceux obtenus pour le modèle 1/120. Ce modèle, plus rigide, présente donc de meilleurs résultats pour les essais à surface libre. L'ensemble des valeurs obtenues pour la première fréquence propre sont récapitulées dans le Tableau 4.3 (page 164).

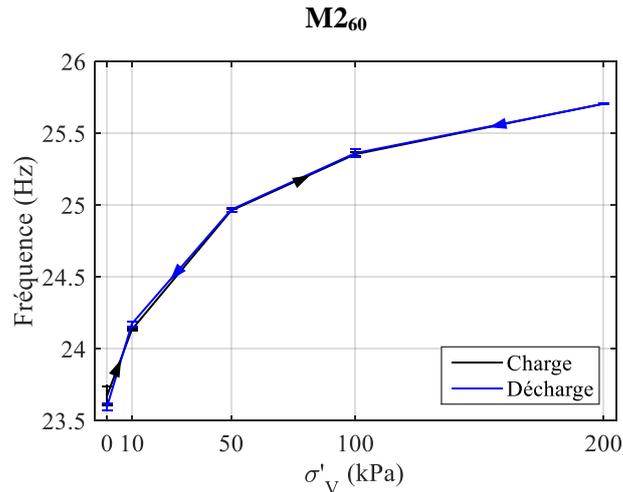
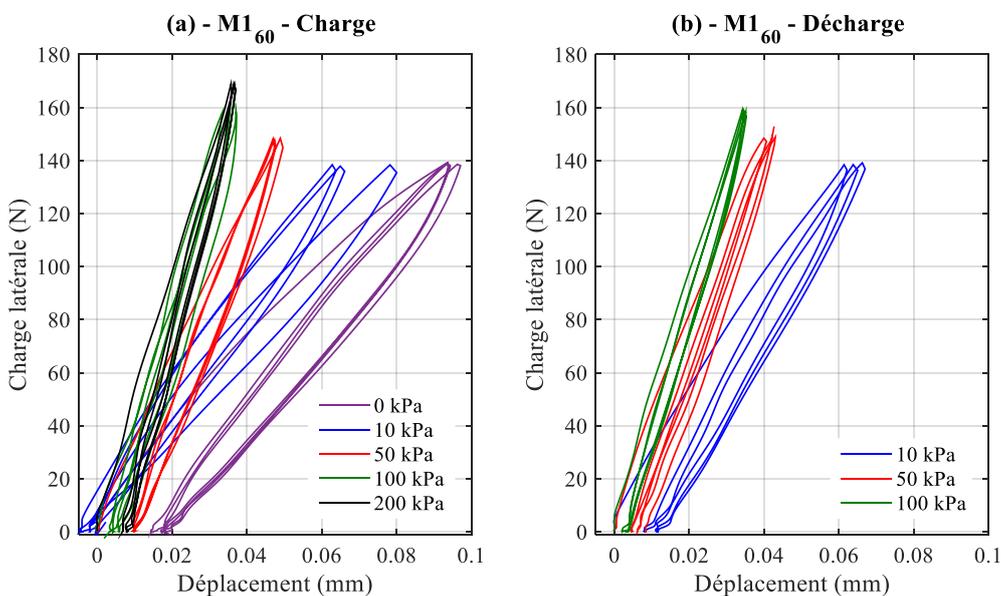


Figure 4.5 - Evolution de la première fréquence propre du modèle 1/60 en fonction de la contrainte verticale σ'_V appliquée au massif de sable

- **Evaluation de la rigidité K_L**

Les courbes force-déplacement relatives aux essais de chargement latéral sont présentées sur les Figures 4.6 (a) et (b), correspondant respectivement à la charge et à la décharge du massif de sable. De même que pour le modèle 1/120, pour une contrainte σ'_V donnée, le premier cycle de charge n'est pas pris en compte dans l'évaluation de la rigidité K_L puisque le sol, dans son état initial, est beaucoup moins rigide par rapport aux autres cycles. Les valeurs de la rigidité K_L correspondant à la moyenne des deux cycles suivants de charge-décharge sont illustrées sur la Figure 4.6 (c) et récapitulées dans le Tableau 4.3 (page 164).

Un écart-type maximal de 5,8 % est obtenu, un résultat analogue à celui obtenu pour le modèle 1/120. Par ailleurs, la valeur de la rigidité K_L est multipliée par 3 entre l'essai à surface libre et celui à 200 kPa, variation légèrement inférieure à celle obtenue pour le modèle 1/120. Il existe un facteur 10 entre les valeurs obtenues pour le modèle 1/120 et pour le modèle 1/60.



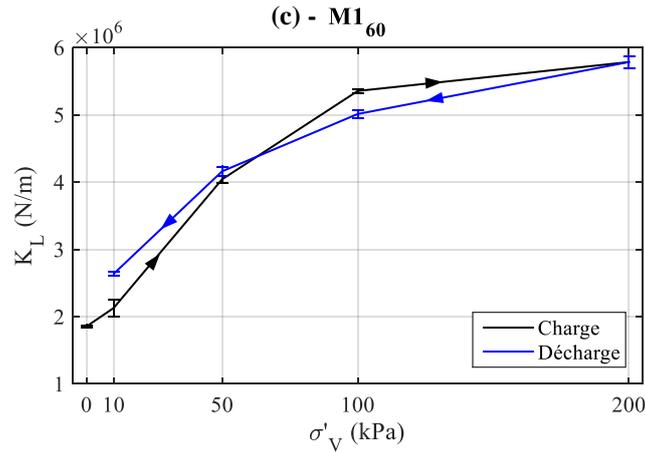


Figure 4.6 – Modèle 1/60 : (a) courbes force-déplacement pour une valeur croissante de la contrainte verticale σ'_V ; (b) courbes force-déplacement pour une valeur décroissante de la contrainte verticale σ'_V ; (c) évolution de la rigidité K_L en fonction de la contrainte verticale σ'_V

- **Evaluation de la rigidité K_R**

Pour les essais de moment appliqué en tête de la fondation, les courbes moment-angle de rotation sont présentées sur la Figure 4.7. Lors de ces essais, la rotation du pieu est très faible, de l'ordre de $3 \cdot 10^{-4}$ rad soit environ $0,017^\circ$. La précision de l'inclinomètre utilisée étant de $0,002^\circ$, comme on l'a souligné dans le chapitre 3 (partie 3.1.1.), les mesures réalisées sont fiables. Néanmoins, l'angle de rotation étant très faible, cela se traduit sur la Figure 4.8 et le Tableau 4.3, par une plus grande variabilité des résultats dans l'évaluation de la rigidité K_R .

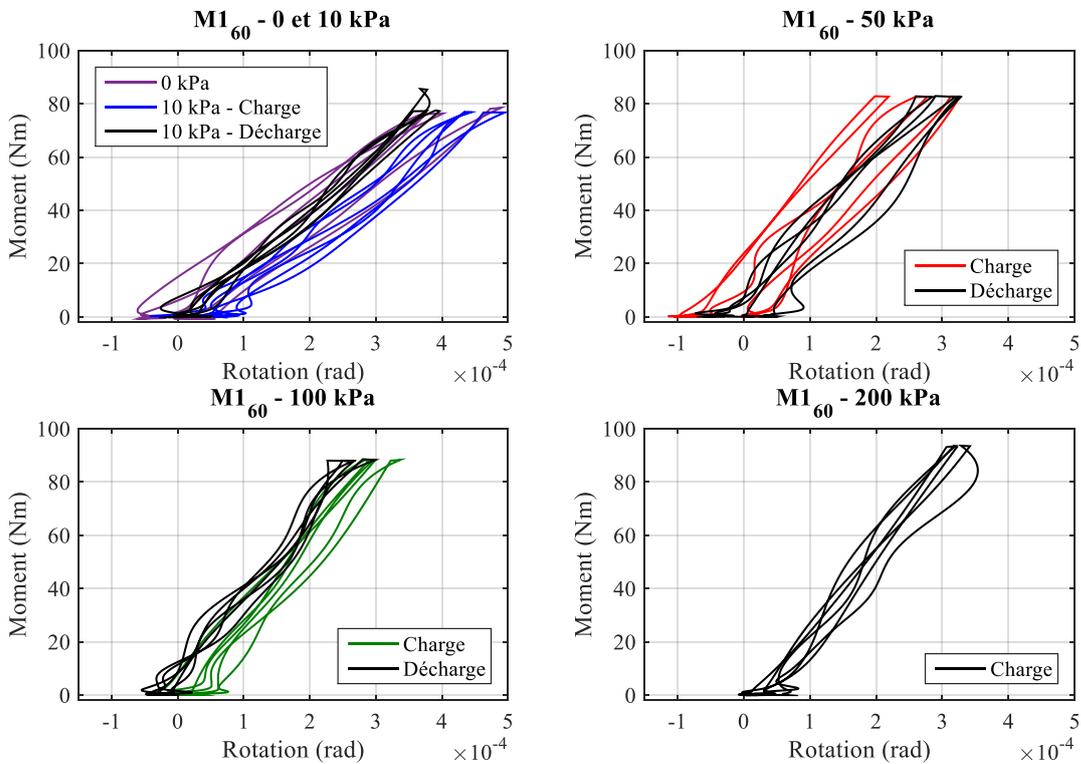


Figure 4.7 – Modèle 1/60 : courbes moment – angle de rotation pour différentes contraintes appliquées au massif de sable

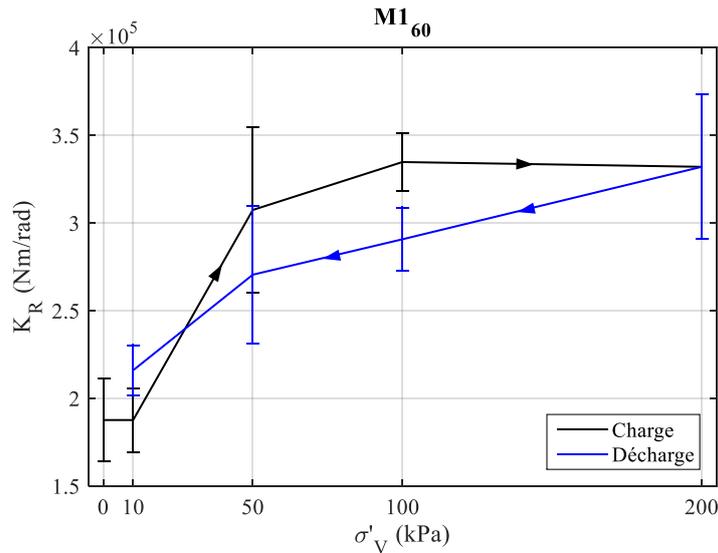


Figure 4.8 - Evolution de la rigidité K_R en fonction de la contrainte verticale σ'_V appliquée au massif de sable pour le modèle 1/60

En effet, un écart-type allant jusqu'à 15 % a été obtenu contre 4,6 % pour le modèle 1/120. Cet écart est directement lié aux faibles rotations du pieu, plus difficiles à mesurer avec l'inclinomètre. La rigidité K_R est multipliée par 1,64 entre l'essai à 10 kPa et celui à 200 kPa. Ces résultats sont cohérents avec ceux obtenus pour le modèle 1/120 où un facteur de 1,33 a été mesuré. De même que pour la rigidité K_L , un facteur 10 existe entre la rigidité K_R du modèle 1/120 et celle du modèle 1/60.

1.1.3. Répétabilité globale des essais

Dans le chapitre 3, la répétabilité des essais a été présentée à partir de deux résultats par type d'essais. Afin d'avoir un aperçu plus global de la répétabilité des essais, les résultats des essais suivants sont considérés :

- série d'essais (K_L , K_R et fréquence propre) lors de la charge et de la décharge de la contrainte verticale effective sur le massif de sable M1₆₀ ;
- série d'essais (K_L , K_R et fréquence propre) réalisée sur deux massifs de sable M1₆₀ et M2₆₀. Pour des raisons de lisibilité, seuls les résultats liés à la décharge des massifs sont présentés, les résultats lors de la charge étant similaires.

Dans le chapitre 3, on a montré que, quel que soit l'essai considéré (K_L , K_R ou fréquence propre), des résultats analogues sont obtenus lors de la charge et la décharge du massif de sol. Les résultats relatifs à ces essais sont présentés sur les Figures 4.9 (a), (b) et (c). Ces résultats servent donc de base pour discuter de la répétabilité des essais. La deuxième série d'essais correspond ainsi à l'étude de la répétabilité de ces essais, soit une série d'essais identique pour deux massifs de sable distincts. Les résultats obtenus sont présentés sur les Figures 4.9 (d), (e) et (f).

En considérant l'évaluation de la rigidité K_L , un écart moyen de 7 % est obtenu entre les courbes de charge/décharge (Figure 4.9 (a)) contre un écart moyen de 5 % pour les essais de répétabilité. De même

pour l'évaluation de K_R , un écart moyen de 10 % est obtenu entre les courbes de charge/décharge contre 5,5 % pour des essais de répétabilité. Pour la fréquence propre seulement, un écart moyen plus important est obtenu pour les essais de répétabilité : 1,2 % contre 0,46 % lors des essais de charges/décharges. En conclusion, des écarts similaires, voire inférieurs, ont été obtenus lors des essais de répétabilité, par rapport aux essais de charge/décharge. Il existe donc une répétabilité satisfaisante pour ces trois essais.

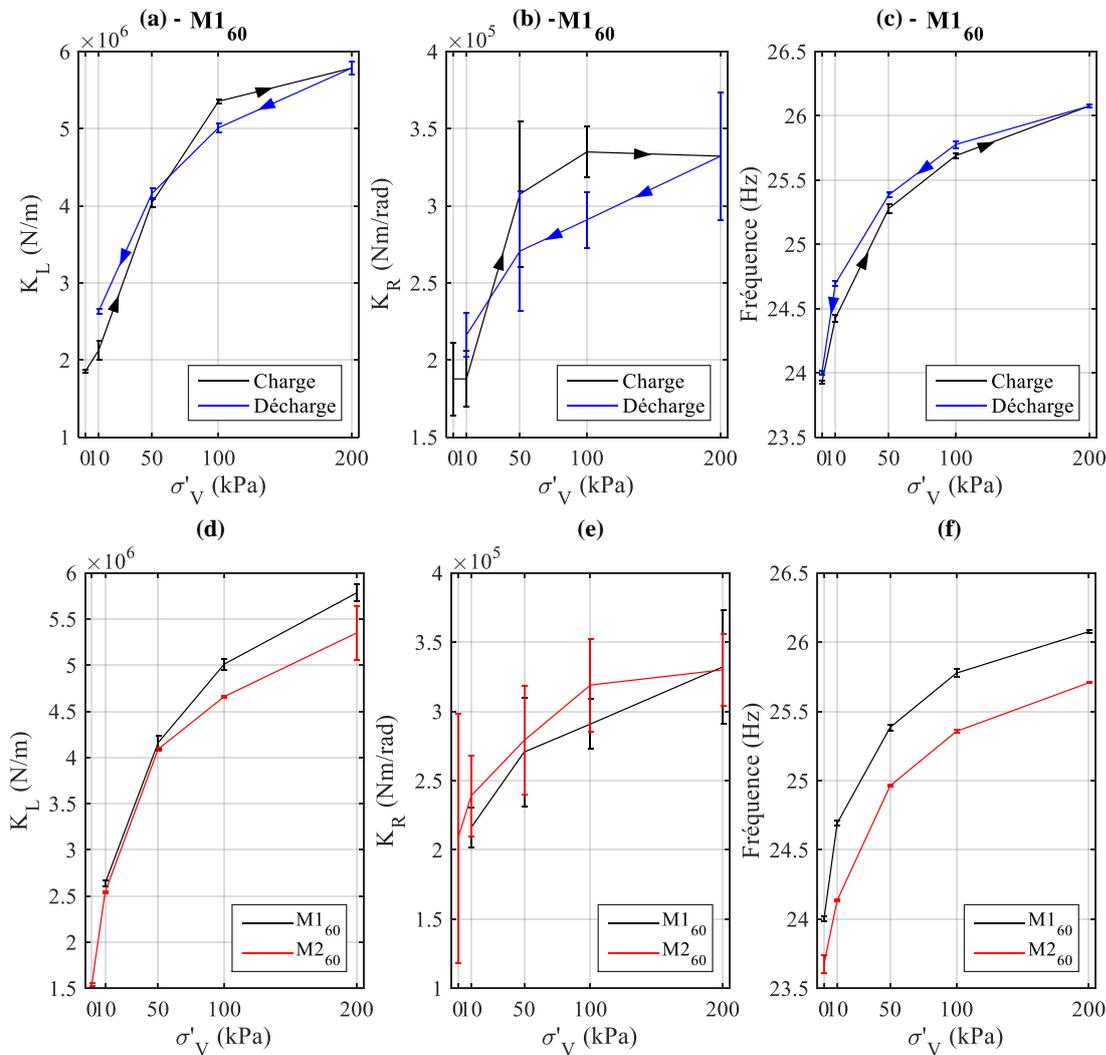


Figure 4-9 - Comparaison d'essais identiques sur le massif M1₆₀ entre charge et décharge de la contrainte verticale effective (a) K_L , (b) K_R et (c) fréquence propre ; Comparaison d'essais identiques lors de la décharge des massifs M1₆₀ et M2₆₀ (d) K_L , (e) K_R et (f) fréquence propre

1.1.4. Evaluation de la fréquence propre à partir des rigidités K_L et K_R

La première fréquence propre des modèles réduits peut être calculée en utilisant le modèle d'Adhikari et Bhattacharya (2012) [69], présenté dans le chapitre 1 (partie 4.2), combiné aux valeurs des rigidités K_L et K_R évaluées expérimentalement. Les valeurs moyennes des rigidités K_L et K_R définies dans le Tableau 4.3 (page 164), ont été considérées. Les résultats obtenus à partir de cette méthode, nommée A3, sont illustrés sur la Figure 4.10 pour les deux modèles réduits. Les valeurs correspondantes sont récapitulées dans le Tableau 4.3 (page 164).

La première fréquence propre est sous-estimée par cette méthode expérimentale (notée A3) et ce, quelle que soit la contrainte verticale appliquée au massif, pour les deux modèles réduits. L'erreur relative moyenne est de 6,9 % pour le modèle 1/120 et de 5,7 % pour le modèle 1/60. La sous-estimation de la fréquence propre est en lien direct avec l'emplacement des capteurs de déplacement et de rotation. En effet, en raison de l'encombrement engendré par la baudruche et le couvercle venant fermer le massif de sol, les capteurs ne sont pas placés à la surface du sable, mais à quelques centimètres au-dessus, comme illustré dans le Tableau 4.1. La rigidité sol-pieu est donc sous-estimée, entraînant ainsi une sous-estimation de la fréquence propre.

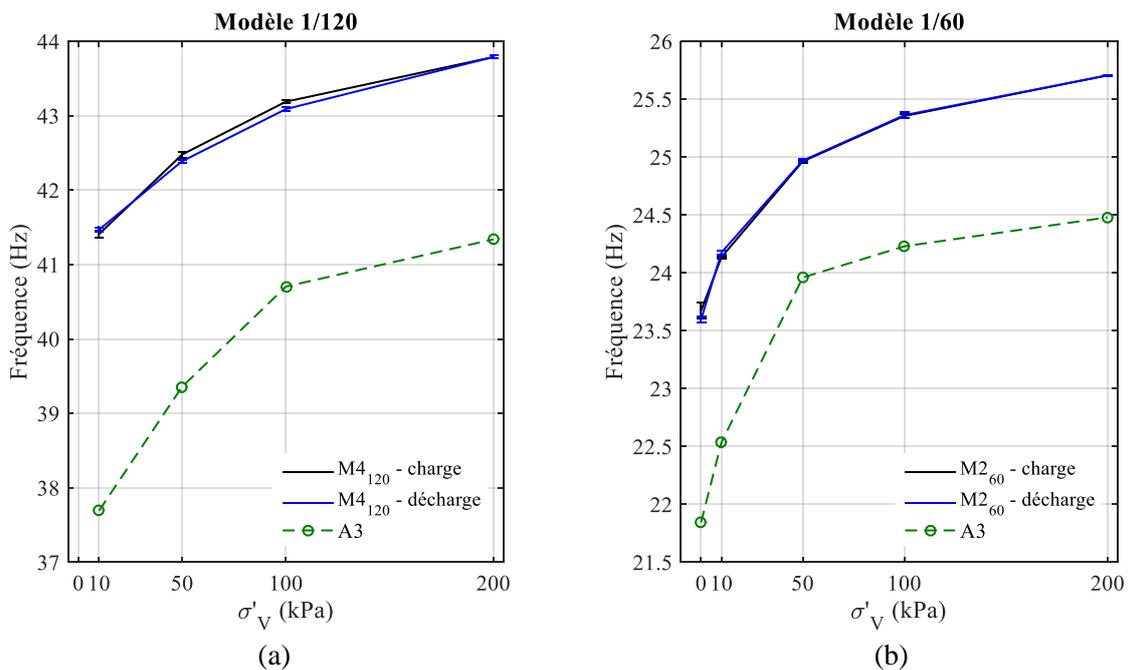


Figure 4.10 - Evolution de la fréquence propre en fonction de la contrainte verticale σ'_V appliquée au massif de sable et estimation à l'aide de la méthode A3 pour les modèles réduits : (a) 1/120 et (b) 1/60

Afin d'évaluer l'efficacité de cette méthode expérimentale (A3), les résultats présentés dans cette partie sont comparés à ceux obtenus à l'aide de méthodes existantes. Par ailleurs, deux méthodes sont proposées pour améliorer l'évaluation de la fréquence propre à partir des résultats expérimentaux présentés dans cette partie. L'ensemble de cette étude est proposé dans la section suivante.

1.2. Méthodes existantes et méthodes innovantes proposées pour l'évaluation de la fréquence propre à partir des rigidités K_L et K_R

Dans cette partie, l'évaluation de la fréquence propre par la méthode expérimentale $A3$ est comparée dans un premier temps aux deux méthodes analytiques proposées par Adhikari et Bhattacharya (2012) [69]. Dans un second temps, deux méthodes basées sur les essais de chargement latéral et de moment de flexion sont développées afin d'améliorer les résultats obtenus avec la méthode $A3$. Enfin, une méthode numérique, $A4$, reposant sur un modèle aux éléments finis utilisant le logiciel Abaqus, est présentée. Un bilan de l'ensemble de ces méthodes, récapitulées dans le Tableau 4.2, est présenté en conclusion.

Tableau 4.2 - Récapitulatif des méthodes considérées

$A1$	méthode analytique, Eurocode 8 [71]	$A3$	méthode expérimentale
$A2$	méthode analytique, Adhikari et Bhattacharya (2012) [69]	$A4$	méthode numérique

1.2.1. Evaluation des méthodes existantes

Comme on l'a introduit dans la partie 4 du chapitre 1, Adhikari et Bhattacharya (2012) [69] proposent trois méthodes afin d'évaluer les rigidités K_L et K_R : deux méthodes analytiques (notées ici $A1$ et $A2$) et une méthode expérimentale ($A3$) dont les résultats ont été présentés dans le paragraphe précédent. Ces méthodes analytiques proposent une évaluation directe des coefficients de raideur permettant de calculer ensuite la fréquence propre de la structure. L'ensemble des résultats présentés dans cette partie est récapitulé dans le Tableau 4.3 (page 164).

La méthode $A1$, présentée dans le chapitre 2 (partie 2.1.2), correspond à l'évaluation des raideurs à partir de l'Eurocode 8. Comme souligné dans le second chapitre, cette méthode propose un calcul des rigidités en fonction de trois types de sol. Les rigidités K_L et K_R ainsi que la fréquence propre de la structure, ont été évalués en considérant ces trois types de sol. Les résultats obtenus sont présentés sur la Figure 4.11 pour les deux modèles réduits. L'écart-type de chaque courbe pour la méthode $A1$ est calculé à partir des différents résultats obtenus pour les trois types de sols.

La méthode $A2$ correspond à la méthode développée par Adhikari et Bhattacharya où les rigidités K_L et K_R sont définies en fonction du coefficient de réaction k et d'une longueur critique L_c . Le coefficient de réaction est déterminé directement à partir d'abaques présentées dans les guides de référence, où k est une fonction du module d'Young du pieu E_p et du module de cisaillement du sol G telle que :

$$k \approx 10G \left(\frac{E_p}{G} \right)^{-0,14} \quad (4.1)$$

La longueur critique est définie comme une fonction du module d'Young du pieu E_p , du moment quadratique de la section I_p et du coefficient de réaction k telle que :

$$L_c = 4 \left(\frac{E_p I_p}{4k} \right)^{1/4} \quad (4.2)$$

Les rigidités K_L et K_R sont ensuite calculées à partir de l'équation (1.43) définie dans le chapitre 1 (partie 4) et rappelée ci-dessous :

$$\begin{cases} K_L = \frac{kL_c}{4\sqrt{2}} \\ K_R = \frac{k}{\sqrt{2}} \left(\frac{L_c}{4}\right)^3 \end{cases} \quad (4.3)$$

L'ensemble des résultats obtenus pour cette méthode A2 sont introduits dans la Figure 4.11 pour les deux modèles réduits testés.

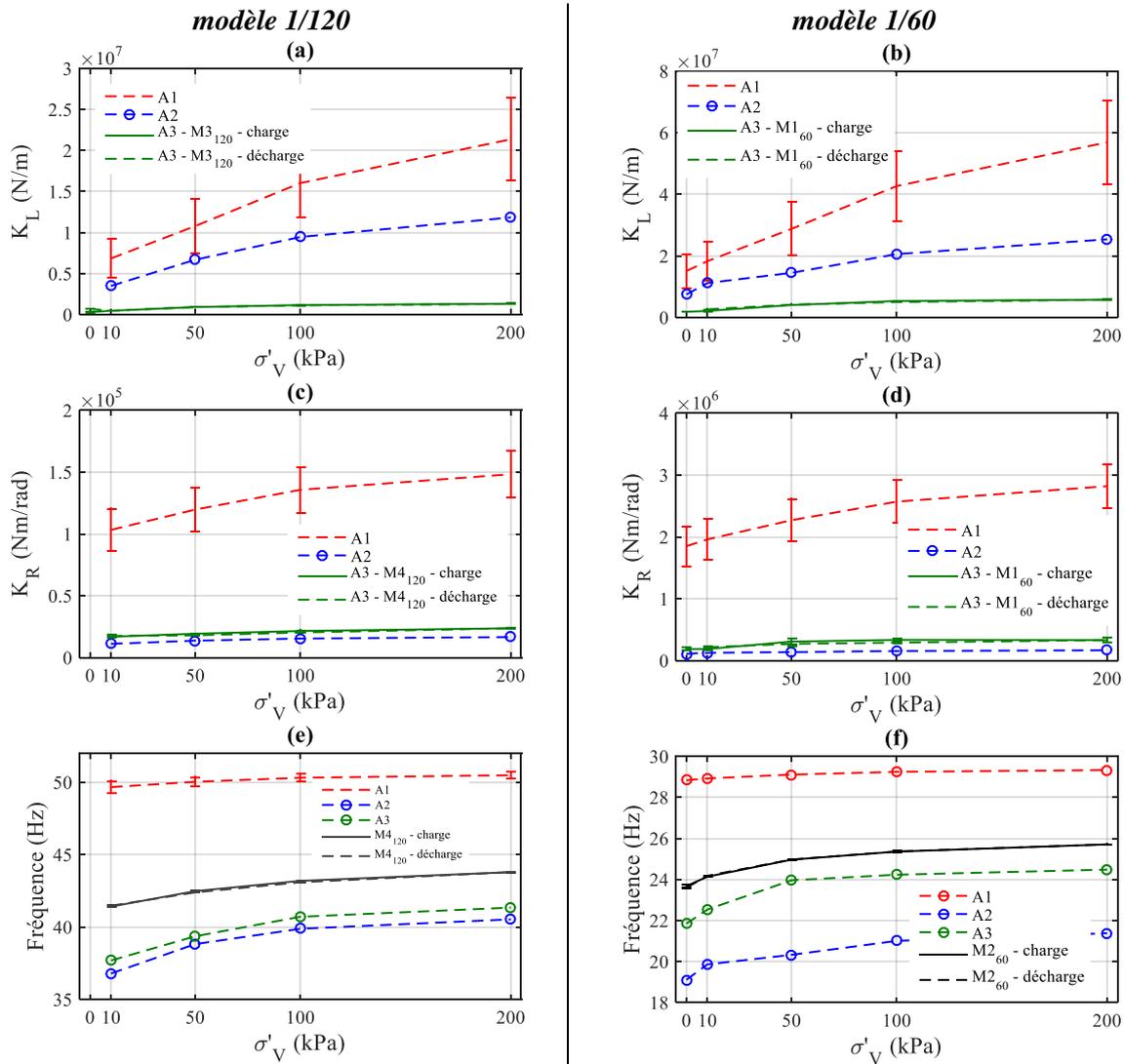


Figure 4.11 - Evaluation à partir des méthodes A1, A2 et A3 en fonction de la contrainte verticale effective dans le sol σ'_V de la rigidité K_L (a) pour le modèle 1/120 ; (b) pour le modèle 1/60 ; la rigidité K_R (c) pour le modèle 1/120 ; (d) pour le modèle 1/60 ; la fréquence propre (e) pour le modèle 1/120 ; (f) pour le modèle 1/60

Quel que soit le modèle réduit considéré, la même tendance est observée pour la méthode A1. Il y a un facteur supérieur à 10 entre les valeurs des rigidités K_L et K_R obtenues avec la méthode A1 et les mesures réalisées lors des essais monotones. Cette surestimation de la raideur des ressorts se traduit directement par une surestimation importante de la fréquence propre des modèles réduits avec une erreur relative moyenne de 17,5 % et 16,7 %, respectivement, pour le modèle 1/120 et 1/60.

Le même type de résultats est obtenu avec la méthode A2 : dans les deux cas, la rigidité K_L est largement supérieure aux valeurs obtenues lors des essais monotones tandis que la rigidité K_R est légèrement inférieure. Le calcul de fréquence propre montre alors une sous-estimation de la première fréquence propre de la structure de 8,7 % pour le modèle 1/120 et de 18,1 % pour le modèle 1/60 par rapport à l'évaluation expérimentale de la première fréquence propre des modèles réduits (courbes noires sur la Figure 4.11). Par ailleurs, il semble que la variation de la rigidité K_R a plus d'impact dans l'évaluation de la fréquence propre que celle de la rigidité K_L . En comparant les méthodes A2 et A3, les inégalités suivantes peuvent être identifiées :

$$\begin{cases} K_{LA2} > K_{LA3} \\ K_{RA2} < K_{RA3} \\ f_{A2} < f_{A3} \end{cases} \quad (4.4)$$

Cette hypothèse est discutée plus en détail dans le bilan de la présente partie. Il est néanmoins possible de conclure que l'évaluation précise de la raideur en torsion est essentielle pour calculer avec précision la fréquence propre de la structure.

En conclusion, la méthode A3 basée sur l'évaluation expérimentale des rigidités K_L et K_R , donne une meilleure estimation de la fréquence propre, avec une sous-estimation de la fréquence est de 6,9 % pour le modèle 1/120 et de 5,7 % pour le modèle 1/60. Cette méthode est donc plus efficace, mais peut néanmoins être améliorée comme cela a été souligné dans le paragraphe précédent. Une méthode basée sur un modèle de poutre simple est présentée dans la partie suivante afin d'affiner les résultats expérimentaux.

1.2.2. Modèle de poutre simple

L'évaluation des rigidités K_L et K_R est directement fonction de l'emplacement des capteurs de déplacement et de rotation. Les mesures effectuées, qui au lieu de se situer à la surface du sol correspondent à la hauteur d'installation des capteurs comme présenté sur la Figure 4.12, ne correspondent donc pas à la raideur des ressorts recherchée.

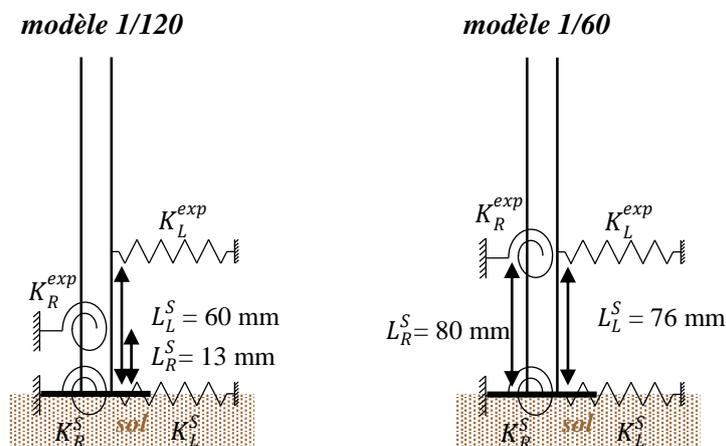


Figure 4.12 - Représentation des positions où sont évaluées les raideurs et de celles recherchées à la surface du sol

Afin d'évaluer les raideurs à la surface du sol, les modèles réduits sont assimilés à une poutre console d'Euler-Bernoulli. La méthodologie suivante, basée sur les formules associées à une poutre encastree soumise à un chargement latéral ou un moment en tête, permet de calculer respectivement la raideur du ressort latéral à la surface du sol K_L^S et celle du ressort de torsion à la surface du sol K_R^S .

Evaluation de K_L^S

Pour une poutre encastree soumise à une charge latérale H , la flèche y engendree est telle que :

$$y = \frac{HL^3}{3E_p I_p} \text{ avec } K_L = \frac{H}{y} \quad (4.5)$$

La longueur equivalente d'encastrement du pieu, L_L^{eq} , illustree sur la Figure 4.13 est donc telle que :

$$L_L^{eq} = \sqrt[3]{\frac{3E_p I_p}{K_L^{exp}}} \quad (4.6)$$

Donc, la raideur du ressort latéral à la surface du sol, K_L^S , peut être calculee comme suit :

$$K_L^S = \frac{3E_p I_p}{(L_L^{eq} - L_L^S)^3} \quad (4.7)$$

Evaluation de K_R^S

Pour une poutre encastree soumise à un moment M en tête du pieu, la rotation engendree est egale à :

$$\theta = \frac{ML}{2E_p I_p} \text{ avec } K_R = \frac{M}{\theta} \quad (4.8)$$

La fiche equivalente de la poutre, L_R^{eq} , illustree sur la Figure 4.13 peut être calculee comme suit :

$$L_R^{eq} = \frac{2E_p I_p}{K_R^{exp}} \quad (4.9)$$

La raideur du ressort de torsion à la surface du sol, K_R^S , est alors telle que :

$$K_R^S = \frac{2E_p I_p}{L_R^{eq} - L_R^S} \quad (4.10)$$

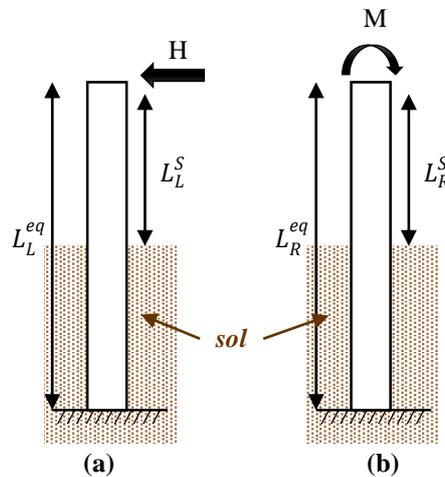


Figure 4.13 - Schéma d'une poutre encastree soumise à : (a) une charge latérale ; (b) un moment en tête

A l'aide de cette méthode, notée A3_S, les valeurs corrigees des rigidités K_L et K_R ont pu être évaluées à la surface du sol. Les résultats obtenus sont récapitulés dans le Tableau 4.3 (page 164) et présentés sur les Figures 4.14 (a) et (c) pour le modèle 1/120 et les Figures 4.14 (b) et (d) pour le modèle 1/60. En considérant le modèle 1/120, la raideur corrigee du ressort latéral est bien plus importante que celle mesurée, l'écart entre l'emplacement du capteur de déplacement et la surface du sol étant conséquent. Au contraire, l'inclinomètre qui se situe à proximité de la surface du sol induit une correction assez

faible par la valeur de la raideur du ressort de torsion. Les mêmes remarques peuvent être appliquées au modèle 1/60.

La fréquence propre des modèles réduits a pu ensuite être évaluée grâce à ces valeurs corrigées des rigidités K_L et K_R , ces résultats sont notés $A3_S$. Les résultats obtenus sont récapitulés dans le Tableau 4.3 et illustrés sur les Figures 4.14 (e) et (f) respectivement pour le modèle 1/120 et le modèle 1/60. L'évaluation expérimentale de la raideur des ressorts latéral et de torsion, combinée à ce modèle de poutre simple, permet d'améliorer significativement les résultats en passant de 6,9 % à 1,1% d'erreur relative moyenne pour le modèle 1/120 et de 5,7 % à 3 % pour le modèle 1/60.

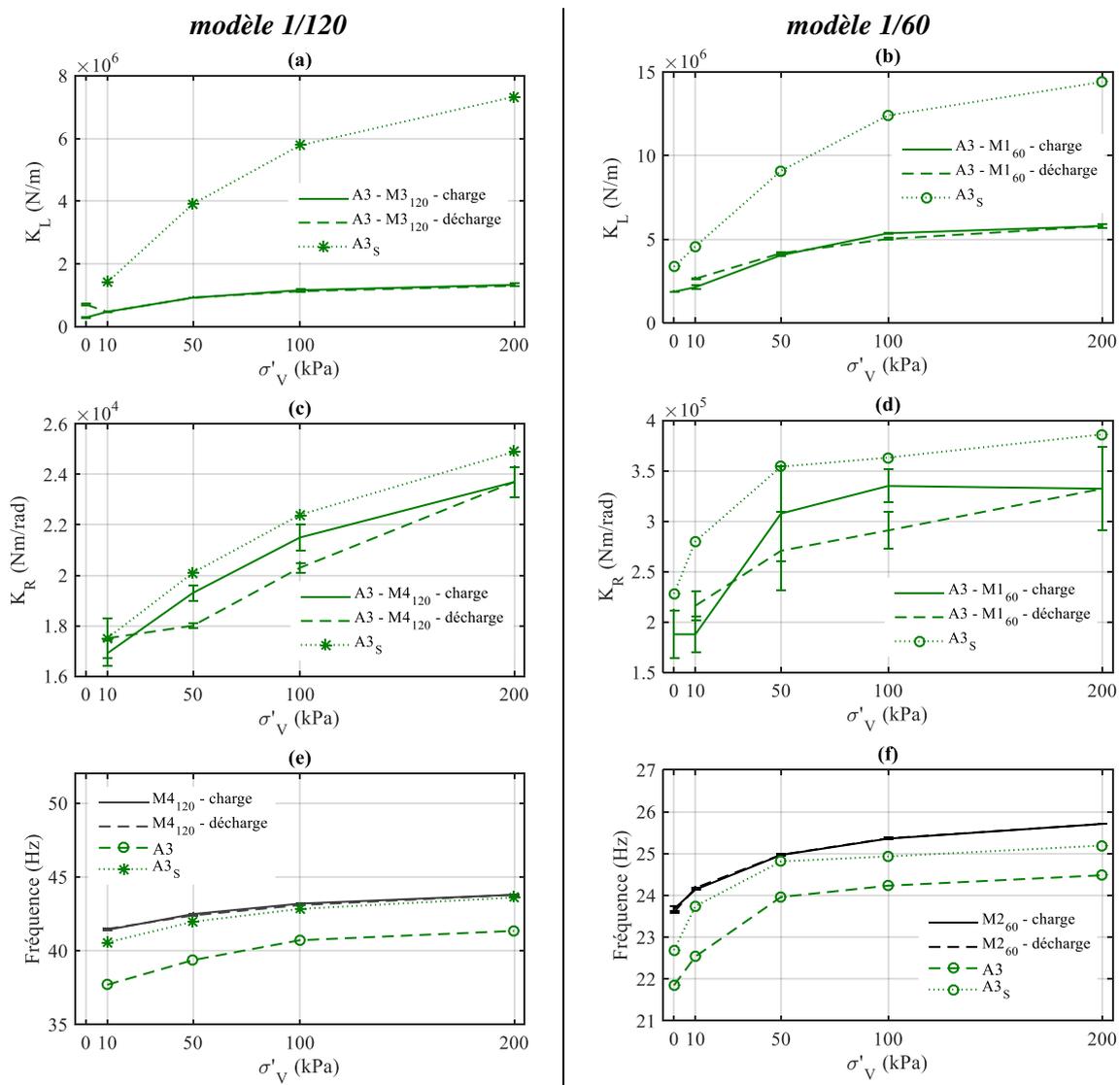


Figure 4.14 - Evaluation à l'aide du modèle de poutre simple de :
la rigidité K_L (a) pour le modèle 1/120 ; (b) pour le modèle 1/60 ; la rigidité K_R (c) pour le modèle 1/120 ; (d) pour le modèle 1/60 ; la fréquence propre (e) pour le modèle 1/120 ; (f) pour le modèle 1/60 en fonction de la contrainte verticale σ'_V appliquée au massif de sol

Tableau 4.3 - Tableau récapitulatif des valeurs et écarts-types obtenus pour les rigidités K_L , K_R et pour la première fréquence propre de la structure pour les méthodes A1, A2, A3 et A3s

Modèle 1/120							Modèle 1/60										
$K_L (\times 10^6 \text{ N/m})$							$K_L (\times 10^6 \text{ N/m})$										
σ'_V kPa	A1	A2	A3 (exp)		A3s	Moy.	σ'_V kPa	A1	A2	A3 (exp)		A3s	Moy.				
	Essais de vibration libre		M3 ₁₂₀ Charge	M3 ₁₂₀ Décharge	Val.			Val.	Essais de vibration libre		M1 ₆₀ Charge	M1 ₆₀ Décharge		Val.	Val.		
	Val. (ETR)	Val. (ETR)	Val. (ETR)	Val. (ETR)					Val. (ETR)	Val. (ETR)	Val. (ETR)	Val. (ETR)					
N/m (%)	N/m	N/m (%)	N/m (%)	N/m (%)	N/m	N/m	N/m (%)	N/m	N/m (%)	N/m (%)	N/m	N/m					
0	-	-	0,3 (3,8)	0,7 (3,1)	0,3	-	15,1 (36,5)	7,5	1,8 (0,9)	-	1,8	3,3					
10	6,8 (34,7)	3,5	-	-	0,5	1,4	18,3 (34,5)	11,2	2,1 (5,8)	2,6 (1,2)	2,4	4,6					
50	10,8 (30,5)	6,7	0,9 (0,3)	0,9 (0,1)	0,9	3,9	28,8 (30,2)	14,5	4,0 (1,3)	4,2 (1,7)	4,1	9,1					
100	16,0 (26,3)	9,5	1,2 (3,1)	1,1 (1,3)	1,1	5,8	42,7 (26,5)	20,6	5,3 (0,5)	5,0 (1,2)	5,2	12,4					
200	21,4 (23,6)	11,8	1,3 (4,0)	1,3 (0,5)	1,3	7,3	56,9 (23,7)	25,4	5,8 (1,5)	-	5,8	14,4					
$K_R (\times 10^5 \text{ Nm/rad})$							$K_R (\times 10^5 \text{ Nm/rad})$										
σ'_V kPa	A1	A2	A3 (exp)		A3s	Moy.	σ'_V kPa	A1	A2	A3 (exp)		A3s	Moy.				
	Essais de vibration libre		M4 ₁₂₀ Charge	M4 ₁₂₀ Décharge	Val.			Val.	Essais de vibration libre		M1 ₆₀ Charge	M1 ₆₀ Décharge		Val.	Val.		
	Val. (ETR)	Val. (ETR)	Val. (ETR)	Val. (ETR)					Val. (ETR)	Val. (ETR)	Val. (ETR)	Val. (ETR)					
Nm/rad (%)	Nm/rad	Nm/rad (%)	Nm/rad (%)	Nm/rad (%)	Nm/rad	Nm/rad	Nm/rad (%)	Nm/rad	Nm/rad (%)	Nm/rad (%)	Nm/rad	Nm/rad					
10	1,0 (16,5)	0,11	0,17 (3,0)	0,17 (4,6)	0,17	0,17	18,5 (17,4)	1,1	1,9 (12,5)	-	1,9	2,3					
50	1,2 (14,9)	0,14	0,19 (1,6)	0,18 (0,6)	0,19	0,20	19,6 (16,6)	1,3	1,9 (9,7)	2,2 (6,6)	2,0	2,8					
100	1,4 (13,6)	0,15	0,21 (2,3)	0,20 (1,0)	0,21	0,22	22,7 (15,1)	1,4	3,1 (15,3)	2,7 (14,4)	2,9	3,5					
200	1,5 (12,7)	0,17	0,24 (2,5)	0,24 (2,5)	0,24	0,25	25,7 (13,5)	1,6	3,3 (4,9)	2,9 (6,2)	3,1	3,6					
							28,2 (12,4)	1,7	3,3 (12,4)	-	3,3	3,9					
Fréquence propre (Hz)									Fréquence propre (Hz)								
σ'_V kPa	Essais de vibration libre			A1	A2	A3	A3s	A4	σ'_V kPa	Essais de vibration libre			A1	A2	A3	A3s	
	M4 ₁₂₀ Charge		M4 ₁₂₀ Décharge	Moy.	Moy.	Moy.	Val.	Val.		M2 ₆₀ Charge		M2 ₆₀ Décharge	Moy.	Moy.	Moy.	Val.	Val.
	Val. (ETR)	Val. (ETR)	Val. (ETR)	Val. (ETR)	Val. (ETR)	Val. (ETR)				Val. (ETR)	Val. (ETR)	Val. (ETR)	Val. (ETR)	Val. (ETR)	Val. (ETR)		
Hz (%)	Hz (%)	Hz (%)	Hz	Hz	Hz	Hz	Hz	Hz	Hz (%)	Hz (%)	Hz	Hz	Hz	Hz	Hz	Hz	
10	41,4 (0,1)	41,5 (0,07)	41,4	49,7	36,8	37,7	40,6	-	23,7 (0,28)	23,6 (0,09)	23,6	28,8	19,1	21,8	22,7		
50	42,5 (0,1)	42,4 (0,05)	42,4	50,1	38,8	39,4	42,0	42,8	24,1 (0,04)	24,2 (0,07)	24,2	28,9	19,9	22,5	23,7		
100	43,2 (0,05)	43,1 (0,07)	43,1	50,4	39,9	40,7	42,8	44,1	25,0 (0,04)	25,0 (0,05)	25,0	29,1	20,3	24,0	24,8		
200	43,8 (0,05)	43,8 (0,05)	43,8	50,5	40,5	41,3	43,6	45,1	25,4 (0,05)	25,4 (0,11)	25,4	29,2	21,0	24,2	24,9		
									25,7 (0,01)	25,7 (0,01)	25,7	29,3	21,4	24,5	25,2		
			Erreur moyenne (%)	17,5	-8,7	-6,9	-1,1	3,0				Erreur moyenne (%)	16,7	-18,1	-5,7	-3,0	

A1, A2 méthodes analytiques, A3, méthode expérimentale, A3s, méthode expérimentale/poutre simple, A4, méthode numérique

ETR : écart-type relatif (%) qui correspond, pour la méthode A1, à la prise en compte de 3 types de sol, pour la méthode A3 (K_L et K_R), à la moyenne entre chaque cycle de charge/décharge du pieu, et pour les essais de vibration libre, à la prise en compte des 5 essais de vibration libre pour une configuration donnée

1.2.3. Modèle Abaqus

Dans cette partie, une méthode numérique est présentée afin d'évaluer la raideur des ressorts latéral et de torsion à la surface du sol à partir des résultats expérimentaux. Les essais de chargement latéral et de moment en flexion sur le pieu du modèle 1/120 sont modélisés à l'aide d'un modèle aux éléments finis développé sur Abaqus. Les fréquences propres calculées à l'aide de cette méthode sont comparées à celles obtenues par une analyse fréquentielle directe du modèle réduit complet sur Abaqus.

1.2.3.1. Construction du modèle numérique

Le modèle numérique est construit autour de trois éléments : le massif de sable de Fontainebleau NE34, le modèle de pieu en acier inoxydable et un modèle de pieu en sable. Ce dernier élément, ayant les mêmes dimensions que le pieu en acier, mais les propriétés du sol, est nécessaire lors de la première étape du modèle qui consiste à appliquer une contrainte géostatique au massif. Suite à cette étape de chargement gravitaire, ce pieu de sable est retiré puis remplacé par un pieu en acier. Les caractéristiques du sol et du pieu, considérées pour ce modèle, sont récapitulées dans le Tableau 4.4. Les valeurs du module d'Young du sable, qui varient en fonction de la contrainte verticale σ'_V appliquée au massif, sont identiques à celles présentées dans le Tableau 3.2 (chapitre 3). Le sol suit une loi de comportement élastique parfaitement plastique, avec un critère de rupture de Mohr Coulomb et une loi d'écoulement plastique non-associée. Le pieu suit une loi purement plastique.

Tableau 4.4 - Caractéristiques des matériaux relatifs au modèle numérique

		Unité	Sable	Acier inoxydable
Général	Masse volumique	t/m ³	1,63	8,01
Propriétés élastiques	Module d'Young (contrainte verticale σ'_V)	MPa (kPa)	16 (0)	203·10 ³
			21 (10)	
40 (50)				
70 (100)				
105 (200)				
	Coefficient de Poisson	-	0,33	0,2
Propriétés plastiques	Cohésion	kPa	1	-
	Angle de frottement	°	35	-
	Angle de dilatance	°	14	-

La géométrie du modèle est similaire à celle des essais : un diamètre extérieur de 55 cm est considéré pour le sable pour une hauteur de 45 cm. Le pieu est modélisé comme un tube de 2 mm d'épaisseur et 30 mm de diamètre avec une fiche de 300 mm dans le sol. Le maillage a été divisé en plusieurs zones afin de l'affiner au voisinage du pieu. Les zones les plus éloignées du pieu sont ainsi discrétisées par des éléments hexagonaux linéaires à huit nœuds (C3D8 node linear brick). Les zones à proximité du pieu (autour et à l'intérieur) sont constituées d'éléments hexagonaux à vingt nœuds (C3D20 node quadratic brick). Le pieu est représenté aussi par des éléments C3D20. Cette construction permet une représentation fine dans les zones d'intérêt tout en allégeant les calculs. Le maillage obtenu, représenté sur la Figure 4.15, comprend 2·10⁴ éléments.

L'interaction sol-structure est modélisée par une interface élastoplastique entre l'intérieur du pieu et le sol, et entre l'extérieur du pieu et le sol. Le contact entre ces deux types de surfaces, dans les conditions normales et tangentielles, consiste respectivement en un frottement isotrope de Coulomb (modèle proposé par Abaqus) et un modèle de contact rigide. Ce dernier permet d'éviter les efforts de traction au niveau de l'interface sol-pieu. Grâce à cette formulation, la formation d'une ouverture entre le pieu et le sable est impossible. Le frottement isotrope est régi par l'interface élastoplastique et la contrainte de cisaillement maximale. Cette contrainte de cisaillement au contact pieu-sable résulte du produit de la contrainte horizontale σ'_H et de l'angle de frottement d'interface sable-acier δ tels que :

$$\begin{cases} \sigma'_H = K_0 \sigma'_V \\ \delta = \tan\left(\frac{2}{3}\phi'\right) \end{cases} \quad (4.11)$$

avec K_0 , le coefficient de pression des terres au repos et ϕ' , l'angle de frottement interne du sable.

Les conditions aux limites adoptées pour le modèle numérique considèrent que la base du massif de sable est encadrée et les déplacements des bords latéraux sont bloqués transversalement, compte tenu des conditions expérimentales.

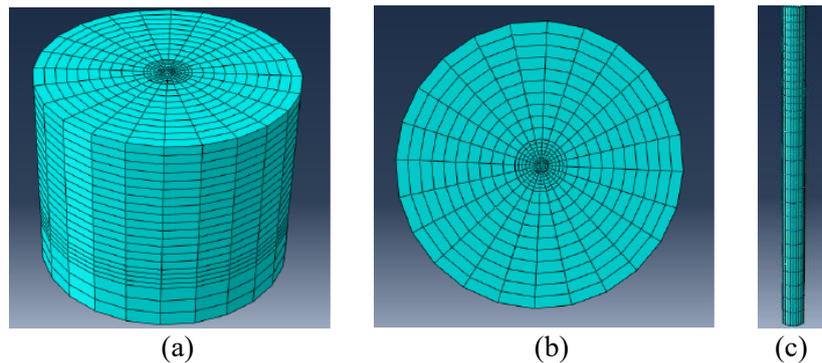


Figure 4.15 - Maillage du massif de sable (a) vue en perspective, (b) vue de dessus et (c) maillage du pieu en acier

Le calcul comporte quatre étapes successives. La première consiste à appliquer la contrainte géostatique au modèle, le massif de sable est ainsi soumis à une contrainte due à son propre poids. La contrainte horizontale est définie à l'aide du coefficient de pression des terres au repos, K_0 , par la formule de Jacky : $K_0 = 1 - \sin \phi'$. Dans un second temps, le pieu de sable est remplacé par le pieu en acier et l'interface sol-pieu est activée. Cette étape représente l'installation du pieu. La troisième étape permet d'appliquer un chargement en contrainte à la surface du massif, une pression uniforme correspondant à l'application de la contrainte verticale effective à l'aide de la baudruche. Cette pression est ainsi comprise entre 10 et 200 kPa. En dernière étape, le chargement latéral ou le moment en flexion est appliqué sur le pieu. Cette quatrième phase représente directement les essais réalisés permettant d'évaluer expérimentalement les rigidités K_L et K_R .

1.2.3.2. Validation du modèle numérique

Afin de valider ce modèle numérique, les courbes force – déplacement obtenues à l’emplacement du capteur de déplacement sont comparées aux courbes expérimentales sur la Figure 4.16 (a). De même, les courbes moment – angle de rotation obtenues numériquement et expérimentalement sont présentées sur la Figure 4.16 (b). L’ensemble des contraintes verticales appliquées sur le massif de sable est considéré. Par souci de clarté, l’ensemble des cycles de charge-décharge réalisés lors des essais n’est pas représenté graphiquement ; seul un cycle de chargement est illustré.

On observe une bonne cohérence entre les courbes expérimentales et numériques pour les différentes configurations étudiées. Un écart moyen de 10 % entre les valeurs expérimentales et numériques des rigidités K_L et K_R est obtenu. Ces résultats permettent donc de valider le modèle numérique aux éléments finis. Par ailleurs, la modélisation en fonction de la contrainte verticale appliquée dépend majoritairement de la valeur du module d’Young correspondant, présenté dans le Tableau 4.4. Compte tenu des résultats cohérents obtenus, il est donc possible de conclure que les valeurs du module d’Young retenues sont pertinentes.

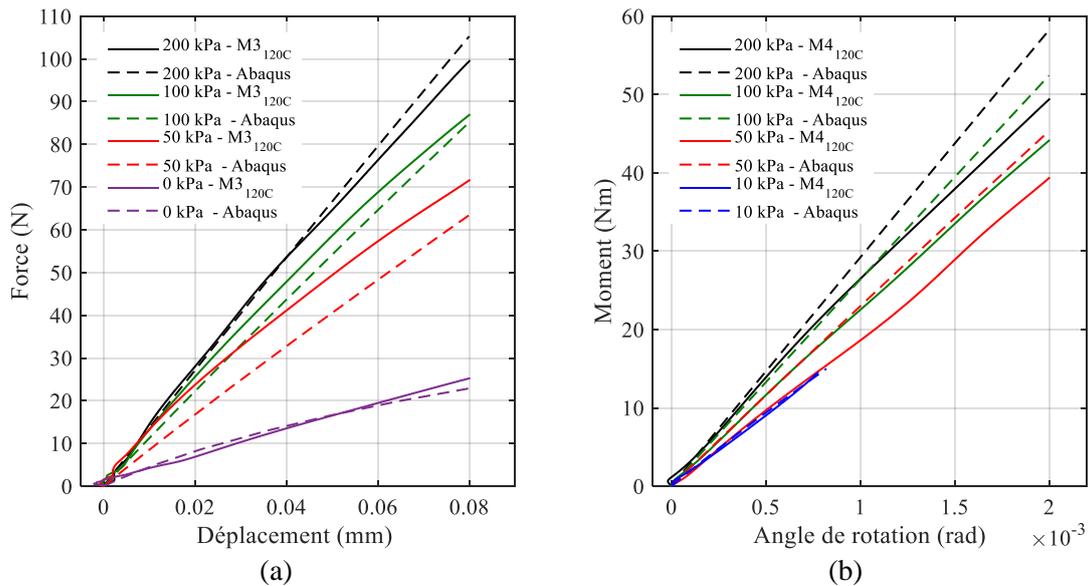


Figure 4.16 - Comparaison entre résultats expérimentaux et numériques pour le modèle 1/120 : (a) courbes force - déplacement ; (b) courbes moment - angle de rotation

1.2.3.3. Calcul des rigidités K_L et K_R

Pour un emplacement donné le long du pieu, le modèle numérique permet d’obtenir les courbes force – déplacement ainsi que moment – angle de rotation relatives à ce point particulier. Il est donc possible d’obtenir les courbes correspondant à la surface du sol et ainsi d’évaluer la raideur des ressorts latéral et de torsion à la surface du sol. Les rigidités K_L et K_R obtenues grâce à cette méthode, notée $A3_{Abaqus}$, sont présentés sur les Figures 4.17 (a) et (b). La raideur du ressort latéral est en moyenne deux fois plus grande que celle évaluée expérimentalement tandis que la rigidité K_R a une valeur 1,2 fois supérieure à celle mesurée.

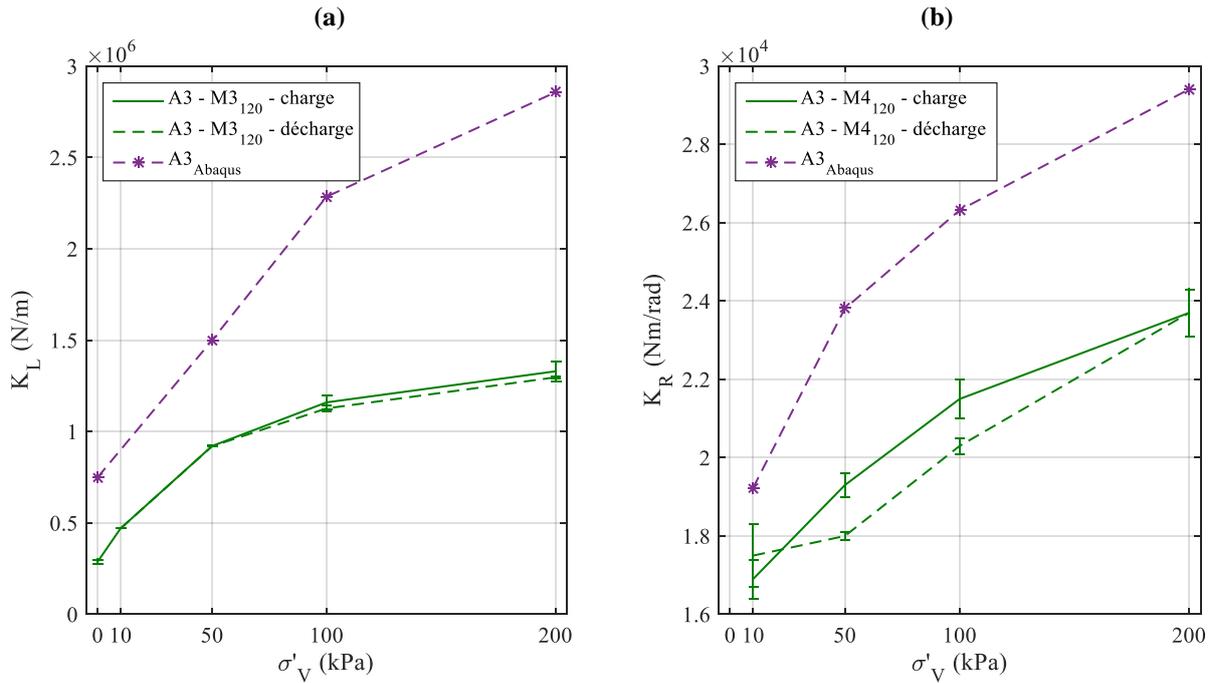


Figure 4.17 - Valeurs obtenues avec la méthode A3_{Abaqus} pour le modèle 1/120 en fonction de la contrainte verticale effective σ'_V pour les rigidités : (a) K_L ; (b) K_R

1.2.3.4. Evaluation de la fréquence propre

Deux méthodes ont été considérées afin d'évaluer la fréquence propre du modèle réduit. Pour la première méthode, la fréquence propre est d'abord évaluée à l'aide de la méthode d'Adhikari et Bhattacharya (2012) [69] et des rigidités K_L et K_R présentées sur la Figure 4.17. La seconde méthode est basée sur une analyse fréquentielle directe sur Abaqus. Des éléments structurels ont donc été ajoutés au modèle Abaqus en incorporant le mât ainsi que les brides qui permettent la jonction entre la fondation et ce dernier. Le modèle complet et son premier mode propre sont illustrés sur la Figure 4.18. Le mode obtenu est en accord avec la structure de type « soft-stiff » dont la fondation rigide présente une très faible déformation tandis que le mât est très flexible.

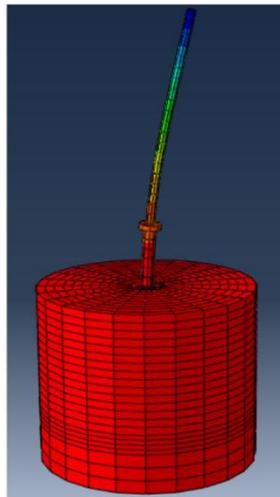


Figure 4.18 - Premier mode propre du modèle réduit obtenu sur Abaqus

Les résultats obtenus par ces méthodes, $A3_{Abaqus}$ et $A4$, sont présentés sur la Figure 4.19 (le calcul à 10 kPa n'a pas été effectué pour la méthode $A4$). La méthode $A3_{Abaqus}$ offre une très bonne estimation de la fréquence propre avec une erreur relative moyenne de 1%. La méthode $A4$, quant à elle, fournit une évaluation correcte de la fréquence propre avec une erreur relative moyenne de 3%. La méthode numérique couplée avec l'évaluation expérimentale des rigidités K_L et K_R présente ainsi de meilleurs résultats que ceux obtenus à partir de la modélisation complète du modèle réduit sur Abaqus.

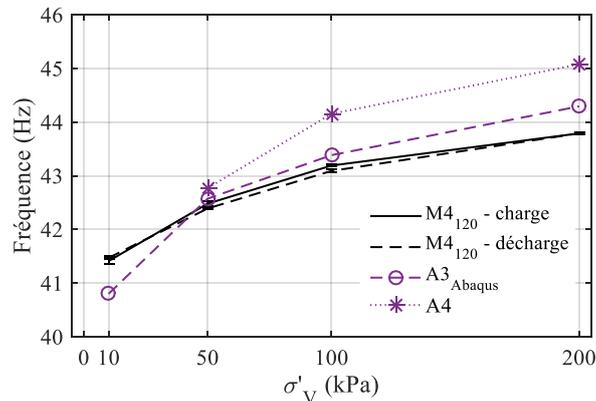


Figure 4.19 - Fréquences propres obtenues par les méthodes $A3_{Abaqus}$ et $A4$ en fonction de la contrainte verticale effective σ'_V

1.2.4. Bilan

Six méthodes ont été considérées afin d'évaluer la fréquence propre d'un modèle réduit à l'aide du modèle d'Adhikari et Bhattacharya (2012) [69] : deux méthodes analytiques, trois méthodes basées sur les résultats expérimentaux et une méthode numérique. Les méthodes analytiques, $A1$ et $A2$, présentent les moins bons résultats avec, pour la méthode $A1$, une large surestimation de la raideur des ressorts et donc de la fréquence propre et pour la méthode $A2$, une sous-estimation de la fréquence propre engendrée par la sous-estimation de la rigidité K_R .

La méthode $A3$ basée sur l'évaluation expérimentale des rigidités K_L et K_R fournit une évaluation correcte de la fréquence propre avec une erreur moyenne de 6,3% pour les deux modèles réduits. Ces résultats ont été corrigés afin d'évaluer la valeur de la raideur des ressorts non pas à l'emplacement des capteurs, mais à la surface du massif de sable. Pour ce faire, deux méthodes sont proposées : une méthode basée sur un modèle de poutre simple, $A3_S$, et une méthode basée sur un modèle éléments finis sur Abaqus $A3_{Abaqus}$. Ces deux méthodes permettent d'améliorer les résultats de la méthode $A3$ en passant d'une erreur de 6,3% à une erreur de 2% pour la méthode $A3_S$ et de 1% pour la méthode $A3_{Abaqus}$. A la lumière des résultats obtenus, la méthode $A3_S$ paraît préférable compte tenu de la facilité et de la rapidité de sa mise en œuvre. La méthode $A3_{Abaqus}$ permet néanmoins d'avoir un plus large panel d'informations sur les essais de chargement latéral ou de moment en flexion. Ce modèle, validé par la comparaison expérience/simulation, permet ainsi d'évaluer la raideur des ressorts pour une contrainte verticale effective donnée, appliquée sur le massif, et pour un modèle donné. En le calibrant pour différents types de sol et différents modèles réduits, ce modèle numérique pourrait permettre d'évaluer les rigidités K_L et K_R en fonction de la dimension d'un pieu et des caractéristiques du sol.

Enfin, la méthode numérique d'évaluation directe par analyse fréquentielle de la première fréquence propre du modèle réduit, $A4$, présente une erreur relative moyenne de 3 %. Cette méthode n'offre pas de meilleure estimation que celle obtenue avec les méthodes $A3_S$ et $A3_{Abaqus}$. Ces dernières semblent donc potentiellement plus intéressantes, avec une possibilité de généraliser ces méthodes à différentes dimensions de pieu et divers types de sols.

Comme souligné précédemment, la rigidité en rotation K_R a une influence plus forte sur l'évaluation de la fréquence propre que celle du ressort latéral. Pour valider ce résultat, la Figure 4.20 illustre la valeur de la fréquence propre du modèle réduit en fonction des rigidités K_L et K_R . Les résultats obtenus à l'aide des méthodes $A3$, $A3_S$ et $A3_{Abaqus}$ sont également indiqués sur le graphique. En considérant les deux parties délimitées par le trait rouge sur le graphe, les rigidités K_L et K_R semblent avoir des rôles symétriques dans l'évaluation de la fréquence propre, compte tenu des courbes d'isovaleurs tracées. Il existe donc un grand nombre de couples (K_L, K_R) possibles correspondant à une fréquence propre donnée. Cependant, si l'on considère l'emplacement des courbes relatives aux méthodes $A3$, $A3_S$ et $A3_{Abaqus}$, une augmentation même faible de la rigidité K_R a un impact significatif sur la fréquence propre, contrairement à la rigidité K_L . Ce résultat confirme donc l'importance d'évaluer précisément la raideur du ressort de torsion, qui joue un rôle prépondérant dans le calcul de la fréquence propre de la structure.

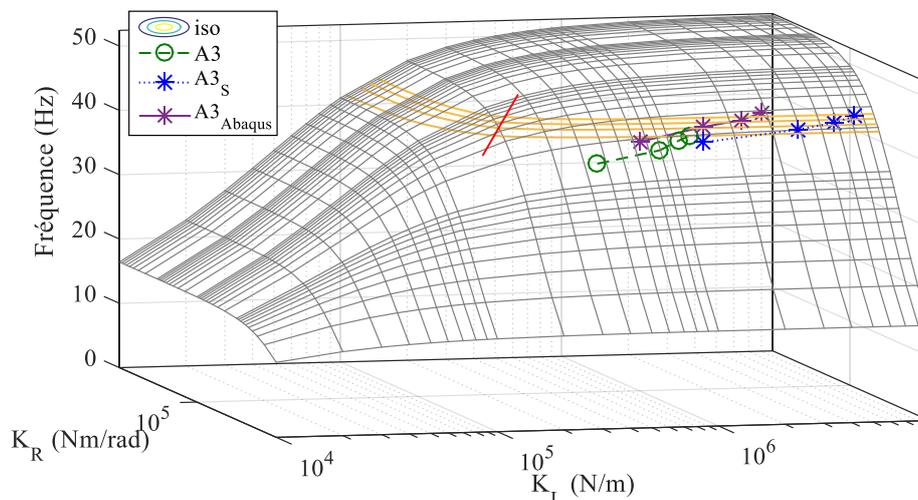


Figure 4.20 - Première fréquence propre du modèle 1/120 en fonction de K_L et K_R

Un des objectifs importants, lié à la réalisation d'essais sur deux modèles réduits de tailles différentes, est de pouvoir proposer un passage à l'échelle 1 (prototype). Ainsi, dans la partie suivante, la validation des modèles réduits par rapport au prototype ainsi qu'une méthode de passage d'un modèle à l'autre est introduite.

1.3. Passage à l'échelle 1

Dans cette partie, la validité des modèles réduits est discutée en comparant les résultats obtenus à ceux du prototype, l'éolienne de référence de 5 MW. Une évaluation de la raideur des ressorts ainsi qu'une loi de changement d'échelle sont proposées.

1.3.1. Validation des modèles réduits

Afin de pouvoir discuter de la validité des modèles réduits, une comparaison entre les modèles et le prototype, l'éolienne 5 MW décrite dans le chapitre 2 (partie 1.3.1), est proposée. Une analyse modale de ce prototype est présentée par Bir et Jonkman (2008) [83]. La première fréquence propre de cette structure est calculée à l'aide d'un modèle aux éléments finis sur le logiciel BModes. La première fréquence propre dite « fore-aft » (dans la direction du vent) de la structure est égale à 0,2530 Hz et sa première fréquence propre dite « side-side » (direction perpendiculaire au vent) est de 0,2513 Hz. Le modèle d'encastrement équivalent, proposé par Bir et Jonkman (2008) [83] et illustré sur la Figure 4.21, représente le monopieu par une poutre encastree de 17,5 m afin d'assurer une réponse fréquentielle identique au modèle numérique sur BModes.

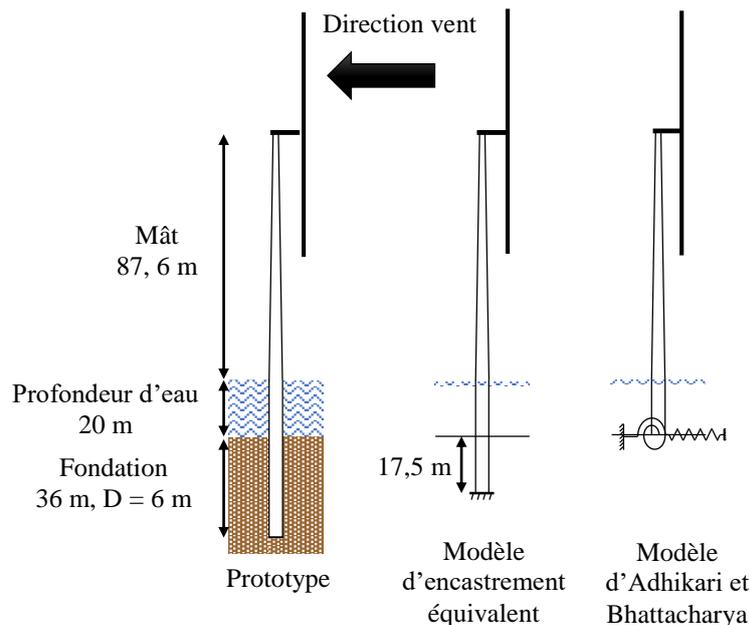


Figure 4.21 - Eolienne de référence et modèles équivalents, d'après Bir et Jonkman (2008) [83]

De façon analogue aux modèles réduits, la première fréquence propre du modèle est évaluée à l'aide de la méthode d'Adhikari et Bhattacharya (2012) [69]. Le prototype est représenté par une poutre d'Euler-Bernoulli munie d'une masse ponctuelle modélisant la masse de l'ensemble rotor-nacelle. La première fréquence propre est calculée ici à l'aide des méthodes A1 et A2. Les résultats obtenus sont récapitulés dans le Tableau 4.5. En comparant ces résultats avec la valeur de référence de 0,252 Hz (moyenne des valeurs « side-side » et « fore-aft ») présentée par Bir et Jonkman (2008) [83], force est de constater que la méthode A1 surestime cette fréquence avec une erreur relative de 14,3 %. Avec cette

méthode, une erreur relative de 17,5 % et de 16,7 % avait été obtenue respectivement pour les modèles 1/120 et 1/60, avec une surestimation de la fréquence propre. La méthode A2 sous-estime la fréquence propre avec une erreur de 10,3 % contre 8,7 % et 18,1 % pour les modèles 1/120 et 1/60. Des résultats analogues sont donc obtenus pour le prototype et les deux modèles réduits avec une tendance identique de surestimation de la fréquence pour la méthode A1 et de sous-estimation pour la méthode A2, avec une erreur moyenne du même ordre de grandeur.

Tableau 4.5 - Evaluation de la fréquence propre du prototype par les méthodes A1 et A2

	K_L	K_R	Fréquence	Erreur
Méthodes	N/m	Nm/rad	Hz	%
A1	$11,4 \cdot 10^8$	$80,0 \cdot 10^{10}$	0,288	14,3
A2	$5,24 \cdot 10^8$	$3,88 \cdot 10^{10}$	0,226	10,3

La méthode d'encastrement équivalent est, elle aussi, prise en compte afin de comparer prototype et modèles réduits. Pour le modèle 1/120, cette longueur d'encastrement correspond donc à 146 mm soit la longueur d'encastrement du prototype (17,5 m) divisée par 120. La première fréquence propre calculée pour un tel modèle est de 41,26 Hz, valeur très proche de celle obtenue pour le modèle réduit soumis à une contrainte verticale de 10 kPa qui est de 41,41 Hz (voir Tableau 4.3). Pour le modèle 1/60, avec une longueur d'encastrement équivalente de 292 mm, la première fréquence propre calculée est de 22,18 Hz soit une erreur de 6 % (voir valeur dans le Tableau 4.3 pour $\sigma'_v = 10$ kPa).

Que ce soit en utilisant le modèle d'encastrement équivalent ou le modèle d'Adhikari et de Bhattacharya, des tendances identiques sont obtenues pour les deux modèles réduits et le prototype. Un passage à l'échelle 1 peut donc être proposé à partir de ces résultats.

1.3.2. Méthode de passage à l'échelle du prototype

Le premier objectif pour le passage à l'échelle 1 est de proposer une évaluation des rigidités K_L et K_R pour le prototype. Comme souligné précédemment, il existe une tendance similaire pour les deux modèles réduits et le prototype concernant l'évaluation de la fréquence propre à l'aide des méthodes A1 et A2 :

- une surestimation de la fréquence propre par la méthode A1 ;
- une sous-estimation de la fréquence propre par la méthode A2.

Ces observations sont en lien direct avec le calcul des rigidités K_L et K_R . Pour les modèles réduits, on a, en effet :

- une surestimation de la rigidité K_L par les méthodes A1 et A2 par rapport à la méthode A3S ;
- une surestimation de la rigidité K_R par la méthode A1 et une sous-estimation par la méthode A2 par rapport à la méthode A3S.

Une évaluation est proposée en définissant les rapports suivants, pour une contrainte donnée et une méthode Ai :

$$R_{K_L} = \frac{K_L(Ai)}{K_L(A3_S)} \quad (4.12)$$

$$R_{K_R} = \frac{K_R(Ai)}{K_R(A3_S)} \quad (4.13)$$

$$R_f = \frac{f(Ai)}{f(exp)} \quad (4.14)$$

Les graphes présentés sur la Figure 4.22 sont ainsi obtenus. Les mêmes tendances sont obtenues pour les deux modèles réduits. Ainsi, pour la méthode A1, la rigidité K_L est en moyenne 3,6 fois plus élevée que la valeur de référence et la rigidité K_R 6,67 fois plus élevée. Pour la méthode A2, la rigidité K_L est égale en moyenne à 1,9 fois la valeur de référence et la rigidité K_R à 0,55 fois.

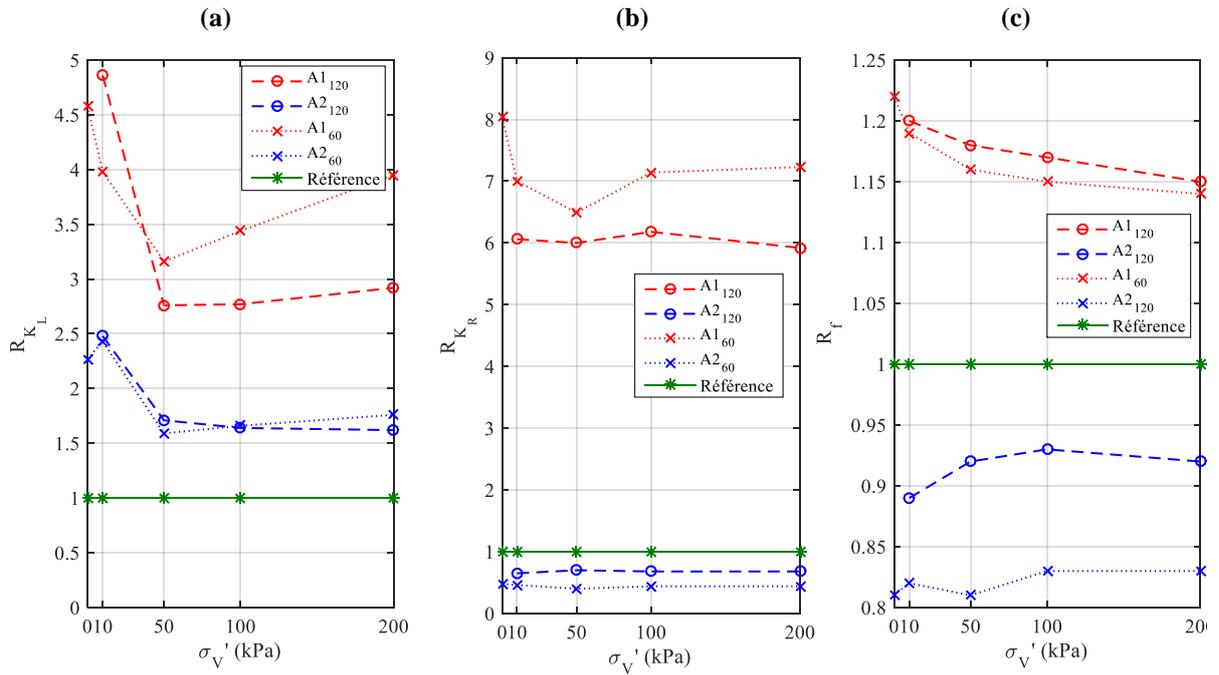


Figure 4.22 - Evolution en fonction de la contrainte verticale effective σ_v' des rapports (a) R_{K_L} , (b) R_{K_R} et (c) R_f pour les méthodes A1 et A2

En supposant que ces rapports sont identiques pour le prototype, il est possible d'évaluer la valeur des rigidités K_L et K_R à partir des valeurs obtenues par les méthodes A1 et A2 telles que :

$$K_{L_{proto}} = \frac{1}{2} \left(\frac{K_L(A1)}{3,6} + \frac{K_L(A2)}{1,9} \right) = 3,8 \cdot 10^8 \text{ N/m} \quad (4.15)$$

$$K_{R_{proto}} = \frac{1}{2} \left(\frac{K_R(A1)}{6,67} + \frac{K_R(A2)}{0,55} \right) = 1,3 \cdot 10^{11} \text{ Nm/rad} \quad (4.16)$$

A partir de la méthode d'Adhikari et de Bhattacharya (2012) et avec ces rigidités, le calcul de la fréquence propre donne une valeur de 0,251 Hz ce qui correspond à la valeur de la première fréquence propre « side-side » définie par Bir et Jonkman (2008) [83]. Les rigidités K_L et K_R pour le prototype sont donc validées.

Les courbes d'évolution de la raideur du ressort latéral et du ressort de torsion peuvent donc être tracées en fonction du rapport d'échelle considéré ; elles sont représentées sur la Figure 4.23. Pour les deux rigidités, une loi en puissance permet d'exprimer l'évolution des rigidités en fonction de l'échelle de longueur choisie telle que :

$$K_L(\lambda_L) = a_L(\lambda_L)^{b_L} + c_L \quad \text{avec} \quad \begin{cases} a_L = 4,1 \cdot 10^8 \\ b_L = 0,52 \\ c_L = -3 \cdot 10^7 \end{cases} \quad (4.17)$$

$$K_R(\lambda_R) = a_R(\lambda_R)^{b_R} + c_R \quad \text{avec} \quad \begin{cases} a_R = 9,7 \cdot 10^{10} \\ b_R = 3,2 \\ c_R = -8,8 \cdot 10^3 \end{cases} \quad (4.18)$$

Afin de valider ces lois et de les généraliser, des essais sur d'autres modèles réduits à plus grandes échelles sont néanmoins nécessaires.

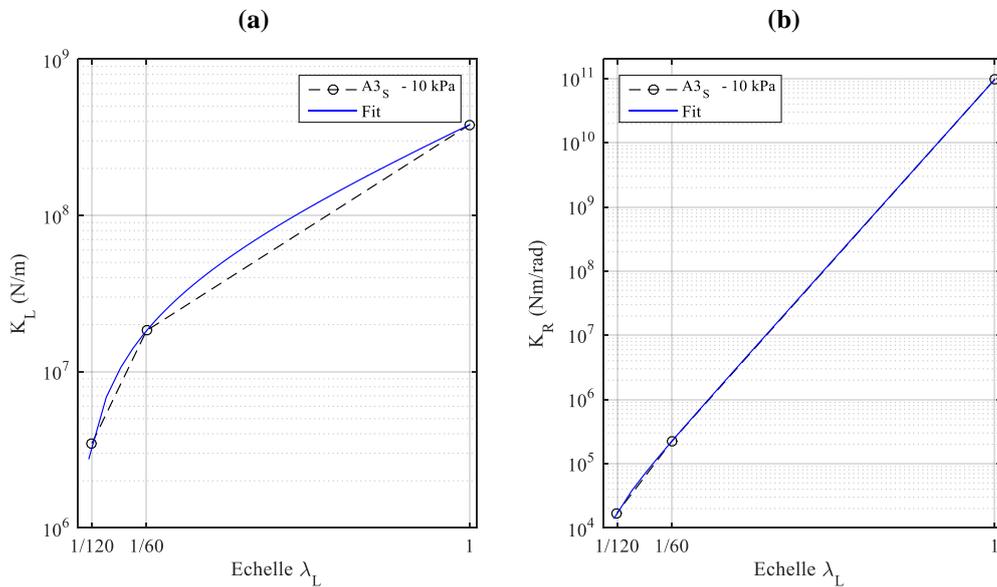


Figure 4.23 - (a) Evaluation en fonction de l'échelle de longueur des rigidités : (a) K_L ; (b) K_R

2. Essais cycliques

Cette seconde partie s'articule autour du second objectif de cette thèse : l'étude de l'évolution de la fréquence propre d'une éolienne offshore au cours de son exploitation sur une période d'environ 20 ans, qui correspond à la durée pendant laquelle les performances et la sécurité sont considérées satisfaisantes. Ainsi, plusieurs essais cycliques ont été réalisés sur les deux modèles réduits à l'aide de la procédure décrite dans le chapitre 3. Dans un premier temps, le programme d'essais et le choix des différents paramètres d'essais sont définis. Puis, le traitement des données est décrit avant de présenter, et de discuter par la suite, l'ensemble des résultats des essais classiques, puis extrêmes. Par ailleurs, des essais alternés et non-alternés réalisés en marge de cette problématique sont présentés en annexe D.

2.1. Programme d'essais et traitement des données

Différents essais cycliques ont été conduits sur les modèles 1/120 et 1/60 en considérant différents paramètres : la force appliquée, sa fréquence et le nombre de cycles. La première étape dans le dimensionnement de ces essais est le calcul de la force à appliquer sur la structure. Dans la partie 1.3.2 du chapitre 2, les sollicitations classiques et extrêmes appliquées sur une éolienne en mer grandeur réelle sont calculées et définies par deux paramètres : la force statique (ou force moyenne) et la force cyclique (ou demi-amplitude cyclique). A partir de ces calculs et en appliquant le groupe adimensionnel relatif à un pieu sous sollicitations latérales, les sollicitations classiques et extrêmes relatives aux modèles 1/120 et 1/60 sont récapitulées dans le Tableau 4.6 ci-après. La sollicitation extrême sur le modèle 1/60 correspond à une force moyenne de 6,9 N pour une demi-amplitude de 22,45 N. Les capacités du pot vibrant ne permettant d'atteindre qu'une demi-amplitude maximale de 20 N, les essais extrêmes n'ont donc pas pu être réalisés sur le modèle 1/60. Par ailleurs, le point d'application du pot vibrant est directement lié à celui évalué pour le prototype et défini dans le Tableau 2.5, soit à 33,85 m de la surface de l'eau. Après mise à l'échelle, les points d'application présentés sur la Figure 4.24 sont obtenus.

Tableau 4.6 - Récapitulatif des essais cycliques

N° de massif	Modèle 1/120				Modèle 1/60		
	C2 ₁₂₀ (et C1 ₁₂₀ - 2 ^{ème} série pour les essais extrêmes uniquement)				C1 ₆₀		
σ'_v (kPa)	10				10		
Type d'essai	Classique			Extrême	Classique		
Référence	3P	Vent	1P	Ext	3P	Vent	1P
Fréquence (Hz)	102	17	34	34	55	9	18
Nombre de cycles	10 ⁶	5·10 ⁵	10 ⁶	10 ⁶	10 ⁶	3·10 ⁵	6·10 ⁵
Force moyenne (N)	0,7			0,9	5,6		
Demi-amplitude (N)	1,1			2,8	8,8		

Comme présentée dans le chapitre 3, l'instrumentation est composée de deux capteurs de déplacement, d'un inclinomètre et d'accéléromètres. Les emplacements de ces capteurs sont précisés sur la Figure 4.24. L'objectif principal du protocole d'essais est de suivre l'évolution de la première fréquence propre des modèles au cours des séquences d'application des sollicitations cycliques.

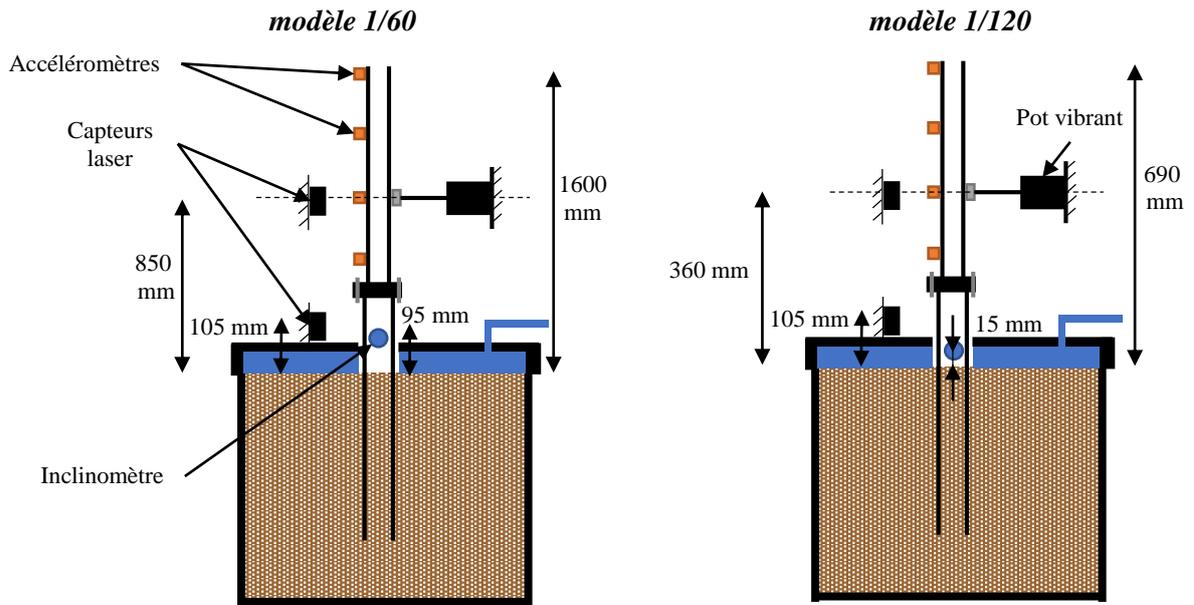


Figure 4.24 - Localisation des capteurs pour les modèles 1/120 et 1/60

Néanmoins, l'évolution de paramètres tels que la rotation et le déplacement est intéressante à étudier. En effet, selon les guides API [4] ou DNV GL [12], comme cela a été présenté dans le chapitre 1 (partie 1.4), une rotation maximale de $0,25^\circ$ lors de l'utilisation de l'éolienne est acceptable à l'ELS. Cette limite est applicable directement aux modèles réduits, la mesure d'un angle étant adimensionnelle. A l'ELS, la limite de déplacement y_{lim} au niveau de la surface du sol est de 0,20 m selon Arany et al. (2014) [70] pour une éolienne en mer à l'échelle 1. En conservant le rapport limite de déplacement sur diamètre égal entre le prototype et le modèle réduit, on obtient donc :

$$\left(\frac{y_{lim}}{D}\right)_P = \left(\frac{y_{lim}}{D}\right)_M \quad \text{d'où} \quad \begin{cases} y_{lim}^{120} = 2,67 \text{ mm} \\ y_{lim}^{60} = 1 \text{ mm} \end{cases} \quad (4.19)$$

Une marge de sécurité de 5 % entre les fréquences d'excitation et la première fréquence propre de la structure doit être observée pour éviter tout phénomène de résonance. En traçant les intervalles de fréquence pour des éoliennes typiques allant de 3 à 8 MW, la variation admissible de la fréquence propre peut être mise en évidence. Mis à part le prototype NREL 5 MW, la première fréquence propre des éoliennes présentées dans le Tableau 4.7 n'est pas connue. Afin d'avoir une idée de la variation de fréquence admissible, cette première fréquence propre est donc supposée se situer au milieu de l'intervalle « soft-stiff », soit l'intervalle entre les fréquences $1P$ et les fréquences $3P$ comme présenté dans le Tableau 4.7. Le prototype NREL offre la plus grande variation de la fréquence propre admissible, cette fréquence pouvant au maximum diminuer de 17 % ou augmenter de 30 %. Ces intervalles sont plus réduits pour les autres éoliennes, la plus petite variation obtenue étant de 4,5 % pour l'éolienne Vestas V164 de 8 MW. Ces chiffres permettent de discuter dans les paragraphes suivants de la pertinence des résultats obtenus pour les modèles 1/120 et 1/60.

Tableau 4.7 - Récapitulatif des fréquences d'excitation pour des éoliennes allant de 3 à 8 MW

Vestas V90 3 MW		0,14	0,30	0,32	0,365*	0,41	0,43	0,92
NREL 5 MW		0,115	0,2	0,21	0,252	0,328	0,345	0,60
Siemens 6 MW		0,08	0,18	0,19	0,215*	0,24	0,25	0,54
Vestas V164 8 MW		0,08	0,20	0,21	0,22*	0,23	0,24	0,60

*fréquence estimée

Pour les essais classiques, l'influence de la fréquence est étudiée en réalisant les essais pour trois fréquences données : la fréquence du *Vent*, la fréquence la plus élevée de l'intervalle *1P* et la fréquence la plus élevée de l'intervalle *3P*. Ces fréquences correspondent donc, respectivement, à la fréquence d'excitation la plus faible, la plus proche de la première fréquence propre de la structure, et la plus élevée. Ces essais sont ainsi notés *Vent*, *1P* et *3P* dans le Tableau 4.6. L'évaluation de ces fréquences de sollicitation à l'échelle des modèles réduits se base sur le groupe adimensionnel relatif à l'interaction sol-structure dynamique, établi en partant du postulat que le rapport entre la fréquence du sol et celle de la structure doit être égal pour le prototype et le modèle réduit. De même, on impose alors que le rapport entre la fréquence d'excitation f_{exc} et la fréquence de la structure f_{struct} soit maintenu constant, c'est-à-dire que :

$$\left(\frac{f_{exc}}{f_{struct}}\right)_P = \left(\frac{f_{exc}}{f_{struct}}\right)_M$$

Les fréquences obtenues sont récapitulées dans le Tableau 4.8 ci-dessous.

Tableau 4.8 - Fréquences d'excitation relatives aux modèles 1/120 et 1/60

	Prototype NREL	Modèle 1/120	Modèle 1/60
1 ^{ère} fréquence propre de la structure (Hz)	0,252	41,4 ($\sigma_V' = 10$ kPa)	24,2 ($\sigma_V' = 10$ kPa)
Vent (Hz)	0,1	17	9
1P (Hz)	0,2	34	18
3P (Hz)	0,6	102	55

Concernant le nombre de cycles imposés sur le prototype, une éolienne offshore, pendant sa période d'utilisation « optimale » de 20 ans, est soumise à environ 10^7 cycles (LeBlanc et al. (2010a) [40]). Dans la pratique, les essais peuvent être réalisés pendant une journée ce qui correspond à 10 heures de sollicitation maximum. Compte tenu de ces éléments, le nombre de cycles considéré pour les essais varie donc de $3 \cdot 10^5$ à 10^6 cycles en fonction de la fréquence d'excitation choisie.

Le traitement des données obtenues pour le déplacement, la rotation et l'accélération du modèle réduit est présenté dans les paragraphes suivants. Comme précisé dans le chapitre 3 (partie 3.2.5), les déplacements et les rotations présentés sont des valeurs moyennes (un point correspondant à une moyenne sur une seconde). Le filtrage des valeurs brutes des déplacements et des rotations est défini, ainsi que l'évaluation de la fréquence propre de la structure à partir de la réponse des accéléromètres lors de chaque sollicitation impulsionnelle. Les résultats présentés par la suite découlent directement de ce traitement de données. Les résultats présentés dans cette partie correspondent à l'essai *IP* réalisé sur le modèle 1/60.

- **Déplacement**

Les capteurs de déplacement, très sensibles, enregistrent l'impact engendré par la sollicitation impulsionnelle (cf procédure du chapitre 3, partie 3.2), comme illustré sur la Figure 4.25 (a) et (b). Un premier filtrage appliqué consiste donc à supprimer l'ensemble de ces pics. Leur occurrence, en lien direct avec la fréquence des sollicitations cycliques et le nombre de cycles entre chaque sollicitation impulsionnelle, permet de les identifier automatiquement et de supprimer systématiquement ces points. La deuxième étape de filtrage consiste à récupérer uniquement la composante principale du déplacement. Le déplacement final obtenu est présenté par la courbe bleue sur la Figure 4.25 (c).

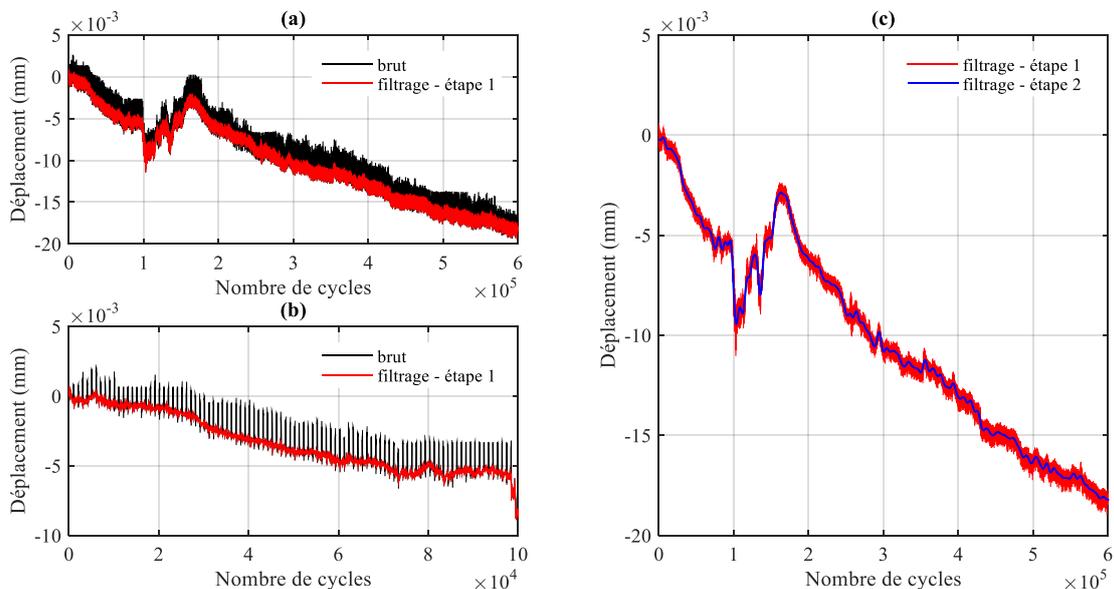


Figure 4.25 – Déplacement en fonction du nombre de cycles pour le modèle 1/60 et une fréquence de sollicitation *IP* : (a) données brutes et étape 1 de filtrage ; (b) zoom sur les données brutes et étape 1 de filtrage ; (c) étapes 1 et 2 de filtrage

- **Rotation**

A l'inverse des capteurs de déplacement, l'inclinomètre n'est pas suffisamment sensible pour observer les pics induits par les sollicitations impulsionnelles. Les données relevées par l'inclinomètre étant plus bruitées, les pics sont compris dans le bruit. Un seul filtrage a donc été appliqué afin d'obtenir la composante principale de la rotation. La comparaison entre données brutes et données filtrées est présentée sur la Figure 4.26.

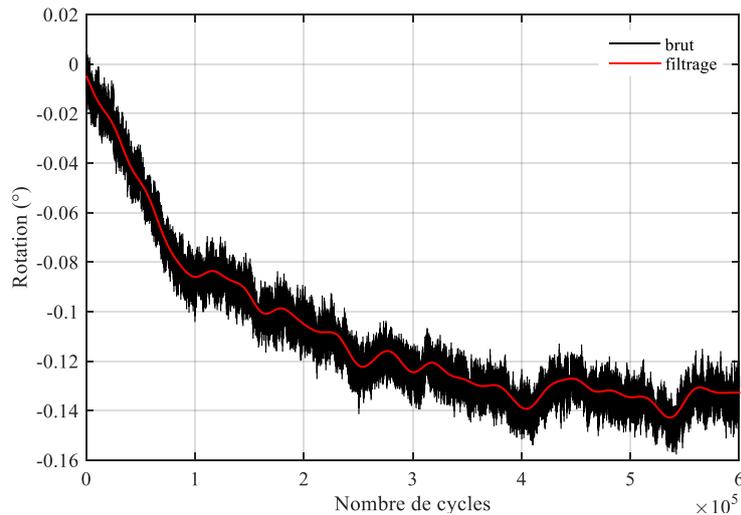


Figure 4.26 - Rotation en fonction du nombre de cycles pour le modèle 1/60 et une fréquence de sollicitation 1P : données brutes et filtrage

- **Fréquence propre**

Comme introduit dans le chapitre 3 (partie 3.2.4.), la fréquence propre du modèle réduit est évaluée à l'aide de la transformée de Fourier du signal d'accélération en tête du modèle réduit suite à la sollicitation impulsionnelle. Pour pallier la résolution un peu élevée de la transformée de Fourier de 0,2 Hz pour le modèle 1/60 et de 0,5 Hz pour le modèle 1/120 (cf chapitre 3 partie 3.2.4), une interpolation de type « spline » est appliquée pour chaque transformée de Fourier. Cette fonction permet en effet d'interpoler la courbe comme illustré sur les Figures 4.27 (a) et (b).

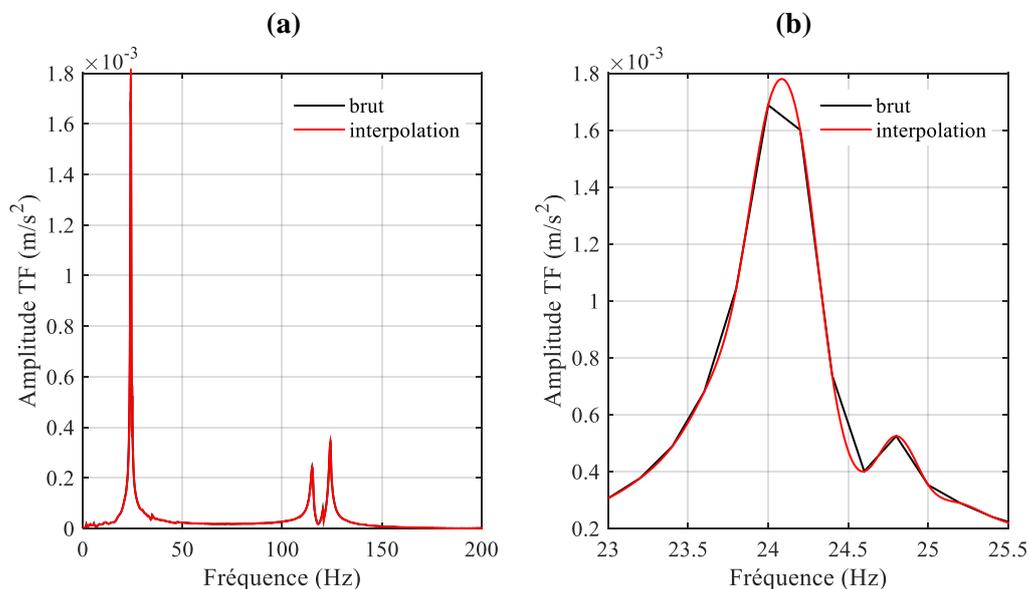


Figure 4.27 - Sollicitation impulsionnelle lors de l'essai 1P pour le massif C160 : (a) transformée de Fourier du signal d'accélération en tête du modèle réduit ; (b) zoom sur la première fréquence propre

Cette étape est appliquée pour l'ensemble des sollicitations impulsionnelles enregistrées lors d'un essai. Les résultats obtenus permettent d'avoir un suivi plus précis de l'évolution de la fréquence propre comme présenté sur la Figure 4.28 (courbe bleue). La deuxième étape de filtrage est identique à celle

décrite pour le déplacement et la rotation, la composante principale étant isolée afin d'obtenir la courbe finale d'évolution de la fréquence propre, la courbe rouge de la Figure 4.28.

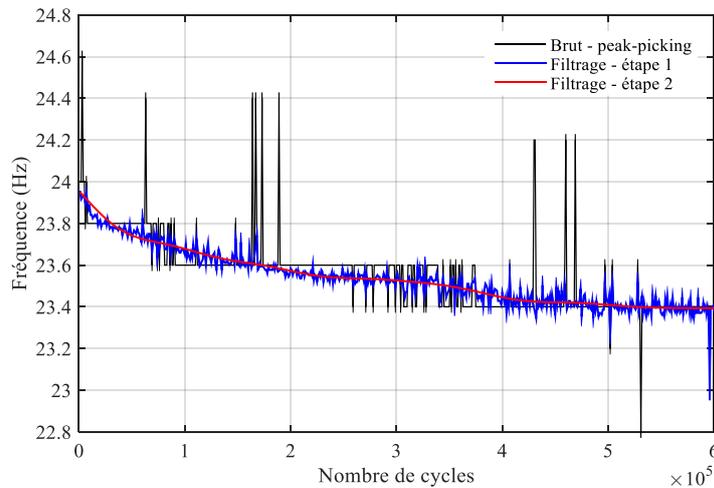


Figure 4.28 - Evolution de la fréquence propre en fonction du nombre de cycles lors de l'essai IP pour le massif C160 : comparaison entre données brutes et filtrées

Les étapes décrites afin d'obtenir le déplacement, la rotation et la fréquence propre du modèle réduit sont suivies pour l'exploitation de chacun des essais. Dans la partie suivante, les résultats relatifs aux essais classiques (*3P*, *Vent* et *IP*) réalisés sur les deux modèles réduits sont introduits.

2.2. Essais avec sollicitations classiques

Trois essais dans la configuration classique ont été réalisés sur les modèles 1/60 et 1/120 en considérant les fréquences *3P*, du *Vent*, et *IP*. Les fréquences de sollicitation les plus élevées (*3P* pour les deux modèles et *IP* pour le modèle 1/120) ont permis d'appliquer 10^6 cycles. En comptant un temps maximum d'essai d'environ 10 heures, $5 \cdot 10^5$ cycles et $3 \cdot 10^5$ cycles ont pu être appliqués respectivement pour les modèles 1/120 et 1/60 pour la fréquence relative au *Vent*. Puisque la fréquence *IP* est relativement faible pour le modèle 1/60, l'essai correspondant a été réalisé sur deux jours avec $6 \cdot 10^5$ cycles le premier jour et $4 \cdot 10^5$ cycles le deuxième.

Les essais ont été réalisés dans un ordre supposé du moins dommageable au plus nuisible en réalisant ainsi d'abord l'essai à la fréquence *3P*, fréquence la plus élevée et la plus éloignée de la fréquence propre de la structure. La fréquence du vent a ensuite été considérée, cette fréquence basse engendrant plus de déformation au niveau du sol. Enfin, la fréquence la plus proche de la première fréquence propre du modèle réduit, *IP*, a été appliquée.

Les déplacements (au niveau du pot vibrant et à la base du pieu), puis la rotation de la fondation et enfin l'évolution de la fréquence propre des modèles réduits sont maintenant présentés et discutés.

- **Déplacements**

En considérant dans un premier temps les résultats du modèle 1/120 présentés sur les Figures 4.29 (a) et (c), les déplacements obtenus sont de l'ordre d'une dizaine de microns au maximum. Les

déplacements les plus importants à la base du pieu correspondent à l'essai *Vent*, l'essai *3P* engendrant un déplacement quasi-nul. Des résultats analogues sont obtenus pour le laser haut et le laser bas, avec pour les essais *IP* et *Vent*, des déplacements similaires.

En considérant le modèle 1/60, les essais *IP* et *Vent* présentent des résultats analogues à ceux obtenus pour le modèle 1/120 comme illustré sur les Figures 4.29 (b) et (d). En effet, l'essai *IP* engendre des déplacements similaires à ceux obtenus pour l'essai *Vent*, cette tendance étant observée à la fois pour le laser haut et le laser bas.

Certains résultats sont plus difficiles à interpréter, notamment l'inversion du déplacement observé lors des essais *IP* et *Vent* pour le modèle 1/60 (pic au début de la courbe). L'essai *IP* réalisé en deux parties pour le modèle 1/60 présente une discontinuité dans le déplacement, mais la pente obtenue en deuxième partie d'essai est similaire à celle obtenue en première partie. Ce résultat permet de conclure qu'un essai ne doit pas être interrompu et doit donc être réalisé en une seule fois. Par ailleurs, il semble délicat d'effectuer une comparaison de l'essai *3P* réalisé sur les deux modèles réduits. Un déplacement quasi-nul est mesuré pour cet essai sur le modèle 1/120 tandis que le plus grand déplacement (0,027 mm) est mesuré pour cet essai sur le modèle 1/60. Ces résultats peu concordants, déjà observés dans le chapitre 3 (partie 3.2.5.), nécessitent de réaliser davantage d'essais sur les deux modèles réduits afin de conclure quant aux raisons de cette différence de comportement.

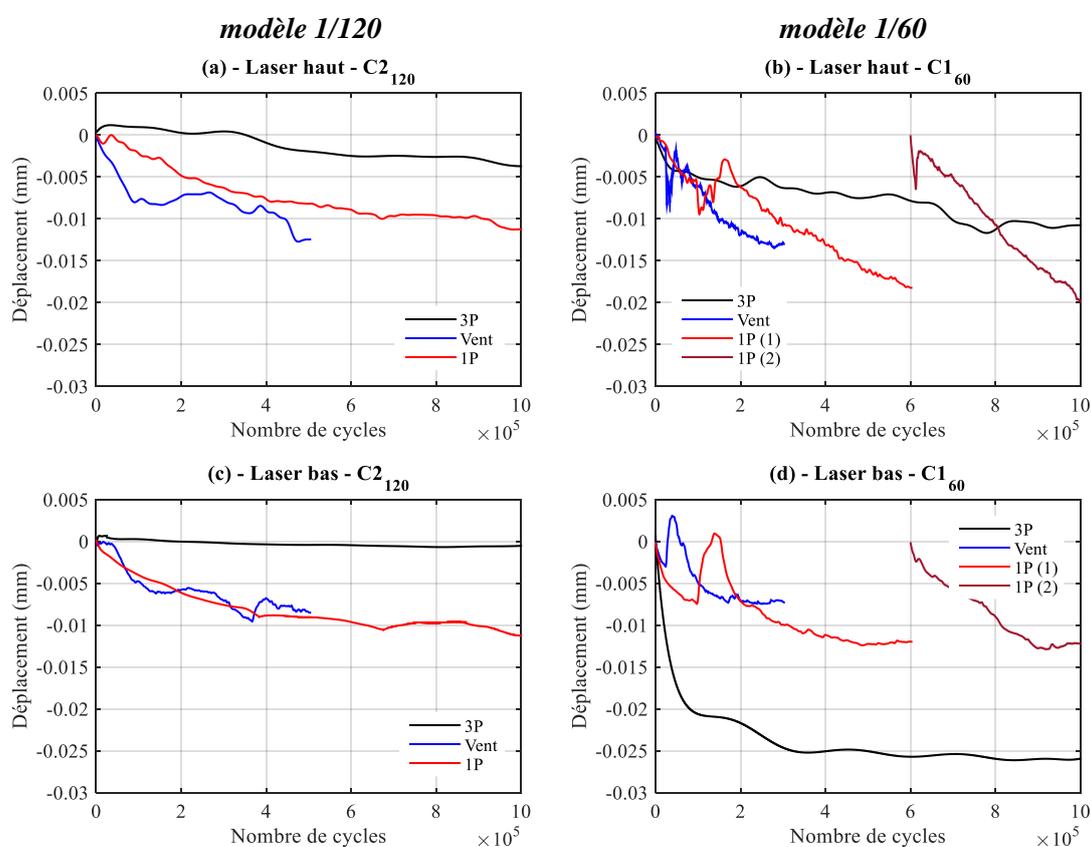


Figure 4.29 - Déplacement de la structure en fonction du nombre de cycles pour les fréquences 3P, Vent et IP pour le laser au niveau du pot vibrant (a) modèle 1/120 ; (b) modèle 1/60 ; pour le laser proche de la surface du sol (c) modèle 1/120 ; (d) modèle 1/60

De façon générale, les déplacements obtenus sont très faibles et fortement éloignés du déplacement limite à l'ELS qui a été défini comme étant de 2,67 mm pour le modèle 1/60 et de 1 mm pour le modèle 1/120 (voir équation (4.19)). Afin d'uniformiser les résultats et de les rassembler dans un même graphe, les déplacements ont été tracés de façon adimensionnelle en les divisant par le diamètre du modèle réduit considéré. Les résultats obtenus sont illustrés sur la Figure 4.30.

Pour les essais *IP* et *Vent*, les déplacements normalisés sont plus importants pour le modèle réduit 1/120 que pour le modèle 1/60, par opposition à l'essai *3P*. En considérant un déplacement limite de 0,2 m pour un diamètre de 6 m, comme introduit dans la partie 2.1, le rapport adimensionnel à ne pas dépasser est ainsi de $3,3 \cdot 10^{-2}$. Il existe donc un facteur 100 entre les déplacements maximum enregistrés dans ces essais et la limite de l'ELS.

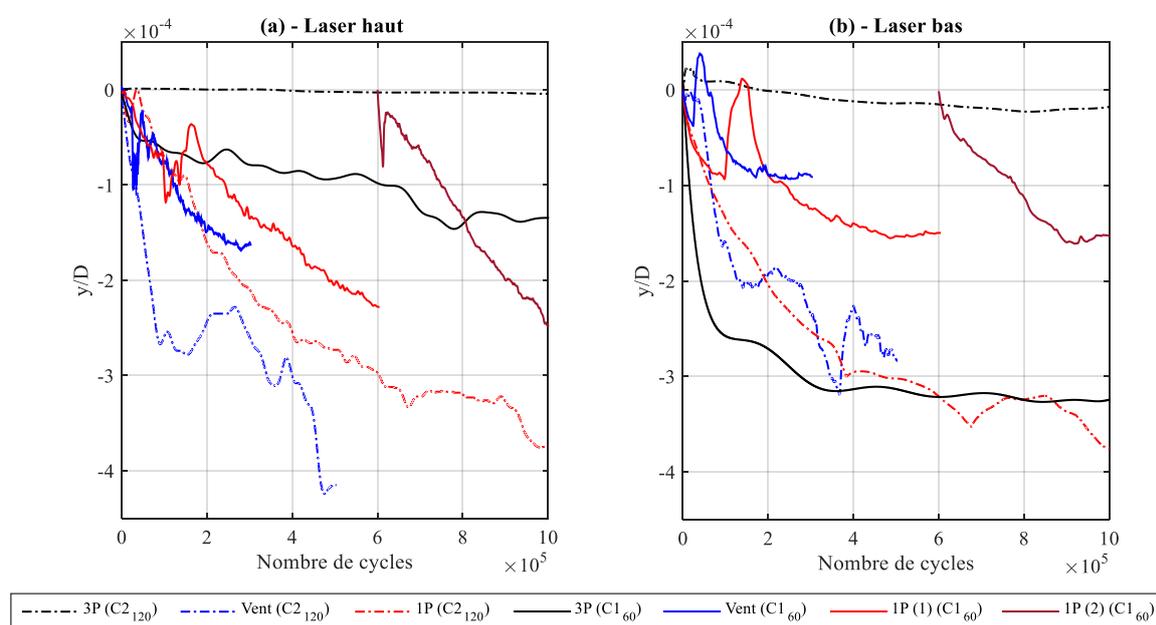


Figure 4.30 - Déplacement adimensionnel en fonction du nombre de cycles pour les essais *3P*, *Vent* et *IP* pour les deux modèles réduits en considérant (a) le laser haut et (b) le laser bas

- **Rotation**

La rotation étant une grandeur adimensionnelle, l'ensemble des résultats obtenus pour les deux modèles sont récapitulés sur la Figure 4.31. Il existe une bonne correspondance entre les modèles 1/120 et 1/60. Les essais *3P* ont engendré le moins de rotation de la fondation avec une rotation maximale de $0,05^\circ$ pour le modèle 1/120 et de $0,07^\circ$ pour le modèle 1/60. De même que pour les déplacements, les rotations mesurées pour les essais *IP* et *Vent* sont similaires. Il existe une bonne concordance des résultats pour l'essai *Vent* pour les deux modèles réduits avec une forte pente lors des premiers cent mille cycles, suivie d'un adoucissement de la pente. Une rotation maximale de $0,14^\circ$ est obtenue pour le modèle 1/120. Il est intéressant de constater qu'à $3 \cdot 10^5$ cycles, soit à la fin de l'essai *Vent* pour le modèle 1/60, une rotation identique de $0,12^\circ$ est relevée pour les deux modèles. Des résultats moins cohérents sont obtenus pour les essais *IP*. Tandis qu'une pente identique aux essais *Vent* est obtenue

pour le modèle 1/60, une pente plus douce, engendrant de fait moins de rotation, est relevée pour le modèle 1/120. Les essais *IP* engendrent une rotation finale similaire aux essais *Vent* avec $0,13^\circ$ pour le modèle 1/60 et $0,12^\circ$ pour le modèle 1/120. De même que pour les déplacements, pour la deuxième partie de l'essai *IP* du modèle 1/60, la pente obtenue est identique à celle de la première partie de l'essai. Une pause de plusieurs heures ne permet pas d'obtenir une continuité de l'essai.

En conclusion, une similitude correcte est obtenue entre les deux modèles pour l'ensemble des essais, les meilleurs résultats ayant été relevés pour l'essai *Vent*. Quel que soit l'essai considéré, la rotation maximale relevée est de $0,14^\circ$. La limite fixée à l'ELS étant de $0,25^\circ$, la rotation du pieu mesurée ici ne semble pas être critique.

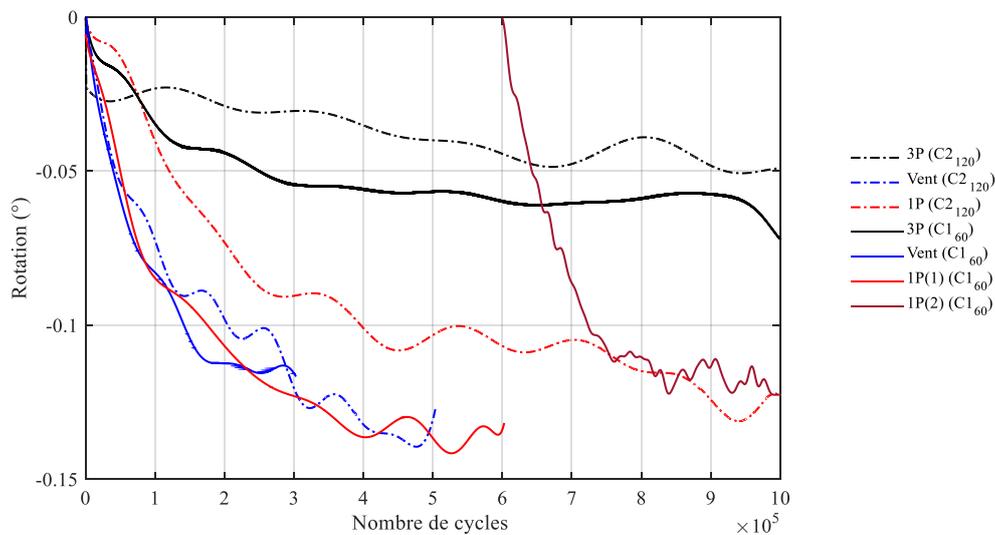


Figure 4.31 - Rotation de la fondation à la surface du sol en fonction du nombre de cycles pour les fréquences 3P, Vent et IP pour les deux modèles réduits

A partir de ces premiers résultats, le lien entre déplacement et rotation n'est pas immédiat. A l'aide des deux capteurs laser de déplacement, la rotation en un point situé à proximité de la base du mât peut être évaluée. Cette donnée, combinée à la rotation à la base du pieu, permettrait ainsi d'avoir deux points de mesure de la rotation de la structure. Une étude ultérieure intéressante serait donc de pouvoir différencier le déplacement d'ensemble de la structure de sa rotation. Ces résultats permettraient à la fois d'avoir une étude plus précise sur les déplacements et d'identifier les éventuels problèmes de mesure des capteurs.

- **Fréquence propre**

L'évolution de la fréquence propre de la structure en fonction du nombre de cycles pour l'ensemble des essais réalisés sur les deux modèles réduits est présentée sur la Figure 4.32. Afin de comparer les résultats obtenus pour les deux modèles, l'erreur relative entre la fréquence initiale f_0 et la fréquence déterminée au $i^{\text{ème}}$ cycle f_i , est tracée sur la Figure 4.33. Cette erreur relative est notée *écart* ici.

Pour les essais *3P*, on obtient une variation très faible de la fréquence propre avec une diminution de 0,5% pour le modèle 1/60 et une augmentation de 0,25 % pour le modèle 1/120. Ces essais à fréquence élevée n’ont donc pas d’impact sur la structure, cette faible variation étant liée uniquement à la précision de la résolution (introduite dans le chapitre 3, partie 3.2.4) qui n’est pas totalement compensée par l’interpolation par spline. Pour la fréquence du vent, des résultats différents sont obtenus pour les deux modèles. Tandis que le modèle 1/120 n’est toujours pas impacté par cet essai, avec une variation de la fréquence de 0,1 %, une variation de 0,9 % est relevée pour le modèle 1/60. Comme précédemment pour les déplacements, il est difficile de conclure quant à l’impact de la fréquence du vent sur la structure et cette problématique devra être approfondie.

Des essais *1P* résulte une plus forte variation de la fréquence propre avec un écart maximal obtenu de 3,3 % pour le modèle 1/120 et de 2,65 % pour le modèle 1/60. En raison de la dizaine d’heures de pause entre les deux parties de l’essai *1P* pour le modèle 1/60 et à la remise en place de la contrainte verticale sur le sol, il existe un écart de 0,2 Hz entre la fin de la première partie de l’essai et le début de la seconde partie. A cause de cette discontinuité, la comparaison directe de l’impact d’un million de cycles sur les deux modèles n’est pas possible. Néanmoins, en considérant les $6 \cdot 10^5$ premiers cycles, la tendance des modèles est similaire avec une diminution continue de la fréquence propre de la structure.

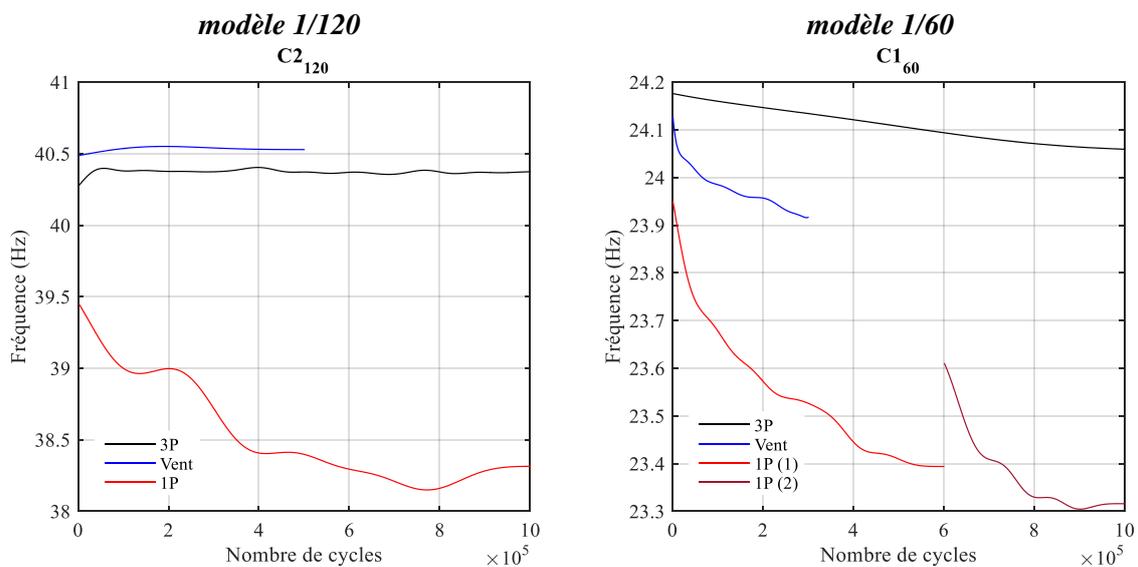


Figure 4.32 - Evolution de la fréquence propre de la structure en fonction du nombre de cycles pour les essais aux fréquences *3P*, *Vent* et *1P* pour les deux modèles réduits

La plage de variation acceptable de la fréquence propre à l’ELS dépend fortement du prototype choisi. Dans le cas de l’éolienne NREL 5 MW, cette variation est de 17 % dans le cas d’une diminution de la fréquence (voir Tableau 4.7). Les résultats obtenus sont donc largement dans la plage de variation acceptable de cette fréquence. Il est ainsi possible de conclure que l’évolution de la fréquence propre est suffisamment faible pour ne pas engendrer d’endommagement de la structure. Il est néanmoins intéressant d’observer que la variation de 3,3 % obtenue pour le modèle 1/120 est très proche de la limite

acceptable pour l'éolienne Vestas V164 de 8 MW qui est de 4,5 %. Cette limite est donc atteinte en 10^6 cycles, par rapport aux 10^7 cycles auxquels est soumise une éolienne de grandeur réelle.

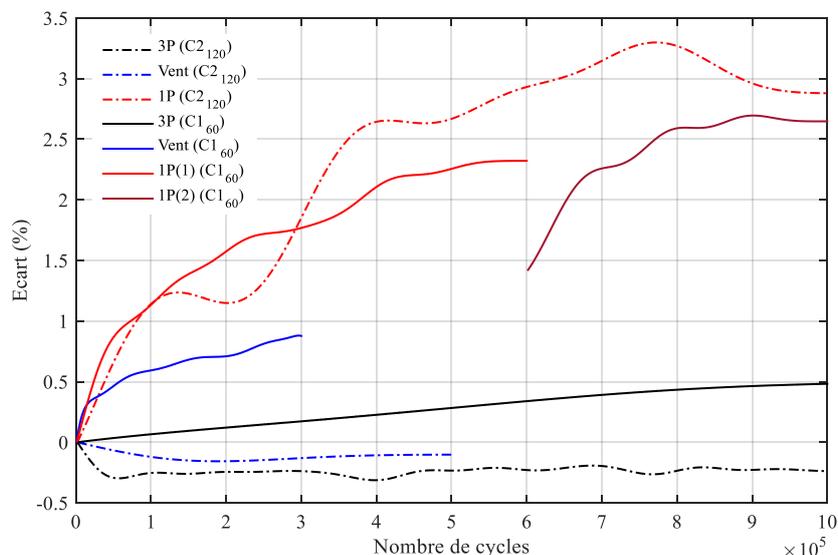


Figure 4.33 - Ecart (en %) entre la fréquence initiale et celle déterminée au $i^{\text{ème}}$ cycle en fonction du nombre de cycles pour les essais 3P, Vent et IP des deux modèles réduits

Suite aux essais classiques, des essais extrêmes, plus dommageables, ont été réalisés uniquement sur le modèle 1/120. Les résultats obtenus sont présentés dans la partie suivante.

2.3. Essais avec sollicitations extrêmes

Les sollicitations extrêmes à appliquer aux modèles réduits ont été évaluées à partir du calcul de sollicitations extrêmes s'exerçant sur le prototype NREL 5 MW pour une vitesse de vent de 25 m/s qui correspond à la vitesse de coupure des pales et une hauteur de vagues de 14 m (en lien direct avec la vitesse du vent). Le cas classique correspond à une vitesse de vent de 15 m/s et une hauteur de vagues de 5 m, comme précisé dans le chapitre 2 (partie 1.3.2). Comme souligné précédemment, les essais avec sollicitations extrêmes n'ont pu être réalisés sur le modèle réduit 1/60 car la demi-amplitude à imposer était supérieure à la capacité du pot vibrant.

Deux essais extrêmes ont été conduits sur le modèle 1/120 pour les massifs $C1_{120}$ et $C2_{120}$ avec une fréquence de sollicitation *IP*. Comme on l'a mentionné dans le chapitre 3 (partie 3.2.5.), il existe une forte disparité au niveau des déplacements pour les deux massifs. Cette disparité se retrouve aussi pour ces essais avec sollicitations extrêmes. Dans cette partie sont introduits les résultats obtenus en déplacement, rotation et évolution de la fréquence propre pour ces deux essais.

- **Déplacement**

Les déplacements obtenus au cours de ces essais sont récapitulés sur la Figure 4.34. Les sollicitations extrêmes n'ont engendré quasiment aucun déplacement pour l'essai réalisé sur le massif $C2_{120}$. Les déplacements enregistrés sont similaires à ceux obtenus pour les essais classiques et sont de l'ordre de

quelques dizaines de microns. Ces déplacements sont donc tout à fait négligeables en comparaison des résultats obtenus pour le massif C1₁₂₀. Un déplacement maximal de 0,45 mm a été relevé au niveau de la fondation et de 0,80 mm au niveau du pot vibrant. Le déplacement limite acceptable du pieu à la surface du sol à l'ELS étant de 1 mm pour le modèle 1/120 (voir (4.19)), quel que soit l'essai considéré, cette limite n'a pas été atteinte. Cependant, le déplacement de 0,45 mm, correspondant presque à la moitié de la limite, a été obtenu en 10⁶ cycles uniquement, soit 10 % du nombre de cycles total auquel est soumise une éolienne réelle. Aucune stabilisation du déplacement n'ayant été obtenue, cette limite pourrait raisonnablement être atteinte au cours de la durée d'exploitation de l'éolienne.

En traçant le rapport adimensionnel du déplacement sur le diamètre du modèle réduit, comme introduit précédemment pour les essais classiques, les résultats illustrés sur la Figure 4.34 (c) et (d) confortent cette idée. La limite adimensionnelle à l'ELS de $3,3 \cdot 10^{-2}$ est quasiment atteinte pour le laser haut.

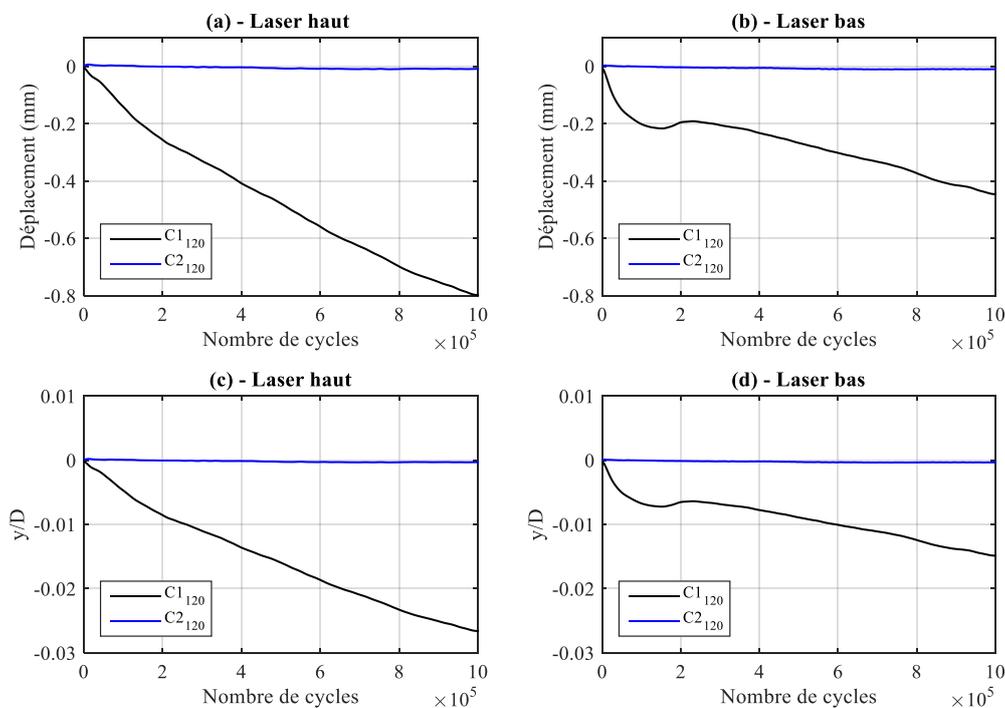


Figure 4.34 - Déplacement de la structure en fonction du nombre de cycles pour la fréquence 1P pour le modèle 1/120 : (a) laser au niveau du pot vibrant ; (b) laser proche de la surface du sol ; rapport adimensionnel relatif à ces déplacements pour : (c) laser au niveau du pot vibrant ; (d) laser proche de la surface du sol

- **Rotation**

La rotation de la fondation à la surface du sol pour les deux massifs présente une tendance similaire comme illustré sur la Figure 4.35. L'essai réalisé sur le massif C2₁₂₀ montre une rotation maximale de 0,16° contre 0,11° pour le massif C1₁₂₀. Cette rotation maximale est légèrement plus importante que celle obtenue lors des essais classiques pour lesquels une valeur maximale de 0,14° avait été relevée. Ce résultat sous sollicitations extrêmes reste relativement éloigné de la limite à l'ELS fixé à 0,25°.

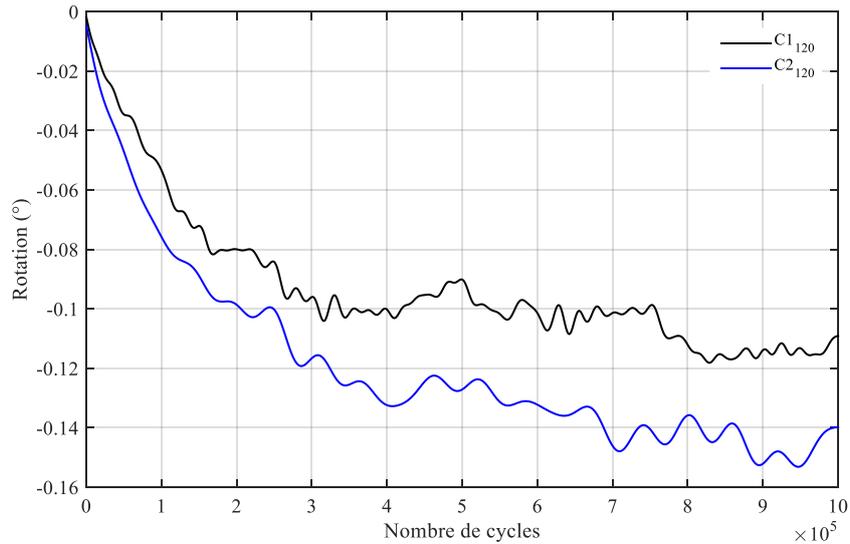


Figure 4.35 - Rotation de la fondation à la surface du sol en fonction du nombre de cycles pour la fréquence 1P

- **Fréquence propre**

De même que pour les déplacements, les résultats obtenus concernant l'évolution de la première fréquence propre varient fortement entre le massif C1₁₂₀ et C2₁₂₀ comme présenté sur la Figure 4.36. Une faible variation de la fréquence propre est obtenue pour le massif C2₁₂₀ avec un écart maximal de 1,3%. La variation de la fréquence propre est plus importante lors de l'essai du massif C1₁₂₀, allant jusqu'à 5,2%. Par opposition aux essais classiques qui ont entraîné la baisse de la fréquence propre, une variation croissante de la fréquence est observée dans ce cas.

Si les limites à l'ELS du prototype NREL permettent d'accepter cette variation de 5,2%, il est intéressant de souligner que cette valeur est trop importante pour l'éolienne Vestas V164 de 8 MW qui accepte une augmentation de 4,5%.

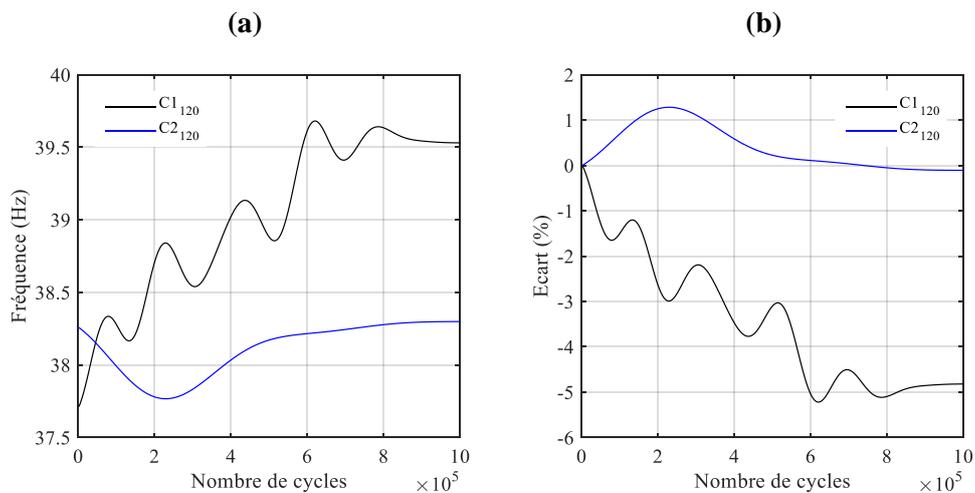


Figure 4.36 – (a) Evolution de la fréquence propre de la structure en fonction du nombre de cycles pour les essais extrêmes à la fréquence 1P pour le modèle 1/120 ; (b) écart (en %) entre la fréquence initiale et celle obtenue au *i*^{ème} cycle

Les résultats obtenus pour ces deux massifs ne présentant pas les mêmes tendances, il apparaît difficile de conclure sur l'impact des sollicitations extrêmes sur le modèle réduit. Il est nécessaire de réaliser des essais complémentaires venant confirmer ou infirmer ces premiers résultats.

Il semble qu'essais classiques ou extrêmes ne permettent pas d'atteindre l'ELS après un million de cycles, que ce soit pour le déplacement, la rotation ou l'évolution de la fréquence propre. Néanmoins, la rotation et la fréquence propre sont bien plus impactées par les sollicitations cycliques que le déplacement. Les essais réalisés représentent uniquement 10 % des sollicitations totales s'appliquant sur la structure. Etant donné qu'aucune stabilisation du déplacement, de la rotation ou de la fréquence propre n'est obtenue, cette limite pourrait être atteinte au cours de la vie de l'éolienne.

Il est aussi important de souligner que ces essais extrêmes ne constituent pas les sollicitations maximales auxquelles la structure peut être confrontée. La vitesse de vent correspondant à l'arrêt de l'éolienne a été considérée, soit 25 m/s. Les éoliennes sont néanmoins dimensionnées pour des vitesses de vents avec une période de retour de 50 ans, soit une vitesse de 50 m/s pour les éoliennes Vestas V164 8 MW. D'autres essais extrêmes pourront donc être envisagés sur les modèles réduits sur un nombre de cycles plus faibles mais avec des vitesses de vent plus importantes pour recréer des phénomènes de type tempêtes ou cyclones.

Conclusions partielles

Dans le cadre des essais monotones, la comparaison entre la méthode expérimentale $A3$ et les méthodes analytiques $A1$ et $A2$ prouve que la méthode $A3$ offre la meilleure évaluation de la raideur des ressorts, quel que soit le modèle réduit et la contrainte verticale effective σ'_V considérés. Les fréquences propres sont sous-estimées avec une erreur relative de 6,3 % en moyenne pour cette méthode $A3$ contre une surestimation de 17,1 % pour la méthode $A1$ et une sous-estimation de 13,4 % pour la méthode $A2$.

Cette sous-estimation étant en lien direct avec l'emplacement des capteurs qui ne permettent pas une mesure à la surface du sol, deux méthodes sont proposées afin d'améliorer ces résultats. La première méthode $A3_S$, basée sur un modèle de poutre simple, permet ainsi de passer de 6,3 % à 2 % d'erreur relative moyenne tandis que la méthode $A3_{Abaqus}$ permet de réduire l'erreur à 1 %. La méthode $A3_S$ permet d'affiner simplement et de manière efficace les résultats expérimentaux, mais elle reste intrinsèquement reliée aux essais monotones. La méthode $A3_{Abaqus}$, calibrée sur les essais, permet d'obtenir les courbes force – déplacement et moment – angle de rotation en tout point du monopieu. Comme souligné précédemment, cette méthode pourrait être généralisée en calibrant le modèle numérique pour différents types de sols et de pieux, ce qui nécessiterait de réaliser un plus grand nombre d'essais monotones pour différents monopieux et massifs de sol.

La comparaison entre les résultats obtenus pour les modèles réduits et le prototype à l'aide des méthodes $A1$ et $A2$ présente une tendance identique pour ces trois structures : surestimation de la fréquence par la méthode $A1$ et sous-estimation par la méthode $A2$. L'application directe de la méthode d'encastrement équivalente, développée à partir du prototype, donne aussi une estimation correcte de la fréquence propre pour les modèles réduits. Ces observations permettent donc de confirmer que les modèles réduits étudiés sont représentatifs du prototype.

A partir de l'évaluation des rigidités K_L et K_R pour les échelles 1/120, 1/60 et 1, une loi en puissance est proposée afin de calculer ces deux paramètres en fonction de l'échelle de longueur. Il convient néanmoins d'effectuer des essais monotones sur des pieux à échelle plus grande afin de confirmer ou de corriger ces lois.

En conclusion, l'évaluation de la fréquence propre d'une éolienne en mer après son installation est délicate et elle est fonction majoritairement de la raideur du ressort de torsion K_R . Cette valeur évolue en fonction de la contrainte effective dans le sol, et en particulier en fonction du module d'Young du sol E_s et du module de cisaillement G_s . L'évolution des raideurs en fonction de l'échelle de longueur permet de conclure que le moment quadratique de la section du pieu (relié au diamètre et à l'épaisseur) ainsi que la fiche du pieu ont une forte influence sur les rigidités K_L et K_R . Cependant, en raison du dimensionnement, certains paramètres ont été maintenus constants tels que le matériau constitutif du

pieu, le comportement rigide de la fondation et l'interaction sol-structure statique. Ainsi, l'influence du module d'Young du pieu et de l'élancement, entre autres, ne peut être discutée.

Les essais cycliques réalisés sur les deux modèles réduits ont tout d'abord permis de valider une procédure expérimentale assez complexe. Les essais classiques ont mis en exergue l'influence de la fréquence de la sollicitation. La fréquence $3P$, la plus élevée, engendre en moyenne peu de déplacements, les plus faibles rotations et une variation de la fréquence négligeable, inférieure à 0,5 %. La fréquence la plus basse, celle du vent, impacte en général plus fortement la structure au niveau des trois quantités mesurées (déplacement, rotation et fréquence propre). Enfin, la fréquence $1P$, la plus proche de la première fréquence propre de la structure, est la plus dommageable pour la structure avec une variation de la fréquence propre allant jusqu'à 3,3 %. Les mêmes tendances sont observables pour les deux modèles et sont encourageantes pour un travail futur de passage à l'échelle 1 de ces résultats.

Les essais extrêmes présentent des résultats peu concordants au niveau du déplacement et de la fréquence propre. L'écart entre ces essais, réalisés sur deux massifs différents, peut être dû à divers paramètres notamment aux grands nombres d'essais conduits sur le massif C1₁₂₀ avant l'essai extrême. Au contraire, beaucoup moins d'essais ont été faits sur le second massif. Il semble donc compliqué de comparer directement ces deux essais. Globalement, ces essais ont tout de même été plus dommageables pour la structure avec des déplacements de 0,45 mm au maximum et une variation de la fréquence allant jusqu'à 5,2 %.

En considérant l'ELS qui est la base de ces travaux, aucun des essais n'a permis d'atteindre les limites fixées par cet état de service en déplacement, rotation ou fréquence propre. Cependant, les essais ont été réalisés pour 10^6 cycles, l'éolienne étant dimensionnée pour 10^7 cycles. Aucune stabilisation de ces paramètres n'a été observée au cours des essais. Une proposition de loi permettant d'évaluer l'évolution de la fréquence propre ou de la rotation en fonction du nombre de cycles à partir des résultats expérimentaux semble donc un travail nécessaire afin de statuer sur la fiabilité de l'éolienne vis-à-vis de l'ELS. Des essais supplémentaires sont donc nécessaires notamment sur le modèle 1/60, qui, moins influencé par l'instrumentation et son encombrement, fournit de meilleurs résultats, plus facilement exploitables.

Enfin, il est important de souligner l'originalité de ces essais en comparaison des recherches expérimentales décrites dans le chapitre 1 (partie 3). En effet, le dimensionnement des modèles réduits conduit à des sollicitations cycliques faibles, de quelques dizaines de Newtons au maximum. Dans la littérature, l'évaluation de la sollicitation cyclique appliquée aux pieux se fait à partir d'un essai monotone à l'ELU. L'ELS est défini par la suite comme un pourcentage de cette charge ultime. Ces chargements cycliques réalisés classiquement à l'aide d'un servo vérin sont donc plutôt de l'ordre de quelques centaines de Newtons engendrant des déplacements et des rotations bien plus grands que les

limites prescrites par les guides. De plus, l'influence de la fréquence de la sollicitation n'est pas considérée. La fréquence de chargement étant directement reliée aux capacités du servo vérin, elle est en général de l'ordre de 0,1 à 1 Hz. Ce paramètre ne peut pourtant pas être négligé ; les modèles réduits présentant clairement des comportements très différents en fonction de la fréquence de sollicitation choisie.

Conclusions générales et perspectives

L'objectif de ces travaux était l'étude de la première fréquence propre d'une éolienne en mer à la suite de son installation et lors de son exploitation. Une approche expérimentale de type modélisation physique 1g a été développée avec des essais monotones et cycliques réalisés sur des modèles réduits. L'intérêt de ces modèles est de retranscrire à échelle réduite le comportement d'une éolienne réelle et de pouvoir ainsi discuter des résultats obtenus à l'échelle 1/120, 1/60 ou 1.

Pour ce faire, un dimensionnement spécifique a été réalisé afin que le comportement des modèles réduits soit analogue à celui d'une éolienne réelle. En se basant sur l'éolienne de référence 5 MW du NREL, le dimensionnement est élaboré en définissant les groupes adimensionnels relatifs au comportement rigide de la fondation, au chargement latéral et à l'interaction sol-structure (statique et dynamique). Deux modèles réduits, composés d'une fondation et d'un mât, ont ainsi été conçus et mis en œuvre. La réalisation d'un programme d'essais identique sur ces deux modèles a permis de proposer un passage d'un modèle réduit à un autre puis à l'échelle 1.

Le programme expérimental a été conçu autour des deux objectifs définis pour ces travaux de thèse. Le protocole expérimental commun à l'ensemble des essais, détaillé en premier lieu, correspond à la mise en place du massif de sable de Fontainebleau par pluviométrie et à l'installation du modèle réduit par battage ou fonçage. Cette procédure, toujours identique, permet de contrôler les conditions initiales pour chaque essai et chaque massif. Le premier objectif s'est traduit au niveau des développements expérimentaux par l'élaboration de trois types d'essais. Basés sur le modèle d'Adhikari et de Bhattacharya (2012), ils permettent d'évaluer respectivement : la valeur de la raideur des ressorts latéral et de torsion et la première fréquence propre du modèle réduit considéré. Ces trois types d'essais présentent une bonne répétabilité et peuvent être réalisés pour les deux modèles. Une procédure relative à des chargements latéraux cycliques sur les modèles réduits a été élaborée afin de répondre au second objectif. Ce protocole permet de réaliser un grand nombre de cycles et de maîtriser les caractéristiques des chargements : force moyenne, amplitude du chargement et fréquence de la sollicitation.

Dans le cadre de l'évaluation de la première fréquence propre d'une éolienne en mer, un programme d'essais, permettant de déterminer la raideur des ressorts et la fréquence propre des modèles réduits, a été réalisé pour différentes contraintes verticales appliquées au massif de sol. Les résultats obtenus ont été comparés aux deux méthodes analytiques existantes et proposées par Adhikari et de Bhattacharya (2012). Cette méthode expérimentale offre une meilleure évaluation de la première fréquence propre par rapport aux méthodes analytiques et ce quel que soit le modèle réduit considéré ou la contrainte verticale appliquée sur le massif de sable. Il existe tout de même une sous-estimation de la première fréquence propre en lien direct avec l'emplacement des capteurs qui ne permettent pas une mesure à la surface du sol. Deux méthodes ont été proposées afin de pallier ce défaut. La première, basée sur un modèle de

poutre simple, permet de passer de 6,3 % à 2 % d'erreur dans l'évaluation de la fréquence propre des modèles réduits. La seconde méthode a été développée sur Abaqus en modélisant les essais monotones (chargement latéral et moment en tête du pieu). Cette méthode permet d'obtenir une évaluation très précise de la fréquence propre avec une erreur de 1 %. Si la première méthode permet d'affiner efficacement et rapidement des résultats expérimentaux, la seconde peut potentiellement se généraliser et permettre de s'affranchir des essais monotones. Une étude plus approfondie sur cette méthode est néanmoins nécessaire et fait l'objet de perspectives pour ces travaux de thèse.

La comparaison des résultats obtenus pour les modèles à l'échelle 1/120 et 1/60 a permis d'aboutir à l'estimation de la raideur des ressorts latéral et de torsion pour le prototype et, ainsi, de proposer une loi en puissance afin de calculer ces deux paramètres en fonction de l'échelle de longueur choisie.

Concernant l'évolution de la première fréquence propre d'une éolienne en mer lors de son exploitation, un programme expérimental a été réalisé afin d'étudier le déplacement, la rotation et la première fréquence propre des modèles réduits lorsqu'ils sont soumis à un chargement latéral cyclique. L'étude paramétrique s'est concentrée sur l'influence de la fréquence de la sollicitation et le type de chargement (classique ou extrême). Le choix de la fréquence de la sollicitation a une forte influence sur le déplacement, la rotation et la fréquence propre. La fréquence la plus forte considérée ($3P$) a très peu d'impact sur la structure, la fréquence la plus basse ($Vent$) engendre une rotation importante et la fréquence la plus proche de la structure ($1P$) est la plus dommageable pour les modèles réduits. Les mêmes tendances ont été observées sur les deux modèles réduits. Les limites imposées par l'ELS ne sont pas atteintes après un million de cycles, quel que soit le modèle considéré. Néanmoins, les écarts relatifs de fréquence propre admissible varient fortement en fonction de l'éolienne considérée. Pour une éolienne de 8 MW, cet écart est compris entre 3 % et 4 %, limite rapidement atteinte lors de nos essais.

Ce travail de thèse offre de nombreuses perspectives que ce soit concernant l'approche expérimentale ou l'approche numérique. Les essais cycliques ouvrent en particulier, un large panel de perspectives afin de répondre aux problématiques soulevées par les résultats obtenus ou par les opportunités que présente un tel montage :

- plusieurs interrogations ont été soulevées et nécessitent une étude approfondie concernant le protocole expérimental. En effet, les déplacements mesurés ne présentent pas une très bonne répétabilité pour le modèle 1/120. Il serait intéressant, grâce aux capteurs laser et à l'inclinomètre, de séparer le mouvement transverse de sa rotation afin de mieux appréhender les déplacements relevés. Par ailleurs, l'impact de l'instrumentation sur les modèles nécessite d'être étudié notamment pour le modèle 1/120 qui semble, très amorti par l'ensemble des câbles et engendre plus de difficulté pour l'évaluation de la fréquence propre par exemple. Enfin, il est nécessaire d'étudier l'impact de l'ensemble des essais réalisés successivement dans

un même massif afin de conclure sur le nombre et le type d'essais pouvant être effectué pour un massif de sable donné ;

- une méthode numérique pourrait aussi être développée afin de proposer, à la fois, un passage d'un million à dix millions de cycles afin de conclure sur le comportement des modèles réduits vis-à-vis de l'ELS et, aussi, de considérer le passage des modèles réduits à l'échelle 1.

L'étude du chargement monotone, dans le cadre de l'évaluation de la première fréquence propre d'une éolienne en mer, pourra être approfondie comme suit :

- le modèle numérique développé sur Abaqus peut être un outil efficace, mais nécessite d'être validé pour différents types de sol et différents modèles de pieu. Cette étude implique donc à la fois des essais monotones pour des configurations diverses (diamètre et fiche du pieu, sol, saturation du massif par exemple) et une adaptation du modèle numérique à ces paramètres ; L'intérêt d'un tel modèle pourrait donc être, à terme, de s'affranchir de l'étude expérimentale et de proposer un outil permettant d'évaluer la raideur des ressorts pour une configuration donnée.
- afin de valider la loi en puissance pour le passage à l'échelle 1, il serait intéressant de mettre en place un troisième modèle réduit (à l'échelle 1/90 par exemple) qui permettrait d'avoir un nouveau point dans les courbes d'évolution des rigidités K_L et K_R . De manière plus générale, il semble envisageable de proposer une méthode analytique afin d'évaluer ces rigidités qui, d'après ces essais, dépendent du module d'Young du sol et de son module de cisaillement, du moment quadratique de la section et de la fiche du pieu. Un ensemble de mesures plus important de ces rigidités est néanmoins nécessaire pour aboutir à cette méthode analytique en faisant varier les paramètres tels que le matériau du pieu et son élancement.

Enfin, la réalisation d'un programme d'essais en centrifugeuse, tel que proposé dans l'annexe A, permettrait de compléter très utilement cette étude et de proposer une comparaison entre les essais 1g et ng.

Annexes

Annexe A - Essais cycliques en centrifugeuse

Un programme d'essais en centrifugeuse a été développé au cours de ces travaux de thèse. L'objectif était de proposer une étude complémentaire aux essais cycliques 1g afin d'avoir deux approches permettant d'appréhender le comportement d'une éolienne offshore et l'évolution de sa première fréquence propre. Dans cette annexe, une présentation des outils nécessaires pour élaborer un programme d'essais en centrifugeuse est effectuée : principe de l'essai, état de l'art des pieux sous sollicitations cycliques en centrifugeuse et présentation de l'équipement du département GMG du centre IFSTTAR de Nantes.

En collaboration avec l'équipe de géotechnique du centre de Nantes, un programme d'essais et un système de chargement cyclique ont été développés. L'ensemble de ce travail est résumé dans cette annexe. Ces essais n'ont pu être réalisés, faute de temps, pendant la durée de cette thèse. Néanmoins, l'étude réalisée ci-dessous propose une méthodologie détaillée permettant de conduire ces essais.

1. Introduction aux essais en centrifugeuse

Dans cette première partie, le principe des essais en centrifugeuse ainsi que leurs limites sont présentés brièvement. Les recherches en centrifugeuse autour des pieux rigides sous chargement latéral (monotones ou cycliques) sont exposées et leurs limites sont discutées. Enfin, les objectifs du programme d'essais et la centrifugeuse de l'IFSTTAR sont introduits.

1.1. Essais en centrifugeuse et leurs limites

Comme on l'a souligné dans le chapitre 2, il existe trois méthodes permettant d'étudier expérimentalement le comportement d'une structure. Les essais sur modèle physique 1g sont dimensionnés à l'aide de règles de similitude en accord avec l'étude considérée. La limite majeure de cette modélisation réside dans la mauvaise représentation des contraintes dans le sol. En centrifugeuse, le passage en macrogravité permet de pallier cette problématique puisque celui-ci permet de parfaitement représenter les contraintes dans le sol (voir les règles de similitude dans le Tableau A.3). Les règles de dimensionnement en centrifugeuse sont toujours les mêmes et l'échelle du modèle réduit correspond à l'accélération de la centrifugeuse soit à son nombre de « g ». Les essais en centrifugeuse constituent ainsi un outil puissant dans l'étude du comportement d'une structure à l'échelle réelle à partir d'un modèle réduit.

Les limites de la modélisation en centrifugeuse sont présentées par Klinkvort (2012) [96] et sont introduites dans cette partie. Le rapport entre le diamètre D_p dans le cas d'un pieu et la taille des grains

D_{sable} doit respecter l'inégalité suivante afin que le même sol puisse être considéré pour les essais sur modèle réduit et le prototype :

$$\frac{D_p}{D_{sable}} \geq 45 \text{ d'après Garnier et al. (2007) [97]}$$

De plus, l'augmentation de la gravité dépend du rayon de la nacelle. Dans la centrifugeuse, le rayon de giration augmente sur la profondeur du modèle et n'est donc pas exactement constant sur l'ensemble du massif de sol. Ce phénomène introduit une distribution non-linéaire de la contrainte comme illustré sur la Figure A.1. Pour pallier cette non-linéarité, une solution envisagée est l'utilisation de pieux coniques. Cette méthode a été validée par Klinkvort (2012) [96].

La mise en place d'un massif de sol saturé étant très délicate en centrifugeuse, Klinkvort (2012) [96] propose un rapport d'échelle permettant d'étudier le comportement d'un massif de sol saturé avec un massif sec. Ce rapport consiste à diminuer l'accélération de la centrifugeuse. Ainsi pour un modèle à l'échelle 1/100, l'accélération de la centrifugeuse est fixée à 62,3 g au lieu de 100g. Cette méthode a été présentée précédemment par Li et al. (2010) [47] et validée par Klinkvort.

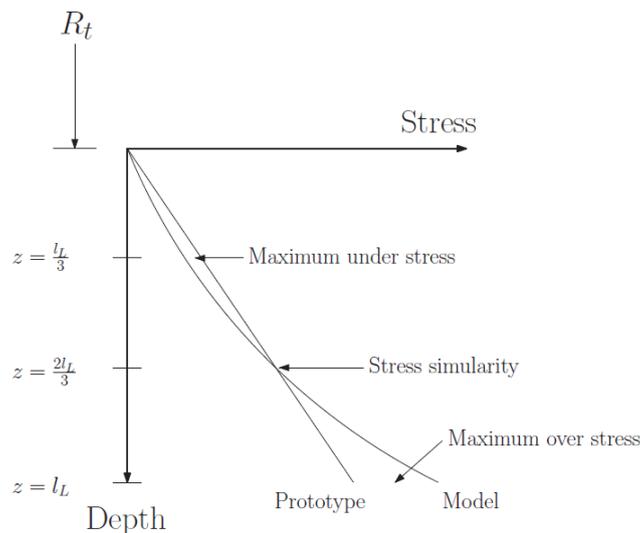


Figure A.1 - Distribution de la contrainte en fonction de la profondeur - différence entre prototype et modèle en centrifugeuse selon Klinkvort (2012) [96]

Un des paramètres ayant la plus forte influence sur les essais de pieux sous chargement latéral est l'installation de ce pieu. En général et par commodité, le pieu est installé par fonçage ou par battage à 1g avant le début de l'essai. Comme illustré sur la Figure A.2, les pieux installés en vol par fonçage dans la centrifugeuse ont une rigidité initiale et une capacité portante beaucoup plus importantes que les pieux installés à 1g. Par ailleurs, l'influence de la rigidité du pieu (creux ou plein) et sa rugosité ont été étudiées par Klinkvort (2012) [96].

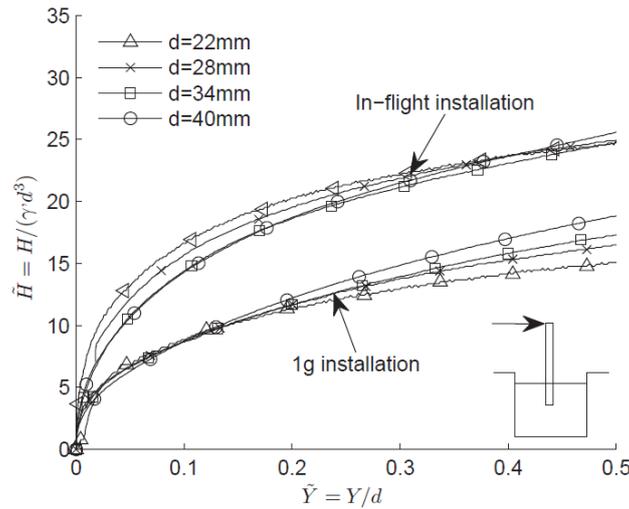


Figure A.2 - Essais monotones sur des pieux installés à 1g et en centrifugeuse, Klinkvort (2012) [96]

Avant toute procédure expérimentale en centrifugeuse, il est donc primordial de considérer l'importance de l'installation du pieu, sa rigidité et sa rugosité sur les essais qui seront effectués par la suite. De même, les paramètres du massif de sol tels que la contrainte dans le sol et la saturation doivent être définis avec précaution.

1.2. Essais de chargement latéral cyclique sur les pieux en centrifugeuse

Dans le Tableau A.1, les essais réalisés récemment sur les pieux sous chargement latéral cyclique en centrifugeuse sont répertoriés. Certains de ces essais ont déjà été introduits dans le chapitre 1. Dans l'ensemble de ces essais, la fréquence propre de la structure n'est pas considérée et celle de la sollicitation cyclique n'est pas un paramètre pris en compte. Il semble donc intéressant de considérer ces phénomènes. Seules les recherches de Seong et al. (2016) [98] se sont concentrées sur la première fréquence propre d'un modèle réduit d'éolienne offshore en centrifugeuse. La fréquence est évaluée à l'aide d'un balayage en fréquence effectué par une table vibrante sur laquelle est installé le modèle. Cette étude est cependant centrée sur l'influence d'un séisme sur une éolienne plutôt que sur celle d'un chargement latéral.

L'étude de l'évolution de la fréquence propre d'un modèle physique d'éolienne en centrifugeuse n'est pas une problématique qui a été abordée. La difficulté de cette étude réside dans l'élaboration du système de chargement avec une fréquence élevée (de quelques dizaines de Hertz) combiné à la mesure de la fréquence propre de la structure.

1.3. La centrifugeuse du centre IFSTTAR de Nantes

La centrifugeuse du département GMG (Géomatériaux et Modèles Géotechniques) du centre IFSTTAR de Nantes (Figure A.3) est destinée aux études expérimentales sur modèles physiques du comportement d'ouvrages de Génie Civil. Le rayon de la trajectoire du modèle est de 5 m et

l'accélération maximale est de 200 g. La masse maximale embarquée dans la nacelle est de 2t à 100 g et de 500 kg à 200 g [99].



Figure A.3 - Centrifugeuse du département GMG, centre IFSTAR de Nantes

C'est en collaboration avec le département GMG, sous la direction de M. Luc Thorel, et du département SV (Séisme et Vibration), avec Mme Sandra Escoffier, que le programme d'essais ainsi que les montages expérimentaux qui permettent de le mettre en œuvre ont été établis.

L'objectif du programme d'essais en centrifugeuse est de réaliser des essais complémentaires aux essais cycliques 1g afin de proposer un passage à l'échelle réelle. Ainsi, les essais présentés dans cette annexe sont analogues aux essais cycliques développés sur le modèle réduit 1g mais tiennent compte de la spécificité et des limites imposées par la centrifugeuse. Le dimensionnement du modèle réduit ainsi que les essais envisagés et le système de sollicitations cycliques sont présentés par la suite.

Tableau A.1 - Récapitulatif des recherches sur les pieux sous sollicitations cycliques dans un massif de sable en centrifugeuse

		Li et al. (2010) [47]	Klinkvort et al. (2010) [49]	Kirkwood et al. (2014) [57]	Bayton et al. (2016) [100]	Loli et al. (2016) [101]
Pieu	Type	cylindre ouvert en acier	cylindre en acier	cylindre ouvert en aluminium	cylindre ouvert en aluminium	cylindre ouvert en aluminium
	Diamètre L/D	50 mm 5	16 mm de 6 à 10	45 mm 4.44	50 mm 6	48 mm 6,25
	Installation	battage à 1g	fonçage à 1g et en vol	battage à 1g	battage à 1g	1g lors de la pluviation
Sol	Type	sable de Wunder	sable de Fontainebleau	sable d'Hostun	sable HST95	sable HST95
	Saturation	non	non	non	non	oui (eau)
	Densité I_D	0,97	de 0,9 à 0,95	0,62	0,34 et 0,78	0,8
Accélération		62,3 g	100g	100 g	100 g	80 g
Essais monotones	Nombre d'essais	-	9	-	2	
	Mesures	-	E_{py} initial	-	ELU	
Essais cycliques	Nombre d'essais	4	14	4	2	2
	ζ_b	non indiqué	de 0,08 à 0,38	1,31	0,5	non indiqué
	ζ_c	0	de -0,9 à -0,17	de -0,5 à 0	0	0
	N	de 10^2 à 10^3	$5 \cdot 10^2$	10^3	10	10
	Fréquence (Hz)	de 0,02 à 0,7			0,05	$\ll 1$
	Mesures	y, K	ELS, y, K	moment en flexion	ELS	

avec y , déplacement latéral du pieu, K , raideur, ζ_b , coefficient relatif à l'amplitude de la sollicitation [40], ζ_c , coefficient permettant de qualifier l'essai de type alterné ou non-alterné [40].

2. Dimensionnement du modèle réduit

Le dimensionnement se base sur l'éolienne de référence du NREL dont les caractéristiques sont rappelées dans le Tableau A.2 ci-dessous.

Tableau A.2 - Caractéristiques de l'éolienne de référence 5 MW du NREL, [82] et [83]

• Monopieu			• Mât		
Grandeurs physiques	Unité	Valeur	Grandeurs physiques	Unité	Valeur
Masse	kg	489 070	Masse	kg	347 460
Longueur	m	56	Longueur	m	87,6
Diamètre	m	6	Diamètre (moyenne)	m	4,935
Epaisseur	mm	60	Epaisseur	mm	23
Fréquence	Hz	1,86	Fréquence	Hz	0,89*
• Nacelle/Rotor			• Matériau		
Grandeurs physiques	Unité	Valeur	Grandeurs physiques	Unité	Valeur
Masse	kg	350 000	Masse volumique	kg/m ³	8500
			Module d'Young	GPa	210
			Fréquence globale	Hz	0,25

* Première fréquence propre calculée en condition encastree-libre (encastrement parfait)

Les lois d'échelle pour les modèles physiques en centrifugeuse sont obtenues directement en choisissant le facteur d'échelle de longueur λ_L et celui correspondant à l'accélération (ou le nombre de « g » de la centrifugeuse). L'ensemble des lois d'échelle qui en découlent sont définies dans le Tableau A.3 avec $\lambda_L = L_{\text{modèle}}/L_{\text{prototype}}$.

Tableau A.3 - Lois d'échelle générales en centrifugeuse (Madabhushi, 2014) [102]

	Paramètres	Lois d'échelle	Unités
Lois d'échelle générales	Longueur	λ_L	m
	Masse	λ_L^3	kg
	Contrainte	1	N/m ²
	Déformation	1	-
	Force	λ_L^2	N
	Moment	λ_L^3	Nm
	Temps (consolidation)	λ_L^2	s
Evènements dynamiques	Temps (dynamique)	λ_L	s
	Fréquence	λ_L^{-1}	Hz
	Déplacement	λ_L	m
	Vitesse	1	m/s
	Accélération	λ_L^{-1}	m/s ²

Une application directe de ces lois d'échelle sur le prototype d'éolienne en mer donne les dimensions présentées dans le Tableau A.4 pour un modèle réduit à l'échelle 1/100. Le défaut majeur de ce dimensionnement concerne l'épaisseur de la fondation et du mât, inférieure à 1 mm. La conception de tels pieux étant complexe et coûteuse et l'utilisation de ces éléments par la suite étant délicate, ce dimensionnement direct ne peut être appliqué.

Tableau A.4 - Application directe des lois d'échelle

• Monopieu			• Mât		
Grandeurs physiques	Unité	Valeur	Grandeurs physiques	Unité	Valeur
Masse	kg	0,489	Masse	kg	0,347
Longueur	m	0,56	Longueur	m	0,88
Diamètre	m	0,06	Diamètre	m	0,049
Epaisseur	mm	0,60	Epaisseur	mm	0,23
Fréquence	Hz	186*	Fréquence	Hz	89*
• Nacelle/Rotor			• Matériau		
Grandeurs physiques	Unité	Valeur	Grandeurs physiques	Unité	Valeur
Masse	kg	0,350	Masse volumique	kg/m ³	8500
			Module d'Young	GPa	210
			Fréquence globale	Hz	25

* Première fréquence propre calculée en condition encastree-libre (encastrement parfait)

Un deuxième dimensionnement a donc été envisagé en fixant l'épaisseur du pieu et du mât à 2 mm et en se concentrant sur la première fréquence propre de la structure. Les dimensions en longueur (diamètre et hauteur) ainsi que la fréquence propre des éléments sont en accord avec les résultats obtenus après une application directe des lois d'échelle. Néanmoins, la masse de la fondation et du mât sont respectivement 3 et 5 fois plus importantes que celles voulues.

Tableau A.5 - Dimensionnement axé sur la fréquence propre

• Monopieu			• Mât		
Grandeurs physiques	Unité	Valeur	Grandeurs physiques	Unité	Valeur
Masse	kg	1,633	Masse	kg	1,669
Longueur	m	0,556	Longueur	m	0,717
Diamètre	m	0,06	Diamètre	m	0,0483
Epaisseur	mm	2	Epaisseur	mm	2
Fréquence	Hz	186*	Fréquence	Hz	89*
• Nacelle/Rotor			• Matériau		
Grandeurs physiques	Unité	Valeur	Grandeurs physiques	Unité	Valeur
Masse	kg	0,350	Masse volumique	kg/m ³	8000
			Module d'Young	GPa	200
			Fréquence globale	Hz	30*

* Première fréquence propre calculée en condition encastree-libre (encastrement parfait)

Afin d'améliorer la masse de la structure, un troisième dimensionnement a été envisagé en imposant une épaisseur de 1 mm pour la fondation et le mât, et en se concentrant à la fois sur le respect de la fréquence propre de la structure et sur sa masse. Le dimensionnement obtenu est présenté dans le Tableau A.6. Le modèle réduit relatif à ce dimensionnement présente des éléments ayant un diamètre et une hauteur légèrement inférieure à celle attendue. Néanmoins, la masse et la première fréquence propre de la structure globale sont bien respectées. Ce dernier dimensionnement est donc retenu pour le modèle réduit en centrifugeuse.

Tableau A.6 - Dimensionnement axé sur la fréquence propre et la masse

• Monopieu			• Mât		
Grandeurs physiques	Unité	Valeur	Grandeurs physiques	Unité	Valeur
Masse	kg	0,446	Masse	kg	0,318
Longueur	m	0,455	Longueur	m	0,527
Diamètre	m	0,04	Diamètre	m	0,025
Epaisseur	mm	1	Epaisseur	mm	1
Fréquence	Hz	186*	Fréquence	Hz	85,5*
• Nacelle/Rotor			• Matériau		
Grandeurs physiques	Unité	Valeur	Grandeurs physiques	Unité	Valeur
Masse	kg	0,350	Masse volumique	kg/m ³	8000
			Module d'Young	GPa	200
			Fréquence globale	Hz	23*

* Première fréquence propre calculée en condition encastree-libre (encastrement parfait)

Ce modèle physique à l'échelle 1/100 est en acier inoxydable. La liaison entre le mât et la fondation est réalisée à l'aide de brides fixées par des vis. Le modèle obtenu est illustré sur la Figure A.4.

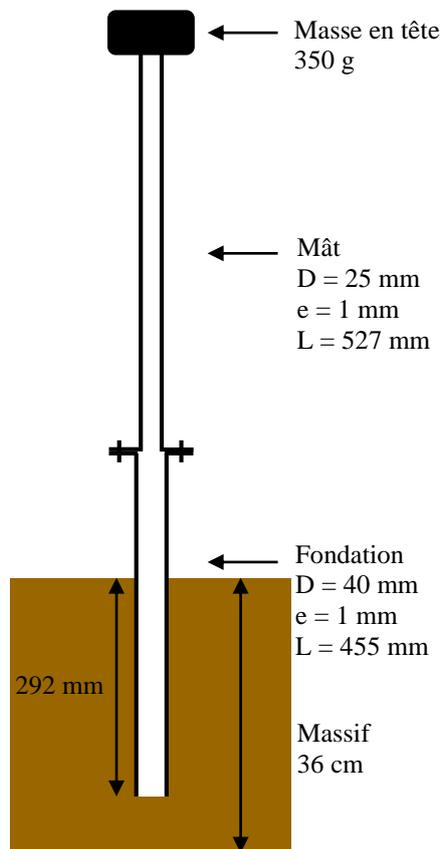


Figure A.4 - Schéma du modèle réduit à l'échelle 1/100

3. Programme d'essais

Dans cette partie, l'ensemble des essais à réaliser en centrifugeuse est présenté à partir du modèle réduit dimensionné précédemment. Une étude paramétrique ainsi qu'un planning d'essais sont proposés.

3.1. Première fréquence propre après installation du modèle

L'objectif de ces premières mesures est l'évaluation préliminaire de la première fréquence propre de la structure juste après son installation. Les mesures de fréquence propre du modèle réduit dans les configurations suivantes sont considérées :

- (1.1) Modèle réduit encastré : mesure étalon réalisée en laboratoire (voir Figure A.5)
- (1.2) Structure constituée uniquement de la fondation et du mât
- (1.3) Modèle réduit complet constitué de la fondation, du mât et de la masse ponctuelle
- (1.4) Evaluation de la répétabilité de l'essai : mesure à deux reprises de la fréquence propre avec arrêt de la centrifugeuse entre les deux mesures.
- (1.5) Evaluation de l'amortissement et de la masse ajoutée due aux câbles des accéléromètres : mesure avec un accéléromètre en tête puis avec cinq accéléromètres le long de la structure.

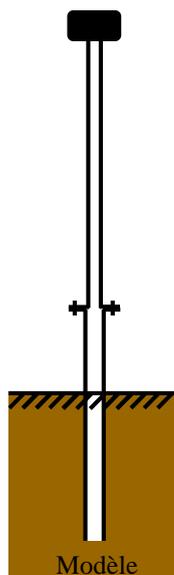


Figure A.5 - Schéma du modèle encastré

L'instrumentation nécessaire à ces essais est constituée d'accéléromètres collés sur le modèle réduit et d'un système permettant d'imposer un choc ponctuel en tête du mât ou une excitation large bande. Ce système est détaillé dans la partie 4 relative au montage expérimental.

3.2. Sollicitations cycliques

L'objectif des essais cycliques est l'étude de l'évolution de la fréquence propre du modèle réduit à long terme. Le modèle réduit est donc soumis à un grand nombre de cycles de chargement représentatif de la sollicitation induite par le vent, les vagues et les courants. En se basant sur le calcul de la

sollicitation cyclique s'appliquant sur l'éolienne de référence de 5 MW, présentée dans le chapitre 2 (partie 1.3.1), les sollicitations classiques et extrêmes, auxquelles est soumis le modèle réduit à l'échelle 1/100 en centrifugeuse, sont définies dans le Tableau A.7. Les forces et fréquences sont calculées à partir des lois d'échelle décrites dans le Tableau A.3.

Tableau A.7 - Caractéristiques des sollicitations classiques et extrêmes

Sollicitations classiques			Sollicitations extrêmes		
Grandeurs physiques	Unités	Valeurs	Grandeurs physiques	Unités	Valeurs
<i>Force</i>			<i>Force</i>		
Force statique	N	120	Force statique	N	150
Demi-amplitude	N	170	Demi-amplitude	N	485
<i>Fréquences</i>			<i>Fréquences</i>		
Vent, vagues	Hz	10	Vent, vagues	Hz	10
1P	Hz	[11,5 ; 20]	1P	Hz	[11,5 ; 20]
3P	Hz	[34,5 ; 60]	3P	Hz	[34,5 ; 60]
<i>Point d'application</i> voir Figure A.6			<i>Point d'application</i> voir Figure A.6		
	mm	500		mm	500

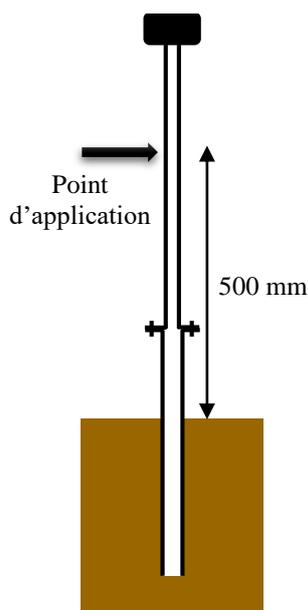


Figure A.6 : Schéma du point d'application de la sollicitation

Les essais de sollicitations cycliques suivants sont considérés :

- (2.1) Sollicitations classiques pour une fréquence à choisir comprise entre la fréquence du vent/vagues et celle des pales (3P), pour une amplitude illustrée sur la Figure A.7 (a).
- (2.2) Sollicitations extrêmes pour une fréquence à choisir comprise entre la fréquence du vent/vagues et celle des pales (3P), pour une amplitude illustrée sur la Figure A.7 (b).
- (2.3) Rupture au sens état limite de service, soit une rotation de 0,25 à 0,5° de la structure.

Pour l'étude en fatigue d'une éolienne offshore, le nombre de cycles considéré est de l'ordre de 10^7 cycles (LeBlanc et al., 2010) [40]. Dans notre étude, avec une fréquence de 60 Hz, il est envisageable d'imposer 10^6 cycles sur la structure ce qui correspondrait à environ 4h30 d'essai.

Pour ces essais, la structure doit être instrumentée à l'aide d'accéléromètres afin d'évaluer la fréquence propre du modèle au cours de l'essai. Un capteur de déplacement et un inclinomètre permettent par ailleurs de suivre le déplacement latéral et la rotation de la fondation. Enfin, un système est nécessaire afin d'imposer à la fois les sollicitations sur la structure et de mesurer la fréquence propre du modèle.

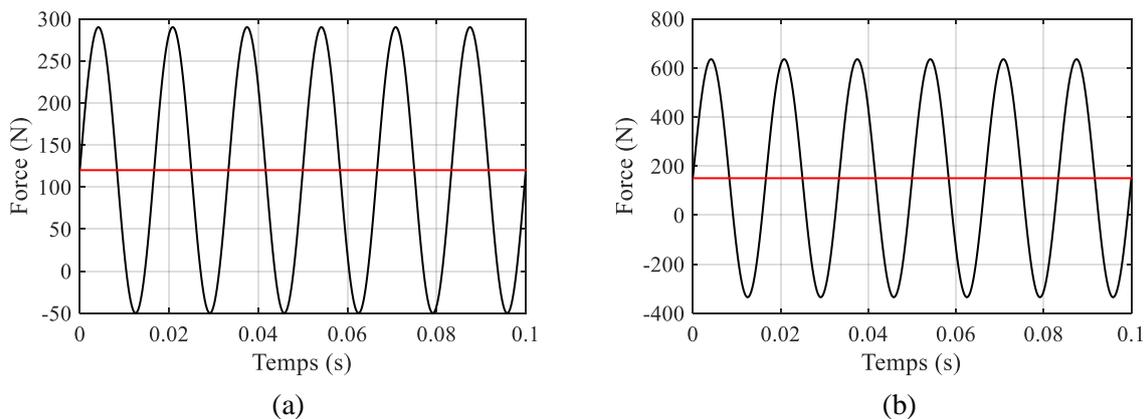


Figure A.7 – (a) Chargement classique sur la structure et (b) chargement extrême pour une fréquence de 60 Hz

3.3. Etude paramétrique

A partir des essais présentés précédemment, une étude paramétrique peut être mise en place afin d'évaluer l'influence des paramètres tels que la taille de la fondation, l'installation de la fondation, la densité du sol, la saturation du massif ou la fréquence de la sollicitation. Les essais décrits antérieurement (de (1.1) à (2.3)) peuvent être considérés dans les cas suivants :

- (3.1) Variation de la taille de la fondation : le prototype NREL est certainement largement surdimensionné. Il serait donc intéressant de faire des mesures sur le modèle réduit du prototype et sur un 2^{ème} modèle réduit dont la fiche serait divisée par deux. Ainsi deux fondations sont définies, l'une de 45,5 cm avec une fiche de 29,2 cm (modèle réduit 1) et l'autre de 30,9 cm avec une fiche de 14,6 cm (modèle réduit 2) comme présenté sur la Figure A.8 ;
- (3.2) Installation de la fondation à 1g et à 100g ;
- (3.3) Variation de la densité du sol : un premier massif de sol avec un indice de densité de 0,6 et un sol lâche ;
- (3.4) Sol sec et saturé ;
- (3.5) Sollicitations cycliques pour des fréquences variant de 10 à 60 Hz.

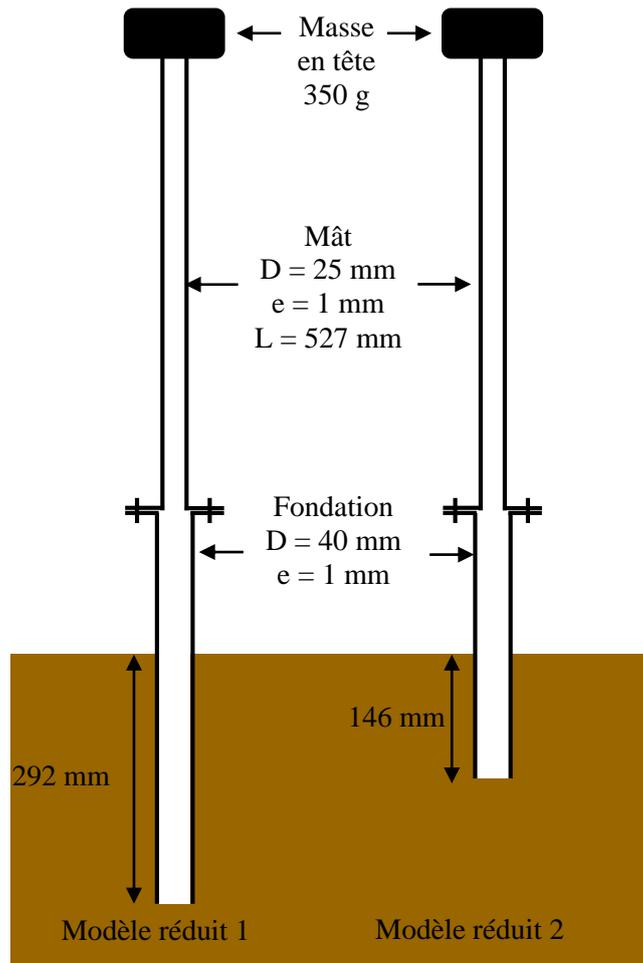


Figure A.8 - Schéma des modèles réduits avec variation de la fiche

3.4. Considérations générales

Pour chaque essai, le pieu sera installé à 1g. Une installation à 100g est envisagée afin d'évaluer l'influence de la mise en place du pieu sur les mesures. Par ailleurs, les deux fondations seront instrumentées par un ensemble de jauges le long du fût. Un essai CPT au pénétromètre sera réalisé une fois le massif mis en place pour déterminer les propriétés du sol. Le sable de Fontainebleau est considéré pour l'ensemble des essais.

3.5. Planning des essais

Le modèle réduit est installé dans un massif de sol de dimensions correspondant à un conteneur rectangulaire de dimensions intérieures 1,2 m x 0,8 m x 0,36 m. Pour un pieu avec un diamètre de 4 cm, six essais peuvent être réalisés aux emplacements indiqués sur la Figure A.9. Cette configuration permet un espacement d'au moins trois fois le diamètre (3D) entre chaque emplacement et donc d'assurer que chaque essai soit indépendant et non influencé par leur environnement.

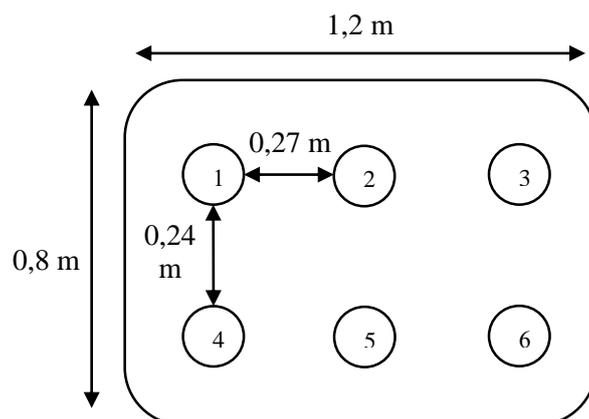


Figure A.9 - Vue du dessus du conteneur

Dans un conteneur, l'ensemble des essais répertoriés dans le Tableau A.8 constitue la première série d'essais. D'autres conteneurs pourront être préparés par la suite en fonction des résultats et en faisant varier les paramètres suivants : la densité du sable, la saturation du sol et la fréquence de la sollicitation cyclique.

Tableau A.8 - Ensemble des essais réalisables sur un conteneur

	Modèle réduit	Installation	Fréquence propre initiale	Sollicitations cycliques
Test 1	CPT			
Test 2		1 g	De (1.2) à (1.5)	(2.1)
Test 3	Modèle réduit 1	1g	De (1.2) à (1.3)	(2.2)
Test 4		100 g (3.2)	De (1.2) à (1.3)	(2.1)
Test 5	Modèle réduit 2		De (1.2) à (1.5)	(2.1)
Test 6		1g	De (1.2) à (1.3)	(2.2)

4. Montage expérimental

Les essais envisagés nécessitent le développement d'un système permettant d'appliquer un choc ponctuel ou un balayage en fréquence afin d'évaluer la première fréquence propre de la structure. Par ailleurs, un autre système permettant d'appliquer la sollicitation cyclique est à mettre en place. Les différentes solutions envisagées sont détaillées dans cette partie. Il est important de s'assurer que les solutions envisagées soient compatibles avec la centrifugeuse. Ainsi, il ne faut pas de pièces mobiles dans le système considéré, utiliser un pot vibrant comme pour les essais 1g n'est donc pas envisageable.

4.1. Système sans contact

Dans un premier temps, un système sans contact est considéré pour appliquer une sollicitation cyclique sur le pieu. Ce système présente l'avantage de ne pas interférer dans la mesure de la première fréquence propre (pas d'ajout de système masse-ressort au modèle réduit). Une première solution de système sans contact est l'utilisation d'un actionneur piézoélectrique amplifié (APA) développé par Cedrat Technologies. Un APA, comme illustré sur la Figure A.10 (b), est constitué d'un empilement de composants piézoélectriques multicouches qui, une fois préchargés, engendrent un déplacement du

système. Les divers types d'APA permettent de couvrir une gamme de performances en force et en déplacement qui correspond aux dimensionnements des sollicitations cycliques qui ont été calculées précédemment comme illustré sur la Figure A.11 (b).

Afin d'obtenir un système sans contact, un aimant est fixé sur la partie mobile de l'APA. C'est ensuite grâce à la distance entre le modèle réduit en acier et l'aimant que la sollicitation sur le pieu est appliquée comme présenté sur la Figure A.10 (a). Afin d'étudier la faisabilité de cette méthode, trois aimants ayant les caractéristiques suivantes ont été considérés :

- aimant ZTN – 48 : force d'attraction maximale de 618 N (63 kg) ;
- aimant CSN – 36 : force d'attraction maximale de 510 N (52 kg).

La force d'attraction de ces aimants a été testée en faisant varier la distance entre l'aimant et une plaque d'acier. La force est évaluée en fixant le capteur de force Schlumberger de 1 kN à la plaque en acier. L'aimant est ensuite placé sur une platine de translation micrométrique permettant de mesurer directement la distance entre l'aimant et la plaque. Cette procédure a été suivie pour les deux aimants, une troisième mesure ayant été réalisée ensuite sur un cylindre creux au lieu de la plaque. L'ensemble des résultats est récapitulé sur la Figure A.10 (c). La force maximale atteinte avec l'aimant CSN-36 est seulement de 170 N et non de 510 N. La force d'attraction dépend fortement de la structure considérée (plaque ou cylindre creux) et du matériau. Le cylindre creux, plus proche de la forme du modèle réduit envisagé, est soumis à une force maximum de 110 N en raison de sa faible épaisseur. Il faut donc des aimants extrêmement puissants afin d'appliquer quelques centaines de Newton sur la structure.

De plus, il faut noter que pour appliquer sa force d'attraction maximale, l'aimant doit être placé à 0,4mm de la structure. Un déplacement de 2 mm est nécessaire pour passer de 70 à 170 N. Ces observations posent deux difficultés : premièrement, l'APA doit être extrêmement proche de la structure et, deuxièmement, il faut assurer une précision au dixième de centimètre près. Enfin, les APA ayant une déformation maximale correspondant à un déplacement de 2 mm sont ceux ayant les capacités en effort les plus réduites (APA 1500 L et 2000 L). L'ensemble de ces observations nous permettent de conclure que l'APA muni d'un aimant n'est pas envisageable en centrifugeuse car une telle précision sur les distances ne peut être garantie et les APA ayant les bonnes capacités en effort ne peuvent se déformer suffisamment pour atteindre un déplacement de 2 mm.

Les électroaimants ont été considérés comme autre solution puisqu'ils permettent de supprimer la problématique de déplacement de quelques millimètres. Ils disposent, comme les APA, de la bonne gamme de force et de fréquence. Néanmoins, la distance entre l'électroaimant et la structure doit être très précise et comprise entre 0,1 et 0,5 mm. La précision de distance exigée entre les électroaimants et le modèle réduit ne peut être atteinte en centrifugeuse.

Les systèmes de sollicitations cycliques sans contact présentés ne peuvent donc pas être mis en place. Ces systèmes auraient été combinés à un canon, équipement du laboratoire GMG du département GERS

du centre IFSTTAR de Nantes, permettant d'appliquer un choc ponctuel en tête du mât afin de mesurer la fréquence propre de la structure.

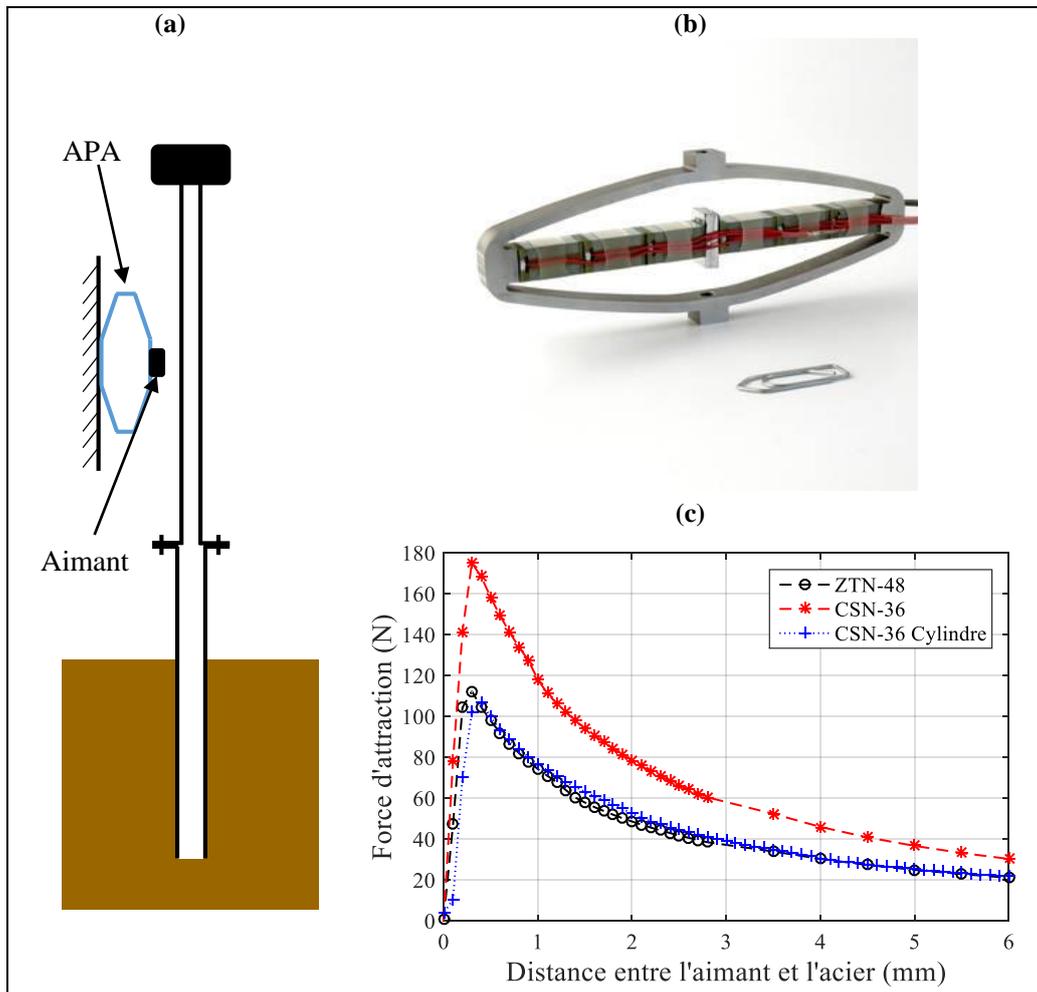


Figure A.10 – (a) Schéma du système APA sans contact sur le modèle réduit, (b) photo de l'APA 500 L et (c) force d'attraction d'aimants mesurée en fonction de leur distance au pieu en acier

4.2. Système avec contact

Les APA peuvent être également considérés comme système de sollicitations avec contact. Le système est fixé au modèle réduit comme illustré sur la Figure A.11 (a). Un APA déjà utilisé dans cette configuration par le département GMG, en collaboration avec l'Université de Los Andes en Colombie. La faisabilité d'un tel montage a été présentée par Cabrera et al. (2012) [103].

L'utilisation d'un APA reste cependant assez limitée : le choix d'un APA en particulier restreint la plage de sollicitation à un intervalle réduit et pour des fréquences de sollicitations précises. En effet, la fréquence des cycles influence fortement l'amplitude de chargement que peut appliquer un APA. L'achat d'un APA pour une utilisation aussi restreinte n'est pas une solution idéale.

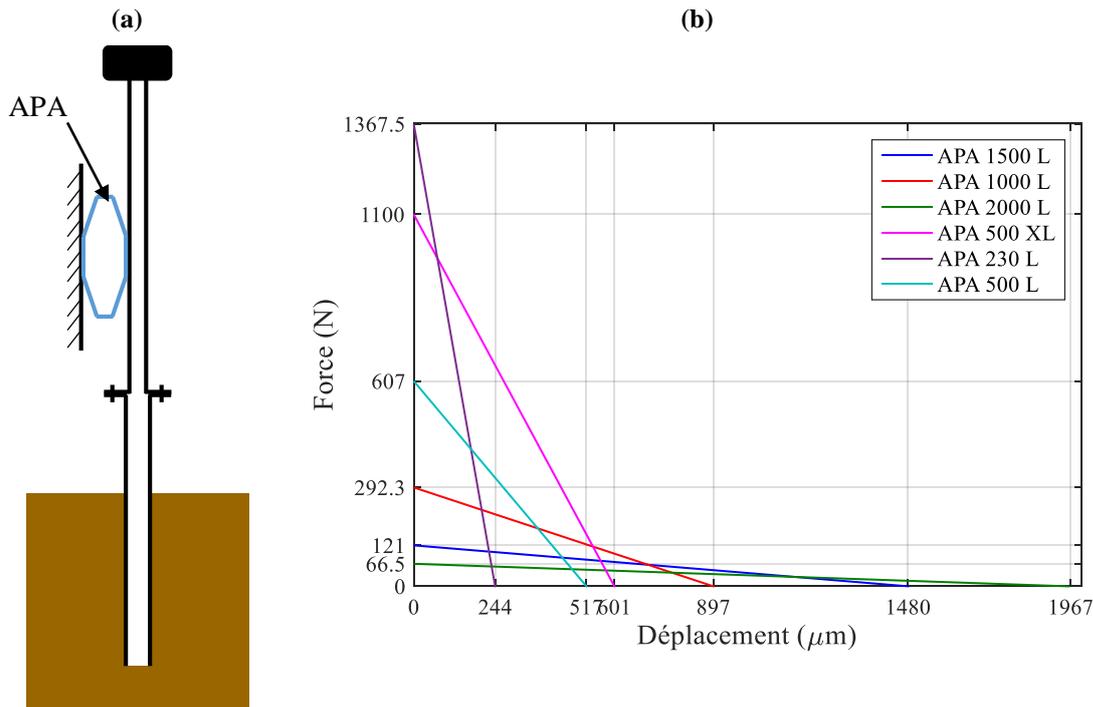


Figure A.11 - (a) Schéma de l'APA en contact avec le modèle réduit et (b) gamme de force et déplacement des APA de Cedrat Technologies

La dernière solution envisagée est l'utilisation d'un servo-vérin fixé sur le modèle réduit. Les servo-vérins sont couramment utilisés en centrifugeuse. Les équipements dont dispose le département GMG permettent d'imposer à un pieu des chargements de plusieurs kilo-Newton pour des fréquences très faibles, inférieures à 1 Hz.

La solution choisie est celle proposée par l'entreprise HANCHEN qui propose un servo-vérin hydraulique double tige (série 320) ayant une capacité de 1,21 kN et pouvant appliquer des chargements allant jusqu'à une fréquence de 100 Hz. Ce système permet à la fois d'appliquer une sollicitation cyclique sur la structure et de mesurer sa fréquence propre à l'aide d'un balayage sinus ou d'un impact. Ce servo-vérin, illustré sur la Figure A.12, est piloté en déplacement et est équipé en plus d'un capteur de déplacement et d'un capteur de force. Ce vérin a été adapté au fonctionnement de la centrifugeuse ; en accord avec l'équipe technique du laboratoire GMG du centre IFSTTAR de Nantes, grâce à ses paliers hydrostatiques. Le vérin est équipé d'une servo-valve MOOG type D765, présentée sur la Figure A.12, dont le débit est en accord avec le fonctionnement du groupe hydraulique de la centrifugeuse. De plus, comme il s'agit de sollicitations latérales, l'axe du vérin va tourner lors de son fonctionnement et engendrer un couple de rotation sur le modèle réduit. Un système anti-rotation de la tige est aussi considéré afin de pallier ce problème. Le devis final regroupant le servo-vérin, la servo-valve, les capteurs de force et de déplacement s'élève à 20 k€.

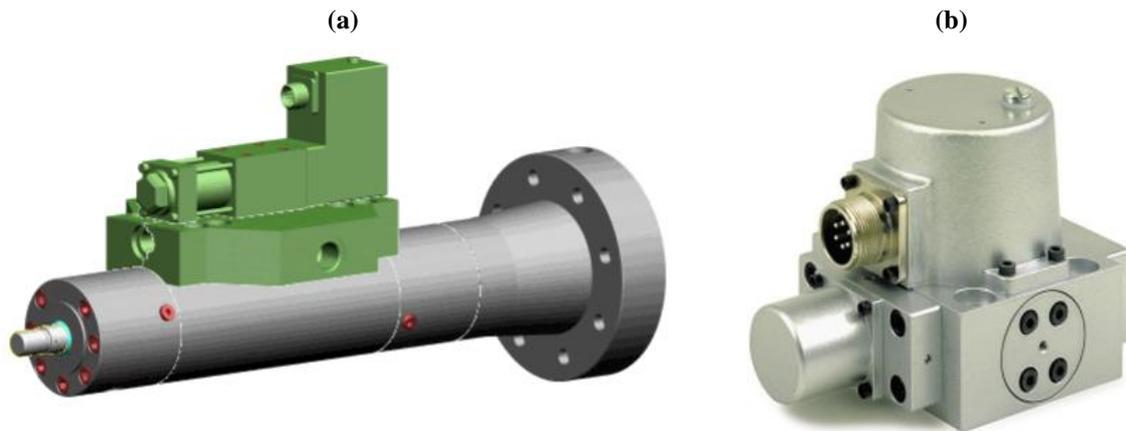


Figure A.12 - (a) Servo-vérin HANCHEN série 320 et (b) Servo-valve MOOG type D765

Conclusions

L'étude présentée dans cette partie constitue une première approche complète pour l'élaboration d'essais cycliques sur un modèle réduit d'éolienne offshore. La faisabilité de cet essai réside dans le choix du bon système de chargement cyclique qui doit répondre aux attentes des dimensionnements des essais mais aussi être compatible avec la centrifugeuse. Cette partie de faisabilité ayant été réalisée en partenariat avec l'équipe technique de la centrifugeuse et l'entreprise HANCHEN, la solution proposée ici est tout à fait en accord avec le fonctionnement de la centrifugeuse.

Ces essais constituent une approche inédite sur les pieux soumis à des chargements cycliques puisque la fréquence de ces sollicitations serait enfin mise à l'échelle. En effet, les essais actuels sont réalisés pour des fréquences inférieures au Hertz qui sont, à l'échelle, non analogues aux fréquences du vent, des vagues, des courants et de la rotation du rotor. Par ailleurs, ces hautes fréquences permettent de réaliser un grand nombre de cycles sur le pieu et donc de réaliser des études à l'état limite de service mais aussi à l'état limite de fatigue. Par exemple, un essai de 4h30 à 60 Hz permettrait d'appliquer un million de cycles sur la structure.

Une étude paramétrique sur l'influence de la fréquence du chargement cyclique et sur son incidence sur la fréquence propre de la structure donnerait des résultats innovants et permettrait d'avancer sur la problématique de surdimensionnement des monopieux.

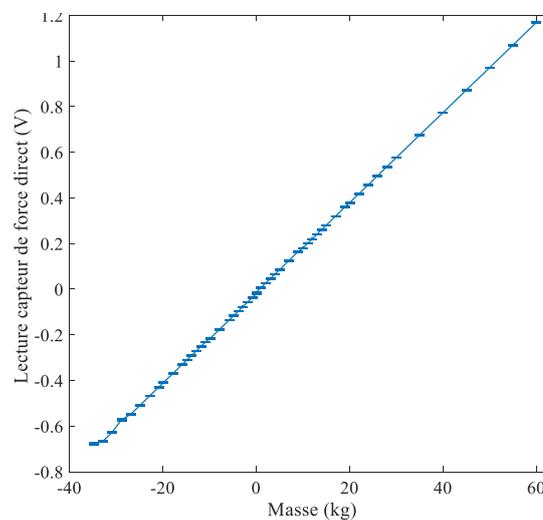
Annexe B - Etalonnage des capteurs

- *Etalonnage du capteur de force (1 kN)*

Lors des essais relatifs à l'évaluation des rigidités K_L et K_R , un capteur de force de 1 kN a été employé afin de mesurer la force latérale ou le moment imposé sur la structure. Un capteur Schlumberger de 1 kN, comme illustré sur la Figure B.1 (a), a été considéré. Afin d'étalonner ce capteur en compression, des masses allant de 1 à 60 kg ont été posées sur le capteur. Pour l'étalonnage en traction, le capteur a été relié à une tige munie d'un plateau. Des masses ont été placées sur ce plateau permettant d'appliquer une force en traction allant jusqu'à 353 N (soit 36 kg). La courbe obtenue de la tension du capteur (V) en fonction de la masse appliquée au capteur (en traction ou en compression) est représentée sur la Figure B.1 (b).



(a)



(b)

Figure B.1 : Etalonnage du capteur de force 1 kN : (a) photo du capteur ; (b) tension du capteur en fonction de la masse appliquée

L'équation permettant de passer de la tension mesurée à la force est donc, en considérant une accélération de la pesanteur de $9,81 \text{ m/s}^2$:

$$F = 500,5V$$

Soit encore :

Tension (V)	Force (N)
0	0
0,2	100
0,4	200
0,6	300

- *Calibration du capteur de force (44,5 N)*

Pour les essais cycliques décrits dans la partie 3 du chapitre 3, un capteur de force de 10 lbf, soit 44,5N, a été utilisé. Il s'agit d'un capteur FUTEK modèle LCM 100. La calibration de ce capteur

particulièrement fin a été réalisée à l'aide d'une presse hydraulique (Adamel Lhomargy). Afin de ne pas endommager le capteur, la calibration a été réalisée entre -30 et + 30 N. Le montage et les résultats obtenus pour cette calibration sont présentés sur les Figures B.2 et B.3 respectivement.

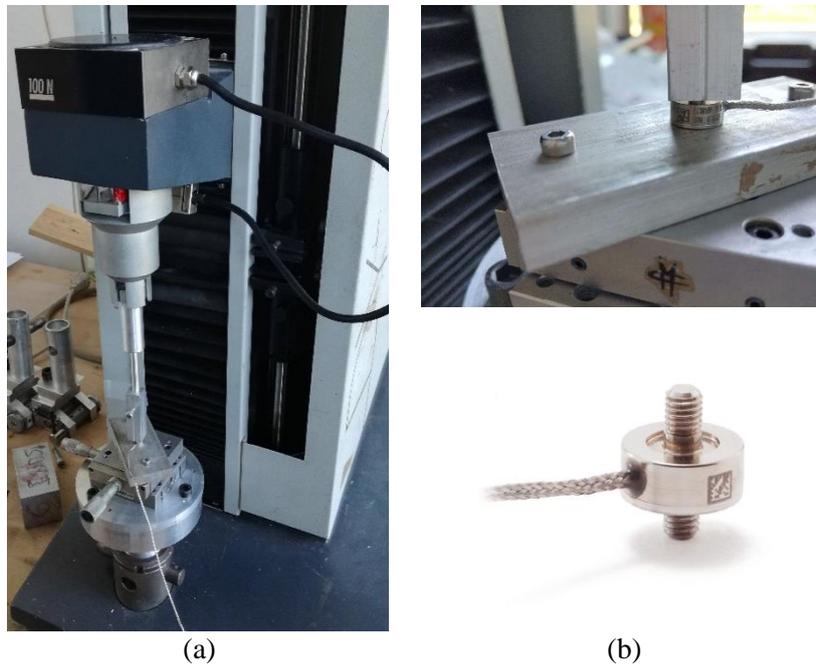


Figure B.2 : (a) Montage expérimental : ensemble presse et capteur, (b) capteur de force 44,5 N

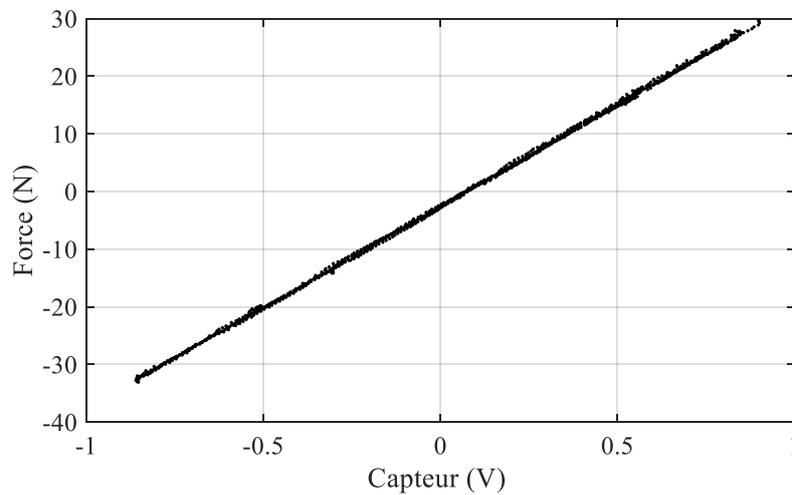


Figure B.3 : Etalonnage du capteur de force 44,5 N à l'aide de la presse

L'équation permettant de passer de la tension mesurée à la force est donc :

$$F = 35,21V - 2,4962 \text{ ou } V = 0,0284F + 0,0709$$

Soit encore :

Tension (V)	Force (N) – compression
0.0709	0
0.3549	10
0.6389	20
0.9229	30

- **Calibration de l'inclinomètre**

Des inclinomètres Sensel Measurement SM-NA10, ayant une étendue de mesure allant de -10 à $+10^\circ$, ont été utilisés dans les essais statiques et cycliques. Pour la calibration, l'inclinomètre a été fixé sur une tige verticale à laquelle une rotation allant jusqu'à 1° a été imposée, comme présenté sur la Figure B.4 (a). Cette plage de rotation faible, de 0 à 1° , correspond aux angles de rotation obtenus lors des essais. Le capteur étalon, un encodeur rotatif Hengstler (291-4355), permet de tracer la courbe de tension reçue par l'inclinomètre en fonction de la rotation de la tige. L'image du capteur et sa calibration sont présentées sur les Figures B.4 (a) et (b) respectivement.

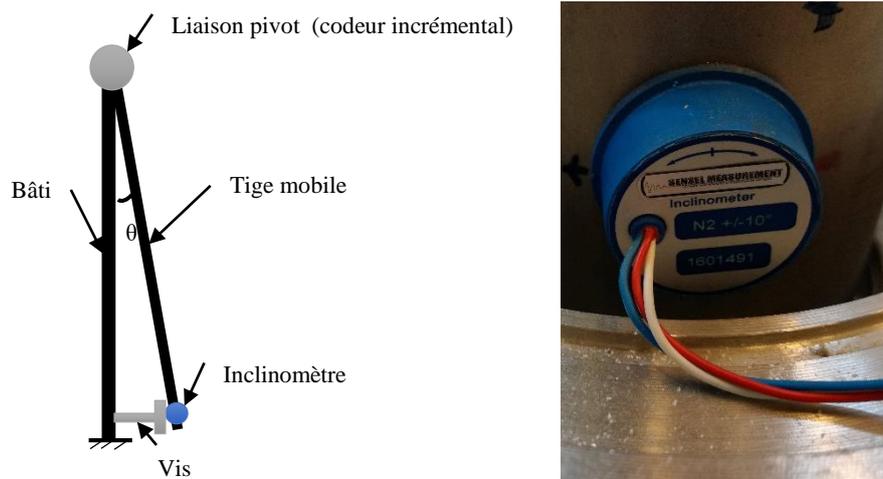


Figure B.4 – (a) Schéma du dispositif d'étalonnage de l'inclinomètre et (b) photo du capteur

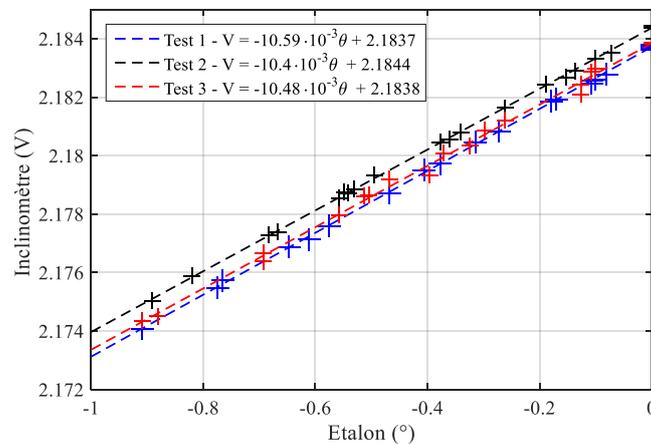


Figure B.5 : Etalonnage de l'inclinomètre : tension de l'inclinomètre en fonction de l'angle de rotation

L'équation permettant de passer de la tension mesurée à l'angle de rotation est donc :

$$\theta = -95,24V + 208 \text{ ou } V = -10,5 \cdot 10^{-3} \theta + 2,184$$

Soit encore :

Tension (V)	Angle de rotation ($^\circ$)
2,184	0
2,181	0,3
2,177	0,6
2,174	0,9

Annexe C – Etalonnage du système de pluviation

Un étalonnage du système de pluviation a été réalisé à l'aide du montage présenté sur la Figure C.1 (a). Le dispositif de pluviation est installé sur une cuve transparente de 40 cm de hauteur et de diamètre identique (52,45 cm). L'objectif de cet étalonnage est de relever la vitesse de déposition du sable afin de régler ensuite la vitesse du moteur et la hauteur de pluviation. Cette cuve transparente permet de relever la vitesse de déposition du sable dans la cuve en cm/min lors de la pluviation.

L'étalonnage a été réalisé pour trois configurations : une grille G1, avec le plus d'ouverture, illustrée sur la Figure C.1 (b), une grille G2 avec l'ensemble des trous ouverts et la même grille avec un trou sur deux fermé, soit la grille G2_{1/2} de la Figure C.1 (c). Lors de l'étalonnage, l'influence de la hauteur de pluviation n'est pas considérée, les tamis, non reliés au moteur, sont fixes. Les résultats obtenus pour ces trois configurations sont récapitulés dans le Tableau C.1.

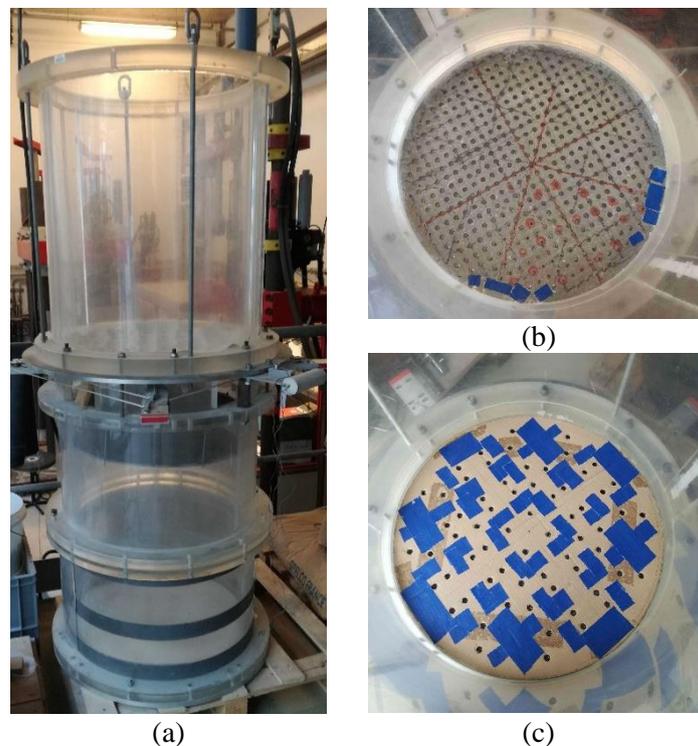


Figure C.1 - (a) Photo de l'étalonnage du système de pluviation, photos des grilles (b) G1 et (c) G2_{1/2}

La grille G1 permet d'obtenir un massif lâche avec un indice de densité de 0,24. La seconde grille G2 permet d'obtenir un massif moyennement dense à très dense si l'ensemble des trous sont ouverts ou si un trou sur deux est fermé. Ainsi, pour obtenir un massif moyennement dense, la grille G2 est suffisante.

A partir de ces résultats, un massif a été mis en place dans le dispositif expérimental en considérant la grille G2 et une hauteur de pluviation de 10 cm. Comme présenté sur le Tableau C.1, il existe un écart important entre l'étalonnage réalisé et les massifs obtenus dans le dispositif expérimental.

Tableau C.1 - Indice de densité et intensité de déposition obtenus lors de l'étalonnage et de la mise en place des massifs

Grille	Etalonnage		Massif	
	Indice de densité	Vitesse de déposition (cm/min)	Indice de densité	Intensité de déposition (g/cm ² /s)
G1	0,24	17	-	-
G2	0,75	4	0,57	0,10
G2 _{1/2}	0,99	2	0,67	0,057

Cette variation provient de deux éléments. Premièrement, une hauteur de pluviation fixe de 10 cm a été maintenue (tamis fixes lors de l'étalonnage). Ensuite, le système de pluviation ayant été créé pour le dispositif de la chambre d'étalonnage, il existe un léger écart entre le diamètre du dispositif de pluviation (52,45 cm) et celui utilisé pour les essais (55 cm) comme illustré sur la Figure C.2. Cette variation va nécessairement influencer l'homogénéité radiale du massif, cette problématique n'a cependant pas été étudiée dans ce travail de thèse.

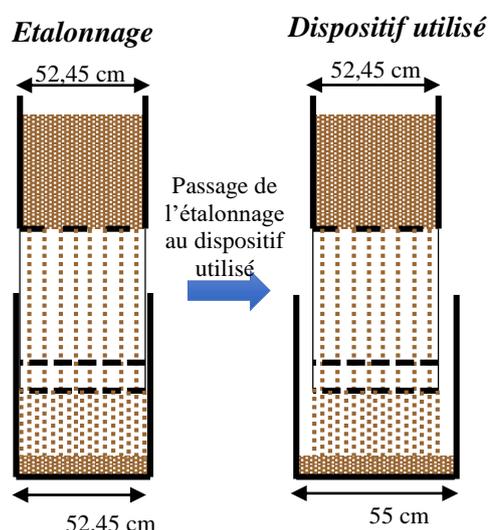


Figure C.2 - Passage de la cuve d'étalonnage au dispositif utilisé pour les essais

Pour obtenir un massif de sable de densité moyenne, la grille G2_{1/2} est employée, combinée à une hauteur de pluviation de 10 cm. Cette configuration permet d'obtenir le plus fort indice de densité compris entre 0,67 et 0,73.

L'indice de densité est obtenu en évaluant la masse de sable du massif constitué et son volume. L'intensité de déposition est calculée à partir de trois paramètres : la masse de sable, la surface du massif (directement reliée au diamètre de la cuve) et la vitesse de remplissage de la cuve.

Annexe D – Essais avec sollicitations alternées ou non-alternées

Après les essais classiques et extrêmes (voir chapitre 3, Tableau 3.6), d'autres essais cycliques ont été réalisés sur les deux modèles réduits afin d'étudier la sollicitation la plus dommageable entre une sollicitation alternée (two-way) ou une sollicitation non-alternée (one-way). Pour réaliser ces essais, la demi-amplitude relative aux essais classiques et la fréquence IP ont été considérées. Les caractéristiques de ces essais sont résumées dans le Tableau D.1.

Tableau D.1 - Récapitulatif des essais alternés et non-alternés

	Modèle 1/120		Modèle 1/60	
N° de massif	C2 ₁₂₀		C1 ₆₀	
σ'_V (kPa)	10		10	
Type d'essai	Alterné	Non alterné	Alterné	Non alterné
Fréquence (Hz)	34		18	
Nombre de cycles	$2 \cdot 10^5$		$2 \cdot 10^5$	
Force moyenne (N)	0	1,1	0	8,8
Demi-amplitude (N)	1,1		8,8	

Les recherches s'orientent sur le comportement de pieux sous sollicitations latérales cycliques, telles que les travaux introduits dans le chapitre 1 en partie 3 ([38], [40], [43], [48], [50], [46]), se sont intéressées au chargement le plus défavorable sur une structure. L'ensemble de ces essais a été comparé et résumé par Puech et Garnier (2017) [51] dans le cadre du projet national SOLCYP. Il s'avère qu'à l'exception de LeBlanc et al. (2010a) [40], tous s'accordent sur le fait que le chargement non alterné est plus dommageable. C'est en se basant sur ces résultats que des essais alternés et non-alternés ont été mis en place. Les résultats obtenus concernant le déplacement moyen, la rotation moyenne et l'évolution de la fréquence propre sont détaillés dans les paragraphes suivants.

- **Déplacement moyen**

Pour les deux modèles réduits, les essais non-alternés semblent engendrer le plus de déplacement comme présenté sur la Figure D.1. Des déplacements très faibles ont été obtenus pour le modèle 1/120, de l'ordre de quelques microns. La différence entre essai alterné et non alterné n'est donc pas très marquée par opposition aux résultats obtenus pour le modèle 1/60. Dans ce deuxième cas, l'essai non-alterné engendre presque quatre fois plus de déplacement au niveau de la surface du sol que l'essai alterné.

Bien qu'une tendance se dessine avec les essais non-alternés plus dommageables que les essais alternés, ces résultats nécessitent d'être confortés par d'autres essais en faisant varier les paramètres tels que la fréquence de la sollicitation et la demi-amplitude de la sollicitation.

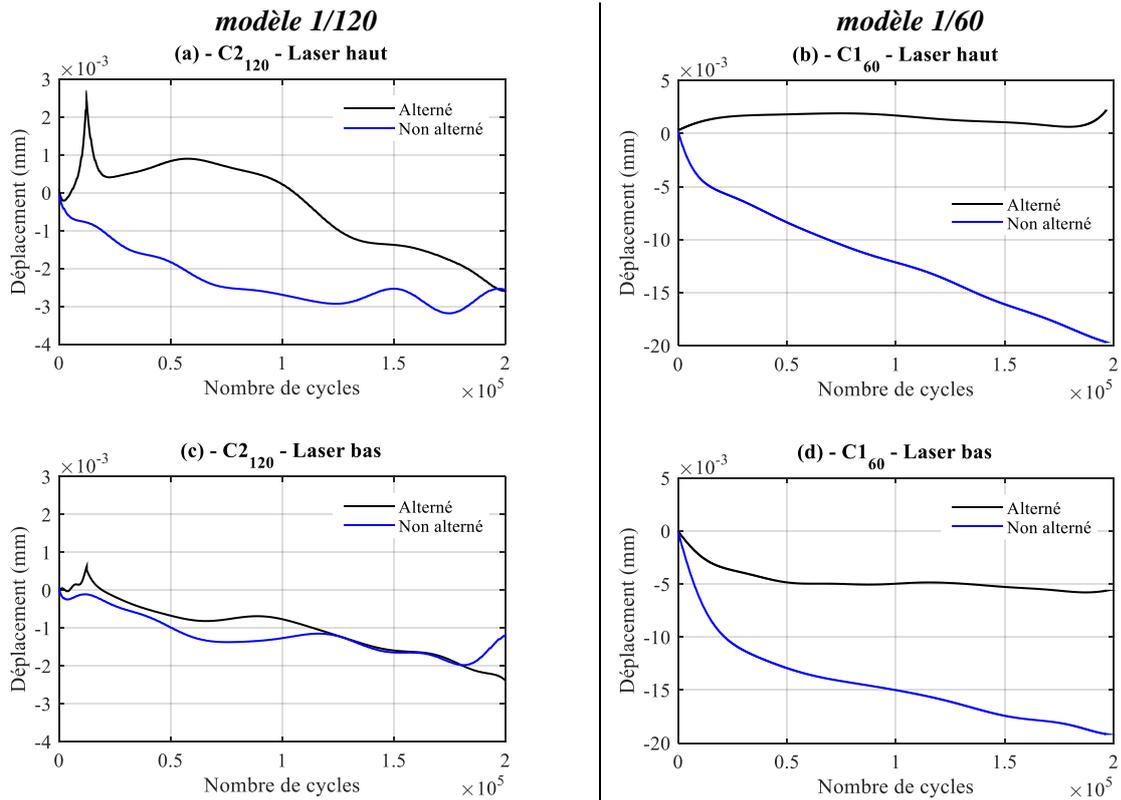


Figure D.1 – Déplacement moyen de la structure en fonction du nombre de cycles pour la fréquence 1P enregistré par le laser au niveau du pot vibrant : (a) modèle 1/120 ; (b) modèle 1/60 ; et enregistré par le laser proche de la surface du sol : (c) modèle 1/120; (d) modèle 1/60

- **Rotation**

Concernant la rotation moyenne de la fondation, quel que soit le modèle réduit considéré, des résultats similaires sont obtenus pour les essais alternés et non alternés comme présenté sur la Figure D.2. Des essais complémentaires sont donc nécessaires afin de conclure sur le type d'essais influant le plus sur la rotation de la fondation.

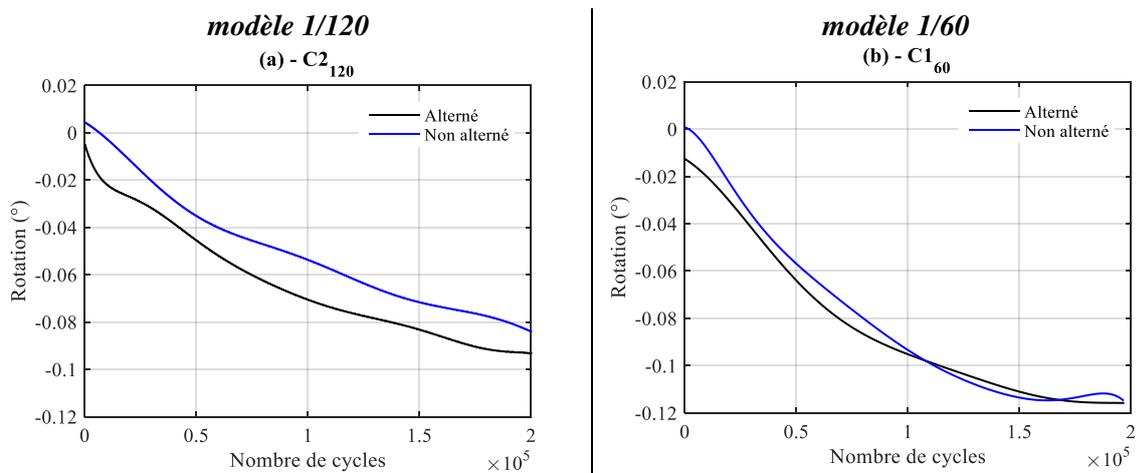


Figure D.2 - Rotation moyenne de la fondation à la surface du sol en fonction du nombre de cycles pour les essais alternés et non- alternés à la fréquence 1P pour les deux modèles réduits : (a) modèle 1/120 ; (b) modèle 1/60

- **Fréquence propre**

De façon analogue à la mesure de la rotation de la fondation, la différence entre essais alternés et non-alternés n'est pas flagrante sur la mesure de la fréquence propre comme illustré sur les Figures D.3 et D.4 . De fait, la variation de la fréquence propre pour les deux modèles réduits est équivalente et ce pour les deux modèles réduits. Cette variation maximale oscille entre 1,6 % et 2,4 %.

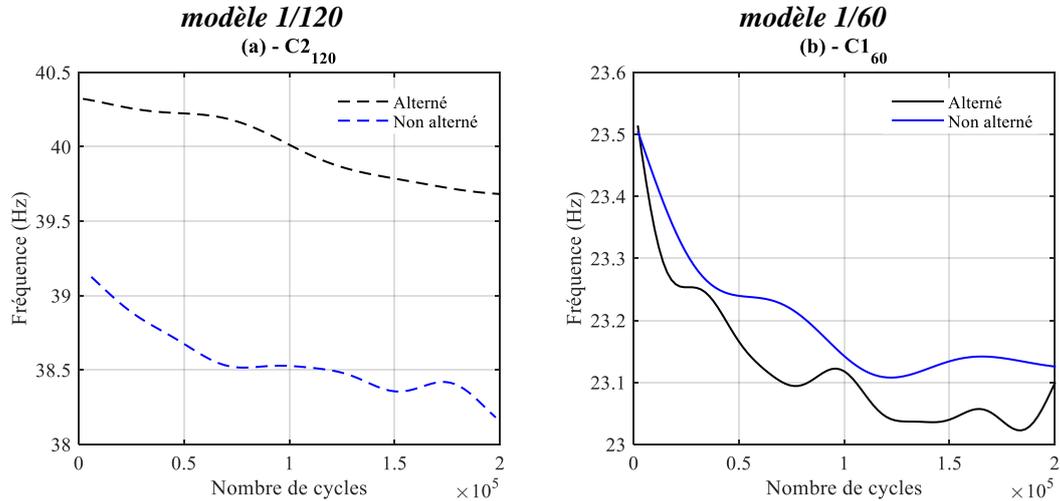


Figure D.3 - Evolution de la fréquence propre de la structure en fonction du nombre de cycles pour les essais alternés et non-alternés à la fréquence 1P pour les deux modèles réduits : (a) modèle 1/120 ; (b) modèle 1/60

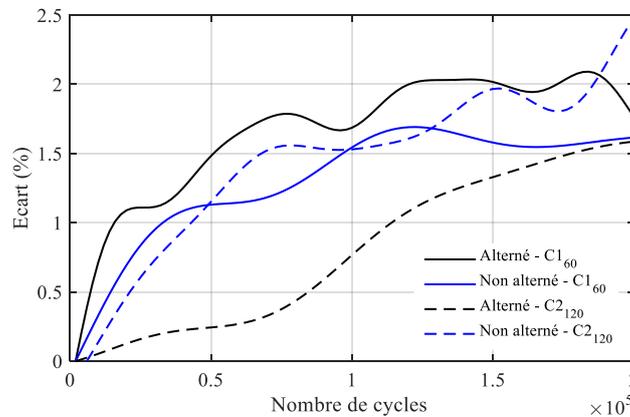


Figure D.4 - Ecart (en %) pour les deux modèles réduits entre la fréquence initiale et celle déterminée pour le $i^{\text{ème}}$ cycle en fonction du nombre de cycles pour les essais alternés et non-alternés à la fréquence 1P

- **Conclusion**

Le protocole expérimental mis en place permet tout à fait d'étudier la problématique des sollicitations cycliques alternées et non-alternées s'exerçant sur une structure. Les quelques essais conduits, bien que validant la procédure, ne permettent pas de conclure clairement sur le type de sollicitation le plus dommageable pour la structure. Il sera ainsi nécessaire d'étudier l'influence de divers paramètres tels que la fréquence et la demi-amplitude de la sollicitation ainsi que le nombre de cycles appliqués.

Références

- [1] «connaissancedesenergies.org» [En ligne].
- [2] WindEurope, «The european offshore wind industry, Key trends and statistics 2016», 2017.
- [3] 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.
- [4] API, American Petroleum Institute Recommended Practice 2A - WSD, Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms - Working Stress Design, 2000.
- [5] DNV-OS-J101, Offshore Standard: Design of offshore wind turbine structure, Det Norske Veritas, 2010.
- [6] R. Gasch, J. Twele et K. Ohde, Historical development of windmills, wind powers plants: fundamentals, design, construction and operation, Chapter 3, Gasch and Twele Edition, 2012.
- [7] ABS, American Bureau of Shipping, Guide for building and classing offshore installation, 2010.
- [8] T. Burton, N. Jenkins, D. Sharpe et E. Bossanyi, Wind Energy Handbook, Edition Wiley, 2011.
- [9] Van der Tempel, «Design of support structures for offshore wind turbines», Delft University of Technology, section Offshore Engineering, PhD thesis, 2006.
- [10] M. Kühn, «Chapter 16: Offshore Windfarms» chez *Wind Power Plants - Fundamentals, Design, Construction and Operation*, G. R. et J. Twele, Éd., Springer, 2012, pp. 520 - 539.
- [11] R. Steward, Introduction to physical oceanography, Department of Oceanography, Texas A & M University, 2008.
- [12] DNVGL-ST-0126, Offshore Standard: Support structures for wind turbines, 2016.
- [13] DNVGL-ST-0437, Offshore Standard: loads and site conditions for wind turbines, 2016.
- [14] L. Arany, S. Bhattacharya et J. Macdonald, «A critical review of serviceability limit state requirements for monopile foundations of offshore wind turbines», *Offshore Technology Conference*, Houston, Texas, USA , 2015.
- [15] W. De Vries et V. Krolis, «Effects of deep water on monopile support structures for offshore wind turbines», *EWEC Conference*, pp. 1 - 10, Milan, Italy, 2007.
- [16] DNVGL-RP-C203, Fatigue design of offshore steel structures, Recommended Practice, 2014.
- [17] Eurocode3, EN 1993-1-3 Calcul des structures en acier, Partie 1-3 : règles générales - règles supplémentaire pour les profiles et plaques formés à froid, 1993.
- [18] W. Cox, L. Reese et B. Grubbs, «Field testing of laterally loaded piles in sand», *Proceedings of the 6th Annual Offshore Technology Conference, OTC 2079*, Houston, Texas, USA, 1974.
- [19] L. Reese et R. Welch, «Lateral loading of deep foundation in stiff clay», *Journal of Geotechnic Engineering*, vol. 101, n°17, pp. 633 - 649, 1975.

- [20] J. Murchison et M. O'Neil, «Evaluation of p-y relationships in cohesionless soils», *Analysis and Design of Pile Foundations, Proceedings of a Symposium in conjunction with the ASCE National Convention*, pp. 174 - 191, 1984.
- [21] K. Brødbæk, M. Møller, S. Sørensen et A. Augustesen, «Review of p-y relationships in cohesionless soil», Department of Civil Engineering, Aalborg University, DCE Technical Report n° 57, 2009.
- [22] 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.
- [23] T. Hald, C. Mørch, L. Jensen, C. LeBlanc et K. Ahle, «Revisiting monopile design using p-y curves. Results from full scale measurements on Horns Rev», *Proceedings of the European Offshore Wind*, Stockholm, Sweden, 2009.
- [24] D. Kallehave, C. LeBlanc et M. Liingaard, «Modification of the API p-y formulation of initial stiffness of sand», *Offshore site investigation and geotechnics: integrated technologies - present and future*, pp. 465 - 472, London, UK, 2012.
- [25] D. Kallehave, B. Byrne, C. LeBlanc et K. Mikkelsen, «Optimization of monopiles for offshore wind turbines», *Philosophical Transactions of the Royal Society A*, vol. 373, 2015.
- [26] J. Wiemann, K. Lesny et W. Richwien, «Evaluation of pile diameter effects on soil-pile stiffness», *DEWEK*, 2004.
- [27] S. Sørensen, L. Ibsen et A. Augustesen, «Effects of diameter on initial stiffness of p-y curves for large-diameter piles in sand», *Numerical Methods in Geotechnical Engineering*, pp. 907 - 912, 2010.
- [28] 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.
- [29] S. Sørensen, «Soil-structure interaction for non-slender large-diameter offshore monopiles», Department of Civil Engineering, Aalborg University, PhD thesis, 2012.
- [30] K. Thieken, M. Achmus et K. Lemke, «A new static p-y approach for piles with arbitrary dimensions in sand», *Geotechnik*, vol. 38, pp. 267 - 288, 2015.
- [31] L. Zdravković, D. M. G. Taborda, D. M. Potts, R. J. Jardine, M. Sideri, F. C. Schroeder, B. W. Byrne, R. McAdam, H. J. Burd, G. T. Houlsby, C. M. Martin, K. Gavin, P. Doherty, D. Igoe, A. Muir Wood, D. Kallehave et G. J., «Numerical modelling of 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, 2015.
- [32] 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.
- [33] B. Byrne, R. McAdam, H. Burd, G. Houlsby, C. Martin, K. Gavin, P. Doherty, D. Igoe, L. Zdravković, D. Taborda, D. Potts, R. Jardine, M. Sideri, F. Schroeder, A. Muir Wood, D. Kallehave et J. Gretlund, «Field testing of large diameter piles under lateral loading for offshore

wind applications», *Proceedings of the 16th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ECSMGE)*, Edinburgh, UK, 2015b.

- [34] F. Schroeder, A. Merritt, K. Sørensen, A. Muir Wood, C. Thilsted et D. Potts, «Predicting monopile behavior for the Gode Wind offshore wind farm», *Frontiers in Offshore Geotechnics III*, pp. 735 - 740, 2015.
- [35] M. Achmus et K. Abdel-Rahman, «Design of monopile foundations for offshore wind energy plants», *Proceedings of the 11th International Colloquium on Structural and Geotechnical Engineering*, Cairo, Egypt, 2005.
- [36] K. Rasmussen, M. Hansen, T. Kirk Wolf, L. Ibsen et H. Rosen, «A literature study on the effects of cyclic lateral loading of monopiles on cohesionless soils», Department of Civil Engineering, Aalborg University, DCE Technical Memorandum n° 25, 2013.
- [37] R. Little et J. Briaud, «Full scale cyclic lateral load tests on six single piles in sand», Geotechnical Division, Civil Engineering Department, Texas A&M University, College Station, Texas, USA, 1988.
- [38] J. Long et G. Vanneste, «Effects of cyclic lateral loads on piles in sand», *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol. 120, n° 11, pp. 225 - 244, 1994.
- [39] S. Lin et J. Liao, «Permanent strains of piles in sand due to cyclic lateral loads», *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, vol. 125, n° 19, pp. 789 - 802, 1999.
- [40] C. LeBlanc, G. Houlsby et B. Byrne, «Response of stiff piles to long-term cyclic loading», *Géotechnique*, vol. 60, n° 12, pp. 79 - 90, 2010a.
- [41] C. LeBlanc, G. Houlsby et B. Byrne, «Response of stiff piles to random two-way lateral loading» *Géotechnique*, vol. 60, n° 18, pp. 715 - 721, 2010b.
- [42] J. Peng, B. Clarke et M. Rouainia, «A device for cyclic lateral loaded model piles», *Geotechnical Testing Journal*, vol. 29, n° 14, pp. 1 - 7, 2006.
- [43] C. Abadie et B. Byrne, «Cyclic loading response of monopile foundations in cohesionless soils», *Proceedings of the 8th International Conference of Physical Modelling in Geotechnics*, pp. 779 - 784, Perth, Australia, 2014.
- [44] H. Roesen, L. Ibsen et L. Andersen, «Small-scale testing rig for long-term cyclically loaded monopiles in cohesionless soil», *Proceedings of the 16th Nordic Geotechnical Meeting*, pp.435 - 442, 2012.
- [45] M. Hansen, T. Wolf, K. Rasmussen, H. Roesen et L. Ibsen, «Physical modelling of cyclic laterally loaded pile in cohesionless soil», DCE Technical Memorandum n°26, Department of Civil Engineering, Aalborg University, 2013.
- [46] H. Roesen, L. Ibsen et L. Andersen, «Experimental testing of monopiles in sand subjected to one-way long-term cyclic lateral loading», *Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, pp. 2391 - 2394, Paris, France, 2013.
- [47] Z. Li, S. Haigh et M. Bolton, «Centrifuge modelling of monopile under cyclic lateral loads», *Proceedings of the 7th International Conference on Physical Modelling in Geotechnics*, pp. 965 - 970, Zurich, Switzerland, 2010.

- [48] P. Peralta et M. Achmus, «An experimental investigation of piles in sand subjected to lateral cyclic loads» chez *Proceedings of the 7th International Conference on Physical Modelling in Geotechnics, ICPMG 2010*, pp. 985 - 990, Zurich, Switzerland, 2010.
- [49] R. Klinkvort, C. Leth et O. Hededal, «Centrifuge modelling of a laterally cyclic loaded pile», *Physical Modelling in Geotechnics*, pp. 959 - 964, 2010.
- [50] R. Klinkvort, O. Hededal et M. Svensson, «Laterally cyclic loading of monopile in dense sand», *Proceedings of the 15th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, pp. 203 - 208, 2011.
- [51] A. Puech et J. Garnier, *Recommandations pour le dimensionnement des pieux sous chargements cycliques - projet national SOLCYP*, ISTE Editions éd., 2017 .
- [52] F. Rosquoët, «Pieux sous charge latérale cyclique», Ecole centrale et Université de Nantes, thèse de doctorat, 2004.
- [53] J. Rakotonindriana, «Comportement des pieux et des groupes de pieux sous chargement latéral cyclique», ENPC, thèse de doctorat, 2009.
- [54] C. Abadie, B. Byrne et S. Levy-Paing, «Model pile response to multi-amplitude cyclic lateral loading in cohesionless soils», *Frontiers in Offshore Geotechnics III*, pp. 681 - 686, 2015.
- [55] G. Nikitas, N. Vimalan et S. Bhattacharya, «An innovative cyclic loading device to study long term performance of offshore wind turbines», *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 82, pp. 154 - 160, 2016.
- [56] P. Cuéllar, «Pile foundations for offshore wind turbines: numerical and experimental investigations of the behaviour under short-term and long-term cyclic loading», PhD thesis, BAM, Berlin, 2011.
- [57] P. Kirkwood et S. Haigh, «Centrifuge testing of monopiles subject to cyclic lateral loading», *Proceedings of the 8th International Conference on Physical Modelling in Geotechnics*, Perth, Australia, 2014.
- [58] K. Lesny et P. Hinz, «Investigation of monopile behavior under cyclic lateral loading», *Proceedings of the 6th International Conference on Offshore Site Investigation and Geotechnics*, pp. 383 - 390, London, UK, 2007.
- [59] M. Achmus, Y. Kuo et K. Abdel-Rahman, «Behaviour of monopile foundations under cyclic lateral load», *Computer and Geotechnics*, vol. 36, n° 15, pp. 725 - 735, 2009.
- [60] M. Achmus, J. Albiker et K. Abdel-Rahman, «Investigations on the behavior of large diameter piles under cyclic lateral loading», *Frontiers in Offshore Geotechnics II* , pp. 471 - 476, 2011.
- [61] M. Achmus et J. Albiker, «Predictions of accumulated deformations of cyclic laterally loaded piles in sand», *Numerical Methods in Geotechnical Engineering*, pp. 1225 - 1230, 2014.
- [62] I. Depina, T. Le, G. Eiksund et T. Benz, «Behavior of cyclically loaded monopile foundations for offshore wind turbines in heterogeneous sands», *Computers and Geotechnics*, vol. 65, pp. 266 - 277, 2015.

- [63] M. Zaaijer, «Foundation modelling to assess dynamic behavior of offshore wind turbines», *Applied Ocean Research*, vol. 28, pp. 45 - 57, 2006.
- [64] M. Damgaard, L. Ibsen, L. Andersen et J. Andersen, «Cross-wind modal properties of offshore wind turbines identified by full-scale testing», *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, vol. 116, pp. 94 - 108, 2013.
- [65] S. Sørensen et L. Ibsen, «Assessment of foundation design for offshore monopiles unprotected against scour», *Ocean Engineering*, vol. 63, pp. 17 - 25, 2013.
- [66] M. Damgaard, M. Bayat, L. Andersen et L. Ibsen, «Assessment of the dynamic behavior of saturated soil subjected to cyclic loading from offshore monopile wind turbine foundations», *Computers and Geotechnics*, vol. 61, pp. 116 - 126, 2014.
- [67] B. Byrne, «Foundation design for offshore wind turbines», *Géotechnique lecture*, 2011.
- [68] S. Bhattacharya et S. Adhikari, «Experimental validation of soil-structure interaction of offshore wind turbines», *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 31, pp. 805 - 816, 2011.
- [69] S. Adhikari et S. Bhattacharya, «Dynamic analysis of wind turbine towers on flexible foundations», *Shock and Vibrations*, vol. 19, n° 11, pp. 37 - 56, 2012.
- [70] L. Arany, S. Bhattacharya et S. Hogan, «Dynamic soil-structure interaction issues of offshore wind turbines», *Proceedings of the 9th International Conference on Structural Dynamics, EURO DYN 2014*, pp. 3611 - 3617, Porto, Portugal, 2014.
- [71] Eurocode8, Design of structures for earthquake resistance - Part 5: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects, European Committee for Standardization, 2003.
- [72] D. Lombardi, S. Bhattacharya et D. Muir Wood, «Dynamic soil-structure interaction of monopile supported wind turbines in cohesive soil», *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 49, pp. 165 - 180, 2013.
- [73] M. Randolph, «The response of flexible piles to lateral loading», *Géotechnique*, vol. 31, n° 12, pp. 247 - 259, 1981.
- [74] V. Zania, «Natural vibration frequency and damping of slender structures founded on monopiles», *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 59, pp. 8 - 20, 2014.
- [75] M. El Naggar et M. Novak, «Nonlinear lateral interaction in pile dynamics», *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 14, pp. 141 - 157, 1995.
- [76] M. El Naggar et K. Bentley, «Dynamic analysis for laterally loaded piles and dynamic p-y curves», *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 37, pp. 1166 - 1183, 2000.
- [77] A. Altaee et B. Fellenius, «Physical modeling in sand», *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 31, pp. 420 - 431, 1994.
- [78] G. Sedran, «Experimental and analytical evaluation of a Frustrum Confining Vessel», McMaster University, PhD thesis, Hamilton, Ontario, USA, 1999.
- [79] K. Thomassen, H. Roesen, L. Ibsen et S. Sørensen, «Small-scale testing of laterally loaded non-slender monopiles in sand», Department of Civil Engineering, Aalborg University, DCE Technical Reports n°90, Aalborg, Denmark, 2010.

- [80] 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.
- [81] S. Bhattacharya, D. Muir Wood et D. Lombardi, «Similitude relationships for physical modelling of monopile-supported offshore wind turbines» *International Journal of Physical Modelling in Geotechnics*, vol. 11, n° 12, pp. 58 - 68, 2011 .
- [82] J. Jonkman, S. Butterfield, W. Musial et G. Scott, «Definition of a 5-MW reference wind turbine for offshore system development», National Renewable Energy Laboratory NREL/TP-500-38060, 2009.
- [83] G. Bir et J. Jonkman, «Modal dynamics of large wind turbines with different support structures», National Renewable Energy Laboratory NREL/CP-500-43045, 2008.
- [84] D. Lombardi, «Dynamics of offshore wind turbines», University of Bristol, Master's thesis, Bristol, UK, 2010.
- [85] H. Langhaar, *Analyse dimensionnelle et théorie des maquettes*, Edition Paris Dunod, 1956.
- [86] T. Le et P. Argoul, «Continuous wavelet transform for modal identification using free decay response», *Journal of Sound and Vibration*, vol. 277, pp. 73 - 100, 2004.
- [87] D. Kallehave, C. Thilsted et A. Troya, «Observed variations of monopile foundation stiffness», *Frontiers in Offshore Geotechnics III*, pp. 717 - 722 , 2015.
- [88] D. Muir Wood, *Geotechnical Modelling, Applied Geotechnics, Volume 1*, CRC Press, 2004 .
- [89] S. Feia, J. Sulem, J. Canou, S. Ghabezloo et X. Clain, «Changes in permeability during triaxial loading: effect of fine particles production», *Acta Geotechnica*, vol. 11, n° 11, pp. 1 - 19, 2016.
- [90] I. Andria-Ntoanina, «Caractérisation dynamique de sables de référence en laboratoire - Application à la réponse sismique de massifs sableux en centrifugeuse», Laboratoire Navier, Université Paris-Est, thèse de doctorat, 2011.
- [91] N. Benahmed, «Comportement mécanique d'un sable sous cisaillement monotone et cyclique, application aux phénomènes de liquéfaction et de mobilité cyclique», Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, thèse de doctorat, 2001.
- [92] N. Rad et M. Tumay, «Factors affecting sand specimen preparation by raining», *Geotechnical Testing Journal* , vol. 10, n° 11, pp. 31 - 37, 1987.
- [93] V. Le, «Etude sur modèle physique du renforcement des sols par colonnes en "soil-mix", application aux plates-formes ferroviaires», Laboratoire Navier, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, thèse de doctorat, 2014.
- [94] R. Muhammed, «Etude en chambre d'étalonnage du frottement sol-pieu sous grands nombres de cycles. Application au calcul des fondations profondes dans les sols fins saturés», Laboratoire Navier, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, thèse de doctorat, 2015.
- [95] G. Cumunel, «Extensomètres à fibre optique Longue Base (ELB) pour l'évaluation dynamique des structures», Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, thèse de doctorat, 2008.

- [96] R. Klinkvort, «Centrifuge modelling of drained lateral pile - soil response, application for offshore wind turbine support structures», Department of Civil Engineering, DTU, PhD thesis, Denmark, 2012.
- [97] J. Garnier, C. Gaudin, S. Springman, P. Culligan, D. Goodings, D. König, B. Kutter, R. Phillips, M. Randolph et L. Thorel, «Catalogue of scaling laws and similitude questions in geotechnical centrifuge modelling», *International Journal of Physical Modelling in Geotechnics*, vol. 7, n° 13, pp. 1 - 23, 2007.
- [98] J. Seong, H. Park et D. Kim, «Evaluation of wind turbine natural frequency considering SFSl», *EUROFUGE*, pp. 269 - 277, Nantes, 2016.
- [99] J. Corté et J. Garnier, «La centrifugeuse du LCPC, présentation des installations», 1984.
- [100] S. Bayton et J. Black, «The effect of soil density on offshore wind turbine monopile foundation performance», *EUROFUGE*, pp. 263 - 268, Nantes, 2016.
- [101] M. Loli, K. Kassas et I. Anastasopoulos, «Centrifuge testing of a hybrid foundation for offshore wind turbines : experimental technique and preliminary results», *EUROFUGE*, Nantes, 2016.
- [102] G. Madabhushi, *Centrifuge Modelling for Civil Engineers*, CRC Press, 2014.
- [103] M. Cabrera, B. Caicedo et L. Thorel, «Dynamic actuator for centrifuge modeling of soil-structure interaction», *Geotechnical Testing Journal*, vol. 35, n° 14, 2012.
- [104] L. Reese et H. Matlock, «Non-dimensional solutions for laterally loaded piles with soil modulus assumed proportional to depth», *Proceedings of the 8th Texas conference on soil mechanics and foundation engineering, special publication n°29*, Texas, USA, 1956 .
- [105] L. Reese, W. Cox et F. Koop, «Analysis of laterally loaded piles in sand», *Proceedings of the 6th Annual Offshore Technology, OTC 2080*, Vol. 2, Houston, Texas, USA, 1974.
- [106] H. Poulos et E. Davis, *Pile foundation analysis and design*, John Wiley & Sons, 1980.
- [107] H. Poulos, «Behavior of laterally loaded piles: I - single piles», *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division*, vol. 97, n° 15, pp. 711 - 731, 1971.
- [108] H. Matlock et L. Reese, «Generalized solutions for laterally loaded piles», *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division*, vol. 86, n° 15, pp. 63 - 91, 1960.
- [109] C. Fan et J. Long, «Assessment of existing methods for predicting soil response of laterally loaded piles in sand», *Computers and Geotechnics*, vol. 32, pp. 274 - 289, 2005.
- [110] B. Broms, «Lateral resistance of piles in cohesive soil», *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division*, vol. 90, n° 12, pp. 27 - 63, 1964a.
- [111] B. Broms, «Lateral resistance of piles in cohesionless soil», *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division*, vol. 90, n° 13, pp. 123 - 156, 1964b.
- [112] P. Banerjee et T. Davis, «The behavior of axially and laterally loaded single piles embedded in non-homogeneous soils», *Géotechnique*, vol. 28, n° 13, pp. 309 - 326, 1978.