



HAL
open science

Etude de l'interaction sol-structure et de la fondation d'une éolienne offshore soumise à des chargements statiques/cycliques

Rocio Isorna

► **To cite this version:**

Rocio Isorna. Etude de l'interaction sol-structure et de la fondation d'une éolienne offshore soumise à des chargements statiques/cycliques. Géotechnique. Ecole Centrale de Nantes (ECN), 2017. Français. NNT: . tel-01570791

HAL Id: tel-01570791

<https://theses.hal.science/tel-01570791>

Submitted on 31 Jul 2017

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 de Doctorat

Rocio ISORNA

*Mémoire présenté en vue de l'obtention
du grade de Docteur de l'École Centrale de Nantes
sous le sceau de l'Université Bretagne Loire*

École doctorale : SPIGA

Discipline : Génie Civil
Unité de recherche : GeM

Soutenue le 06/01/2017

Etude de l'interaction sol-structure et de la fondation d'une éolienne offshore soumise à des chargements statiques/cycliques

JURY

Président :	Pierre BREUL , Professeur des universités, Université Blaise Pascal – Clermont Ferrand II
Rapporteurs :	Hussein MROUEH , Professeur des universités, Université des Sciences et Technologies de Lille 1, Polytech'Lille Jean-Claude DUPLA , Maître de conférences HDR, École des Ponts ParisTech
Examineurs :	Pierre BREUL , Professeur des universités, Université Blaise Pascal – Clermont Ferrand II
Invité :	Maxime PHILIPPE , Docteur-Ingénieur, INNOSEA, Nantes
Directeur de thèse :	Panagiotis KOTRONIS , Professeur des universités, École Centrale de Nantes
Co-directeur de thèse :	Luc THOREL , Directeur de recherche, IFSTTAR Centre de Nantes
Co-encadrant de thèse :	Christophe Dano , Maître de conférences, Université Grenoble Alpes

Thèse de Doctorat

Rocio ISORNA

Etude de l'interaction sol-structure et de la fondation d'une éolienne offshore soumise à des chargements statiques monotones/cycliques
Soil-structure interaction of offshore wind turbine pile foundations under static monotonic/cyclic loads

Résumé

Les structures offshore sont conçues pour résister à des chargements environnementaux sévères. Des études expérimentales et numériques de la fondation d'une éolienne offshore soumise à des chargements statiques monotones/cycliques sont présentées dans ce manuscrit.

Des pieux isolés (diamètre de 1,8 m et 40 m de longueur) et une structure en treillis fondée sur 4 pieux ont été testés à 100×g en centrifuge dans un massif de sable de Fontainebleau dense. Le comportement du pieu isolé a été identifié à travers des essais de chargement axial monotone. Différentes méthodes de mise en place de pieu ont été adoptées (installation à 1×g et à 100×g) et leur influence sur la capacité portante a été mesurée. Le diagramme de stabilité du pieu a été construit à partir des résultats des essais cycliques, des essais CPT ont été réalisés et l'influence des contraintes initiales a été étudiée. Des résultats expérimentaux de la fondation jacket soumise à des chargements latéraux cycliques sont enfin présentés.

La méthode des éléments finis et un macro-élément pour des pieux ont été utilisés pour reproduire numériquement les résultats expérimentaux. Les lois de comportement adoptées sont basées sur la théorie d'hypo-plasticité et les contraintes initiales dans le sol sont issues de la méthode ICP-05. Les résultats numériques sont confrontés aux résultats expérimentaux et aux résultats analytiques obtenus à partir de la norme API.

Mots clés :

Pieu, fondation, offshore, chargement axial, hypo-plasticité, modélisation physique, macro-élément

Abstract

Offshore structures are designed to resist to severe environmental loads. This manuscript presents experimental and numerical studies on offshore wind turbine pile foundations submitted to static monotonic/cyclic loads.

Isolated piles (diameter of 1.8 m and embedded length of 40 m) and a four-legged truss structure installed in dense Fontainebleau sand have been tested at 100×g in a geotechnical centrifuge. The behavior of the isolated piles has been characterized under monotonic axial load. The piles have been jacketed at 1×g and 100×g and the influence of the set-up method on the bearing capacity has been measured. The stability diagram of a pile has been constructed using cyclic tests, CPT experiments have been performed and the influence of the initial stresses has been studied. Finally, experimental results of the jacket foundation submitted to lateral cyclic loadings are presented.

The finite element method and a macro-element for piles have been used to numerically reproduce the experimental results. Constitutive laws are based on the hypoplasticity theory and the initial stresses in the soil have been calculated using the IC-05 method. The numerical results are compared with the experimental and the analytical results from the API standards.

Key Words:

Pile, foundation, offshore, axial load, hypoplasticity, physical modeling, macro-element

Remerciements

« Dans la vie, rien n'est à craindre, tout est à comprendre »

Marie Curie

La réalisation d'une thèse n'est pas un travail solitaire. Ce manuscrit n'aurait jamais vu le jour sans la participation de nombreuses personnes, le partage de leurs connaissances, leur soutien et leur bonne humeur m'ont permis d'avancer et de me rendre au bout du chemin.

Je remercie chaleureusement toutes les personnes qui m'ont aidée pendant l'élaboration de ma thèse, et notamment mes encadrants qui ont assuré la supervision de ce travail. Leurs compétences et leur expérience m'ont été précieuses.

Je remercie mon directeur de thèse, Panagiotis Kotronis, pour les nombreux échanges que nous avons eus, pour son soutien, ses conseils et sa disponibilité. Je le remercie de m'avoir fait confiance et de m'avoir permis de travailler en toute liberté. Je lui suis très reconnaissante de la motivation qu'il a su m'insuffler dans les moments difficiles.

Mes vifs remerciements vont également à mes encadrants de l'IFSTTAR, Luc Thorel et Matthieu Blanc ainsi qu'à l'équipe technique avec laquelle j'ai eu le plaisir de réaliser la campagne expérimentale (Patrick Gaudichau, Stéphane Lerat, Philippe Audrain). Chaque semaine d'essai a été très riche scientifiquement et humainement. Merci de votre bonne humeur et de tout ce que vous m'avez apporté.

Je souhaite aussi remercier mon encadrant, Christophe Dano, de m'avoir transmis sa passion pour la géotechnique. Ses conseils et la pertinence de ses remarques m'ont incitée à approfondir toujours plus ma réflexion, à me remettre en question et à avancer sur la bonne voie.

Ce travail n'aurait pu être mené à bien sans le financement d'INNOSEA. Au travers de leur soutien ses responsables, ont reconnu mon travail et m'ont fait confiance. Je désire remercier Maxime Philippe, responsable R&D, et l'ensemble du personnel d'INNOSEA, avec qui j'ai eu le plaisir de travailler.

Je remercie Monsieur Pierre Breul d'avoir présidé le jury de thèse et d'avoir fait partie du CST avec Monsieur Hussein Mroueh. Je le remercie aussi de m'avoir fait découvrir la géotechnique (en français) à Polytech' Clermont-Ferrand, en M2. Mes remerciements vont également à Messieurs Jean-Claude Dupla et Hussein Mroueh pour avoir accepté d'être les rapporteurs de cette thèse. Leurs remarques et conseils ont permis d'améliorer la qualité de ce travail.

Ces remerciements seraient incomplets si je n'en adressais pas à l'ensemble des membres de l'équipe du GeM, avec qui j'ai partagé de nombreux moments de convivialité. Le chemin de la thèse m'a permis de faire de bien belles rencontres !

Mes remerciements vont aussi à ma famille et à mes amis qui m'ont souvent posé la question qui fâche : « Quand est-ce que tu finis ta thèse ? » Mes parents, mes frères et ma sœur qui ont été à mes côtés malgré la distance. Leur amour est plus fort que les kilomètres d'océan qui nous séparent. Merci à mes amis, avec et sans domicile fixe, qui ont pris soin de ma santé mentale tout au long de ce travail, en partageant des repas, des verres, des balades à vélo et à pied. Merci de votre amitié.

On dit qu'on garde le meilleur pour la fin. Je veux remercier mon compagnon, qui m'a encouragée du début à la fin (des fois même contre sa volonté). Son enthousiasme pour de multiples sujets autres que mon sujet de thèse m'a permis de m'épanouir, de prendre du recul par rapport à mon travail et de garder contact avec le reste du monde.

Table des matières

Table des matières	iii
Table des figures	vi
Table des tableaux	x
Symboles	xii
Introduction générale	1
Chapitre 1 : Bibliographie expérimentale	3
1.1 Etude de comportement des pieux sous chargement axial	4
1.2 La méthode ICP-05	6
1.2.1 Résistance de frottement.....	7
1.2.2 Résistance de pointe	8
1.3 Pieux sous chargement cyclique	9
1.3.1 Diagramme de stabilité.....	10
1.3.2 Campagnes expérimentales en centrifugeuse géotechnique : Projet SOLCYP.....	12
Chapitre 2 : Etude expérimentale des pieux sous charge axiale	15
2.1 Modélisation physique.....	15
2.1.1 Similitudes	16
2.1.2 Effet d'échelle et effet de taille.....	16
2.2 Dispositif expérimental.....	17
2.2.1 Matériau granulaire.....	17
2.2.2 Pieux modèles	21
2.2.3 Dispositif de chargement des pieux	22
2.2.4 Structure jacket	24
2.2.5 Dispositif de chargement de la structure jacket.....	25
2.3 Campagne expérimentale.....	27
2.3.1 Protocole expérimental	27
2.3.2 Exploitation des résultats.....	32
2.4 Choix expérimentaux	40
2.4.1 Conditions d'extrémité du pieu.....	40
2.4.2 Conditions de saturation	41

2.4.3 Autres phénomènes	42
2.5 Résumé des résultats	42
2.5.1 Pieux isolés	42
2.5.2 Structure jacket	57
2.6 Conclusion et perspectives	59
Chapitre 3 : Bibliographie numérique	62
3.1 Calculs raffinés : contraintes initiales, lois de comportement	62
3.1.1 Contraintes initiales.....	62
3.1.2 Lois de comportement	64
3.2 Calculs simplifiés : Macro-élément.....	72
3.2.1 Macro-élément pour pieu.....	73
3.3 Conclusion.....	79
Chapitre 4 : Calibration du modèle numérique	80
4.1 Introduction.....	80
4.2 Calibration des paramètres de la loi hypo-plastique	80
4.2.1 Etude de l'influence des paramètres de loi hypo-plastique.....	82
4.3 Calibration des paramètres du macro-élément.....	89
4.3.1 Calibration avec des formules de la littérature.....	90
4.3.2 Calibration avec des résultats expérimentaux	93
4.4 Conclusion.....	94
Chapitre 5 : Résultats numériques vs résultats expérimentaux	95
5.1 Résultats obtenus avec la méthode des éléments finis	95
5.1.1 Maillage et conditions limites	95
5.1.2 Loi d'interface sol-pieu.....	96
5.1.3 Lois de comportement	97
5.1.4 Contraintes initiales autour du pieu.....	99
5.1.5 Chargement monotone	103
5.1.6 Chargement cyclique.....	105
5.2 Résultats obtenus avec le macro-élément.....	106
5.2.1 Chargement monotone	106
5.2.2 Chargement cyclique.....	110

5.3 Conclusion	115
Conclusion et perspectives générales	116
Références bibliographiques	119
Annexe I : Modélisation physique	129
I.1 La centrifugeuse de l'IFSTTAR	129
I.2 Modélisation physique	129
I.2.1 Modélisation physique	130
I.2.2 Similitudes.....	132
I.2.3 Effet d'échelle et effet de taille	133
Annexe II : Résultats des essais	136
Annexe III : Méthode analytiques, normes API et DNV	192
III.1 Capacité portante d'un pieu isolé.....	192
III.1.1 Résistance de frottement – capacité portante en traction	192
III.1.2 Résistance de pointe.....	195
Annexe IV : Loi hypo-plastique	200
IV.1 Fonction scalaires du modèle hypo-plastique de Wolffersdorf.....	200
IV.1.1 Caractérisation des paramètres	200
Annexe V : Caractéristiques du sable de Fontainebleau NE34	206
V.1 Caractéristiques du sable de Fontainebleau NE34.....	206

Table des figures

Figure 1-1. Composants d'une éolienne offshore posée (DNV 2014).....	3
Figure 1-2. Schéma de la mobilisation du frottement latéral et de la résistance de la pointe d'un pieu sous charge axiale	4
Figure 1-3. Différents mécanismes de pénétration : a) unplugged et b) plugged (White et al. 2000)....	8
Figure 1-4. Schéma du chargement axial cyclique	9
Figure 1-5. Diagramme de stabilité cyclique (Poulos 1988).....	11
Figure 1-6. Diagramme de stabilité des pieux sous chargement cyclique axial (Guefrech et Rault 2012).	13
Figure 1-7. Evolution des essais cycliques en fonction du nombre des cycles appliqués (Blanc et Thorel 2016).....	14
Figure 2-1. Ensemble du dispositif expérimental utilisé pour la reconstitution des massifs de sable (Blanc et Nivoche 2014).....	18
Figure 2-2. Vues d'un conteneur avec la zone utile pour les essais.....	19
Figure 2-3. Essais CPT grandeurs prototypes (conteneur C6)	20
Figure 2-4. a) Pieu modèle; b) représentation schématique du montage pour l'étude des pieux isolés	21
Figure 2-5. Définition de la rugosité à l'interface pieu et particule (Blanc & Nivoche 2014)	22
Figure 2-6. Liaison entre le vérin et le pieu : a) photo et b) représentation schématique (Blanc et Nivoche 2014).....	23
Figure 2-7. Représentation schématique du montage pour l'étude de la structure jacket.....	24
Figure 2-8. Liaison structure jacket-vérin	26
Figure 2-9. Représentation schématique du fonçage à $1 \times g$	28
Figure 2-10. Schéma du chargement axial cyclique	30
Figure 2-11. Dispositif de fonçage des pieux de la structure jacket.....	31
Figure 2-12. Schéma du chargement latéral cyclique.....	32
Figure 2-13. Schéma d'essai monotone: déplacement vs force en tête a) compression et b) traction..	34
Figure 2-14. Schéma de représentation de résistance d'un pieu (échelle modèle) et de l'identification des effets	35
Figure 2-15. Schéma de configuration d'essai de structure jacket: a) 0° et b) 45°	38
Figure 2-16. Modèle numérique 3D de la structure jacket réalisé sur SOLIDWORKS.....	39

Figure 2-17.Phase de fonçage à 100×g (essai monotone) : a) force en tête de pieu ; b) force en capteur de pointe; c) résistance par frottement et d) résistance en pointe vs déplacement normalisé (échelle prototype)	43
Figure 2-18. Essais monotones : a) force en tête de pieu ; b) force en pointe ; c) résistance par frottement et d) résistance en pointe vs déplacement normalisé (échelle prototype)	47
Figure 2-19. Coupe du pieu après l'essai CTW3 : a) pieu complet et b) zoom sur la pointe de pieu (échelle model).....	50
Figure 2-20. Evolution de l'angle d'interface vs déplacement normalisé a) fonçage 100×g et b) chargement monotone (échelle prototype).....	51
Figure 2-21. Schéma du chargement axial cyclique	53
Figure 2-22. Essais cyclique COW2 en traction pure (échelle prototype) : a) force en tête de pieu, b) force de frottement, c) nombre des cycles et d) force en pointe vs déplacement normalisé.....	54
Figure 2-23. Essai cyclique COW2: angle d'interface vs déplacement normalisé.....	55
Figure 2-24. Diagramme de stabilité des pieux pré-fonçés à 1×g et testés à 100×g (échelle prototype)	56
Figure 2-25. Résultats d'essai JC45 (échelle prototype)	58
Figure 2-26.Diagramme des Poulos des pieux isolés et pieux de jacket (échelle prototype).	59
Figure 3-1. a) Critère de rupture de Mohr-Coulomb dans l'espace des contraintes principales et b) modélisation d'un essai triaxial de compression (Mestat 1997)	65
Figure 3-2. Modélisation des essais triaxiaux pour différentes valeurs de confinement avec la loi hypo-plastique de Wolffersdorf pour le sable de Karlsruhe (paramètres du Tableau 3-2, (Herle et Gudehus 1999))	70
Figure 3-3. Cumulation excessive des a) contraintes et b) déformations (Niemunis et Herle, 1997)..	70
Figure 3-4. Détermination du paramètre R (Niemunis et Herle 1997)	71
Figure 3-5. Champ proche et champ lointain d'un macro-élément d'une fondation superficielle (Grange 2008)	73
Figure 3-6. Surface de rupture 3D du macro-élément pour pieu (Li 2014; Li et al. 2014).....	75
Figure 3-7. Evolution de la surface de charge et critère de rupture du macro-élément pour pieu (Li 2014; Li et al. 2014)	78
Figure 4-1. Schéma de modélisation des essais triaxiaux.....	80
Figure 4-2. Triaxial (400kPa), résultats numériques Vs. résultats expérimentaux : a) contrainte déviatorique en fonction de la déformation volumique et b) déformation volumique en fonction de la déformation verticale	82
Figure 4-3. Résultats numériques Vs. résultats expérimentaux pour des essais triaxiaux à plusieurs niveaux de confinement : a) contrainte déviatorique en fonction de la déformation volumique et b) déformation volumique en fonction de la déformation verticale.....	82

Figure 4-4. Influence de l'indice des vides e sur l'essai triaxial avec 400kPa de confinement	84
Figure 4-5. Influence de φ_c sur l'essai triaxial avec 400kPa de confinement.....	84
Figure 4-6. Influence de h_s sur l'essai triaxial avec 400kPa de confinement.....	85
Figure 4-7. Influence de n sur l'essai triaxial avec 400kPa de confinement.....	85
Figure 4-8. Influence de ec_0 sur l'essai triaxial avec 400kPa de confinement.....	86
Figure 4-9. Influence de β sur l'essai triaxial avec 400kPa de confinement.....	86
Figure 4-10. Influence de α sur l'essai triaxial avec 400kPa de confinement	87
Figure 4-11. Chargement cyclique appliqué pendant l'essai triaxial cyclique.....	87
Figure 4-12. Influence de β_r sur l'essai triaxial monotone avec 400kPa de confinement	88
Figure 4-13. Influence de χ sur l'essai triaxial monotone avec 400kPa de confinement	88
Figure 4-14. Influence de β_r sur l'essai triaxial cyclique avec 400kPa de confinement	89
Figure 4-15. Influence de χ sur l'essai triaxial cyclique avec 400kPa de confinement.....	89
Figure 4-16. Calibration des paramètres du macro-élément à partir des essais monotones en compression (MC1) et en traction (ME1).....	94
Figure 5-1. Modèle éléments finis : Maillage 2D axisymétrique	96
Figure 5-2. Conditions de contact en ABAQUS (Wrana et al. 2013).....	97
Figure 5-3. Stratigraphie du sol dans le modèle numérique	98
Figure 5-4. Procédure adoptée pour l'introduction des contraintes initiales CPT avec ABAQUS....	101
Figure 5-5. Contraintes initiales: a) répartition et b) comparaison de valeurs numériques et des valeurs CPT autour du pieu.....	102
Figure 5-6. Contraintes initiales : calculées à partir des méthodes K_0 , API et CPT	103
Figure 5-7. Résultats numériques (méthode des éléments finis) vs résultats expérimentaux (Test ME1), chargement monotone (déplacement imposé, traction): force axial en tête de pieu vs déplacement axial pour les cinq modèles	104
Figure 5-8. Résultats numériques (méthode des éléments finis) vs résultats expérimentaux (Test MC1), chargement monotone (déplacement imposé, compression): force axial en tête de pieu vs déplacement axial pour les cinq modèles	105
Figure 5-9. Résultats numériques (méthode des éléments finis, modèle Hypo-ICP-Cyc) vs résultats expérimentaux (Test COW2), chargement cyclique (forces imposées, traction): force axial en tête de pieu vs déplacement axial.....	106
Figure 5-10. Résultats numériques (macro-élément) vs résultats expérimentaux, chargement monotone (déplacement imposé): force axial en tête de pieu vs déplacement axial normalisé a) calibration analytique et b) calibration expérimentale	107

Figure 5-11. Résultats numériques (macro-élément) vs résultats expérimentaux, chargement monotone (déplacement imposé): force axial en tête de pieu vs déplacement axial normalisé, calibration analytique avec les formules de la méthode CPT ICP-05 et de l'Eurocode 7.....	108
Figure 5-12. Résultats numériques (macro-élément) : courbes de transfert t - Z obtenues par calibration analytique et avec la méthode API (API 2011) pour deux valeurs de déplacement nécessaire Z_{peak}	109
Figure 5-13. Résultats numériques (macro-élément): courbes de transfert t - Z obtenues avec le macro-élément et la méthode API (API, 2011) pour deux valeurs de déplacement nécessaire Z_{peak} . La capacité portante en traction est obtenue avec la méthode API (2011).....	110
Figure 5-14. Résultats numériques (macro-élément) vs résultats expérimentaux, chargement cyclique (16 premiers cycles, pilotage en force) : a) essai COW1 et b) essai COW2.....	112
Figure 5-15. Résultats numériques (macro-élément) vs résultats expérimentaux, essai cyclique COW1 (pilotage en force). Paramètres calibrés à partir des résultats expérimentaux : a) force axial en tête de pieu vs déplacement axial b) nombre de cycles vs déplacement axial	113
Figure 5-16. Résultats numériques (macro-élément) vs résultats expérimentaux, essai cyclique COW2 (pilotage en force). Paramètres calibrés afin de reproduire le déplacement ultime : a) force axial en tête de pieu vs déplacement axial et b) nombre des cycles vs déplacement axial.....	115
Figure AI-1. a) Représentation schématique et b) domaine d'utilisation de la centrifugeuse de l'IFSTTAR.....	129
Figure AI-2. Effet de taille et effet d'échelle selon Ovesen (1979) modifié par Thorel (2013)	133
Figure AI-3. Influence du diamètre du pieu sur le frottement moyen mobilisé lors d'essais d'arrachements de pieux dans différents sables (Garnier et König 1998).....	134
Figure AIII-1. Paramètres pour le dimensionnement des pieux	193
Figure AIII-2. Evolution du frottement latéral unitaire avec la profondeur	194
Figure AIII-3. Courbe t - Z API (2011)	196
Figure AIII-4. Courbe t - Z analytique vs expérimentale (essai MC1)	197
Figure AIII-5. Courbe Q - Z (API 2011).....	198
Figure AIII-6. Courbe Q - Z analytique vs expérimental (essai MC1).....	199
Figure AIV-1. Détermination de φ_c à partir de l'angle de repo du sable (Herle et Gudehus, 1999)	202
Figure AIV-2. a) Relation entre indice des vides et la pression moyenne et b) Détermination de n (Herle et Gudehus, 1999).....	202
Figure AIV-3. Indice des vides minimal vs pression moyenne (Herle et Gudehus, 1999)	203
Figure AV-1. a) Vue au microscope des grains de sable ; b) courbe granulométrique du sable de Fontainebleau NE34 (Andria-Ntoanina et al. 2010)	206

Table des tableaux

Tableau 2-1. Facteurs d'échelle utilisés pour l'étude.....	16
Tableau 2-2. Conditions pour éviter les effet d'échelle pour l'étude des pieux (Garnier et al. 2007) ..	17
Tableau 2-3. Poids volumiques pour chaque conteneur.....	19
Tableau 2-4. Tests réalisés par container	20
Tableau 2-5. Caractéristiques géométriques du pieu.....	21
Tableau 2-6. Résumé des capteurs utilisés.....	27
Tableau 2-7. Valeurs de correction d'effort pour chaque palier	29
Tableau 2-8. Programme expérimental des pieux sous charge axiale monotone (échelle modèle).....	33
Tableau 2-9. Programme expérimental des pieux sous chargement cyclique.....	37
Tableau 2-10. Programme expérimental structure jacket	39
Tableau 2-11. Rapport entre la force horizontale appliquée sur le treillis et la force axiale transmise aux pieux (échelle modèle)	40
Tableau 2-12. Résumé des essais monotones (échelle prototype)	42
Tableau 2-13. Résultat des essais pour face de fonçage à 100×g (échelle prototype).....	44
Tableau 2-14. Résistance à la compression des pieux selon API (2011).....	45
Tableau 2-15. Résistance à la compression des pieux selon la méthode ICP-05 (Jardine et al. 2005).45	
Tableau 2-16. Résultat des essais monotones (échelle prototype)	46
Tableau 2-17. Résumé des essais cycliques.....	53
Tableau 2-18. Efforts horizontaux cycliques appliqués en tête de jacket (échelle prototype)	57
Tableau 2-19. Résumé des résultats des pieux de la structure jacket (échelle prototype).....	57
Tableau 3-1. Paramètres de la loi hypo-plastique de Wolffersdorf et essais nécessaires pour l'identification	69
Tableau 3-2. Paramètres du modèle hypo-plastique pour le sable de Karlsruhe (Herle et Gudehus 1999)	69
Tableau 3-3. Paramètres du macro-élément de Li (2014) et Li et al. (2016).....	78
Tableau 4-1. Paramètres du modèle hypo-plastique de Wolffersdorff (1996) avec ou sans déformation intergranulaire après calibration	81
Tableau 4-2. Valeurs des paramètres pour l'étude de sensibilité	82
Tableau 4-3. Paramètres du macro-élément	90
Tableau 4-4. Caractéristiques de pieu et modules de Young équivalents.....	91
Tableau 4-5. Paramètres pour le calcul de la matrice d'impédance.....	92

Tableau 4-6. Capacités portantes et caractéristiques de la fondation	93
Tableau 5-1. Module de déformation sécant par couche de sol.....	98
Tableau 5-2. Paramètres du modèle hypo-plastique de Wolffersdorff (1996) avec ou sans déformation intergranulaire après calibration	99
Tableau 5-3. Caractéristiques des essais monotones numériques (MEF)	103
Tableau 5-4. Paramètres du macro-élément calculés à partir des méthodes analytiques	107
Tableau 5-5. Paramètres du macro-élément pour des calculs cycliques, à partir de Li et al. (2015) ..	111
Tableau 5-6. Paramètres du macro-élément pour des calculs cycliques, calibrés à partir de l'essai COW1 (zone stable)	113
Tableau 5-7. Paramètres du macroélément pour des calculs cycliques, calibrés pour obtenir le déplacement ultime de l'essai COW2 (zone métastable).....	114
Tableau AI-1. Facteurs d'échelle	132
Tableau AII-1. Campagne expérimentale (échelle modèle).	136
Tableau AII-2. Description des essais (échelle modèle).....	137
Tableau AIII-1. Paramètres de sol et du pieu	193
Tableau AIII-2. Courbe t-Z (API 2011)	196
Tableau AIII-3. Courbe Q-Z (API 2011).....	198
Tableau AIV-1. Description des paramètres de la loi hypo-plastique	201
Tableau AV-1. Distribution granulométrique du sable de Fontainebleau N34 (Andria-Ntoanina et al. 2010).....	206
Tableau AV-2. Caractéristiques principales du sable de Fontainebleau NE34	207

Symboles

α	exposant
β	coefficient fonction de la densité du sable
β^r	taux d'évolution de déformation intergranulaire
γ	poids volumique du sol
γ'	poids volumique submergé
γ_d	poids volumique du sol sec
ω	vitesse de rotation
γ_{dmax}	poids volumique maximal du sol sec
γ_{dmin}	poids volumique minimal du sol sec
$\Delta\sigma'_{rd}$	variation de la contrainte radiale effective due au chargement
δ	angle de frottement d'interface sol-pieu
δ	vecteur de déplacement interne
δh	déplacement perpendiculaire au plan de cisaillement
ε	déformation
ε_a	déformation axiale
ε_{vol}	déformation volumétrique
η	vecteur de direction de la vitesse généralisée
θ	rotation en tête de pieu
κ	constante du matériau
μ	coefficient de frottement
μ_p	coefficient d'effet de groupe
ν	coefficient de Poisson
ξ_i	composante du vecteur des déplacements
ρ	masse volumique du sol
ρ	direction du déplacement interne
ρ_{dmax}	masse volumique maximale du sol sec
ρ_{dmin}	masse volumique minimale du sol sec
ρ_s	masse volumique des grains

σ	contrainte
σ_{ij}	composante du tenseur des contraintes
σ'_3	contrainte de confinement
σ'_{max}	contrainte effective maximale de compression
σ'_{min}	contrainte effective minimal de compression
σ_N	contrainte normale
σ'_{rc}	contrainte radiale effective post-installation
σ'_{rf}	contrainte radiale effective à la rupture
σ'_{v0}	contrainte verticale effective du sol avant la mise en place du pieu
$\sigma'_{v0,pointe}$	contrainte verticale effective du sol avant mise en place du pieu en pointe
τ_{crit}	contrainte de cisaillement critique à l'interface
τ_p	frottement moyen mobilisé
φ'	angle de frottement interne effectif du sol
φ_c	angle de frottement interne critique
χ	coefficient de transition linéaire
ψ	angle de dilatance
ω	vitesse de rotation
<i>API</i>	American Petroleum Institute
A_b	surface de pointe du pieu
A_m	surface
A_s	surface du fut du pieu
$A_{s,lim}$	surface du fut du pieu dont $\beta\sigma'_{v0} \geq q_{s,lim}$
a	coefficient fonction de type de chargement
B	diamètre externe du pieu
B_i	diamètre intérieur
B_m	diamètre modèle d'une fondation circulaire
B_{max}	diamètre maximal de pieu étudié
B_p	diamètre prototype d'une fondation circulaire
b	diamètre interne du pieu

B_{CPT}	diamètre du cône de l'essai CPT
c	cohésion du sol
c_v	coefficient de consolidation
CPT	Cone Penetration Test (essai pénétrométrique)
D	longueur de fiche de pieu
\mathbf{D}	taux de déformation
DNV	Det Norske Veritas
d_{50}	taille moyenne des grains
E	module de Young
E_{max}	module de Young du sol
E_p	module de Young du matériau du pieu
$E_{p,A}$	module de Young équivalent pour un mouvement vertical
$E_{p,F}$	module de Young équivalent en flexion
E_{sec}	module de déformation sécant du sol
$E_{s,B}$	module de déformation sécant du sol à une profondeur B
$E_{s,D}$	module de déformation sécant du sol à une profondeur D
$E_{s,D/2}$	module de déformation sécant du sol à une profondeur D/2
e	indice des vides du sol
e_{c0}	indice des vides critique
e_{d0}	indice des vides maximal
e_{i0}	indice des vides minimal
e_{max}	indice des vides maximal du sol
e_{min}	indice des vides minimal du sol
F	force
f_u	facteur du sol
G	module de cisaillement du sol
G_m	gravité appliquée au modèle
G_{max}	module de cisaillement maximal
g	accélération de la pesanteur
g_i	composante du champ d'accélération de la pesanteur

H	force horizontale
H_a	valeur moyenne du chargement horizontal cyclique
H_{cyc}	valeur de la demi-amplitude de la force horizontale cyclique
H_{max}	force horizontale cyclique maximale
H_{min}	force horizontale cyclique minimale
h	déplacement horizontal
h'	distance depuis la pointe du pieu
h_s	dureté des grains
I	matrice identité
I_D	indice de densité relative
I_p	moment quadratique du pieu
K	module de compressibilité
\mathbf{K}	matrice de rigidité tangente
K_0	coefficient de poussée des terres en repos
$K_{0,API}$	coefficient de poussée des terres en repos issue de la norme API
K_b	coefficient de poussée des terres net
$K_{p,B}$	ratio de raideur (entre E_p et $E_{s,B}$)
$K_{p,D}$	ratio de raideur (entre E_p et $E_{s,D}$)
k	perméabilité du sol
k_{hh}	raideur horizontale
k_{hm}	raideur de rotation-translation
k_{mm}	raideur rotationnelle
k_{vv}	raideur verticale
\mathbf{L}	matrice constitutive
L	longueur totale du pieu
\mathcal{L}	tenseur constitutif
l	longueur de pieu
l_1	distance entre le surface du sol et le capteur du pieu
l_2	distance entre le capteur du pieu et la pointe du pieu
l_m^*	longueur

l_T	longueur totale
M	moment fléchissant
M_0	capacité portante à la flexion
\mathcal{M}	tenseur qui représente la raideur (macro-élément)
MEF	méthode des éléments finis
m	masse
m_R	coefficient de raideur pendant la décharge
m_T	coefficient de raideur pour une force neutre
N	nombre de cycles appliqués
\mathbf{N}	tenseur/vecteur constitutif
N_a	valeur de l'accélération centrifuge
N_f	nombre de cycles de chargement appliqués à la rupture
N_p	nombre de pieux
N_q	facteur de portance
n	exposant
P_a	pression atmosphérique
p_s	pression de confinement moyenne
$q_{b,lim}$	résistance de pointe unitaire
q_c	résistance de pointe pendant l'essai CPT
$q_{c,av,1.5B}$	valeur moyenne de q_c entre $\pm 1,5B$
$q_{c,tip}$	résistance de pointe au niveau de la pointe de la fondation
q_s	frottement latéral unitaire
$q_{s,lim}$	résistance de frottement unitaire limite
R	domaine de déformation linéaire
R_a	moyenne arithmétique de l' écart à la surface de référence
R_H	capacité portante latérale
R_M	capacité portante en flexion
R_V	capacité portante verticale
R_c	capacité portante en compression
R_t	capacité portante en traction

R_{max}	profondeur d'aspérités du pieu sur une longueur de d_{50}
R_n	rugosité normalisée du pieu
R_s	résistance de frottement
R_t	résistance ultime à la traction des pieux
s	déplacement vertical (tassement ou soulèvement)
s_c	déplacement ultime en compression (tassement)
s_t	déplacement ultime en traction (soulèvement)
\dot{T}	taux du tenseur des contraintes
\mathbf{t}	vecteur de forces
t	frottement unitaire
t_{max}	frottement unitaire maximal
t_{res}	frottement unitaire résiduel
\mathbf{u}	vecteur de déplacement
$\dot{\mathbf{u}}$	vecteur de la vitesse généralisée
V	force axiale/verticale
V_a	valeur moyenne du chargement axial/vertical cyclique
V_b	force en pointe
$V_{b,l1}$	force de pointe pour le pieu de longueur l_1
V_c	force donnée par le capteur de pointe
V_{cyc}	valeur de la demi-amplitude de la force axial/verticale cyclique
V_{max}	force axial/verticale cyclique maximale
V_{min}	force axial/verticale cyclique minimale
V_s	force reprise par frottement
$V_{s,l1}$	force de frottement sur la longueur l_1
$V_{s,l2}$	force de frottement sur la longueur l_2
v_r	vitesse de déplacement
w	déplacement axial/vertical en tête de pieu
W_T	épaisseur de la paroi du pieu
x_j	coordonnées
Y	fonction scalaire

Z	mobilisation du pieu pour développer un frottement unitaire donné
Z_{peak}	mobilisation nécessaire du pieu pour développer le frottement unitaire maximal
z	profondeur
z_{lim}	profondeur à partir laquelle $\beta\sigma'_{v0} \geq q_{s,lim}$

Introduction générale

Une éolienne offshore est dimensionnée pour une durée de vie de 20 ans. Pendant cette période, la structure sera soumise à des chargements variables en temps et en direction. Ces efforts, exercés par le vent, la houle, le courant, la rotation des pales ou encore d'origine sismique sont transmis au sol à travers les fondations. Il existe des fondations superficielles et profondes (avec un ou plusieurs pieux). Leur bon comportement doit être garanti pour assurer la stabilité de l'éolienne. De plus, 15% du coût complet de l'électricité produite des fermes éoliennes fixes en mer correspond au coût des fondations, d'où la nécessité de mieux comprendre les mécanismes des interactions sol-structure pour des pieux de grandes dimensions.

Les fondations profondes sont souvent des pieux en acier enfoncés verticalement dans le sol sur des profondeurs pouvant atteindre les 60 m. Pour des profondeurs d'eau entre 20 et 50 m, des fondations treillis sur pieux (« jacket ») sont utilisées. Quand une éolienne fondée sur une fondation « jacket » avec plusieurs pieux est soumise à des chargements complexes appliqués à son sommet (axiaux et latéraux), les efforts sont transmis au sol principalement sous la forme d'une force axiale de traction/compression.

De nos jours, plusieurs méthodes existent pour le dimensionnement des pieux. Ces méthodes considèrent que les chargements axiaux et latéraux sont découplés. Des méthodes issues de l'essai CPT (Cone Penetration Test) sont également utilisées couramment (Clausen et al. 2005; Jardine et al. 2005; Kolk et al. 2005; Lehane et al. 2005b). L'ensemble des méthodes sont présentées et analysées dans Schneider et al. 2008. Les normes internationales en vigueur comme DNV (1977, 2014) et API (2011) proposent des règles de dimensionnement basées sur les courbes p-y qui peuvent prendre en compte la dégradation de la capacité latérale en fonction de cycles de chargement. Pour le cas d'un chargement axial par contre, des courbes t-Z et Q-Z sont souvent adoptées, qui ne prennent pas en compte la diminution de la capacité portante en fonction de nombre de cycles. L'Eurocode 7 (NF P 94-262 2012) mentionne uniquement que l'ingénieur doit identifier et étudier une possible perte de capacité portante du pieu quand il est soumis à des chargements cycliques, sans autre détails.

L'influence de cycles de chargement axial sur le comportement d'une fondation de type pieu dans un sol sableux a été étudié en laboratoire (Chan et Hanna 1980; Poulos 1988; Rimoy et al. 2012), en centrifugeuse géotechnique (Guefrech et al. 2012) et in-situ (Benzaria et al. 2013; Chow 1997; Jardine et al. 2000; Lehane 1992; Puech 2013; Puech et Jezequel 1980). Les études réalisées par Poulos (1988) ont introduit le concept de diagramme de stabilité cyclique, qui permet d'analyser la tenue d'un pieu soumis à des actions cycliques axiales et d'en évaluer le comportement en fonction de la combinaison de ces actions (valeur du chargement moyen et amplitude) et du nombre de cycles. Plusieurs projets de recherche ont été également réalisés récemment pour étudier les fondations profondes onshore (leur dimensions sont souvent inférieures à celles des pieux offshore), comme par exemple le Projet Nationale SOLCYP démarré en 2008. Ce projet comporte un vaste programme expérimental, dont une grande partie a été réalisé à la centrifugeuse géotechnique de l'IFSTTAR; sous charge axiale

(Guefrech et al. 2012) et latérale (Rosquoët et al. 2013) en milieu sableux et sous charge latérale en milieu argileux (Khemakhem et al. 2012).

Cette thèse a été réalisée dans le cadre du projet collaboratif de recherche CHARGEOL, qui a comme principal objectif l'étude d'une fondation offshore jacket sous pieux avec une fiche de 40 m de profondeur et un diamètre de 1,8 m (pieux de grandes dimensions) dans du sable dense. Le projet a été financé par la Région des Pays de la Loire et comporte des partenaires industriels comme STX et INNOSEA et des organismes publics de recherche comme l'Ecole Centrale Nantes et l'IFSTTAR. Le manuscrit de la thèse est divisé en deux parties : la première est centrée autour d'une campagne expérimentale en centrifugeuse géotechnique effectuée à IFSTTAR et la deuxième autour d'une étude numérique avec la méthode des éléments finis et un nouvel macro-élément pour des fondations profondes. Plus spécifiquement :

Le Chapitre 1 présente une bibliographie autour des méthodes expérimentales, suivi de la campagne expérimentale en centrifugeuse détaillée dans le Chapitre 2. Le Chapitre 3 introduit les outils numériques utilisés, la loi hypo-plastique de Wolffersdorff (1996) avec ou sans le principe des déformations intergranulaires et les caractéristiques du macro-élément pour des fondations profondes. Le Chapitre 4 fournit les détails pour la calibration des outils numériques et le Chapitre 5 confronte les résultats numériques avec les résultats expérimentaux.

Chapitre 1 : Bibliographie expérimentale

Les structures éoliennes offshore posées sont conçues pour résister à des chargements environnementaux sévères. Ce sont des structures soumises à d'importantes sollicitations dues au vent, la houle, la rotation des pales ou encore d'origine sismique. Ces charges ont des composantes cycliques de basses et hautes fréquences dont le nombre de cycles peut varier de quelques dizaines (pour un séisme) à plusieurs milliers des cycles (lors d'une tempête) (Brun, 2009; Richter et Kirsch, 2010).

Les efforts auxquels est soumise la structure éolienne sont équilibrés au niveau des fondations par différents mécanismes d'interaction sol-structure qui occasionnent des déplacements de la fondation. L'excès de déplacements ou d'efforts peut empêcher le bon fonctionnement de la turbine ou la stabilité de l'ensemble de la structure. Son comportement et sa résistance sont importants pour garantir la stabilité de l'éolienne. Les efforts répétés dans le sol occasionnent un changement de ses caractéristiques mécaniques qui se traduit éventuellement par une perte de la résistance. Cette perte peut être totale dans le cas de sol sableux sous chargements cycliques (Achmus et al. 2009b; Alderlieste 2011).

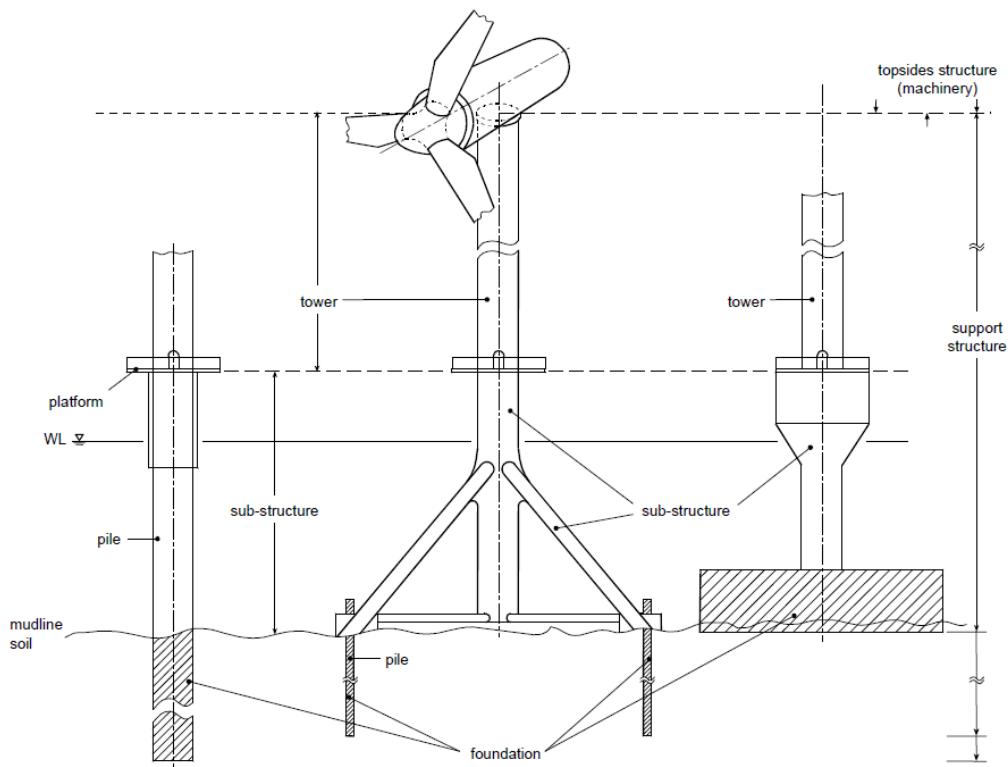


Figure 1-1. Composants d'une éolienne offshore posée (DNV 2014)

La Figure 1-1 donne la définition et le vocabulaire utilisés pour les différentes parties de la structure d'une éolienne offshore. Le terme *foundation* correspond à la partie de la structure située au-

dessous de la surface du fond marin (mudline). Il existe trois types de fondations (Figure 1-1) : gravitaire (fondation superficielle), monopieux et treillis sur pieu (fondation profonde). Le diamètre du monopieu peut atteindre les 9 m, l'ensemble des efforts environnementaux est transmis au sol sous la forme de moments fléchissant et d'efforts latéraux. Les fondations de type treillis sur pieu (jacket) se caractérisent par une structure métallique reposant sur quatre pieux : les efforts latéraux auxquels est soumise l'ensemble de la structure sont alors transmis au sol principalement sous la forme d'efforts axiaux (traction-compression).

Les méthodes expérimentales courantes utilisées pour évaluer le comportement des pieux soumis à un chargement axial monotone ou cyclique et les résultats de plusieurs campagnes expérimentales significatives sont présentés ci-dessous.

1.1 Etude de comportement des pieux sous chargement axial

Le mécanisme de transfert des efforts axiaux/verticaux V d'un pieu de longueur l_T au sol est divisé en deux parties (pour une charge de compression, Figure 1-2). Une partie de la charge est supportée par le frottement développé le long du fût du pieu V_s et une autre par la pointe du pieu V_b . Pour le cas des efforts verticaux V en traction, seule la résistance mobilisée par frottement intervient. La capacité portante en compression R_c est définie comme la somme de la résistance de pointe R_b et de frottement R_s et en traction $R_t = R_s$.

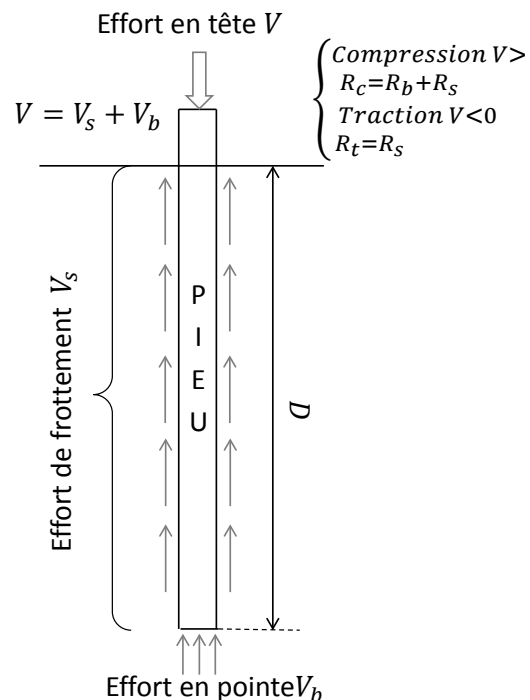


Figure 1-2. Schéma de la mobilisation du frottement latéral et de la résistance de la pointe d'un pieu sous charge axiale

Le dimensionnement des pieux se fait par le calcul de leur capacité portante statique. Les méthodes analytiques recommandées dans les normes en vigueur (API 2011; DNV 2014; NF P 94-262 2012) sont inspirées des méthodes de la littérature (Das 2007; Frank 1999; Meyerhof et Rajan 1973). La capacité portante d'un pieu sous charge axiale dépend de l'état de contrainte radiale autour du pieu et des contraintes verticales effectives en pointe. Le premier sert à déterminer la résistance par frottement et le deuxième la résistance en pointe. Ces états de contraintes sont influencés par le mode de mise en place du pieu, e.g. avec ou sans refoulement.

Dans le domaine offshore, les normes DNV (2014) et API (2011) proposent la même méthode pour déterminer la résistance à la traction et à la compression d'un pieu (voir l'Annexe III). Pour l'étude des pieux dans du sable, l'hypothèse que les contraintes radiales augmentent linéairement avec la profondeur est adoptée :

$$\sigma'_{rf}(z) = \beta \sigma'_{v0}(z) = \beta \gamma' z \quad (1-1)$$

Avec :

σ'_{rf} : contrainte radiale effective (MPa) ;

β : coefficient fonction de la densité du sable;

σ'_{v0} : contrainte verticale effective du sol avant la mise en place du pieu (MPa);

γ' : poids volumique du sol déjaugé (MN/m³);

z : profondeur (m).

Dans l'équation (1-1), les contraintes radiales dépendent de la densité du sol et augmentent linéairement avec la profondeur. La méthode est inspirée de plusieurs travaux classiques dont celle de Meyerhof et Rajan (1973):

$$\sigma'_{rf}(z) = K_0 \sigma'_{v0}(z) = (1 - \sin \varphi') \cdot (\gamma' z) \quad (1-2)$$

Où K_0 est le coefficient de la poussée des terres en repos qui est fonction de φ' , l'angle de frottement interne effectif du sol. Cette équation considère que le sol est initialement dans un état vierge. Dans le cas des pieux offshore par contre, le sol autour de pieu est modifié par la mise en place du pieu qui se fait soit par battage soit par forage. Par conséquent, l'état des contraintes, dans un certain volume de sol autour du pieu, ne correspond plus à celui du sol vierge. C'est pour cette raison que la méthode adoptée par les normes remplace alors K_0 par le coefficient β , ce qui semble plus représentatif de l'état de contraintes radiales autour du pieu. Afin de l'identifier, des méthodes basées sur les résultats d'essais in-situ comme l'essai CPT (cone penetration test) et l'essai pressiométrique sont utilisées dans la norme française NF P 94-262 (2012).

La méthode pressiométrique permet l'étude complète des pieux sous chargement axial et latéral, la détermination de la résistance totale axiale en traction et en compression et la construction des courbes de transfert (t-Z, Q-Z) pour l'étude des pieux. L'essai pressiométrique est l'essai le plus utilisé

en France (Amar et Jezequel 1998). Il peut être remplacé par l'essai au dilatomètre, au principe similaire, pour des profondeurs plus importantes que celles traitées en géotechnique terrestre. L'essai consiste à dilater radialement une cellule cylindrique placée dans un forage préalablement exécuté avec soin. L'objectif est de mesurer la déformabilité du sol (module et pression limite).

A la différence du pressiomètre l'essai CPT n'a pas besoin d'un forage préalable. Le CPT est le type d'essai in-situ le plus utilisé dans le milieu offshore. Il s'agit d'une tige avec une pointe conique qui pénètre le sol à une vitesse constante. Le cône a une surface comprise entre 500 mm² et 2000 mm² et la vitesse de pénétration est de l'ordre de 20 +/- 5mm/s. La tige est équipée d'une pointe instrumentée d'un capteur et d'un manchon de frottement qui permettent de mesurer la résistance de pénétration de cône q_c et le frottement latéral unitaire q_s (ISSMGE 2000).

L'essai CPT peut se rapprocher de la méthode de mise en place des pieux, même s'il s'agit d'une tige dont les dimensions sont beaucoup plus petites que celles d'un pieu (Schneider et al., 2010). En raison de cette ressemblance, différentes méthodes ont été proposées pour déterminer la capacité portante des pieux en fonction de la résistance de pointe obtenue à partir de l'essai : Fugro-05 (Kolk et al. 2005) ; UWA-05 (Lehane et al. 2005b), ICP-05 (Jardine et al. 2005) et NGI-05 (Clausen et al. 2005). Ces quatre méthodes sont proposées dans la norme API (2011). Une revue de l'ensemble des méthodes CPT a été réalisée par (Schneider et al. 2008). Les méthodes CPT ont été développées pour une valeur de résistance à la pénétration maximale de 100 MPa et pour les sols granulaires. Dans le cas de graviers, si la taille des particules est supérieure à 10 % de la taille du cône de pénétration les valeurs obtenues ne sont pas représentatives et aucune corrélation n'est possible pour obtenir des résultats corrects.

Les méthodes CPT considèrent que la valeur du frottement latéral n'est pas la même en traction et en compression et elles font aussi la différence entre les pieux à pointe ouverte et à pointe fermée. Une caractéristique particulière de ces méthodes présentées ci-dessous est la prise en compte de la fatigue par frottement, c'est-à-dire la perte de résistance par frottement entre le sol et la fondation due au battage et aux cycles de charges appliqués. Ce phénomène est pris en compte à travers le facteur :

$$\frac{h'}{(B/2)} \quad (1-3)$$

Avec

h' : distance verticale entre la pointe du pieu et le point d'étude (m) ;

B : diamètre du pieu (m).

La méthode ICP-05 développée par Jardine et al. (2005) est détaillée dans la suite.

1.2 La méthode ICP-05

La méthode ICP-05 est développée à partir des résultats obtenus à l'aide d'un pieu instrumenté en acier de 102 mm de diamètre muni d'une pointe conique. Il est équipé des capteurs de force, de pression, de température et de contraintes positionnées en surface du pieu, ce qui permet de mesurer

les contraintes de cisaillement et les contraintes radiales (Lehane et al., 1993). Même si la méthode a été déterminée pour des pieux foncés fermés en pointe, la base de données obtenue par Chow et al. (1997) à Dunkerque a permis de l'adapter à des pieux ouverts.

1.2.1 Résistance de frottement

Dans cette méthode, la contrainte radiale σ'_{rf} à la rupture par cisaillement dépend de la contrainte radiale effective σ'_{rc} autour du pieu après l'installation et dissipation des pressions interstitielles (dans le cas des sols saturés) à une profondeur donnée et de la variation $\Delta\sigma'_{rd}$ de cette même contrainte due au chargement. C'est une fonction de la résistance de pointe q_c et la distance à la pointe h' :

$$\sigma'_{rf}(z) = a(\sigma'_{rc}(z) + \Delta\sigma'_{rd}) \quad (1-4)$$

$$\sigma'_{rc}(z) = \frac{q_c(z)}{34} \left(\frac{h'}{B/2} \right)^{-0,38} \left(\frac{\sigma'_{v0}(z)}{P_a} \right)^{0,13} \quad \text{et} \quad \Delta\sigma'_{rd} = \frac{2G(z)}{B/2} \delta h \quad (1-5)$$

$$G(z) = q_c(z)(0,0203 + 0,00125\eta - 1,21 \times 10^{-5}\eta^2)^{-1} \quad \text{et} \quad \eta = \frac{q_c(z)}{(\sigma'_{v0}(z) P_a)^{0,5}} \quad (1-6)$$

Dont

σ'_{rf} : contrainte radiale effective à la rupture (MPa) ;

σ'_{rc} : contrainte radiale effective post installation (MPa) ;

$\Delta\sigma'_{rd}$: variation de la contrainte radiale effective due au chargement (MPa) ;

a : coefficient fonction de type de chargement, compression= 1 et traction=0,8;

B : diamètre de pieu (m) ;

q_c : résistance de pénétration de pointe (résultat d'essai CPT) (MPa) ;

P_a : pression atmosphérique (MPa) ;

h' : distance depuis la pointe du pieu (m) ;

σ'_{v0} : contrainte verticale effective du sol avant la mise en place du pieu (MPa) ;

G : module de cisaillement du sol (MPa) ;

δh : déplacement perpendiculaire au plan de cisaillement.

La capacité portante de frottement est obtenue avec l'équation suivante où D est la longueur totale du pieu et δ l'angle de frottement d'interface sol-pieu :

$$R_s = \pi B \int_0^D \sigma'_{rf} \tan \delta dz \quad (1-7)$$

1.2.2 Résistance de pointe

1.2.2.1 Pieu fermé en pointe

La capacité portante en pointe d'un pieu avec une pointe fermée est fonction de la résistance de pointe moyenne et du diamètre du pieu. La moyenne de la résistance de pointe du CPT est considérée sur une profondeur $\pm 1,5 B$ à partir de la profondeur de la pointe du pieu :

$$R_b = \max \left\{ 1 - 0,5 \log_{10} \left(\frac{B}{B_{CPT}} \right); 0,3 q_{c,av,1,5B} \right\} \cdot A_b \quad (1-8)$$

$$q_{c,av,1,5B} = \frac{1}{3B} \int_{D-1,5B}^{D+1,5B} q_c(z) dz \quad (1-9)$$

avec :

$q_{c,av,1,5B}$: valeur moyenne de q_c entre $1,5B$ au-dessus la pointe et $1,5B$ au sous la pointe (MPa) ;

B : diamètre du pieu (m) ;

B_{CPT} : diamètre du CPT (m) ;

A_b : surface en pointe de pieu (m^2).

1.2.2.2 Pieu ouvert en pointe

La méthode considère deux catégories de pieux ouverts en pointe (Figure 1-3) en fonction du mécanisme de pénétration pendant le battage. Les pieux *plugged* sont ceux où pendant le battage le pieu s'enfonce et la colonne de sol forme un bouchon intérieur. Les pieux *unplugged* sont ceux qui se comportent comme des pieux ouverts en pointe pendant le battage (White et al. 2000).

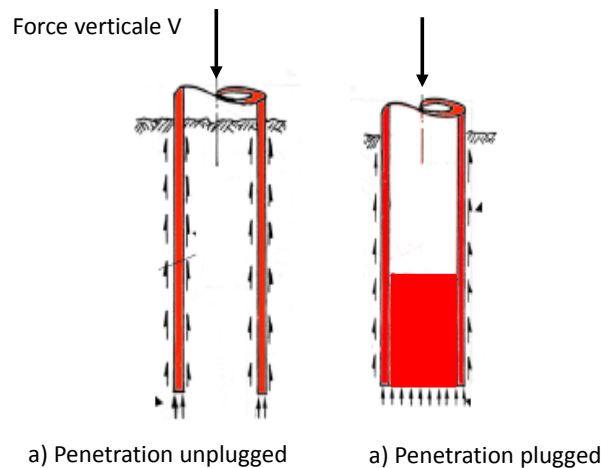


Figure 1-3. Différents mécanismes de pénétration : a) unplugged et b) plugged (White et al. 2000)

Un pieu ouvert est *plugged* quand il vérifie les conditions suivantes :

$$B_i < 2(L_D - 0.3) \quad (1-10)$$

$$B_i/B_{CPT} < 0.083 q_c(z)/P_{atm} \quad (1-11)$$

Avec

B_i : diamètre intérieur (m) ;

I_D : densité relative du sable ;

B_{CPT} : diamètre du cône de l'appareil (m).

Dans ce cas, la résistance de pointe est donnée par l'expression suivante :

$$R_b = \max \left\{ 0.5 - 0.25 \log_{10} \left(\frac{B}{B_{CPT}} \right); 0,15 q_{c,av,1.5B} \right\} \cdot A_b \quad (1-12)$$

La résistance de pointe pour des pieux *unplugged* est donnée par :

$$R_b = \pi(B - W_T)W_T q_{c,tip} \quad (1-13)$$

Avec

W_T : épaisseur de la paroi du pieu (m) ;

$q_{c,tip}$: résistance de pointe CPT au niveau de la pointe de la fondation (Pa).

1.3 Pieux sous chargement cyclique

Le terme « chargement cyclique » caractérise une charge statique qui se répète avec un degré de régularité en amplitude et une période de retour. La Figure 1-4 présente les caractéristiques de ce type de chargement, choisi sinusoïdal, où V_a représente la moyenne autour de laquelle les cycles de chargement sont appliqués et V_{cyc} est la demi-amplitude du cycle de chargement axial appliqué. L'effort cyclique oscille entre deux efforts, maximal $V_{max} = V_a + V_{cyc}$ et minimal $V_{min} = V_a - V_{cyc}$. Pour les cas où $V_{cyc} > |V_a|$ il s'agit d'un chargement *cyclique alterné* (changement du signe du chargement – « two ways »), autrement il s'agit d'un chargement pur (un chargement pur de traction ou compression est appliqué – « one way »).

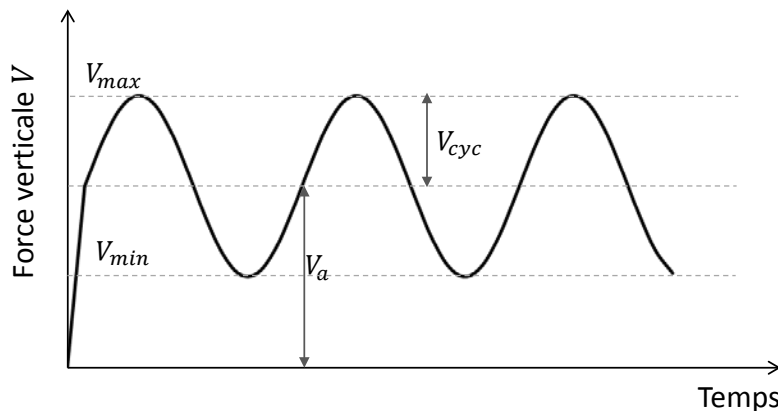


Figure 1-4. Schéma du chargement axial cyclique

Ce type de chargement peut avoir une influence significative sur le comportement et la stabilité des fondations pendant leur durée de vie et occasionner, sur le moyen et long terme, des pathologies et des désordres significatifs pouvant aller jusqu'à des dysfonctionnements importants qui mettent en danger la structure. Afin de prendre en compte les effets de ce type de chargement, des procédures ont été introduites explicitement dans des normes du domaine pétrolière (API 2011; DNV 1977). Par contre, ces procédures commencent seulement à s'adapter pour le cas des éoliennes offshore (DNV 2014).

En France, le projet de recherche SOLCYP a été mis en œuvre pour améliorer les connaissances sur le comportement des pieux de fondations soumis à des sollicitations cycliques et proposer des procédures permettant la prise en compte de l'effet des cycles. Des recommandations pour la conception et le dimensionnement des pieux sous chargement cyclique seront bientôt proposées à partir de l'ensemble des données expérimentales rassemblées dans ce projet et dans d'autres programmes de recherche (Andersen et al. 2013; Benzaria 2013; Benzaria et al. 2013; Byrne et al. 2015; Khemakhem 2013; Puech 2013).

Trois effets essentiels de la réponse des pieux sous chargement cyclique ont été identifiés par Poulos (1981) :

- i. La dégradation de la résistance de l'interface pieu-sol (frottement) ;
- ii. L'accumulation des déplacements (dégradation de la rigidité) ;
- iii. Les effets de la vitesse de chargement.

Les deux premiers induisent un impact négatif sur la capacité des pieux tandis que la vitesse de chargement peut avoir une influence positive. En effet et dans certaines conditions, il a pu être considéré (implicitement) que la perte en capacité et/ou de raideur qui pourrait advenir des chargements cycliques était (totalement ou partiellement) compensée par le gain en capacité et en raideur dû à la vitesse d'application des charges cycliques (Benzaria 2013).

Un résumé des différents essais de chargements cycliques sur pieu modèles est présenté dans Benzaria (2013). Des campagnes expérimentales réalisées en centrifugeuse géotechnique dans des massifs de sable de Fontainebleau sont présentées dans la section suivante.

1.3.1 Diagramme de stabilité

Selon Poulos (1988), le diagramme de stabilité cyclique permet d'analyser la réponse d'un pieu soumis à des actions cycliques axiales et d'en évaluer le comportement en fonction de la combinaison de ces actions et du nombre de cycles.

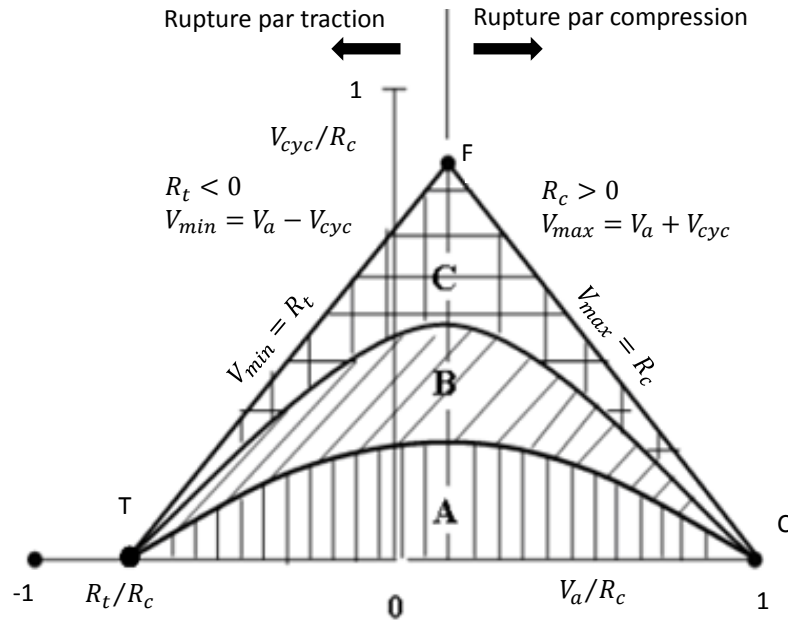


Figure 1-5. Diagramme de stabilité cyclique (Poulos 1988)

Le diagramme (Figure 1-5) est défini par trois zones :

- i. Région A, stable : le chargement cyclique n'a pas d'influence sur la capacité axiale du pieu ;
- ii. Région B, métastable : le chargement cyclique cause une certaine réduction de la capacité axiale du pieu ;
- iii. Région C, instable : le chargement cyclique provoque une réduction significative de la capacité axiale du pieu pouvant mener jusqu'à la rupture au bout d'un nombre de cycle N_f .

Les limites des zones ainsi définies correspondent au nombre de cycles nécessaire pour atteindre la rupture. Une partie de l'étude présentée dans ce manuscrit consiste à tester différents types de chargements axiaux caractéristiques et d'en déduire le nombre de cycles pour atteindre la rupture.

La construction du diagramme est faite en associant les paramètres caractéristiques d'un cycle : l'amplitude V_{cyc} en fonction du chargement moyen V_a normalisé par la résistance ultime en compression R_c (ou résistance ultime en traction R_t).

Les points caractéristiques et les axes du diagramme de stabilité cyclique présenté sont les suivants :

- Le point C ($V_a/R_c = 1$; $V_{cyc}/R_c = 0$) correspond à la rupture sous chargement monotone en compression. En effet, il n'y a pas de composante cyclique. La charge de compression appliquée correspond à la rupture ;

- Le point T ($R_t/R_c ; V_{cyc}/R_c = 0$) correspond à la rupture sous chargement monotone en traction. Ce point n'atteint pas -1 car la capacité en traction est inférieure à la capacité en compression. Cette différence est due à la résistance du sol en pointe ;
- Les points sur l'axe des abscisses ($V_{cyc}/R_c = 0 ; R_t/R_c < V_a/R_c < 1$) correspondent à une rupture impossible ;
- Le point F a pour coordonnées : $\left(\frac{1}{2} + \frac{R_t}{2R_c} ; \frac{R_c - R_t}{2R_c}\right)$ avec $R_t = 0$;
- La droite C-F d'équation $V_{cyc}/R_c = 1 - V_a/R_c$ correspond à une charge maximale telle que $V_{cyc} = R_c - V_a$. La rupture en compression est atteinte au premier cycle ;
- La droite T-F de l'équation $V_{cyc}/R_c = -R_t/R_c + V_a/R_c$ correspond à une rupture en traction, atteinte dès le premier cycle.

Sous réserve que les résistances ultimes sous chargement quasi-statique en compression R_c et en traction R_t soient bien identifiées pour un sol et un type de pieu donné, il est possible d'établir le diagramme de stabilité cyclique.

Les chargements correspondant à un nombre élevé de cycles pour atteindre la rupture combinent des paramètres V_{cyc} et V_a proches de l'abscisse. Le cas inverse est vrai pour les chargements combinant des valeurs proches des diagonales.

1.3.2 Campagnes expérimentales en centrifugeuse géotechnique : Projet SOLCYP

Dans le cadre du programme ANR-SOLCYP, des essais en centrifugeuse géotechnique ont été réalisés dans des massifs de sable de Fontainebleau à IFSTTAR Nantes par Guefrech et Rault (2012) et Blanc et Nivoche (2014). Ces deux campagnes d'essais sont complémentaires et le même type de pieu a été étudié. Guefrech et Rault (2012) ont construit le diagramme de stabilité et Blanc et Nivoche (2014) ont étudié l'influence de la méthode de mise en place sur le comportement du pieu face aux chargements monotone et cyclique.

Les pieux utilisés pour les deux campagnes d'essai ont été inspirés de pieux prototypes installés sur le site de Dunkerque (Benzaria et al. 2012) : 0.42 m de diamètre et 13 m de fiche. L'échelle de réduction dimensionnelle retenue est de 1/23 (une accélération centrifuge de 23×g). Les pieux modèles ont un diamètre de 18 mm et une fiche de 560 mm avec une pointe plate (les principes de la modélisation physique sont présentés dans l'Annexe I). La surface du pieu est rugueuse. La rugosité a été obtenue mécaniquement et elle a été caractérisée par la rugosité normalisée (Lings et Dietz, 2005). Les essais ont été réalisés dans un conteneur de 1200×800×720 mm de dimension. Grâce à la technique de pluviation, Guefrech et Rault (2012) ont obtenu un indice de densité moyen de $91,7\% \pm 1,4$. Huit pieux ont été préinstallés dans chaque conteneur avant la pluviation pour simuler des pieux moulés. Une totalité de 47 pieux ont été testés, l'ensemble des résultats est présenté dans la Figure 1-6.

Sur la Figure 1-6, les différents cas de chargement étudiés sont normalisés par la capacité portante en compression, il n'y a pas de normalisation par R_t . Les nombre de cycles appliqués nécessaires pour

atteindre la rupture est indiqué entre parenthèses. Dans cette campagne expérimentale la rupture est considérée avoir lieu quand le pieu subit un déplacement cumulé de 10% de diamètre du pieu. Certains cas ont eu besoin de nombreux cycles de chargement pour atteindre la rupture. Pour ce type d'essai, seuls 1700 cycles de chargement ont été appliqués, le nombre de cycles à la rupture a été ensuite obtenu par interpolation linéaire.

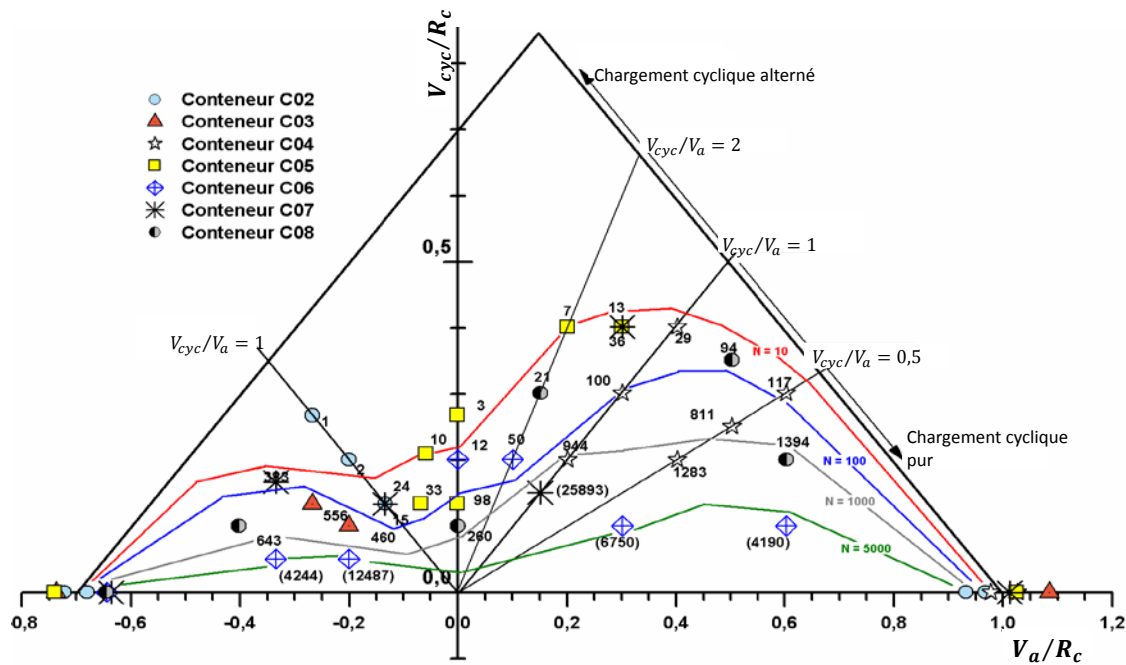


Figure 1-6. Diagramme de stabilité des pieux sous chargement cyclique axial (Guefrech et Rault 2012).

Le travail de Blanc et Nivoche (2014) se situe à la continuité du travail de Guefrech et Rault (2012). Les objectifs étaient de comparer le comportement de pieux de différentes rugosités et de différents angles de pointe, de comparer plusieurs modes de mise en place (pieux moulés et pieux foncés) et étudier l'influence de l'histoire de chargement (effectuer des combinaisons de cycles d'amplitudes variées dans des séquences différentes).

Dans le travail de Blanc et Nivoche (2014), un total de 24 pieux ont été étudiés dans des massifs de sable de Fontainebleau dont l'indice de densité moyenne était de $91,9 \% \pm 2\%$. Les pieux ont été installés avant la pluviométrie pour simuler des pieux moulés, d'autres ont été installés partiellement après la préparation du massif à $1 \times g$ et leur installation a été finalisée pendant l'application de $23 \times g$, ceci pour simuler des pieux foncés. Les capacités portantes des pieux foncés et moulés ont été confrontées. Les auteurs ont constaté qu'il y a une amélioration de la réponse du pieu foncé à la compression, ce qui prouve que le diagramme de stabilité des pieux foncés ne coïncide pas avec celui des pieux moulés. Le diagramme de stabilité d'un pieu donné n'est donc pas unique, mais il dépend des conditions d'installation.

L'influence de l'histoire de chargement a été étudiée par (Blanc et Thorel 2016). La Figure 1-7 montre l'évolution du déplacement normalisé avec les nombres des cycles pour cinq essais :

- L'essai S est un essai cyclique en traction pure avec $V_a/R_t = 0,36$ et $V_{cyc}/R_t = 0,24$. 1000 cycles de chargement ont été appliqués sans atteindre la rupture physique (perte totale de la résistance de pieu). Le pieu a un comportement stable avec un déplacement normalisé ultime légèrement supérieur à 10%.
- L'essai L est un essai cyclique en traction pure avec $V_a/R_t = 0,36$ et $V_{cyc}/R_t = 0,35$ (45% supérieur au cas S). Le pieu atteint la rupture après 600 cycles de chargement. Il présente donc un comportement métastable avec un déplacement normalisé ultime égal à -0,45.

Les essais SML, MSL et LMS sont des chargements cycliques dont le chargement moyen est gardé constant (la même valeur est utilisée dans les trois essais) et l'amplitude varie chaque 200 cycles. Le nom de chaque essai représente l'ordre d'application des variations de l'amplitude de chargement : S correspond à un chargement de petite amplitude (« small »), M de moyenne amplitude (« medium ») et L de grande (« large ») amplitude respectivement. Sur la Figure 1-7 le changement d'amplitude se manifeste par une évolution de la vitesse de déplacement du pieu. Les cas SML et MSL atteignent la rupture après 510 et 560 cycles respectivement, le déplacement ultime étant le même. Le cas LMS reste dans le domaine stable. Cette étude montre que l'ordre dans lequel l'amplitude des cycles de chargement varie a une importante influence sur le comportement du pieu.

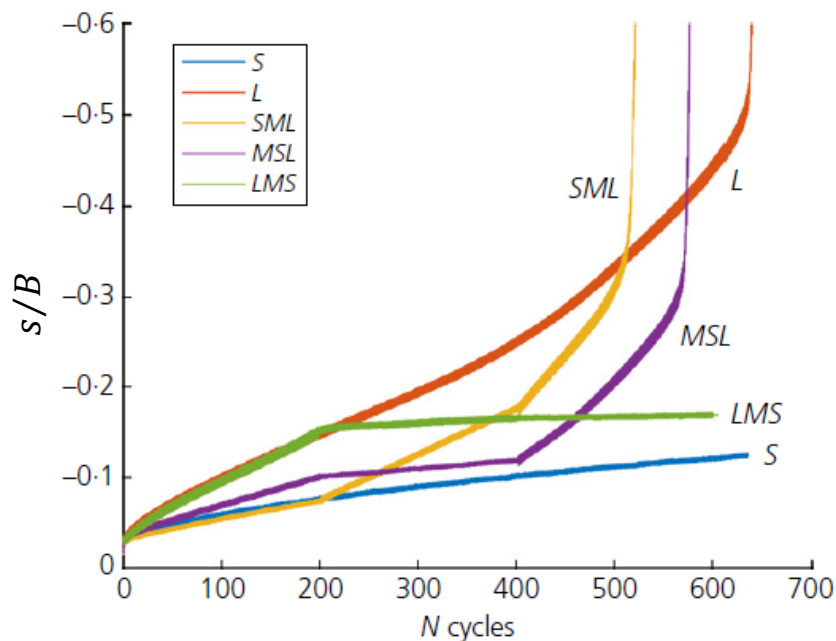


Figure 1-7. Evolution des essais cycliques en fonction du nombre des cycles appliqués (Blanc et Thorel 2016)

Chapitre 2 : Etude expérimentale des pieux sous charge axiale

Les fondations profondes dans le domaine des éoliennes offshore se caractérisent par leurs dimensions imposantes (fiche et diamètre du pieu) de telle sorte que les efforts appliqués sur la superstructure puissent être retransmis au sol en garantissant le bon comportement de l'ensemble.

La plupart des efforts transmis sur ces fondations sont des chargements cycliques. De nombreuses études ont été menées pour étudier l'influence des cycles de chargement axial sur le comportement d'une fondation de type pieu en sol sableux, à travers des essais en laboratoire (Chan et Hanna 1980; Poulos 1988; Rimoy et al. 2012), d'essais en centrifugeuse géotechnique (Guefrech et al. 2012) et des essais in-situ (Benzaria et al. 2013; Chow 1997; Jardine et al. 2000; Lehane 1992; Puech 2013; Puech et Jezequel 1980).

Dans ce chapitre, l'étude des pieux d'une fondation d'éolienne offshore de type treillis sur pieux ou « jacket » (1.8m de diamètre et 40m de fiche) dans un massif de sable de Fontainebleau est présentée. Pour cela une campagne expérimentale en centrifugeuse géotechnique a été réalisée. Grâce à l'utilisation de la modélisation physique, le comportement de deux types de fondations a été étudié :

- pieux isolés : leur comportement face aux charges axiales monotones et cycliques a été caractérisé. Une étude pour évaluer l'influence de la méthode de mise en place sur la capacité portante de ces pieux a été menée.
- fondation de type « jacket » : quatre pieux sont reliés par une plateforme simulant le treillis avec une structure verticale pour représenter la sous-structure d'une éolienne, soumise à des efforts latéraux cycliques appliqués au sommet de la structure. La campagne expérimentale a permis d'étudier le comportement de chacun des pieux de cette fondation et de comparer leur comportement à celui des pieux isolés.

Ce chapitre sera divisé en trois parties : 1) un rappel des bases de la modélisation physique ainsi que les conditions de similitudes nécessaires à l'étude des modèles réduits ; 2) la présentation des dispositifs expérimentaux et de la campagne expérimentale et 3) l'analyse des résultats.

2.1 Modélisation physique

L'étude paramétrique sur des ouvrages géotechniques réels et instrumentés tels que les pieux est relativement difficile et coûteuse.

Pour étudier ce type d'ouvrage, on peut faire appel à des modèles réduits en centrifugeuse géotechnique. Cette méthode s'est répandue à partir des années 1980 (Garnier 2001, 2002; Thorel et Garnier 2002). L'utilisation de cet équipement, à la condition que les règles de similitude soient respectées, permet une bonne représentation du champ de contraintes et par conséquent une extrapolation des résultats obtenus sur modèle réduit au prototype (ouvrage réel).

La modélisation physique permet d'étudier la problématique des fondations en trois dimensions en prenant en compte la non-linéarité du comportement du sol. Néanmoins, le modèle ne peut pas reproduire exactement toutes les caractéristiques du comportement à l'échelle prototype mais il permet de dupliquer les essais afin de vérifier une observation, de réaliser des études paramétriques, de bénéficier des conditions idéales de reconstitution et de mise en œuvre parfaitement maîtrisées et de conduire les essais jusqu'à la rupture. C'est un outil complémentaire très important à la modélisation numérique des fondations (Randolph et House 2001).

Des essais avec des modèles réduits en centrifugeuse (Corté 1989) ont été envisagés dès 1869 (Phillips). L'ouvrage prototype et son modèle à l'échelle réduite présentent le même comportement grâce aux relations de similitude établies par les équations d'équilibre de la mécanique des milieux continus.

2.1.1 Similitudes

Un catalogue recense les similitudes en géotechnique et leurs domaines d'application (Garnier et al. 2007). Les principales relations utiles à cette étude sont rappelées dans le Tableau 2-1 où N_a désigne l'intensité de l'accélération, donc de l'échelle de réduction, à laquelle est soumise le modèle. Des détails sont donnés dans l'Annexe I. Pour cette campagne expérimentale, les essais sont réalisés sous une gravité constante de $100 \times g$, accélération centrifuge équivalente au rapport de réduction dimensionnelle des modèles.

A partir des conditions de similitude détaillées dans l'Annexe I on peut dresser la liste des facteurs d'échelle qui permettent de convertir les résultats des essais en modèles réduits centrifugés en grandeurs prototypes (Tableau 2-1).

Tableau 2-1. Facteurs d'échelle utilisés pour l'étude

Grandeur physique	Facteur d'échelle
Accélération	1
Longueur, déplacement	$1/N_a$
Déformation	1
Force	$1/N_a^2$
Force de masse	N_a
Contrainte	1
Masse	$1/N_a^3$
Poids	$1/N_a^2$
Masse volumique	1

2.1.2 Effet d'échelle et effet de taille

Un modèle réduit doit, pour être représentatif d'un prototype, s'affranchir des « effets d'échelle » ou des « effets de taille » (Garnier 1995).

L'« effet de taille » est présent lorsque pour une échelle (éventuellement réduite) donnée, un paramètre mesuré dépend des caractéristiques géométriques, notamment les dimensions de la structure. L'« effet d'échelle » existe pour des essais sur modèles réduits, notamment en centrifugeuse, pour lesquels les variables sans dimension sont différentes des valeurs observées sur la structure en vraie grandeur, par exemple le rapport du diamètre du pieu sur le diamètre moyen des grains du sol. Ces deux phénomènes peuvent être observés dans un même essai et la distinction entre les deux est souvent difficile.

L'effet d'échelle a une influence sur le comportement du système sol-pieu. Cette influence est d'autant plus importante que le type de chargement appliqué engendre des ruptures localisées à l'interface sol-pieu. Lors des essais en centrifugeuse, on utilise souvent un sol naturel. La taille des grains est identique entre le modèle et le prototype alors que la taille du pieu diminue fortement. Pour éviter cet effet, Garnier et al. (2007) ont listé les conditions du rapport minimal entre le diamètre du pieu B et la taille moyenne des grains d_{50} .

Tableau 2-2. Conditions pour éviter les effet d'échelle pour l'étude des pieux (Garnier et al. 2007)

Sable	Réponse d'un pieu sous charge latérale	$B/d_{50} > 35$
	Capacité portante en pointe de pieu	$B/d_{50} > 45$ ou 60
	Effet de taille à l'interface de frottement	$B/d_{50} > 50$ ou 100

2.2 Dispositif expérimental

L'objectif principal de la campagne expérimentale est de caractériser le comportement, sous chargement axial cyclique, d'une fondation de type jacket (ou treillis) sur pieux.

Les charges cycliques décrivent des sollicitations engendrées par l'environnement en milieu offshore : vagues, vent, houle. Pour atteindre cet objectif, la campagne expérimentale a été divisée en trois parties :

- i. Caractérisation du comportement d'un pieu isolé sous chargement axial monotone ;
- ii. Etude d'un pieu isolé soumis à un chargement cyclique one-way et two-ways (répété ou alterné).
- iii. Etude d'une structure jacket composée de quatre pieux soumise à un chargement cyclique latéral.

Dans cette partie, les matériaux utilisés et la mise en place des essais sont présentés.

2.2.1 Matériau granulaire

2.2.1.1 Caractérisation

Le matériau utilisé pour les essais est le sable de Fontainebleau NE34, couramment utilisé lors des essais en centrifugeuse ou en chambre d'étalonnage. Le sable est réutilisé d'un conteneur à l'autre. Des caractéristiques sur ce matériau sont présentées dans l'Annexe V.

Pour cette étude, des massifs de sol très denses ont été réalisés. Il faut également noter que tous les essais ont été réalisés dans du sable sec. La section §2.4.2 justifie ce choix.

2.2.1.2 Préparation du massif

La préparation des massifs de sable de Fontainebleau est réalisée par la méthode de pluviation dans l'air au moyen de la trémie automatique de l'IFSTTAR installée dans une salle dédiée. La Figure 2-1 présente les détails du dispositif expérimental utilisé pour la préparation des massifs de sable et permet de comprendre le fonctionnement de l'installation.

Le massif de sol est reconstitué dans un conteneur rigide, métallique et rectangulaire, assemblage de deux éléments superposés de 360 mm de profondeur, ce qui permet de réaliser un massif de sol d'une hauteur totale de 720 mm compte tenu de la fiche des pieux (400 mm). Pour obtenir la densité du massif de sol, les paramètres de réglage de la trémie conditionnent la densité finale du massif : l'ouverture de la fente, la hauteur de chute et la fréquence (nombre) d'aller/retour de la trémie. La remontée de la trémie se fait automatiquement.

Pour cette étude, pour atteindre une densité relative visée de 90%, les paramètres sont les suivants :

- une hauteur de chute de 900 mm ;
- une ouverture de la fente de 3 mm ;
- une vitesse de déplacement de 4 allers et retours (réglage des paramètres du moteur équivalent à 50 Hz).

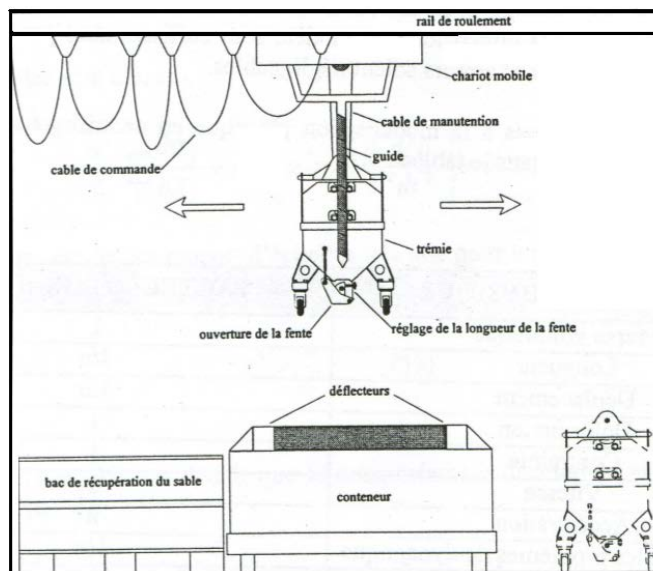


Figure 2-1. Ensemble du dispositif expérimental utilisé pour la reconstitution des massifs de sable (Blanc et Nivoche 2014)

La densité du massif de sable est contrôlée pour certains essais à l'aide de boîtes calibrées placées dans le fond du conteneur d'essai, dans la zone utile (Garnier et al. 1993). A la fin de l'essai, les boîtes sont prélevées, rasées puis pesées. Connaissant la masse de sable ainsi que le volume de la boîte, il est possible d'en déduire le poids volumique du massif de sol reconstitué. La boîte de densité est disposée au centre du conteneur, ce contrôle *a posteriori* du poids volumique permet également de constater la bonne répétitivité des essais ainsi que l'homogénéité des massifs de sol reconstitué. Sept conteneurs ont été utilisés pour la campagne expérimentale, la densité a été mesurée sur trois conteneurs (Tableau 2-3).

Tableau 2-3. Poids volumiques pour chaque conteneur

Conteneur	Poids volumique sec γ [kN/m ³]	I _d [%]
C4	16,56	97,2
C5	16,57	97,3
C6	16,56	97,2

Le fait de reconstituer le massif par pluviation entraîne des effets de bord, c'est-à-dire une modification de la densité dans une zone définie comme égale à une bande de 100 mm pour les grands côtés du conteneur et de 200 mm pour les petits côtés. Pour éviter des effets de bord lors de la réalisation des essais, une distance supérieure à dix fois le diamètre du pieu doit être prise en compte, pour cela la zone utile du massif de sol est définie par des bandes de 200 mm (Figure 2-2).

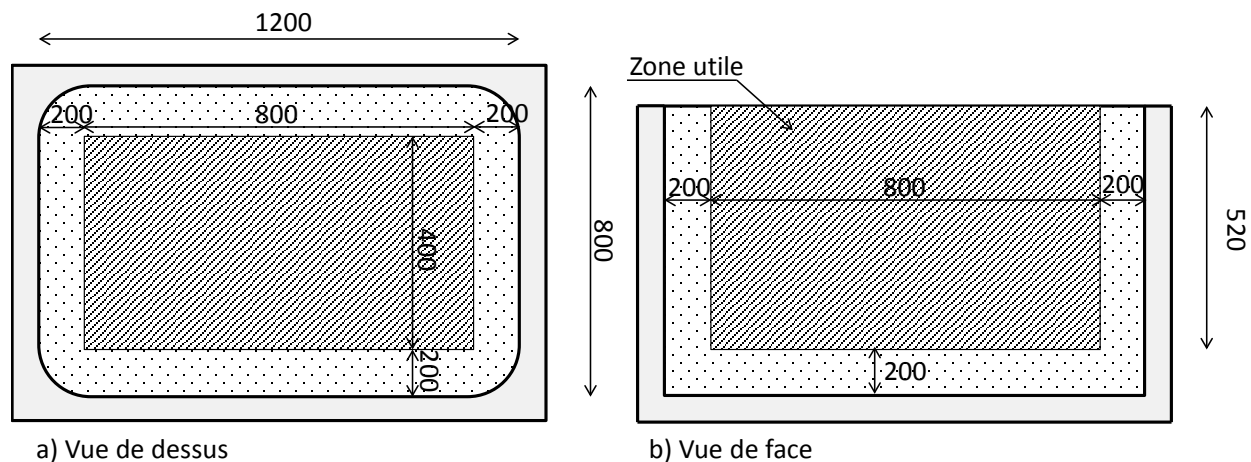


Figure 2-2. Vues d'un conteneur avec la zone utile pour les essais

Dans la zone utile où sont réalisés les essais de pieu et de jacket, la variation de densité est inférieure à $\pm 1,5\%$ (Blanc et Nivoche 2014). Après la préparation du massif de sol, des pieux sont installés partiellement ou sur la totalité de leur fiche (40 cm) à $1 \times g$ dans la zone utile. Le Tableau 2-4 résume le nombre des essais réalisés par conteneur.

Tableau 2-4. Tests réalisés par container

Conteneur	Nombre des pieux testés	Nombre des jackets testées
C1	5	-
C3	1	-
C4	-	1
C5	-	1
C6	3	-
C7	3	-

2.2.1.3 Essais CPT

Pour compléter la caractérisation du massif, des essais CPT ont été réalisés à 100×g. Le diamètre du cône utilisé pour ces essais est de 12 mm en échelle modèle (1200 mm en échelle prototype) et il a un angle en pointe de 60°. La Figure 2-3 montre les courbes de résistance de pointe en fonction de la profondeur de deux essais CPT. Les essais CPT1 et CPT2 ont été réalisés sur le conteneur C6 dans la zone utile. La réalisation des deux essais permet de valider les résultats par répétabilité. La profondeur maximale attendue pour ces essais est de 25,7 m (prototype) et la résistance de pointe obtenue à cette profondeur, est de 66,38 et 62,35 MPa pour CPT1 et CPT2 respectivement, cela correspond à 7% de différence.

Une approximation linéaire de ces résultats a été proposée, elle permet d'estimer la valeur de résistance de pointe à des profondeurs supérieures à 25,7 m donc, $q_c(z) = 2,7 z$ avec z en m et q_c en MPa/m. Avec cette approche, la résistance de pointe en pointe de pieu (40 m en échelle prototype) est de 108 MPa.

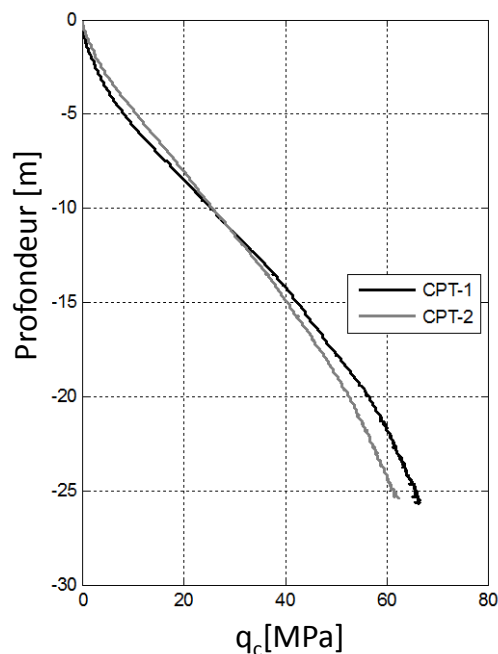


Figure 2-3. Essais CPT grandeurs prototypes (conteneur C6)

2.2.2 Pieux modèles

2.2.2.1 Pieux instrumentés

Le pieu modèle est un pieu cylindrique à pointe plate et fermée (ce choix relève de considérations purement pratiques) de diamètre 18 mm, de longueur 450 mm et de fiche 400 mm (Figure 2-4(a)). Ce pieu est instrumenté en pointe d'un capteur de force *Measurement Specialties XF3057* de capacité maximale en traction et compression de 25 kN. Le capteur de force se situe à 25 mm au-dessus de la pointe et fait 21 mm de long. Afin de laisser passer le câble d'alimentation et de mesure, la partie supérieure du pieu est constituée de trois tubes creux (de diamètre interne 5 mm) vissés les uns dans les autres d'une longueur totale de 404 mm. Les caractéristiques mécaniques des pieux sont présentées dans le Tableau 2-5.

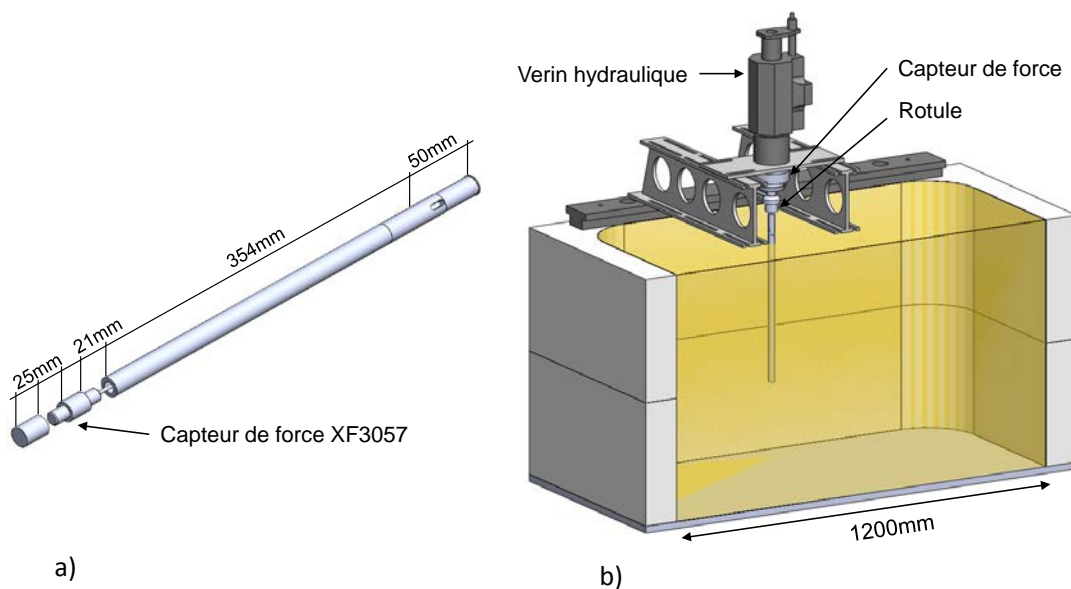


Figure 2-4. a) Pieu modèle; b) représentation schématique du montage pour l'étude des pieux isolés

Tableau 2-5. Caractéristiques géométriques du pieu

Paramètres	Values	Unités
Matériau	Aluminium	
Longueur totale, L	450	mm
Longueur de fiche, D	400	mm
Diamètre extérieur, B	18	mm
Diamètre intérieur, b	5	mm
Module de Young du matériau, E_p	$7,4 \times 10^4$	MN/m ²
Rigidité à la flexion, $E_p I_p$	$3,79 \times 10^4$	MNm ²

2.2.2.2 Etat de surface des pieux : rugosité

L'état de surface des pieux influence le contact sol-pieu et par voie de conséquence la capacité portante du pieu ainsi que son comportement à long terme vis-à-vis de sollicitations de type cyclique.

En effet, la mobilisation du cisaillement par frottement sur la surface latérale du pieu dépend de la rugosité de ce dernier.

La rugosité normalisée R_n est définie par l'équation (2-1) :

$$R_n = \frac{R_{max}}{d_{50}} \quad (2-1)$$

Avec d_{50} : diamètre moyen des grains du sol, R_{max} : profondeur des aspérités sur une longueur équivalente à d_{50} .

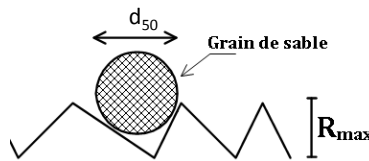


Figure 2-5. Définition de la rugosité à l'interface pieu et particule (Blanc & Nivoche 2014)

Selon Lings & Dietz (2005) :

- Interface lisse : $R_n < 0,02$ ou $R_a/d_{50} < 0,003$ (non dilatant)
- Interface rugueuse : $R_n > 0,5$ ou $R_a/d_{50} > 0,08$.

Avec R_a , la moyenne arithmétique de l'écart à la surface de référence.

Par exemple, sachant que pour le sable de Fontainebleau d_{50} est de 0,2 mm, pour assurer une rugosité normalisée $R_n = 1$, il faut que l'état de surface des pieux présente une valeur de $R_{max} = 0,2$ mm. Pour garantir ce type de rugosité, l'enveloppe des pieux modélisés doit être usinée avec une filière de 200 μm .

En adoptant un état de surface de type rugueux, la mobilisation de l'effort de cisaillement devient maximale et le plan de rupture se manifeste non pas au niveau de l'interface sol-pieu mais dans le sol environnant.

Dans le cadre de notre étude, des pieux usinés à 200 μm correspondant à une rugosité normalisée de $R_n = 1$ ont été utilisés.

2.2.3 Dispositif de chargement des pieux

2.2.3.1 Montage expérimental

L'application du chargement sur le pieu, aussi bien monotone que cyclique, se fait au moyen d'un servo-vérin hydraulique contrôlé par un tiroir de contrôle-commande MOOG ST003014-205

positionné dans l'axe de la centrifugeuse. Ce contrôleur est piloté depuis la salle de commande, permettant d'effectuer les différentes séquences de chargement à réaliser en cours d'essai.

Dans la configuration de l'essai, le vérin est positionné verticalement au-dessus du pieu Figure 2-4(b). Il est fixé sur une bi-poutre rigide, elle-même posée sur des plats martyrs vissés sur les bords longitudinaux du conteneur. L'ensemble est fixé rigidement par des pinces de serrage (non représentées) pour reprendre les efforts de poussée. Vu les possibilités de réglage, l'ensemble de vérinage peut être déplacé rapidement d'un emplacement à l'autre sans modifier fondamentalement le dispositif.

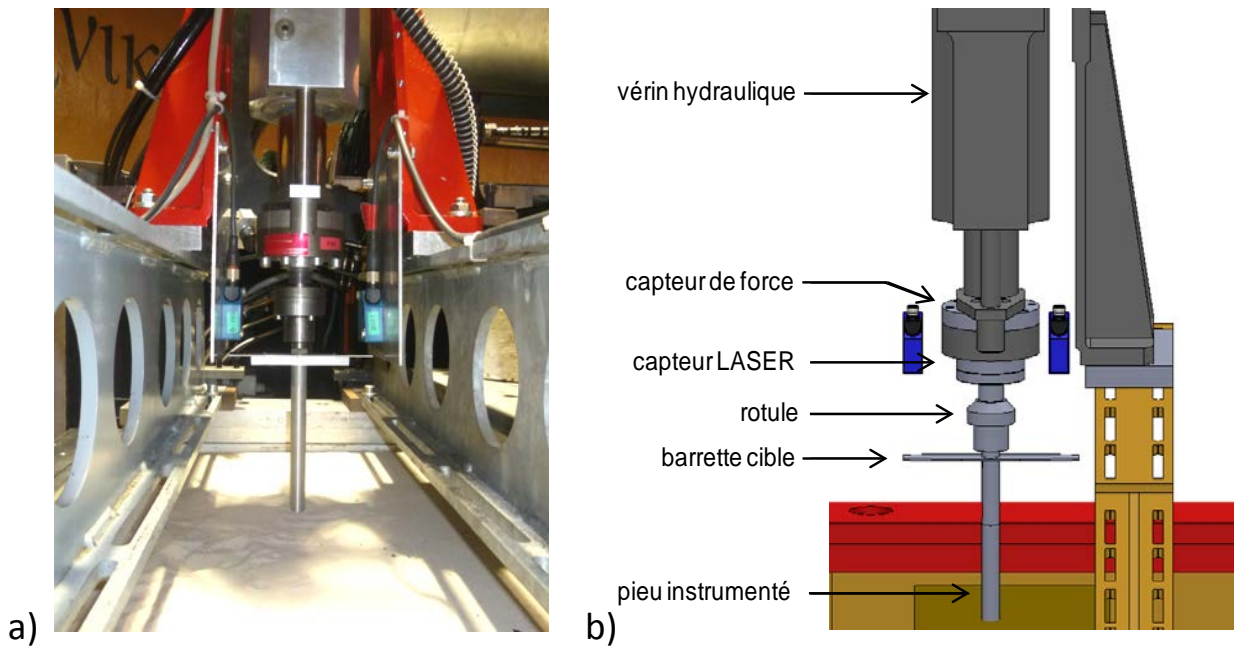


Figure 2-6. Liaison entre le vérin et le pieu: a) photo et b) représentation schématique (Blanc et Nivoche 2014)

La liaison vérin - modèle (Figure 2-6) est faite au moyen d'un filetage à l'intérieur de la tête du pieu. Entre la base du piston du vérin et le pieu sont intercalés, du haut vers le bas, un capteur de force et une pièce de liaison rotulée. Le montage mécanique spécifique, sous-jacent à la cellule de force, est conçu pour autoriser une articulation rotulée sans déplacement axial au droit de la liaison vérin-pieu. Ce principe de montage fait que le capteur reprend le poids propre du système mécanique pendant les phases de montée en accélération, élément pour lequel une correction est appliquée (§ 2.3.1.1.2). Associé à la rotule par un système d'écrou et contre-écrou, une barrette disposée horizontalement est positionnée sur la tête du pieu. Des cibles sont collées sur la face plane de la barrette, plan qui définit la référence des capteurs laser de déplacement verticaux.

2.2.3.2 Instrumentation

L'instrumentation consiste essentiellement à mesurer des forces et des déplacements :

Les capteurs d'efforts verticaux :

- i. La cellule de force de marque FGP (répertoriée sous la nomenclature F34 dans le parc interne au laboratoire GERS-GMG) a été choisie en fonction de la plage de mesure attendue et de son utilisation possible aussi bien en traction qu'en compression : sa capacité est de ± 25 kN ;
- ii. Le capteur de force en pointe du pieu (§2.2.2.1).

Un capteur de déplacement est utilisé :

- i. Un capteur de déplacement magnétostrictif de la compagnie TWK (MAGNOSENS MSE 1/300 S 010 – 1 E 01), externe au vérin, contrôle les mouvements du piston du vérin (asservissement en déplacement). Ce capteur a une étendue de mesure de 300 mm et une précision de 10 μ m. Il est utilisé pour mesurer le déplacement du pieu.

2.2.4 Structure jacket

Une structure jacket avec quatre pieux a été utilisée lors de la campagne expérimentale. Elle est composée d'une structure en treillis d'une hauteur de 620 mm posée sur une plateforme carrée qui permet de lier les quatre pieux. Le tout est réalisé en aluminium. La plateforme a une dimension de 250×250 mm².

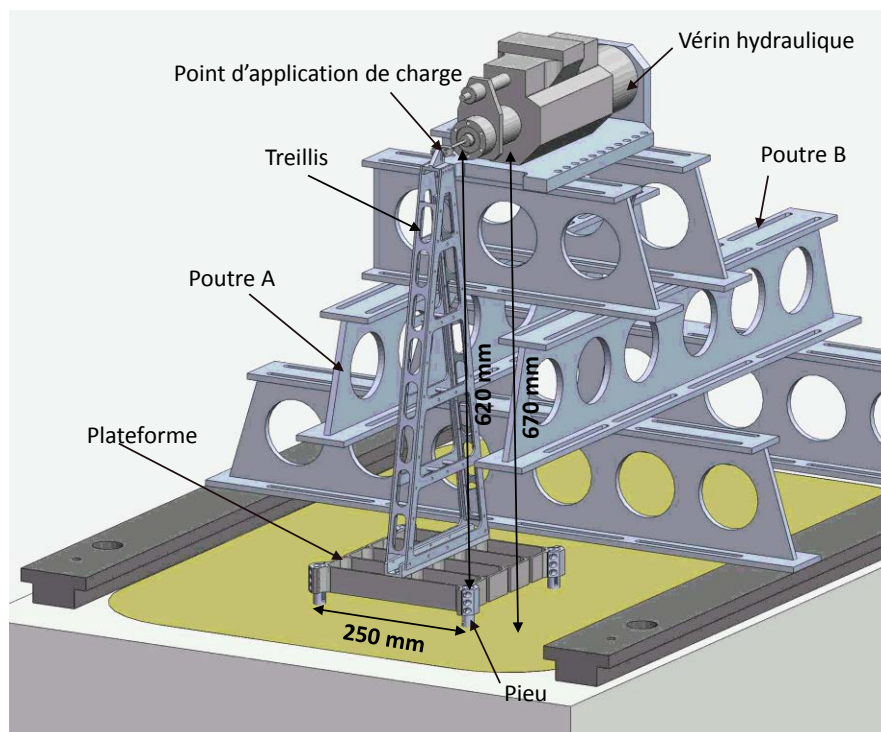


Figure 2-7. Représentation schématique du montage pour l'étude de la structure jacket

Les pieux utilisés pour les essais de structure jacket ont les mêmes caractéristiques que les pieux présentés dans la section §2.2.2. Un effort horizontal est appliqué en haut du treillis, à 670 mm du

niveau du sol. Cet effort est transféré à la plateforme, entraînant des charges latérales et axiales, ainsi que des efforts de flexion. En raison de la rigidité de la plateforme, l'effort le plus important est transmis sous forme d'effort axial : cela a aussi été vérifié numériquement (§2.3.2.3.1). Dans l'étude de ce type de structure, il n'était pas possible d'utiliser des capteurs d'efforts (force et moment) en tête de chacun des pieux car cela, aurait alourdi considérablement la structure.

Deux configurations d'essai ont été étudiées :

- i. position à 0° : cela correspond à la configuration présentée sur la Figure 2-7, la charge latérale appliquée est distribuée sur les quatre pieux sous la forme d'effort de compression et traction ;
- ii. position à 45° : dans ce cas le treillis est positionné sur la diagonale de la plateforme, la charge latérale appliquée est distribuée principalement sur les deux pieux positionnés sur la diagonale du treillis.

La masse de la sous-structure (treillis et plateforme ensemble) pour une position de 0° et 45° est de respectivement 2,12 et 2,18 kg (pour pouvoir positionner le treillis à 45° sur la plateforme une pièce supplémentaire a été utilisée).

2.2.5 Dispositif de chargement de la structure jacket

2.2.5.1 Montage expérimental

L'application du chargement, aussi bien monotone que cyclique, sur la structure jacket se fait en utilisant le servo-vérin hydraulique présenté dans la section §2.2.3.1.

Dans la configuration de l'essai, le vérin est positionné horizontalement face au sommet du treillis (Figure 2-7). Il est fixé sur un empilement de bi-poutres rigides, lui-même posé sur des plats martyrs vissés sur les bords longitudinaux du conteneur. L'ensemble est fixé rigidement par des pinces de serrage pour reprendre les efforts de poussée.

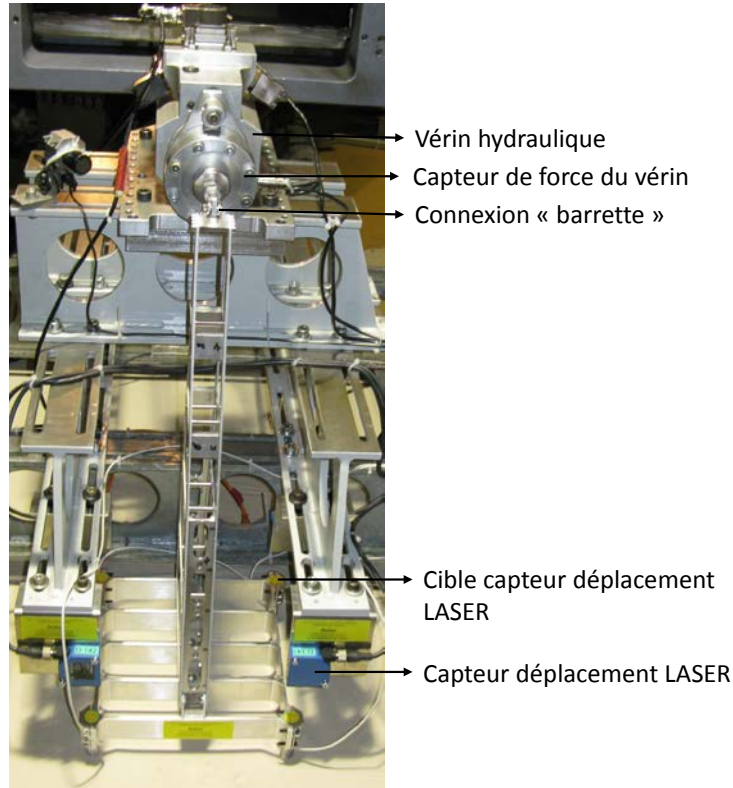


Figure 2-8. Liaison structure jacket-vérin

La liaison entre le vérin et la structure est réalisée par une connexion « barrette ». Ce dispositif transmet les efforts horizontaux, sans appliquer de moment parasite ou sans venir entraver le bon déplacement de la structure.

Les quatre pieux utilisés sont équipés d'un capteur de force positionné proche de la pointe, à 46 mm (§2.2.2.1). Aucun capteur ne mesure l'effort axial transféré en tête de pieux par la sous-structure, c'est pourquoi, pour calculer cet effort, l'ensemble de la structure jacket a été modélisé en utilisant un logiciel de CAD 3D (§2.3.2.3.1).

2.2.5.2 Instrumentation

L'instrumentation consiste essentiellement à mesurer des forces et des déplacements :

Les capteurs de force :

- i. La force latérale appliquée au sommet de la structure est mesurée à l'aide de la cellule de force de marque FGP (répertoriée F58) qui a été choisie en fonction de la plage de mesure attendue et de son utilisation possible : sa capacité est de 5 kN ;
- ii. Les pieux utilisés sont équipés de capteurs de force en pointe (§2.2.2.1) ;

Les capteurs de déplacement sont placés de la façon suivante :

- i. La mesure du déplacement horizontal au sommet de la structure est obtenue à l'aide du capteur de déplacement magnétostrictif présenté dans la section §2.2.3.2 ;
- ii. La mesure du déplacement vertical des pieux est assurée par quatre autres capteurs lasers WENGLOR d'étendue de mesure 120 mm, entre 40 et 160 mm, montés sur la poutre b de la Figure 2-7. Les spots lumineux des capteurs lasers sont pointés sur les cibles collées sur la partie supérieure de chaque pieu (Figure 2-8).

Tableau 2-6. Résumé des capteurs utilisés

Type de capteur	Localisation	Essai	Nomenclature	Capacité
Force	Vérin	Pieu isolé	F34	±25 kN
Force	Pointe des pieux	Pieu isolé et jacket	F101/2/3/4/5/6/7	±25 kN
Force	Vérin	Jacket	F58	±5 kN
Déplacement	Vérin	Pieu isolé et jacket	DSV1	300 mm ± 10µm
Déplacement	Poutre (tête de pieu)	jacket	D116/7, D136/9, D140/1/2	120 mm± 20µm

2.3 Campagne expérimentale

2.3.1 Protocole expérimental

2.3.1.1 Pieux isolés

2.3.1.1.1 Installation des pieux

Une fois le massif de sol préparé (§2.2.1.2), les pieux sont installés dans le conteneur. Les pieux utilisés dans le domaine offshore sont souvent installés par battage mais, vu les moyens expérimentaux disponibles, la mise en place de pieux battus n'est pas envisageable en vol.

Deux méthodes d'installation ont été utilisées pour l'étude des pieux sous chargement monotone :

- i. pieux foncés à 1×g sur toute leur fiche (400 mm). Ils s'apparentent à des pieux moulés ou forés;
- ii. pieux pré-foncés à 1×g sur 300 ou 350 mm puis fonçage sur 50 à 100 mm à 100×g. Le fonçage à 100×g du pieu se rapproche des méthodes utilisées in-situ (pieu vériné).

Les pieux soumis à des chargements cycliques ont été foncés entièrement à 1×g.

Pour l'installation à 1×g, le vérin est positionné à 600 mm à la verticale du futur emplacement du pieu grâce à un empilement de bi-poutres (Figure 2-9). Le pieu est pincé dans le casque de fonçage lui-même fixé à une tige couissant librement à l'intérieur du vérin. L'ensemble pieu-vérin-tige descend à une vitesse de 0.1 mm/s jusqu'à la profondeur souhaitée, en une ou deux phases selon les cas :

- i. Le vérin appuie sur le casque et l'ensemble pieu-vérin-tige descend à une vitesse de 0.1 mm/s. Le pieu est alors foncé à $1\times g$ sur une hauteur de 400, 350 ou 300 mm en fonction de type d'essais à réaliser.
- ii. L'accélération augmente de $1\times g$ à $100\times g$ et le vérin est utilisé pour atteindre la fiche finale pour les pieux avec une fiche inférieure à 400 mm.

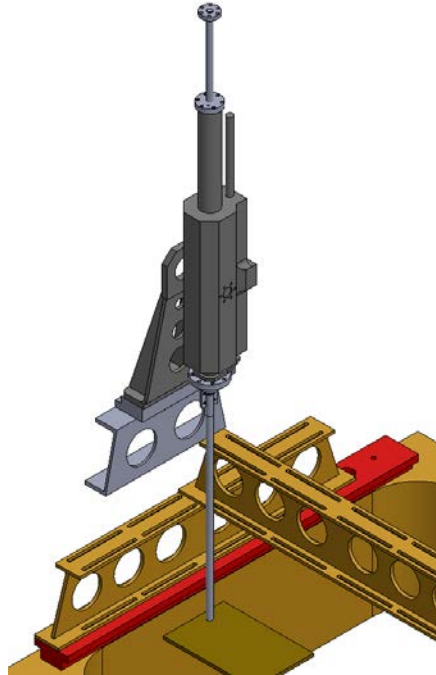


Figure 2-9. Représentation schématique du fonçage à $1\times g$

Le fonçage des pieux à $100\times g$ est réalisé après la phase de pré-conditionnement du massif (§2.3.1.1.2). Le montage expérimental pour finir l'installation de la fondation correspond à celui de la phase de chargement. Cette phase de fonçage peut être considérée comme un essai de pieu isolé soumis à la compression avec une fiche égale à la hauteur de pré-fonçage atteinte à $1\times g$.

2.3.1.1.2 Phase de pré-conditionnement du massif

Avant le chargement des pieux, le massif de sable subit un processus de stabilisation en centrifugeuse. Ceci consiste à soumettre le massif à trois cycles de montée en g du massif, de $1\times g$ à $100\times g$. Un cycle consiste en une montée en g du massif jusqu'à un palier maintenu pendant trois minutes avant de redescendre à $1\times g$.

Cette procédure optimise la stabilité du réarrangement des grains de sable soumis à l'accélération centrifuge et gomme les imperfections préparatoires éventuelles de la phase de pluviométrie.

Lors de cette phase, pour l'étude des pieux isolés, le pieu n'est pas solidarisé au dispositif de chargement, ce qui permet de quantifier, pendant la montée en accélération, par paliers de $10\times g$,

l'équivalent de la force générée par la masse de l'équipage mobile (1,33 kg à $1 \times g$) qui assure la liaison entre le dispositif de chargement et le pieu fiché dans le sol. Cette information est donnée par le capteur de force F_{34} placé sous le vérin.

Après les trois cycles de montée en accélération, le pieu est définitivement solidarisé au dispositif de chargement.

Pendant la montée en g , les poutres fléchissent et le vérin appuie sur la tête du pieu : pour éviter l'application d'une force de compression, une correction est réalisée. Une force égale à celle mesurée pendant les cycles de pré-conditionnement est appliquée à travers le servo-vérin de façon à garder le pieu non-chargé : le Tableau 2-7 présente le chargement nécessaire à appliquer par palier de $10 \times g$. Les efforts parasites au cours de la montée en accélération sont alors corrigés et l'on garantit une non-sollicitation du pieu (ou un minimum) avant d'appliquer le chargement lui-même. La phase de conditionnement est pratiquée pour chaque conteneur et la procédure de correction est conduite identiquement pour chaque essai de pieu isolé.

Tableau 2-7. Valeurs de correction d'effort pour chaque palier

Niveau de g	Correction F_{34} [N]
1	0
10	-105,7
20	-223,5
30	-341,3
40	-456,1
50	-570,9
60	-688,7
70	-803,5
80	-918,3
90	-1039,0
100	-1154,0

Pendant la montée en g , un tassement différentiel du sol et de la fondation se produit. Cette différence de déplacement induit des frottements positifs et négatifs sur la surface d'interaction entre le fut et le sol qui sont en partie mesurés par le capteur installé en pointe du pieu (§2.2.2.1).

2.3.1.1.3 Chargement

Chargement monotone

Pour caractériser le comportement d'un pieu sous chargement axial cyclique, il est d'abord nécessaire d'étudier son comportement sous chargement axial monotone. La capacité portante du pieu en traction et en compression, R_t et R_c doit ainsi être déterminée.

Ces essais de chargement monotone sont pilotés en déplacement à une vitesse de 1 mm/s (échelle modèle). Il existe deux critères pour déterminer la fin de l'essai :

- i. Critère de déplacement : le déplacement vertical du pieu atteint 10% du diamètre du pieu, ici 1,8 mm (échelle modèle) ;
- ii. Rupture physique : jusqu'à la rupture physique du sol, exemple : départ du pieu en traction.

Chargement cyclique

Le programme expérimental des pieux sous chargement cyclique est déterminé à partir des résultats obtenus lors des essais monotones.

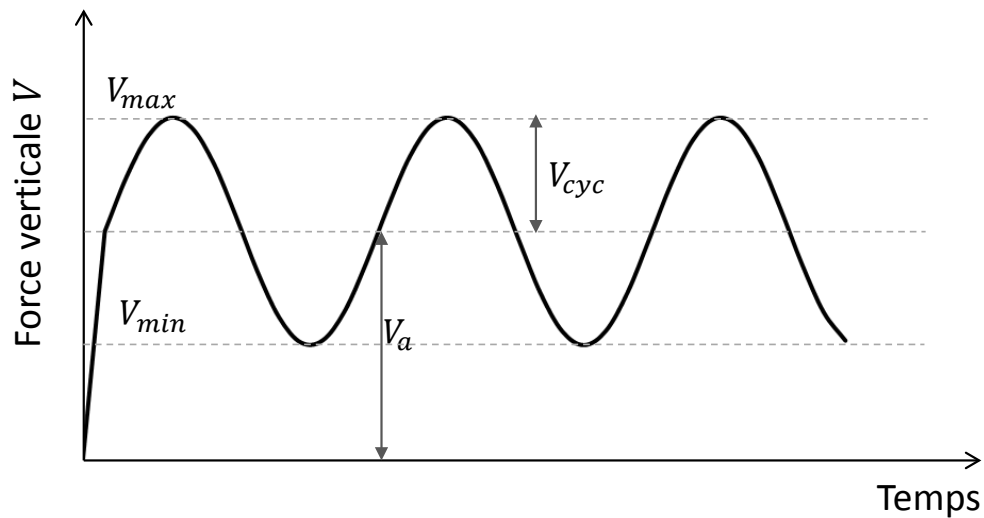


Figure 2-10. Schéma du chargement axial cyclique

Pour exécuter les essais cycliques, le vérin hydraulique est asservi en force après la montée en g. Le principe d'un essai cyclique est donné par la Figure 2-10 où on distingue deux phases :

- i. La première correspond à une rampe linéaire, pilotée en force jusqu'à atteindre la valeur moyenne cyclique V_a . La vitesse d'accroissement de la force est la même que celle utilisée lors des essais statiques (1 mm/s). Ce choix de vitesse est suffisamment faible pour ne pas induire d'effet dynamique sur le pieu ;
- ii. Puis, une variation sinusoidale de l'effort à une fréquence de 0,1 Hz est appliquée. L'effort cyclique oscille entre deux efforts, maximal V_{max} et minimal V_{min} qui définissent la demi-amplitude V_{cyc} .

La valeur moyenne du chargement cyclique V_a et l'amplitude du cycle V_{cyc} doivent être telles que la valeur de l'effort maximal et minimal (V_{max} et V_{min}) ne dépassent pas la capacité à la compression et à la traction du pieu. Pour les essais cycliques, les critères d'arrêt d'un essai sont soit un critère de rupture physique, soit l'essai est arrêté au bout de 1500 cycles (critère conventionnel dit « 1500 »).

2.3.1.2 Structure jacket

2.3.1.2.1 Installation des pieux

La structure jacket est composée de quatre pieux reliés par une plateforme carrée, la distance entre eux est de 250 mm (échelle modèle).

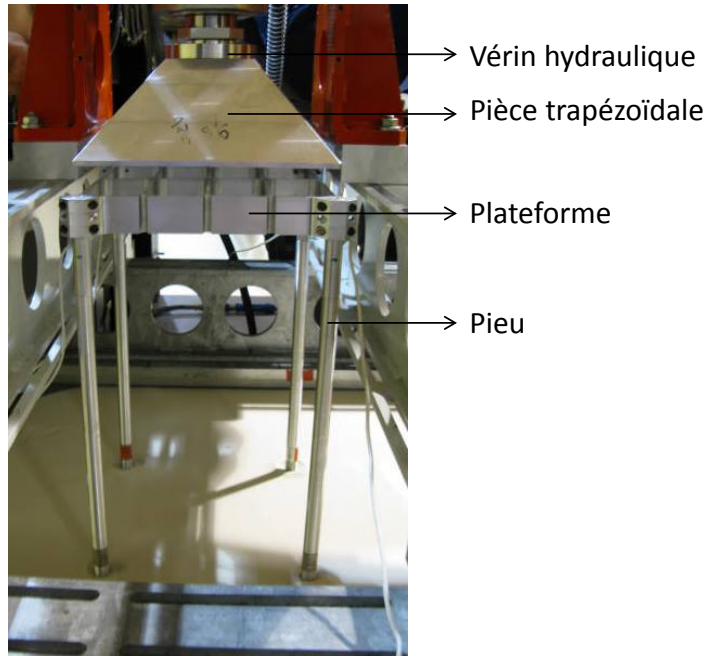


Figure 2-11. Dispositif de fonçage des pieux de la structure jacket

Les quatre pieux sont foncés à $1\times g$ simultanément grâce à la plateforme. La Figure 2-11 montre le montage utilisé pour l'installation. Le vérin est positionné à 600 mm à la verticale du futur emplacement des pieux grâce à un empilement de bi-poutres. Une pièce trapézoïdale (une pyramide tronquée) transmet les efforts entre la plateforme et le vérin. Pour assurer un fonçage uniforme des pieux la pièce trapézoïdale fait d'abord contact avec la plateforme, puis le vérin descend à une vitesse de 1mm/s sur 400 mm (totalité de la fiche).

Après l'installation des pieux, la structure en treillis est installée sur la plateforme et le montage expérimental présenté dans la section §2.2.5.1 est réalisé.

2.3.1.2.2 Phase de pré-conditionnement

Après le fonçage des pieux et l'installation de la structure en treillis (Figure 2-8), le massif de sol est stabilisé. Trois cycles de montée en g , de 1 à $100\times g$ (par paliers de $10\times g$) sont appliqués comme décrit dans la section §2.3.1.1.2.

Lors de cette phase, la structure est solidarisée au dispositif de chargement, ce qui permet de réaliser le test directement après le troisième cycle de montée en g (sans arrêter la centrifugeuse). Pour la réalisation de cet essai, le dispositif de chargement est monté à l'horizontal. Par conséquent et pendant l'augmentation de l'accélération, aucun effort n'est transmis à la structure treillis par le

dispositif de chargement. A la différence des essais sur les pieux isolés, aucune correction n'est nécessaire sur le capteur F_{34} .

Pendant la montée en g, le tassement des pieux de jacket est supérieur à celui des pieux isolés en raison du poids de la sous-structure.

2.3.1.2.3 Chargement

La structure jacket a été testée sous chargement cyclique latéral, caractérisé par les valeurs maximale et minimale du chargement cyclique H_{max} et H_{min} respectivement.

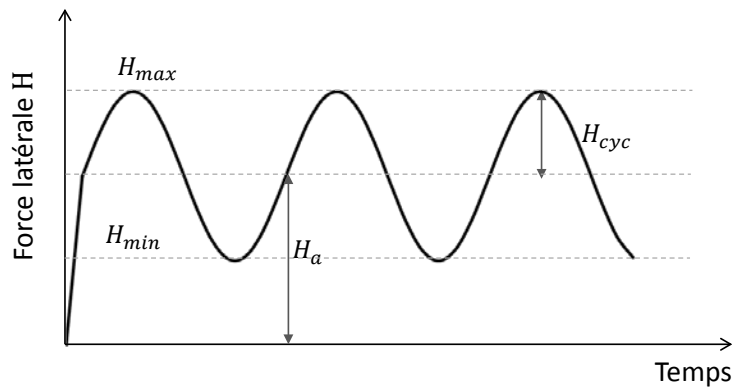


Figure 2-12. Schéma du chargement latéral cyclique

Pour réaliser les essais cycliques, le vérin hydraulique est asservi en force après la montée en g. Le principe d'un essai cyclique est donné par la Figure 2-12 où l'on distingue deux phases avec les mêmes caractéristiques que celles présentées dans la section §2.3.1.1.3 : d'abord une rampe pour atteindre la valeur H_a puis des cycles de chargement d'une demi-amplitude H_{cyc} à une fréquence de 0,1 Hz.

La valeur moyenne du chargement cyclique H_a et l'amplitude H_{cyc} sont choisies en fonction de la valeur de l'effort cyclique axial V_{max} et V_{min} qui sera transmis aux pieux. Des cas de chargement appliqué sur des pieux isolés seront reproduits sur les pieux de la structure jacket. Le critère de rupture physique ou celui dit « 1500 » (cycles) sont considérés pour définir la fin de l'essai.

2.3.2 Exploitation des résultats

2.3.2.1 Pieux sous charge monotone

2.3.2.1.1 Programme expérimental

Le Tableau 2-8 résume le programme expérimental mené pour étudier le comportement des pieux isolés sous charge axiale monotone. Six pieux ont été testés à $100 \times g$:

- Trois pieux ont été installés à 1×g, deux ont été testés en compression (MC1 et MC2) et un en traction (ME1).
- Deux pieux ont été installés partiellement à 1×g sur 300 mm et ils ont atteint leur fiche de 400 mm à 100×g. Un des pieux a été soumis à la compression (DC1) et l'autre à la traction (DE1).
- Un pieu a été pré-foncé à 1×g sur 350 mm puis fini de foncer à 100×g. Il a été soumis à un effort de compression (DC2).

Tableau 2-8. Programme expérimental des pieux sous charge axiale monotone (échelle modèle)

Test	Méthode de mise en place	Profondeur installé à 100×g [mm]	Cas de chargement
MC1	Pré-fonçage à 1×g	-	Compression
MC2	Pré-fonçage à 1×g	-	Compression
ME1	Pré-fonçage à 1×g	-	Traction
DC1	Fonçage à 100×g	300 à 400	Compression
DC2	Fonçage à 100×g	350 à 400	Compression
DE1	Fonçage à 100×g	300 à 400	Traction

2.3.2.1.2 Méthode de traitement des données

Avant de pouvoir exploiter et analyser les données, les résultats bruts doivent être corrigés.

Détermination de la résistance caractéristique à partir de l'effort en tête V

Les résultats des essais monotones sont présentés en termes de force verticale V appliquée en tête de pieu en fonction du tassement (cas d'un chargement de compression) ou du soulèvement (cas d'un chargement de traction). Ces courbes permettent de déterminer la capacité portante du pieu en compression R_c et en traction R_t .

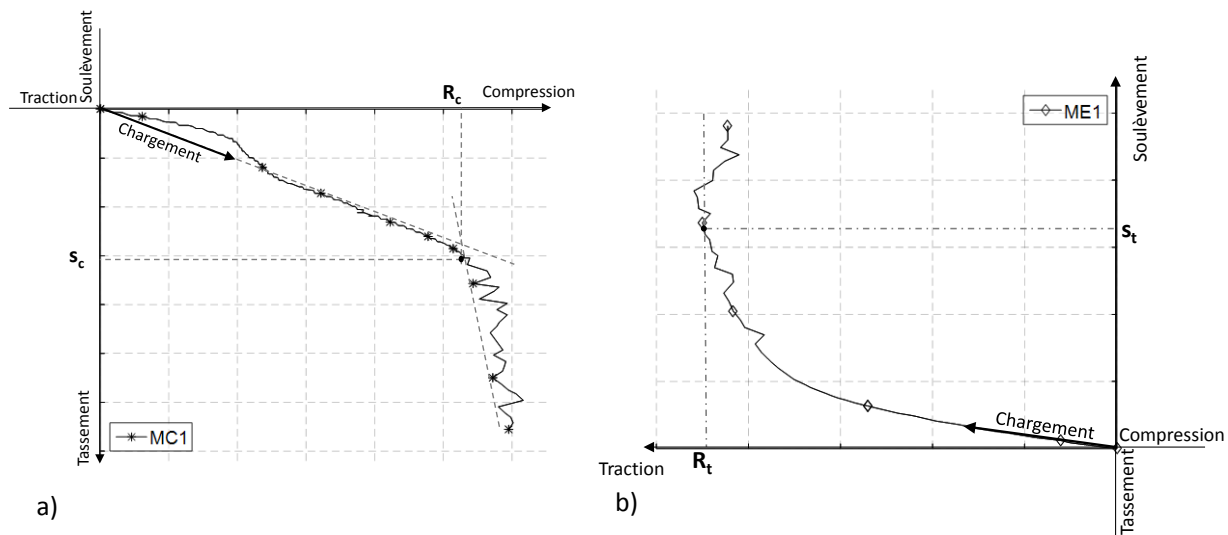


Figure 2-13. Schéma d'essai monotone : déplacement vs force en tête a) compression et b) traction

La Figure 2-13(a) montre l'allure typique d'un essai de compression. Pour déterminer R_c , la méthode de la double pente est appliquée (Blanc et al. 2015). Une nette rupture de pente est présente sur la courbe effort/déplacement, l'intersection des tangentes aux deux parties de la courbe permet d'identifier la résistance caractéristique en compression R_c . La Figure 2-13(b) correspond au schéma d'un essai de traction monotone. On observe une variation non-linéaire de l'effort au cours du temps jusqu'à atteindre un pic qui correspond à la valeur de la résistance caractéristique de traction R_t . Le tassement ou le soulèvement correspondant aux résistances ultimes caractéristiques des pieux sont notés respectivement s_c et s_t .

Détermination de l'effort de pointe V_b et du frottement V_s

Pour comprendre l'interaction entre le sol et le pieu, il est nécessaire de comprendre comment les efforts axiaux appliqués en tête de pieu (V) sont transmis au sol. Les efforts résistants sont le frottement du sable sur le fut et la résistance de pointe (Figure 2-14). Pour quantifier les efforts de pointe (V_b) et de frottement (V_s), il est nécessaire d'exploiter les données d'essai obtenues par le capteur de force situé proche de la pointe du pieu et le capteur de force du vérin (§2.2.3.2).

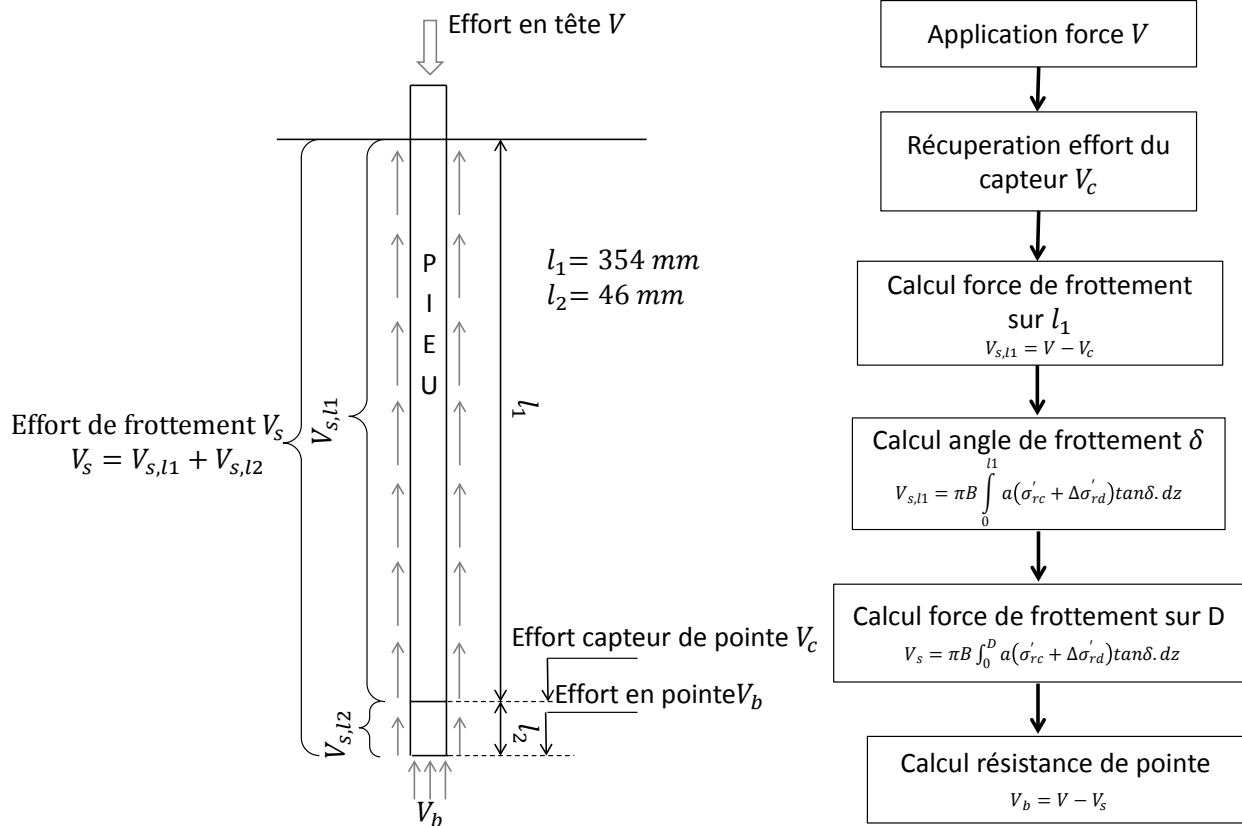


Figure 2-14. Schéma de représentation de résistance d'un pieu (échelle modèle) et de l'identification des effets

L'effort V_c donné par le capteur de pointe correspond à la somme de la résistance en pointe V_b et le frottement $V_{s,l2}$ développé sur la longueur l_2 (distance entre la position du capteur de force et la pointe du pieu). Pour pouvoir déterminer V_s et V_b l'étude est divisée en deux parties et l'angle d'interface sol-pieu doit être déterminé :

- Le pieu est considéré d'une longueur l_1 donc, $V_{b,l1} = V_c$. La différence entre V et V_c permet d'obtenir $V_{s,l1}$. A l'aide d'une méthode analytique utilisée pour déterminer la valeur de résistance par frottement d'un pieu, l'angle de frottement d'interface sol-pieu δ est obtenu.
- L'angle de frottement d'interface est supposé constant sur toute la longueur du pieu, il permet de calculer la valeur $V_{s,l2}$. Finalement, l'effort en pointe et l'effort de frottement peuvent être calculés, $V_s = V_{s,l1} + V_{s,l2}$ et $V = V_b + V_s$.

La méthode analytique utilisée pour déterminer δ prend en compte l'état des contraintes radiales autour du pieu. La méthode la plus couramment utilisée pour déterminer les contraintes radiales est la méthode K_0 mais Blanc & Nivoche (2014) ont montré que cette méthode n'est pas adaptée aux essais de pieux en centrifugeuse. Dans leur rapport, il est montré que la méthode issue de l'essai CPT, appelée ICP-05 (Jardine et al. 2005) et développée pour les pieux battus, permet d'obtenir des efforts de frottement V_s bien représentés par le critère de rupture de Mohr-Coulomb.

Angle d'interface sol-pieu

Pour déterminer l'angle d'interface δ entre le sol et le pieu (en fait il s'agit de l'angle d'interface à volume constant δ_{cv}), la méthode ICP-05 est donc utilisée. L'équation (2-2) permettant de calculer l'effort repris par frottement sur la longueur l_1 (Figure 2-14) est :

$$V_{s,l1} = \pi B \int_0^{l1} a(\sigma'_{rc} + \Delta\sigma'_{rd}) \tan \delta \cdot dz \quad (2-2)$$

$$\sigma'_{rc}(z) = \frac{q_c(z)}{34} \left(\frac{h'}{B/2} \right)^{-0,38} \left(\frac{\sigma'_{v0}(z)}{P_a} \right)^{0,13} \quad \text{et} \quad \Delta\sigma'_{rd} = \frac{2G}{B/2} \delta h \quad (2-3)$$

Avec :

$\sigma'_{rc}(z)$: contrainte radiale effective post-installation (MPa) ;

$\Delta\sigma'_{rd}$: variation de la contrainte radiale effective due au chargement (MPa) ;

δ : angle de frottement d'interface sol-pieu (°) ;

a : coefficient en fonction de type de chargement, compression= 1 et traction=0,8 ;

B : diamètre de pieu (m) ;

$q_c(z)$: résistance de pénétration de pointe (résultat d'essai CPT) (MPa) ;

P_a : pression atmosphérique (MPa) ;

h' : distance depuis la pointe de pieu (m) ;

$\sigma'_{v0}(z)$: contrainte verticale effective du sol avant la mise en place du pieu (MPa) ;

G : module de cisaillement du sol (MPa) ;

δh : déplacement perpendiculaire au plan de cisaillement, estimé à 2×10^{-5} (m).

Grâce à la combinaison des équations (2-2) et (2-3), l'angle d'interface δ est obtenu. L'équation (2-3) montre que la contrainte radiale à une profondeur z est proportionnelle à la valeur de la résistance de pointe q_c à cette même profondeur. Les résultats mesurés ont été comparés avec des essais CPT provenant des différentes centrifugeuses et publiés par Gui et al. (1999). Finalement, la courbe de résistance de pénétration de pointe en fonction de la profondeur a été approchée par une droite $q_c(z) = 2,7z$ en MPa/m (z correspond à la profondeur du sol en m).

Pour obtenir $V_{s,l2}$ les équations (2-2) et (2-3) sont utilisées avec la valeur trouvée pour δ . La limite d'intégration supérieure correspond à l_2 et la limite inférieure est l_1 . Cela permet d'obtenir V_s et V_b .

2.3.2.2 Pieux sous charge cyclique

2.3.2.2.1 Programme expérimental

Le Tableau 2-9 présente le programme expérimental mené pour étudier le comportement des pieux sous chargement axial cyclique. Les valeurs V_{max} et V_{min} sont exprimées en pourcentage des valeurs moyennes de la capacité portante en traction et compression (R_t et R_c), qui seront précisées ultérieurement.

Tableau 2-9. Programme expérimental des pieux sous chargement cyclique

Essai	Type de chargement	V_{max}/R_c	V_{min}/R_t
COW1	One-way (répété)	0	0.56
COW2	One-way	0	0.84
COW3	One-way	0	0.93
CTW1	Two-way (alterné)	0.06	0.45
CTW2	Two-way	0.32	0.22
CTW3	Two-way	0.51	0.36

Deux types d'essais sont réalisés :

- Essai de type one-way (répété) en traction ou de traction pure : $V_{max} \leq 0$ et $R_t < V_{min} < 0$ (COW1, COW2 et COW3) ;
- Essai de type two-ways ou de chargement alterné de traction et compression : $0 < V_{max} < R_c$ et $R_t < V_{min} < 0$ (CTW1, CTW2 et CTW3). Ce type d'essai est plus représentatif des efforts auxquels est soumis un pieu d'une structure jacket en milieu offshore. Il est aussi le plus agressif en termes de dégradation de la capacité axiale des pieux.

L'essai CTW1 correspond à un chargement d'un pieu estimé à partir de simulations d'une structure jacket offshore simulée numériquement, avec un modèle aéro-hydro-élastique d'une structure jacket réalisé par INNOSEA (2014). Le modèle a la même hauteur que la structure jacket utilisée pour la campagne expérimentale et la même distance entre les pieux, le tout en échelle prototype (hauteur de 67 m et une distance de 25 m entre les pieux). Les fondations sont considérées encastées à la surface du sol et le mat avec une turbine de 5MW a été pris en compte. Des efforts de vent, de houle ainsi que des efforts dus à la turbine ont été considérés. Différentes combinaisons de charges ont été appliquées puis, l'enveloppe des efforts axiaux en tête des pieux a été identifiée. Les valeurs des efforts verticaux maximal et minimal obtenues correspondent aux valeurs V_{max} et V_{min} du cas de chargement CWT1. L'amplitude des efforts appliqués pendant les essais CWT2 et CWT3 est respectivement de 5 et 8 fois supérieure au cas de chargement CWT1.

2.3.2.2.2 Méthode de traitement des données

Diagramme de stabilité des pieux

Les résultats obtenus lors des essais cycliques sont traités de la même façon que pour le cas des essais monotones (§2.3.2.1.2) à la différence près que la rupture peut être atteinte pour un nombre de cycles N fini.

La quantité des cycles appliqués sur le pieu permet de construire le diagramme de stabilité du pieu (Poulos 1988). Ce diagramme aide à analyser la réponse du pieu soumis à des actions cycliques axiales et d'en évaluer son comportement en fonction de la combinaison du chargement moyen et de l'amplitude et en fonction du nombre de cycles.

Le projet SOLCYP (Delimi et Puech 2016; Khemakhem-Ben Amor et al. 2016) a montré que dans les sables, l'étendue de la zone stable était relativement faible (limitée à un domaine défini par un seuil correspondant à $V_{cyc}/R_c < 0,15$ environ).

2.3.2.3 Structure jacket sous chargement latéral

2.3.2.3.1 Programme expérimental

Une structure jacket soumise à un effort latéral transfère cet effort aux pieux principalement sous la forme d'un chargement axial. Néanmoins, l'intensité de la charge sur le pieu dépend de l'orientation de la sollicitation par rapport à la configuration des pieux. Pour cela, deux configurations d'essai ont été expérimentées (Figure 2-15): a) essai à 0° (JC00) pour lequel la force horizontale H (appliquée au sommet de la structure jacket) est transmise aux quatre pieux induisant d'une force axiale/verticale V et b) configuration à 45° (JC45) pour laquelle les pieux installés sur la diagonale de la plateforme (P1 et P3) reprennent l'effort axial/vertical V occasionné par l'effort horizontal H .

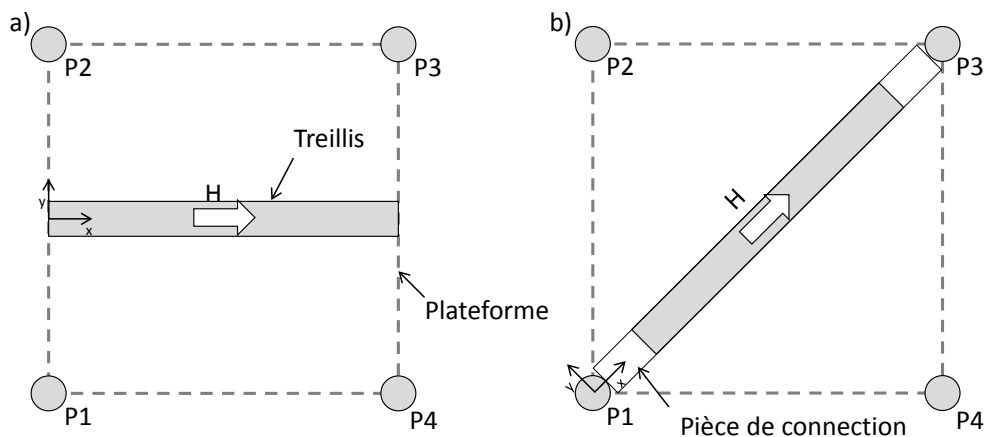


Figure 2-15. Schéma de configuration d'essai de structure jacket: a) 0° et b) 45°

Tableau 2-10. Programme expérimental structure jacket

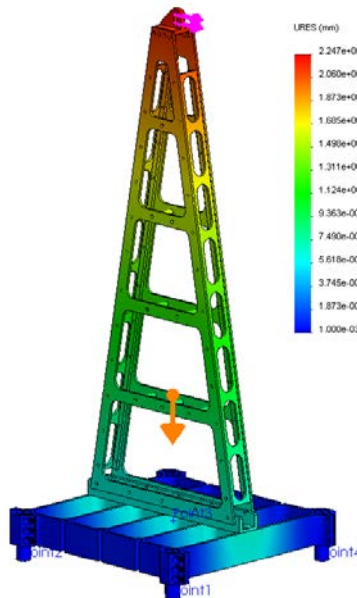
Essai	Type de chargement	H_a/R_c	H_{cyc}/R_c	H_{max}/R_c	H_{min}/R_c
JC00	Cyclique	0,027	0,027	0,053	0
JC45(a)	Cyclique	0,027	0,027	0,053	0
JC45(b)	Cyclique	0,053	0,053	0,106	0

Les différents cas de chargements imposés sur la structure sont résumés dans le Tableau 2-10 : les efforts cycliques sont normalisés par la capacité portante en compression R_c d'un pieu de jacket isolé. L'essai JC00 reproduit sur les pieux en traction (P1 et P2) le cas de chargement CTW1 étudié sur un pieu isolé. Le cas JC45 est divisé en deux phases, d'abord le chargement JC45(a) est appliqué puis la structure est soumise au cas de chargement JC45(b). La force horizontale appliquée pendant les essais JC45(a) et JC00 a la même amplitude. Elle a été doublée pour l'essai JC45(b).

2.3.2.3.2 Méthode de traitement des données

Force axiale en tête de pieu

Pendant chaque test, les pieux sont soumis à une compression due au poids de la sous-structure (plateforme et treillis) puis un effort latéral est appliqué au sommet de la structure. La valeur des efforts horizontaux H appliqués en tête du treillis a été choisie en fonction de la valeur de l'effort axial V transmis en tête de chaque pieu. Pour connaître cette valeur, un modèle numérique 3D de la jacket a été réalisé sous SOLIDWORKS, dans la configuration à $1 \times g$.

**Figure 2-16. Modèle numérique 3D de la structure jacket réalisé sur SOLIDWORKS**

Pour avoir une bonne représentation de la structure jacket, chacune des pièces a été modélisée (Figure 2-16). Cela permet de retrouver la bonne rigidité structurelle de l'ensemble. On rappelle que les pieux sont considérés comme encastrés à la surface de sol et la modélisation a été menée pour les

deux orientations (à 0 et 45 degrés). Pour obtenir le rapport entre la charge horizontale H appliquée au sommet de la structure et la force axiale V transférée à la tête de chaque pieu, une force horizontale unitaire est appliquée en haut du treillis et la force en tête de chaque pieu est calculée. Le Tableau 2-11 résume les résultats de la modélisation qui prend en compte l'effet du poids propre de la sous-structure (2,12 et 2,18 kg pour l'étude respectivement à 0° et 45°).

Tableau 2-11. Rapport entre la force horizontale appliquée sur le treillis et la force axiale transmise aux pieux (échelle modèle)

Essai	Pieu	Force axiale V [N]
JC00	P1 & P2	$5,20 - 1,3H$
	P3 & P4	$5,20 + 1,3H$
JC45	P1	$7,80 - 1,9H$
	P2 & P4	2,90
	P3	$7,80 + 1,9H$

Les valeurs du Tableau 2-11 mettent en évidence que pour l'étude à 0° (Figure 2-15 (a)), l'effort horizontal H est transféré aux pieux P1 et P2 comme une force de traction. L'effort de compression initialement dû au poids de la structure (5,20 N en échelle modèle) diminue avec l'augmentation de la force latérale. Les pieux P3 et P4 subissent une augmentation de l'effort de compression avec l'augmentation de H . Pour l'étude à 45° (Figure 2-15 (b)) seuls les pieux sur la diagonale reprennent la force horizontale appliquée. Elle est transmise comme un effort de traction pour P1 et de compression pour P3. L'effort vertical de compression dans les pieux P2 et P4 reste constant (il est égal à la partie de poids propre de la sous-structure qu'ils reprennent ; i.e. 2,9 N.)

Avec la valeur de l'effort appliqué en tête de pieu V , chaque pieu de la structure jacket peut être étudié comme un pieu isolé. Cela permet de comparer les résultats de la jacket avec ceux obtenus pour les pieux isolés. Il est aussi possible d'introduire les caractéristiques de chargement de ces pieux dans le diagramme de stabilité construit à partir des résultats des essais sur pieu isolé.

2.4 Choix expérimentaux

Des choix expérimentaux forts ont été effectués, il convient dans cette partie d'en discuter. Ce travail de thèse est une contribution à la compréhension du comportement et à la conception des fondations d'ouvrages offshore. Classiquement, les fondations de tels ouvrages consistent en des tubes métalliques ouverts à leur base et battus dans le substratum marin, en milieu a priori saturé.

2.4.1 Conditions d'extrémité du pieu

Des pieux modèles à extrémité fermée ont été utilisés. Ce choix relève de considérations purement pratiques (disponibilité, instrumentation et expérience du laboratoire avec ce type de pieu). La méthode ICP prédit des capacités différentes selon que le pieu soit ouvert ou fermé. Néanmoins, l'enfoncement d'un pieu ouvert s'accompagne parfois (selon les dimensions intérieures) de la formation d'un bouchon refermant l'extrémité inférieure du tube.

2.4.2 Conditions de saturation

Les conditions marines et les conditions expérimentales tiennent dans les conditions de saturation du sable. Cependant, les essais ont été réalisés sur sable sec. Il convient donc de s'interroger sur l'extrapolation de ces résultats aux cas réels et en particulier si le chargement statique (monotone ou cyclique) s'apparente à un chargement en condition drainée (pas de génération de surpression interstitielle) ou non drainée (génération non homogène de surpression interstitielle et consolidation). De plus, la question des interactions physico-chimiques entre l'eau (salée), le pieu (en acier) et le sol ne sera pas discutée ici due à un manque d'information à ce sujet.

L'effet de la vitesse de sollicitation est un problème complexe, qui ne peut être traité que de manière analogique. Ainsi, Rangeard (2002) a établi des domaines de comportement qualifiés de drainé, non drainé ou partiellement drainé à partir de l'essai pressiométrique. Ces domaines dépendent du coefficient de perméabilité du sol, de la vitesse de sollicitation et de la dimension de la sonde pressiométrique. La frontière entre ces domaines de comportement a également été déterminée à partir de l'essai CPT ou au T-bar (Poulsen et al. 2011).

Il est couramment admis qu'un essai de pénétration monotone est conduit en condition drainée lorsque le coefficient de perméabilité du sol est supérieur à 10^{-5} m/s (McNeilan et Bugno 1985). Ceci est le cas pour le sable de Fontainebleau utilisé au cours de cette étude, même dense. Néanmoins, le cas monotone n'est pas le plus critique. Il faut également s'intéresser aux situations cycliques pour lesquelles les vitesses de chargement (en force ou en déplacement) sont plus importantes. Ainsi, d'après Poulsen et al. (2011), le comportement d'un sol saturé soumis à un chargement de type pénétration dépend du coefficient de perméabilité k du sol ou de son coefficient de consolidation c_v , des dimensions de l'objet pénétrant (diamètre du pieu) et de la vitesse de chargement. Typiquement, le comportement est complètement drainé pour des perméabilités élevées et des vitesses de chargement faibles et réciproquement, complètement non drainé pour des perméabilités faibles et des vitesses élevées. Entre les deux existe un domaine considéré comme partiellement drainé ou non drainé. Les frontières ont pu être identifiées expérimentalement à l'aide du CPT (Finnie et Randolph 1994; Lehane et al. 2009), au travers du paramètre adimensionné $V_d = v_r B_{cpt} / c_v$ où v_r est la vitesse de déplacement de la pointe, B_{cpt} le diamètre de la pointe (120 mm en échelle modèle) et c_v le coefficient de consolidation du sol.

Pour des sables silteux, les conditions drainées sont obtenues pour $V_d < 0,01$ et les conditions non drainées pour $V_d > 30$. Pour vérifier la condition de comportement drainé, le c_v du sable est choisi de manière conservative égal à 10^{-6} m²/s et la vitesse de déplacement de la pointe au cours du chargement estimé à partir des résultats d'essai piloté en force. Les conditions les plus défavorables se produisent au cours de l'essai COW3 pour lequel les amplitudes en termes de déplacement sont les plus importantes. Avec les hypothèses sous-jacentes, la valeur V_d est de l'ordre de 0,6 : pour ces conditions d'essai, le comportement devrait être considéré comme partiellement drainé. Dans tous les autres cas, les valeurs de V_d sont suffisamment faibles pour considérer une situation complètement drainée, justifiant a posteriori le choix d'un sable sec (même si ce choix a été fait là encore sur la base de considérations pratiques et de facilité de réalisation des essais).

2.4.3 Autres phénomènes

Bien qu'encore mal compris, l'installation de pieux métalliques en acier dans des sables s'accompagne d'un phénomène d'« ageing », c'est-à-dire d'une augmentation de la capacité portante des pieux avec le temps liée à l'évolution du frottement latéral (Axelsson 2000). Ce phénomène n'est pas reproduit lors des essais en centrifugeuse (sable sec, pieu en aluminium).

2.5 Résumé des résultats

Dans cette partie, la comparaison et l'interprétation des résultats sont réalisées. Les résultats sont présentés en échelle prototype. Pour rappel, des essais de pieux de 1,8 m de diamètre et 40 m de profondeur isolés et groupés (grâce à une structure jacket) ont été réalisés dans des massifs de sable de Fontainebleau dense et sec. Les résultats obtenus lors des essais sur pieux isolés sont d'abord présentés et l'influence de la méthode de mise en place sur la capacité portante est ensuite discutée. Avec les résultats des essais cycliques, le diagramme de stabilité de pieu est partiellement construit. Pour finir, les résultats obtenus pour les pieux de la structure jacket sont introduits dans le diagramme de stabilité de pieu.

2.5.1 Pieux isolés

2.5.1.1 Chargement monotone

Un résumé des essais réalisés est présenté dans le Tableau 2-12. Dans ce tableau, les essais en compression DC1j, DC2j et DE1j correspondent à la phase de fonçage à 100×g de DC1, DC2 et DE1 respectivement.

Tableau 2-12. Résumé des essais monotones (échelle prototype)

Essai	Méthode d'installation	Fiche de pré-fonçage à 1×g [m]	Fiche finale D[m]	Chargement
MC1	Pré-fonçage à 1×g	40	40	Compression
MC2	Pré-fonçage à 1×g	40	40	Compression
ME1	Pré-fonçage à 1×g	40	40	Traction
DC1	Fonçage à 100×g	30	40	Compression
DC2	Fonçage à 100×g	35	40	Compression
DE1	Fonçage à 100×g	30	40	Traction
DC1j	Pré-fonçage à 1×g	30	30	Compression
DC2j	Pré-fonçage à 1×g	35	35	Compression
DE1j	Pré-fonçage à 1×g	30	30	Compression

D'abord les résultats obtenus pour les pieux installés à 100×g sont présentés dans la Figure 2-17. La courbe force en tête de pieu/déplacement est présentée (force et déplacement sont mesurés au niveau du vérin hydraulique). A la fin de la phase de vérinage le pieu atteint sa fiche finale de 40 m et le déplacement devient nul. Cette phase d'installation est équivalente à un essai de compression de pieu pré-foncés à 1×g, ils seront donc étudiés comme tels. En utilisant les méthodes présentées dans la

section §2.3.2.1, la résistance à la compression R_c , l'angle de frottement d'interface δ et la distribution des efforts entre la résistance par frottement R_s et de pointe R_b sont déterminés.

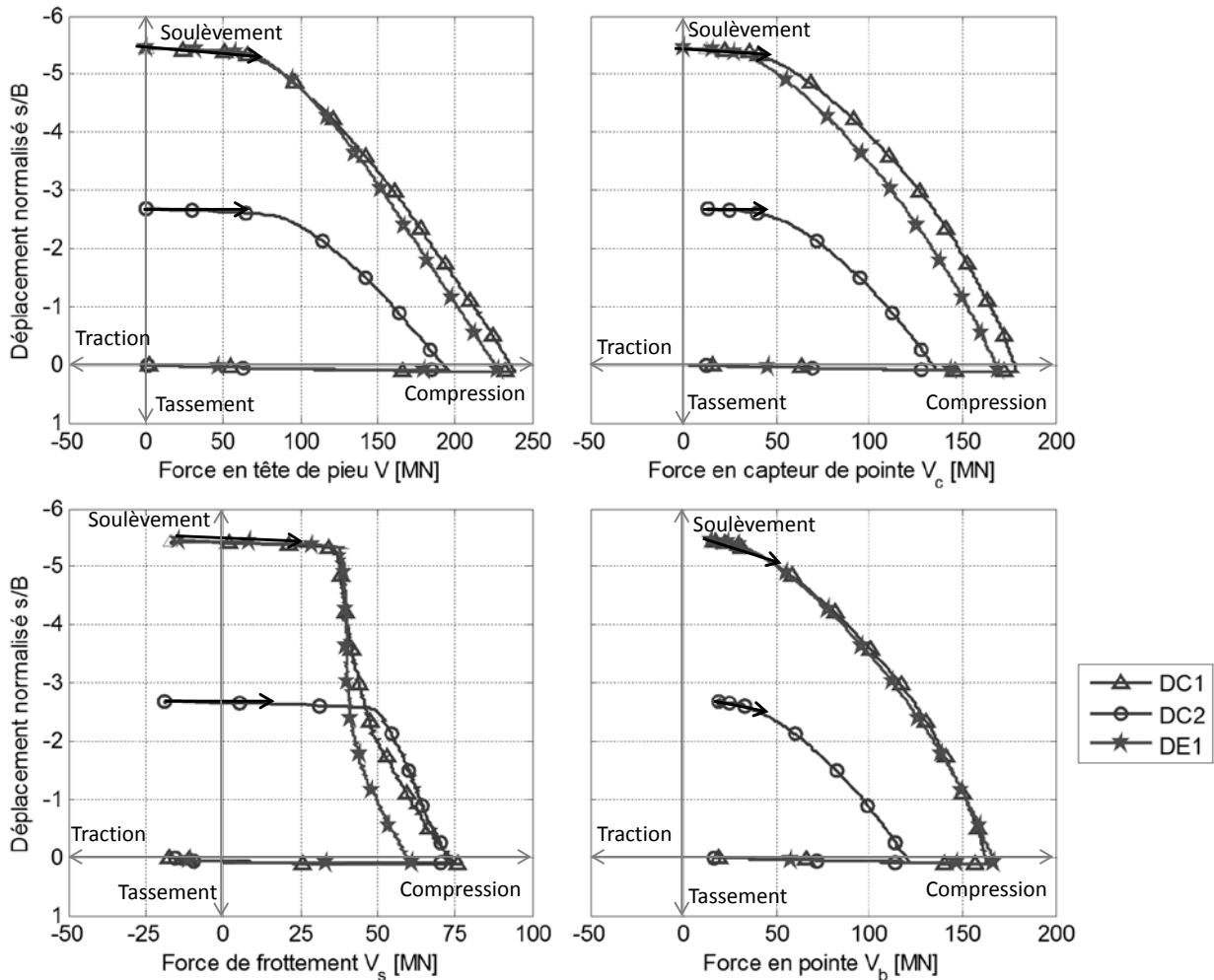


Figure 2-17. Phase de fonçage à $100 \times g$ (essai monotone) : a) force en tête de pieu ; b) force en capteur de pointe; c) résistance par frottement et d) résistance en pointe vs déplacement normalisé (échelle prototype)

La résistance R_c est obtenue à partir de la Figure 2-17(a). La Figure 2-17(b) montre l'évolution de la force mesurée proche de la pointe. Sa valeur initiale est non nulle due au tassement différentiel entre le pieu et le sol. Pendant la montée en g, le sol proche de la surface présente un tassement supérieur à celui du pieu, du frottement négatif est développé en surface et transmis à la pointe du pieu. La Figure 2-17(c) et (d) montrent l'évolution de la résistance du pieu reprise par frottement et par la pointe, séparée par les biais du calcul de l'angle d'interface sol-pieu (§2.3.2.1.2).

Tableau 2-13. Résultat des essais pour face de fonçage à 100×g (échelle prototype)

Essai	Fiche D [m]	Capacité R_c [MN]	Déplacement ultime de pieu s_c [m]	Déplacement ultime normalisé s_c/B	Angle interface δ [°]
DC1j	30	69	0,14	0,08	21,2
DC2j	35	93	0,14	0,08	22,3
DE1j	30	69	0,22	0,12	26,3

Le Tableau 2-13 présente les résultats des essais monotones pour la phase de fonçage. Le pieu dont la fiche initiale est plus importante (DC2j) a une valeur de R_c 35% supérieure (la capacité portante en compression est proportionnelle à la longueur de pieu). L'angle d'interface δ a le même ordre de grandeur pour les trois essais, ces valeurs correspondent aux valeurs proposées dans la littérature $2\varphi'/3$.

Les résultats de capacité portante peuvent être confrontés aux résultats issus des méthodes proposées par les normes en vigueur. La capacité portante des pieux calculée à partir de la méthode API (2011) est présentée ci-dessous :

$$R_c = R_s + R_b \quad (2-4)$$

Pour $\beta\sigma'_{v0}(z) < q_{s,lim}$

$$R_s = R_t = \beta \int_0^{z_{lim};D} \sigma'_{v0} dA_s = \beta \int_0^{z_{lim};D} \gamma z \pi B dz = 0.5\pi B \gamma \beta (z_{lim}; D)^2 \quad (2-5)$$

Pour $\beta\sigma'_{v0}(z) \geq q_{s,lim}$

$$R_s = q_{s,lim} A_{s,lim} \quad (2-6)$$

Pour $N_q\sigma'_{v0,pointe} < q_{b,lim}$

$$R_b = N_q\sigma'_{v0,pointe} A_b \quad (2-7)$$

Pour $N_q\sigma'_{v0,pointe} \geq q_{b,lim}$

$$R_b = q_{b,lim} A_b \quad (2-8)$$

avec :

R_b : résistance de pointe (MPa) ;

R_s : résistance de frottement (MPa) ;

D : fiche de pieu (m) ;

β : coefficient fonction de la densité du sable égale à 0,7 ;

B : diamètre de pieu (m) ;

γ : poids volumique du sol (MN/m³) ;

$\sigma'_{v0}(z)$: contrainte verticale effective du sol avant la mise en place du pieu (MPa) ;

$\sigma'_{v0,pointe}$: contrainte verticale effective du sol avant mise en place du pieu en pointe (MPa) ;

N_q : facteur de capacité portant égal à 50 ;

z_{lim} : profondeur à partir laquelle $\beta\sigma'_{v0} \geq q_{s,lim}$ égale à 9,92 m ;

$A_{s,lim}$: surface du fut du pieu dont $\beta\sigma'_{v0} \geq q_{s,lim}$ égale à 56,09 (m²) ;

A_b : surface de pointe du pieu égale à 2,54 m² ;

$q_{b,lim}$: résistance de pointe unitaire limite égale à 12 MPa ;

$q_{s,lim}$: résistance de frottement unitaire limite égale à 115 MPa.

Le Tableau 2-14 montre la capacité portante des pieux donnée par la norme (API 2011) pour les pieux en phase de fonçage à 100×g. La valeur obtenue pour les essais DC1j et DE1j est de 46 MPa soit 50% inférieure aux résultats expérimentaux. Pour l'essai DC2j la différence est de 89%. La capacité portante des pieux est sous-estimée par la méthode de calcul analytique utilisée. Cela s'explique par l'hypothèse d'augmentation linéaire de la contrainte radiale autour du pieu et par les limites de résistance en pointe de pieu faibles.

Tableau 2-14. Résistance à la compression des pieux selon API (2011)

Essai	Fiche [m]	$N_q\sigma'_{v0,pointe}$ [MPa]	R_b [MPa]	R_s [MPa]	R_c [MPa]
DC1j	30	25	30	16	46
DE1j					
DC2j	35	29	30	19	49

La méthode expérimentale ICP-05 (Jardine et al. 2005) utilisée pour calculer l'angle de frottement entre le sol et le pieu peut être aussi utilisée pour déterminer la capacité portante. Pour comparer cela une hypothèse sur la valeur de l'angle d'interface sol-pieu est nécessaire, $\delta = 2\varphi'/3$. Les résultats des essais CPT linéarisés sont utilisés avec $q_c = 2,7z$. Cette méthode n'établit pas des limites pour les valeurs de résistance calculées, les résultats sont présentés dans le Tableau 2-15. La capacité portante en compression obtenue par cette méthode est supérieure à la valeur expérimentale. Cela peut s'expliquer par la méthode de mise en place des pieux ; l'installation des pieux à 1×g conduit à un comportement intermédiaire entre pieu moulés et pieu foncés (§2.5.1.1.2). Cette méthode est proposée pour des pieux foncés où les contraintes radiales sont supérieures à celles des pieux pré-foncés à 1×g.

Tableau 2-15. Résistance à la compression des pieux selon la méthode ICP-05 (Jardine et al. 2005)

Essai	Fiche [m]	R_b [MPa]	R_s [MPa]	R_c [MPa]
DC1j	30	94	47	141
DE1j				
DC2j	35	109	63	172

La Figure 2-18 montre les résultats obtenus pour l'ensemble des essais monotones. Les résultats sont résumés dans le Tableau 2-16.

Tableau 2-16. Résultat des essais monotones (échelle prototype)

Essai	Fiche D [m]	Capacité R_c & R_t [MN]	Déplacement ultime de pieu s_c & s_t [m]	Déplacement ultime normalisé (s_c ou s_t)/ B	Angle interface δ [°]
MC1	40	107	0,25	0,15	28,7
MC2	40	96	0,25	0,15	23,5
ME1	40	-43	-0,18	-0,10	19,9
DC1	40	225	0,23	0,12	24,7
DC2	40	190	0,21	0,11	26,8
DE1	40	-42	-0,47	-0,26	16,2
DC1j	30	69	0,14	0,08	21,2
DC2j	35	93	0,14	0,08	22,3
DE1j	30	69	0,22	0,12	26,3

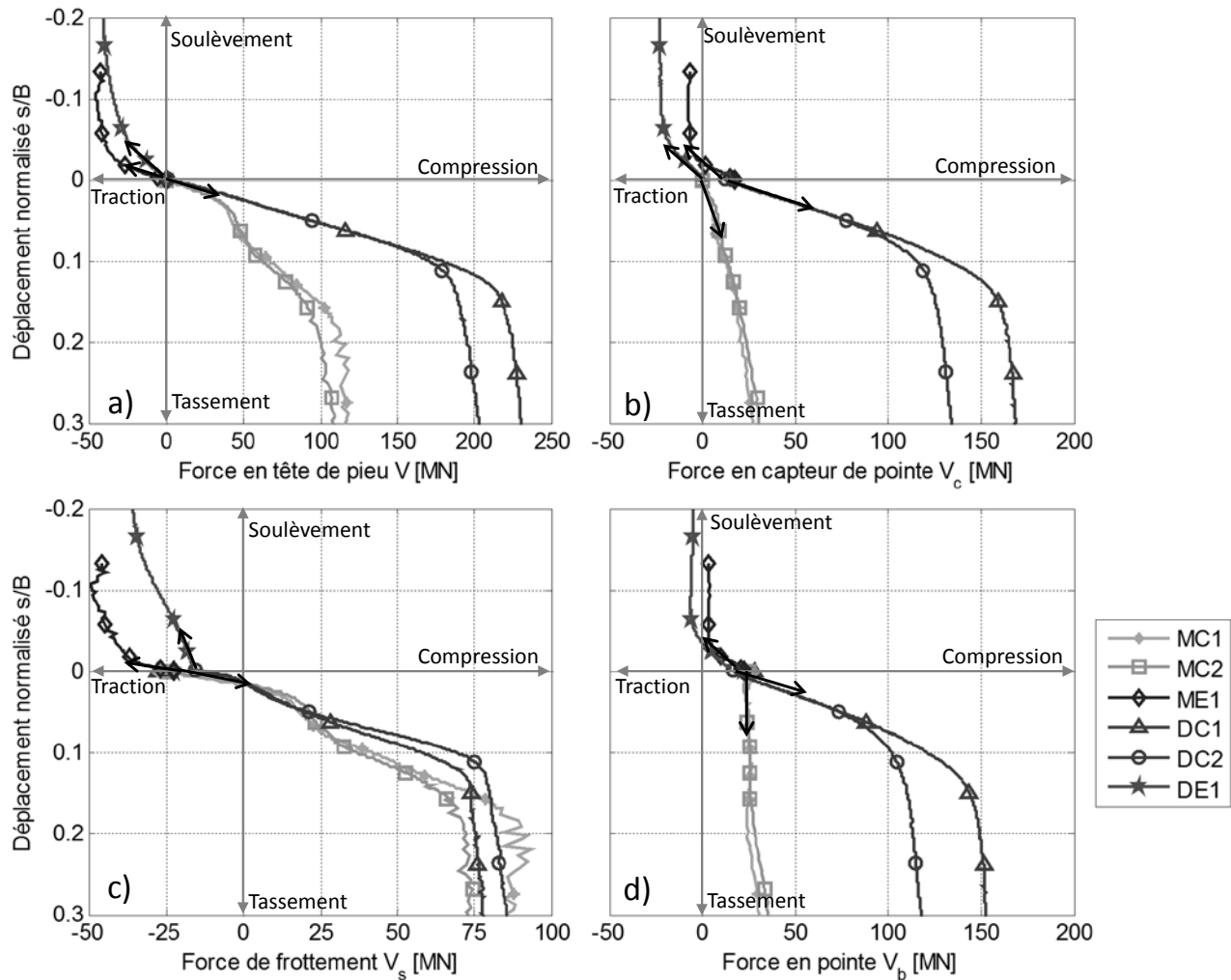


Figure 2-18. Essais monotones : a) force en tête de pieu ; b) force en pointe ; c) résistance par frottement et d) résistance en pointe vs déplacement normalisé (échelle prototype)

Les essais présentés sont ci-dessous analysés en observant globalement les pieux en traction en compression, puis en détaillant le comportement en pointe et l'évolution du frottement.

2.5.1.1.1 Comportement des pieux en traction

Les pieux ME1 et DE1 sont testés en traction. La capacité portante R_t obtenue est respectivement de -43 et -42 MN. Cela met en évidence que la méthode de mise en place des pieux n'a pas d'effet sur la résistance ultime en traction.

Ces résultats peuvent être comparés avec des calculs analytiques issus des normes en vigueur et des essais CPT présentés précédemment. La méthode (API 2011) prend comme hypothèse une augmentation de la contrainte radiale autour du pieu proportionnelle à la profondeur et limite sa valeur à $q_{s,lim}$. La capacité portante obtenue pour un pieu de 40 m de fiche est de -23 MN (Annexe III). Le résultat analytique est deux fois inférieur au résultat expérimental.

La méthode ICP-05 (Jardine et al. 2005) donne une valeur de -65 MN soit 50% supérieure aux résultats expérimentaux. Les pieux foncés partiellement à 100×g se comportent comme des pieux foncés (§2.5.1.1.2), le résultat analytique obtenu à partir de l'essai CPT n'est pas satisfaisant. Il se peut qu'une hypothèse d'angle d'interface égal à $2\phi'/3$ ne soit pas correcte pour l'étude du pieu en traction.

Les normes considèrent qu'un pieu en traction dans un sol sableux atteint sa capacité quand le déplacement ultime normalisé s/B est égal à -0,1. Pour les essais ME1 et DE1, la résistance maximale est atteinte quand le déplacement ultime normalisé s_t/B est respectivement à -0,10 et -0,26. Ces résultats montrent que le critère en déplacement proposé par les normes est plus approprié pour un pieu moulé (ME1). Un pieu moulé a besoin de 67% moins de déplacement qu'un pieu installé partiellement à 100×g pour développer sa résistance maximale par frottement.

Sur la courbe force en tête de pieu/déplacement normalisé, la raideur initiale des deux essais est différente : DE1 est moins rigide que ME1. Cela peut être due à la méthode de mise en place. Le sol autour du pieu installé partiellement à 100×g a déjà été soumis aux efforts de frottement à l'interface sol-pieu. Cet effet est mis en évidence dans la Figure 2-18(c) où le frottement du pieu DE1 se développe plus lentement que pour le ME1. L'effort en pointe du pieu diminue au cours de l'essai jusqu'à atteindre sa valeur minimale, proche de zéro (légèrement positive pour ME1 et légèrement négative pour DE1). Dans les deux essais le plateau est atteint autour d'un déplacement normalisé de 5%.

2.5.1.1.2 Comportement des pieux en compression

Les essais MC1 et MC2 ont été installés à 1×g dans le même conteneur et testés dans les mêmes conditions de chargement : la capacité portante en compression est 10% inférieure pour MC2. Cette différence peut être due à un défaut de verticalité des pieux pendant l'installation car cela n'a pas pu être vérifié pendant le pré-fonçage. La moyenne de R_c de ces deux essais est utilisée comme référence pour les calculs ultérieurs, $R_c = 101,5 \text{ MN}$.

Le Tableau 2-16 présente les résultats de l'ensemble des essais. La capacité portante en compression des pieux foncés à 100×g est supérieure à celle des pieux installés à 1×g. Elle augmente avec la longueur de fonçage à 100×g : la capacité portante est ainsi améliorée de 87% et 121% respectivement pour 5m (DC2) et 10m (DC1) de fonçage à 100×g. Même si la différence est très importante sur la capacité portante, elle est moindre sur le déplacement ultime. Les pieux foncés à 1×g ont besoin d'un déplacement supérieur de 26% par rapport aux pieux foncés à 100×g pour atteindre la rupture. Par ailleurs, les pieux foncés à 100×g montrent, sur la courbe effort-enfoncement, un changement de pente marqué, contrairement aux pieux installés à 1×g.

La méthode analytique décrite par les équations (2-4) à (2-8) (API 2011) est utilisée pour calculer la capacité portante en compression des pieux d'une fiche de 40 m. Le résultat est $R_c = 53 \text{ MN}$ ($R_s = 23 \text{ MN}$, $R_b = 30 \text{ MN}$), 50 et 432% inférieure aux essais MC1 et DC1. Cette méthode est plus représentative des pieux moulés que des pieux foncés.

L'utilisation de la méthode ICP-05 donne une capacité portante à la compression $R_c = 191 \text{ MN}$ ($R_s = 66 \text{ MN}$, $R_b = 125 \text{ MN}$). Il a été mentionné précédemment que cette méthode permet d'étudier les pieux foncés : la valeur obtenue est presque égale au résultat de l'essai DC1, mais elle est 17% inférieure au résultat de DC2. Ces essais ont également montré que R_c augmente avec la longueur de fonçage à $100\times g$. La méthode ICP-05 est conservative pour déterminer la résistance ultime à la compression du pieu mais elle est aussi plus adaptée que la méthode API (2011).

Le ratio entre la résistance en traction R_t et en compression R_c des pieux avec la même méthode de mise en place est calculé ci-dessous. Le ratio R_t/R_c des essais DE1 et DC1 est égal à -0,19. Pour les pieux installés à $1\times g$, le ratio est égal à -0,42. Dans Blanc & Nivoche (2014), il a été montré que ce ratio est de -0,2 pour un pieu foncé et de -0,65 pour un pieu moulé. Les pieux partiellement foncés ont donc un comportement intermédiaire entre celui d'un pieu moulé et un pieu foncé.

2.5.1.1.3 Résistance de pointe et frottement

Pour mieux expliquer les résultats présentés dans les sections §2.5.1.1.1 et §2.5.1.1.2, l'effort supporté par les pieux est décomposé en résistance de frottement R_s et de pointe R_b . Les données fournies par le capteur de force positionné à 4,6 m de la pointe du pieu sont utilisées, ainsi que la méthode CPT ICP-05 (§2.3.2.2.2).

Les efforts en pointe R_b et de frottement R_s sont représentés dans la Figure 2-17(c) et (d) et la Figure 2-18 (c) et (d). A cause du tassement différentiel entre le sol et le pieu, les valeurs initiales de pointe et de frottement ne sont pas négligeables (la résistance de pointe est positive et la résistance par frottement négative).

Pendant les essais en traction, la résistance de pointe diminue rapidement jusqu'à sa valeur minimale, légèrement positive pour ME1 et légèrement négative pour DE1. Ces valeurs sont atteintes pour une valeur s/B de -0,03 pour ME1 et de -0,05 pour DE1. Quand la résistance arrive à sa valeur minimale, le frottement négatif occasionné par le tassement différentiel est équilibré par le frottement positif dû au chargement. Le frottement développé par les essais ME1 et DE1 est de -47 MN (fonçage $1\times g$) et -38 MN (fonçage $100\times g$).

La perte de résistance de frottement de l'essai DE1 peut s'expliquer par une dégradation du sol à l'interface sol-pieu, les grains s'arrondissent au fur et à mesure que des efforts axiaux sont appliqués sur le pieu. Cela a été vérifié dans le conteneur C6 : après la réalisation des essais, le conteneur a été humidifié pour pouvoir réaliser une coupe du sol et observer l'entourage du pieu. La Figure 2-19(a) montre la coupe réalisée pour le pieu testé lors de l'essai CTW3 (essais cyclique alterné). Les zones de sable clair correspondent à la partie du sol modifiée par le frottement. La Figure 2-19(b) présente un zoom de la pointe du pieu. Du sable coloré a été utilisé pendant la préparation du massif pour démarquer les profondeurs de 350, 400 et 450 mm. La pointe du pieu ne se retrouve pas à 400 mm à cause du déplacement atteint lors de la rupture en traction de l'essai.

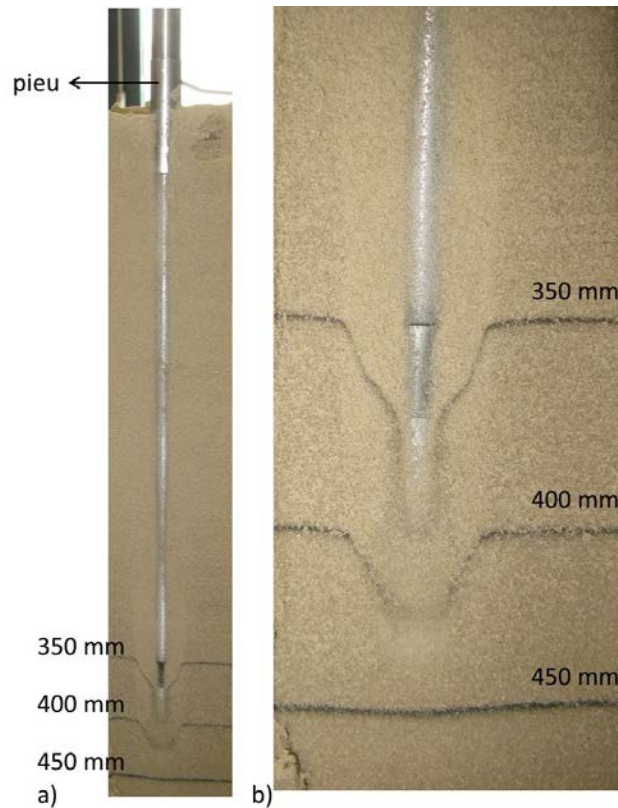


Figure 2-19. Coupe du pieu après l'essai CTW3 : a) pieu complet et b) zoom sur la pointe de pieu (échelle model)

Les pieux MC1 et MC2 se comportent comme des pieux moulés et ils sont soumis à un chargement axial de compression. Dans ce cas, la résistance du pieu se développe en deux phases. D'abord, le sol en pointe de pieu se densifie pendant que la résistance par frottement se développe jusqu'à atteindre un plateau d'environ 80 MN, puis la résistance de pointe est mobilisée. Autrement dit, au début du chargement, le frottement entre le sol et le pieu est mobilisé jusqu'à la limite de sa capacité puis l'augmentation de la résistance en compression est due à la résistance et à la densification de la pointe. La valeur R_s est atteinte pour une valeur de déplacement normalisé d'environ 0,15, la pointe se mobilisant plus tard, son déplacement ultime normalisé est de 0,2 pour une valeur de R_b de 47 MN. Les déplacements ultime en pointe et par frottement sont inférieurs à ceux proposés par la norme (API 2011) (la résistance dans le deux cas est estimée se développer pour un déplacement égal à 0,1B).

Pour les essais DC1 et DC2, le frottement V_s augmente jusqu'à sa valeur maximale R_s . Elle est atteinte pour un déplacement normalisé d'environ 0,14 et devient ensuite constante. Le même déplacement est nécessaire pour développer la résistance en pointe dans ces deux essais. La méthode d'installation pour ces essais occasionne une forte densification du sol en pointe : pendant la phase de fonçage, le frottement et la pointe sont mobilisés. La résistance R_s est d'environ 80 MN et l'effort en pointe de 150 MN pour DC1 et 115 MN pour DC2. Cette différence peut être expliquée par la différence de longueur de fonçage à $100 \times g$ entre les deux essais (DC1 et DC2).

Pendant la phase de fonçage à $100\times g$ (DC1j, DC2j et DE1j), d'abord le frottement augmente rapidement jusqu'à environ 40 MN pour DC1j et DE1j et 50 MN pour DC2j. Après V_s augmente lentement jusqu'à une valeur finale de 75 MN pour DC1j et DC2j et 60 MN pour DE1j. Dans la première phase, l'essai DE1j développe plus de résistance par frottement car il a une longueur de fiche supérieure au début d'essai. A la fin du fonçage, DC1j et DC2j développent la même résistance par frottement, alors qu'à la fin d'essai, la longueur de fiche initiale n'a plus d'influence. DE1j atteint une valeur finale inférieure, peut-être dû à un défaut de verticalité.

2.5.1.1.4 Angle d'interface sol-pieu

Pour déterminer l'angle d'interface δ développé entre le sol et le pieu, la méthode CPT ICP-05 est utilisée. Cette méthode, basée sur des observations expérimentales in situ et en chambre de calibration, prédit une évolution des contraintes radiales différente selon le mode de mise en place de pieu. En particulier, la contrainte radiale effective est une fonction de la résistance de pointe obtenue lors de l'essai CPT. Les données du capteur de force situé à 4,6 m de la pointe sont utilisées, la force V_c mesurée correspond à la résistance de pointe plus le frottement développé entre le capteur et la pointe. Le calcul de l'angle de frottement permet de quantifier le frottement développé et obtenir ainsi R_b . La section §2.3.2.1.2 présente des détails de la méthode utilisée.

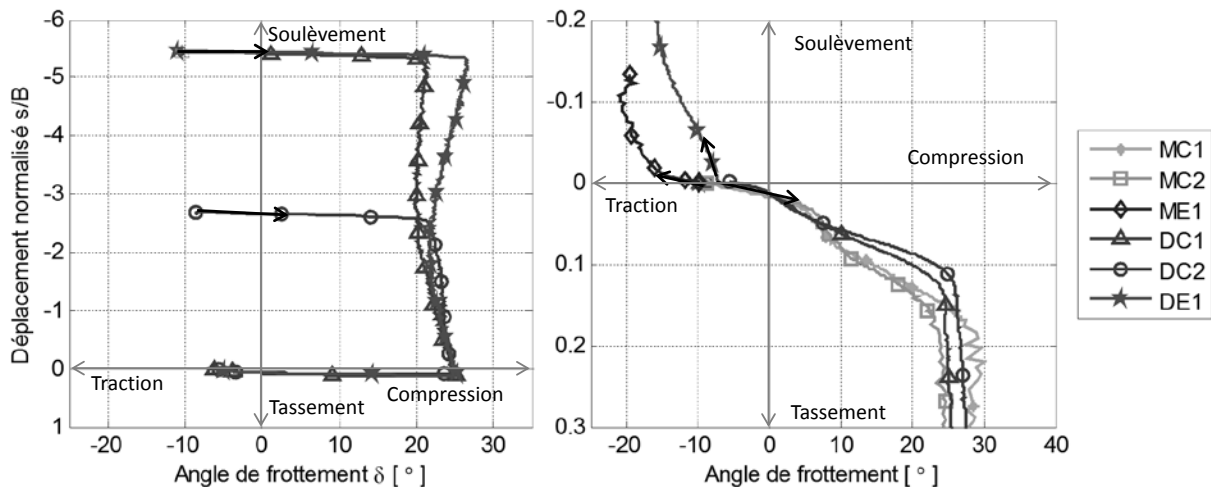


Figure 2-20. Evolution de l'angle d'interface vs déplacement normalisé a) fonçage $100\times g$ et b) chargement monotone (échelle prototype)

Figure 2-20(a) et (b) présentent l'évolution de l'angle de frottement en fonction du déplacement normalisé respectivement, pour la phase de fonçage de pieux à $100\times g$ et pour les essais de chargement monotone. Les résultats sont résumés dans le Tableau 2-16. Pour le cas des pieux pré-foncés à $1\times g$ (ME1, MC1 et MC2), l'angle de frottement calculé est respectivement de 19,9, 28,8 et 23,5 degrés. Pour le cas des pieux foncés partiellement à $100\times g$ (DE1, DC1 et DC2), l'angle de frottement calculé est respectivement de 16,2, 24,8 et 26,8 degrés.

Des bons résultats sont obtenus à partir des essais sur les pieux en compression : les valeurs correspondent à celles utilisées dans la pratique courante. Généralement, l'angle de frottement d'interface est considéré égal à $2\varphi/3$ (26° pour cette étude). Par contre, les résultats en traction donnent des valeurs relativement faibles, ce qui peut s'expliquer par le coefficient α (§2.3.2.1.2) utilisé pour calculer les contraintes radiales dans la méthode ICP-05. Ce coefficient a la valeur 0,8 pour un cas de traction et 1 pour un cas en compression. Il prend en compte la déformation radiale du pieu en fonction du type d'effort appliqué (réduction du diamètre pour la traction et augmentation du diamètre pour la compression par effet Poisson).

Les valeurs présentées dans le Tableau 2-16 sont utilisées pour calculer la résistance par frottement développée sur toute la longueur du pieu.

2.5.1.1.5 Condition de saturation

Les pieux utilisés dans le domaine offshore sont installés dans des conditions de sol saturé. Dans ces conditions l'effet de la poussée d'Archimède et le poids propre de sol submergé sont considérés pour les calculs des capacités portantes.

L'ensemble de résultats présentés ont été calculés avec la densité du sable sec utilisé pendant la campagne expérimentale. La méthode ICP-05 (Jardine et al. 2005) prend en compte le poids propre déjaugé du sol pour le calcul des contraintes radiales. Afin d'évaluer l'influence de la prise en compte de l'effet de l'eau, la capacité portante du pieu en traction a été évaluée en utilisant les valeurs de : $\delta = 2\varphi'/3$ (valeur trouvée pendant les essais), $q_c = 2,7 \text{ z MPa/m}$ et $\gamma' = 10 \text{ kN/m}^3$. Le résultat obtenu est de -61 MPa donc, 6.5% inférieure à la valeur trouvée pour le cas d'une densité de sable sec. Les contraintes radiales effectives autour du pieu sont naturellement inférieures dans des conditions de sol saturé.

Quant à l'effet de la poussée d'Archimède, il peut être négligé car la poussée a une valeur de 1 MN soit 0.9% de la capacité portante en compression et 2% de la résistance à la traction.

2.5.1.2 Chargement cyclique

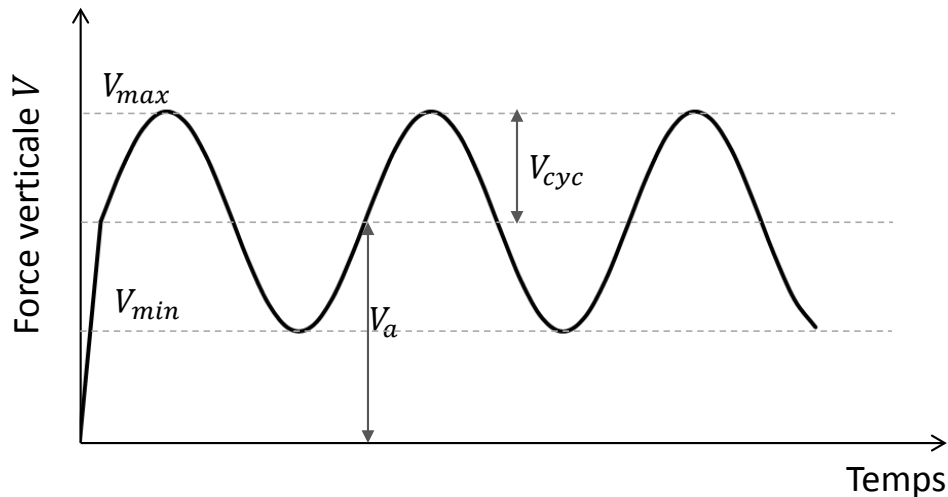
Les 6 essais cycliques ont été réalisés sur des pieux foncés à $1\times g$ considérés comme moulés. Ils sont pilotés en force, c'est-à-dire que le même niveau de force est appliqué pour réaliser chacun des cycles. Ils permettent de situer, en fonction des caractéristiques des cycles, les essais dans le diagramme de stabilité.

2.5.1.2.1 Effet des cycles de chargement

Un chargement cyclique (Figure 2-21) est décrit par : a) sa valeur moyenne V_a b) la demi-amplitude du chargement V_{cyc} la fréquence du chargement et d) le nombre des cycles. Dans cette étude, la fréquence de chargement est de 0.1Hz et les valeurs V_a et V_{cyc} sont présentées dans le Tableau 2-17.

Tableau 2-17. Résumé des essais cycliques

Test	V_a/R_t	V_a/R_c	V_{cyc}/V_a
COW1	-0,28	-	-1
COW2	-0,42	-	-1
COW3	-0,46	-	-1
CTW1	-	0,02	1,8
CTW3	-	0,11	1,8
CTW3	-	0,18	1,8

**Figure 2-21. Schéma du chargement axial cyclique**

Pour les essais cycliques en traction pure (COW1, COW2 et COW3), V_a et V_{cyc} sont normalisées par la résistance à la traction R_t obtenue lors de l'essai ME1 (-43 MN). Pour les essais cycliques alternés (CTW1, CTW2 et CTW3), V_a et V_{cyc} sont normalisées par la capacité portante moyenne des essais en compression MC1 et MC2, $R_c=101,5$ MN.

Un exemple de résultat est présenté dans la Figure 2-22, le détail des essais est en

Dans la Figure 2-22, N est le nombre de cycles de chargement appliqués. Les essais COW1, CTW1 et CTW2 ont subi 1500 cycles sans atteindre la rupture. Le déplacement normalisé obtenu est respectivement de -0,14, -0,02 et 0,78. N_f est le nombre des cycles appliqué au moment de la rupture. L'essai COW2 a atteint la rupture à 230 cycles, COW3 à 133 cycles et CTW3 à 33 cycles. Le déplacement ultime normalisé atteint pour chacun de ces essais est respectivement de -0,35, -0,35 et -0,7.

La Figure 2-22 montre des résultats typiques d'un essai cyclique en traction pure (COW2). La Figure 2-22(a) montre l'évolution du déplacement normalisé en fonction de l'effort appliqué en tête de pieu. Au début de l'essai, la vitesse de déplacement du pieu est constante puis, après l'application d'un certain nombre des cycles, elle augmente jusqu'au départ du pieu, même si l'effort minimal

appliqué est inférieur à la capacité portante du pieu en traction. Cette description correspond au mécanisme de rupture cyclique, la vitesse de déplacement moyenne reste constante puis elle augmente brusquement occasionnant la rupture.

La Figure 2-22(c) montre l'évolution du déplacement normalisé avec le nombre des cycles : cela permet d'évaluer la vitesse de déplacement du pieu. Le comportement peut être divisé en trois parties, chacune approchée par une droite dont la pente correspond à la vitesse de déplacement du pieu. La première partie (entre 0 et $-0,11 s/B$) correspond à une phase de stabilisation (environ 35 cycles). La vitesse de déplacement diminue pour la deuxième phase (entre $-0,11$ et $-0,30 s/B$). Un nouveau changement de pente arrive à environ 215 cycles, la vitesse de déplacement augmente fortement et la rupture arrive à 230 cycles.

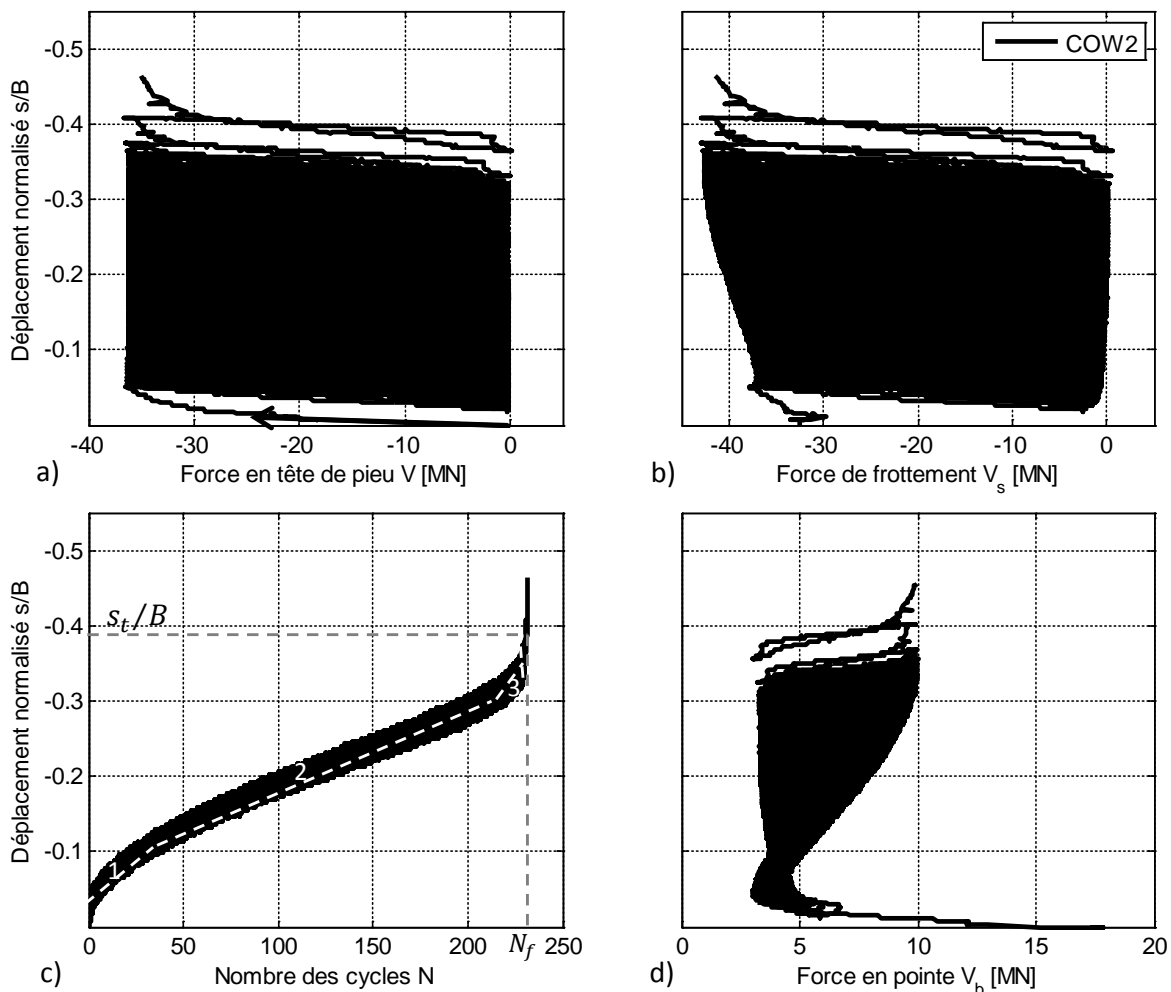


Figure 2-22. Essais cyclique COW2 en traction pure (échelle prototype): a) force en tête de pieu, b) force de frottement, c) nombre des cycles et d) force en pointe vs déplacement normalisé

Le déplacement ultime normalisé du pieu est de $-0,35$: cette valeur est 1,3 fois supérieure à la valeur trouvée pour l'essai monotone. La rupture cyclique en traction est due à une dégradation des

contraintes radiales, ce changement peut être observé à travers l'évolution de l'angle de frottement entre le sol et le pieu, il s'agit d'une dégradation cumulée qui occasionne un déplacement du pieu cumulé supérieur à celui de la rupture monotone. Pendant les cycles de chargement il y a également une évolution probable des caractéristiques des grains (diminution de l'angularité) et certaine des contraintes radiales, comme le montre des essais de cisaillement d'interface à volume constant ou rigidité normale imposée (Silva 2014).

La Figure 2-22(b) représente l'évolution de la résistance par frottement V_s . Cet effort se mobilise progressivement jusqu'à atteindre un plateau (-43 MN) : cette valeur est atteinte presque au moment où la vitesse de déplacement du pieu augmente fortement. A la fin de l'essai, l'effort de frottement est inférieur à la force appliquée en tête. Cela provient de la distribution de l'effort de pointe pendant l'essai. En effet, la résistance de pointe est positive et sa valeur augmente au cours du temps : lorsque le pieu se déplace vers le haut, du sable vient s'écouler sous la pointe du pieu provoquant une mise en butée. Par conséquent, lorsque le pieu redescend, une augmentation de V_b est observée. Il semble donc que la rupture des pieux trouve son origine autour de la pointe. La Figure 2-19 montre une coupe des pieux après la réalisation d'un essai : la pointe du pieu se retrouve au-dessus du niveau de 400 mm.

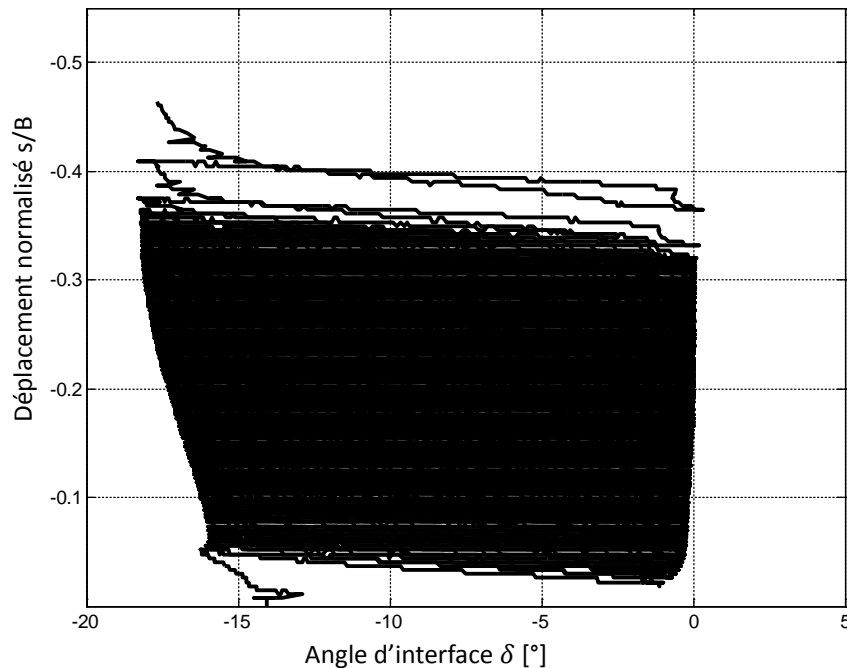


Figure 2-23. Essai cyclique COW2 : angle d'interface vs déplacement normalisé

L'évolution de l'angle de frottement au cours de l'essai est présentée dans la Figure 2-23. La rupture arrive pour un angle de 18° , une valeur légèrement inférieure à l'essai monotone. Cela peut s'expliquer par une diminution de l'état de contraintes radiales effectives autour du pieu due à l'application des cycles de chargement (Silva 2014).

2.5.1.2.2 Diagramme de stabilité de pieu

Le diagramme de stabilité d'un pieu pré-foncé à $1\times g$ a été construit avec les résultats présentés dans les Tableau 2-16 et Tableau 2-17. Ce diagramme, proposé par Poulos (1988), comprend trois régions :

- i. Zone stable : petits cycles de chargement, $N \geq 1500$
- ii. Zone métastable : réduction de la capacité portante du pieu, $100 < N < 1500$
- iii. Zone instable : le pieu peut atteindre la rupture sous un faible nombre de cycles, $N < 100$

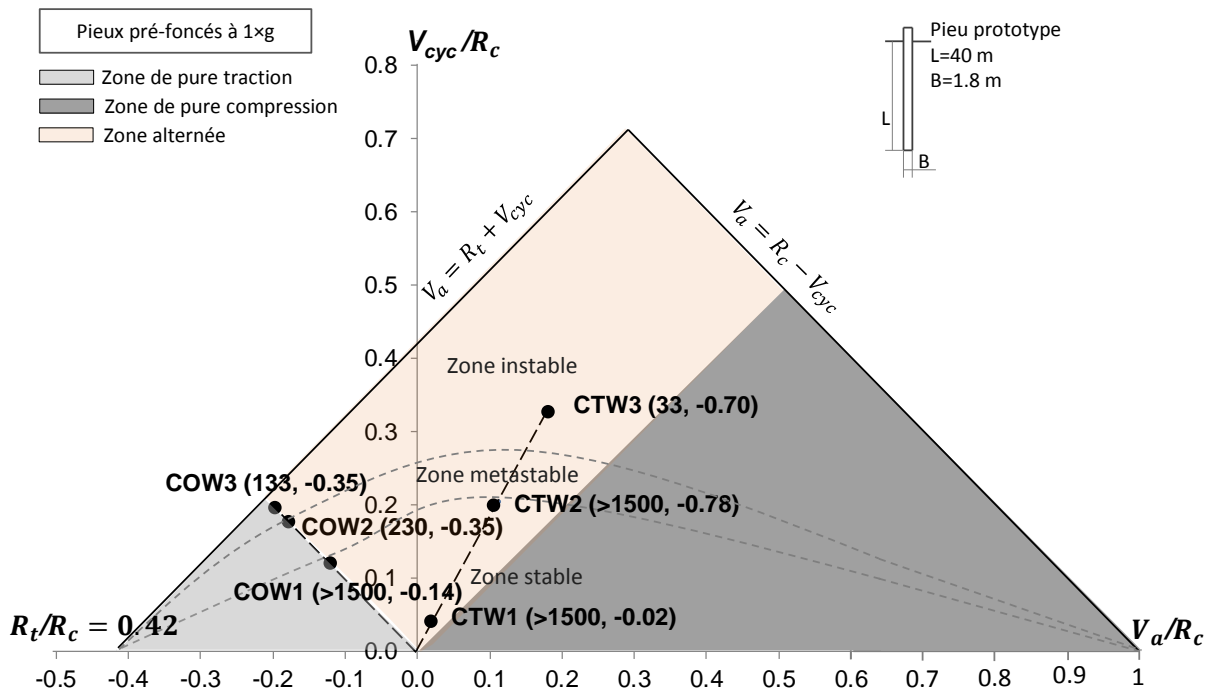


Figure 2-24. Diagramme de stabilité des pieux pré-foncés à $1\times g$ et testés à $100\times g$ (échelle prototype)

Le diagramme de Poulos est construit (Figure 2-24) à partir de l'ensemble des essais sur pieux pré-foncé à $1\times g$. Le nombre des cycles appliqués et le déplacement normalisé à la fin de chaque essai sont indiqués entre parenthèses. Sur l'axe horizontal, la limite à droite correspond au ratio $V_a/R_c = 1$ soit $V_a = R_c$, et à gauche au ratio $R_t/R_c = -0,42$ soit, $V_a = R_t$, c'est-à-dire si $V_a = R_c$ ou $V_a = R_t$, $V_{cyc} = 0$ (essai monotone).

Dans le diagramme, trois zones sont distinguées en fonction du type de chargement : traction pure, compression pure, chargement alterné traction/compression. Dans cette étude, seuls des essais en traction pure et chargement alterné ont été réalisés. Seuls les cas de chargement à l'intérieur de la zone stable ont un déplacement inférieur à $B/10$ (CTW1).

Les essais CTW1, CTW2 et CTW3 sont représentés par une droite de pente $V_{cyc}/V_a = 1,8$. N'importe quel chargement situé sur cette droite entre l'origine et l'essai CTW2 est dans la zone stable. Le test CTW3 arrive à la rupture en traction au bout de 33 cycles de chargement : il se trouve dans la zone instable avec un déplacement ultime normalisé de -0,70. Une campagne d'essais plus étendue permettrait d'affiner les 3 zones identifiées.

2.5.2 Structure jacket

Des essais cycliques ont été également réalisés sur une structure représentative d'une structure jacket offshore. La structure est composée de quatre pieux de 1,8m de diamètre distant de 25 m (pas d'effet de groupe de pieux) et de 40m de fiche, une plateforme carrée de 25×25 m² qui relie les pieux et une structure en treillis installée sur la plateforme. Les efforts horizontaux cycliques sont appliqués en haut de la structure à 67 m de hauteur, par rapport au niveau du sol. Les pieux sont installés à 1×g simultanément avec l'aide de la plateforme (pieux moulés).

2.5.2.1 Chargement latéral cyclique

Le Tableau 2-18 présente l'effort cyclique horizontal appliqué en tête de la structure jacket. Les efforts transférés en tête de pieux et les résultats des essais sont résumés dans le Tableau 2-19.

Tableau 2-18. Efforts horizontaux cycliques appliqués en tête de jacket (échelle prototype)

Test	Pile H_a [MN]	Pile H_{cyc} [MN]	Pile H_{max} [MN]	Pile H_{min} [MN]
JC00	2,68	2,68	5,36	0,00
JC45(a)	2,68	2,68	5,36	0,00
JC45(b)	5,37	5,37	10,73	0,00

Tableau 2-19. Résumé des résultats des pieux de la structure jacket (échelle prototype)

Test	Pile	Pile V_a [MN]	Pile V_{cyc} [MN]	Pile V_{max} [MN]	Pile V_{min} [MN]	Pile V_a/V_c	Pile V_{cyc}/V_c	N	s/B
JC00	P1=P2	1,7	3,5	5,2	-1,8	0,017	0,035	1500	0,0014
	P3=P4	8,7	3,5	12,2	5,2	0,086	0,035	1500	0,0024
JC45(a)	P1	2,7	5,1	7,8	-2,4	0,027	0,050	1500	0,0038
	P2=P4	2,1	0,8	2,9	1,3	0,021	0,008	1500	0,0095
	P3	12,9	5,1	18,0	7,8	0,127	0,050	1500	0,0180
JC45(b)	P1	-2,4	10,2	7,8	-12,6	-0,023	0,100	100	-0,0259
	P2=P4	2,7	0,2	2,9	2,6	0,027	0,002	100	0,0089
	P3	18,0	10,2	28,2	7,8	0,178	0,100	100	0,0321

Le cas JC00 cherche à reproduire la valeur V_{min} de l'essai CTW1 dans les pieux en traction (P1 et P2), mais en raison du poids propre de la structure, la valeur V_{max} est supérieure à celle de CTW1. L'influence du poids propre fait que le déplacement final pour ce cas de chargement est positif, c'est-à-dire que la rupture cyclique en traction est retardée par rapport au cas CTW1. Le déplacement ultime normalisé obtenu lors des essais monotones en compression est de l'ordre de 0,14 : cette valeur est 58 fois supérieure au déplacement des pieux P3 et P4.

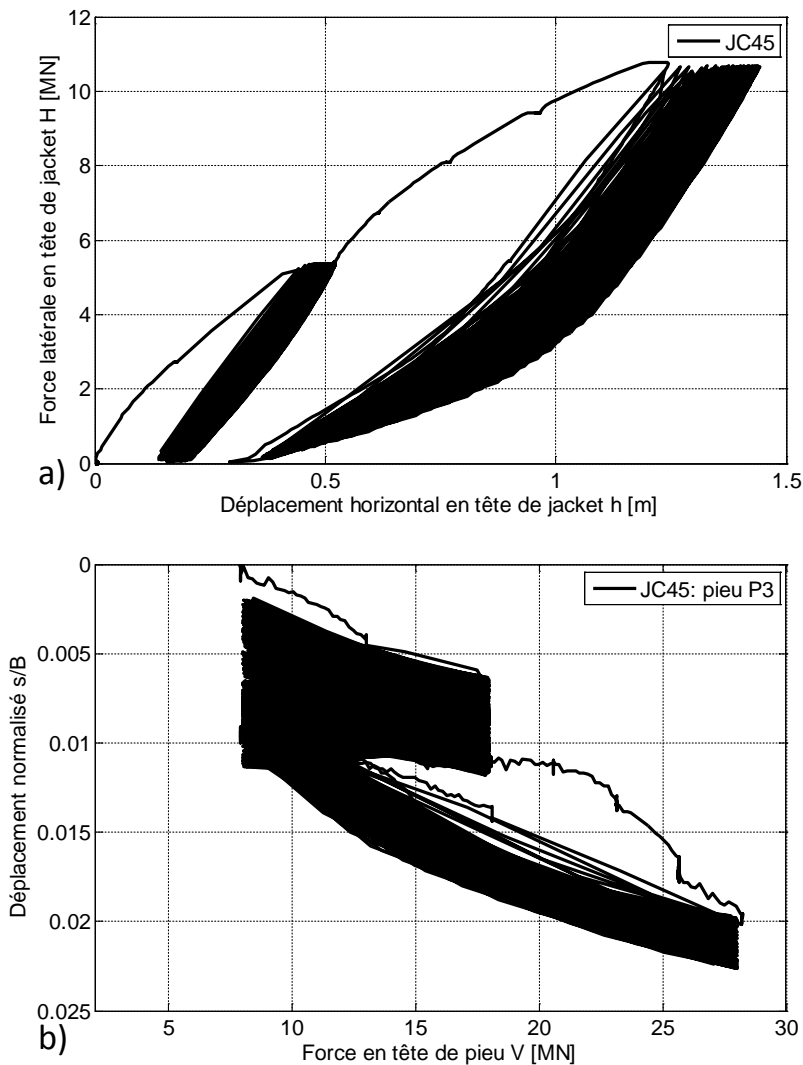


Figure 2-25. Résultats d'essai JC45 (échelle prototype)

La Figure 2-25 présente l'essai JC45, dans lequel le premier groupe de cycles correspond à l'essai JC45(a) et le deuxième à JC45(b). Le chargement cyclique horizontal appliqué pendant l'essai JC45(a) a la même valeur que JC00, les efforts sont distribués entre les pieux P1 et P3. Comme pour l'essai JC00, les déplacements restent faibles, les pieux sont loin de la rupture. Après l'application de 1500 cycles, l'essai JC45(b) a lieu, le chargement a été dupliqué et 100 cycles sont appliqués. A la fin de l'essai JC45, le pieu en traction a subi un faible déplacement vertical vers le haut. La Figure 2-25(a) montre la courbe force vs déplacement en tête de la structure jacket. La première partie de l'essai a une rigidité

constante, par contre, la deuxième partie a un comportement plus souple : il se peut donc qu'un élément de la structure (liaison ou élément de la structure) soit plastifié légèrement.

2.5.2.2 Diagramme de stabilité

L'ensemble des résultats présentés dans la section précédente peut être reportés dans le diagramme de Poulos : le comportement de chacun des pieux se trouve dans la Figure 2-25.

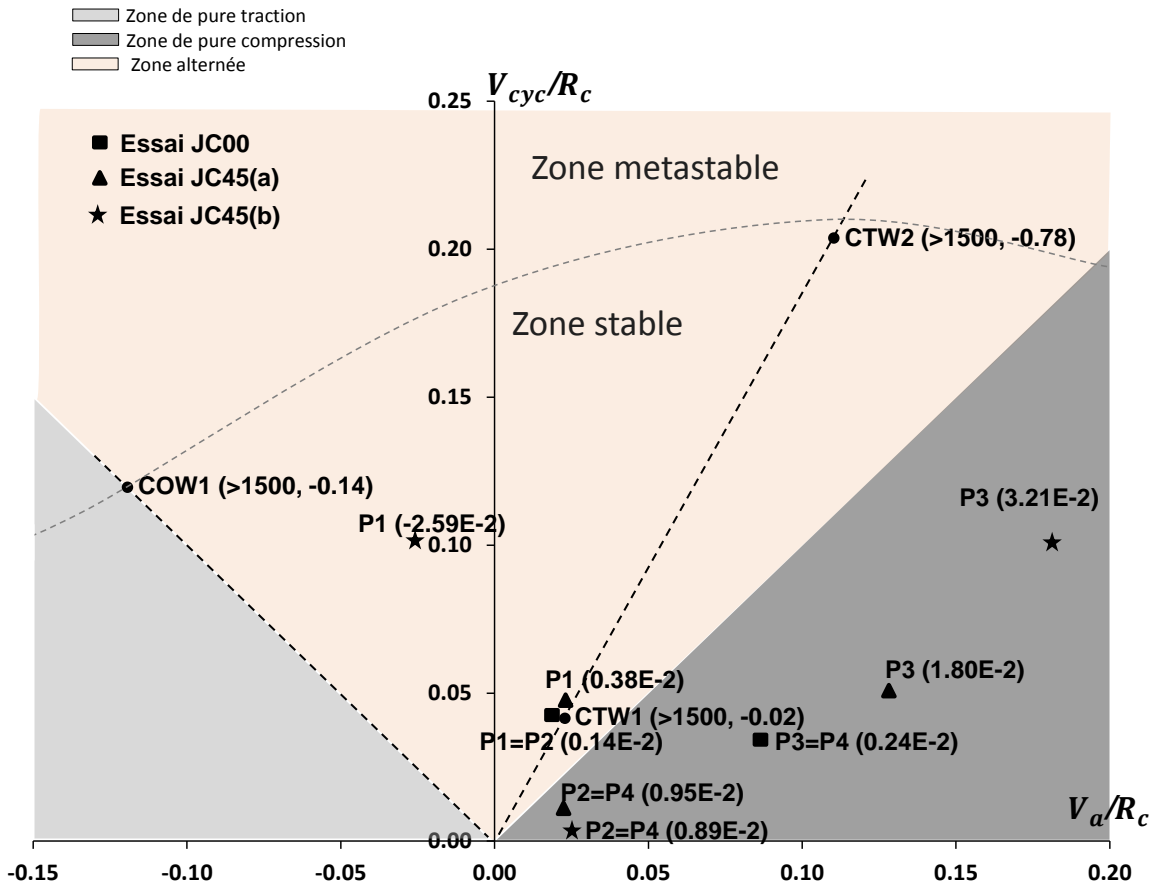


Figure 2-26. Diagramme des Poulos des pieux isolés et pieux de jacket (échelle prototype).

Tous les pieux se trouvent dans la zone stable. Le chargement du pieu P1 pour l'essai JC45 se trouve très proche du cas CTW1, mais le déplacement est beaucoup plus petit. Cela peut être dû aux moments transférés par la plateforme qui joue un rôle favorable (on pourrait parler d'un effet de structure).

2.6 Conclusion et perspectives

Deux méthodes de mise en place des pieux ont été étudiées : des pieux pré-foncés à $1 \times g$ et foncés partiellement à $100 \times g$. L'influence de ces méthodes sur la capacité portante d'un pieu sous charge axiale monotone est la suivante :

- i. Pour un chargement en traction, les pieux foncés ont besoin d'un déplacement plus important pour développer leur capacité en traction R_s . La valeur de résistance atteinte pour les deux cas est très proche.
- ii. Pour un chargement en compression, la capacité portante augmente avec la longueur de fonçage. Le déplacement nécessaire pour mobiliser la force de pointe et de frottement a le même ordre de grandeur pour les deux méthodes.

L'angle de frottement d'interface a été calculé avec la méthode CPT ICP-05. Cela a permis de décomposer l'effort total en tête en résistance par frottement et en pointe. L'influence de la mise en place sur la résistance par frottement et en pointe est la suivante :

- i. Pour les pieux en compression, les pieux développent la même résistance par frottement lorsqu'ils sont foncés ou moulés. Par contre, la résistance en pointe est fortement améliorée pour les pieux foncés.
- ii. Pour les pieux en traction, la résistance par frottement est supérieure pour le cas du pieu moulé.

Pour les pieux pré-foncés à $1 \times g$ la répartition en fonction du chargement appliqué est la suivante :

- i. Pour une sollicitation en compression, le frottement autour du pieu est d'abord sollicité jusqu'à sa valeur maximale pendant que la résistance en pointe reste quasi-constante. Quand la pointe est mobilisée, seule la résistance de pointe augmente en raison de la densification du sol.
- ii. Pour une sollicitation en traction, le chargement en pointe diminue due au tassement différentiel pendant que la pointe est mobilisée jusqu'à la rupture.

La résistance des pieux face aux effort axiaux a été calculée avec la norme API (2011) et la méthode ICP-05 basé sur l'essai CPT (Jardine et al. 2005). Ces résultats ont été confrontés avec les données expérimentales. Il est montré que :

- i. La méthode analytique API (2011) sous-estime la capacité du pieu en traction et en compression dû aux limites de résistance maximale imposées. En termes de déplacements ultimes, la méthode produit des résultats corrects uniquement pour le cas de pieux en traction foncés à $1 \times g$. Pour les autres cas le déplacement est sous-estimé.
- ii. La méthode ICP-05 donne une bonne prédiction de la capacité portante en compression des pieux installés partiellement à $100 \times g$ et elle surestime celle des pieux installés à $1 \times g$. La méthode est une bonne approche pour les pieux foncés. Pour le cas de la traction, la résistance calculée est surestimée pour les deux méthodes de mise en place : cela peut être dû à l'utilisation du même angle d'interface sol-pieu. En effet, un angle plus petit peut être utilisé pour la compression, pour refléter l'effet éventuel d'une diminution des contraintes latérales.
- iii. La méthode ICP-05 a été aussi appliquée en prenant en compte une hypothèse de sol saturé (γ a été remplacé par γ'). La capacité portante en traction a été calculée pour estimer

l'influence de la condition de sol saturé sur la distribution des contraintes radiales. Une réduction de 7% sur la résistance par frottement du pieu a été trouvée.

Des pieux pré-foncés à $1 \times g$ ont été soumis aux chargements axiaux cycliques en traction pure et alternée. Ces résultats ont été représentés dans le diagramme de Poulos construit à partir des résultats d'essais monotones. Ils ont permis d'identifier les zones de comportement stable, métastable et instable de ce type de pieu. Un des chargements cycliques alterné correspond à des valeurs représentatives pour un pieu d'une structure jacket offshore soumise aux efforts environnementaux : le pieu a supporté 1500 cycles sans atteindre la rupture, puis pour un chargement cinq fois supérieur la rupture non plus n'est pas atteinte. Finalement, un effort huit fois supérieur est testé. Dans ce cas, le pieu se trouve dans le domaine instable. Cela met en évidence que la zone métastable correspond à une petite zone du diagramme.

La structure jacket composée de quatre pieux a été soumise à des efforts cycliques latéraux. Chacun des pieux a été étudié comme un pieu isolé sous chargement axial. Les résultats sont introduits dans le diagramme de Poulos des pieux isolés. Tous les pieux se trouvent dans la zone stable, le déplacement ultime normalisé maximal obtenu est de 0,032, trois fois inférieur au critère $B/10$ et plus de dix fois inférieur aux valeurs obtenues pour la rupture des pieux sous chargement cyclique. La différence de comportement est due à la présence de la plateforme et au transfert des moments en tête de pieu. La plateforme et les pieux se comportent comme une seule structure et c'est pour cette raison que le déplacement des pieux est plus petit et leur comportement plus rigide.

Des cycles de chargement plus importants doivent être appliqués pour ramener les pieux de la structure jacket à la rupture. Dans ce cas, une augmentation du chargement horizontal peut occasionner un comportement non-linéaire de la structure et une plastification. Pour pouvoir ramener la structure à la rupture par défaillance de la fondation il est nécessaire de mener la même étude avec des pieux ayant une fiche inférieure.

Chapitre 3 : Bibliographie numérique

Un résumé bibliographique des outils adoptés dans ce manuscrit pour l'étude numérique des pieux sous chargement axial, monotone et cyclique est présenté dans ce chapitre. Dans un premier temps, la méthode des éléments finis est utilisée pour les calculs « raffinés » effectués avec le logiciel ABAQUS/Standard Analysis (2012). Ensuite, les calculs « simplifiés » sont faits avec le macro-élément pour pieu développé par Li (2014) et implémenté dans la « boîte à outils » FEDEASLAB de MATLAB (2012) (Filippou et Constandines 2004).

3.1 Calculs raffinés : contraintes initiales, lois de comportement

La méthode des éléments finis est souvent adoptée pour reproduire numériquement le comportement des pieux. Parmi de nombreux auteurs, Zhan et al. (2012) et Wrana et al. (2013) ont étudié le comportement axial d'un pieu soumis à un chargement monotone en adoptant un comportement élastique-plastique parfait avec un critère de Mohr-Coulomb pour le sol et une modélisation 2D axisymétrique. Le comportement des pieux sous chargement axial cyclique a été étudié entre autres par Boulon et al. (1980), Puech et al (1982), Wichtmann (2005) et Cao (2010). Des modèles 3D sont également souvent adoptés pour étudier le comportement sous chargements combinés (axial et latéral), (Abdel-Rahman et Achmus, 2006, Achmus et al., 2009, Li, 2014, Li et al., 2016).

Les références mentionnées ci-dessus font l'hypothèse d'un pieu moulé, sans refoulement de sol, c'est-à-dire que les contraintes radiales autour du pieu sont fonction du poids propre du sol et du coefficient des terres au repos. Dans ce manuscrit, des contraintes initiales radiales issues de la méthode CPT ICP-05 (Jardine et al. 2005) sont imposées afin de mieux reproduire la distribution des contraintes issues du battage, avant l'application de l'effort axial (Isorna et al. 2015). L'objectif est de reproduire avec la méthode des éléments finis les essais sous chargement monotone en traction réalisés à la centrifugeuse géotechnique de l'IFSTTAR présentés précédemment.

Dans un second temps, des lois de comportement basées sur la théorie de l'hypo-plasticité sont adoptées, théorie introduite par Kolymbas en 1991 et basée sur le concept d'hypo-élasticité (Kolymbas, 1991). En effet, l'application de chargements cycliques sur un pieu provoque une accumulation des déplacements, une évolution des contraintes radiales et par conséquent un changement de la capacité portante (Andersen et al., 2013) nécessitant l'utilisation des lois de comportement avancées.

Dans ce document nous considérons les contraintes de compression positives et les contraintes de traction négatives.

3.1.1 Contraintes initiales

Dans les modèles numériques, l'état de contraintes initiales dans un massif de sol autour du pieu est souvent considéré non modifié par la mise en place de pieu ; les contraintes radiales augmentent linéairement avec la profondeur et sont calculées à partir des contraintes verticales (issues du poids

propre) et le coefficient des terres au repos K_0 . Cette hypothèse est réaliste pour le cas des pieux moulés et elle est conforme aux méthodes analytiques utilisées pour calculer la résistance au frottement des pieux (API 2011; DNV 1977, 2014; Meyerhof et al. 1983).

La modélisation de la mise en place d'un pieu dans le sol est une tâche complexe (Berenguer Todo Bom 2014; Dijkstra et al. 2011; Pham 2009). En raison des similitudes entre la réalisation d'un essai pénétrométrique et la mise en place d'un pieu à embase fermée, des méthodes analytiques ont été développées, basées sur l'essai CPT. Ces différentes méthodes (Imperial College (ICP-05) (Jardine et al. 2005), Fugro (Fugro-05) (Kolk et al. 2005), Université de Western Australia (UWA-05) (Lehane et al. 2005b), Institute Norvégien de Géotechnique (NGI-05) (Clausen et al. 2005)) permettent de calculer la capacité portante des pieux à partir de la résistance de pointe obtenue lors de l'essai CPT. Elles sont présentées en détail dans l'ouvrage de Schneider et al. (2008).

La méthode ICP-05 (Jardine et al. 2005) est adoptée ci-dessous pour calculer les contraintes radiales initiales à imposer dans le massif de sol autour du pieu, Isorna et al. (2015). Les contraintes sont calculées avec les formules (3-1) à (3-3) :

$$\sigma'_{rf}(z) = a(\sigma'_{rc}(z) + \Delta\sigma'_{rd}) \quad (3-1)$$

$$\sigma'_{rc}(z) = \frac{q_c(z)}{34} \left(\frac{h'}{B/2} \right)^{-0,38} \left(\frac{\sigma'_{v0}(z)}{P_a} \right)^{0,13} \quad \text{et} \quad \Delta\sigma'_{rd} = \frac{2G}{B/2} \delta h \quad (3-2)$$

$$G = q_c(z)(0,0203 + 0,00125\eta - 1,21 \times 10^{-5}\eta^2)^{-1} \quad \text{et} \quad \eta = \frac{q_c(z)}{(\sigma'_{v0}P_a)^{0,5}} \quad (3-3)$$

Où

$\sigma'_{rf}(z)$: contrainte radiale effective lors de l'arrachement (MPa) ;

$\sigma'_{rc}(z)$: contrainte radiale effective après installation et consolidation (MPa) ;

$\sigma'_{v0}(z)$: contrainte verticale effective du sol avant la mise en place du pieu (MPa) ;

$\Delta\sigma'_{rd}$: variation de la contrainte radiale effective due au chargement (MPa) ;

$q_c(z)$: résistance de pénétration de pointe (résultat de l'essai CPT) (MPa) ;

P_a : pression atmosphérique (MPa) ;

G : module de cisaillement du sol (MPa) ;

B : diamètre de pieu (m) ;

h' : distance depuis la pointe de pieu (m) ;

δh : déplacement perpendiculaire au plan de cisaillement, estimé à 2×10^{-5} (m) ;

z : profondeur (m) ;

a : coefficient fonction du type de chargement, compression=1 et traction=0,8.

La contrainte radiale effective lors de l'arrachement est ainsi directement proportionnelle à la résistance de pointe $q_c(z)$ et au coefficient a . Ce dernier prend en compte l'effet Poisson sur le pieu (variation du diamètre du pieu en fonction de chargement appliqué), ainsi que la modification de l'orientation des contraintes principales entre le battage et l'arrachement. Lorsqu'un effort de traction est appliqué, le diamètre du pieu est légèrement réduit, le sol se relâche et ainsi les contraintes radiales se trouvent diminuées.

3.1.2 Lois de comportement

Reproduire le comportement non-linéaire du sol sous chargement monotone ou cyclique est une tâche assez complexe. Cette non-linéarité provient entre autres de la génération de déformations plastiques lorsque le critère de plasticité est atteint : un des modèles les plus utilisés dans les bureaux d'études est celui de Mohr-Coulomb, modèle bien adapté pour des chargements monotones. Une autre source de non-linéarité provient de la dépendance du module d'Young avec l'état des contraintes : des modèles hypo-plastiques peuvent alors être utilisés (Kolymbas et Wu, 1993; Wu et Bauer, 1994; Wolffersdorff, 1996). Couplés avec le concept d'«intergranular strain» (Niemunis et Herle 1997), ces modèles sont aptes à simuler de façon réaliste également le comportement cyclique.

3.1.2.1 Loi de Mohr-Coulomb

Le modèle de Mohr-Coulomb est une loi de comportement élastique-plastique parfaite qui décrit de manière approchée le comportement des sables (Mestat 1997). Il adopte le critère de rupture de Mohr-Coulomb qui est définie par la fonction de charge F , donnée par l'équation (3-4). Dans l'espace des contraintes principales, cette équation décrit les six plans d'une pyramide (Figure 3-1).

$$F = \frac{1}{2}(\sigma'_{max} - \sigma'_{min}) + \frac{1}{2}(\sigma'_{max} + \sigma'_{min})\sin\varphi' - c \cos\varphi' = 0 \quad (3-4)$$

Avec

σ'_{max} : contrainte principale effective majeure de compression ;

σ'_{min} : contrainte principale effective mineure de compression.

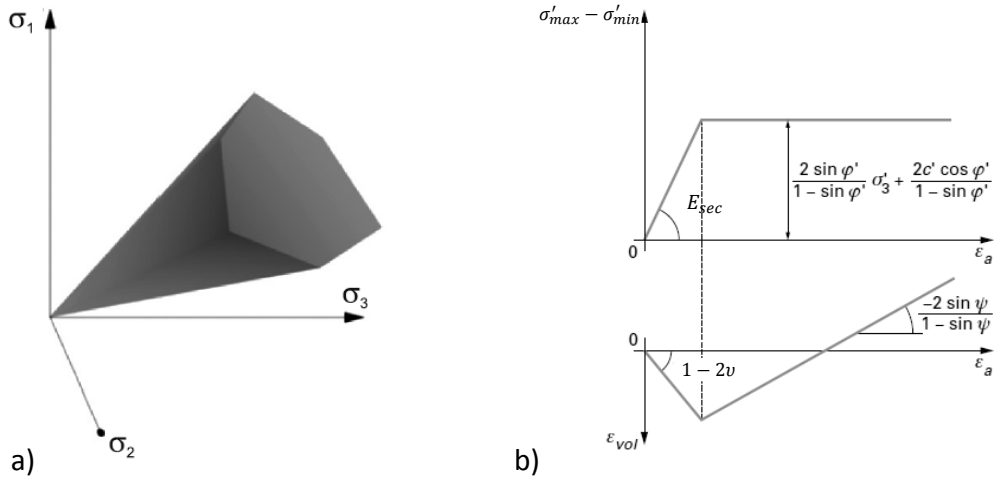


Figure 3-1. a) Critère de rupture de Mohr-Coulomb dans l'espace des contraintes principales et b) modélisation d'un essai triaxial de compression (Mestat 1997)

Dans la Figure 3-1(b) φ' correspond à l'angle de frottement interne effectif du sol, ψ est l'angle de dilatance, ν le coefficient de Poisson et E_{sec} le module de déformation sécant du sol déduit des modules élastiques en petites déformations à travers la méthode proposée par Delfosse-Ribay et al. (2004) :

$$G_{max} = A \frac{(B - e)^2}{(1 + e)} (\sigma'_3)^C; \sigma'_3 = \frac{\sigma'_{v0}(1 + 2K_0)}{3} \quad (3-5)$$

$$E_{max} = 2G_{max}(1 + \nu); E_{sec} = E_{max}/2 \quad (3-6)$$

Avec :

A, B et C des coefficients dont les valeurs pour le sable de Fontainebleau sont 200, 2,17 et 0,47 respectivement ;

G_{max} : module de cisaillement en petites déformations (Pa) ;

e : indice des vides ;

σ'_3 : contrainte de confinement (Pa) ;

σ'_{v0} : contrainte verticale effective (Pa) ;

E_{max} : module de Young du sol (Pa) ;

ν : coefficient de Poisson ;

K_0 : coefficient de poussée des terres au repos, $K_0 = 1 - \sin \varphi'$.

3.1.2.2 Loi hypo-plastique de Wolffersdorf

Les lois hypo-plastiques permettent de prendre en compte la déformation du sol due à la réorganisation du squelette granulaire suite à l'application des efforts et reproduisent ainsi d'une façon plus réaliste l'évolution du module. La formulation de ce type de loi ne requiert pas de potentiel plastique, ne décompose pas le taux des déformations en une partie élastique et une partie plastique et suit une non-linéarité incrémentale (Kolymbas et Wu 1993; Wu et Bauer 1994, Wolffersdorff 1996). Partant du premier modèle hypo-plastique proposé par Kolymbas (1991a), Bauer (1996) et Gudehus (1996) ont introduit l'influence de l'indice des vides en adoptant la formulation générale suivante (les lettres en **gras** correspondent aux tenseurs du deuxième ordre, aux matrices (pour la formulation du macroélément dans la section §3.2)) et aux vecteurs, les lettres calligraphiques aux tenseurs de quatrième ordre, le symbole $\| \|$ représente la norme euclidienne et le symbole $(\dot{})$ la dérivée par rapport au temps) :

$$\dot{\mathbf{T}} = g(\mathbf{T}, e, \mathbf{D}) \quad (3-7)$$

Avec

g : fonction qui définit le taux des contraintes ;

$\dot{\mathbf{T}}$: taux de contraintes ;

e : indice des vides ;

\mathbf{D} : taux de déformations.

Ces premières versions de la loi ne permettaient pas de reproduire de façon réaliste le comportement sous chargement cyclique, car elles généraient une accumulation excessive des déformations ou des contraintes (« ratcheting ») pour des cycles de chargement de faible amplitude Niemunis et Herle (1997). Afin d'améliorer les performances de la loi sous chargement cyclique, les mêmes auteurs ont introduit le concept de « déformation intergranulaire » (intergranular strain) (Niemunis et Herle, 1997). La loi hypo-plastique proposée par Wolffersdorff (1996), avec la prise en compte des déformations intergranulaires (Gudehus et al. 2008) est succinctement présentée ci-dessous.

La loi hypo-plastique de Wolffersdorf est basée sur la loi élasto-plastique de Drucker-Prager avec le critère de Matsuoka-Nakai (Matsuoka et Nakai, 1977). Elle a été validée à partir d'essais triaxiaux sur du sable en compression et en extension sur du sable de Hochstetten (Wolffersdorff 1996). Le modèle est décrit par l'équation suivante :

$$\dot{\mathbf{T}} = \mathcal{L} : \mathbf{D} + \mathbf{N} \|\mathbf{D}\| \quad (3-8)$$

La non-linéarité incrémentale, caractéristique des modèles hypo-plastiques, résulte de l'interaction entre \mathcal{L} et le vecteur \mathbf{N} . La valeur initiale (domaine élastique) de \mathcal{L} dépend du module de compressibilité K et du module de cisaillement maximal du sol G_{max} . Pour des matériaux comme le sable, G_{max} est fonction de la contrainte effective moyenne p_s et de l'indice des vides e . Afin de le

calculer, la méthode suivante est adoptée, avec les paramètres A, B et C dépendant du sol, Delfosse-Ribay et al. (2004) :

$$G_{max} = A \frac{(B - e)^2}{(1 + e)} p_s^C \quad (3-9)$$

Le modèle de Wolffersdorf adopte le critère de Matsuoka et Nakai (1977), fonction des invariants $I_1 = tr\mathbf{T}$, $I_2 = \frac{1}{2}[\|\mathbf{T}\|^2 - (I_1)^2]$ et $I_3 = \det(\mathbf{T})$, qui prend la forme suivante :

$$Y(\mathbf{T}) = -\frac{I_1 I_2}{I_3} - \frac{9 - \sin^2 \varphi_c}{1 - \sin^2 \varphi_c} \quad (3-10)$$

Avec φ_c l'angle de frottement critique.

Les expressions de \mathcal{L} et \mathbf{N} sont présentées ci-dessous :

$$\mathcal{L} = f_b f_e \frac{1}{\hat{\mathbf{T}} : \hat{\mathbf{T}}} (F^2 \mathcal{J} + a^2 \hat{\mathbf{T}} \hat{\mathbf{T}}) \quad (3-11)$$

$$\mathbf{N} = f_a f_b f_e \frac{F a}{\hat{\mathbf{T}} : \hat{\mathbf{T}}} (\hat{\mathbf{T}} + \hat{\mathbf{T}}^*) \quad (3-12)$$

Avec $\hat{\mathbf{T}} = \mathbf{T}/tr\mathbf{T}$, $\hat{\mathbf{T}}^* = \hat{\mathbf{T}} - \frac{1}{3}\mathbf{1}$ le déviateur de $\hat{\mathbf{T}}$, \mathcal{J} et $\mathbf{1}$ les tenseurs unitaires (quatrième et deuxième ordre respectivement). a est défini comme :

$$a = \frac{\sqrt{3}(3 - \sin \varphi_c)}{2\sqrt{2} \sin \varphi_c} \quad (3-13)$$

Le facteur F est une fonction de $\hat{\mathbf{T}}^*$ calculée comme :

$$F = \sqrt{\frac{1}{8} \tan^2 \xi + \frac{2 - \tan^2 \xi}{2 + \sqrt{2} \tan \xi \cos 3\theta}} - \frac{1}{2\sqrt{2}} \tan \xi \quad (3-14)$$

$$\tan \xi = \sqrt{3} \|\hat{\mathbf{T}}^*\|, \quad \cos 3\theta = -\sqrt{6} \frac{\text{tr}(\hat{\mathbf{T}}^* \hat{\mathbf{T}}^* \hat{\mathbf{T}}^*)}{[\hat{\mathbf{T}}^* : \hat{\mathbf{T}}^*]^{3/2}} \quad (3-15)$$

L'augmentation des contraintes dans le sol conduit à une augmentation de sa raideur et à une diminution de l'angle de dilatance. L'influence de la valeur de l'effort appliqué sur les caractéristiques de sol est prise en compte à travers les scalaires f_b , f_e et f_d dépendant des trois indices de vides ci-dessous:

- $e_i(p_s)$: indice des vides correspondant aux conditions les plus lâches possibles ;
- $e_c(p_s)$: indice des vides critique ;
- $e_d(p_s)$: indice des vides obtenu pour des conditions de densification maximale suite à l'application d'un chargement cyclique de petite amplitude.

Leurs expressions sont données dans Herle et Gudehus (1999) et dans l'Annexe IV, fonction de la pression moyenne dans le squelette granulaire p_s :

$$p_s = -\text{tr} \mathbf{T} / 3 \quad (3-16)$$

Ces trois indices des vides diminuent avec l'augmentation de p_s (Bauer 1996). Pour $p_s \cong 0$, ils correspondent aux constantes $e_{i0} > e_{c0} > e_{d,0}$ du matériau. Quand p_s atteint des valeurs très importantes, ils tendent vers zéro. La relation entre p_s et les indices des vides est donnée par:

$$\frac{e_i}{e_{i0}} = \frac{e_c}{e_{c0}} = \frac{e_d}{e_{d0}} = \exp \left[- \left(\frac{-\text{tr} \mathbf{T}}{h_s} \right)^n \right] \quad (3-17)$$

Avec h_s la dureté des grains (identifiée lors d'un essai de compression unidimensionnel comme la contrainte pour laquelle se produit un changement de courbure de la courbe contrainte-déformation volumique, aux fortes pressions) et n une constante qui décrit la sensibilité du squelette granulaire face aux changements de pression (Herle et Gudehus 1999).

La qualité des résultats obtenus avec la loi de Wolffersdorf dépend de la bonne identification des huit paramètres h_s , φ_c , n , e_{c0} , e_{d0} , e_{i0} , α et β à partir des essais expérimentaux (voir Tableau 3-1):

Tableau 3-1. Paramètres de la loi hypo-plastique de Wolffersdorf et essais nécessaires pour l'identification

Paramètre	Signification physique	Méthode d'obtention
φ_c	Angle de frottement critique	Angle de repos
e_{d0}, e_{i0}, e_{c0}	Indices de vides maximal, minimal et critique	Essais de caractérisation
h_s	Dureté des grains	Essai œdométrique
n	Exposant fonction de la sensibilité de squelette granulaire au changement de pression	Essai œdométrique
α	Exposant qui décrit la transition entre l'état au pic et l'état critique des contraintes	Essai triaxial monotone
β	Exposant représentant le changement de raideur à une densité donnée	Essai œdométrique

α et β sont des exposants utilisés respectivement pour le calcul des scalaires f_d et f_e . Les équations de f_d et f_e et la méthode pour calibrer ces paramètres sont présentées dans Herle et Gudehus (1999) et dans l'Annexe IV.

Herle et Gudehus (1999) ont calibré cette loi pour différents types de sable. Pour le sable de Karlsruhe, les auteurs ont obtenu $\varphi_{pic}=36,9^\circ$ (angle de frottement au pic), $\varphi_c=31^\circ$, $e=0,65$, $e_{min}=0,53$ et $e_{max}=0,84$ (Wu et Kolymbas 1991). Les paramètres suivants ont été adoptés pour les simulations des essais triaxiaux (différentes valeurs de confinement) présentés ci-dessous pour le sable de Karlsruhe (Tableau 3-2, Figure 3-2):

Tableau 3-2. Paramètres du modèle hypo-plastique pour le sable de Karlsruhe (Herle et Gudehus 1999)

Matériaux	φ_c [°]	h_s [MPa]	n	e_{d0}	e_{c0}	e_{i0}	α	β
Sable du Karlsruhe	31	58000	0,28	0,53	0,84	1,00	0,13	1,0

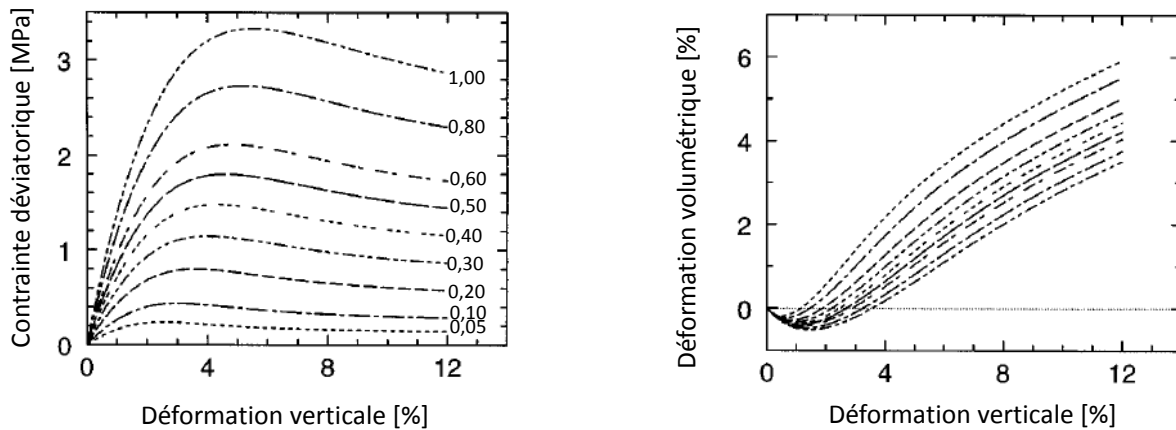


Figure 3-2. Modélisation des essais triaxiaux pour différentes valeurs de confinement avec la loi hypo-plastique de Wolffersdorf pour le sable de Karlsruhe (paramètres du Tableau 3-2, (Herle et Gudehus 1999))

3.1.2.3 Déformation intergranulaire (intergranular strain)

Le domaine élastique des sols se limite à des déformations inférieures à 10^{-5} . Dans sa formulation initiale, la loi hypo-plastique proposée par Wolffersdorff (1996) prédit une accumulation excessive des déformations (des contraintes) quand des contraintes (des déformations) cycliques de petite amplitude sont appliquées (Figure 3-3).

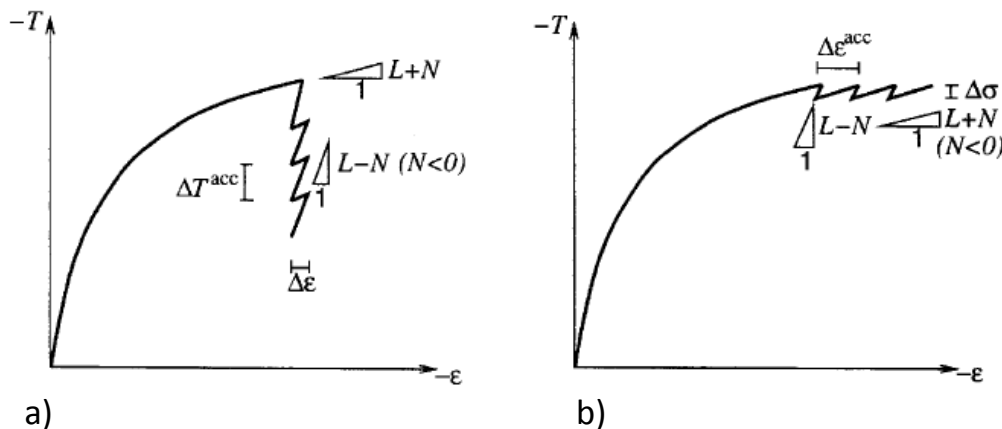


Figure 3-3. Cumulation excessive des a) contraintes et b) déformations (Niemunis et Herle, 1997)

Pour améliorer les performances des modèles hypo-plastiques sous chargements cycliques, Niemunis et Herle (1997) ont introduit une nouvelle variable d'état appelée *déformation intergranulaire*, \mathbf{h} . Il s'agit d'un tenseur qui prend en compte les déformations à l'interface intergranulaire et la réorganisation des grains de sol pendant l'application des petits efforts dans le domaine élastique. \mathbf{h} peut être interprété comme la mesure de la micro-déformation à l'interface intergranulaire et sa valeur

ne peut pas être supérieure au rayon de déformation intergranulaire R . En effet, la norme euclidienne de \mathbf{h} vérifie la relation suivante :

$$\rho = \frac{\|\mathbf{h}\|}{R}$$

avec $0 \leq \rho \leq 1$ et R qui varie entre 10^{-7} pour des grains de grande taille et 10^{-3} pour des grains de petite taille (Kudella et Reul, 2002). R peut être déterminé à partir des courbes contraintes-déformations obtenues avec des essais dynamiques ou de « reversal strain ». Elle correspond à la taille de la zone où la raideur incrémentale reste approximativement constante (Figure 3-4).

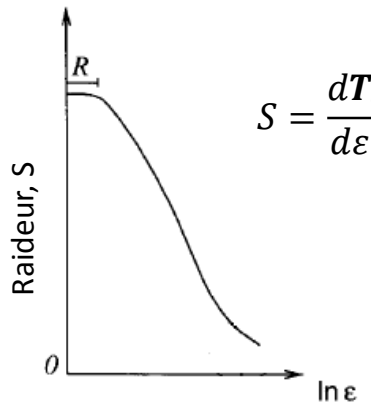


Figure 3-4. Détermination du paramètre R (Niemunis et Herle 1997)

Le tenseur taux des déformations prend maintenant la forme suivante :

$$\dot{\mathbf{h}} = \begin{cases} ((1 - \hat{\mathbf{h}}\hat{\mathbf{h}})\rho^{\beta_r} \mathbf{D} & (\hat{\mathbf{h}} : \mathbf{D} > 0) \\ \mathbf{D} & (\hat{\mathbf{h}} : \mathbf{D} \leq 0) \end{cases} \quad (3-18)$$

Avec β_r une constante et $\hat{\mathbf{h}}$ un vecteur unitaire qui correspond à la direction du vecteur \mathbf{h} . $\mathbf{0}$ est le vecteur zéro :

$$\hat{\mathbf{h}} = \begin{cases} \mathbf{h}/\|\mathbf{h}\| & (\mathbf{h} \neq \mathbf{0}) \\ \mathbf{0} & (\mathbf{h} = \mathbf{0}) \end{cases} \quad (3-19)$$

En considérant cette nouvelle variable l'équation générale de l'hypo-plasticité prend la forme suivante :

$$\dot{\mathbf{T}} = \mathcal{M} : \mathbf{D} \quad (3-20)$$

Avec \mathcal{M} est un tenseur qui représente la raideur, obtenue à partir de $\mathcal{L}(\mathbf{T}, \mathbf{e})$ et $\mathbf{N}(\mathbf{T}, \mathbf{e})$ modifiés par des coefficients multiplicateurs constants m_T , m_R et χ :

$$\mathcal{M} = [\rho^\chi m_T + (1 - \rho^\chi) m_R] \mathcal{L} + \begin{cases} \rho^\chi (1 - m_T) \mathcal{L} : \hat{\mathbf{h}} \hat{\mathbf{h}} + \rho^\chi \mathbf{N} \hat{\mathbf{h}} & (\hat{\mathbf{h}} : \mathbf{D} > 0) \\ \rho^\chi (m_R - m_T) \mathcal{L} : \hat{\mathbf{h}} \hat{\mathbf{h}} & (\hat{\mathbf{h}} : \mathbf{D} \leq 0) \end{cases} \quad (3-21)$$

Le tenseur \mathcal{L} est modifié tel que pour $\rho = 0$ la raideur initiale est obtenue:

$$\mathcal{M} = m_R \mathcal{L} \quad (3-22)$$

Les constantes m_R et m_T contrôlent la dégradation de la raideur lorsqu'on passe du régime des petites déformations aux moyennes déformations durant la phase de décharge et de chargement neutre. β_r contrôle le taux avec lequel $\|\mathbf{h}\|$ tend vers R et χ la transition du régime de petits déplacements à la réponse hypo-plastique.

3.2 Calculs simplifiés : Macro-élément

Le macro-élément est un outil simplifié, robuste et rapide qui permet de décrire l'interaction sol-fondation pour le cas où la fondation est soumise à des chargements statiques ou dynamiques bi ou tridimensionnels couplés. Le concept du macro-élément a été introduit en géotechnique par Nova et Montrasio (1991). Il consiste à considérer toutes les non-linéarités - matérielles (plasticité du sol) et/ou géométriques (soulèvement) - dans un domaine fini (« champ proche ») en les concentrant en un point représentatif et en formulant une loi 3D en variables généralisées (forces et déplacements). Le « champ lointain » correspond au reste du volume du sol, c'est-à-dire, la partie semi-infinie sous le macro-élément. Ce volume de sol se comporte de manière élastique ou viscoélastique (pour prendre par exemple en compte l'amortissement radiatif en génie parasismique). La Figure 3-5 montre l'exemple d'un macro-élément pour une fondation superficielle (Grange 2008) et la décomposition de domaine en champs proche et lointain.

Les premiers macro-éléments basés sur la théorie de la plasticité ont été développés pour l'étude du comportement des fondations superficielles sous chargements bidimensionnels ou tridimensionnels monotones statiques couplés (Nova et Montrasio, 1991; Cassidy et al., 2002), notamment pour l'industrie offshore (Martin 1994). Ils ont été ensuite étendus à des problèmes cycliques ou dynamiques (Crémer 2001; Crémer et al. 2001; Grange 2008; Grange et al. 2007, 2009; Montrasio et Nova 1997; Pedretti 1998; Di Prisco et al. 2002). Salciarini et Tamagnini (2009) ont proposé le premier macro-élément pour des fondations superficielles basé sur la théorie de l'hypo-plasticité. Pour étudier la réponse des pieux sous chargements cycliques Li (2014) et Li et al. (2016) ont récemment proposé un macro-élément basé sur la théorie de l'hypo-plasticité. Ce dernier outil est développé ci-dessous.

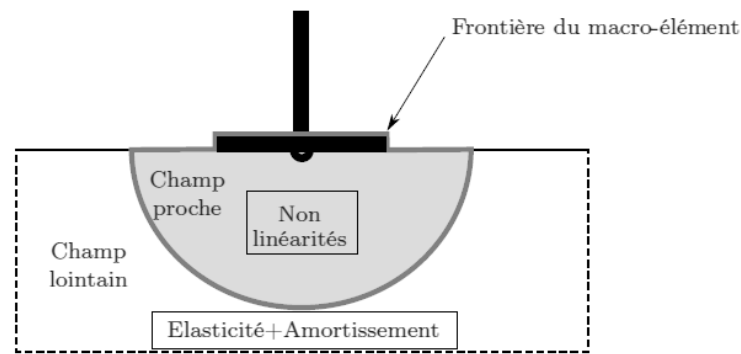


Figure 3-5. Champ proche et champ lointain d'un macro-élément d'une fondation superficielle (Grange 2008)

3.2.1 Macro-élément pour pieu

Le macro-élément pour pieux proposé par Li (2014) et Li et al. (2016) est inspiré du travail de Salciarini et Tamagnini (2009) sur un macro-élément pour des fondations superficielles développé dans le cadre de l'hypo-plasticité. Les auteurs ont adopté une nouvelle variable d'état appelé « déplacement interne » qui correspond au concept des « déformations intergranulaires » proposé par Niemunis et Herle (1997). Le nouveau macro-élément permet de reproduire le comportement d'un pieu sous chargements cycliques complexes dans un massif de sable de Fontainebleau (NE34) (Li 2014; Li et al. 2016). La tête de pieu est considérée positionnée à la surface du sol et le comportement du pieu est élastique linéaire. Les phénomènes non-linéaires sont par conséquent limités au comportement du sol et l'interface.

3.2.1.1 Surface de rupture 3D

Les équations « constitutives » du macro-élément sont exprimées en termes de variables généralisées (forces, moments, déplacements et rotations). Elles sont obtenues à partir de la surface de rupture 3D d'un pieu isolé dans un massif de sable de Fontainebleau (NE34) déterminée numériquement avec un modèle aux éléments finis à partir des lois hypo-plastiques (Li 2014; Li et al. 2014).

Plus spécifiquement, un pieu isolé dans un massif de sable de Fontainebleau a été modélisé en 3D (Li 2014; Li et al. 2014). Le pieu est considéré avoir un comportement élastique linéaire et le sol est modélisé à l'aide de la loi hypo-plastique de Wolffersdorf (voir section §3.1.2.2). L'hypothèse de grandes déformations est adoptée ainsi que la possibilité de procéder à un remaillage automatique. Le code ABAQUS a été adopté pour les calculs. Afin d'identifier la surface de rupture 3D, deux types d'essais sont numériquement réalisés :

- i. Swipe Test : un déplacement vertical est premièrement appliqué jusqu'à l'obtention d'un effort vertical donné. Ensuite, le déplacement vertical reste constant et le pieu est soumis à un déplacement soit horizontal, soit rotationnel, soit une combinaison des deux.

- ii. Test de déplacement radial : test piloté en déplacements, où le rapport entre les déplacements imposés (dans différentes directions) reste constant.

Les deux types d'essais ont donné des résultats similaires et les auteurs ont pu ainsi proposer une surface de rupture 3D dans l'espace V-H-M, où H et V correspondent respectivement à la force horizontale et verticale et M au moment fléchissant. Les résultats obtenus numériquement dans le plan H-V correspondent à la formule de cercle proposée par Meyerhof et Rajan (1973) :

$$\left(\frac{H}{R_H}\right)^2 + \left(\frac{V}{R_V}\right)^2 = 1 \quad (3-23)$$

Avec R_H et R_V les capacités portantes latérale et verticale du pieu respectivement.

Dans le plan H-M les résultats ont donné une ellipse inclinée, similaire aux résultats de Gottardi et al. (1999) pour les fondations superficielles. Finalement Li (2014) et Li et al. (2014) proposent l'équation suivante pour décrire la surface de rupture 3D :

$$f = 1.0 \left(\frac{H}{N_p \mu_p R_H}\right)^2 + 1.0 \left(\frac{M}{N_p \mu_p R_M}\right)^2 - 1.5 \left(\frac{H}{N_p \mu_p R_H}\right) \left(\frac{M}{N_p \mu_p R_M}\right) - \left(1 - \left(\frac{V}{N_p \mu_p R_V}\right)^2\right) \quad (3-24)$$

Où R_M est la résistance au moment fléchissant. Les auteurs ont également proposé de prendre en compte le nombre des pieux à travers le coefficient N_p (nombre de pieux) et l'effet de groupe à travers le coefficient μ_p ($\mu_p = 1$ pour un entraxe $\geq 8B$, B étant le diamètre du pieu étudié). La Figure 3-6 donne la forme 3D de la surface de rupture dans l'espace V-H-M.

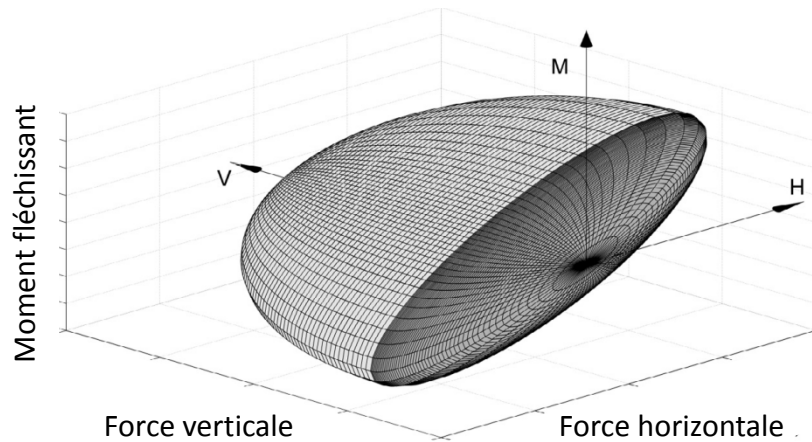


Figure 3-6. Surface de rupture 3D du macro-élément pour pieu (Li 2014; Li et al. 2014)

3.2.1.2 Formulation

Le macro-élément est basé sur la théorie de l'hypo-plasticité et sa formulation suit le travail de Salciarini et Tamagnini (2009) pour des fondations superficielles. La réponse mécanique du pieu est exprimée en termes de vecteur force \mathbf{t} et de vecteur déplacement \mathbf{u} définis ci-dessous :

$$\mathbf{t} = \{V, H, M/B\}^T \quad (3-25)$$

$$\mathbf{u} = \{w, u, d\theta\}^T \quad (3-26)$$

V, H et M qui correspondent aux efforts verticaux, horizontaux et les moments fléchissant appliqués en tête de pieu. w, h et θ sont les déplacements et rotations respectives et B le diamètre de pieu. Conformément à la théorie de l'hypo-plasticité et au travail de Salciarini et Tamagnini (2009), les équations générales du macro-élément prennent la forme suivante :

$$\dot{\mathbf{t}} = \mathbf{K}(\mathbf{t}, \boldsymbol{\eta}) \dot{\mathbf{u}} \quad (3-27)$$

$$\mathbf{K} = \mathbf{L}(\mathbf{t}) + \mathbf{N}(\mathbf{t}) \boldsymbol{\eta}^T \quad (3-28)$$

$$\boldsymbol{\eta} = \frac{\dot{\mathbf{u}}}{\|\dot{\mathbf{u}}\|} \quad (3-29)$$

Avec \mathbf{K} la matrice tangente, $\boldsymbol{\eta}$ la direction de la vitesse généralisée $\dot{\mathbf{u}}$, \mathbf{L} une matrice et \mathbf{N} un vecteur « constitutifs » à calibrer à partir des résultats expérimentaux. La rigidité varie donc continuellement (non-linéarité incrémentale) et elle est composée d'une partie linéaire $\mathbf{L}(\mathbf{t})$ et une partie non-linéaire $\mathbf{N}(\mathbf{t})$ qui modifie la partie linéaire en fonction des contraintes appliquées.

Pour étudier le cas des chargements cycliques, une nouvelle variable δ est introduite. Cette variable représente le « déplacement interne », similaire à la « déformation intergranulaire » introduite par Niemunis et Herle (1997). Dans ce cas, l'équation du macro-élément hypo-plastique prend la forme suivante :

$$\dot{\mathbf{t}} = \mathbf{K}(\mathbf{t}, \delta, \boldsymbol{\eta}) \dot{\mathbf{u}} \quad (3-30)$$

$$\mathbf{K} = [\rho^\chi m_T + (1 - \rho^\chi) m_R] \mathbf{L} + \begin{cases} \rho^\chi (1 - m_T) (\mathbf{L} \boldsymbol{\eta}_\delta) \boldsymbol{\eta}_\delta^T + \rho^\chi \mathbf{N} \boldsymbol{\eta}_\delta^T & (\boldsymbol{\eta}_\delta \boldsymbol{\eta} > 0) \\ \rho^\chi (m_R - m_T) (\mathbf{L} \boldsymbol{\eta}_\delta) \boldsymbol{\eta}_\delta^T & (\boldsymbol{\eta}_\delta \boldsymbol{\eta} \leq 0) \end{cases} \quad (3-31)$$

L'équation (3-31) a la même forme que l'équation (3-21). Les paramètres m_T, m_R, χ sont des constantes du modèle hypo-plastique. L'évolution du taux de déplacement interne $\dot{\delta}$ est définie par l'équation suivante

$$\dot{\delta} = \begin{cases} (\mathbf{I} - \rho^{\beta_r} \boldsymbol{\eta}_\delta \boldsymbol{\eta}_\delta^T) \dot{\mathbf{u}} & (\boldsymbol{\eta}_\delta \boldsymbol{\eta} > 0) \\ \dot{\mathbf{u}} & (\boldsymbol{\eta}_\delta \boldsymbol{\eta} \leq 0) \end{cases} \quad (3-32)$$

$$\boldsymbol{\eta}_\delta = \begin{cases} \delta / \|\delta\| & (\|\delta\| > 0) \\ \mathbf{0} & (\|\delta\| = 0) \end{cases} \quad (3-33)$$

$$\rho = \frac{\|\delta\|}{R} \quad (3-34)$$

$\boldsymbol{\eta}_\delta$ est un vecteur unitaire, \mathbf{I} la matrice d'identité, ρ définit la direction du déplacement interne, β_r et R sont des constantes du modèle. Le déplacement interne ne peut pas dépasser la valeur de R donc, $0 \leq \rho \leq 1$. Pour $\rho = 0$ on retrouve la matrice de raideur initiale (domaine élastique) \mathbf{K}^e :

$$\mathbf{L} = \frac{1}{m_R} \mathbf{K}^e \quad (3-35)$$

$$\mathbf{K}^e = \begin{bmatrix} k_{vv} & 0 & 0 \\ 0 & k_{hh} & k_{hm} \\ 0 & k_{hm} & k_{mm} \end{bmatrix} \quad (3-36)$$

$$\rho = \frac{\|\delta\|}{R} \quad (3-37)$$

La matrice linéaire est définie par les différentes raideurs (verticale, horizontale, rotationnelle et leur couplages (horizontale-verticale), k_{vv} , k_{hh} , k_{mm} et k_{hm} , respectivement). Des méthodes pour déterminer la valeur de ces paramètres sont présentées dans le Chapitre 4.

La fonction non-linéaire du macro-élément \mathbf{N} s'exprime comme :

$$\mathbf{N}(\mathbf{t}) = -Y(\mathbf{t})\mathbf{Lm}(\mathbf{t}) \quad (3-38)$$

Le vecteur $\mathbf{m}(\mathbf{t})$ est un vecteur unitaire qui indique la direction de la vitesse à la rupture (direction de l'écoulement plastique), il est obtenu en considérant un écoulement associé.

$$\mathbf{m} = \left(\frac{\dot{\mathbf{u}}}{\|\dot{\mathbf{u}}\|} \right)_{rupture} \quad (3-39)$$

La fonction scalaire $Y(\mathbf{t}) \in [0, 1]$ prend en compte le degré de non-linéarité, elle traduit la distance entre l'état de contraintes généralisées et la surface de rupture. Pour $Y(\mathbf{t}) = 1$ le critère de rupture est atteint. Cette valeur diminue avec l'augmentation de la distance. Elle est définie par l'expression suivante :

$$Y(\mathbf{t}) = \xi^\kappa \quad \xi \in [0,1] \quad (3-40)$$

Pour $\xi = 1$ la surface de charge et la surface de rupture coïncident. κ est une constante du matériau qui contrôle l'évolution de cette fonction scalaire. Pour calculer la valeur de ξ , la surface de charge est définie à partir de l'hypothèse que pour chaque cas de chargement \mathbf{t} à l'intérieur du critère de rupture, un état \mathbf{t}^* est défini sur la surface de rupture par projection depuis l'origine de l'espace des chargements, les deux surfaces étant homothétiques :

$$\mathbf{t}^* = \frac{1}{\xi} \mathbf{t} \quad \xi \in (0, 1] \quad (3-41)$$

Une interprétation géométrique est présentée dans la Figure 3-7. Prenons le cas d'un chargement représenté par le point A (V', H', M' ,) qui se trouve sur une surface de charge décrite par l'équation (3-42). Le point B (V^*, H^*, M^*) se trouve sur la surface de rupture qui a la même forme mais une taille différente, (3-43). Le point B est obtenu par projection du point A depuis l'origine de l'espace des chargements. Quand les deux surfaces coïncident, $H' = H^*, M' = M^*, V' = V^*$ et $\xi = 1$.

$$\text{Point A} = \left(\frac{H'}{N_p \mu_p R_H} \right)^2 + \left(\frac{M'}{\xi N_p \mu_p R_M} \right)^2 - 1.5 \left(\frac{H'}{\xi N_p \mu_p R_H} \right) \left(\frac{M'}{\xi N_p \mu_p R_M} \right) - \left[1 - \left(\frac{V'}{\xi N_p \mu_p R_V} \right)^2 \right] = 0 \quad (3-42)$$

$$\text{Point B} = \left(\frac{H^*}{N_p \mu_p R_H} \right)^2 + \left(\frac{M^*}{N_p \mu_p R_M} \right)^2 - 1.5 \left(\frac{H^*}{N_p \mu_p R_H} \right) \left(\frac{M^*}{N_p \mu_p R_M} \right) - \left[1 - \left(\frac{V^*}{N_p \mu_p R_V} \right)^2 \right] = 0 \quad (3-43)$$

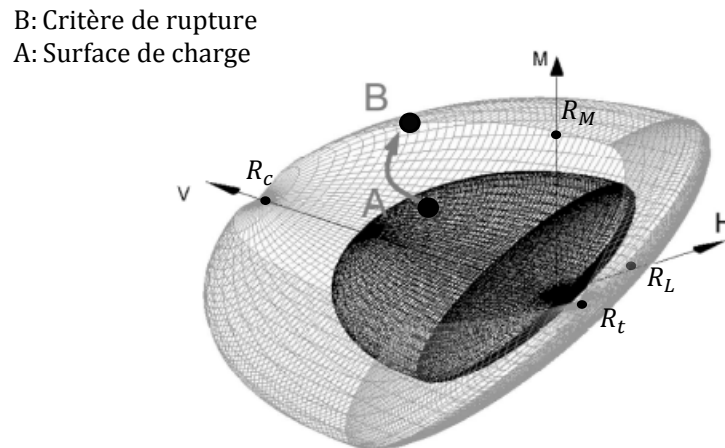


Figure 3-7. Evolution de la surface de charge et critère de rupture du macro-élément pour pieu (Li 2014; Li et al. 2014)

3.2.1.3 Paramètres du macro-élément

Le macro-élément est implémenté dans FEDEASLab (Filippou et Constandines, 2004). Ses paramètres sont regroupés dans le tableau ci-dessous et les méthodes pour les calculer sont présentées dans le Chapitre 4.

Tableau 3-3. Paramètres du macro-élément de Li (2014) et Li et al. (2016)

Paramètre	Description	Fonction
R_H	Capacité portante (force horizontale)	
R_M	Capacité portante (moment)	Surface de rupture
R_V	Capacité portante (force verticale)	
k_{vv}	Raideur verticale	
k_{hh}	Raideur horizontale	
k_{mm}	Raideur rotationnelle	Raideur élastique
k_{hm}	Raideur rotationnelle-horizontale	
κ	Evolution de la surface de rupture	Paramètre d'écroûissage
m_R	Coefficient de raideur pendant la décharge	
m_T	Coefficient de raideur pour une force neutre	
R	Domaine de déformation linéaire	Chargements cycliques
β^r	Taux d'évolution de déformation intergranulaire	
χ	Coefficient de transition linéaire	

3.3 Conclusion

Dans ce chapitre la loi hypo-plastique avec déformation intergranulaire est présentée, le comportement du sol dépend de la variation des indices de vides (fonction de l'évolution de la pression moyenne dans le squelette granulaire). Le modèle est composé de quinze paramètres : dix d'entre eux contrôlent le comportement du sol sous chargement monotone et cinq contrôlent le comportement cyclique. Pour déterminer la valeur des chacun des variables de ce modèle dans le Chapitre 4 la calibration des paramètres à partir des essais triaxiaux réalisés en laboratoire est proposé, une étude de l'influence des paramètres est aussi proposée.

Le macro-élément développé pour étudier le comportement des pieux dans du sable de Fontainebleau dense est aussi présenté, il utilise la loi hypo-plastique avec déformation intergranulaire pour modéliser le comportement du sol. Dans cet outil la calibration des paramètres de la loi n'est pas nécessaire mais, des paramètres doivent être calibrés à partir des caractéristiques du pieu pour déterminer sa surface de rupture. Différentes méthodes existent pour obtenir ces paramètres, ils sont développés dans le Chapitre 4 .

Chapitre 4 : Calibration du modèle numérique

4.1 Introduction

Dans cette thèse, deux approches numériques sont adoptées pour simuler le comportement des pieux testés en centrifugeuse : la méthode des éléments finis et une méthode simplifiée basée sur le concept du macro-élément. La première partie de chapitre présente la calibration des paramètres de la loi hypo-plastique du modèle éléments finis à partir des essais triaxiaux. La deuxième partie présente la calibration des paramètres du macro-élément de Li (Li 2014; Li et al. 2016) à partir des formules de la littérature et des courbes force-déplacement obtenues lors des essais expérimentaux à la centrifugeuse de l'IFSTTAR Nantes.

4.2 Calibration des paramètres de la loi hypo-plastique

La loi hypo-plastique de Wolffersdorff (1996), avec ou sans « déformation intergranulaire » (Niemunis et Herle 1997), est ci-dessous calibrée à partir des essais triaxiaux sur du sable de Fontainebleau de densité élevée. Les essais ont été effectués pour différents niveaux de confinement : 50, 100, 200 et 400 kPa. Un modèle numérique composé d'un élément fini quadrilatéral avec quatre nœuds et un seul point d'intégration (C3D8R, Abaqus) est adopté pour les simulations, le déplacement vertical à la base de l'élément est empêché (Figure 4-1). Le chargement est appliqué en 2 parties, d'abord la pression de confinement sur les bords extérieurs de l'élément puis, un déplacement uniforme est appliqué sur la surface horizontale supérieure selon la direction de Z (Figure 4-1).

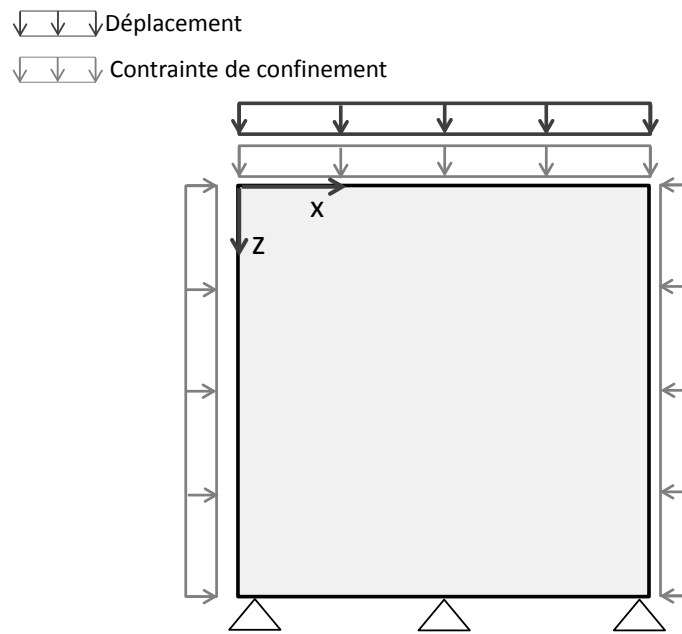


Figure 4-1. Schéma de modélisation des essais triaxiaux

Li et al. (2016) ont utilisé ce modèle hypo-plastique pour étudier le comportement des pieux sous chargement latéral dans un massif de sable de Fontainebleau dense. Les valeurs proposées pour les

paramètres de la loi dans leur étude sont utilisées ici pour simuler les essais triaxiaux. Le tableau ci-dessous regroupe les quinze paramètres de la loi hypo-plastique. Les neuf premiers paramètres correspondent à la version du modèle sans « déformation intergranulaire ».

Tableau 4-1. Paramètres du modèle hypo-plastique de Wolffersdorff (1996) avec ou sans déformation intergranulaire après calibration avec des essais triaxiaux

Paramètre	Symbole	Valeur	Unité
Angle de frottement critique interne	φ_c	31,6	°
Cohésion artificielle	c_a	0,001	Pa
Dureté des grains	h_s	$4,8 \times 10^9$	Pa
Constante	n	0,29	
Indice des vides minimum de référence	e_{d0}	0,37	
Indice des vides critique de référence	e_{c0}	0,88	
Indice des vides maximum de référence	e_{i0}	0,99	
Constante	α	0,24	
Constante	β	1,97	
Coefficient de raideur pendant la décharge	m_R	5	
Coefficient de raideur pour une force neutre	m_T	2	
Domaine de déformation linéaire	R	1×10^{-4}	m
Taux d'évolution de déformation intergranulaire	β^r	0,8	
Coefficient de transition linéaire	χ	6	

Les figures ci-dessous présentent les résultats de l'essai triaxial pour une contrainte de confinement de 400 kPa pour les deux versions de la loi hypo-plastique (avec et sans « déformation intergranulaire », IS désigne l'« intergranular strain » sur la Figure 4-2). La prise en compte de la déformation intergranulaire permet de s'approcher plus des résultats expérimentaux : elle est donc retenue pour les simulations effectuées dans la suite du manuscrit. La Figure 4-3 présente la comparaison des résultats numériques (avec les paramètres de Tableau 4-1) et des résultats expérimentaux pour différentes valeurs de confinement. La capacité du modèle hypo-plastique avec « déformation intergranulaire » à reproduire les essais triaxiaux est satisfaisante.

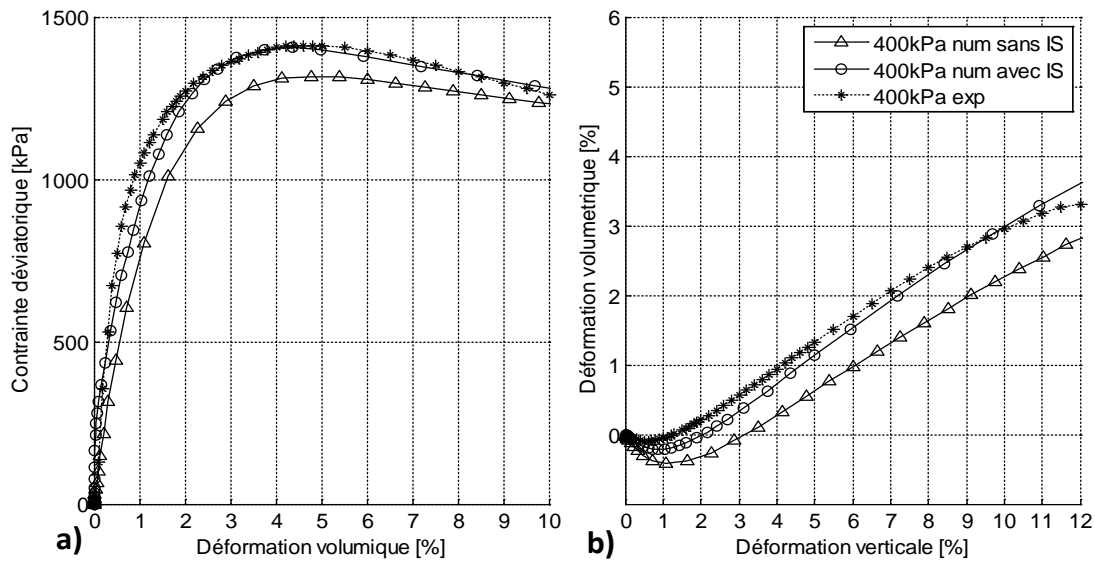


Figure 4-2. Triaxial (400kPa), résultats numériques Vs. résultats expérimentaux : a) contrainte déviatorique en fonction de la déformation volumique et b) déformation volumétrique en fonction de la déformation verticale

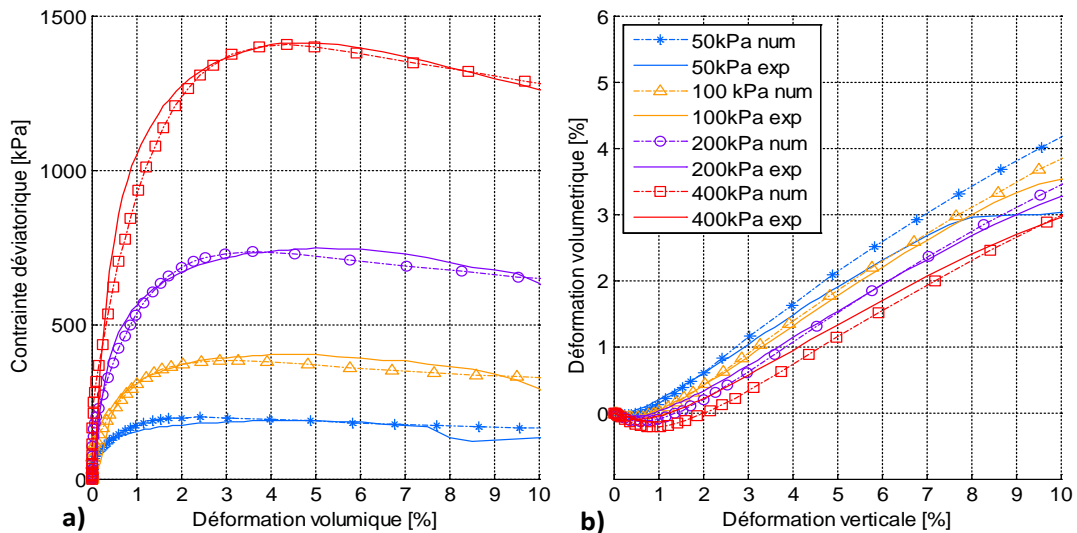


Figure 4-3. Résultats numériques Vs. résultats expérimentaux pour des essais triaxiaux à plusieurs niveaux de confinement : a) contrainte déviatorique en fonction de la déformation volumique et b) déformation volumétrique en fonction de la déformation verticale.

4.2.1 Etude de l'influence des paramètres de loi hypo-plastique

Bien que les paramètres de la loi hypo-plastique aient un sens physique clair, une étude de leur contribution sur la réponse mécanique est présentée ci-dessous. Cette étude nous a permis de mieux comprendre leur influence et a facilité la calibration par preuve-erreur des paramètres cycliques de la section §5.2.2.

Les paramètres utilisés pour représenter les essais triaxiaux de la section §4.2 (Tableau 4-1) sous une contrainte de confinement de 400 kPa sont ci-dessous augmentés de 30%, un paramètre à la fois et les calculs ont été relancés. Les résultats sont comparés avec ceux obtenus avec les paramètres initiaux. Le Tableau 4-2 présente les nouvelles valeurs des paramètres utilisés.

Tableau 4-2. Valeurs des paramètres pour l'étude de sensibilité

Paramètre	Symbole	Valeur originale	Valeur +30%	Unité
Angle de frottement critique interne	φ_c	31,60	41,08	°
Cohésion artificielle	c_a	$1,00 \times 10^{-3}$	$1,30 \times 10^{-3}$	Pa
Dureté des grains	h_s	$4,80 \times 10^9$	$6,24 \times 10^9$	Pa
Constante	n	0,29	0,38	
Indice des vides minimum de référence	e_{d0}	0,37	0,48	
Indice des vides critique de référence	e_{c0}	0,88	1,14	
Indice des vides maximum de référence	e_{i0}	0,99	1,28	
Indice des vides du sol	e	0,58	0,75	
Constante	α	0,24	0,31	
Constante	β	1,97	2,56	
Coefficient de raideur pendant la décharge	m_R	5,00	6,5	
Coefficient de raideur pour une force neutre	m_T	2,00	2,6	
Domaine de déformation linéaire	R	$1,00 \times 10^{-4}$	$1,30 \times 10^{-4}$	m
Taux d'évolution de déformation intergranulaire	β^r	0,80	1,04	
Coefficient de transition linéaire	χ	6,00	7,80	

Le premier paramètre étudié a été l'indice des vides du sol e , il a une influence très importante sur le comportement du sol. La Figure 4-4 montre qu'une augmentation de e occasionne une réduction de la résistance au pic et de la raideur, le sol a alors un comportement majoritairement contractant. Ce comportement est opposé au cas pour lequel l'angle de frottement critique φ_c est augmenté (Figure 4-5).

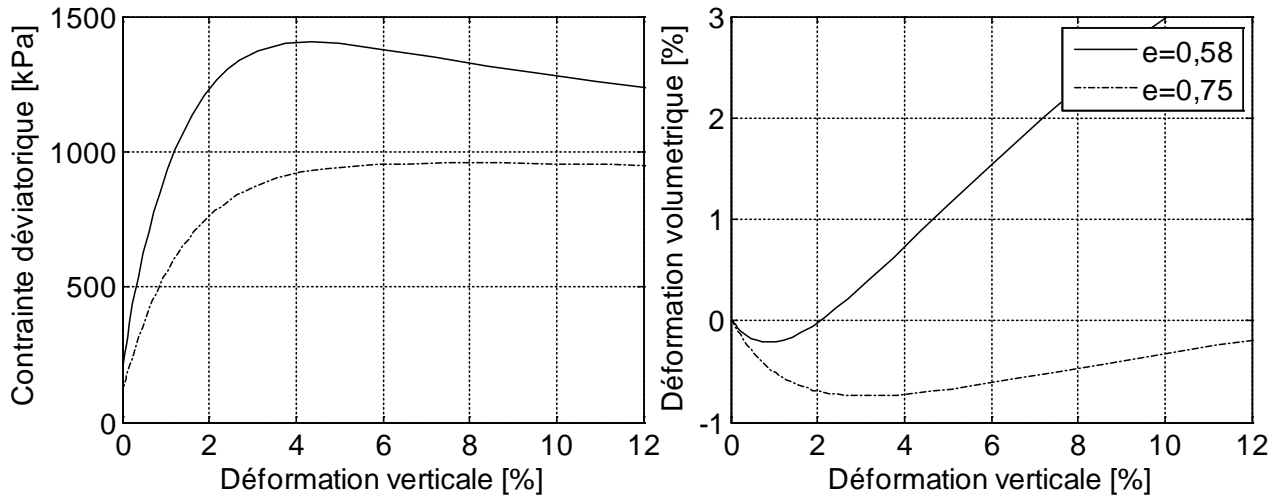


Figure 4-4. Influence de l'indice des vides e sur l'essai triaxial avec 400kPa de confinement

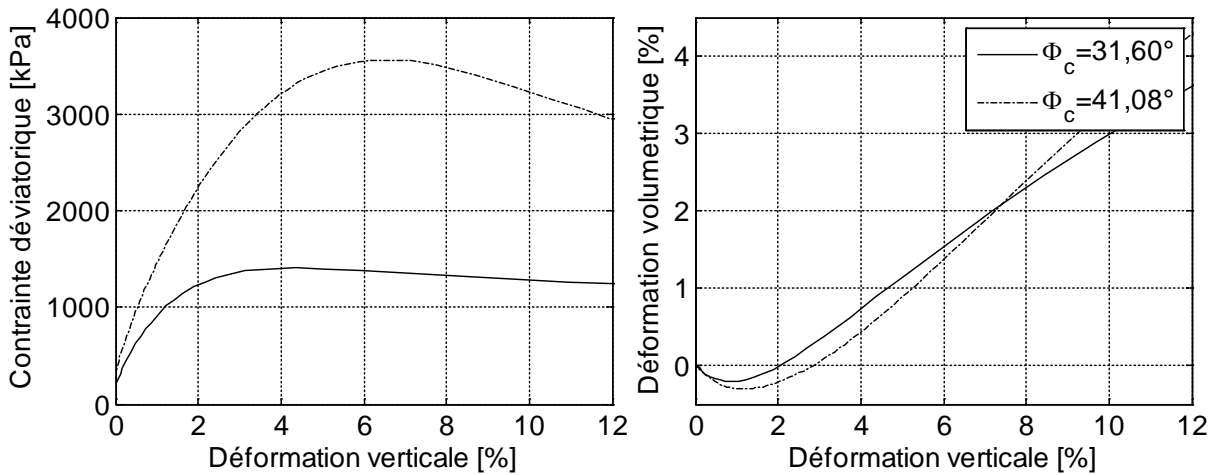


Figure 4-5. Influence de φ_c sur l'essai triaxial avec 400kPa de confinement

Le paramètre φ_c a une forte influence sur la résistance au pic, son augmentation occasionne une augmentation de la raideur et de l'angle de dilatance du sol.

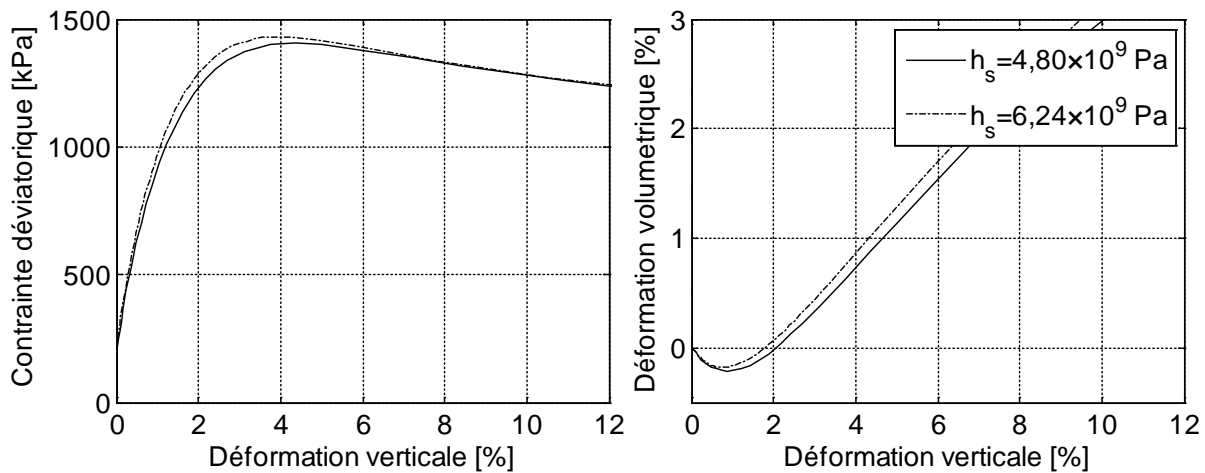


Figure 4-6. Influence de h_s sur l'essai triaxial avec 400kPa de confinement

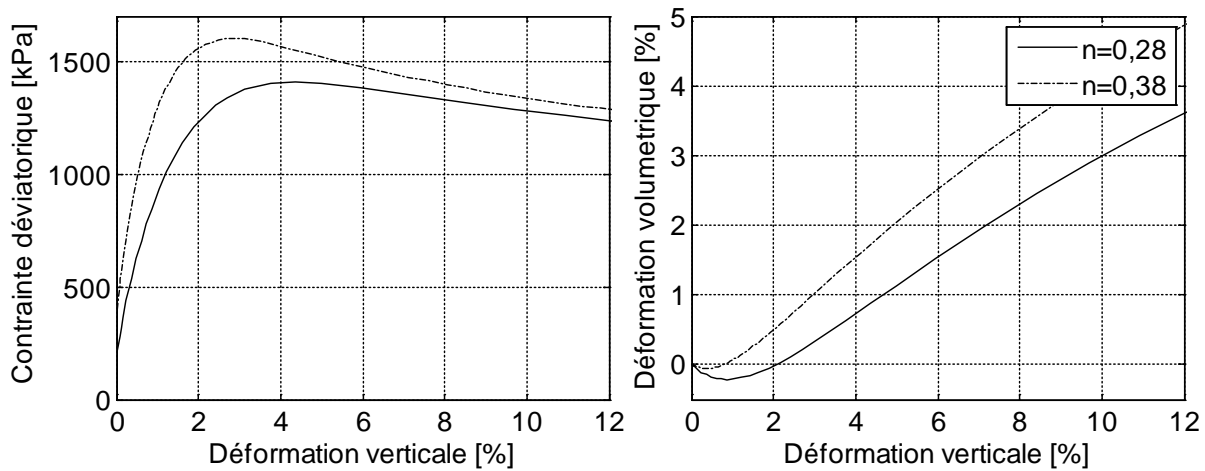


Figure 4-7. Influence de n sur l'essai triaxial avec 400kPa de confinement

L'influence de la dureté des grains h_s et de la constante n sont présentées dans les Figure 4-6 et Figure 4-7 respectivement. Les deux paramètres ont qualitativement des influences similaires : la raideur, l'angle de dilataance et la résistance au pic augmentent. La diminution de la constante n retarde la phase de dilataance dans le sol.

L'influence de l'indice des vides critique e_{c0} est également étudiées ci-dessous : il en résulte naturellement une variation des paramètres e_{d0} et e_{i0} dans les mêmes proportions. L'indice des vides de sol utilisé e_0 est égal à 0,58. La résistance au pic augmente avec l'augmentation de e_{c0} du fait du comportement volumique dilatant plus marqué.

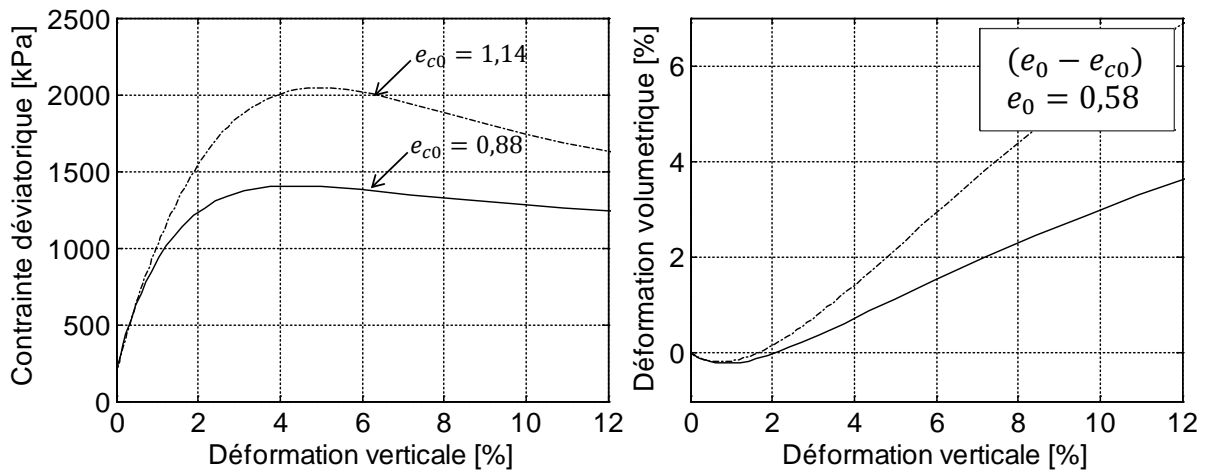


Figure 4-8. Influence de e_{c0} sur l'essai triaxial avec 400kPa de confinement

Les exposants α et β ont des influences similaires : le module et la contrainte au pic se trouvent légèrement augmentés, l'angle de dilatance n'est pas modifié mais, le comportement dilatant se produit pour une valeur de déformation verticale inférieure à celle obtenue lors de l'étude avec les paramètres originaux.

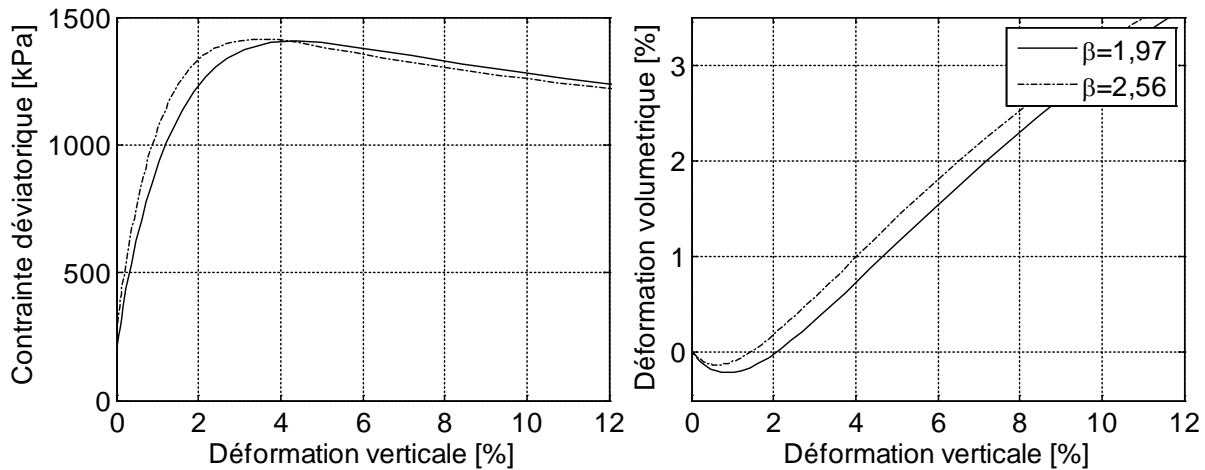


Figure 4-9. Influence de β sur l'essai triaxial avec 400kPa de confinement

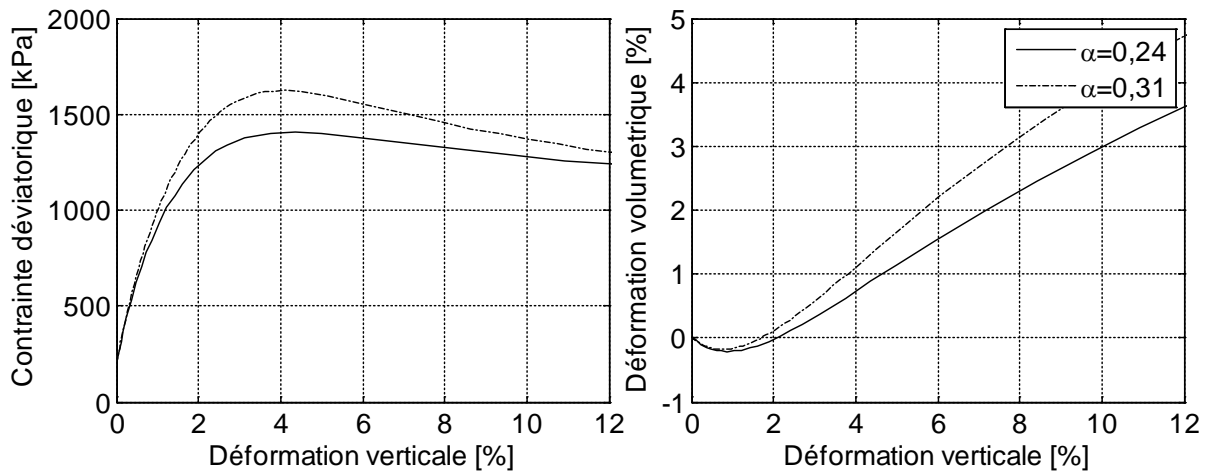


Figure 4-10. Influence de α sur l'essai triaxial avec 400kPa de confinement

Pour résumer, l'indice des vides e contrôle le comportement car il a une influence importante, au même titre que le confinement, sur le module et la contrainte au pic.

L'influence des paramètres utilisés pour prendre en compte la déformation intergranulaire est ensuite étudiée à travers un essai triaxial classique (piloté en déplacement) dont la contrainte déviatorique moyenne appliquée est de 100 kPa et un essai triaxial cyclique en compression dont la contrainte déviatorique cyclique est de 100 kPa, sous une contrainte de confinement de 400 kPa (Figure 4-11). Pour la réalisation de l'essai numérique cyclique, la contrainte de confinement est d'abord appliquée et ensuite elle est gardée constante pendant l'application de cinq cycles de chargement.

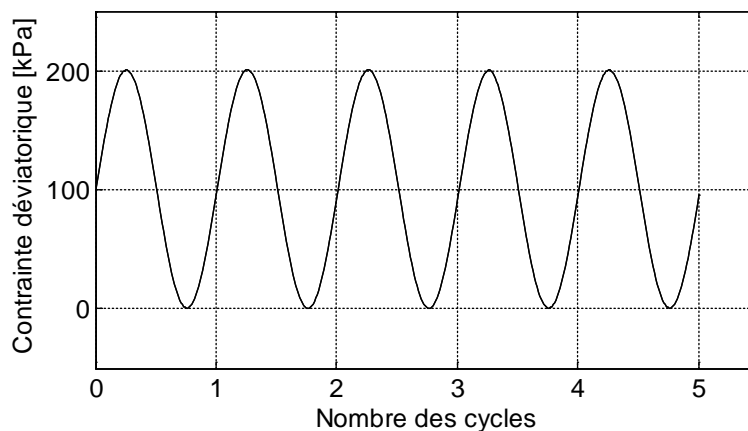


Figure 4-11. Chargement cyclique appliqué pendant l'essai triaxial cyclique

La déformation intergranulaire est définie par cinq paramètres : m_R , m_T , R , β_r et χ . Les deux premiers paramètres contrôlent l'augmentation de la raideur dans le squelette granulaire pour des changements de direction du chargement de 90° et 180° respectivement. Dans la littérature, m_R est pris égal à 2,00 et m_T égal à 5,00 (« règle du pouce ») (Pham 2009). Le paramètre R correspond à la

limite de comportement élastique : il varie entre 10^{-7} et 10^{-3} , couramment la valeur 10^{-4} est utilisée. Dans cette section seule l'influence de β_r et χ est étudiée (Figure 4-12 et Figure 4-13).

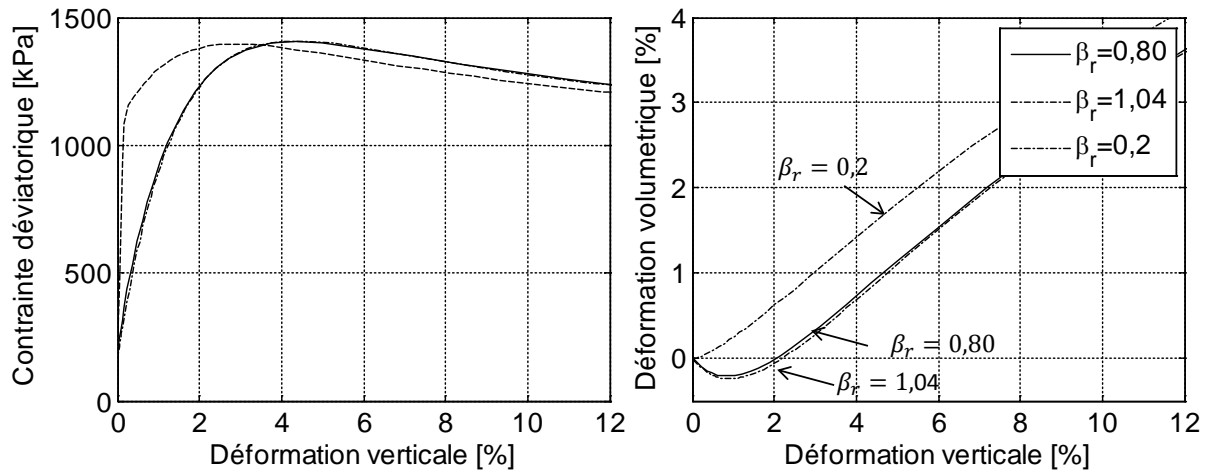


Figure 4-12. Influence de β_r sur l'essai triaxial monotone avec 400kPa de confinement

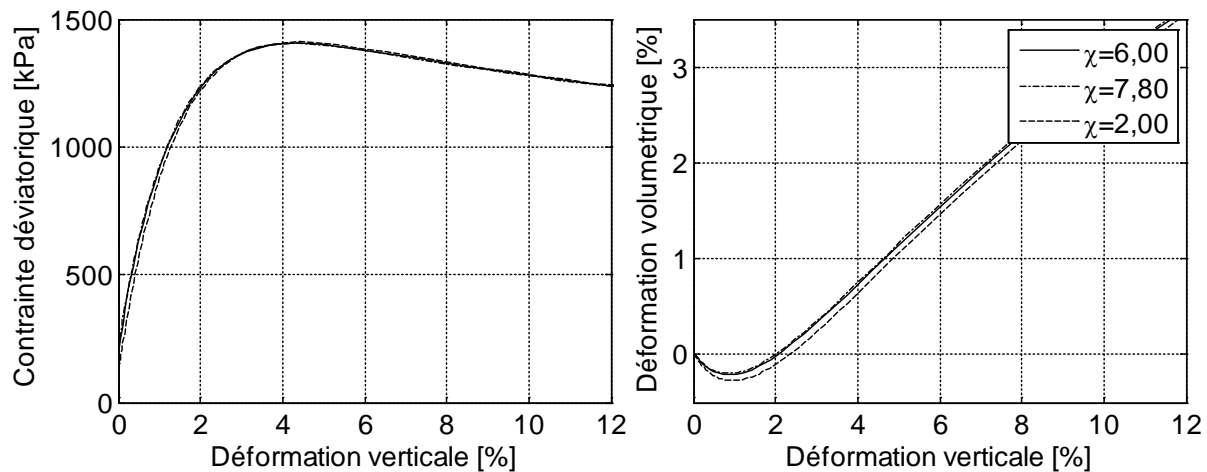


Figure 4-13. Influence de χ sur l'essai triaxial monotone avec 400kPa de confinement

La variable β_r n'a pas une influence importante quand elle est supérieure à 0,8. Néanmoins, pour une valeur inférieure ($\beta_r = 0,2$), la raideur est beaucoup plus importante que pour le cas initial ($\beta_r = 0,8$). L'angle de dilatance est inversement proportionnel à la valeur de β_r . Pour $\beta_r = 0,2$ le sol ne présente pas de comportement volumique contractant. Le paramètre χ n'a pas d'influence importante sur la raideur. Une variation de 30% n'occasionne pas de changement dans la déformation verticale et volumétrique. Pour $\chi = 2$ une légère influence sur le comportement contractant est observée.

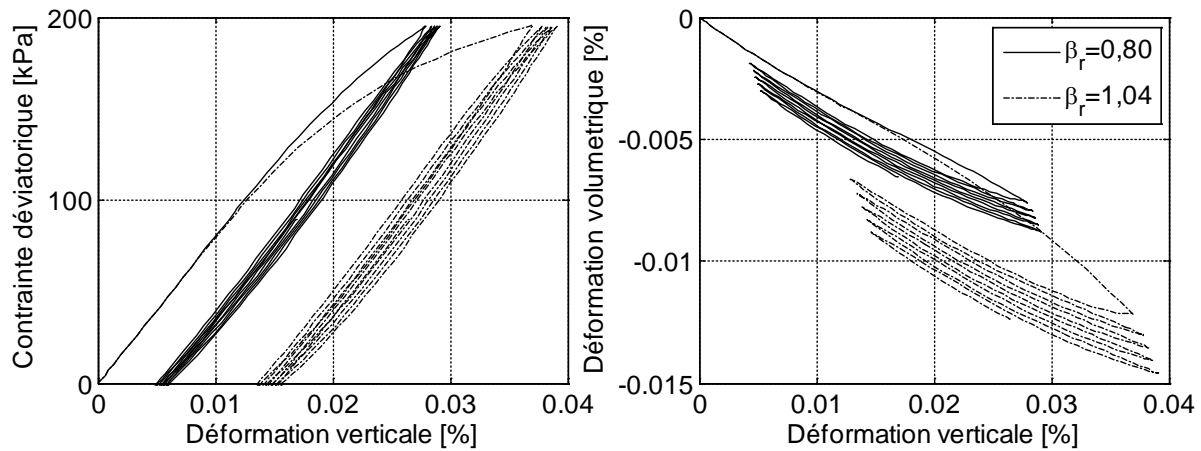


Figure 4-14. Influence de β_r sur l'essai triaxial cyclique avec 400kPa de confinement

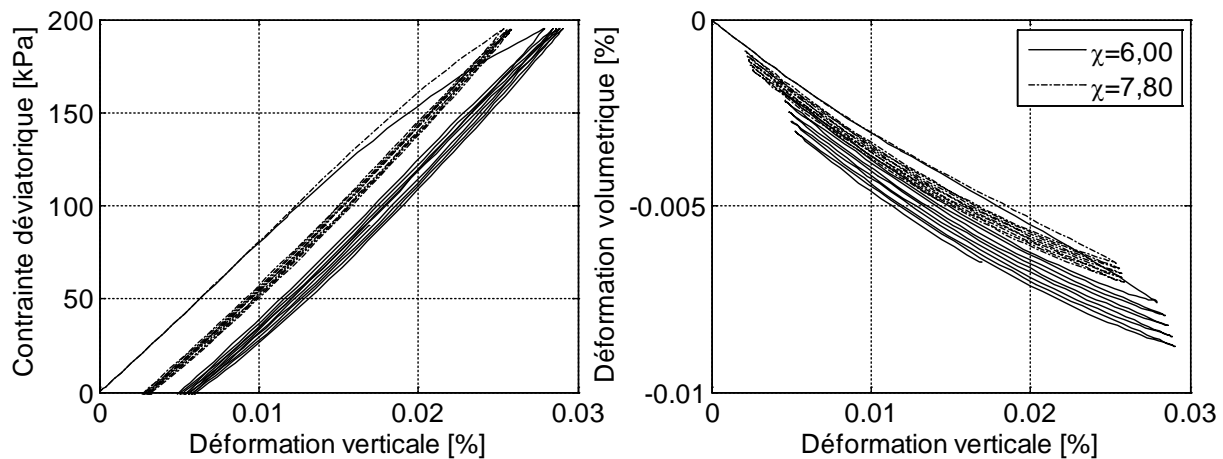


Figure 4-15. Influence de χ sur l'essai triaxial cyclique avec 400kPa de confinement

Les Figure 4-14 et Figure 4-15 montrent l'influence sur la réponse cyclique des paramètres β_r et χ respectivement. Une réduction de la raideur avec l'augmentation de β_r est observée, ce qui occasionne une augmentation de la déformation. L'effet contraire est observé pour le paramètre χ .

L'étude de l'influence des paramètres cycliques permet de mieux les comprendre, cela facilitera la calibration par preuve-erreur des paramètres cycliques utilisés dans la section §5.2.2.

4.3 Calibration des paramètres du macro-élément

Afin de calibrer les paramètres du macro-élément, le comportement d'un pieu sous chargements statiques (monotone et cyclique) est ci-dessous étudié avec le macro-élément développé par Li (2014), Li et al. (2016). Le modèle numérique est réalisé avec FEDEASLab (Filippou et Constandines 2004) pour un pieu qui a les mêmes caractéristiques que le pieu de la campagne expérimentale. Les efforts ou les déplacements appliqués en tête de pieu correspondent à ceux appliqués en centrifugeuse.

L'ensemble des paramètres du macro-élément sont obtenus de deux façons : a) à partir des formules proposées dans la littérature, Pender (1993) b) à partir des résultats expérimentaux.

Plus spécifiquement, les paramètres du macro-élément sont divisés en quatre groupes, présentés dans le Tableau 4-3. Pour les deux premiers groupes, les paramètres sont déterminés à partir des formules proposées dans la littérature ou à travers des essais sous chargement monotone. Le paramètre d'écroûissage et ceux du comportement cyclique sont calibrés à partir des essais cycliques en traction pure.

Tableau 4-3. Paramètres du macro-élément

Paramètre	Définition	Fonction
R_H	Capacité portante horizontale	Limites de la surface de rupture
R_M	Capacité portante à la flexion	
R_C	Capacité portante en compression	
R_t	Capacité portante en traction	
k_{vv}	Raideur verticale	Matrice de raideur initiale
k_{hh}	Raideur horizontale	
k_{mm}	Raideur rotationnelle	
k_{hm}	Raideur de rotation-translation	
κ	Evolution du critère de plasticité	Paramètre d'écroûissage
m_R	Coefficient de raideur pendant la décharge	Comportement cyclique de la loi hypo-plastique du modèle avec déformation intergranulaire
m_T	Coefficient de raideur pour une force neutre	
R	Domaine de déformation linéaire	
β^r	Taux d'évolution de déformation intergranulaire	
χ	Coefficient de transition linéaire	

Pour les deux premiers groupes, les paramètres sont ci-dessous déterminés à partir des formules proposées dans la littérature ou à travers des essais sous chargement monotone. Le paramètre d'écroûissage et ceux du comportement cyclique sont calibrés à partir des essais cycliques en traction pure.

4.3.1 Calibration avec des formules de la littérature

La matrice d'impédance ainsi que la capacité portante dépendent des caractéristiques du pieu. Le pieu étudié numériquement correspond au pieu testé à la centrifugeuse : 1,8 m de diamètre et 40 m de fiche (en échelle prototype). Le pieu est creux sur les 36,4 mètres supérieurs avec un diamètre interne de 0,5 m. Due à la présence d'un capteur de force, les derniers 4,6 m sont pleins et le tube est donc à embase fermée. Les modules de Young équivalents (traction/compression, flexion) d'un pieu tubulaire sont calculés comme :

- En axial (compression/extension) :

$$E_{p,A} = \frac{E_p I_p}{\frac{\pi B^4}{64}} \quad (4-1)$$

- En flexion :

$$E_{p,F} = \frac{E_p I_p}{\frac{\pi B^2}{4}} \quad (4-2)$$

Tableau 4-4. Caractéristiques de pieu et modules de Young équivalents

Paramètre	Symbole	Valeur	Unités
Module de Young	E_p	$7,10 \times 10^4$	MPa
Moment quadratique de la section	I_p	0,51	m ⁴
Diamètre externe	B	1,80	m
Module de Young équivalent (axial)	$E_{p,A}$	$7,06 \times 10^4$	MPa
Module de Young équivalent (flexion)	$E_{p,F}$	$6,55 \times 10^4$	MPa

Il existe différentes méthodes pour calculer la matrice d'impédance d'un pieu isolé (Eurocode 8; Pender 1993). Dans la suite, les équations correspondant à un milieu continu viscoélastique sont utilisées Gazetas (1991), Pender (1993) :

$$k_{vv} = 1.9 E_{s,D} B l^{0.6} K_{p,D}^{-b} \quad (4-3)$$

$$k_{hh} = 0.8 E_{s,B} B K_{p,B}^{0.29} \quad (4-4)$$

$$k_{mm} = 0.15 E_{s,B} B^3 K_{p,B}^{0.77} \quad (4-5)$$

$$k_{hm} = -0.24 E_{s,B} B^2 K_{p,B}^{0.53} \quad (4-6)$$

Avec

$$K_{p,D} = \frac{E_p}{E_{s,D}}; K_{p,B} = \frac{E_p}{E_{s,B}}; l = \frac{D}{B}; b = \frac{l}{K_{p,D}} \quad (4-7)$$

La description des paramètres et leurs valeurs sont données dans le Tableau 4-5. $K_{p,D}$ et $K_{p,B}$ sont des ratios des modules du pieu et du sol à différentes profondeurs.

Tableau 4-5. Paramètres pour le calcul de la matrice d'impédance

Paramètre	Symbole	Valeur	Unités
Raideur verticale	k_{vv}	$3,2 \times 10^3$	MN/m
Raideur horizontale	k_{hh}	$5,9 \times 10^2$	MN/m
Raideur rotationnelle	k_{mm}	$1,1 \times 10^4$	MNm/rad
Raideur de rotation et translation	k_{hm}	$-1,8 \times 10^3$	MNm/m
Fiche du pieu	D	40,0	m
Module de déformation sécant du sol à une profondeur B	$E_{s,B}$	51,2	MPa
Module de déformation sécant du sol à une profondeur D	$E_{s,D}$	219,7	MPa

Le module de déformation sécant du sol est calculé à partir de la méthode proposée par Delfosse-Ribay et al. (2004), présentée dans la section §3.1.2.1 Les paramètres nécessaires pour délimiter la surface de rupture sont calculés avec les formules proposées par Meyerhof et al. (1983) et Meyerhof & Ghosh (1989):

$$R_H = 0.12\gamma B L_e^2 K_b \quad (4-8)$$

$$R_M = 0.09\gamma B L_e^3 K_b \quad (4-9)$$

$$R_c = (\gamma D N_q) A_b + (0.5\gamma D K_0 \tan\delta) A_s; \quad R_t = (0.5\gamma D K_0 \tan\delta) A_s \quad (4-10)$$

Avec

$$L_e = f_u D \left(\frac{E_{p,F} I_p}{E_{s,D/2} B^4} \right)^{0.12}; \quad K_0 = (1 - \sin\varphi'); \quad N_q = e^{(\pi \tan\varphi')} \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2}\right)^2; \quad (4-11)$$

$$K_b = \tan^2\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) - \tan^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right); \quad (4-12)$$

$$\delta = \frac{2}{3}\varphi'; \quad A_s = \pi B D; \quad A_b = \frac{\pi B^2}{4} \quad (4-13)$$

La description des paramètres et leurs valeurs sont présentées dans le Tableau 4-6 :

Tableau 4-6. Capacités portantes et caractéristiques de la fondation

Paramètre	Symbole	Valeur	Unités
Capacité portante latérale	R_H	6,3	MN
Capacité portante de flexion	R_M	96,3	MNm
Capacité portante en compression	R_c	107,9	MN
Capacité portante en traction	R_t	13,5	MN
Poids volumique du sol	γ	16,5	kN/m ³
Module de déformation sécant du sol à une profondeur D/2	$E_{s,D/2}$	158,6	MPa
Facteur du sol	f_u	1,6	
Coefficient de poussée des terres net	K_b	4,2	
Coefficient de poussée des terres au repos	K_0	0,37	
Facteur de capacité portante	N_q	55,9	
Angle de frottement interne effectif du sol	φ'	39,0	°
Surface du fût du pieu	A_s	226,2	m ²
Surface en pointe du pieu	A_b	2,5	m ²
Angle de frottement d'interface sol-pieu	δ	26,0	°

Les paramètres présentés dans cette section sont utilisés pour les calculs réalisés dans le Chapitre 5 avec le macro-élément.

4.3.2 Calibration avec des résultats expérimentaux

4.3.2.1 Raideur verticale et capacité portante

Il est possible de calibrer la raideur verticale du pieu et de déterminer sa capacité portante, en traction et compression, à partir des résultats des essais réalisés à la centrifugeuse. Les essais monotones MC1 (compression) et ME1 (traction) (§2.5.1) sont utilisés pour cette tâche.

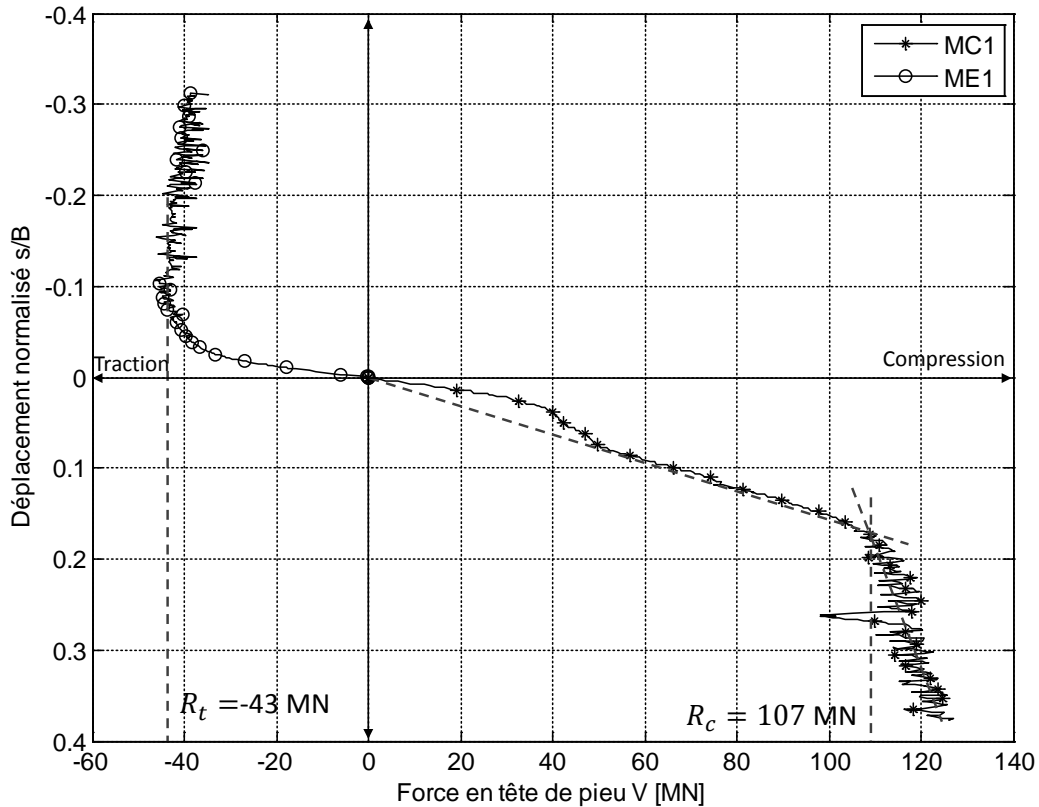


Figure 4-16. Calibration des paramètres du macro-élément à partir des essais monotones en compression (MC1) et en traction (ME1)

La Figure 4-16 montre les résultats des essais monotones réalisés pendant la campagne expérimentale (MC1 et ME1). Pour déterminer la capacité portante du pieu en compression la méthode de la double pente, présentée dans §2.3.2.1, est utilisée et le résultat obtenu est 101,5 MN (valeur moyenne des résultats obtenus pour MC1 et MC2). Pour l'essai en traction (ME1) la méthode donne une valeur de -43 MN. Les capacités portantes en compression et en traction représentent 0,94 et 3,14 fois celles obtenues analytiquement respectivement. La raideur verticale de pieu est calibrée par « fitting » (preuve et erreur) avec les essais. La valeur trouvée est $3,3 \times 10^3 \text{ MN/m}$ soit 1,5% supérieure à la valeur obtenue analytiquement ($3,2 \times 10^3 \text{ MN/m}$).

4.4 Conclusion

Dans ce chapitre, la calibration des paramètres de la loi hypo-plastique est présentée à partir des essais triaxiaux, monotones et cycliques. Ensuite, la calibration des paramètres du macro-élément est effectuée de deux façons : d'abord à partir des équations proposées dans la littérature et puis à partir des résultats des essais expérimentaux en centrifugeuse. Le comportement des pieux sera étudié numériquement avec la méthode des éléments finis et le macro-élément, avec les deux groupes de paramètres, dans le chapitre suivant.

Chapitre 5 : Résultats numériques vs résultats expérimentaux

5.1 Résultats obtenus avec la méthode des éléments finis

Les essais expérimentaux sur un pieu soumis à un chargement axial en traction présentés précédemment sont simulés ci-dessous premièrement avec un modèle aux éléments finis. L'objectif ici est de comparer les résultats numériques et les résultats expérimentaux afin de déterminer les avantages et les limitations de la modélisation.

5.1.1 Maillage et conditions limites

Le comportement d'un pieu soumis à la traction est étudié numériquement avec un modèle 2D axisymétrique aux éléments finis (code ABAQUS/Standard Analysis (2012)). Le pieu a un rayon externe de 0,9 m et 40 m de fiche. Pour éviter les effets de bord, les dimensions du domaine discrétisé sont prises égales à 18 m (largeur) x 72 m (hauteur). La hauteur correspond à la hauteur de conteneur utilisé lors de la campagne expérimentale (720 mm) pour une accélération centrifuge de $100\times g$. Le pieu se trouve par conséquent à une distance des bords supérieure à 8 fois son diamètre. Le pieu est modélisé comme un pieu creux sur les premiers 36,4 m avec un rayon externe de 0,9 m et un rayon interne de 0,25 m. Les derniers 3,6 m du pieu sont modélisés fermés comme pour le pieu modèle. Le maillage est raffiné au voisinage du pieu, du fût et de la pointe (voir Figure 5-1). Les éléments utilisés sont des éléments axisymétriques bilinéaires à 4 nœuds, à intégration complète (CAX4). Le massif de à 4 nœuds (CAX4) respectivement, Figure 5-1. La Figure 5-1 montre les conditions aux limites adoptées. Les déplacements radiaux en X et le déplacement en vertical Y sont bloqués selon la Figure 5-1. Un déplacement axial est appliqué en tête de pieu pour les essais monotones et une force imposée pour les essais cycliques.

Le comportement d'un pieu en traction est gouverné par l'état de contraintes radiales autour du pieu et l'angle de frottement à l'interface entre le sol et le pieu. L'interface entre le pieu et le sol est prise en compte numériquement par une condition de contact entre les deux surfaces (section §5.1.2). Plusieurs lois de comportement sont considérées pour le sol : élastique linéaire, élastique linéaire-parfaitement plastique (Mohr-Coulomb) et hypo-plastique. Le pieu est considéré élastique linéaire et le module de déformation sécant du sol évolue avec la profondeur (le domaine est divisé en 14 couches, Figure 5-1 et Figure 5-3). L'état de contraintes radiales initiales autour du pieux est étudié dans la section §5.1.4.

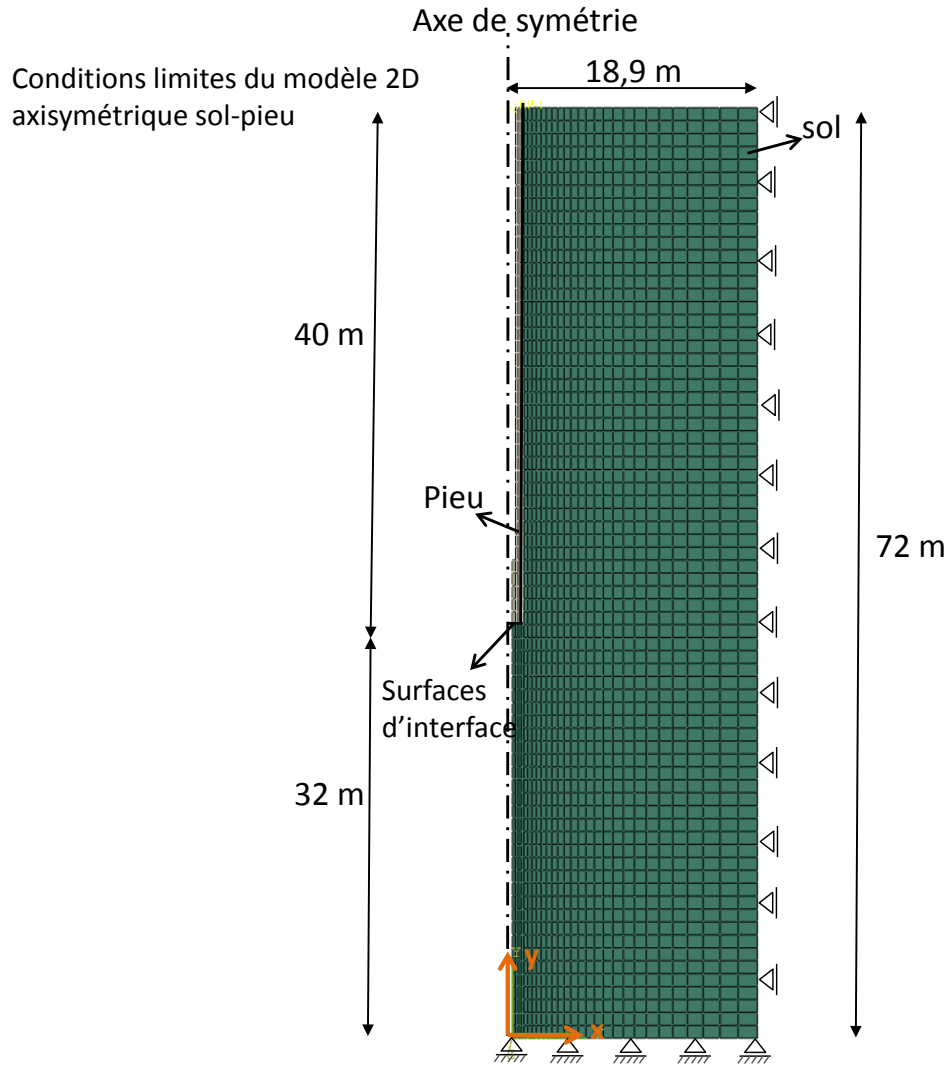


Figure 5-1. Modèle éléments finis : Maillage 2D axisymétrique

5.1.2 Loi d'interface sol-pieu

L'utilisation des conditions de contact permet de représenter le frottement entre le pieu et le sol. Le logiciel ABAQUS adopte des « contact pairs » (Figure 5-2) pour représenter l'interaction sol-pieu, composés de deux types de degrés de liberté (DOF) : des degrés de liberté « esclave » et « maître ». Les éléments du pieu étant plus rigides que ceux du sol, leurs degrés de libertés sont définis comme « maître ».

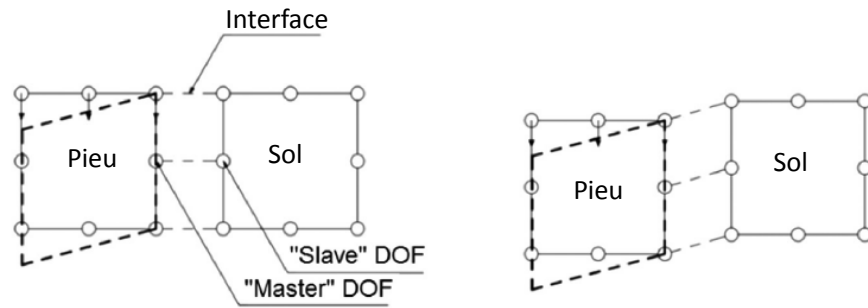


Figure 5-2. Conditions de contact en ABAQUS (Wrana et al. 2013)

Le comportement d'interface entre les deux surfaces de contact est déterminé par une loi de friction de type Coulomb : la contrainte de cisaillement entre deux éléments est proportionnelle à la composante normale :

$$\tau_{crit} = \mu \sigma_N \quad (5-1)$$

Avec :

τ_{crit} : contrainte de cisaillement critique à l'interface ;

μ : coefficient de frottement ;

σ_N : contrainte normale.

Dans cette étude, le coefficient de frottement μ est pris égal à la tangente de l'angle d'interface sol-pieu δ . Ce paramètre peut être obtenu à partir des essais de cisaillement d'interface. Dans les bureaux d'études, δ est souvent pris égale à $2\phi'/3$ (Mestat et Prat 1999) pour une interface rugueuse quand il n'est pas connu avec plus de précision. Les conditions de contact sont appliquées dès le début du calcul numérique.

5.1.3 Lois de comportement

Les paramètres des différentes lois de comportement adoptées sont explicités ci-dessous.

5.1.3.1 Loi élastique-linéaire

Le pieu est considéré avoir un comportement élastique linéaire avec un module de Young de $2,7 \times 10^{10}$ Pa, un coefficient de Poisson 0,3 et une masse volumique de 2700 kg/m^3 .

Le module de déformation sécant du sol est fonction de son état de contraintes. Pour cela, le massif est divisé en quatorze couches, illustrées dans la Figure 5-1, la Figure 5-3 et le Tableau 5-1. La masse volumique sèche du sol est prise égale à 1688 kg/m^3 et le coefficient de Poisson à 0,3. Ce dernier est considéré constant sur toute la profondeur du massif, sa variation n'a pas d'influence importante (Mattes et Poulos 1969).

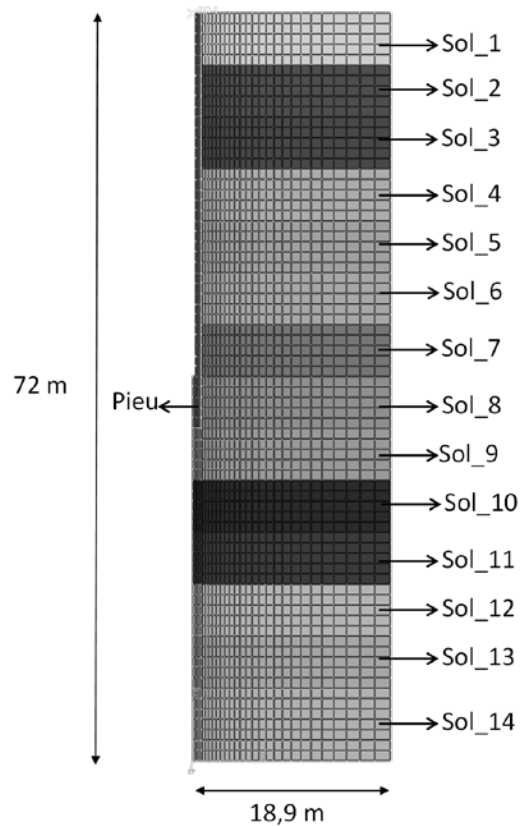


Figure 5-3. Stratigraphie du sol dans le modèle numérique

Tableau 5-1. Module de déformation sécant par couche de sol

Couche de sol	Module sécant E_{sec} [Pa]
Sol_1	$8,4 \times 10^7$
Sol_2	$11,6 \times 10^7$
Sol_3	$14,0 \times 10^7$
Sol_4	$16,1 \times 10^7$
Sol_5	$17,9 \times 10^7$
Sol_6	$19,5 \times 10^7$
Sol_7	$20,9 \times 10^7$
Sol_8	$22,3 \times 10^7$
Sol_9	$23,5 \times 10^7$
Sol_10	$24,7 \times 10^7$
Sol_11	$26,0 \times 10^7$
Sol_12	$27,1 \times 10^7$
Sol_13	$28,0 \times 10^7$
Soil_14	$29,1 \times 10^7$

Le module de déformation du sol est calculé avec la méthode proposée par Delfosse-Ribay et al. (2004). Cette méthode permet dans un premier temps de calculer le module de cisaillement maximum G_{max} et ensuite le module de Young maximum. L'hypothèse que le module de déformation sécant correspond à la moitié du module de Young maximum est adoptée.

5.1.3.2 Loi de Mohr-Coulomb

Une loi élastique linéaire-parfaitement plastique avec une surface de Mohr-Coulomb est utilisée. Les paramètres du modèle utilisés sont : $\varphi' = 39^\circ$, $\psi = 10^\circ$ et $c = 0Pa$ avec φ' l'angle de frottement interne effectif du sol, ψ l'angle de dilatance et c la cohésion.

5.1.3.3 Loi hypo-plastique

La loi hypo-plastique de Wolffersdorff (Wolffersdorff 1996) avec prise en compte des déformations intergranulaires (Niemunis et Herle 1997) est adoptée. Les paramètres présentés dans le Tableau 4-1 sont adoptés pour les calculs. Afin de faciliter la lecture, le Tableau 4-1 est reproduit ci-dessous :

Tableau 5-2. Paramètres du modèle hypo-plastique de Wolffersdorff (1996) avec ou sans déformation intergranulaire après calibration avec des essais triaxiaux

Paramètre	Symbole	Valeur	Unité
Angle de frottement critique interne	φ_c	31,6	°
Cohésion artificielle	c_a	0,001	Pa
Dureté des grains	h_s	$4,8 \times 10^9$	Pa
Constante	n	0,29	
Indice de vides minimum de référence	e_{d0}	0,37	
Indice de vides critique de référence	e_{c0}	0,88	
Indice de vides maximum de référence	e_{i0}	0,99	
Constante	α	0,24	
Constante	β	1,97	
Coefficient de raideur pendant la décharge	m_R	5	
Coefficient de raideur pour une force neutre	m_T	2	
Domaine de déformation linéaire	R	1×10^{-4}	m
Taux d'évolution de déformation intergranulaire	β^r	0,8	
Coefficient de transition linéaire	χ	6	

5.1.4 Contraintes initiales autour du pieu

La capacité portante à la traction dépend fortement de l'état de contraintes initiales dans le sol autour du pieu. Cet état de contraintes dépend de la méthode de mise en place du pieu. Plus spécifiquement, avant l'installation du pieu le sol se trouve dans un état de repos. La mise en place d'un pieu fermé en pointe par fonçage occasionne une densification du sol en pointe et autour du pieu. Les caractéristiques du sol se trouvent donc modifiées ainsi que l'état de contraintes initiales.

Trois méthodes sont étudiées ci-dessous pour imposer un état de contraintes initiales (radiales) dans le modèle numérique: a) utilisation du coefficient de poussée des terres au repos K_0 ; b) la méthode API qui introduit une contrainte radiale qui augmente linéairement avec la profondeur (hypothèse des contraintes géostatiques) jusqu'à atteindre une limite maximale imposée par des normes (API 2011) ; et c) la méthode CPT, ICP-05 (Jardine et al. 2005).

La section qui suit, décrit avec plus de détails la procédure adoptée pour l'introduction des contraintes initiales CPT avec le code ABAQUS.

5.1.4.1 Introduction des contraintes initiales CPT avec ABAQUS

La contrainte radiale $\sigma'_{rc}(z)$ est calculée à partir de la méthode CPT, ICP-05 (Jardine et al. 2005) présentée dans la section §1.2. La valeur de la résistance à la pointe est considérée égale à $q_c(z) = 2,7 \cdot z \text{ MPa/m}$ (§2.2.1.3). La contrainte radiale $\sigma'_{rc}(z)$ est imposée comme contrainte initiale dans le modèle axisymétrique. Pour cela, un fichier utilisateur est créé avec un programme en Fortran pour le calcul de $\sigma'_{rc}(z)$. Pour des profondeurs au-delà de 40 m, des conditions géostatiques sont considérées et $\sigma'_{rc}(z) = 0,3 \gamma z$ avec γ le poids propre du sol et z la profondeur. La valeur 0,3 correspond à la valeur du coefficient de poussée des terres au repos K_0 .

Les contraintes initiales à appliquer sont calculées avec la méthode CPT. Ensuite, et afin d'éviter des problèmes de convergence, le sol est considéré dans cette première phase comme suivant une loi élastique linéaire. Une pression de 50 kPa est appliquée sur la surface supérieure du massif simultanément avec le poids propre pour éviter l'apparition de zones de traction autour de la tête du pieu, cet effet est dû au frottement développé pendant le tassement. L'état de contraintes résultant est ensuite imposé au modèle numérique en considérant cette fois un comportement non-linéaire pour le sol. La Figure 5-4 présente les différentes étapes adoptées pour introduire les contraintes initiales dans le massif de sol avant l'application du chargement (déplacements ou forces) en tête de pieu.

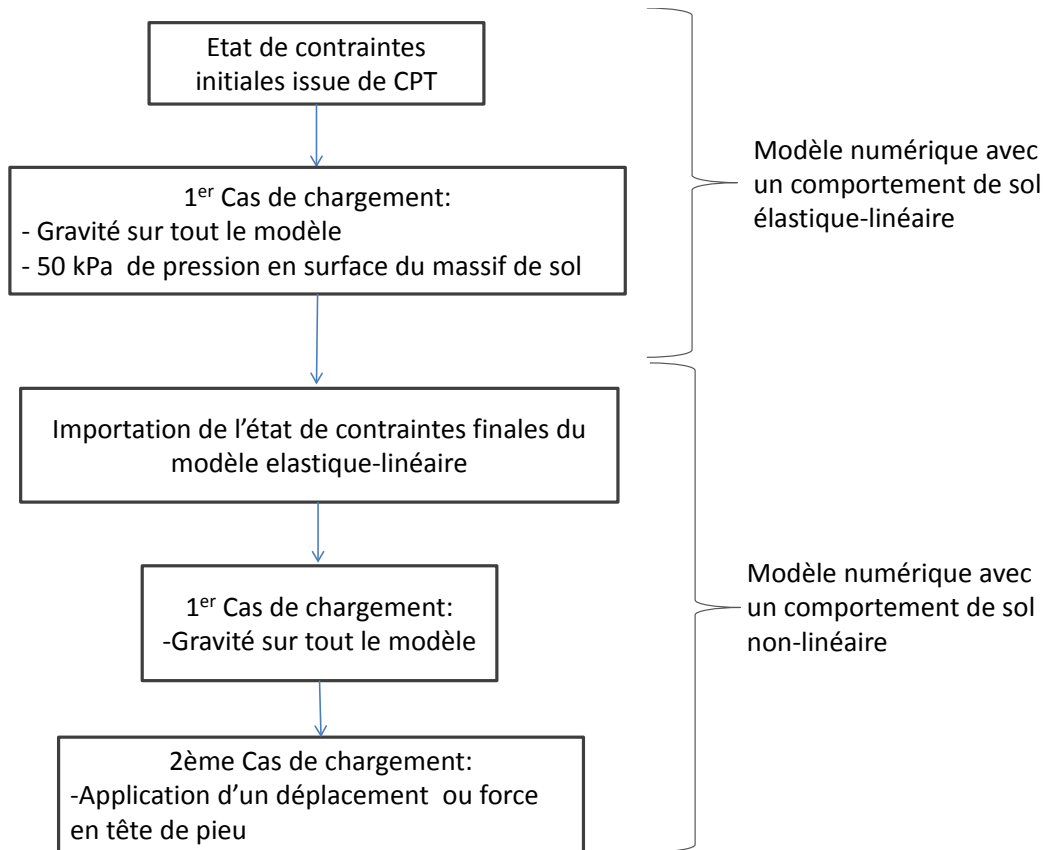


Figure 5-4. Procédure adoptée pour l'introduction des contraintes initiales CPT avec ABAQUS

La Figure 5-5 présente la répartition des contraintes initiales dans le modèle numérique et la comparaison avec des résultats CPT, ICP-05. Les deux courbes sont très proches, ce qui prouve la performance de l'approche choisie.

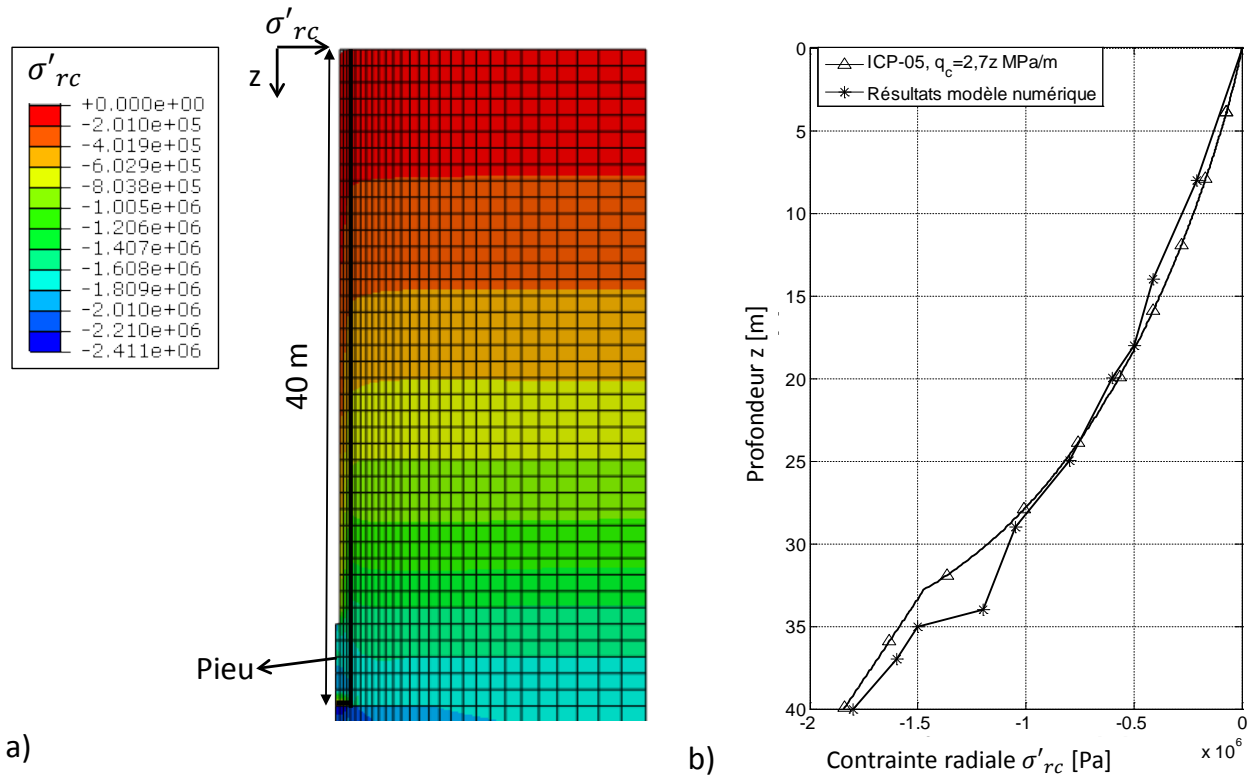


Figure 5-5. Contraintes initiales : a) répartition et b) comparaison de valeurs numériques et des valeurs CPT autour du pieu

La Figure 5-6 présente les contraintes initiales issues des trois méthodes K_0 , API et CPT, ICP-05. La méthode CPT, ICP-05 conduit à des valeurs de contraintes bien supérieures. Cette dernière méthode est également plus adaptée pour les essais à la centrifugeuse.

La formulation proposée par la norme API (API 2011) pour déterminer la capacité portante d'un pieu sous charge axiale ne permet pas de calculer l'état de contraintes radiales initiales dans le sol. Le produit entre β et σ'_{v0} donne la résistance de frottement unitaire q_s . Quant au paramètre β , il prend en compte le coefficient de poussée des terres au repos et l'angle de frottement d'interface entre le sol et le pieu (δ) donc :

$$\beta = K_{0,API} \tan \delta \quad (5-2)$$

avec $K_{0,API}$ coefficient de poussée des terres au repos pour la méthode API.

Maintenant la contrainte radiale peut être calculée par : $\sigma'_{rc}(z) = K_{0,API} \sigma'_{v0}(z) \tan \delta$, avec $\delta = 2\varphi'/3$. Elle atteint son maximum pour $q_{s,lim}/\tan \delta$ (Figure 5-6).

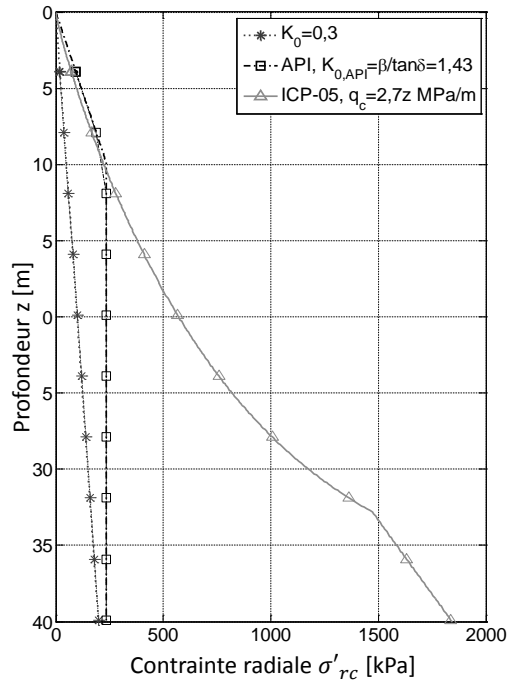


Figure 5-6. Contraintes initiales : calculées à partir des méthodes K_0 , API et CPT

5.1.5 Chargement monotone

Les essais monotones réalisés en centrifugeuse ont été pilotés en déplacement. La même démarche est choisie pour les calculs numériques avec la méthode des éléments finis. Le Tableau 5-3 présente les caractéristiques des quatre modèles numériques utilisés (loi élastique avec la méthode K_0 pour le calcul des contraintes initiales nommé « *Elas- K_0* », loi élastique avec la méthode API « *Elas-API* », loi élastique avec la méthode CPT, ICP-05 « *Elas-ICP* », loi Mohr-Coulomb avec la méthode CPT, ICP-05 « *MC-ICP* », loi hypo-plastique avec la méthode CPT, ICP-05 « *Hypo-ICP* »). Les courbes force axiale vs déplacement axial en tête de pieu pour les quatre modèles ainsi que pour l'essai en traction ME1 (« Test ME1 ») se trouvent dans la Figure 5-7. Les conclusions principales sont résumées ci-dessous :

Tableau 5-3. Caractéristiques des essais monotones numériques (méthode des éléments finis)

Test/modèles numériques	Méthode adoptée pour l'introduction des contraintes initiales	Angle d'interface sol-pieu δ [°]	Loi de comportement du sol	Résistance à la traction R_t [MN]
Test ME1	ICP-05	18°	-	-43
Elas- K_0	$K_0 = 0,3$	$2\varphi'/3 = 26^\circ$	Elastique linéaire	-13
Elas-API	$K_0 = \beta/\tan \delta$ $z > z_{lim}$	$2\varphi'/3 = 26^\circ$	Elastique linéaire	-26
Elas-ICP	ICP-05	18°	Elastique linéaire	-47
MC-ICP	ICP-05	18°	Mohr-Coulomb	-47
Hypo-ICP	ICP-05 + 50 kPa (contrainte de consolidation)	18°	Hypoplastique	-42

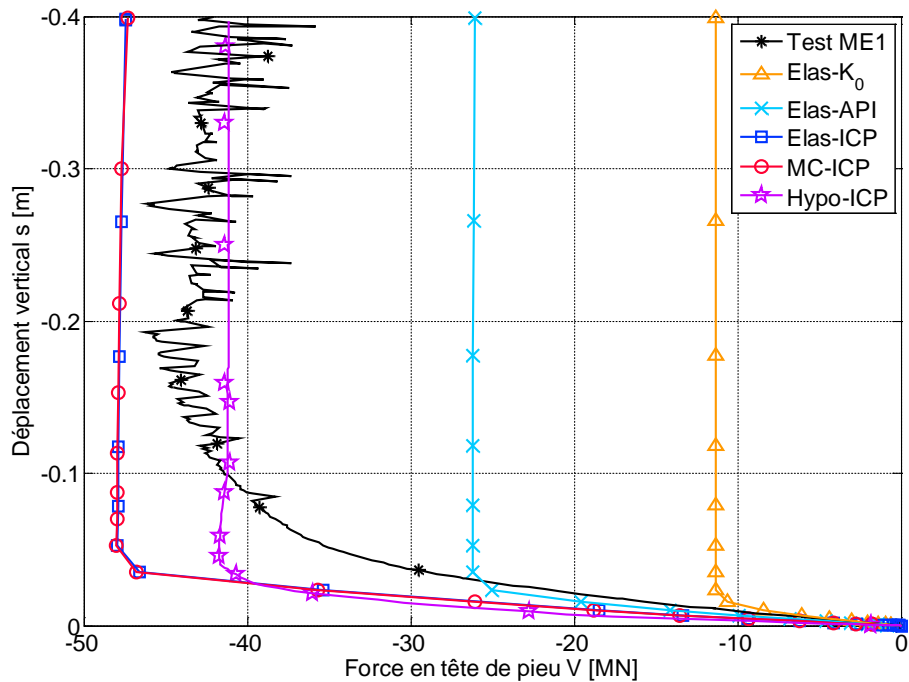


Figure 5-7. Résultats numériques (méthode des éléments finis) vs résultats expérimentaux (Test ME1), chargement monotone (déplacement imposé, traction) : force axiale en tête de pieu vs déplacement axial pour les cinq modèles

- Le modèle $\text{Elas-}K_0$ adopte les hypothèses couramment utilisées dans les bureaux d'études, des contraintes radiales proportionnelles à la profondeur et un angle d'interface sol-pieu égal à $2\phi'/3$. Ce modèle reproduit bien le début de l'essai mais la capacité ultime en traction R_t est fortement sous-estimée (70% inférieure aux résultats expérimentaux). Le résultat de ce calcul numérique correspond à la valeur de capacité portante obtenue avec l'équation (4-10).
- Le modèle Elas-API adopte les hypothèses de la norme API. Les résultats sous-estiment également R_t par rapport à la valeur expérimentale. La valeur numérique de la capacité portante résulte cette fois-ci 13% supérieure à celle obtenue analytiquement (§2.5.1.1.1).
- Les résultats sont similaires pour les méthodes Elas-ICP et MC-ICP . Les deux approches prédisent un R_t 9% supérieur à la valeur expérimentale.
- La combinaison du modèle hypo-plastique avec la méthode CPT, ICP-05 pour l'introduction des contraintes initiales Hypo-ICP fournit les meilleurs résultats (1% seulement de différence).

Ces résultats mettent en évidence le fait que la réponse du modèle numérique d'un pieu soumis à la traction dépend fortement de la prise en compte de l'état de contraintes initiales et de condition de contact (valeur de l'angle d'interface (Isorna et al. 2015)). L'application d'un état de contraintes initiales issu du coefficient de poussée des terres au repos K_0 sous-estime largement la capacité portante alors que l'utilisation de la méthode CPT permet d'obtenir des résultats plus réalistes. Le choix de la loi de comportement du sol semble avoir un effet moindre.

Les modèles présentés dans le Tableau 5-3 sont ci-dessous utilisés pour étudier la réponse du pieu soumis à un déplacement dans l'autre sens (compression). La Figure 5-8 montre les courbes force-déplacement en tête de pieu (résultats numériques vs résultats expérimentaux Test MC1). La méthode de double pente présentée dans la section §2.3.2.1.2 est utilisée pour comparer les résultats. Il est évident que le modèle Hypo-ICP fournit encore une fois les meilleurs résultats. Pour le cas de compression, le choix de la loi de comportement semble avoir une influence considérable.

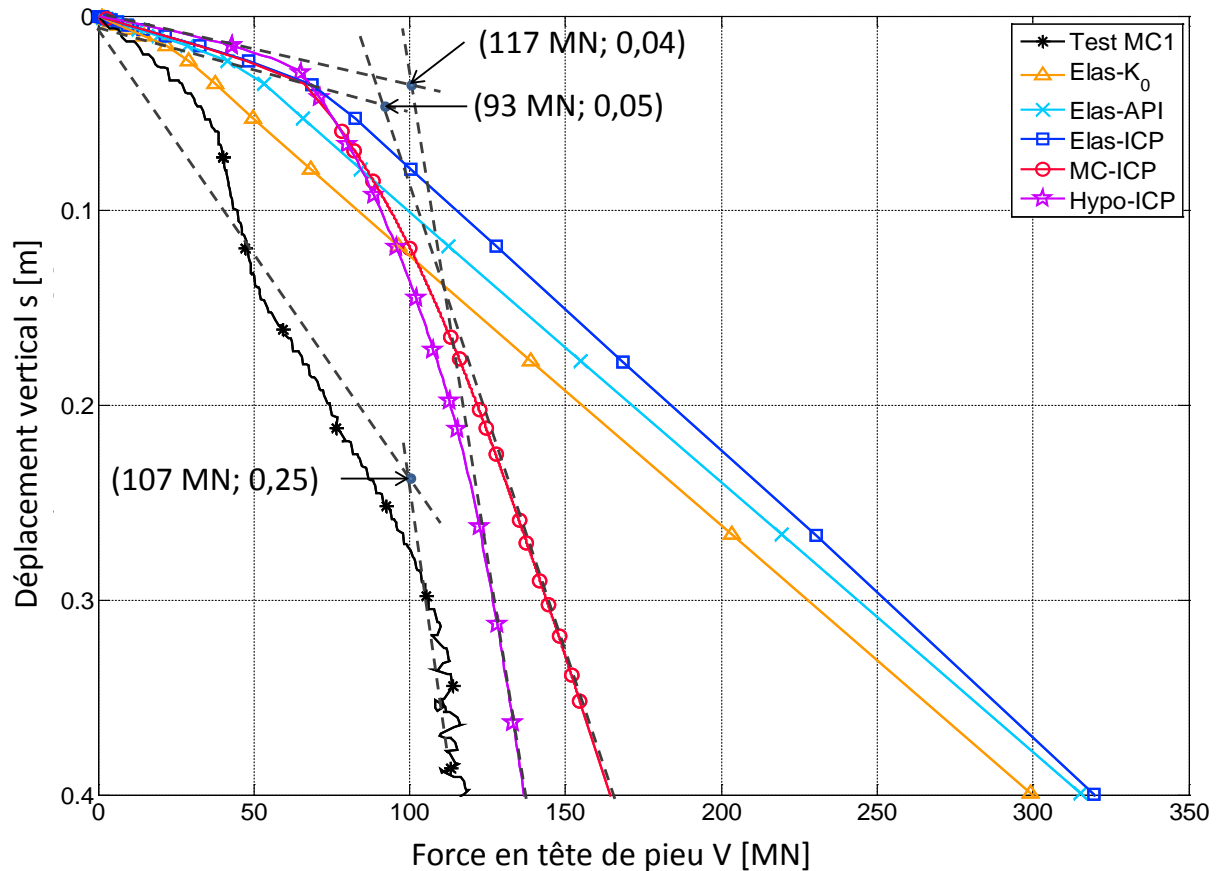


Figure 5-8. Résultats numériques (méthode des éléments finis) vs résultats expérimentaux (Test MC1), chargement monotone (déplacement imposé, compression): force axiale en tête de pieu vs déplacement axial pour les cinq modèles

5.1.6 Chargement cyclique

Le modèle Hypo-ICP est utilisé ci-dessous pour simuler l'essai cyclique en traction pure COW2. L'essai a été piloté en force avec une force verticale moyenne V_a égale à $-18MN$ et une amplitude des cycles V_{cyc} de $\pm 18MN$. La Figure 5-9 montre les résultats numériques vs. les résultats expérimentaux pour les premiers 10 cycles de chargement.

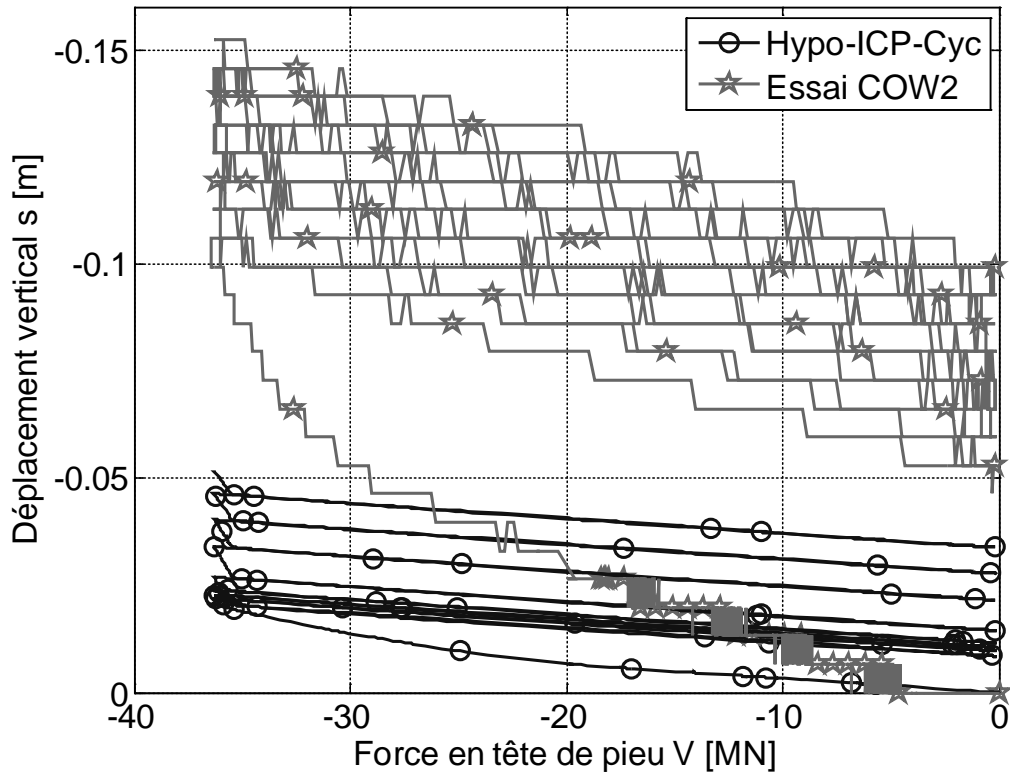


Figure 5-9. Résultats numériques (méthode des éléments finis, modèle Hypo-ICP-Cyc) vs résultats expérimentaux (Test COW2), chargement cyclique (forces imposées, traction): force axiale en tête de pieu vs déplacement axial

Le modèle Hypo-ICP-Cyc n'est pas capable de reproduire de façon satisfaisante les essais de chargement cyclique en traction. En effet, il sous-estime fortement le déplacement axial et ceci dès le premier cycle de chargement. Pour améliorer cela il faudra certainement mieux calibrer les paramètres de la loi hypo-plastique. En effet, les paramètres ont été calibrés à partir des essais triaxiaux monotones. Des essais cycliques permettraient sans doute de calibrer mieux ces paramètres.

5.2 Résultats obtenus avec le macro-élément

5.2.1 Chargement monotone

Le macro-élément a été calibré à partir des formules issues de la littérature (§4.3.1) et des résultats des essais expérimentaux monotones (§4.3.2). L'objectif était de reproduire les essais ME1 (essai monotone en traction) et MC1 (essai monotone de compression) présentés dans la section §2.5.1.1. Un déplacement positif et négatif est appliqué en tête de pieu pour l'étude du pieu en compression et en traction respectivement.

Le Tableau 5-4 regroupe les paramètres du macro-élément calculés à partir des méthodes analytiques. Dans ce tableau, les paramètres relatifs à la capacité portante ont été calculés avec les équations (4-8) à (4-10) et les paramètres de raideur avec les équations (4-3) à (4-7). La calibration des paramètres à partir des résultats expérimentaux ont donné les valeurs suivantes : $k_{vv} = 3,3 \times$

10^3 MN/m , $R_t = -43 \text{ MN}$ et $R_c = 101,5 \text{ MN}$. Le reste des paramètres ont les valeurs présentées dans le Tableau 5-3.

Tableau 5-4. Paramètres du macro-élément calculés à partir des méthodes analytiques

Paramètre	Symbole	Valeur	Unités
Capacité portante latérale	R_H	6,3	MN
Capacité portante de flexion	R_M	96,3	MNm
Capacité portante en compression	R_C	107,9	MN
Capacité portante en traction	R_t	-13,5	MN
Raideur verticale	k_{vv}	$3,2 \times 10^3$	MN/m
Raideur horizontale	k_{hh}	$5,9 \times 10^2$	MN/m
Raideur rotationnelle	k_{mm}	$1,1 \times 10^4$	MNm/rad
Raideur de rotation et translation	k_{hm}	$-1,8 \times 10^3$	MNm/m
Evolution de la surface de rupture	κ	1,2	-
Raideur au point d'inversion de charge	m_R	5	-
Raideur au chargement neutre	m_T	2	-
Zone de comportement linéaire	R	$6,0 \times 10^{-3}$	m
Taux d'évolution de « déplacement interne »	β^r	0,5	-
Transition de raideur	χ	0,5	m

Les deux essais ME1 (traction) et MC1 (compression) sont reproduits numériquement. Les calculs sont pilotés en déplacement. Les résultats obtenus pour les deux cas d'étude (calibration analytique à gauche et expérimentale à droite) sont exposés dans la Figure 5-10.

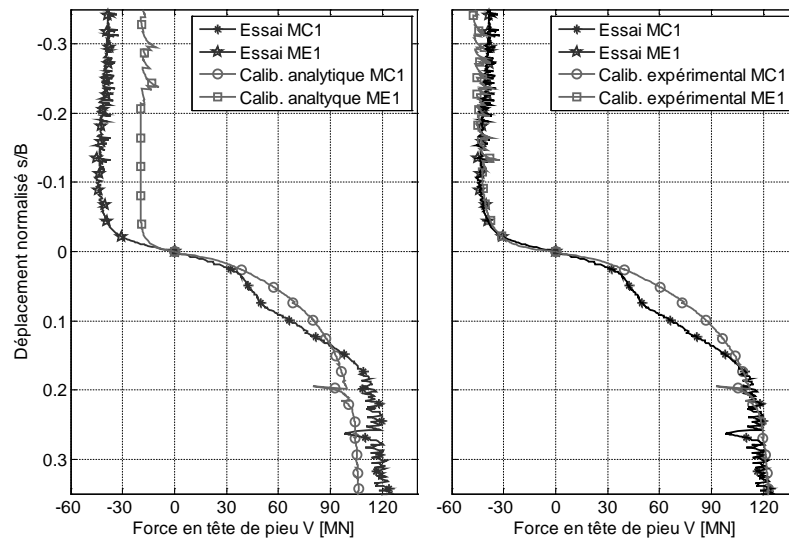


Figure 5-10. Résultats numériques (macro-élément) vs résultats expérimentaux, chargement monotone (déplacement imposé): force axiale en tête de pieu vs déplacement axial normalisé a) calibration analytique et b) calibration expérimentale

Dans les deux cas, le début des essais est bien représenté. Des écarts plus significatifs apparaissent pour le calcul des valeurs ultimes. Plus spécifiquement et quand les paramètres sont calibrés analytiquement, les résultats numériques sous-estiment les valeurs ultimes en traction et en compression. Pour le cas où les paramètres sont calibrés expérimentalement, la raideur initiale est bien représentée ainsi que les résistances ultimes en compression et en traction.

Dans le Chapitre 2, la capacité portante à la traction a été calculée avec la méthode CPT ICP-05 (Jardine et al. 2005) et elle a été trouvée égale à $R_t = 65 \text{ MN}$ (§2.5.1.1.1). Dans le cas où cette méthode est utilisée pour dimensionner un pieu, un facteur de sécurité doit être appliqué. Ce facteur est souvent imposé par les normes, pour le cas de l'Eurocode 7 (NF P 94-262, 2012) par exemple, le coefficient de sécurité est égal à 1,6. L'application de ce facteur donne une valeur de résistance à la traction $R_t/1,6 = -40 \text{ MN}$. Cette nouvelle valeur est très proche des résultats expérimentaux. En utilisant cette nouvelle valeur de capacité portante à la place de la valeur proposée dans le Tableau 5-3, la courbe de la Figure 5-11 est obtenue, qui reproduit mieux les résultats expérimentaux.

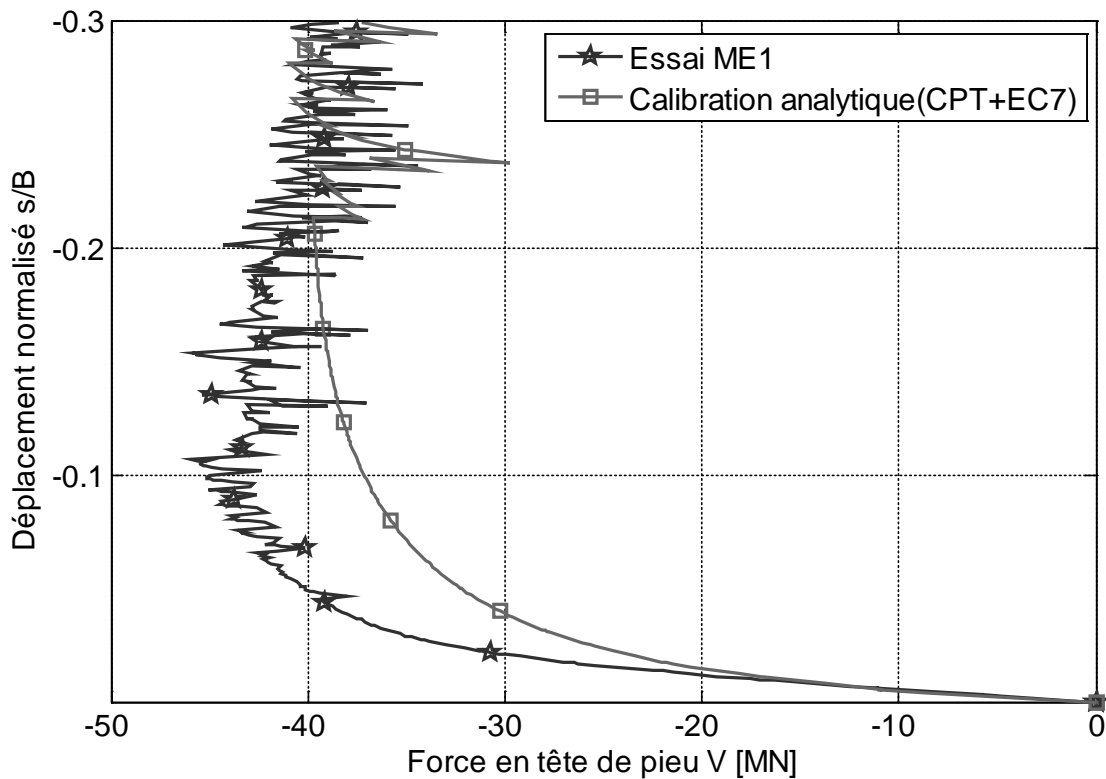


Figure 5-11. Résultats numériques (macro-élément) vs résultats expérimentaux, chargement monotone (déplacement imposé): force axiale en tête de pieu vs déplacement axial normalisé, calibration analytique avec les formules de la méthode CPT ICP-05 et de l'Eurocode 7

5.2.1.1 Courbes « t-Z »

Un pieu soumis à la traction résiste grâce au frottement entre le sol et le fût. Le déplacement occasionné par ce type de chargement est souvent étudié à travers des courbes de transfert « t-Z » où t

est le frottement unitaire développé et Z le déplacement du pieu. Les courbes « $t-Z$ » sont couramment utilisées dans le domaine de l'ingénierie et plusieurs méthodes basées sur ces courbes sont adoptées dans les différentes normes en vogueur (API 2011; DNV 1977, 2014).

La courbe force-déplacement de l'essai en traction ME1 ainsi que les résultats numériques obtenus à partir du macro-élément calibré analytiquement en utilisant les formules proposées par Pender (1993) (calcul de la raideur) et (Meyerhof et Ghosh (1989) et Meyerhof et Rajan (1973) (calcul de la capacité portante) sont ci-dessous utilisées pour réaliser les courbes « $t-Z$ » expérimentale et numérique du pieu. Dans la Figure 5-12, la courbe « $t-Z$ » du pieu est calculée avec la méthode API et à partir des résultats obtenus avec le macro-élément calibré analytiquement. La méthode proposée par la norme est détaillée dans l'Annexe III. La capacité portante du pieu est alors égale à -23 MN (§2.5.1.1.1) donc 60% supérieure à la valeur utilisée pour la calibration du macro-élément. La norme API suggère également un déplacement nécessaire pour mobiliser la totalité de frottement autour du pieu Z_{peak} égal à 0,01B (B étant le diamètre du pieu), cette valeur pouvant même atteindre 0,02B. Les deux cas sont étudiés ci-dessous.

La comparaison des résultats numériques avec les paramètres du macro-élément calibrés analytiquement et la norme API est présentée dans la Figure 5-12. Le plateau des courbes issues de la norme API est 1,25 fois supérieur à celui du calcul numérique, dû à la différence de résistance par frottement. Pour le cas où la mobilisation nécessaire pour atteindre la résistance par frottement est de 18 mm (0,01B), la raideur initiale coïncide avec celle du macro-élément. Pour le cas où le déplacement est de 36 mm (0,02B) la rigidité initiale est sous-estimée mais le déplacement ultime est très proche de celui obtenu numériquement.

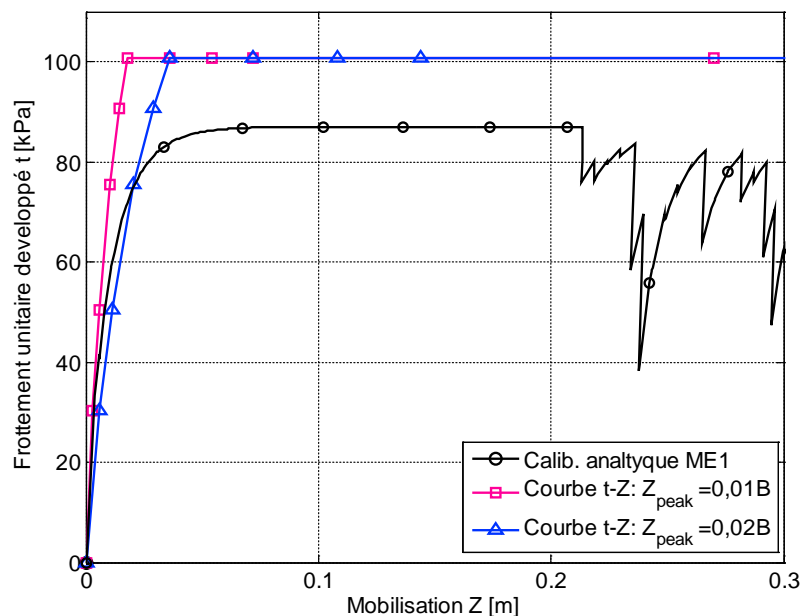


Figure 5-12. Résultats numériques (macro-élément) : courbes de transfert $t-Z$ obtenues par calibration analytique et avec la méthode API (API 2011) pour deux valeurs de déplacement nécessaire Z_{peak}

Si les paramètres du macro-élément sont calibrés analytiquement par les méthodes de Pender (1993) pour la raideur et API (2011) pour la capacité portante, les résultats s'améliorent significativement Figure 5-13.

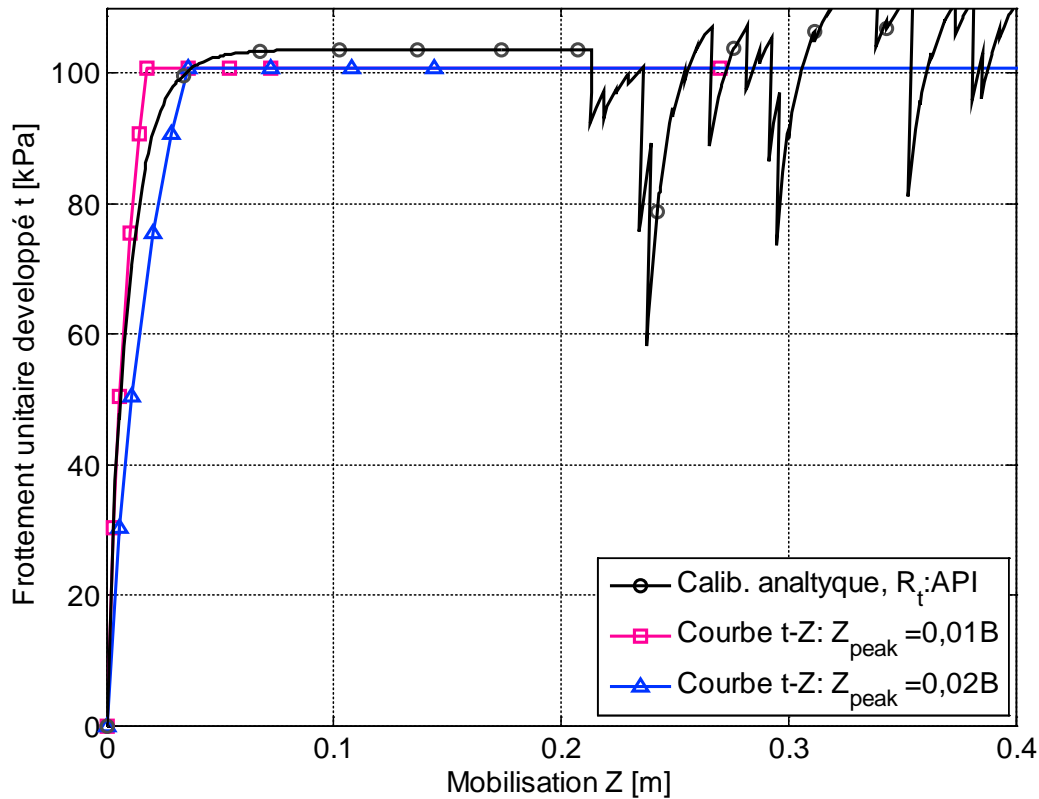


Figure 5-13. Résultats numériques (macro-élément): courbes de transfert t-Z obtenues avec le macro-élément et la méthode API (API, 2011) pour deux valeurs de déplacement nécessaire Z_{peak} . La capacité portante en traction est obtenue avec la méthode API (2011)

En conclusion, le macro-élément fournit des résultats satisfaisants. La calibration analytique a prédit initialement une résistance ultime inférieure aux résultats expérimentaux, même si la raideur initiale était bien prédite. Ces prédictions ont cependant pu être améliorées à l'aide des résultats CPT. Si les résultats expérimentaux force-déplacement sont de plus fournis, la calibration des paramètres du macro-élément est très aisée. Enfin, l'utilisation du macro-élément calibré à partir des valeurs de résistance ultime données par les normes de dimensionnement permet d'obtenir des courbes t-Z réalistes.

5.2.2 Chargement cyclique

Les essais cycliques en traction pure COW1 et COW2 (§2.5.1.2) sont reproduits ci-dessous avec le macro-élément. Les calculs sont pilotés en force. Les paramètres qui contrôlent la réponse du macro-élément sous chargement cyclique sont : m_R , m_T , R , β_r et χ . Dans un premier temps, ces paramètres prennent les valeurs proposées par Li et al. (2015), Tableau 5-5.

Tableau 5-5. Paramètres du macro-élément pour des calculs cycliques, à partir de Li et al. (2015)

Paramètre	Symbole	Valeur	Unités
Capacité portante latérale	R_H	6,3	MN
Capacité portante de flexion	R_M	96,3	MNm
Capacité portante en compression	R_C	101,5	MN
Capacité portante en traction	R_t	-43,0	MN
Raideur verticale	k_{vv}	$3,3 \times 10^3$	MN/m
Raideur horizontale	k_{hh}	$5,9 \times 10^2$	MN/m
Raideur rotationnelle	k_{mm}	$1,1 \times 10^4$	MNm/rad
Raideur de rotation et translation	k_{hm}	$-1,8 \times 10^3$	MNm/m
Evolution de la surface de rupture	κ	1,2	-
Raideur au point d'inversion de charge	m_R	5	-
Raideur au chargement neutre	m_T	2	-
Zone de comportement linéaire	R	$6,0 \times 10^{-3}$	m
Taux d'évolution de « déplacement interne »	β^r	0,5	-
Transition de raideur	χ	0,5	m

La Figure 5-14 montre la comparaison des résultats expérimentaux et des résultats numériques pour les deux essais COW1 et COW2 pour les premiers 16 cycles de chargement. Très vite et pour les deux essais, les résultats numériques s'éloignent des résultats expérimentaux. Une autre calibration s'avère donc nécessaire si on veut reproduire un grand nombre de cycles.

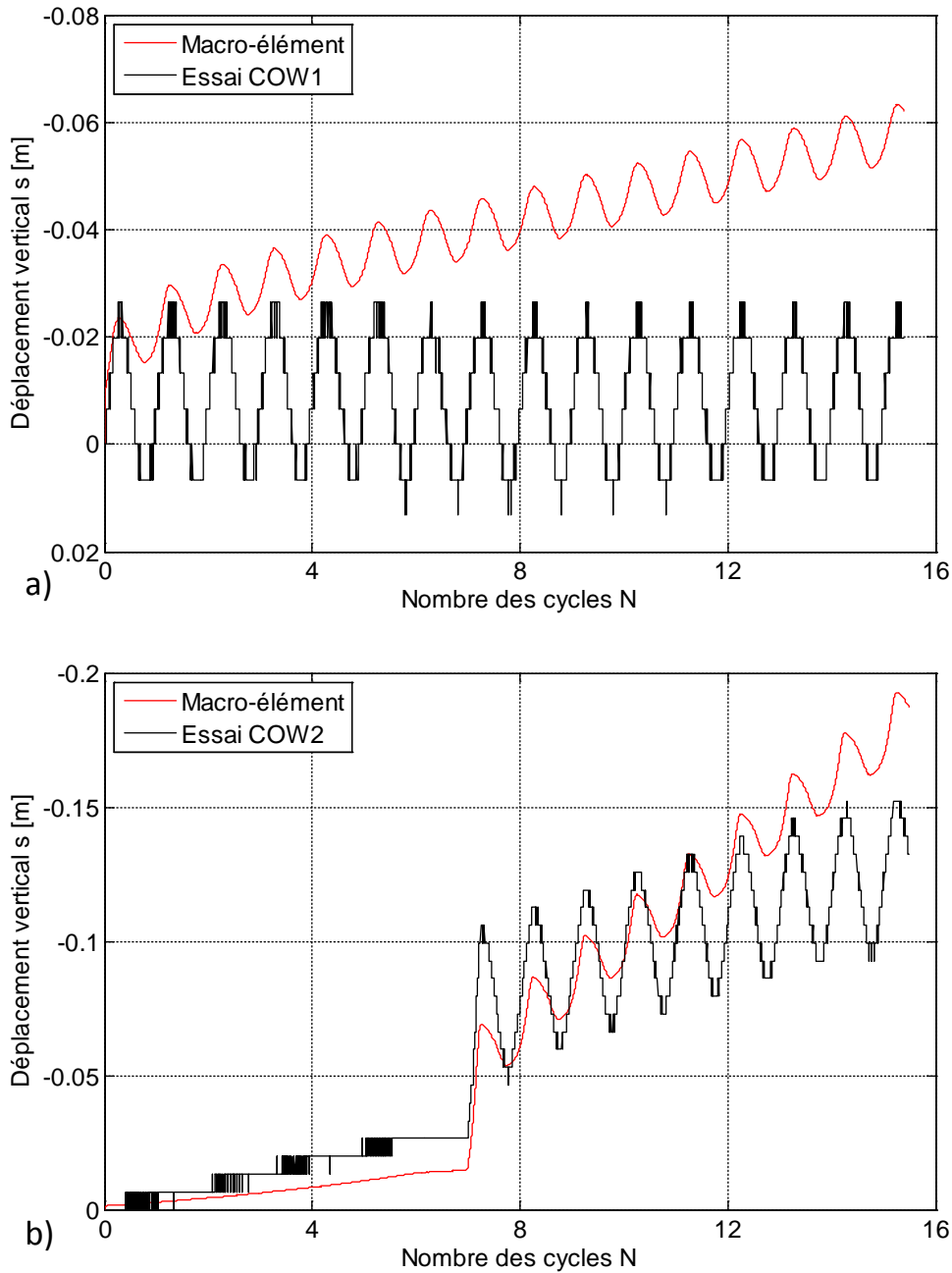


Figure 5-14. Résultats numériques (macro-élément) vs résultats expérimentaux, chargement cyclique (16 premiers cycles, pilotage en force) : a) essai COW1 et b) essai COW2

Dans la suite, les paramètres du macro-élément qui contrôlent le comportement cyclique sont calibrés afin de mieux reproduire l'essai cyclique en traction pure COW1. 1500 cycles de chargement sont considérés. Pour ce niveau de chargement, le pieu se trouve dans la zone stable du diagramme de Poulos (§2.5.1.2.2). Les valeurs calibrées sont regroupées dans le Tableau 5-6.

Tableau 5-6. Paramètres du macro-élément pour des calculs cycliques, calibrés à partir de l'essai COW1 (zone stable)

Paramètre	Symbole	Valeur	Unités
Coefficient de raideur pendant la décharge	m_R	5	-
Coefficient de raideur pour une force neutre	m_T	2	-
Domaine de déformation linéaire	R	6×10^{-3}	m
Taux d'évolution de déformation intergranulaire	β^r	0,2	-
Coefficient de transition linéaire	χ	1	-

La Figure 5-15 compare les résultats expérimentaux et les résultats numériques. Le macro-élément reproduit de façon satisfaisante les déplacements de pieu et ceci pour toute la durée de chargement.

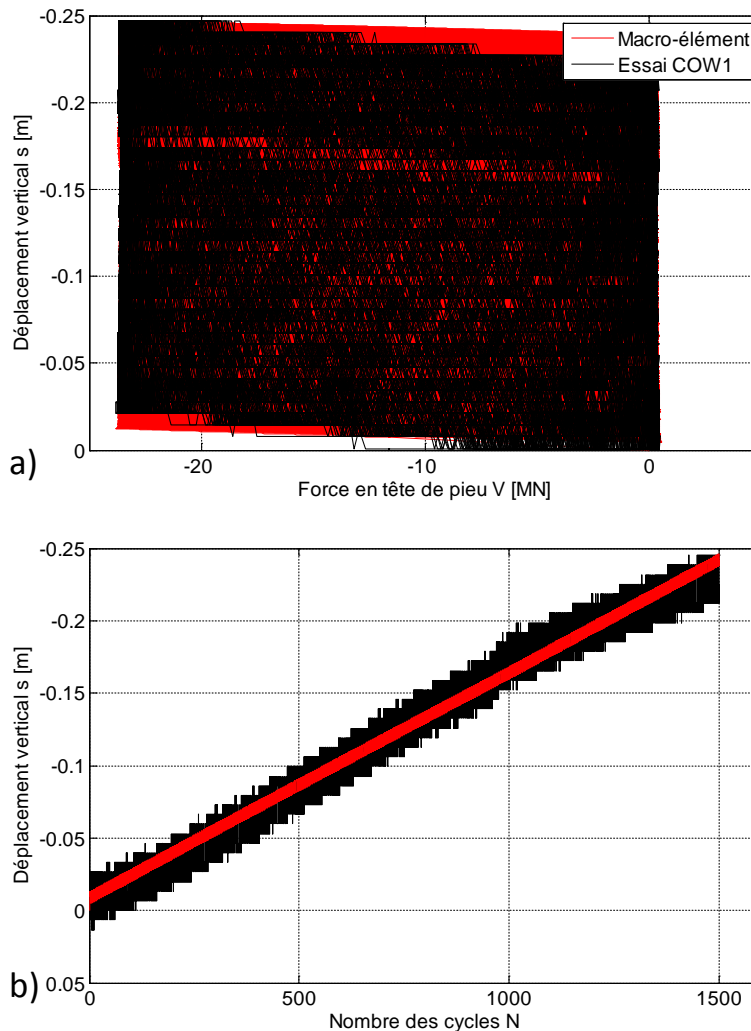


Figure 5-15. Résultats numériques (macro-élément) vs résultats expérimentaux, essai cyclique COW1 (pilotage en force). Paramètres calibrés à partir des résultats expérimentaux : a) force axiale en tête de pieu vs déplacement axial b) nombre de cycles vs déplacement axial

Pour l'essai cyclique COW2, le pieu se trouve dans la zone métastable du diagramme de Poulos (§2.5.1.2.2) ; en effet 230 cycles de chargement sont appliqués avant d'atteindre la rupture. Les calculs numériques avec des paramètres du Tableau 5-6 ne donnent pas des résultats satisfaisants. Afin de reproduire correctement le déplacement ultime (environ -2,5m), les paramètres du macro-élément sont calibrés comme présenté dans le Tableau 5-7.

Tableau 5-7. Paramètres du macroélément pour des calculs cycliques, calibrés pour obtenir le déplacement ultime de l'essai COW2 (zone métastable)

Paramètre	Symbole	Valeur	Unités
Coefficient de raideur pendant la décharge	m_R	5	-
Coefficient de raideur pour une force neutre	m_T	2	-
Domaine de déformation linéaire	R	6×10^{-3}	m
Taux d'évolution de déformation intergranulaire	β^r	0,4	-
Coefficient de transition linéaire	χ	0,49	-

La Figure 5-16 compare les résultats obtenus avec le macro-élément, avec ses paramètres calibrés pour reproduire le déplacement ultime et ceux obtenus expérimentalement. Le macro-élément simule correctement seulement les premiers cycles de chargement. Expérimentalement, trois phases sont identifiées : la première, phase de stabilisation, se situe entre l'application de la force moyenne et la stabilisation des cycles de chargement ; la deuxième correspond aux cycles de chargement stabilisés et la dernière à la rupture (voir Figure 2-22). Le macro-élément garde toujours la même cinétique et n'arrive pas à reproduire ses trois phases. Ceci est dû au fait que sa surface de rupture reste constante indépendamment du nombre de cycles.

Le macro-élément, une fois bien calibré, est capable de fournir des résultats satisfaisants pour le cas des pieux restants dans le domaine stable. Cependant, dans sa formulation actuelle, le macro-élément n'est pas apte à reproduire la perte de capacité portante en fonction de cycles de chargement. Ceci est dû au fait que sa surface de rupture reste constante. La méthode analytique de « Diagramme d'interaction a-b-c » (Kirsch et al. 2012; Kirsch et Richter 2011) peut être introduit dans la formulation actuelle du macro-élément pour améliorer sa performance. Ce type de diagramme permet d'estimer la perte de résistance par frottement en fonction de la valeur du chargement et du nombre des cycles appliqués.

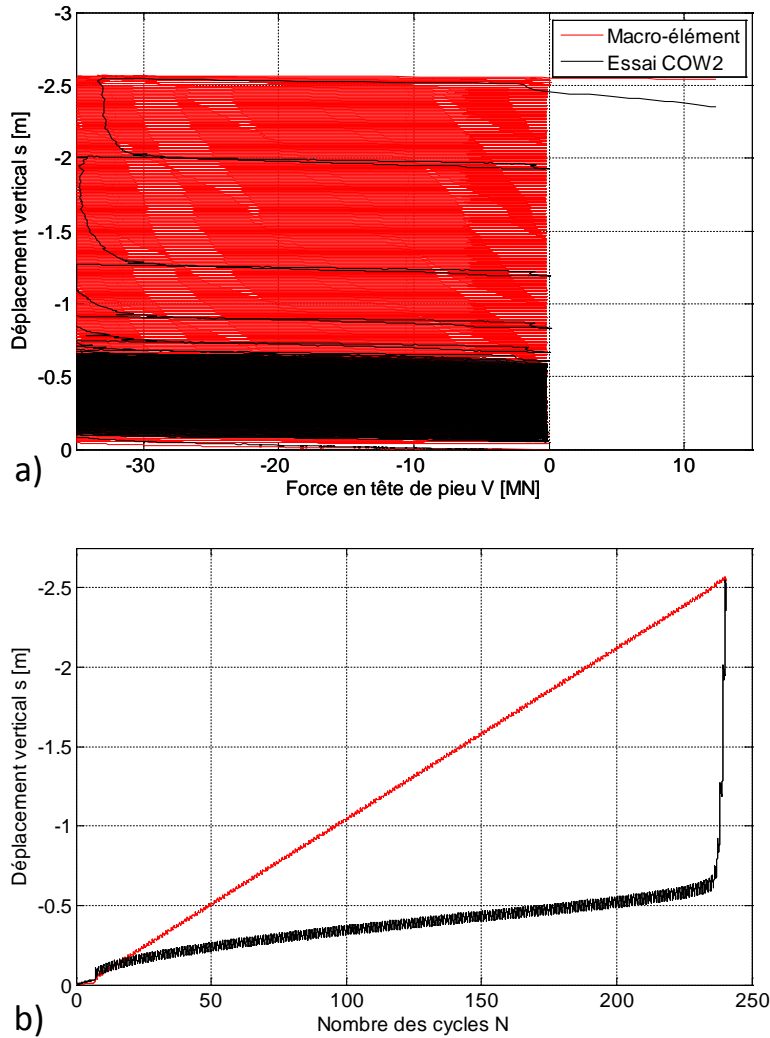


Figure 5-16. Résultats numériques (macro-élément) vs résultats expérimentaux, essai cyclique COW2 (pilotage en force). Paramètres calibrés afin de reproduire le déplacement ultime : a) force axiale en tête de pieu vs déplacement axial et b) nombre des cycles vs déplacement axial

5.3 Conclusion

Dans ce chapitre, deux approches ont été proposées pour modéliser les pieux sous chargement axial (chargement monotone et cyclique) : la méthode des éléments finis et le macro-élément. La méthode des éléments finis, plus performante mais très couteuse en termes de temps de calcul a besoin de données expérimentales (chargements monotones et cycliques) pour la calibration des paramètres des lois de comportement et nécessite une grande expérience de la part de l'ingénieur. Le macro-élément est un outil rapide, simple d'utilisation qui peut être calibré, sous certaines conditions, à partir des formules issues de la littérature.

Conclusion et perspectives générales

L'objectif de cette thèse a été d'améliorer les connaissances sur le comportement des pieux pour des applications dans le domaine des éoliennes offshore sous chargement axial monotone et cyclique ainsi que d'évaluer les outils numériques existants pour étudier leur comportement, tout en s'appuyant sur des résultats expérimentaux obtenus sur modèles réduits centrifugés.

La campagne expérimentale réalisée en centrifugeuse géotechnique (Chapitre 2) à $100\times g$ a permis d'étudier le comportement de pieux prototypes de 1,8 m de diamètre et 40 m de profondeur dans un massif de sable de Fontainebleau dense. Des chargements monotones et cycliques ont été appliqués sur des pieux isolés puis, sur une structure de type jacket avec quatre pieux.

D'abord la capacité portante du pieu en traction et en compression a été étudiée. L'angle d'interface sol-pieu, la résistance de pointe et de frottement ont été calculés grâce à des hypothèses faites sur l'état de contraintes initiales autour du pieu : les contraintes ont été déterminées à partir de la méthode CPT, ICP-05 (Jardine et al. 2005). Deux méthodes d'installation de pieux ont été utilisées : i) pieux moulés : installés à $1\times g$ et ii) pieux battus : partiellement installés à $100\times g$. L'influence de la méthode d'installation utilisée sur la capacité portante du pieu a été analysée. La résistance des pieux moulés à la traction et en compression est de -43 MN et 101,5 MN respectivement. L'installation partielle des pieux à $100\times g$ améliore la capacité portante à la compression mais, elle n'a pas d'influence sur la résistance à la traction. Un déplacement supérieur est nécessaire pour développer la résistance à la traction des pieux foncés à $100\times g$.

Des essais cycliques en traction pure et alternée ont été réalisés sur des pieux installés à $1\times g$. Le diagramme de stabilité du pieu (Poulos 1981) a été tracé, les zones de comportement stable, métastable et instable ont été identifiées. Les efforts appliqués lors des essais cycliques alternés sont estimés à partir de simulation des chargements pour une éolienne offshore. Ces résultats nous ont permis d'estimer des efforts cycliques maximal et minimal à appliquer sur un pieu d'une structure jacket (avec quatre pieux).

La structure jacket a été soumise à des efforts cycliques latéraux appliqués au sommet de la structure. Ces efforts sont transmis aux pieux principalement comme des efforts de traction et compression. La fondation jacket a été étudiée sous un chargement à 0° (les quatre pieux reprennent le chargement) et à 45° (la structure est positionnée sur la diagonale ; seuls les deux pieux dans la diagonale sont actifs). Dans les deux cas, le même effort cyclique latéral a été appliqué, le cas à 45° permet de reproduire un cas de chargement appliqué lors d'un essai sur pieu isolé. Chacun des pieux de la fondation jacket a été étudié comme un pieu isolé, il a été positionné sur le diagramme de stabilité réalisé à partir des essais des pieux isolés. La structure jacket fait que les pieux se sont montrés plus résistants que les pieux isolés en raison de la raideur apportée par la plateforme qui les relie.

Afin d'étudier l'applicabilité des méthodes existantes pour évaluer le comportement d'un pieu, la modélisation d'un pieu isolé sous chargement axial monotone et cyclique a été réalisée avec un modèle

aux éléments finis et le macro-élément développé par Li (2014) et Li et al. (2015). L'ensemble des résultats ont été comparés aux résultats expérimentaux et analytiques issus de la norme API.

Lors de la modélisation avec des éléments finis, nous avons tenté de reproduire l'état des contraintes initiales autour du pieu obtenu pendant la campagne expérimentale. Des hypothèses d'état de contraintes initiales géostatiques, calculées à partir du coefficient de poussée des terres au repos, ou par analogie avec l'essai CPT, calculées avec la méthode ICP-05 (Jardine et al. 2005) ont été étudiées. L'utilisation de la méthode ICP-05 a permis d'obtenir la même capacité portante du pieu à la traction que lors des essais expérimentaux. Cependant, la méthode sous-estime la résistance du pieu à la compression car la raideur initiale est supérieure à celle obtenue expérimentalement. Pendant l'étude numérique des pieux en traction, différents modèles de comportement de sol ont été utilisés. Les résultats obtenus permettent de souligner l'importance du choix de paramètres nécessaires pour définir le comportement à l'interface : angle de frottement et contraintes radiales autour du pieu.

La loi hypo-plastique avec déformation intergranulaire a été utilisée pour étudier un cas de chargement cyclique en traction pure. Cette loi a été calibrée à partir des résultats des essais triaxiaux menés en laboratoire sur des échantillons de sable de Fontainebleau de densité élevée. Le modèle utilisé est capable de reproduire l'essai en traction monotone mais, lors de l'application d'un chargement cyclique les résultats ne sont pas satisfaisants : le modèle est trop rigide. Cette réponse peut être due à une calibration inappropriée, la problématique des pieux soumis à la traction cyclique étant mieux représentée par des essais de cisaillement d'interface que par des essais triaxiaux (un essai triaxial représente mieux le comportement du sol en pointe qu'à l'interface).

Le macro-élément utilise une loi hypo-plastique avec prise en compte de la déformation intergranulaire pour représenter le comportement du sol. Pour caler la surface de rupture du pieu, les paramètres peuvent être calculés à partir des formules issues de la littérature ou à partir des résultats expérimentaux. La calibration analytique donne des résultats satisfaisants en termes de raideur mais la capacité portante prédite est sous-estimée, en compression et en traction. La calibration réalisée avec la capacité portante obtenue lors des essais monotones, permet de reproduire très correctement la courbe force-déplacement expérimentale en compression et en traction. Des chargements cycliques en traction pure ont été étudiés, des re-calibrations des paramètres pour chaque cas ont été nécessaires car, le macro-élément ne prend pas en compte la perte de résistance par frottement due à la nature cyclique du chargement, c'est-à-dire, il ne peut pas prédire la rupture du pieu.

L'ensemble des résultats numériques et expérimentaux ont été confrontés aux résultats analytiques obtenus à partir de la norme issue du domaine de l'éolienne offshore API (API 2011). Il a été démontré que la norme sous-estime la capacité portante en traction et en compression, ce qui va dans le sens de la sécurité. Elle considère un état de contraintes radiales autour du pieu qui augmente linéairement avec la profondeur et cela résulte en une capacité inférieure à celle prédite par la méthode ICP-05 (Jardine et al. 2005) . La norme indique qu'un déplacement entre 10 et 20% du diamètre du pieu est nécessaire pour développer la résistance ultime : cette valeur est inférieure aux valeurs obtenues lors d'essais, surtout dans le cas des pieux foncés partiellement à $100\times g$ soumis à la traction.

Couramment les pieux offshore sont installés par battage donc, les pieux foncés partiellement à $100\times g$ sont plus représentatifs que les pieux installés à $1\times g$. Pour mieux comprendre l'interaction entre le sol et la structure pour ce type de fondation, des essais monotones et cycliques sur pieux foncés entièrement à $100\times g$ devront être réalisés, le diagramme de stabilité de ce type de pieu pourrait être réalisé et comparé avec ceux effectués avec des pieux installés à $1\times g$.

Le modèle par éléments finis a montré des difficultés à bien représenter les résultats des essais expérimentaux surtout pour des chargements cycliques. Il a mis en valeur l'importance des hypothèses posées sur l'état de contraintes radiales autour du pieu et les méthodes de calibration des lois de comportement. Il serait intéressant d'explorer les résultats qui peuvent être obtenus en utilisant différents types d'essais de caractérisation de sol pour calibrer les paramètres de sa loi de comportement.

La structure jacket n'a pas été étudiée numériquement car les résultats expérimentaux donnent des déplacements verticaux très faibles qui restent dans le domaine élastique du sol. Pour approfondir l'étude sur ce type de fondation, il serait intéressant de mener une campagne expérimentale similaire à celle présentée dans ce manuscrit avec des pieux d'une longueur inférieure ou des conditions de sol moins dense, pour pouvoir caractériser le comportement à la rupture de l'ensemble de la fondation.

L'étude numérique des pieux à travers le macro-élément a montré des limites lors de l'application des chargements cycliques de traction : cet outil ne considère pas la perte de capacité portante en traction due aux cycles de chargement. Kirsch et Richter (2011) ont proposé une méthode simple avec laquelle la perte de capacité portante après l'application de N cycles de chargement peut être calculée à partir du ratio entre l'amplitude des cycles appliqués et la capacité portante. Cette méthode peut être incorporée au macro-élément.

Références bibliographiques

- (1) ABAQUS/Standard Analysis. (2012). « version 6-12 ». Dassault Systèmes, Providence, RI, USA.
- (2) Abdel-Rahman, K., et Achmus, M. (2006). « Numerical modelling of combined axial and lateral loading of vertical piles ». *Numerical Methods in Geotechnical Engineering - 6th European Conference*, Graz, Austria, 575–581.
- (3) Achmus, M., Abdel-Rahman, K., et Thieken, K. (2009a). « Behavior of piles in sand subjected to inclined loads ». *Proceedings of the 1st International Symposium on Computational Geomechanics*, Juan-les-Pins, Cote d'Azur, France, 763–774.
- (4) Achmus, M., Kuo, Y. S., et Abdel-Rahman, K. (2009b). « Behavior of monopile foundations under cyclic lateral load ». *Computers and Geotechnics*, Elsevier Ltd, 36(5), 725–735.
- (5) Alderlieste, E. (2011). « Experimental modeling of lateral loads on large diameter monopile foundations in sand ». Delft University of Technology, Delft, Holland, 120p.
- (6) Amar, S., et Jezequel, J. (1998). « Propriétés mécaniques des sols déterminées en place ». *Techniques de l'ingénieur. Construction*, 1(C220), 1–24.
- (7) Andersen, K., Puech, A., et Jardine, R. (2013). « Cyclic resistant geotechnical design and parameter selection for offshore engineering and other applications ». *TC 209 Workshop 18th ICSMGE: Design for cyclic loading: Piles and other foundations*, A. Puech, éd., 9–44.
- (8) Andria-Ntoanina, I., Canou, J., et Dupla, J. C. (2010). *Caractérisation mécanique du sable de Fontainebleau NE34 à l'appareil triaxial sous cisaillement monotone. Projet de recherche SOLCYP. Laboratoire Navier-Géotechnique (CERMES), Paris, 23p.*
- (9) API. (2011). *ANSI/API RECOMMENDED PRACTICE 2GEO: Geotechnical and foundation design considerations*. API Publishing Services, Washington, DC, 120p.
- (10) Axelsson, G. (2000). « Long-term set-up of driven piles in sand ». PhD thesis. Royal Institute of Technology, Stockholm, Suède, 194p.
- (11) Balachowski, L. (1995). « Différents aspects de la modélisation physique du comportement des pieux: chambre d'étalonnage et centrifugeuse ». Thèse de doctorat. Institut National Polytechnique de Grenoble, 372p.
- (12) Bauer, E. (1996). « Calibration of a comprehensive hypoplastic model for granular materials ». *Soils and Foundations*, 36(1), 13–26.
- (13) Benzaria, O. (2013). « Contribution à l'étude du comportement des pieux isolés sous chargements cycliques axiaux ». Thèse de doctorat. Université Paris-Est, Paris, France, 341p.
- (14) Benzaria, O., Puech, A., et Le Kouby, A. (2012). « Cyclic axial load tests on driven piles in overconsolidated clay ». *Proceedings of 7th International Conference of Offshore Site Investigation and geotechnics*, London, 307–314.

- (15) Benzaria, O., Puech, A., et Le Kouby, A. (2013). « Cyclic axial tests for jacked piles in dense sand ». *TC 209 Workshop 18th ICSMGE, Paris, France*, inproceedings, 2323-2326.
- (16) Berenguer Todo Bom, L. A. (2014). « Numerical modelling of soil-pile interaction considering grain breakage in finite deformations ». Thèse de doctorat. Ecole Centrale Paris, Paris, France, 246p.
- (17) Blanc, M., et Nivoche, M. (2014). « Rapport d'étude: Expérimentations en centrifugeuse sur pieux foncés ». IFSTTAR-Polytech' Clermont-Ferrand, Nantes, France, 55p.
- (18) Blanc, M., et Thorel, L. (2016). « Effects of Cyclic Lateral Loads on Piles in Sand ». *Géotechnique Letters*, 6, 163-167.
- (19) Blanc, M., Thorel, L., Isorna, R., Dano, C., Kotronis, P., et Philippe, M. (2015). « Centrifuge investigation of the axial cyclic behaviour of a single pile used for the foundation of a jacket type offshore wind turbine ». *Frontiers in Offshore Geotechnics III*, Taylor & Francis Group, 978-1.
- (20) Blanc M, et Nivoche M. (2014). *Expérimentations en centrifugeuse sur pieux foncés : (a) effet du mode de mise en place (b) effet de l'histoire de chargement. Essais préliminaires*. techreport, Nantes, France, 23p.
- (21) Bolton, M. D., Gui, M. W., Laue, J., Renzi, R., Garnier, J., Bagge, G., et Corte, J. F. (1999). « Centrifuge cone penetration tests in sand ». *Géotechnique*, 49(4), 543-552.
- (22) Boulon, M., Desrues, J., Foray, P., et Forgue, M. (1980). « Numerical model for foundation under cyclic loading: application to piles ». *International Symposium on Soil under Cyclic and Transient Loading*, Balkema, éd., Swansea, UK, 681-694.
- (23) Boulon, M., et Foray, P. Y. (1986). « Physical and numerical simulation of lateral shaft friction along offshore piles in sand ». *Proceeding of the third International Conference On Numerical Methods in Offshore Piling*, E. Technip, éd., Nantes, France, 127-147.
- (24) Brun, M., Palix, E., et Puech, A. (2009). *Prise en compte des chargements cycliques dans le dimensionnement des fondations offshore*. Nanterre, France, 127p.
- (25) Byrne, B. W., Mcadam, R., Burd, H. J., Houlsby, G. T., Martin, C. M., Zdravkovi, L., Taborda, D. M. G., Potts, D. M., Jardine, R. J., Sideri, M., Schroeder, F. C., Gavin, K., Doherty, P., Igoe, D., Wood, a M., Kallehave, D., et Gretlund, J. S. (2015). « New design methods for large diameter piles under lateral loading for offshore wind applications ». *Proceeding of the 3rd International Symposium on Frontiers in Offshore Geotechnics*, Oslo, Norway, 705-710.
- (26) Cao, J. (2010). « Modélisation numérique des problèmes d'interfaces sable-pieu pour les très grands nombres de cycles: developpement d'un méthode de sauts de cycles ». Thèse de doctorat. Université Lille1 sciences et technologies, 141 p.
- (27) Cassidy, M. J., Byrne, B. W., et Houlsby, G. T. (2002). « Modelling the behaviour of circular footings under combined loading on loose carbonate sand ». *Géotechnique*, 52(10), 705-712.

- (28) Chan, S.-F., et Hanna, T. H. (1980). « Repeated Loading on Single Piles in Sand ». *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, article, ASCE, 106(2), 171-188.
- (29) Chow, F. C. (1997). « Investigations into displacement pile behaviour for offshore foundations ». Thèse de doctorat, Thèse de doctorat. Imperial College London (University of London), Londres, 310p.
- (30) Chow, F., Jardine, R., Nauroy, J., et Brucy, F. (1997). « Time-related increases in the shaft capacities of driven piles in sand ». *Géotechnique*, 47(2), 353-361.
- (31) Clausen, C., Aas, P., et Karlsrud, K. (2005). « Bearing capacity of driven piles in sand, the NGI approach ». *Proceedings of the 1st International Symposium on Frontiers in Offshore Geotechnics*, inproceedings, 677-681.
- (32) Corté, J. F. (1989). « Model testing-Geotechnical model tests ». *Proceedings of the XXII ICSMFE Rio*, Rio de Janeiro, Brésil, 2553-2571.
- (33) Crémer, C. (2001). « Modélisation du comportement non linéaire des fondations superficielles sous séismes ». Thèse de doctorat. LMT Cachan - ENS Cachan, France, 162p.
- (34) Crémer, C., Pecker, A., et Davanne, L. (2001). « Cyclic macro element for soil-structure interaction: material and geometrical nonlinearities ». *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 25(13), 1257-1284.
- (35) Dano, C. (1996). « Etude expérimentale des lois d'interface. Rapport 9614 ». INSA, Rennes-LCPC, 166 p.
- (36) Das, B. (2007). *Fundamentals of geotechnical engineering*. (Paraninfo, éd.), Madrid, Espagne.
- (37) Delfosse-Ribay, E., Djeran-Maigre, I., Cabrillac, R., et Gouvenot, D. (2004). « Shear modulus and damping ratio of grouted sand ». *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 24(6), 461-471.
- (38) Delimi, Z. L., et Puech, A. (2016). « Comportement cyclique axial des pieux dans le sable - calibration du programme SCARP ». *Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur (JNGG)*, Nancy, France, 1-8.
- (39) Dijkstra, J., Broere, W., et Heeres, O. M. (2011). « Numerical simulation of pile installation ». *Computers and Geotechnics*, 38(5), 612-622.
- (40) DNV. (1977). *Rules for the design construction and inspection of off-shore structure, Appendix F, foundations*. Det Norske Veritas.
- (41) DNV. (2014). *OS-J101 Design of Offshore Wind Turbine Structures*. Det Norske Veritas.
- (42) Eurocode 8. (s. d.). « Design provisions for earthquake resistance of structures ». *European Committee for standardisation, ENV 1998-1*, 230.
- (43) Filippou, F., et Constandines, M. (2004). « FedeeasLab getting started guide and simulations examples ». University of California, Berkeley, CA.
- (44) Finnie, I. M. S., et Randolph, M. (1994). « Punch-through and liquefaction induced failure

- of shallow foundations on calcareous sediments ». *Seventh International Conference on the Behaviour of Offshore Structures*, Pergamon Press, 217-230.
- (45) Fioravante, V. (2002). « Shaft friction modelling of non-displacement piles in sand ». *Soils and Foundations*, 42(2), 23-33.
- (46) Foray, P., Balachowski, L., et Rault, G. (1998). « Sacale effects in shaft friction due to the localization of deformations ». *Centrifuge 98*, Tokyo, Japan, 211-216.
- (47) Frank, R. (1999). « Calcul des fondations superficielles et profondes ». *Technique de l'Ingénieur*, 142p.
- (48) Garnier, J. (1995). « Modèles réduits en mécanique des sols ». *Les modèles réduits en Génie Civil, Colloque AUGC*, Nantes, 21-44.
- (49) Garnier, J. (1997). « Validation des modèles physiques et numériques: Problèmes des effets d'échelle ». *14th international Conference on Soil Mechanics and Foundation*, Hambourg, 659-662.
- (50) Garnier, J. (2001). « Modèles physiques en géotechnique. Partie I : Evolution des techniques expérimentales et des domaines d'application ». *Révue française de géotechnique*, Paris, France, 97(4), 3-29.
- (51) Garnier, J. (2002). « Modèles physiques en géotechnique. Partie II : Evolution des techniques expérimentales et des domaines d'application ». *Révue française de géotechnique*, 98(1), 5-28.
- (52) Garnier, J., Gaudin, C., Springman, S. M., Culligan, P. J., Goodings, D. J., König, D., Kutter, B. L., Phillips, R., Randolph, M. F., et Thorel, L. (2007). « Catalogue of Scaling Laws and Similitude Questions in Geotechnical Centrifuge Modelling ». *International Journal of Physical Modelling in Geotechnics*, 7(3), 1-23.
- (53) Garnier, J., et König, D. (1998). « Scale effects in piles and nails loading tests in sand ». *Centrifuge 98*, Tokyo, Japan, 205-210.
- (54) Garnier, J., Kus, B., et Levacher, D. (1993). « Cartographie des densités de massifs de sable reconstitués par pluviation ». *6ème colloque Franco-Polonais de Mécanique des Sols*, inproceedings, 105-112.
- (55) Gazetas, G. (1991). « Foundation Vibrations ». *chapitre 15, Foundation Engineering Handbook*, Van Nostrand Reinhold, éd., 553-593.
- (56) Gottardi, G., Houlsby, G. T., et Butterfield, R. (1999). « Plastic response of circular footings on sand under general planar loading. » *Géotechnique*, 49(4), 459-469.
- (57) Grange, S. (2008). « Modélisation simplifiée 3D de l'interaction sol-structure : application au génie parasismique ». Thèse de doctorat. Institut Polytechnique de Grenoble, 172 p.
- (58) Grange, S., Kotronis, P., et Mazars, J. (2007). « Modèle simplifié 3D de l'interaction sol structure: application au génie parasismique ». *7ème Colloque National AFPS 2007*, Paris, France, 1-8.

- (59) Grange, S., Kotronis, P., et Mazars, J. (2009). « A macro-element to simulate 3D soil-structure interaction considering plasticity and uplift ». *International Journal of Solids and Structures*, Elsevier Ltd, 46(20), 3651-3663.
- (60) Gudehus, G. (1996). « A Comprehensive Constitutive Equation for Granular Materials ». *Journal of the Japanese Geotechnical Society : soils and foundation*, 36(1), 1-12.
- (61) Gudehus, G., Amorosi, A., Gens, A., Herle, I., Kolymbas, D., Mašín, D., Wood, D. M., Nova, R., Niemunis, A., Pastor, M., Tamagnini, C., et Viggiani, G. (2008). « The soilmodels.info project ». *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 32(12), 1571-1572.
- (62) Guefrech, A., et Rault, G. (2012). « Pieux sous sollicitations cycliques axiales dans un massif de sable ». Département GERS, IFSTTAR, Nantes, France, 60 p.
- (63) Guefrech, A., Rault, G., et Chenaf, N. (2012). « Stability of cast in place piles in sand under axial cyclic loading ». *Proc. 7th Int. Conf. on Offshore Site Investigation and Geotechnics*, inproceedings, London, UK, 329-334.
- (64) Gui, M. W., et Bolton, M. D. (1998). « Geometry and scale effects in CPT and pile design ». *1st International Conference Site Characterization*, Atlanta, 1063-1068.
- (65) Herle, I., et Gudehus, G. (1999). « Determination of parameters of a hypoplastic constitutive model from properties of grain assemblies ». *Mechanics of Cohesive-frictional Materials*, 4(5), 461-486.
- (66) INNOSEA. (2014). « Suite des calculs des réactions aux pieux d'une sous-structure jacket ». 30p.
- (67) Isorna, R., Jouan, G., Kotronis, P., Dano, C., Blanc, M., et Philippe, M. (2015). « Étude numérique des pieux d'éolienne offshore soumis à la traction en milieu sableux ». *33èmes Rencontres de l'AUGC*, Bayonne, France, 1-9.
- (68) ISSMGE. (2000). « Geotechnical and Geophysical Investigation for Offshore and Nearshore Developments ». Swan Consultants Ltd, United Kingdom, 68-74.
- (69) Jardine, R., Chow, F., Overy, R., et Standing, J. (2005). *ICP design methods for driven piles in sands and clays. ICP design methods for driven piles in sands and clays*, Thomas Telford London, 112p.
- (70) Jardine, R., Standing, J., et Health and Safety Executive. (2000). *Pile Load Testing Performed for HSE Cyclic Loading Study at Dunkirk, France Volume 1&2*. Rapport, Health and Safety Executive, London, UK, 146p.
- (71) Khemakhem, M. (2013). « Etude expérimentale de la réponse aux charges latérales monotones et cycliques d'un pieu foré dans l'argile ». Thèse de doctorat. Ecole Centrale de Nantes, Nantes, France, 342.
- (72) Khemakhem-Ben Amor, M., Garnier, J., Rosquoet, F., et Puech, A. (2016). « Nouvelles procédures pour le dimensionnement d'un pieu sous charge laterale cyclique dans une argile ». *Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur (JNGG)*, Nancy,

- France, 1-8.
- (73) Kirsch, F., et Richter, T. (2011). « Cyclic Degradation of Pile Foundations for Offshore Wind Turbines ». *36th Annual Conference on Deep Foundations*, Berlin, Allemagne, 1-8.
- (74) Kirsch, F., Richter, T., et Coronel, M. (2012). « Multiple pile foundations for Offshore Windturbines : From design and testing to long term monitoring ». 8p.
- (75) Kolk, H. J., Baaijens, a. E., et Senders, M. (2005). « Design criteria for pipe piles in silica sands ». *Proceedings of the 1st International Symposium on Frontiers in Offshore Geotechnics*, inproceedings, 711-716.
- (76) Kolymbas, D. (1991). « An outline of hypoplasticity ». *Archive of Applied Mechanics*, 61(3), 143-151.
- (77) Kolymbas, D., et Wu, W. (1993). « Introduction to hypoplasticity ». *Proceedings of a Workshop in Modern approaches to Plasticity*, D. Kolymbas, éd., Elsevier, Horton, Grece, 213-223.
- (78) Kudella, P., et Reul, O. (2002). « Hypoplastic analyses of piled rafts ». *Numerical Methods in Geotechnical Engineering*, 389-395.
- (79) Lehane, B. (1992). « Experimental investigations of pile behaviour using instrumented field piles ». Thèse de doctorat, Thèse de doctorat. Imperial College London (University of London), 615p.
- (80) Lehane, B. M., Gaudin, C., et Schneider, J. A. (2005a). « Scale effects in tension capacity for rough buried piles in dense sand ». *Geotechnique*, 55(10), 709-719.
- (81) Lehane, B. M., Jardine, R., Bond, A., et Frank, R. (1993). « Mechanisms of shaft friction in sand from instrimented pile tests ». *Journal of Geotechnical Engineering*, 119(1), 19-35.
- (82) Lehane, B. M., O’Loughlin, C. D., Gaudin, C., et Randolph, M. F. (2009). « Rate effects on penetrometer resistance in kaolin ». *Géotechnique*, 59(1), 41-52.
- (83) Lehane, B. M., Schneider, J. a., et Xu, X. (2005b). « The UWA-05 Method for Prediction of Axial Capacity of Driven Piles in Sand ». *Proceedings of the International Symposium. on Frontiers in Offshore Geotechnics (IS-FOG 2005)*, 683-689.
- (84) Li, Z. (2014). « Etude expérimentale et numérique de fondations profondes sous sollicitations sismiques: pieux verticaux et pieux inclinés ». Thèse de doctorat. Ecole Centrale de Nantes, France, 284p.
- (85) Li, Z., Kotronis, P., et Escoffier, S. (2014). « Numerical study of the 3D failure envelope of a single pile in sand ». *Computers and Geotechnics*, Elsevier Ltd, 62, 11-26.
- (86) Li, Z., Kotronis, P., Escoffier, S., et Tamagnini, C. (2016). « A hypoplastic macroelement for single vertical piles in sand subject to three-dimensional loading conditions ». *Acta Geotechnica*, Springer Berlin Heidelberg, 11(2), 373-390.
- (87) Lings, M. L., et Dietz, M. S. (2005). « The Peak Strength of Sand-Steel Interfaces and the Role of Dilation ». *Soils and Foundations*, article, The Japanese Geotechnical Society, 45(6),

- 1-14.
- (88) Mandel, J. (1962). « Essais sur modèle réduit en mécanique des terrains. Etude conditions de similitudes ». *Industrie minière, mine et carrières*, 44(9), 1-10.
- (89) Martin, C. (1994). « Physical and numerical modelling of offshore foundations under combined loads ». University of Oxford, Oxford, Angleterre, 306p.
- (90) MATLAB. (2012). « version 8.0.0.783 (R2012b) ». The MathWorks Inc., Natick, Massachusetts.
- (91) Matsuoka, H., et Nakai, T. (1977). « Stress-strain relationship of soil based on the "SMP" ». *Constitutive Equations of Soils. Proceedings of Specialty Session 9, IX Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng.*, Tokyo, Japan, 153-162.
- (92) Mattes, N. S., et Poulos, H. G. (1969). « Settlement of Single Piles ». *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, (January), 189-207.
- (93) McNeilan, T., et Bugno, W. T. (1985). « Cone Penetration Test Results in Offshore California Silts, Strength Testing of Marine Sediments: Laboratory and In-Situ Measurements ». *Symposium on Laboratory and In-Situ, Determination of the Strength of Marine Soils was presented*, C. Ronald et R. Kenneth, éd., San Diego, CA, USA, 55-72.
- (94) Mestat, P. (1997). *Lois de comportement et modélisation des sols. Technique de l'Ingénieur, l'expertise technique et scientifique de référence*, 23p.
- (95) Mestat, P., et Prat, M. (1999). *Ouvrages en interaction, AFPC-Emploi des éléments finis en génie civil*. Hermes, 934p.
- (96) Meyerhof, G. G., et Ghosh, D. P. (1989). « Ultimate capacity of flexible piles under eccentric and inclined loads ». *Canadian Geotechnical Journal*, 26(1), 34-42.
- (97) Meyerhof, G. G., et Rajan, G. (1973). « The bearing capacity of rigid piles under inclined loads in sand. I: Vertical piles ». *Canadian Geotechnical Journal*, 9(4), 430-446.
- (98) Meyerhof, G. G., Yalcin, S., et Mathur, S. K. (1983). « Ultimate pile capacity for eccentric inclined load ». *Journal of Geotechnical Engineering*, 109(3), 408-423.
- (99) Montrasio, L., et Nova, R. (1997). « Settlements of shallow foundations on sand: geometrical effects ». *Géotechnique*, 47(1), 49-60.
- (100) NF P 94-262. (2012). *Justification of geotechnical work National application standards for the implementation of Eurocode 7 Deep foundations*. France, 206p.
- (101) Niemunis, A., et Herle, I. (1997). « Hypoplastic model for cohesionless soils with elastic strain range ». *Mechanics of Cohesive-Frictional Materials*, 2(4), 279-299.
- (102) Nova, R., et Montrasio, L. (1991). « Analysis of settlement of shallow foundations on sand ». *10th European conference on soil mechanics*, Balkema, Rotterdam, 505-509.
- (103) Ovesen, N. K. (1979). « The scaling law relationship ». *Proceedings, 7th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Brighton, 319-323.

- (104) Pedretti, S. (1998). « Nonlinear seismic soil-foundation interaction: analysis and modelling method ». Politecnico di, Milano, Italie, 258p.
- (105) Pender, M. (1993). « Aseismic pile foundation design analysis ». *Bulletin of the New Zealand national society for earthquake engineering*, 26, 49-160.
- (106) Pham, H. D. (2009). « Modelling of Installation Effect of Driven Piles by Hypoplasticity ». Thèse de doctorat. Delft University of Technology, Pays-Bas, 109p.
- (107) Phillips, E. (1869). « De l'équilibre des solides élastiques semblables ». *Comptes rendus hebdomadaires des seances de l'Académie des sciences*, 68(1), 75-79.
- (108) Poulos, H. G. (1981). « Cyclic axial response of single pile ». *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 109(GT3), 1-53.
- (109) Poulos, H. G. (1988). « Cyclic stability diagram for axially loaded piles ». *Journal of Geotechnical Engineering*, article, American Society of Civil Engineers, 114(8), 877-895.
- (110) Poulsen, R., Nielsen, B., et Ibsen, L. (2011). « Effect of Drainage Conditions on Cone Penetration Testing in Silty Soils ». *Proc. 14th Pan-Am CGS Geotechnical Conference, Pan-AM CGS Geotechnical Conference*, 1-8.
- (111) Di Prisco, C., Nova, R., et Sibilìa, A. (2002). « Analysis of soil-structure interaction of towers under cyclic loading ». *Proc. NUMOG 8, Rome, G.N.Pande & S*, 637-642.
- (112) Puech, A. (2013). « Advances in axial cyclic pile design: contribution of the SOLCYP project ». *Proceedings TC 209 Workshop, 18 ICSMGE, Paris*, 1-17.
- (113) Puech, A., Boulon, M., et Meimon, Y. (1982). « Tension piles: field data and numerical modeling ». *2nd International Conference on Numerical Methods in Offshore Piling, The University of Texas, Austin*, 239-312.
- (114) Puech, A., et Jezequel, J. F. (1980). « The Effects Of Long Time Cyclic Loadings On The Behaviour Of Atension Pile ». *Offshore Technology Conference, Houston, USA, inproceedings*, 3870-3880.
- (115) Randolph, M. F., et House, A. R. (2001). « The complementary roles of physical and computational modelling ». *International Journal of Physical Modelling in Geotechnics*, 1(1), 1-8.
- (116) Rangeard, D. (2002). « Identification des caractéristiques hydro-mécaniques d'une argile par analyse inverse d'essais pressiométriques ». Ecole Centrale de Nantes, France, 214p.
- (117) Richter, T., et Kirsch, F. (2012). « Enginnering approches de conception pour les structures offshore Cyclic-Loaded ». *12th Baltic Sea Geotechnical Conference, Rostock, Allemagne*, 120-128.
- (118) Rimoy, S., Jardine, R., Tsuha, C., et Yang, Z. (2012). « Local And Global Behaviour of Axial Cyclic Loaded Instrumented Model Displacement Piles In Sand ». *Proceeding of Offshore Site Investigation and Geotechnics: Integrated Technologies - Present and Future, London, Anglaterre*, 1-8.

- (119) Robinsky, E. I., et Morrison, C. F. (1964). « Sand displacement and compaction around model friction piles ». *Canadian Geotechnical Journal*, 1(2), 81-93.
- (120) Rosquoet, F., Thorel, L., Garnier, J., et Puech, A. (2013). « Pile in sand under lateral loading: Development of degradation laws for describing cyclic load effects ». *Design for cyclic loading: Piles and other foundations, Proceeding of TC 209 Workshop 18th ICSMGE, Paris, France*, 89-93.
- (121) Salciarini, D., et Tamagnini, C. (2009). « A hypoplastic macroelement model for shallow foundations under monotonic and cyclic loads ». *Acta Geotechnica*, 4(3), 163-176.
- (122) Sartoris, J. C., Chambon, P., et Konig, D. (1998). « Scale effects of small diameter cylindrical inclusion in sand ». *Proceeding of Centrifuge 98*, Tokyo, Japan, 199-204.
- (123) Schneider, J. A., Lehane, B. M., et Xu, X. (2010). « End bearing formulation for CPT based driven pile: design methods in siliceous sands ». *2nd International Symposium on Cone Penetration Testing*, P. Robertson, éd., International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, California, 8p.
- (124) Schneider, J. a., Xu, X., et Lehane, B. M. (2008). « Database Assessment of CPT-Based Design Methods for Axial Capacity of Driven Piles in Siliceous Sands ». *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, article, American Society of Civil Engineers, 134(9), 1227-1244.
- (125) Schofield, A. N., et Wroth, C. P. (1968). *Critical State Soil Mechanics. Soil Use and Management*, (McGraw-Hill, éd.), London, 228p.
- (126) Silva, M. (2014). « Experimental study of ageing and axial cyclic loading effect on shaft friction along driven piles in sands ». Thèse de doctorat. Université de Grenoble, France, 392p.
- (127) Thorel, L. (2013). « Centrifuge modelling of foundations subjected to cyclic loading ». *ALERT Doctoral School 2013, Soil-Structure Interaction*, Aussois, France, 45-76.
- (128) Thorel, L., et Garnier, J. (2002). *Des « G » aux techniques de modèles*. Production LCPC. Vidéo de 19 min.
- (129) White, D., Sidhu, H., et Finlay, T. (2000). « Press-in piling: the influence of plugging on driveability ». *Proceedings of the 8th International Conference of the Deep Foundations Institute*, New York, 299-310.
- (130) Wichtmann, T. (2005). « Explicit accumulation model for non-cohesive soils under cyclic loading ». Thèse de doctorat. Universitat Bochum genehmigte, Allemagne, 274p.
- (131) Wolffersdorff, P. a. von. (1996). « A hypoplastic relation for granular materials with a predefined limit state surface ». *Mechanics of Cohesive-Frictional Materials*, 1(3), 251-271.
- (132) Wrana, B., Kalisz, W., et Wawrzonek, M. (2013). « Nonlinear Analysis of Pile Displacement Using the Finite Element Method ». *Technical Transaction*, 2-B, 137-147.

- (133) Wu, W., et Bauer, E. (1994). « A simple hypoplastic constitutive model for sand ». *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 18(November 1993), 833-862.
- (134) Wu, W., et Kolymbas, D. (1991). « On some issues in triaxial extension tests ». *Geotechnique Testing Journal*, 14(3), 276-278.
- (135) Zhan, Y., Wang, H., et Liu, F. (2012). « Modelling vertical bearing capacity of pile foundation by using ABAQUS ». *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, 17, 1855-1865.

Annexe I : Modélisation physique

Les particularités de la simulation en centrifugeuse sont présentées dans cette annexe, la centrifugeuse de l'IFSTTAR de Nantes sera détaillée et les lois de similitude régissant la modélisation en centrifugeuse sont présentées.

I.1 La centrifugeuse de l'IFSTTAR

La centrifugeuse géotechnique de l'IFSTTAR a été installée en 1985, elle est utilisée pour étudier des ouvrages géotechniques, tels que des fondations, des remblais ou encore des ancrages offshore, en modèles réduits. La Figure AI-1(a) montre le schéma de la centrifugeuse, elle a une nacelle pivotante fixée, par l'intermédiaire d'un bras, à un arbre d'entraînement, qui met en rotation la nacelle dans laquelle se trouve le modèle. Un contre poids est installé pour compenser le poids de ce dernier.

Cette installation fait partie du parc de machines les plus importantes du monde en termes de dimensions et de capacité d'emport. Avec un rayon de 5,5 m de l'axe à la plateforme de la nacelle, elle atteint une accélération maximale de $200\times g$. Elle emporte des dispositifs expérimentaux de 2000 kg à $100\times g$. La masse embarquable et l'accélération sont dépendants l'un de l'autre (Figure AI-1(b)). La plateforme de la nacelle a une surface de $1,40 \times 1,15$ m permettant d'embarquer des dispositifs expérimentaux dont l'encombrement dépasse 2 m^3 .

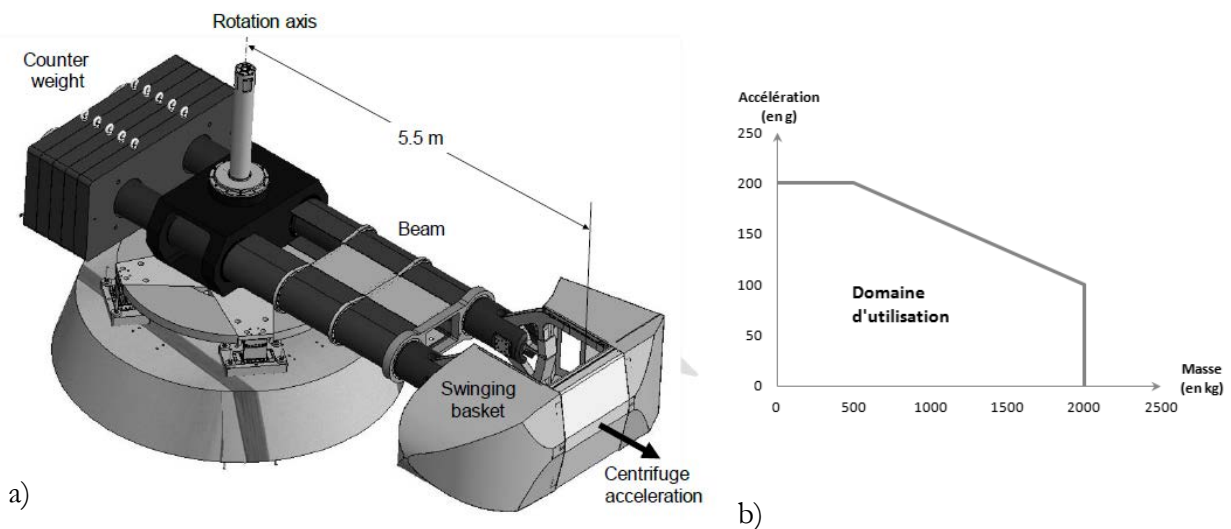


Figure AI-1. a) Représentation schématique et b) domaine d'utilisation de la centrifugeuse de l'IFSTTAR

I.2 Modélisation physique

La modélisation physique est une méthode qui permet d'étudier expérimentalement un problème physique. Un modèle réduit est construit afin que les mesures sur ce dernier puissent être transposées

sur l'ouvrage réel (prototype). Dans le domaine de la modélisation physique, les lois de similitude font le lien entre les grandeurs de l'ouvrage réel (modèle prototype) et les grandeurs du modèle utilisé en centrifugeuse. Le modèle réduit ne peut pas reproduire toutes les caractéristiques d'un prototype. Il est nécessaire d'analyser les principales caractéristiques du comportement qui sera étudié, pour bien les reproduire à l'échelle du modèle.

La modélisation physique joue un rôle important dans le dimensionnement des fondations profondes (Retolph et House 2001), car elle permet de prendre en compte le caractère tridimensionnel des problèmes de fondations, de tenir compte du comportement non-linéaire du sol sans avoir les problèmes inhérents aux modèles numériques, et aussi d'étudier l'effet du chargement cyclique sur les fondations.

I.2.1 Modélisation physique

L'expérimentation sous macrogravité nécessite de concevoir un modèle réduit d'un ouvrage réel, appelé prototype, en introduisant entre les paramètres mécaniques et géométriques des facteurs d'échelle.

Pour un prototype étudié, caractérisé par un certain nombre de variables a^p de différentes dimensions (longueur, masse, temps, température...), le modèle sera lui aussi caractérisé par différentes variables de dimensions a^m . On appellera facteur d'échelle a^* , le rapport entre les valeurs a^p du prototype et a^m du modèle.

$$a^* = \frac{a^m}{a^p} \quad \text{(AI-1)}$$

Par exemple, pour un modèle réduit à l'échelle $1/N_a$, le facteur d'échelle sur les longueurs par exemple sera :

$$l^* = \frac{l^m}{l^p} = \frac{1}{N_a} \quad \text{(AI-2)}$$

Les conditions permettant la similitude du comportement mécanique du modèle au prototype peuvent être formulées par des relations entre les facteurs d'échelle a^* (Corté 1989; Garnier 1995; Metel 1962; Phillips 1869).

Les conditions de similitude constituent l'ensemble des règles à satisfaire afin que l'ouvrage prototype et son modèle à l'échelle réduite présentent le même comportement. Si on connaît les relations entre les variables décrivant le comportement du système, les facteurs d'échelle peuvent être déterminés en utilisant la méthode des équations de départ.

Les équations d'équilibre des solides de la mécanique des milieux continus sont de la forme :

$$\sum_j \frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_j} + \rho \left(g_i - \frac{d^2 \xi_i}{dt^2} \right) = 0 \quad (\text{AI-3})$$

Avec

- σ_{ij} la composante du tenseur des contraintes ;
- x_j les coordonnées ;
- ξ_i la composante du vecteur des déplacements ;
- ρ la masse volumique ;
- g_i la composante du champ d'accélération de la pesanteur ;
- t le temps.

On peut écrire les différents facteurs d'échelle sous la forme :

$$\sigma_{ij}^* = \frac{\sigma_{ij}^m}{\sigma_{ij}^p}; l_m^* = \frac{x_j^m}{x_j^p}; \xi^* = \frac{\xi_j^m}{\xi_j^p}; \rho^* = \frac{\rho_j^m}{\rho_j^p}; g^* = \frac{g_j^m}{g_j^p}; t^* = \frac{t_j^m}{t_j^p} \quad (\text{AI-4})$$

En remplaçant dans l'équation (AI-3) les variables « a » par leurs valeurs a^{*} déduits de (AI-4) :

$$\frac{\sigma_{ij}^*}{l_m^*} \sum_j \frac{\partial \sigma_{ij}^p}{\partial x_j^p} + \rho^* \rho^p \left(g^* g_i^p - \frac{\xi^*}{t^{*2}} \frac{d^2 \xi_i^*}{dt^{*2}} \right) = 0 \quad (\text{AI-5})$$

$$\frac{\sigma_{ij}^*}{l_m^*} \sum_j \frac{\partial \sigma_{ij}^p}{\partial x_j^p} + \rho^* g^* \rho^p \left(g_i^p - \frac{\xi^*}{g^* t^{*2}} \frac{d^2 \xi_i^*}{dt^{*2}} \right) = 0 \quad (\text{AI-6})$$

$$\frac{\sigma_{ij}^*}{l_m^*} \left[\sum_j \frac{\partial \sigma_{ij}^p}{\partial x_j^p} + \frac{\rho^* g^* l_m^*}{\sigma_{ij}^*} \rho^p \left(g_i^p - \frac{\xi^*}{g^* t^{*2}} \frac{d^2 \xi_i^*}{dt^{*2}} \right) \right] = 0 \quad (\text{AI-7})$$

Pour que le modèle soit semblable du point de vue mécanique au prototype, les équations (AI-3) et (AI-5) doivent être identiques. Par conséquent, les conditions de similitude suivantes doivent être respectées :

$$\frac{\rho^* g^* l_m^*}{\sigma_{ij}^*} = 1 \rightarrow \sigma_{ij}^* = \rho^* g^* l_m^* \quad (\text{AI-8})$$

et

$$\frac{\xi^*}{g^* t^{*2}} = 1 \rightarrow \xi^* = g^* t^{*2} \quad (\text{AI-9})$$

Le comportement d'un sol est non linéaire et fortement dépendant de son état de contrainte. L'état de contrainte entre le prototype et le modèle réduit doit être le même donc, $\sigma_{ij}^* = 1$. Sous réserve

que le facteur d'échelle sur les déplacements soit identique à celui des longueurs (Metel 1962) $\xi^* = l_m^* = 1/N_a$, cette condition entraîne pour les déformations $\varepsilon^* = \frac{\xi^*}{l_m^*} = 1$.

D'après l'équation (AI-8) on obtient $t^* = 1/N_a$, le facteur d'échelle sur le temps concernant les phénomènes dynamiques. Dans les cas de chargements quasi-statiques, où l'équilibre statique est vérifié à tout instant, le respect de ce facteur d'échelle n'est pas primordial.

L'étude de modèles réduits impose le coefficient de réduction N_a sur les longueurs. La gamme de densité des matériaux est très limitée. Le matériau le plus dense, l'Iridium n'a qu'une masse volumique de 22,65 kg/m³. Il est considéré que le sol utilisé dans le prototype et le modèle est le même donc, $\rho^* = 1$. Finalement, le facteur d'échelle relatif aux longueurs est $l_m^* = 1/N_a$ et avec l'équation (AI-8) $g^* = N_a$. L'accélération de la centrifugeuse est inversement proportionnelle à l'échelle de réduction, si $N_a = 100$ le champ de macrogravité est de 100×g et le modèle sera 100 fois plus petit que le prototype.

I.2.2 Similitudes

Pour respecter les conditions de similitude, il est nécessaire de travailler en microgravité. Le Tableau AI-1 résume les différents facteurs d'échelle nécessaires lors d'essais en macrogravité.

Tableau AI-1. Facteurs d'échelle

Grandeur	Facteur d'échelle
Longueur, déplacement [m]	$l_m^* = 1/N_a$
Masse volumique [kg/m ³]	$\rho^* = 1$
Accélération [m/s ²]	N_a
Contrainte, pression [Pa]	$\sigma^* = 1$
Force [N]	$F^* = 1/N_a^2$
Masse [kg]	$m^* = 1/N_a^3$
Surface [m ²]	$A_m^* = 1/N_a^2$
Déformation [-]	$\varepsilon = 1$
Energie [J]	$E^* = 1/N_a^3$

La gravité s'appliquant dans le modèle est égale à N_a fois l'accélération de la pesanteur.

$$G_m = N_a \cdot g \quad \text{(AI-10)}$$

L'accélération est fonction de deux paramètres lors de la centrifugation : la vitesse de rotation ω [rad.s⁻¹] et le rayon R entre l'axe de rotation de la centrifugeuse et le centre de gravité du modèle [m].

$$G_m = R \cdot \omega^2 \quad \text{(AI-11)}$$

Pour augmenter la gravité d'un facteur N , il faut alors imposer au modèle une vitesse de rotation égale à :

$$\omega = \sqrt{\frac{N_a \cdot g}{R}} \quad (\text{AI-12})$$

I.2.3 Effet d'échelle et effet de taille

L'effet de la taille des grains par rapport à la taille de l'ouvrage étudié, ou « effet d'échelle », peut engendrer un non-respect des similitudes aux interfaces et dans les bandes de cisaillement, surtout lors des phénomènes de localisation des déformations.

Pour illustrer simplement ces phénomènes, il faut s'appuyer sur les travaux de Ovesen (1979) pour les fondations superficielles. Le diamètre modèle d'une fondation circulaire B_m varie avec N_a selon la relation $B_m = B_p/N_a$, ou encore $\text{Log } B_m = \text{log } B_p - \text{Log } N_a$. Sur le graphe de la Figure AI-2, il est possible de distinguer la droite regroupant des géomatrices de modèles correspondant au même prototype. Pour un même sol, sur chaque droite on peut étudier la présence éventuelle d'effet d'échelle (scale effect). D'une droite à l'autre, l'effet de taille est étudié.

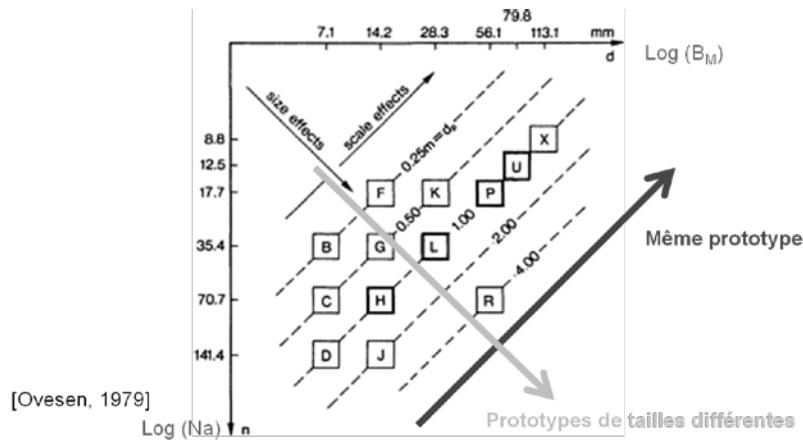


Figure AI-2. Effet de taille et effet d'échelle selon Ovesen (1979) modifié par Thorel (2013)

I.2.3.1 Pieu sous chargement axial

L'effet de la taille des grains par rapport à la taille de l'ouvrage étudié, ou « effet d'échelle », peut engendrer un non-respect des similitudes aux interfaces et dans les bandes de cisaillement, surtout lors des phénomènes de localisation des déformations. Or cette localisation des contraintes accentue les problèmes d'effet d'échelle.

Lors des essais en centrifugeuse, du sol naturel est utilisé. La taille des grains diminue fortement, donc il résulte une diminution importante du rapport entre la taille des grains et la taille de la fondation, pouvant provoquer un « effet d'échelle ». Il a été reconnu que l'effet d'échelle existe (Garnier 1995;

Foray et al. 1998), mais il n'existe pas jusqu'à présent de consensus sur le rapport minimal entre le diamètre minimum du pieu et la taille moyenne des grains (Garnier et al. 2007).

Pour les fondations profondes, il existe deux types d'effet d'échelle :

- sur le frottement latéral ;
- sur la résistance en pointe.

Pour étudier l'effet d'échelle sur le frottement latéral, la technique de la modélisation à différentes échelles, ou « modeling of models » (Dano 1996; Sartoris et al. 1998) et des essais d'arrachement ou torsion. Pour la pointe, l'effet d'échelle est étudié à l'aide des résultats des essais CPT.

Pour obtenir le rapport minimal entre le diamètre du modèle et le diamètre moyen d_{50} des grains (Balachowski 1995; Garnier 1997) au-delà duquel il n'y a plus d'effet d'échelle, plusieurs essais d'arrachement de pieux enfoncés dans du sable ont été réalisés en centrifugeuse avec des pieux de différents diamètres, mais modélisant le même prototype.

Il est généralement admis que le frottement latéral moyen ultime qui peut être mobilisé sur un pieu modèle diminue avec l'augmentation du diamètre du pieu. Des essais réalisés par Balachowski (1995) et Garnier (1997) montrent cette tendance. Lorsque le diamètre du modèle diminue, la résistance mobilisée augmente jusqu'à être 3 fois plus importante

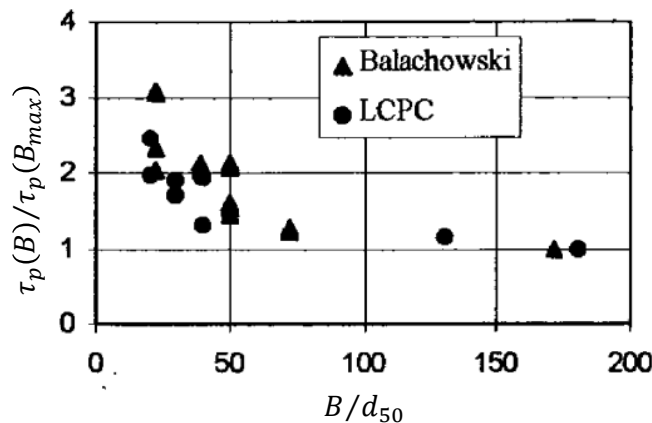


Figure AI-3. Influence du diamètre du pieu sur le frottement moyen mobilisé lors d'essais d'arrachements de pieux dans différents sables (Garnier et König 1998)

Dans le Figure AI-3, B/d_{50} est le rapport entre le diamètre du pieu et le diamètre moyen des grains ; $\tau_p(B)$ correspond au frottement moyen mobilisé le long du pieu pour un diamètre B ; et $\tau_p(B_{max})$ correspond au frottement moyen mobilisé le long du pieu pour un diamètre maximal du pieu étudié pendant les essais de « modeling of models ». Ces essais ont été réalisés dans des massifs de sable de Fontainebleau dense.

Les résultats de Robinsky & Morrison (1964) et Lehane et al. (2005a) montrent des tendances similaires et suggèrent une dépendance du cisaillement mobilisé par rapport au diamètre beaucoup plus faible lorsque le sable est lâche et le fut lisse. La dilatance du sable à l'interface est le mécanisme principal de la résistance cisaillement (Boulon et Foray 1986). Pour des massifs similaires (mêmes caractéristiques), le diamètre du pieu est le paramètre principal qui gouverne l'accroissement de la contrainte latérale et, par conséquent, le cisaillement maximal mobilisable. La zone de dilatance y varie entre 2 et 10 fois le diamètre moyen d_{50} .

Il a été démontré par Foray et al. (1998) que le cisaillement maximal mobilisé devient plus faible quand le diamètre du pieu modèle augmente (par rapport à un même sol). Pour un même pieu dont le diamètre des grains de sable augmente, l'épaisseur de la bande de cisaillement est plus importante, l'effet d'échelle n'est que fonction du rapport B/d_{50} . Foray et al. (1998) ont proposé un rapport minimal de 100 et Balachowski (1995) de 250. Fioravante (2002) a pris en compte le sol dans la bande de cisaillement, il propose qu'à partir d'un rapport B/d_{50} supérieur à 50 les effets d'échelle par des modèles réduits peuvent être négligés.

Des essais CPT permettent d'étudier l'effet d'échelle en pointe, l'effet du rapport entre le diamètre de la sonde et le diamètre moyen des grains d_{50} a été étudié par Gui & Bolton (1998) et Bolton et al. (1999). Les résultats des essais ont montré que la taille des particules n'affecte pas les résultats des efforts mesurés en pointe tant que $B/d_{50} > 20$.

1.2.3.2 Influence de la rugosité

Des essais d'arrachement de pieux ont été réalisés par Garnier (1997) et Garnier & König (1998) pour étudier l'influence de la rugosité du pieu sur le cisaillement maximal mobilisé par frottement. Pour une rugosité normalisée R_n égale ou supérieure à 1 (surface rugueuse) le cisaillement mobilisé est constant.

Pour une rugosité inférieure à 1, le cisaillement maximal mobilisé est plus faible. Lorsque la rugosité normalisée du pieu est située entre 0 et 1 (zone intermédiaire), il est très difficile de déterminer la résistance au cisaillement maximale. Pour cette raison, il convient d'utiliser des pieux complètement rugueux afin d'obtenir le cisaillement maximal, et pas des pieux avec une rugosité intermédiaire qui pourraient rendre l'interprétation des résultats plus difficile.

Annexe II : Résultats des essais

L'ensemble des résultats obtenus lors de la campagne expérimentale réalisée à IFSTTAR sont présentés dans cette section.

Tout d'abord, le Tableau AII-1 affiche les caractéristiques de chacun des essais (date, numéro de conteneur, densité de sable, type de chargement appliqué, etc.), ensuite, des résultats pour chaque un des tests sont exposés en échelle modèle.

Tableau AII-1. Campagne expérimentale (échelle modèle)

Massif: date	Structure	Force	Effort appliqué	Essai	ρ_d (kg/m^3)	V_a ou H_a (daN)	V_{cyc} ou H_{cyc} (daN)	N	Obs.
C1: 21/01/14	pieu	monotone	comp.	MC1	-				
		monotone	comp.	C1P2	-				(1)
		monotone	comp.	MC2	-				
		monotone	traction	C1P4	-				(1)
		one-way (repeté)	traction pure	C1P5	-	-120	120	0	(2)
		one-way	traction pure	COW1	-	-120.0	120	1500 + 5000	
		monotone	traction	C1P7	-				(3)
		one-way	traction pure	COW2	-	-180	180	230	
C2: 10/02/14	jacket	monotone	latérale	C2J1	-				(4)
		monotone	latérale	C2J2	-				(4)
C3: 03/03/14	pieu	monotone	traction	ME1	-				(5)
		one-way	traction pure	C3P2	-	-250	250	0	(6)
		one-way	traction pure	COW3	-	-200	200	133	
C4: 12/05/14	jacket	one-way	latérale	JC00	16,88	27	27	1500	
C5: 02/06/14	jacket	one-way	latérale	JC45(a)	16,89	27	27	1500	
		one-way	latérale	JC45(b)	16,89	54	54	100	(7)
C6: 23/07/14	pieu	two-way (alterné)	traction- comp.	CTW1	16,88	22	42	1500	(8)
		two-way	traction- comp.	CTW2	16,88	110	210	1500	
		two-way	traction- comp.	CTW3	16,88	180	337	33	
C7: 13/01/15	pieu	monotone	traction	C7P1	-				(9)
		monotone	traction	DE1	-				(10)
		monotone	comp.	DC1	-				(10)
		monotone	comp.	DC2	-				(11)

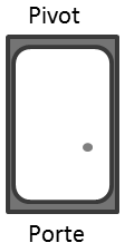
- (1) Problème de capteur de pointe
- (2) Problème vérin
- (3) Capteur de pointe inversé
- (4) Flambement local de la structure jacket
- (5) Problème d'acquisition des données
- (6) Pieu en domaine instable
- (7) Suite de l'essai JC45(a)
- (8) Cas de chargement représentatif d'un pieu de structure jacket
- (9) Limite du capteur de vérin (25kN)
- (10) Fonçage sur 10 cm
- (11) Fonçage sur 5 cm

Sept conteneurs ont été testés, dans les conteneurs C1, C3, C6 et C7 des essais sur pieu sous charge monotone et cyclique ont été réalisés. Les conteneurs C2, C4 et C5 ont été utilisés pour faire des tests sur jacket. La densité des massifs a été contrôlée grâce aux réglages de la trémie avant la préparation du massif, de plus des boîtes de densité ont été positionnées au fond des conteneurs C4, C5 et C6 pour vérifier la densité du massif à la fin de l'essai.

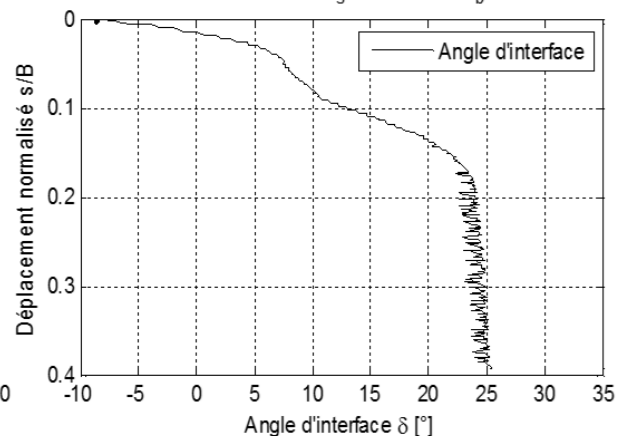
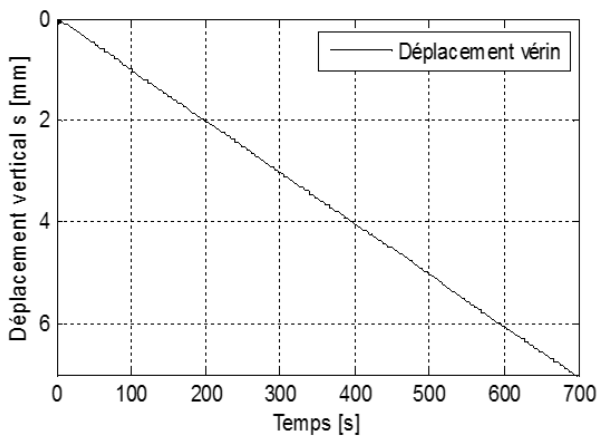
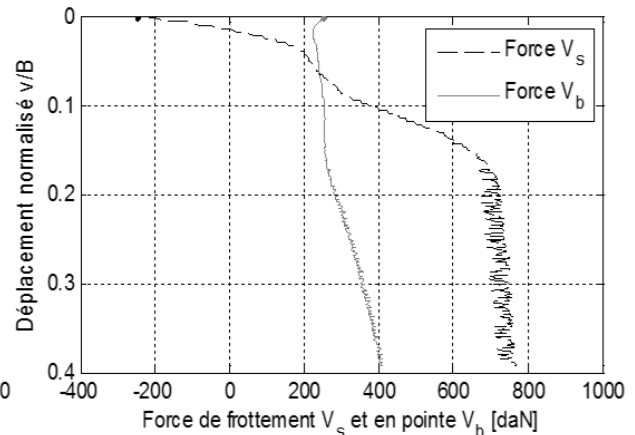
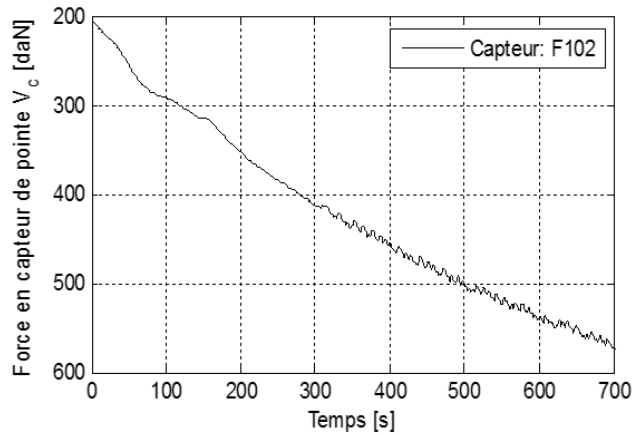
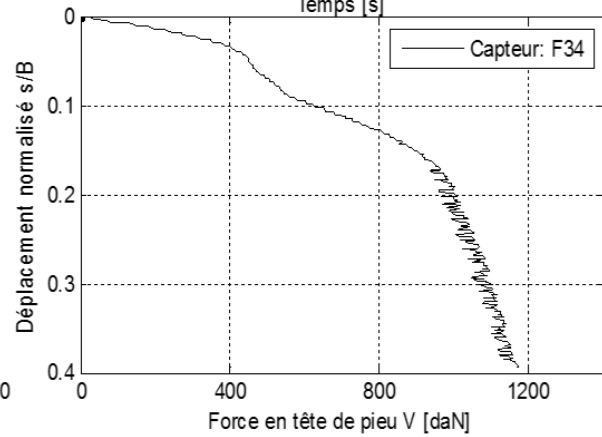
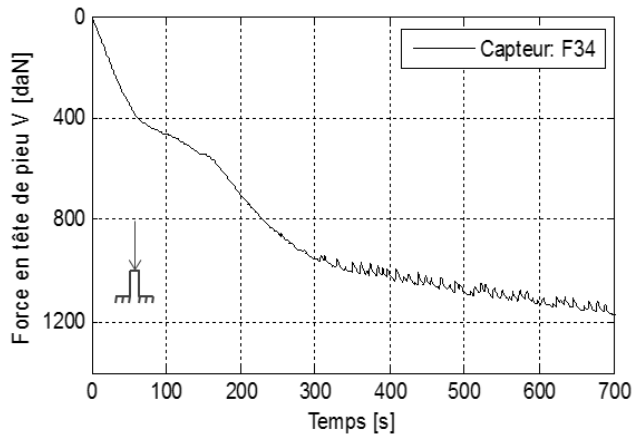
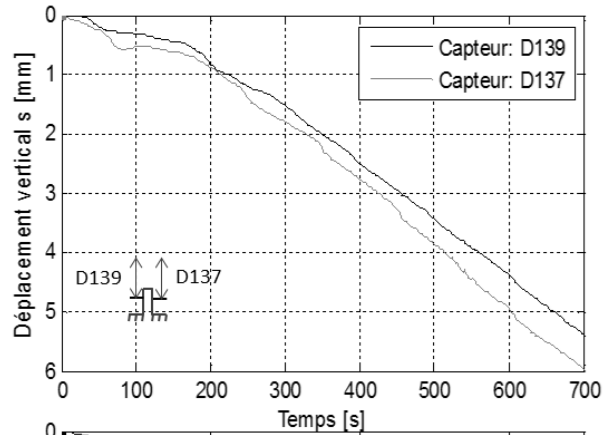
A continuation des résultats en échelle modèle seront présentés pour les essais décrits dans le Tableau AII-2. Les essais en gris présentés dans le Tableau AII-1 ne sont pas présentés car, ils ont été défectueux

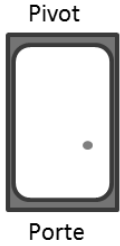
Tableau AII-2. Description des essais (échelle modèle)

Test	Méthode de mise en place	Profondeur installé à 100×g [mm]	Cas de chargement
MC1	Pré-fonçage à 1×g	-	Compression monotone
MC2	Pré-fonçage à 1×g	-	Compression monotone
ME1	Pré-fonçage à 1×g	-	Traction monotone
DC1	Fonçage à 100×g	300 à 400	Compression monotone
DC2	Fonçage à 100×g	350 à 400	Compression monotone
DE1	Fonçage à 100×g	300 à 400	Traction monotone
COW1	Pré-fonçage à 1×g	-	Cyclique Tension pure
COW2	Pré-fonçage à 1×g	-	Cyclique Tension pure
COW3	Pré-fonçage à 1×g	-	Cyclique Tension pure
CTW1	Pré-fonçage à 1×g	-	Cyclique alterné
CTW2	Pré-fonçage à 1×g	-	Cyclique alterné
CTW3	Pré-fonçage à 1×g	-	Cyclique alterné
JC00	Pré-fonçage à 1×g	-	Cyclique horizontal (jacket à 0°)
JC45(a)	Pré-fonçage à 1×g	-	Cyclique horizontal (jacket à 45°)
JC45(b)	Pré-fonçage à 1×g	-	Cyclique horizontal (jacket à 45°)

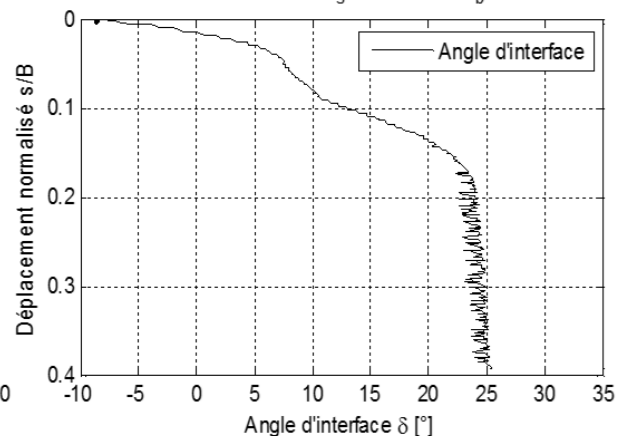
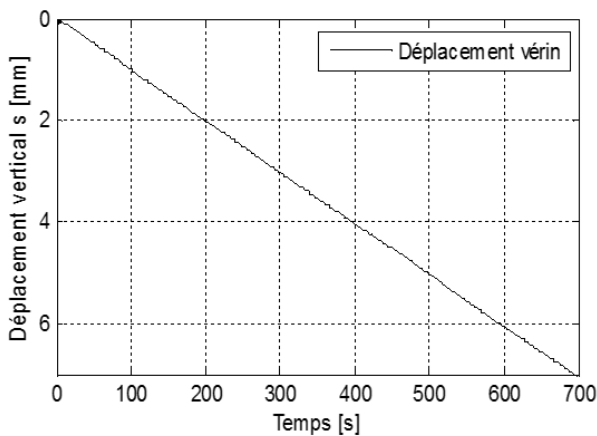
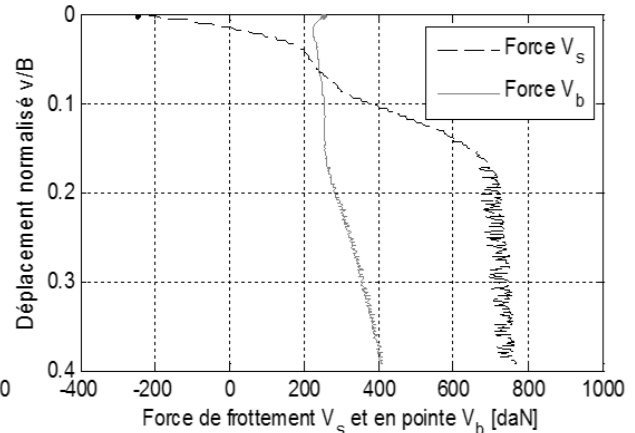
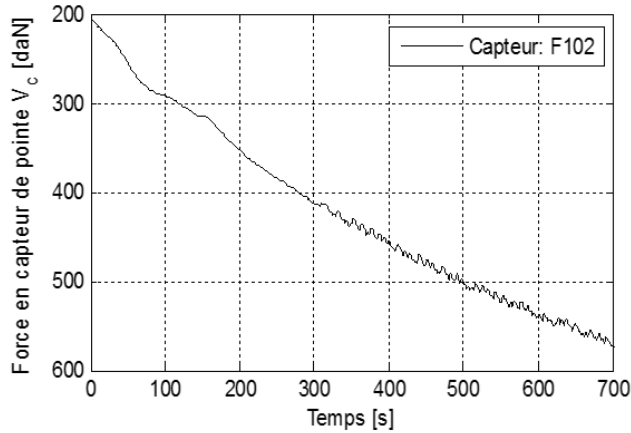
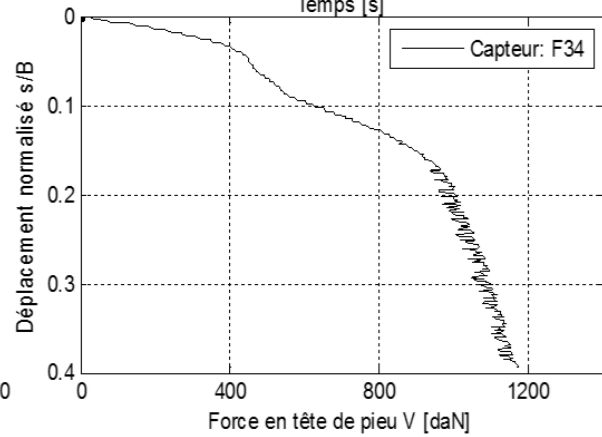
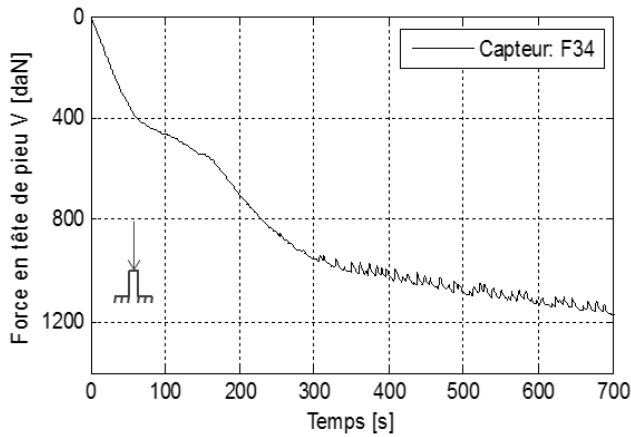
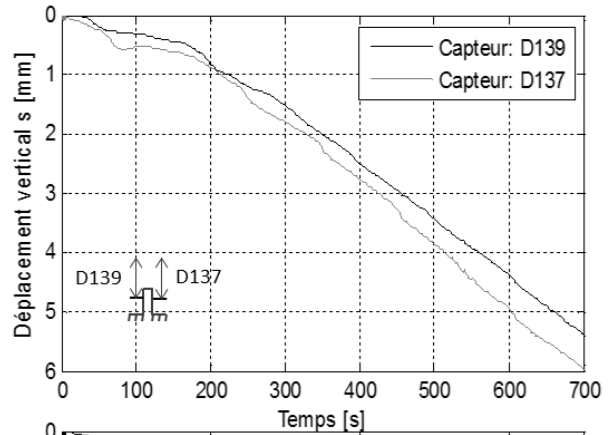


Conteneur C1, sable de Fontainebleau
 $\gamma_d = 16,88 \text{ kN/m}^3$; ID=99%
 Accélération= $100 \times g$
 Test: MC2 - Compression monotone
 Capteur de pointe: F102
 Date= 21/01/2014



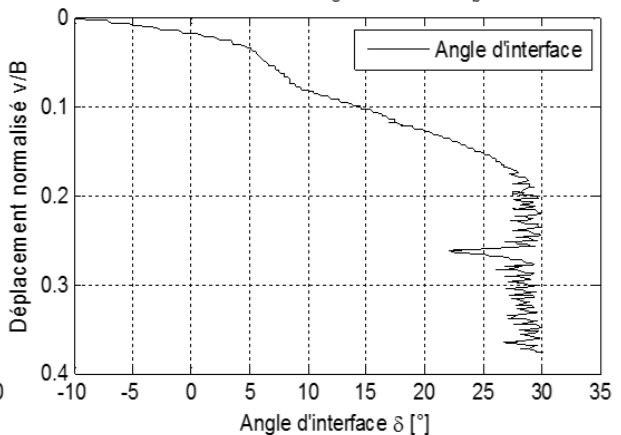
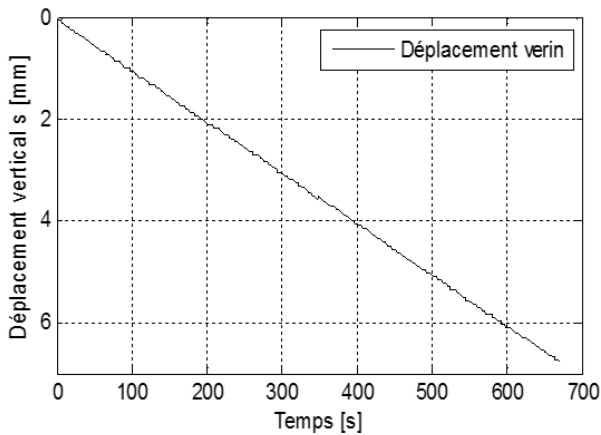
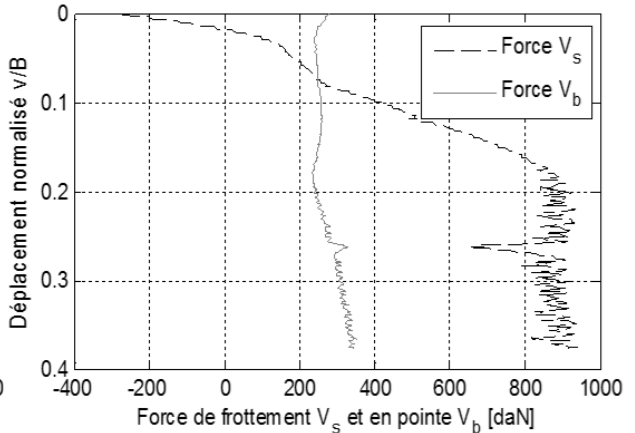
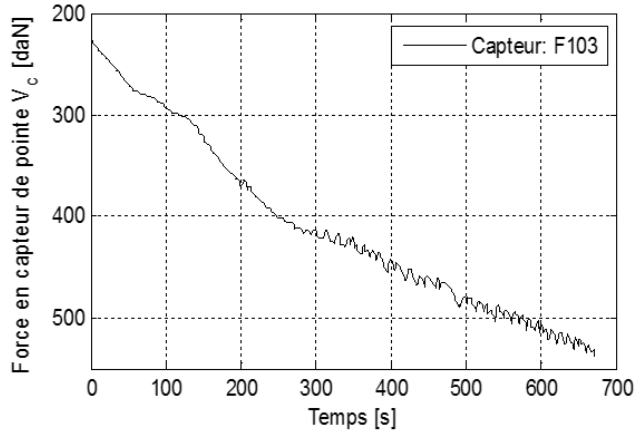
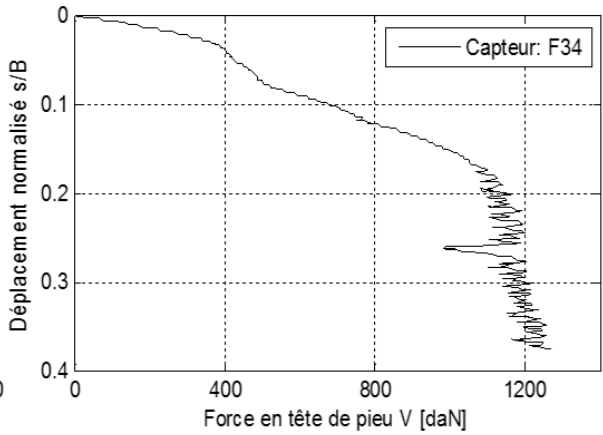
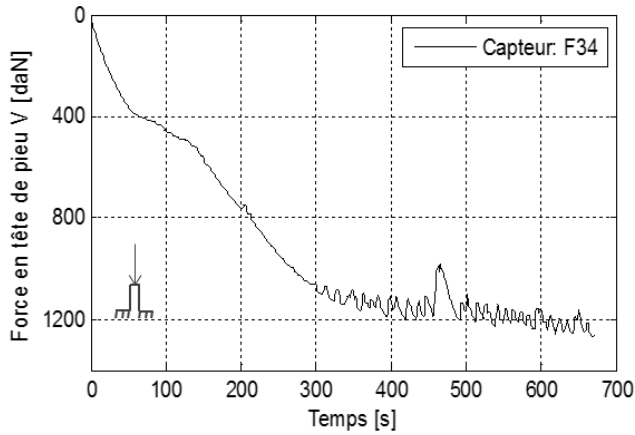
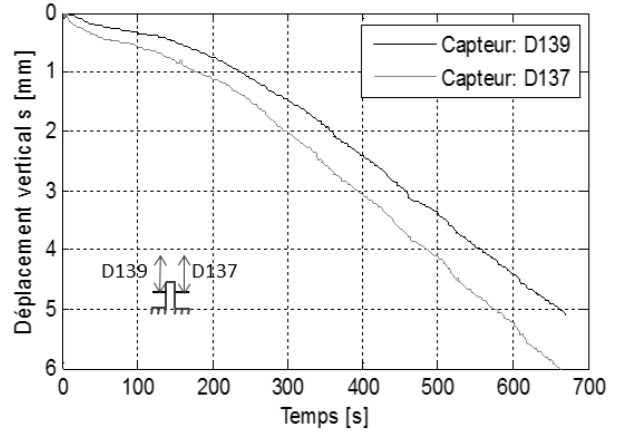


Conteneur C1, sable de Fontainebleau
 $\gamma_d = 16,88 \text{ kN/m}^3$; ID=99%
 Accélération= $100 \times g$
 Test: MC2 - Compression monotone
 Capteur de pointe: F102
 Date= 21/01/2014





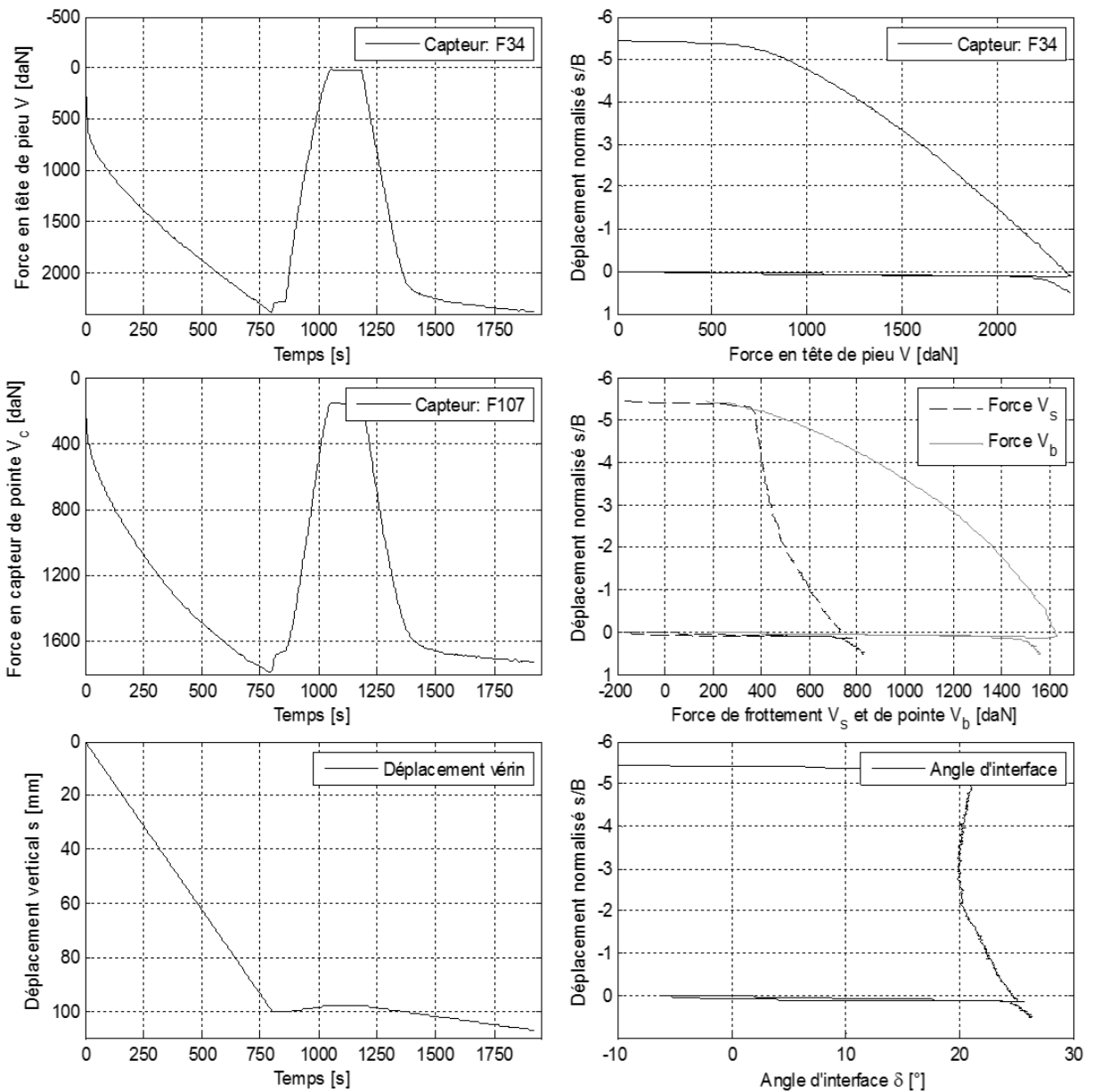
Conteneur C1, sable de Fontainebleau
 $\gamma_d = 16,88 \text{ kN/m}^3$; ID=99%
 Accélération= $100 \times g$
 Capteur de pointe: F103
 Test: MC1 – Compression monotone
 Date= 21/01/2014



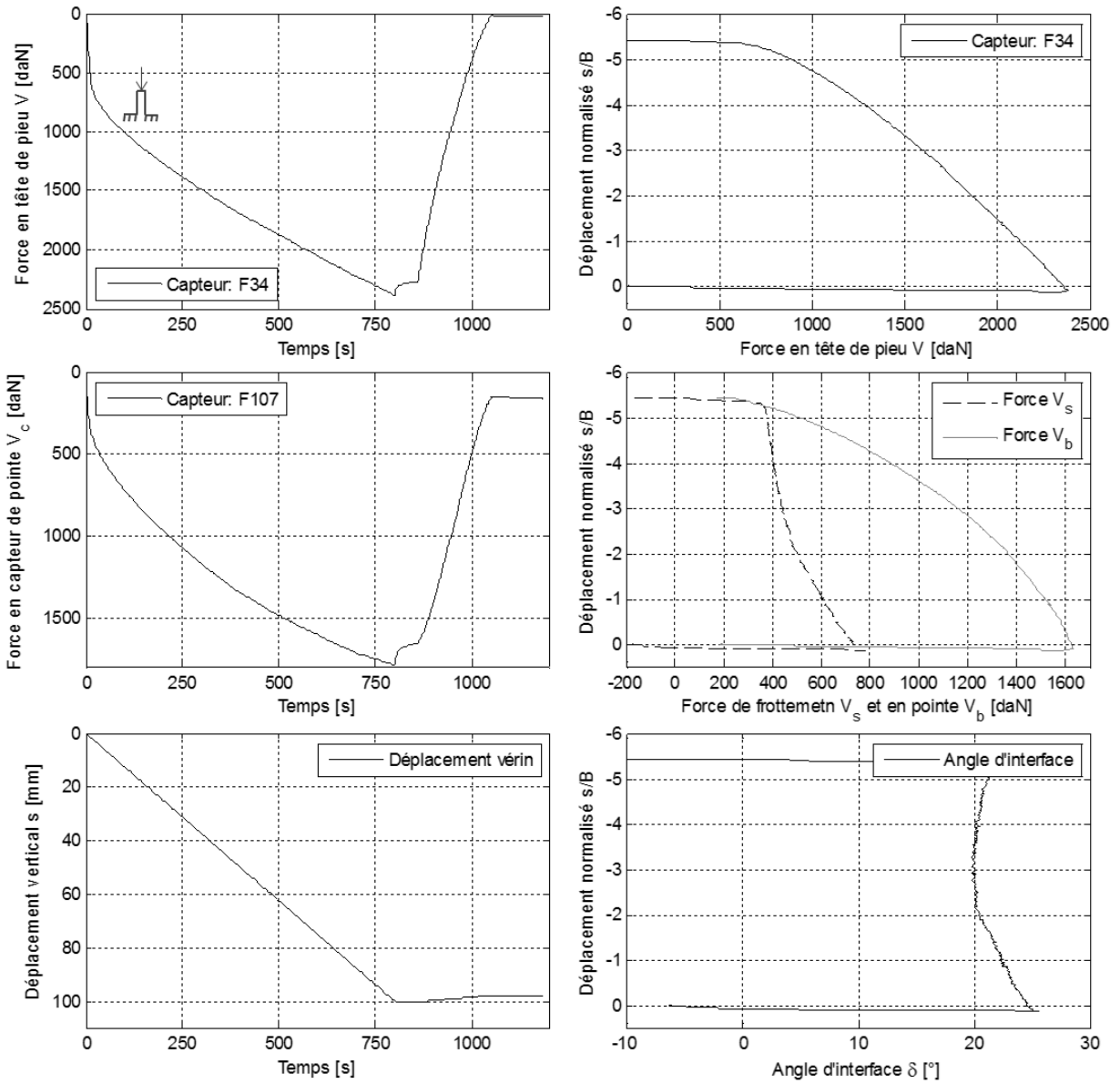


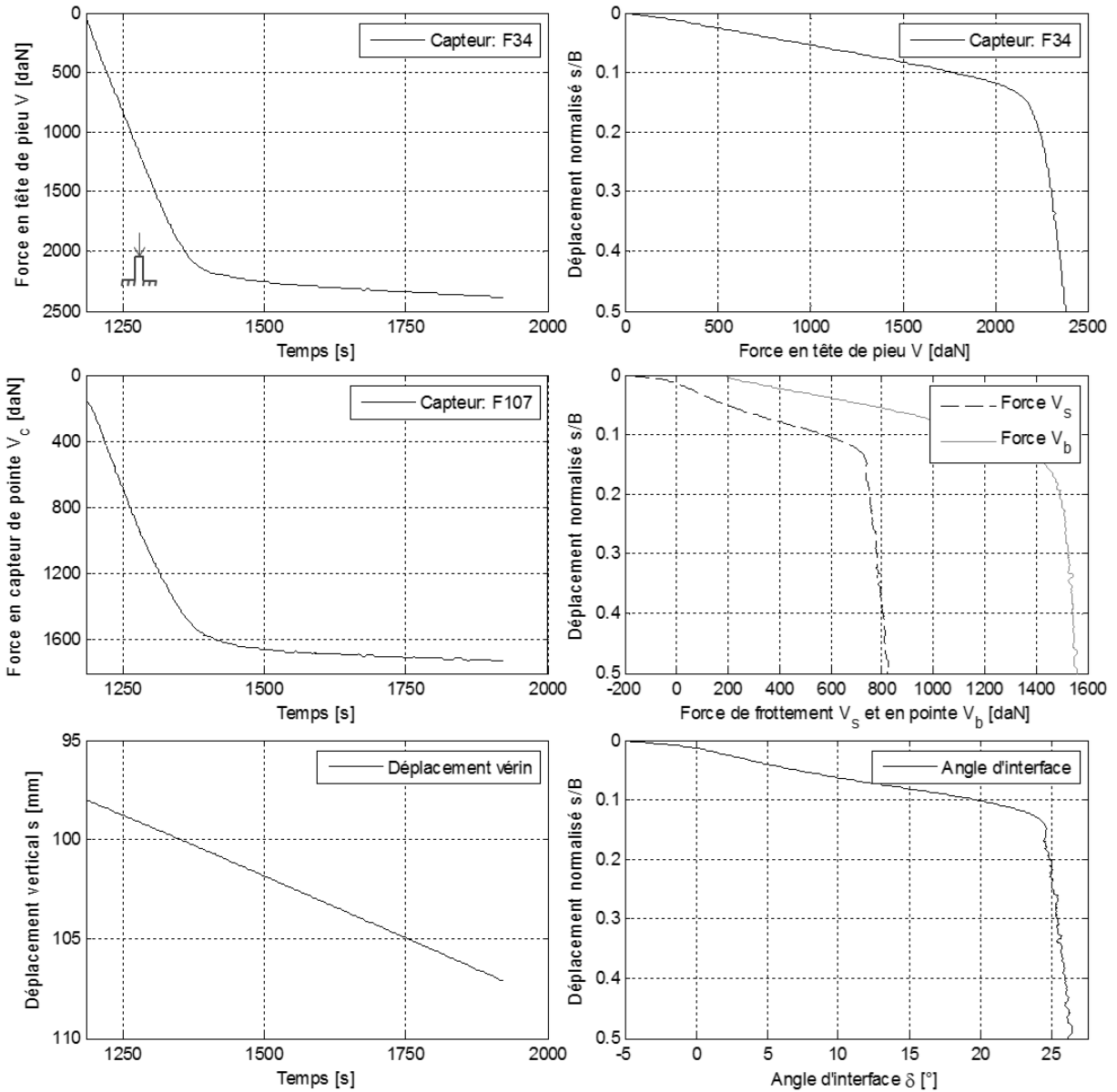
Pivot Conteneur C7, sable de Fontainebleau
 $\gamma_d = 16,88 \text{ kN/m}^3$; ID=99%
 Accélération= 100×g
 Capteur de pointe: F107
 Test: DC1 – compression monotone (fonçage partielle à 100×g)
 Longueur de fonçage à 100×g: 100mm
 Date= 13/01/2015

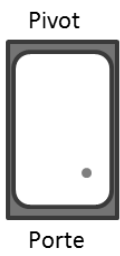
Résultats d'essai complet:



Résultats d'essai face de fonçage:

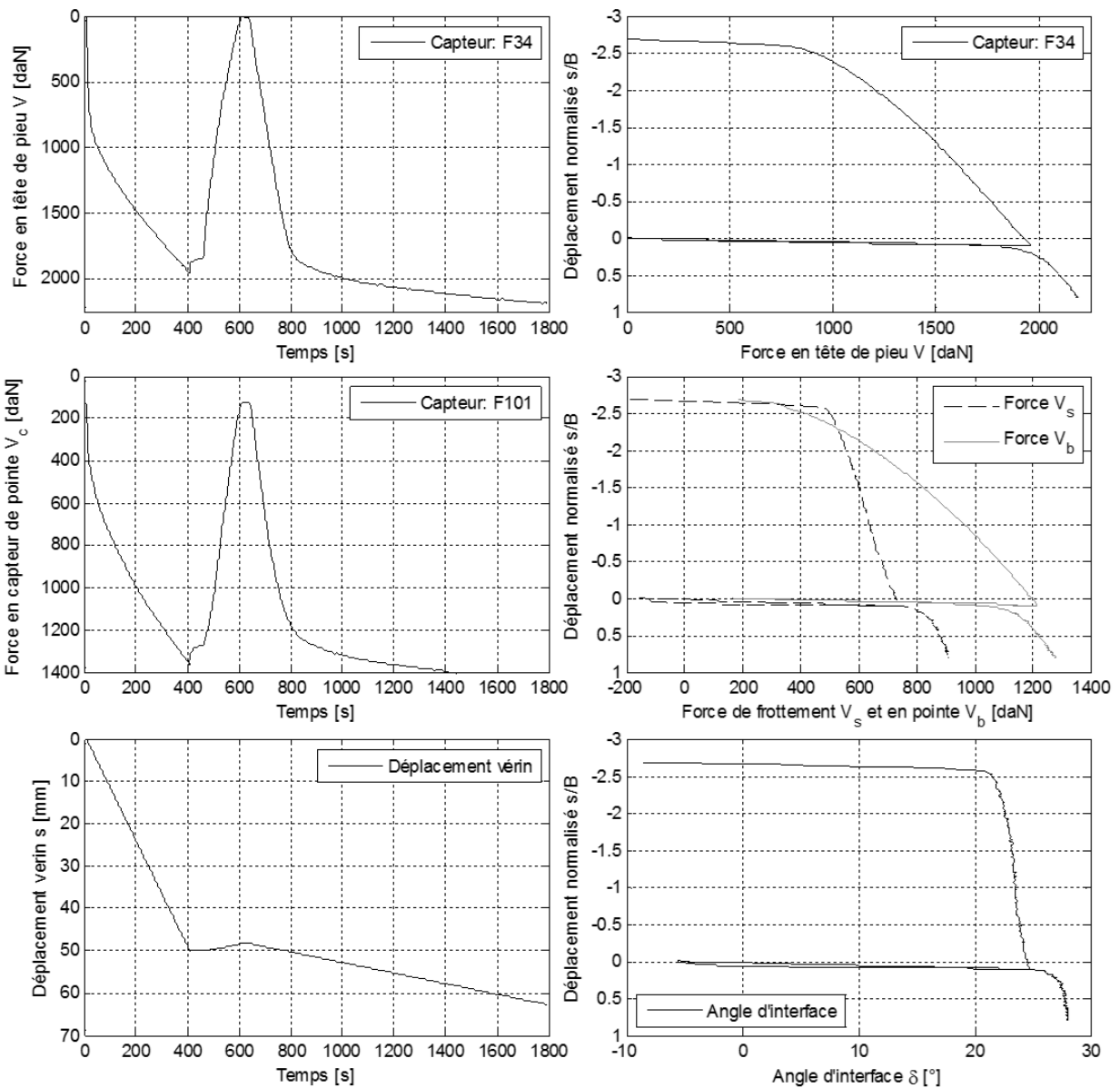


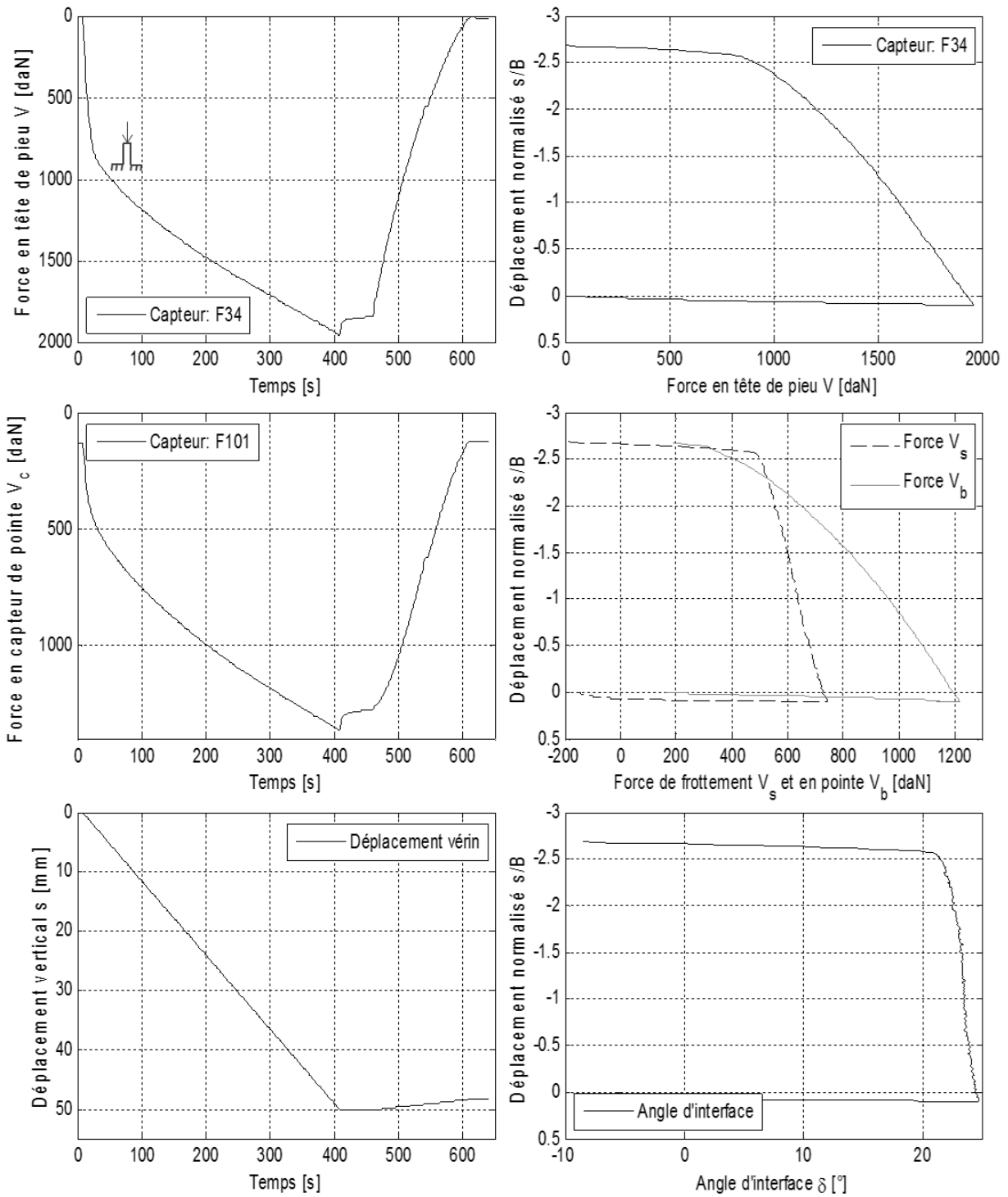
Résultats d'essai face d'essai:



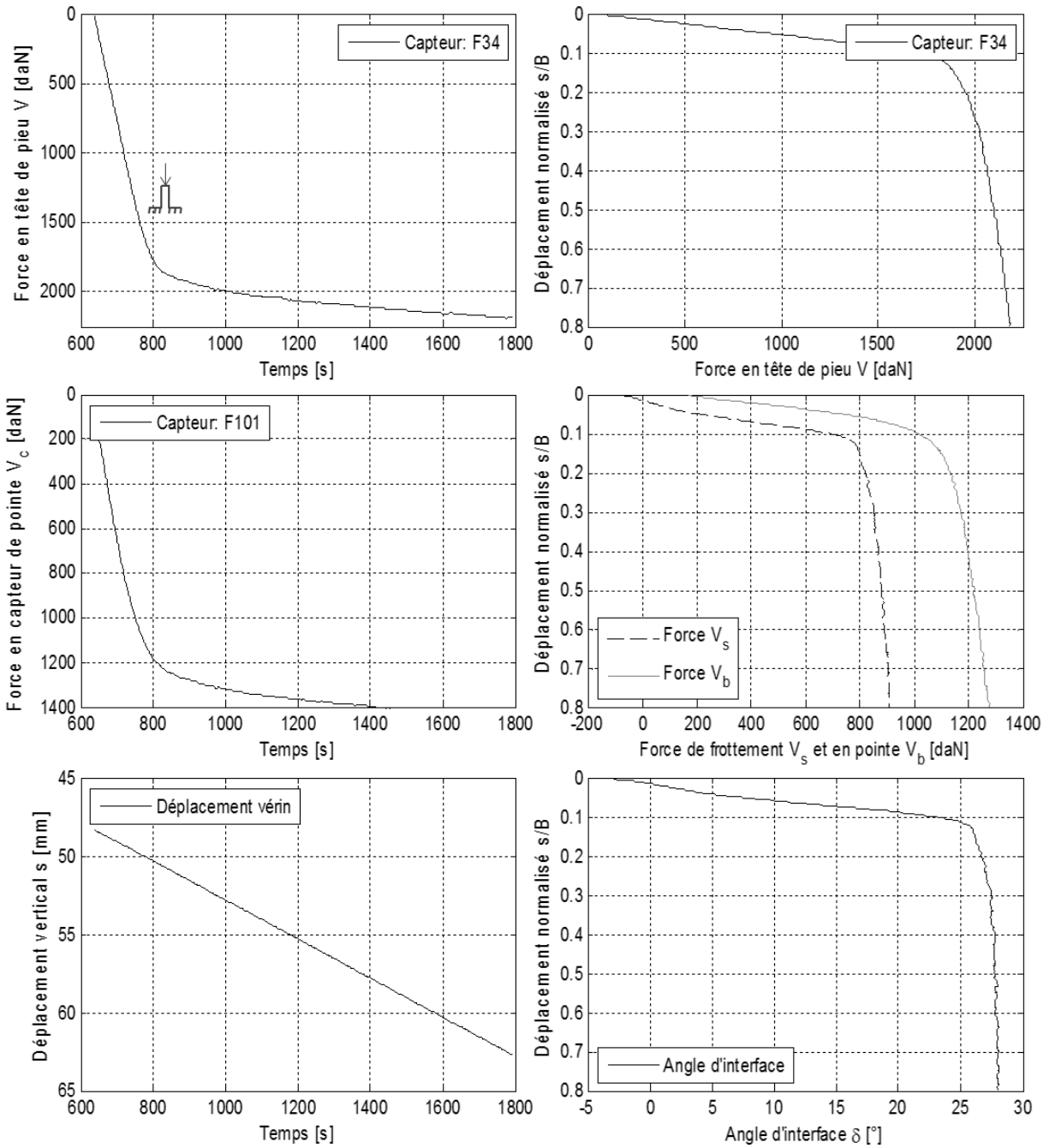
Pivot Conteneur C7, sable de Fontainebleau
 $\gamma_d = 16,88 \text{ kN/m}^3$; ID=99%
 Accélération= 100×g
 Capteur de pointe: F101
 Test: DC2 – compression monotone (fonçage partielle à 100×g)
 Longueur de fonçage à 100×g: 50 mm
 Date= 13/01/2015

Résultats d'essai complet:



Résultats d'essai face de fonçage:

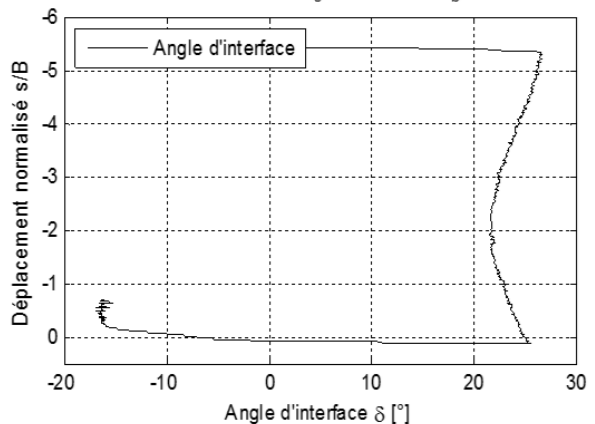
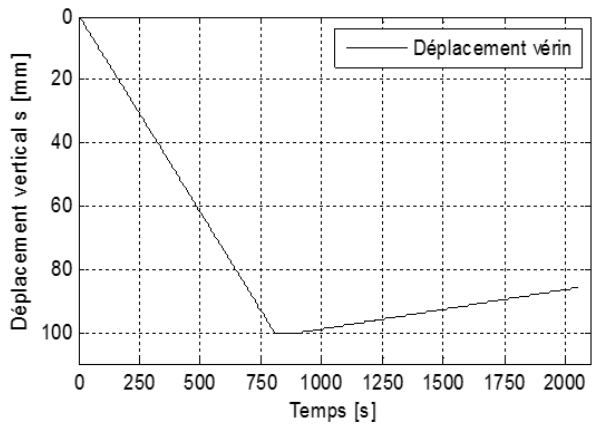
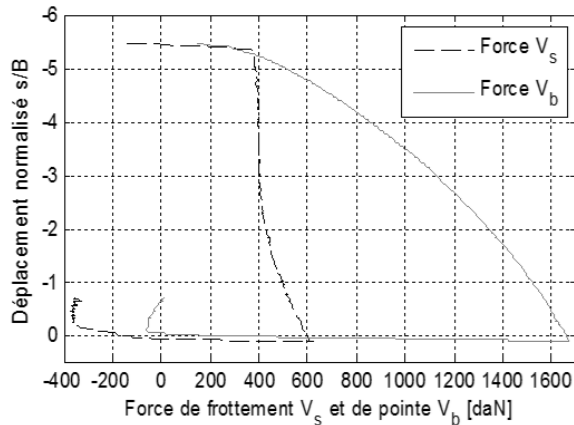
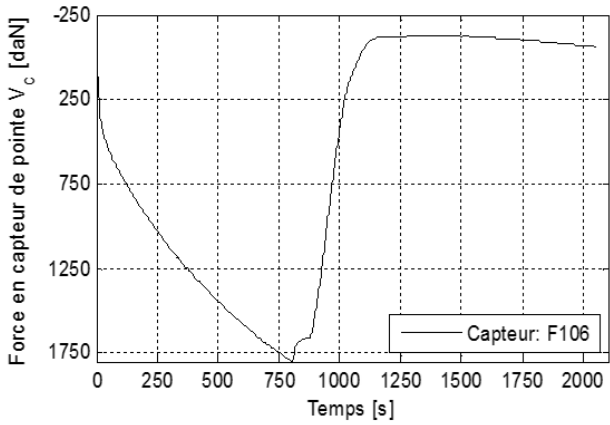
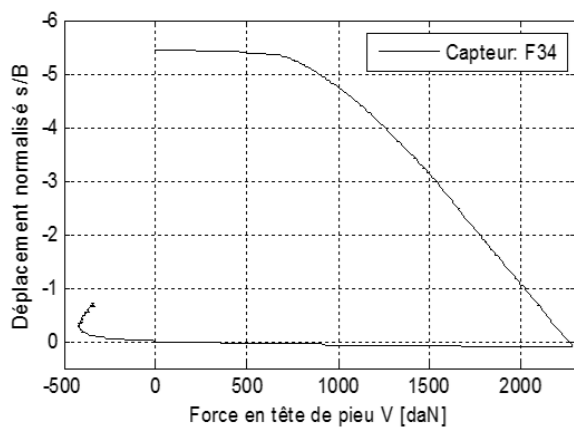
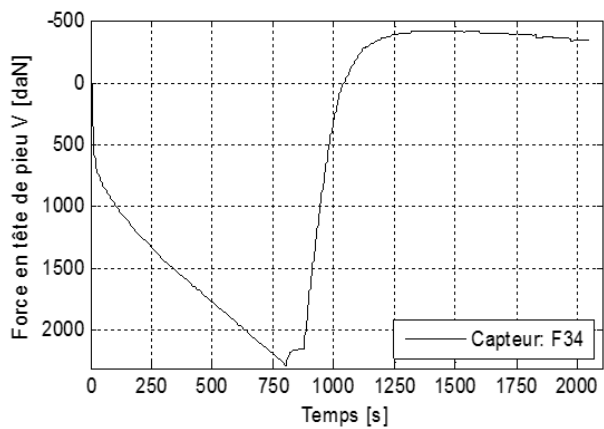
Résultats d'essai face d'essai:



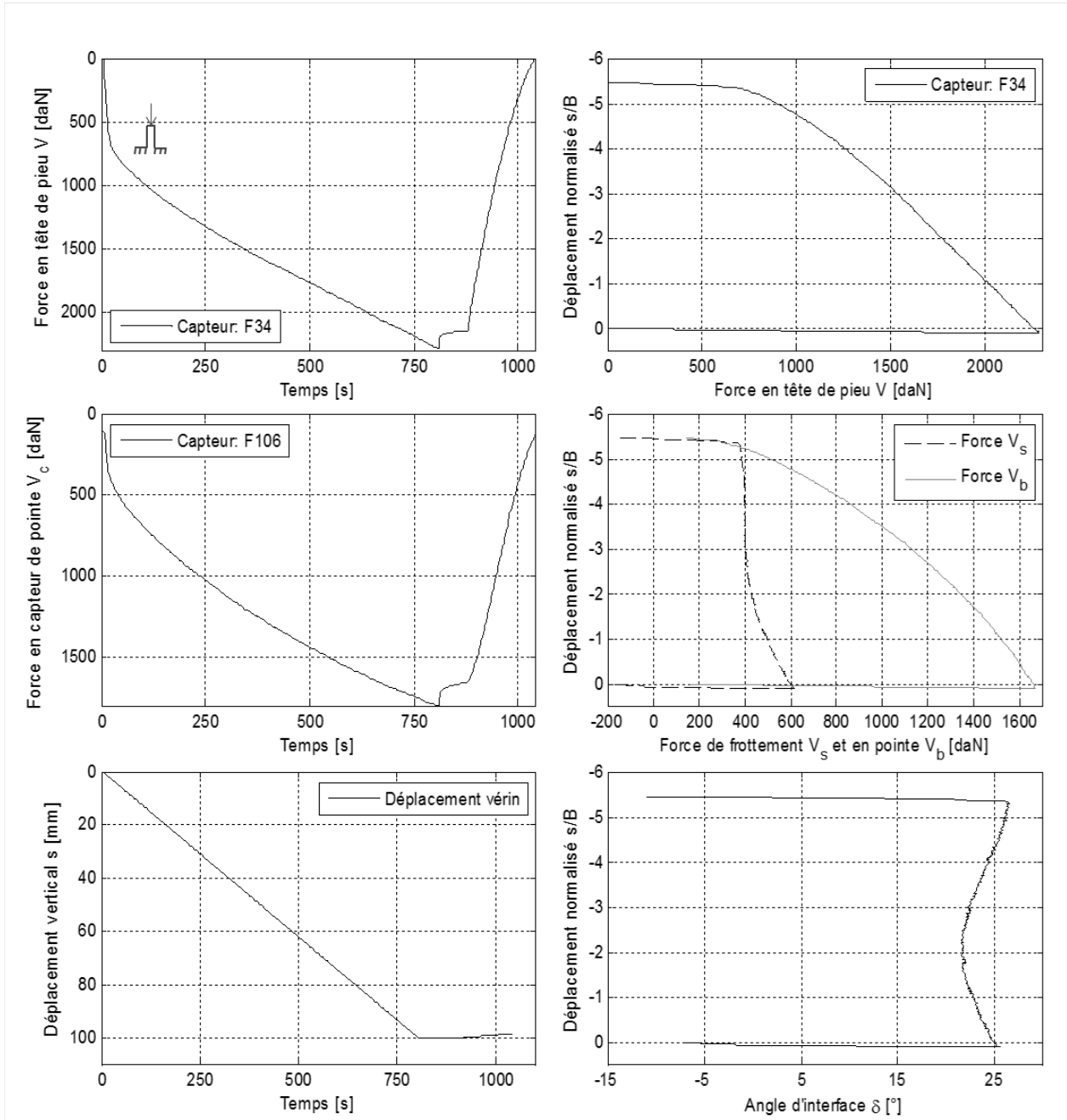


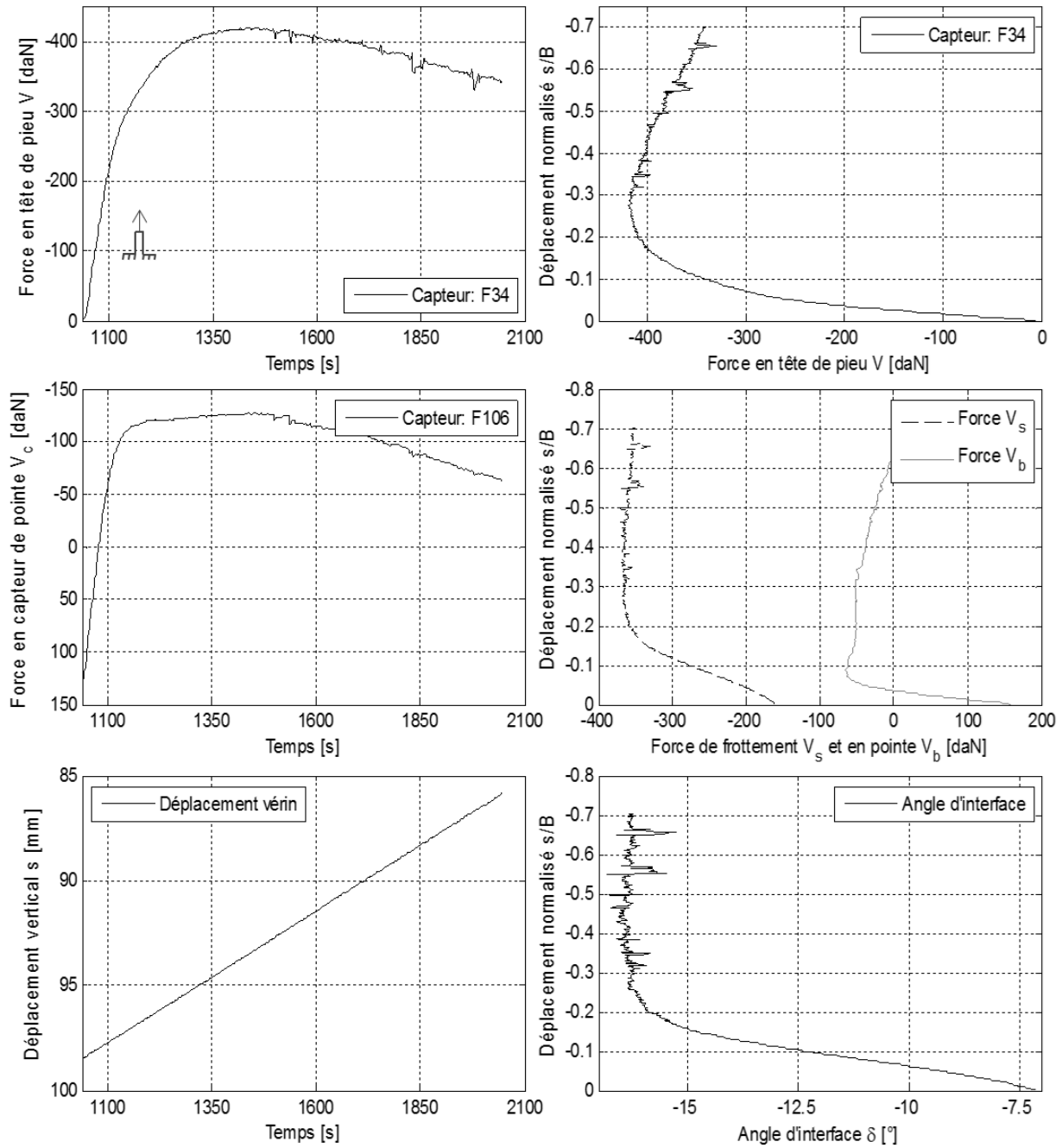
Pivot Conteneur C7, sable de Fontainebleau
 $\gamma_d = 16,88 \text{ kN/m}^3$; ID=99%
 Accélération= 100×g
 Capteur de pointe: F106
 Test: DE1 – tension monotone (fonçage partielle à 100×g)
 Longueur de fonçage à 100×g: 100mm
 Date= 13/01/2015

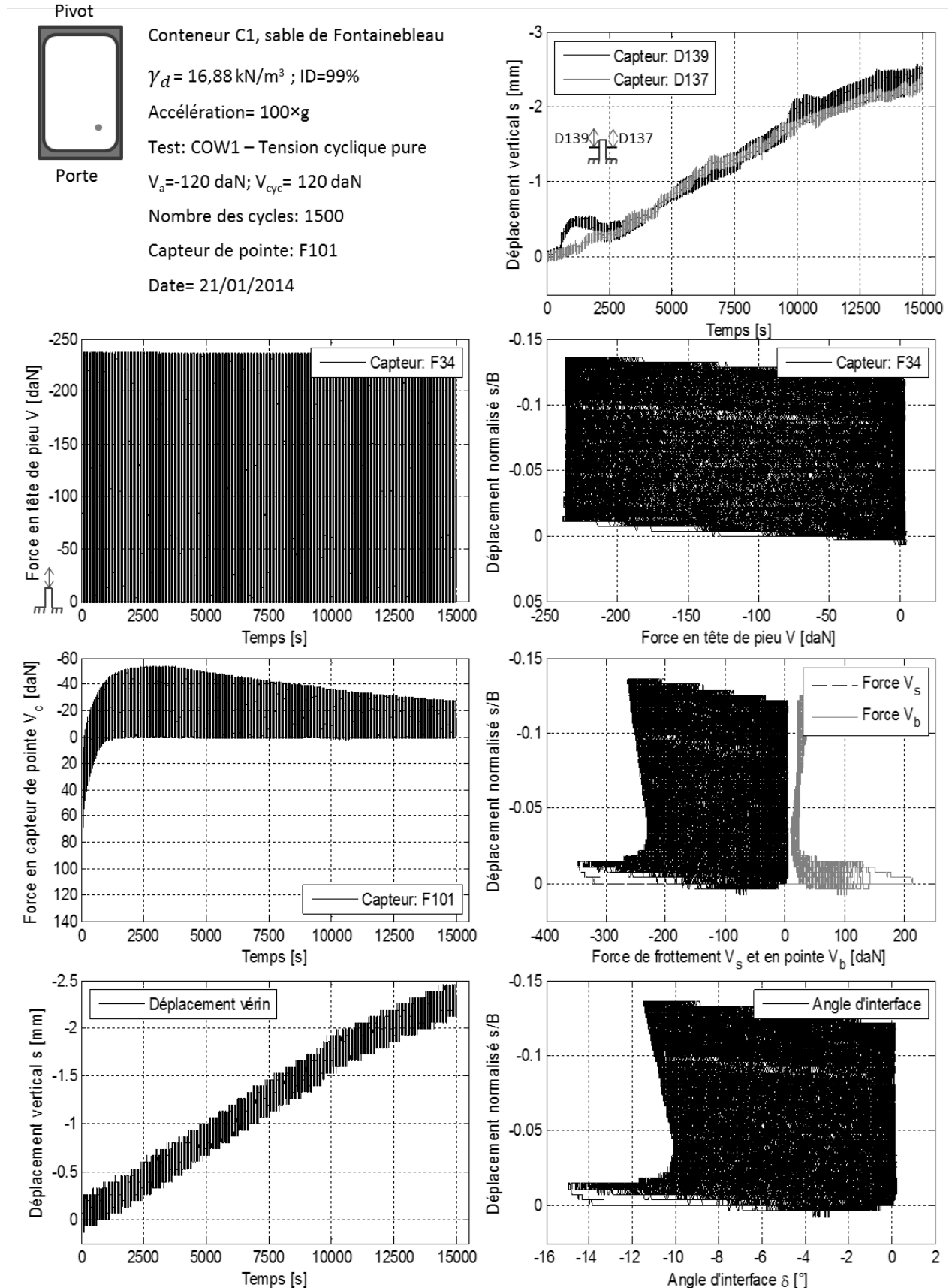
Résultats d'essai complet:

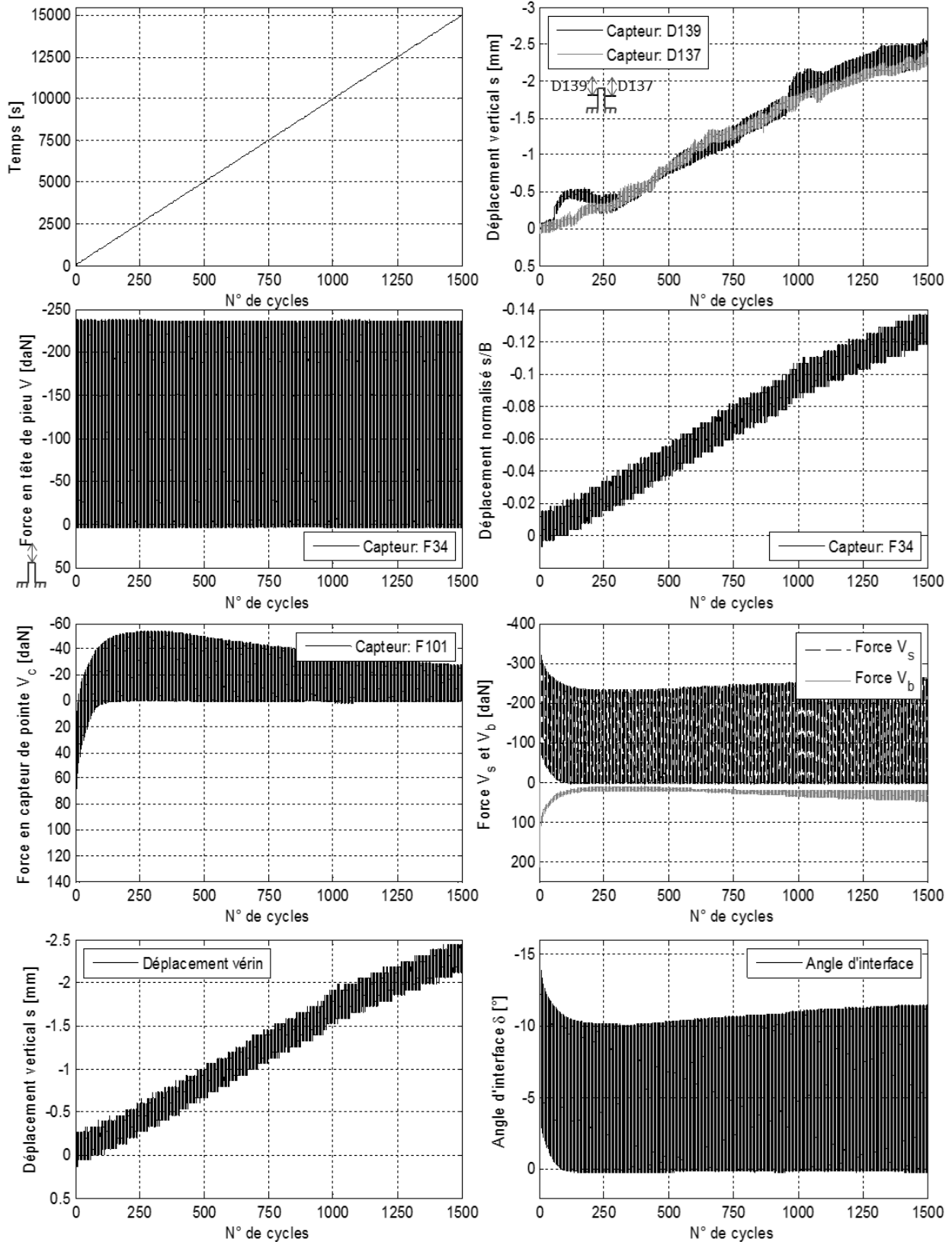


Résultats d'essai face de fonçage:

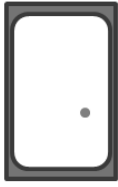


Résultats d'essai face d'essai:





Pivot



Porte

Conteneur C1, sable de Fontainebleau

$\gamma_d = 16,88 \text{ kN/m}^3$; ID=99%

Accélération= $100 \times g$

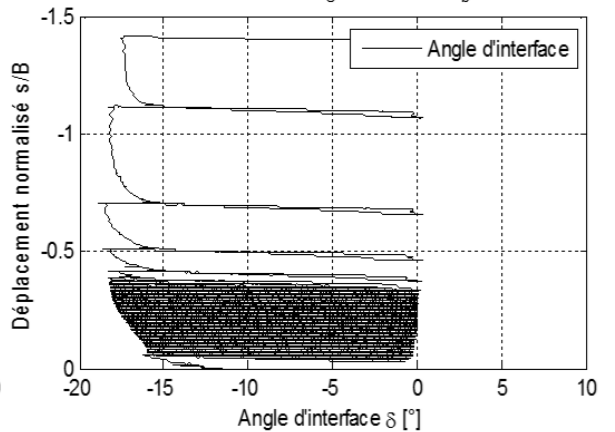
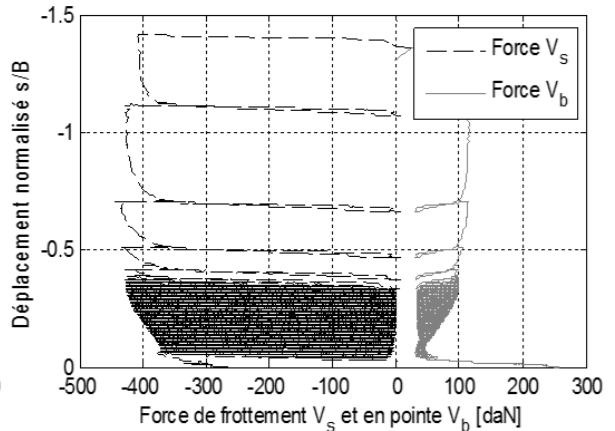
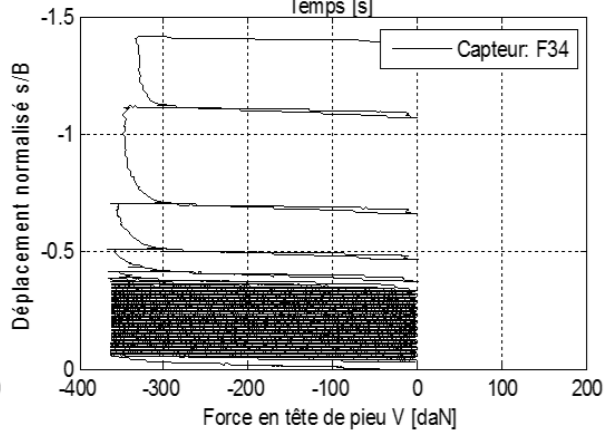
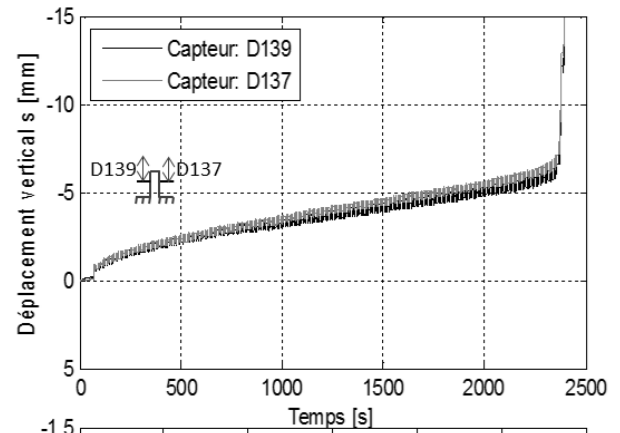
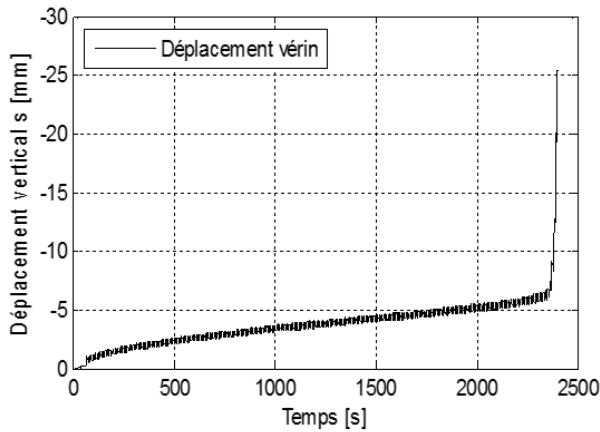
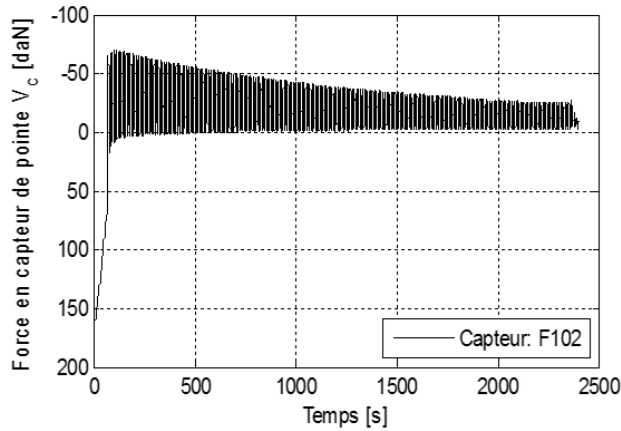
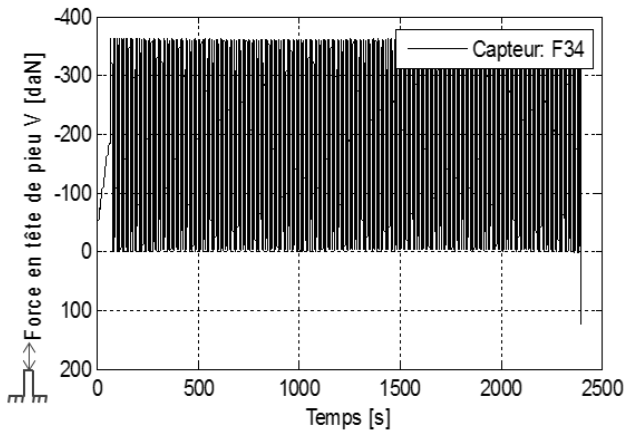
Test: COW2 – Tension cyclique pure

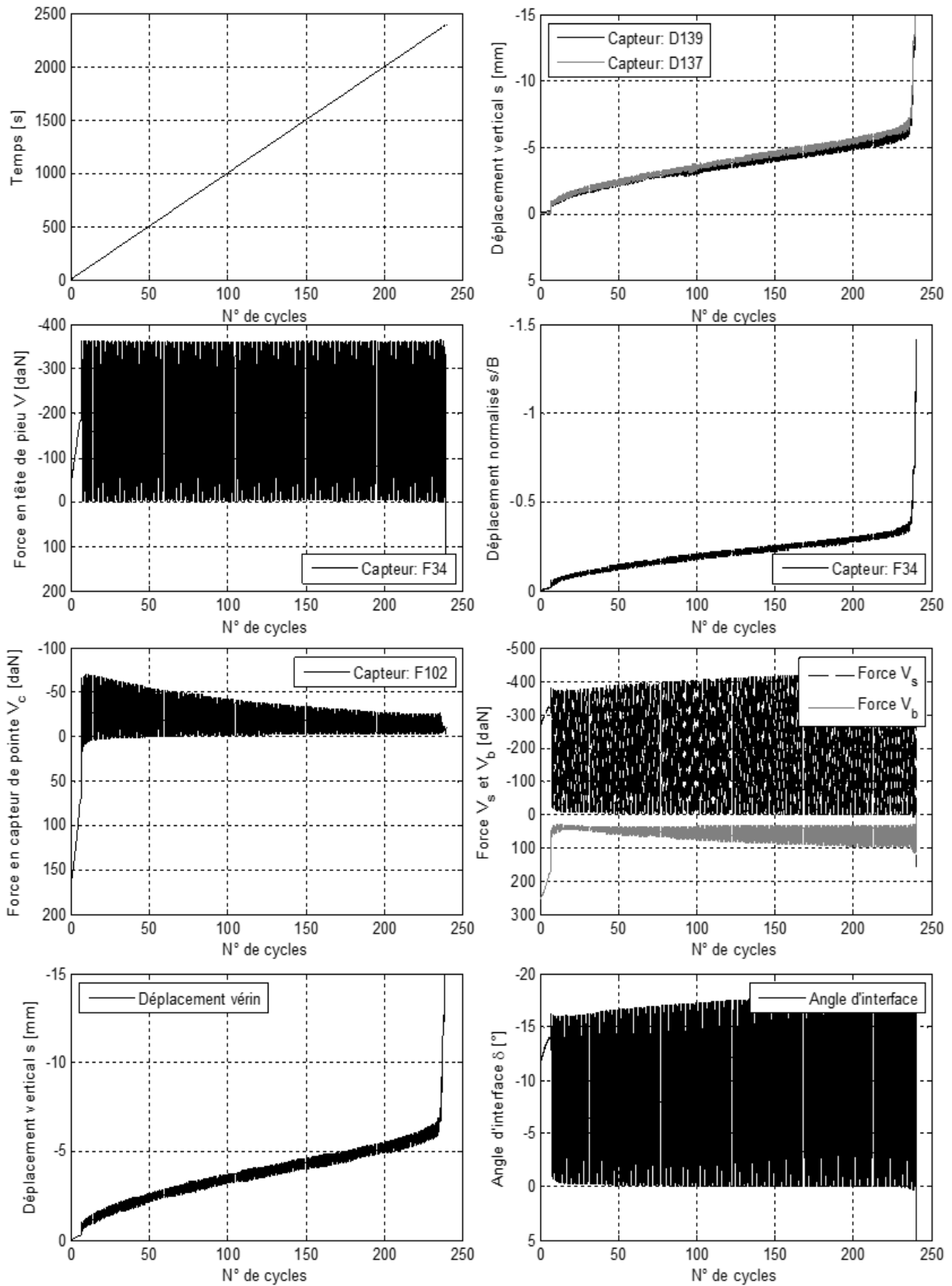
$V_a = -180 \text{ daN}$; $V_{cy} = 180 \text{ daN}$


Nombre des cycles: 230

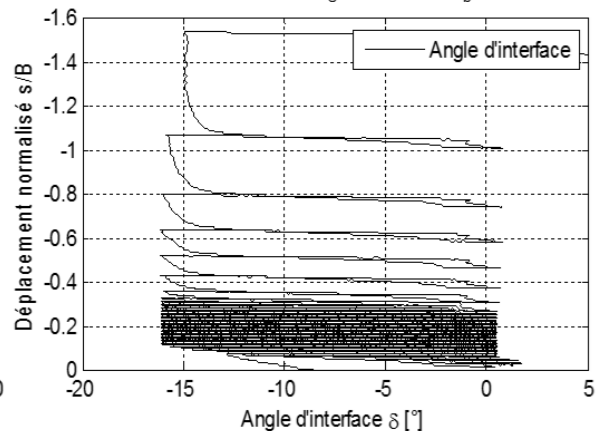
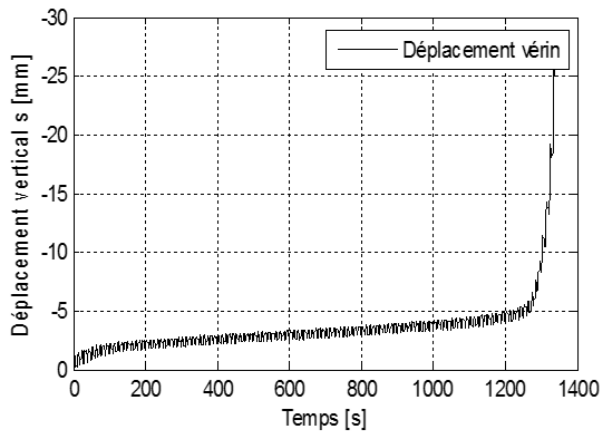
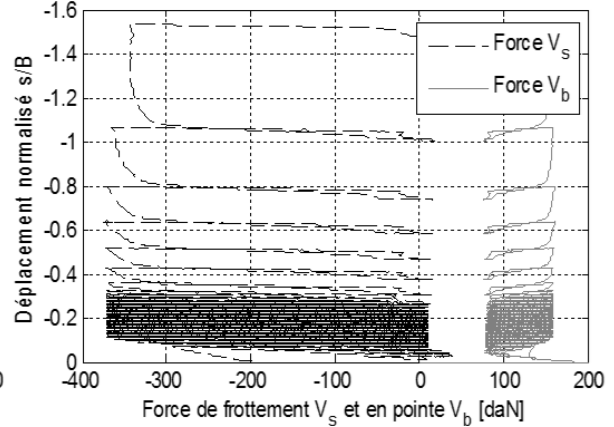
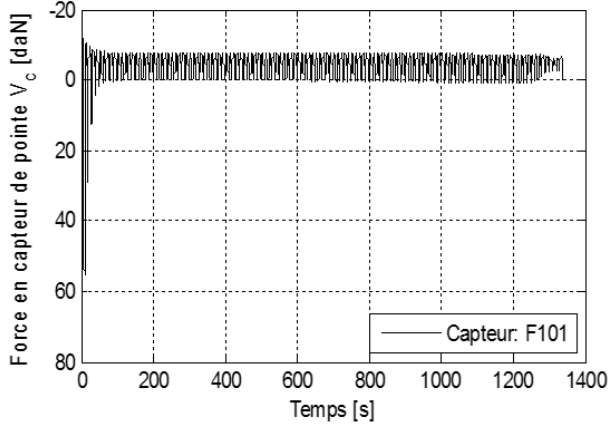
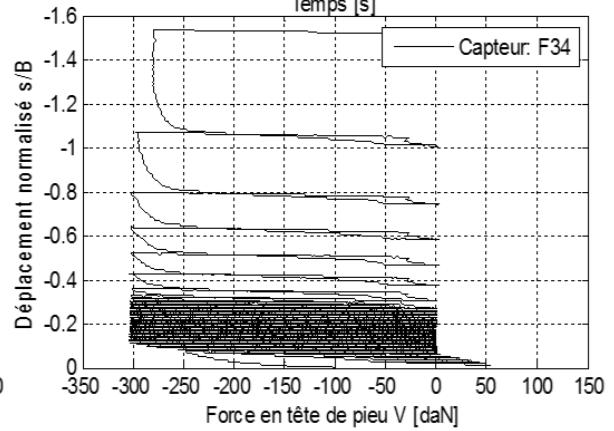
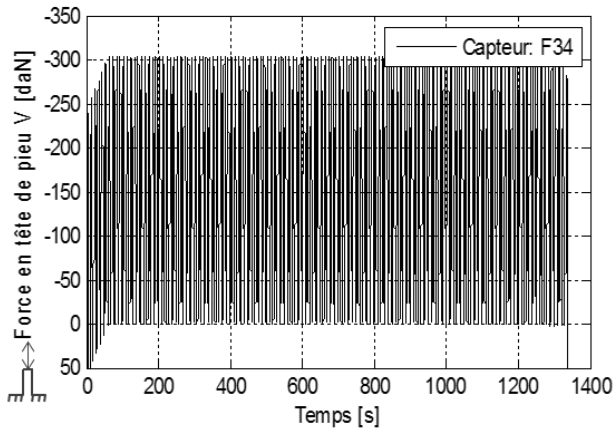
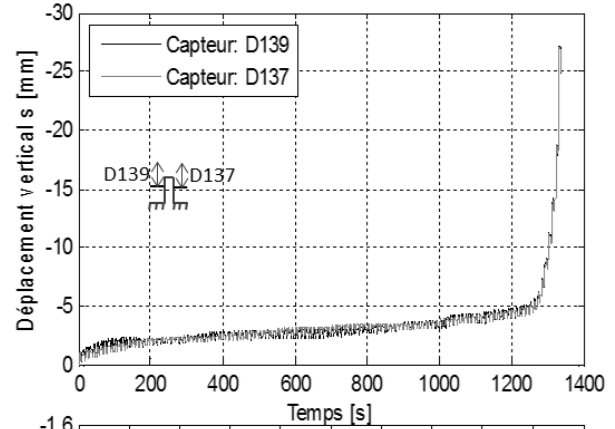
Capteur de pointe: F102

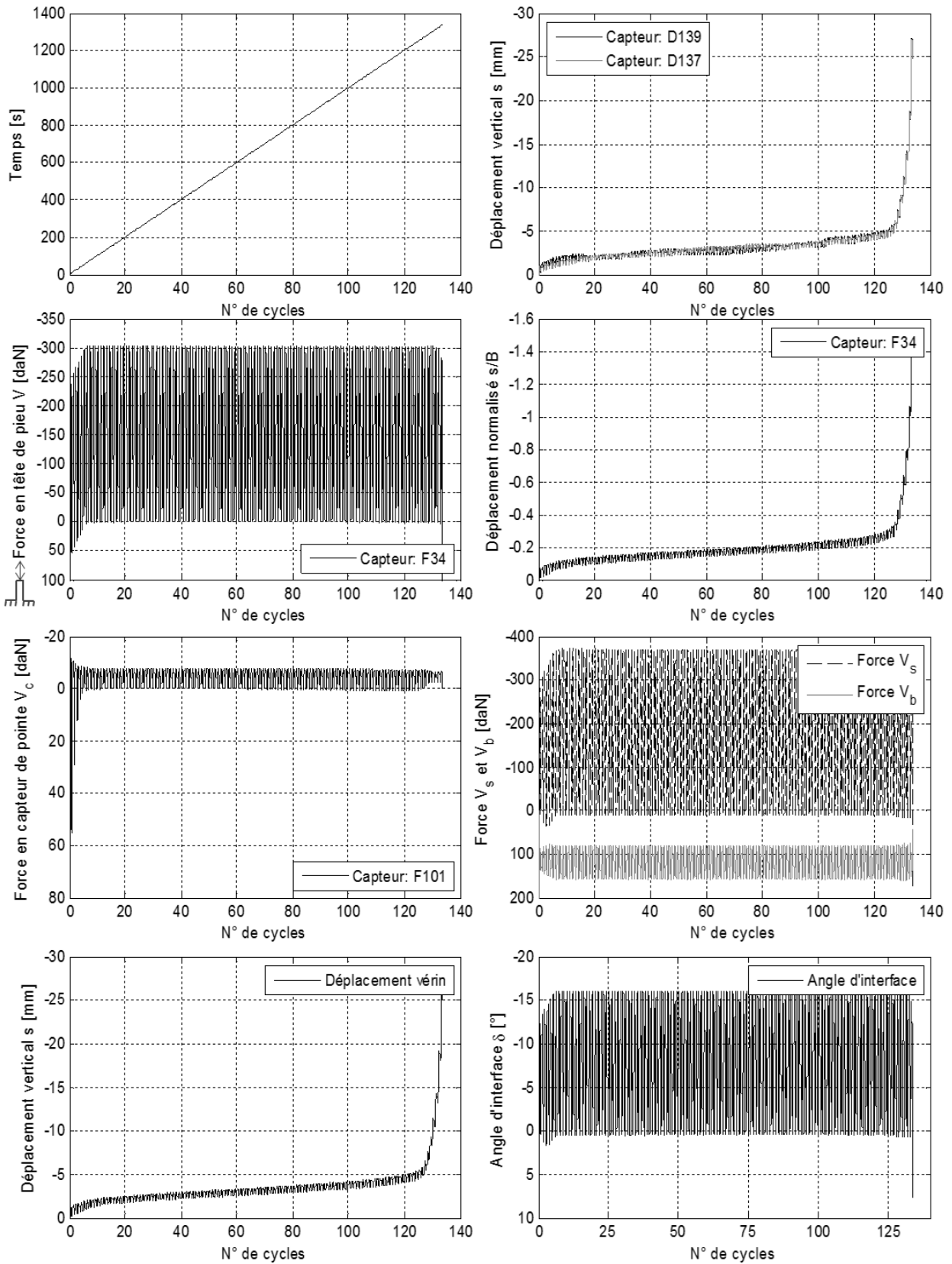
Date= 21/01/2014

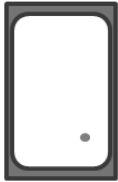


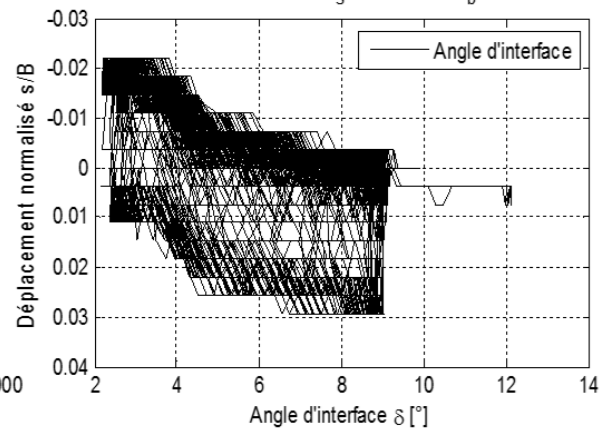
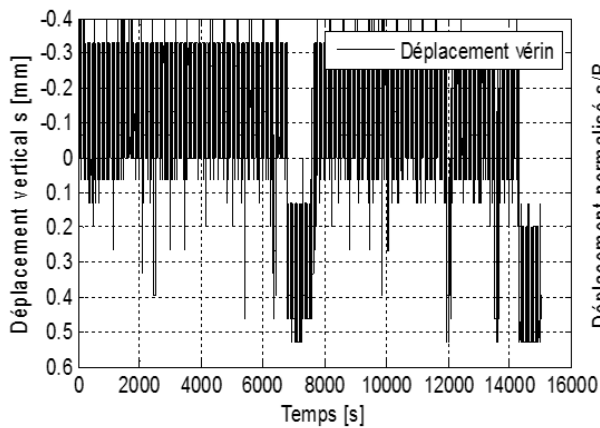
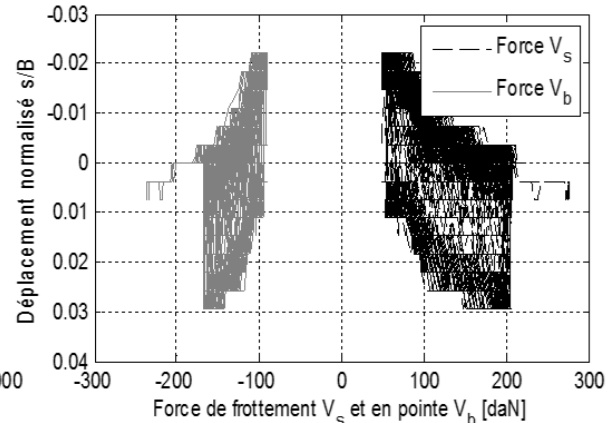
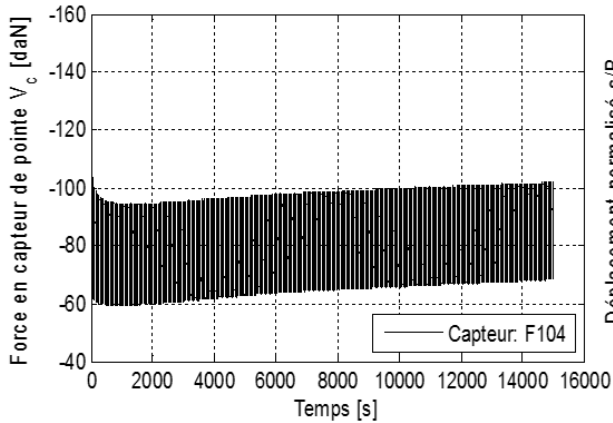
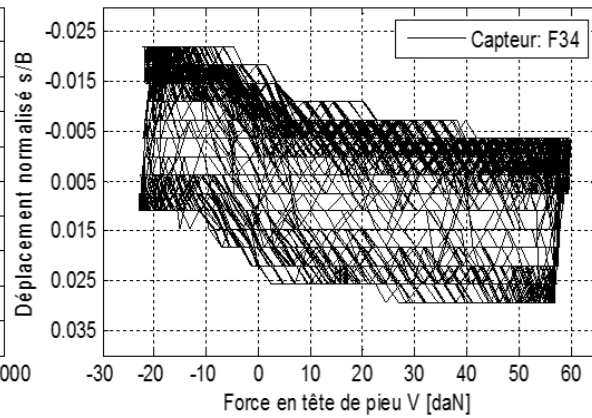
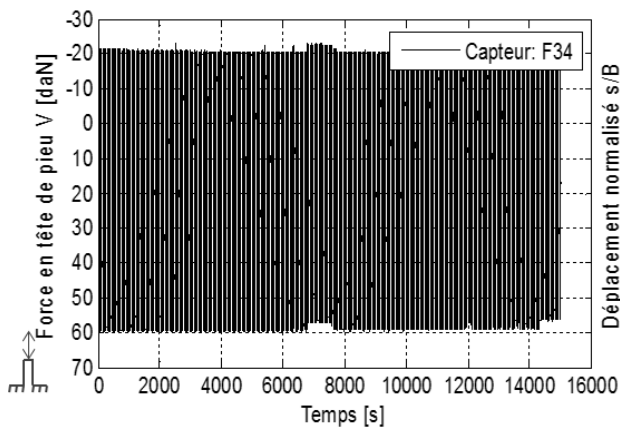


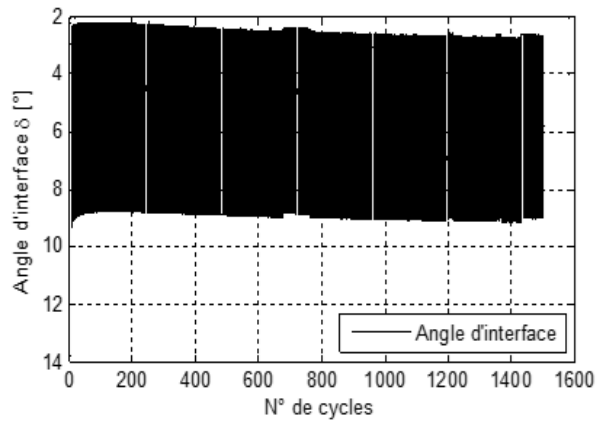
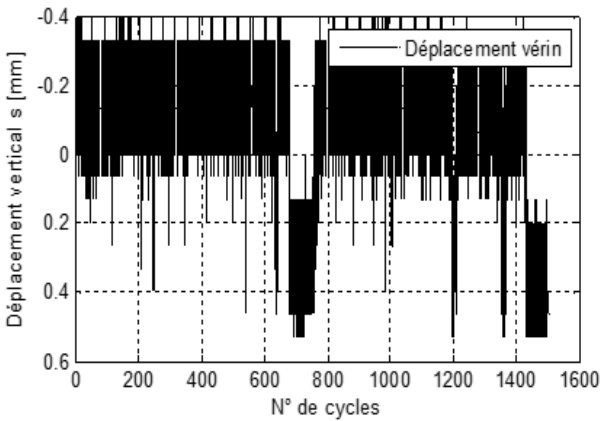
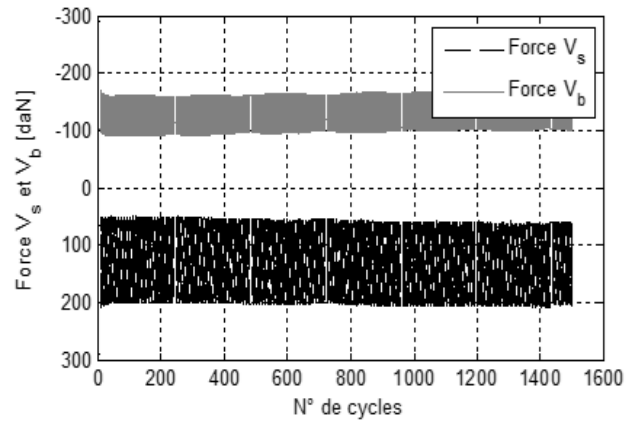
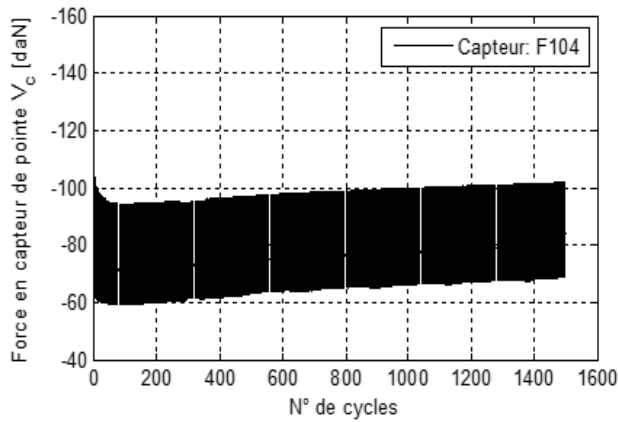
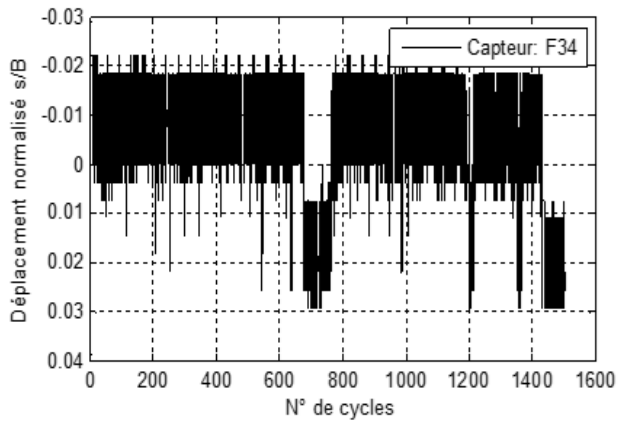
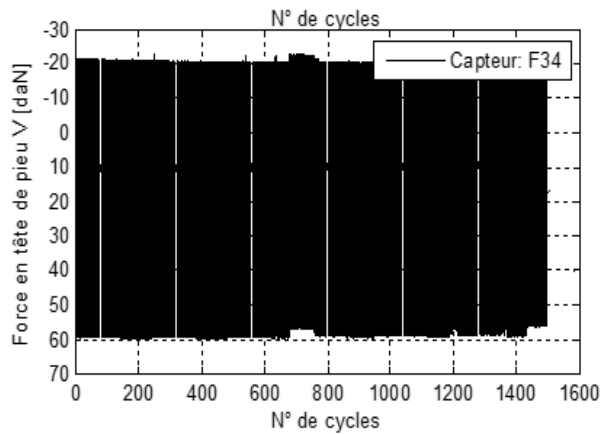
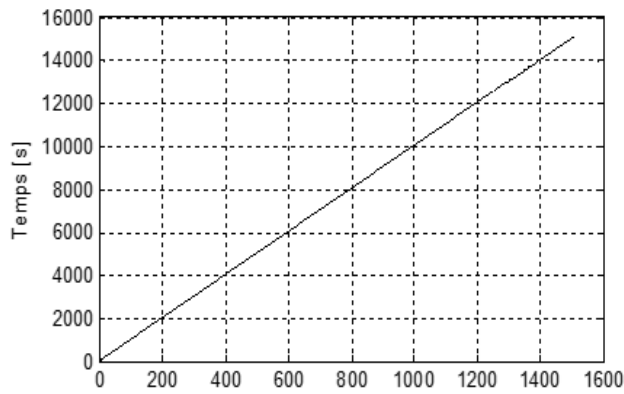
Pivot

 Conteneur C3, sable de Fontainebleau
 $\gamma_d = 16,88 \text{ kN/m}^3$; ID=99%
 Accélération= $100 \times g$
 Test: COW3 – Tension cyclique pure
 $V_a = 200 \text{ daN}$; $V_{cy} = 200 \text{ daN}$
 Nombre des cycles: 133
 Capteur de pointe: F101
 Date= 03/03/2014






Pivot

 Conteneur C6, sable de Fontainebleau
 $\gamma_d = 16,88 \text{ kN/m}^3$; ID=99%
 Accélération= 100×g
 Test: CTW1 – Cyclique alterné
 Porte
 $V_a = 22 \text{ daN}$; $V_{cyc} = 42 \text{ daN}$
 Nombre des cycles: 1500
 Capteur de pointe: F104
 Date= 23/07/2014



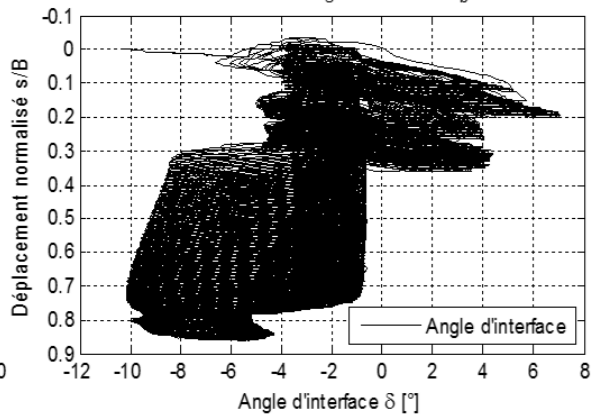
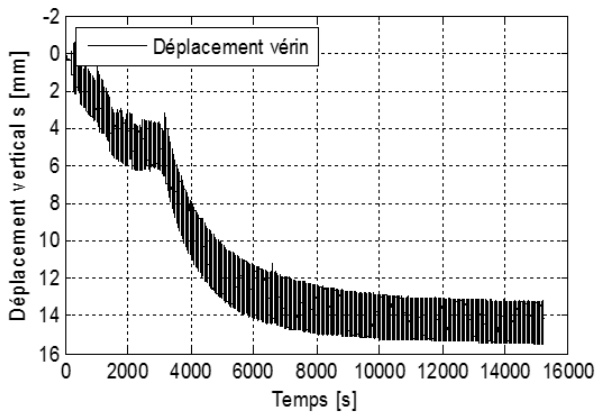
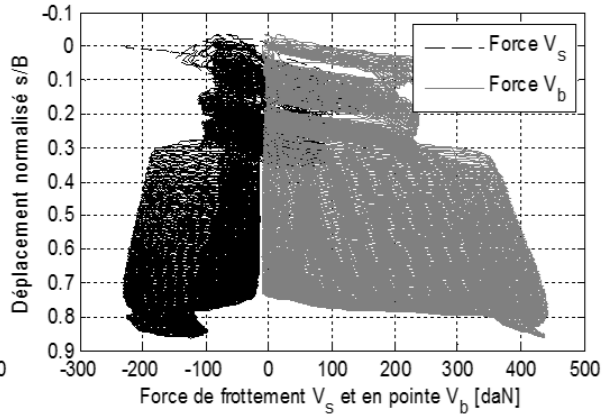
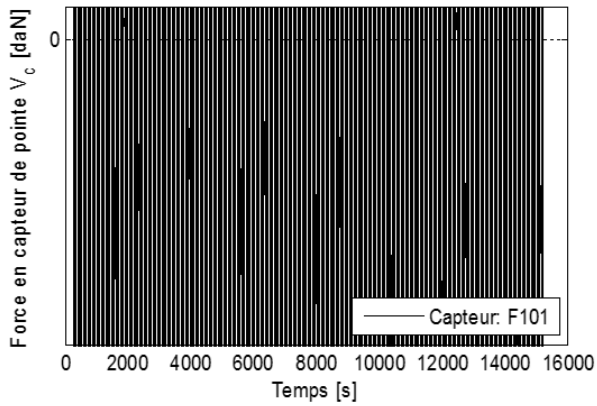
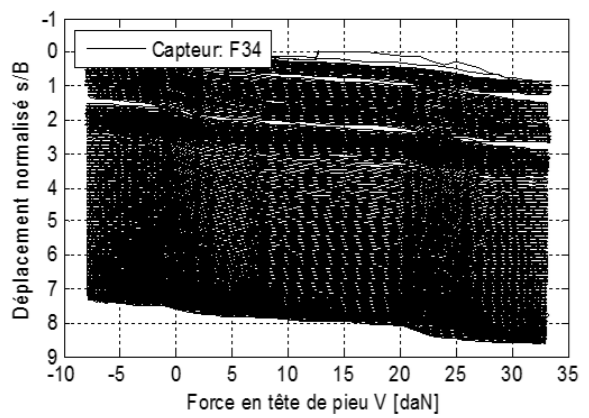
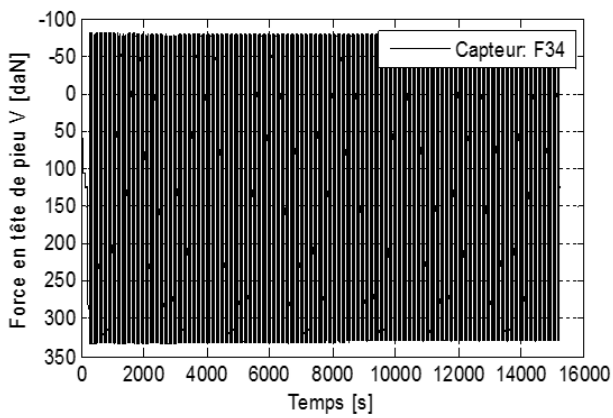


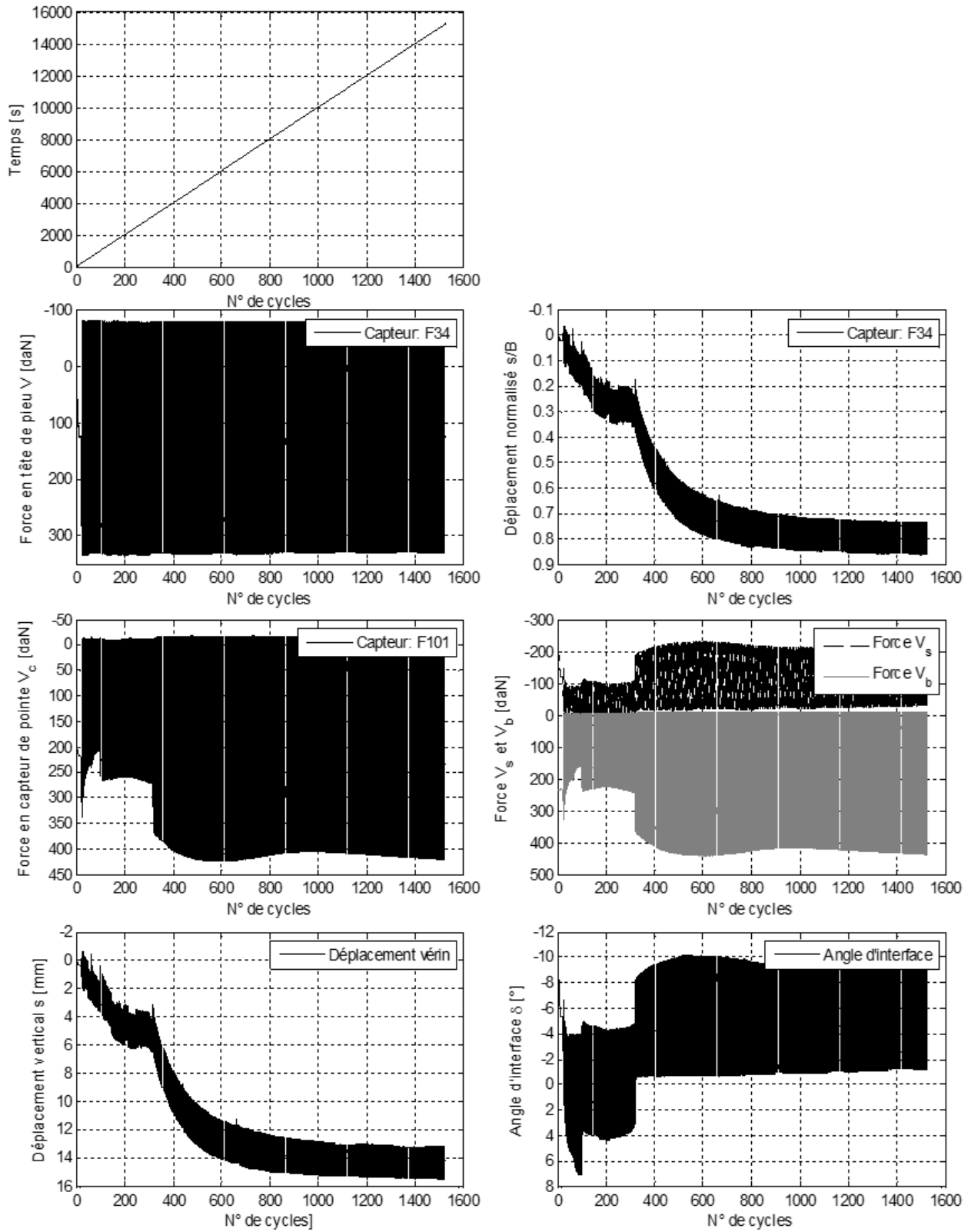
Pivot




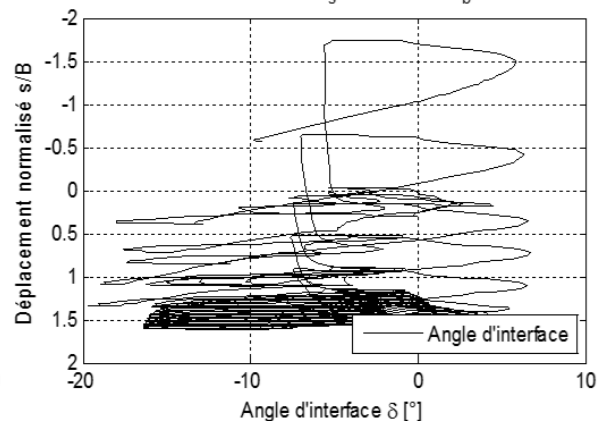
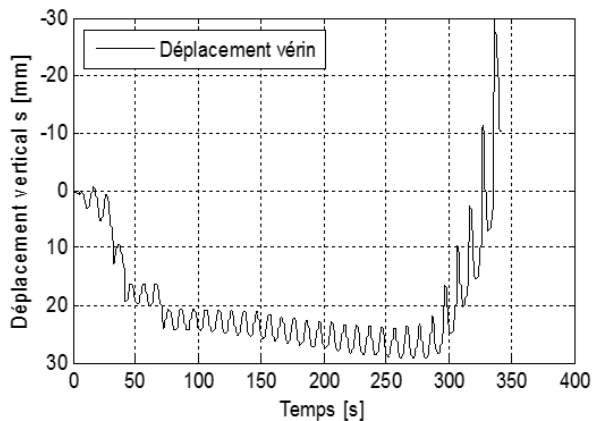
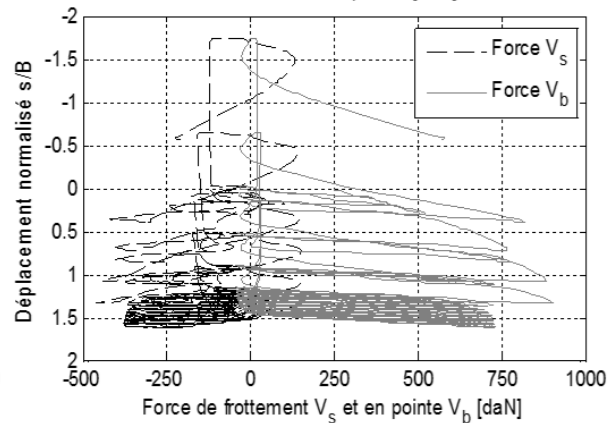
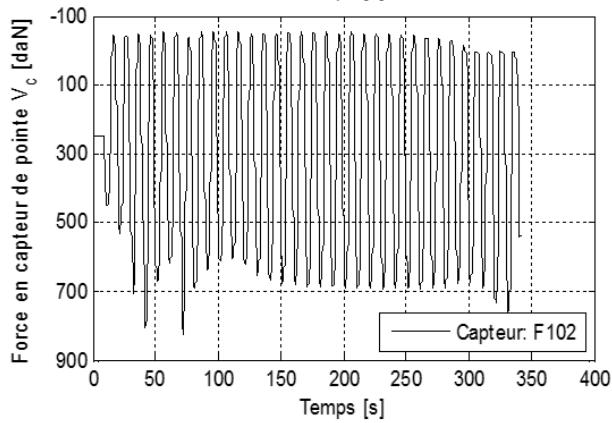
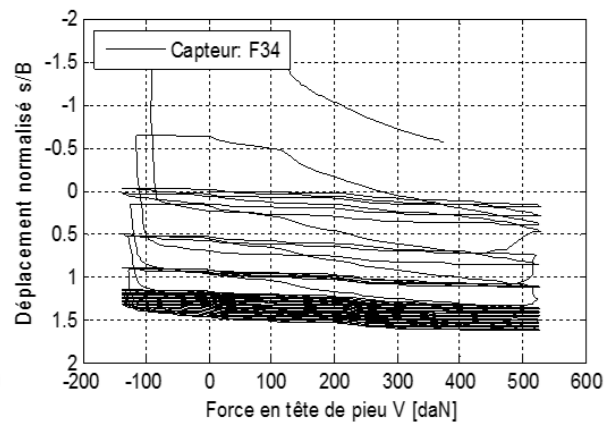
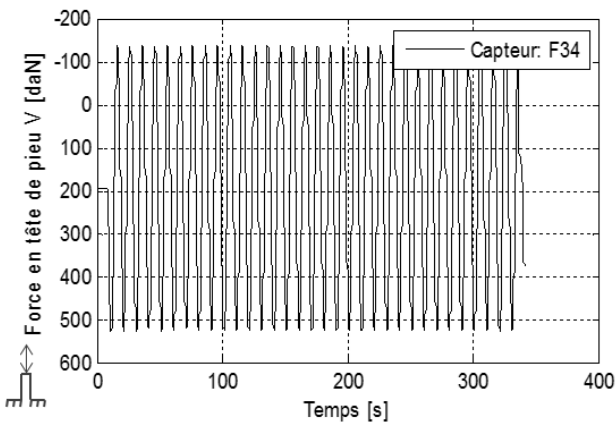
Conteneur C6, sable de Fontainebleau
 $\gamma_d = 16,88 \text{ kN/m}^3$; ID=99%
 Accélération= $100 \times g$
 Test: CTW2 – Cyclique alterné
 Porte

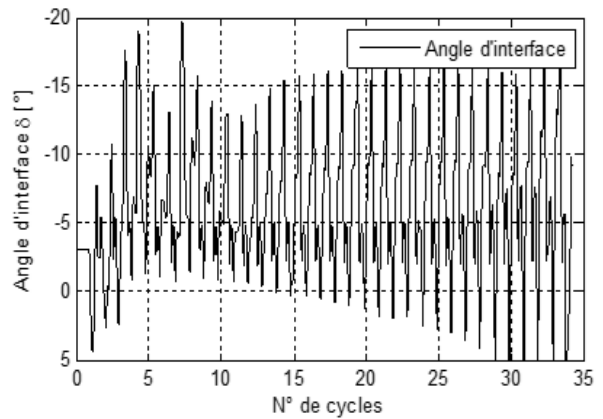
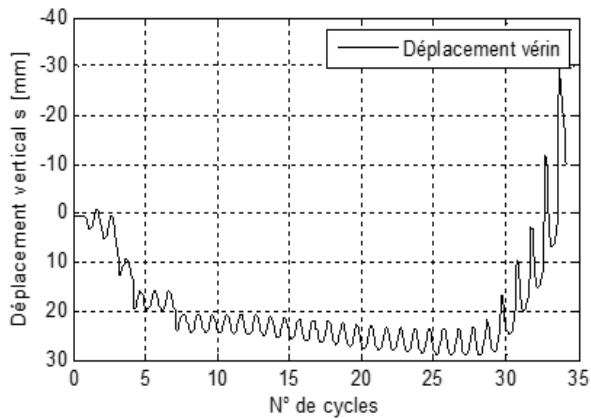
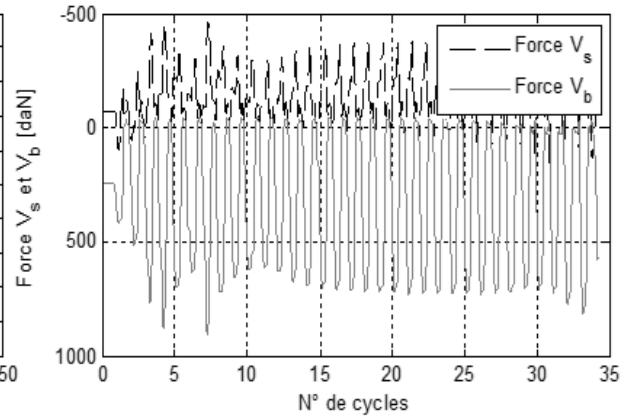
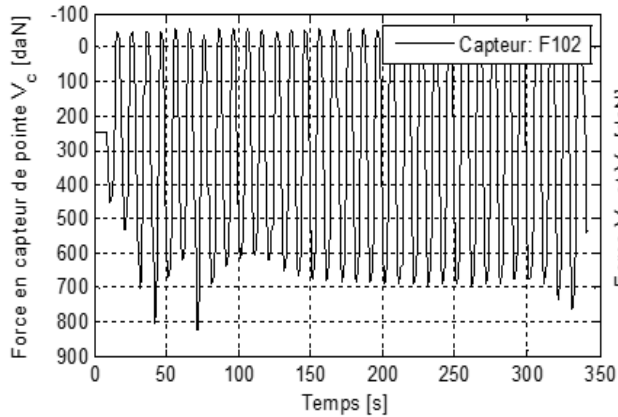
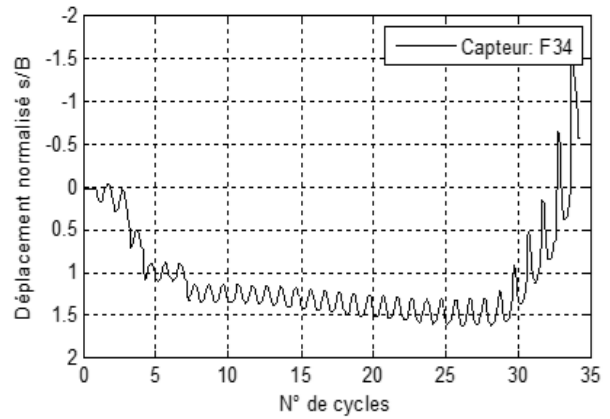
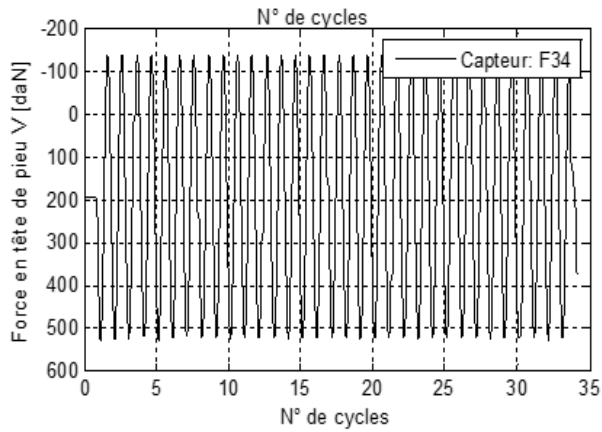
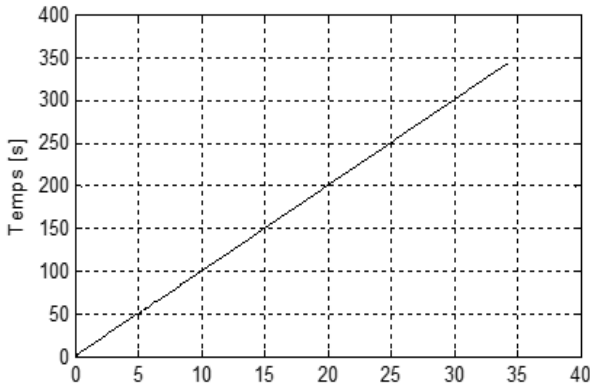
$V_a = 110 \text{ daN}$; $V_{cyc} = 210 \text{ daN}$
 Nombre des cycles: 1500
 Capteur de pointe: F101
 Date= 23/07/2014

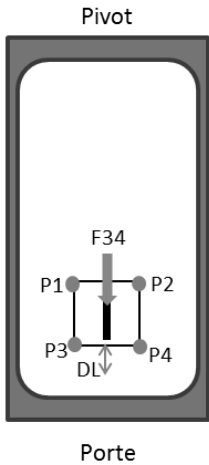




Pivot

 Conteneur C6, sable de Fontainebleau
 $\gamma_d = 16,88 \text{ kN/m}^3$; ID=99%
 Accélération= 100×g
 Test: CTW3– Cyclique alterné
 Porte
 $V_a = 180 \text{ MN}$; $V_{cyc} = 337 \text{ MN}$
 Nombre des cycles: 33
 Capteur de pointe: F102
 Date= 23/07/2014







Conteneur C4, sable de Fontainebleau

$\gamma_d = 16,88 \text{ kN/m}^3$; ID=99%, Accélération= 100×g

Test: JC00; $H_a=27\text{daN}$; $H_{cyc}= 27\text{daN}$; Nombre des cycles: 1500

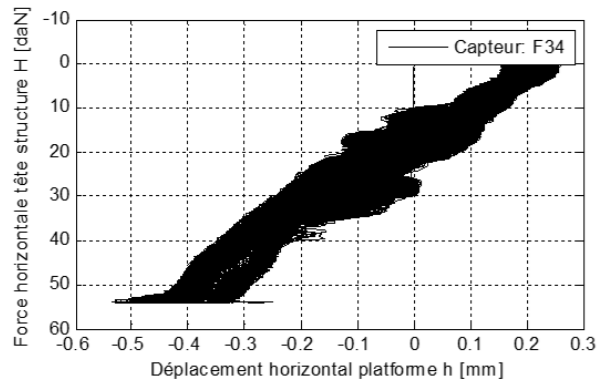
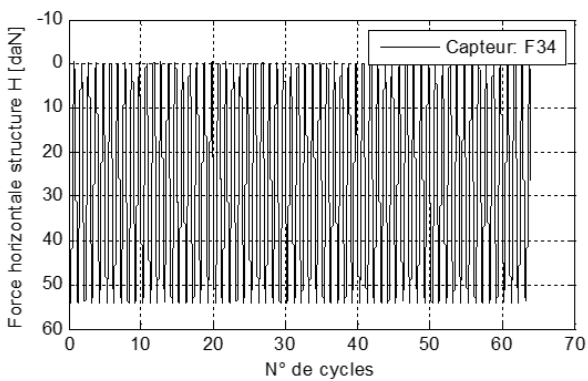
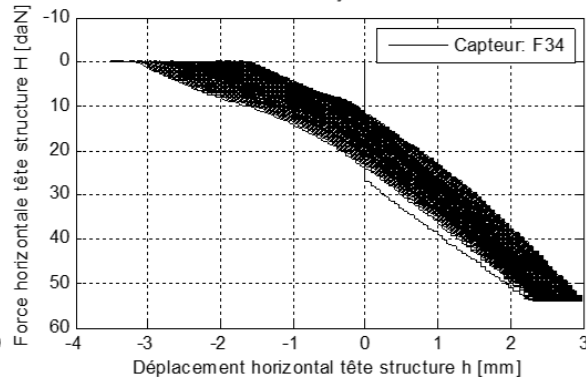
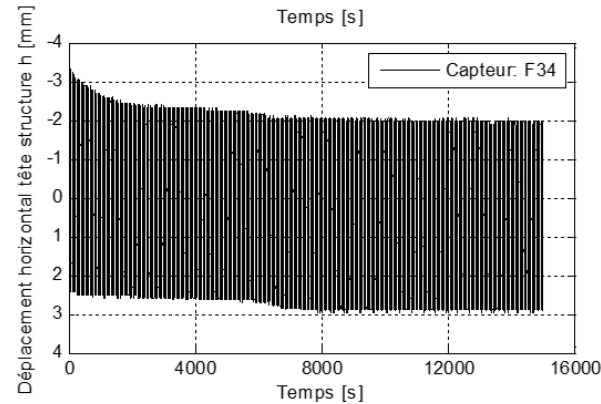
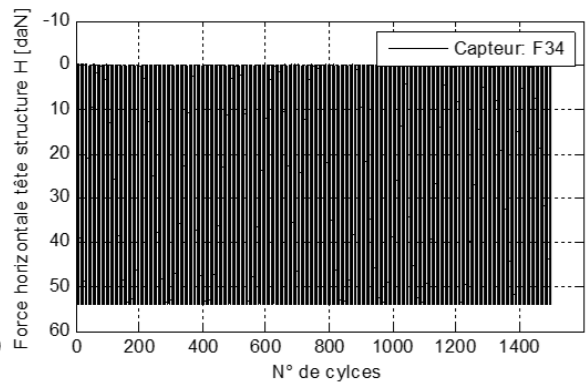
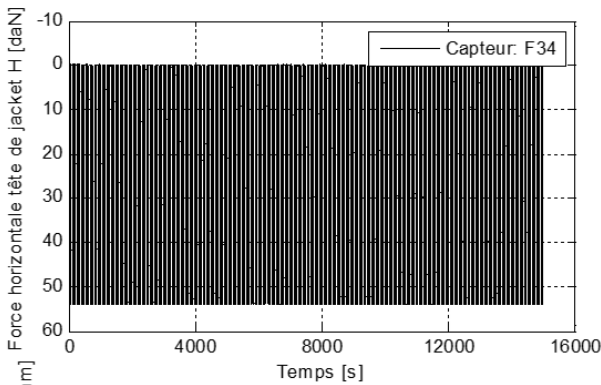
Capteurs : P1 =F107 & D140; P2= F104 & D139;

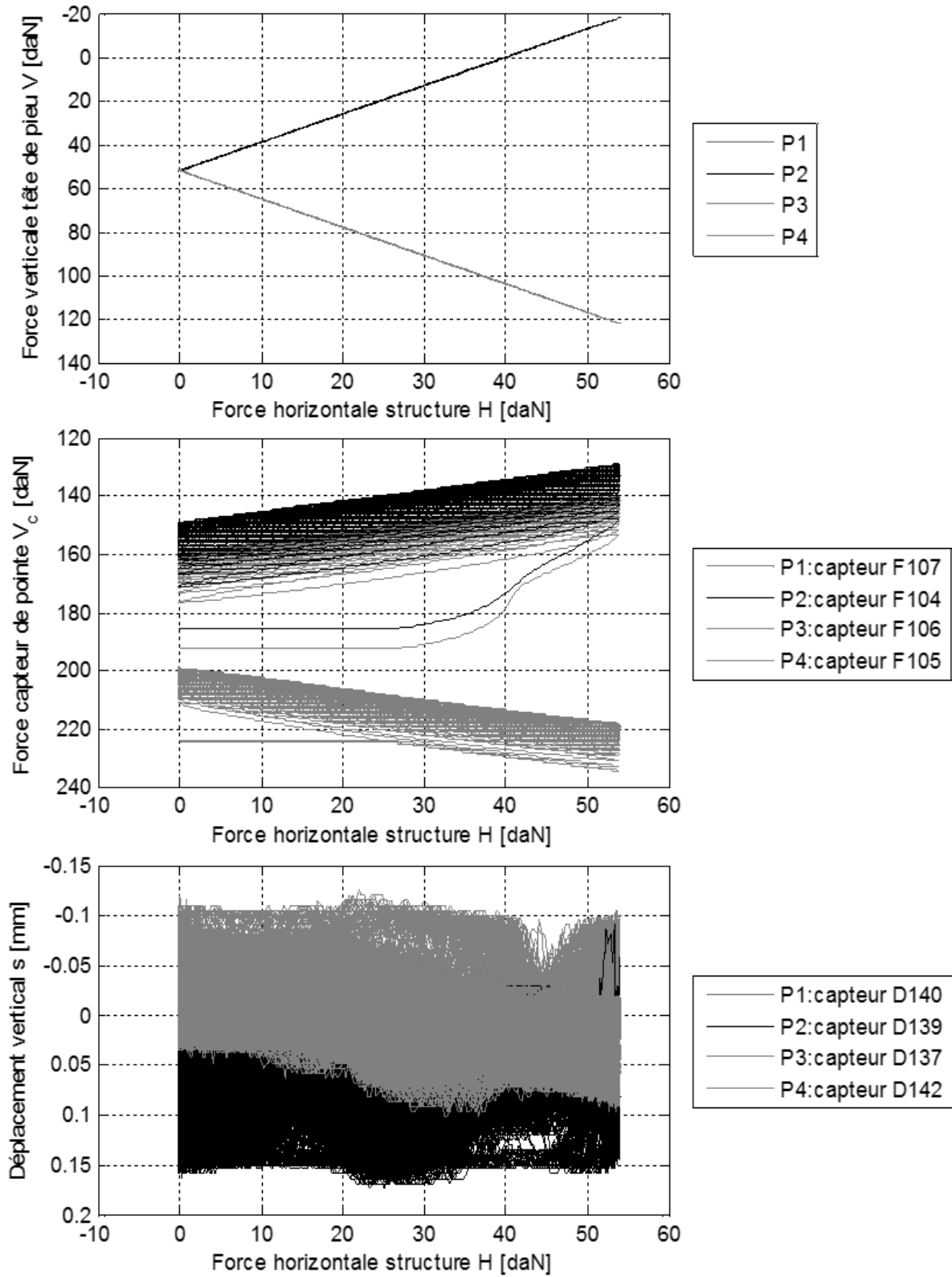
P3= F106 & D137; P4= F105 & D142;

DL= D141

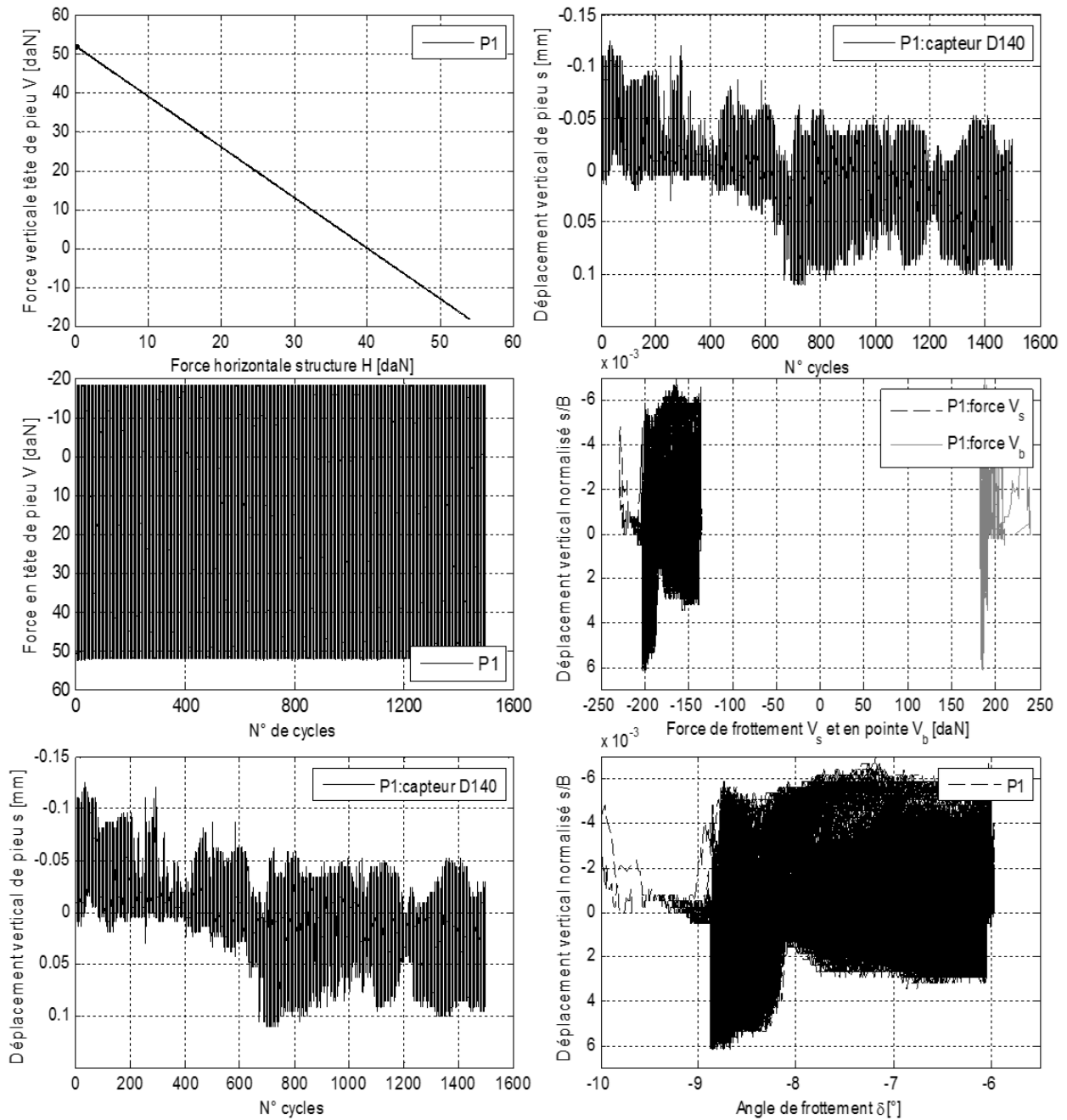
Capteur déplacement latéral de plateforme: D141.

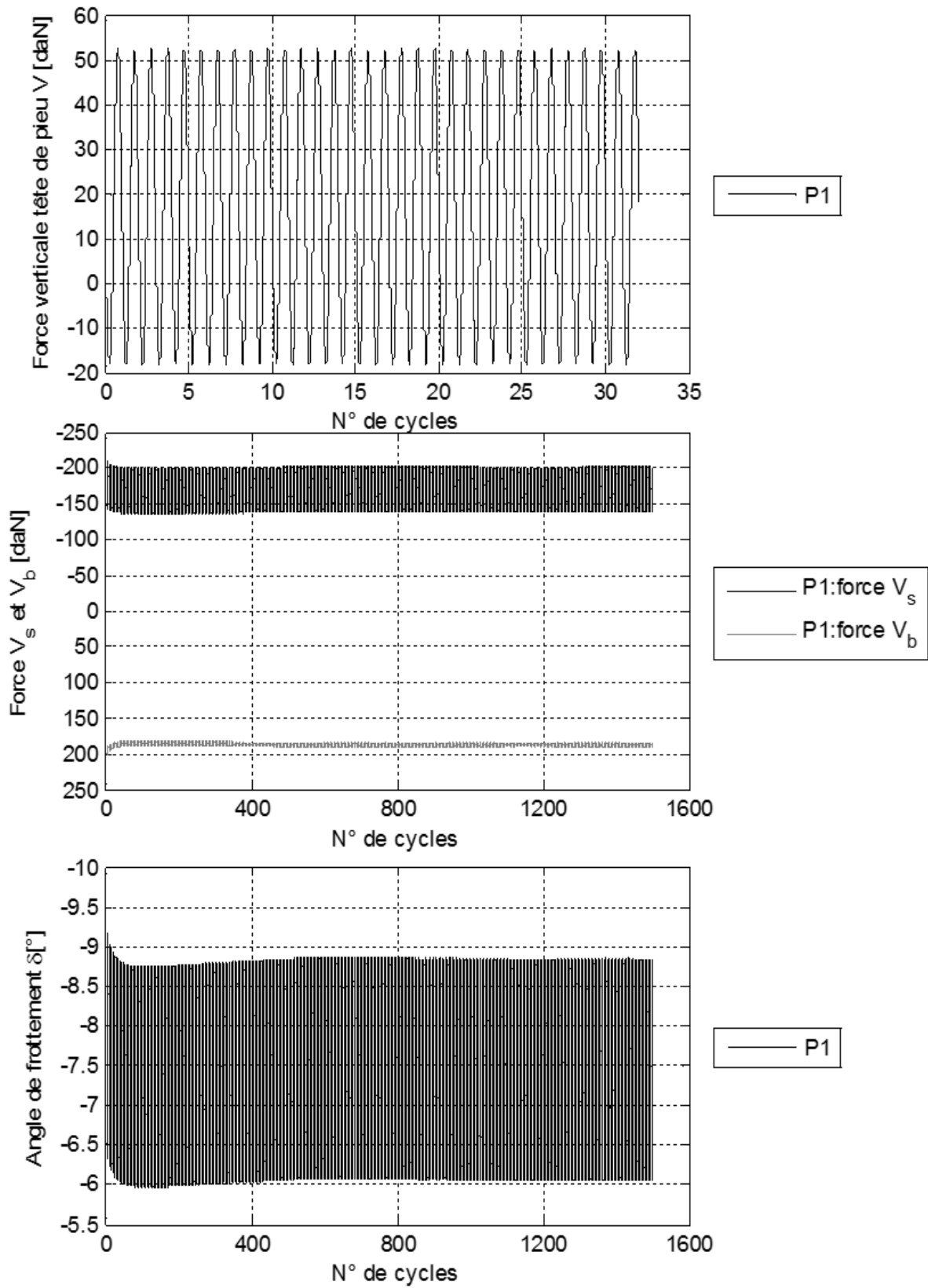
Date= 12/05/2014



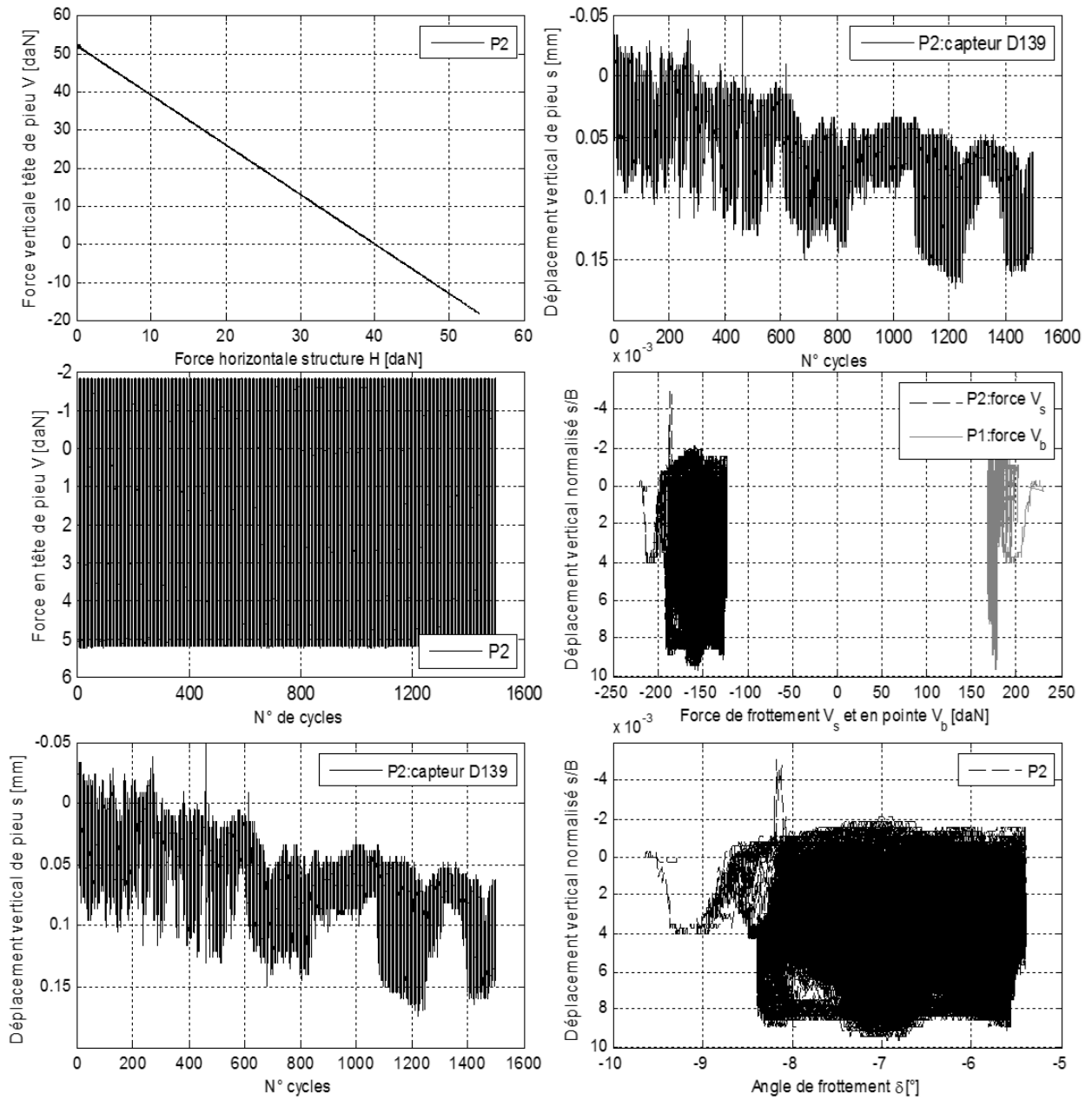


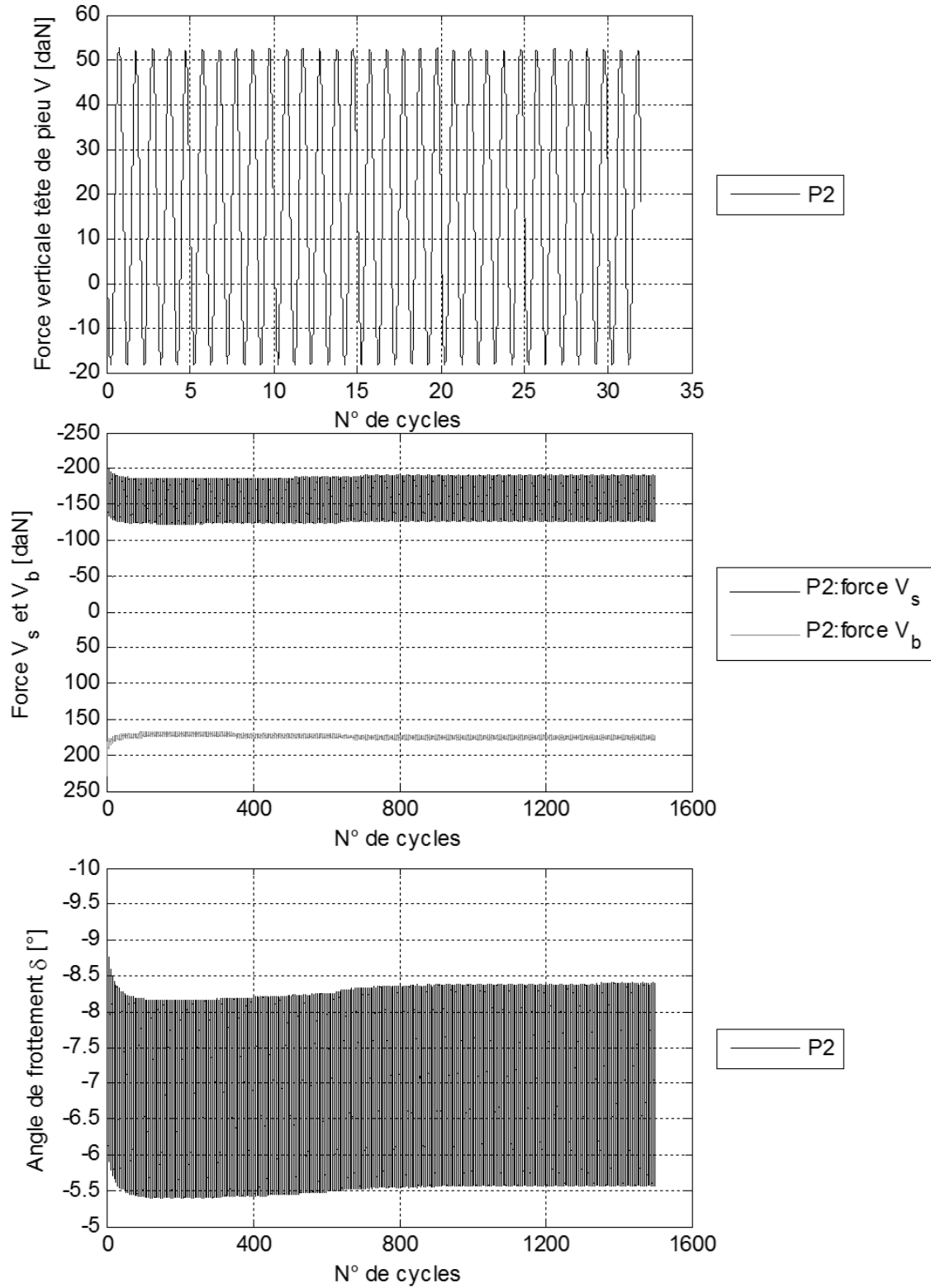
Résultats pour pieu P1:



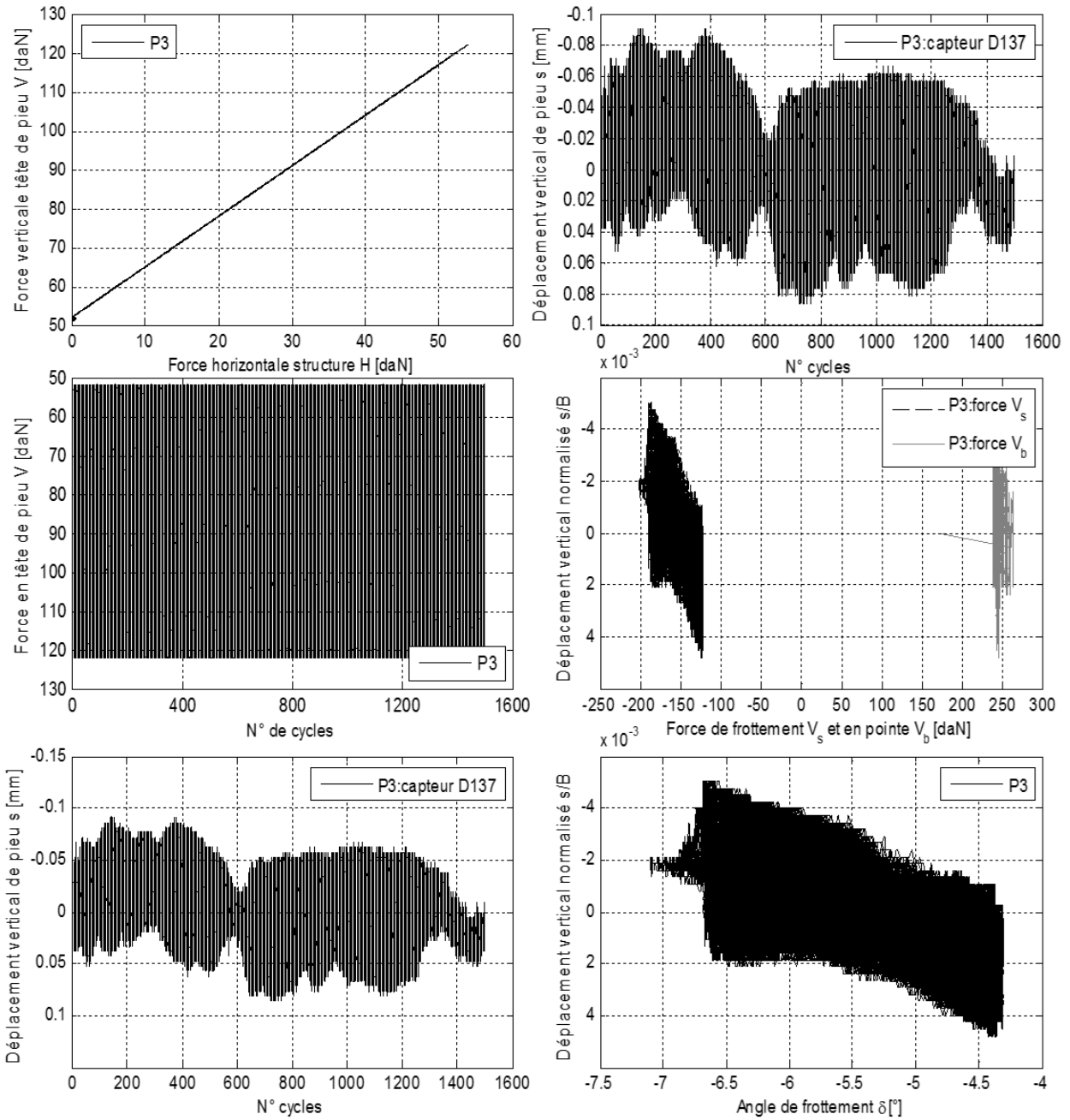


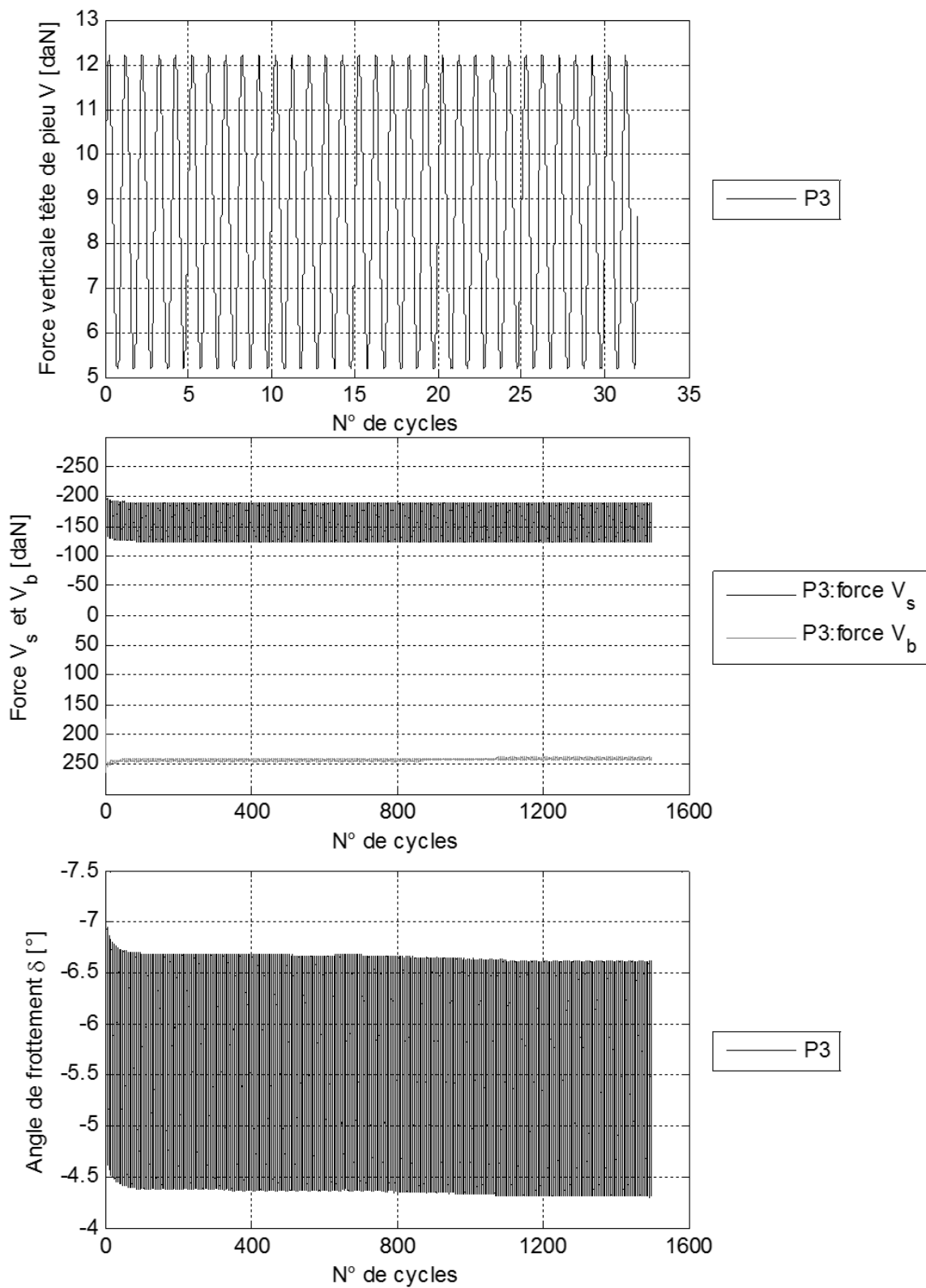
Résultats pour pieu P2:



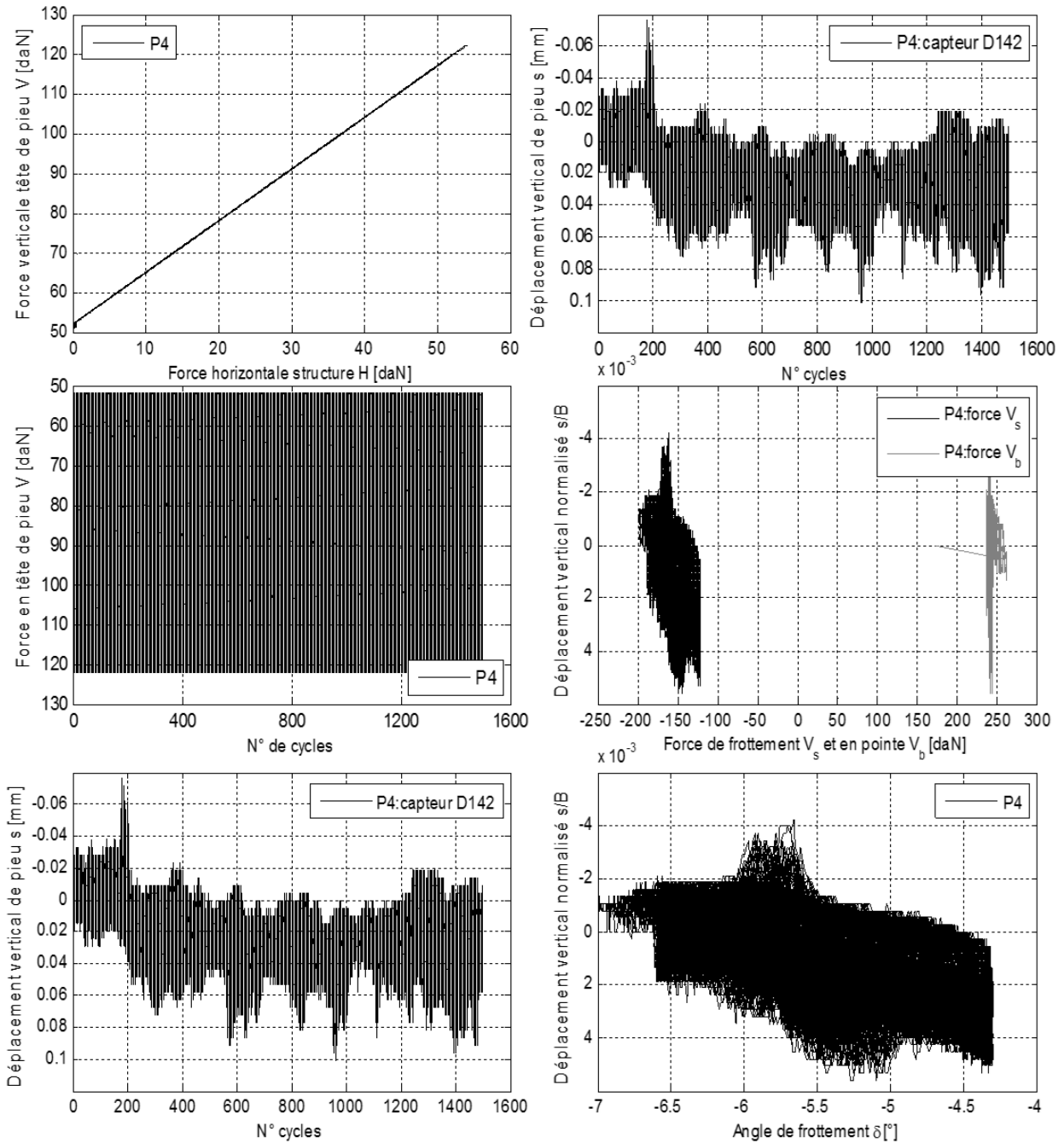
Résultats pour pieu P2:

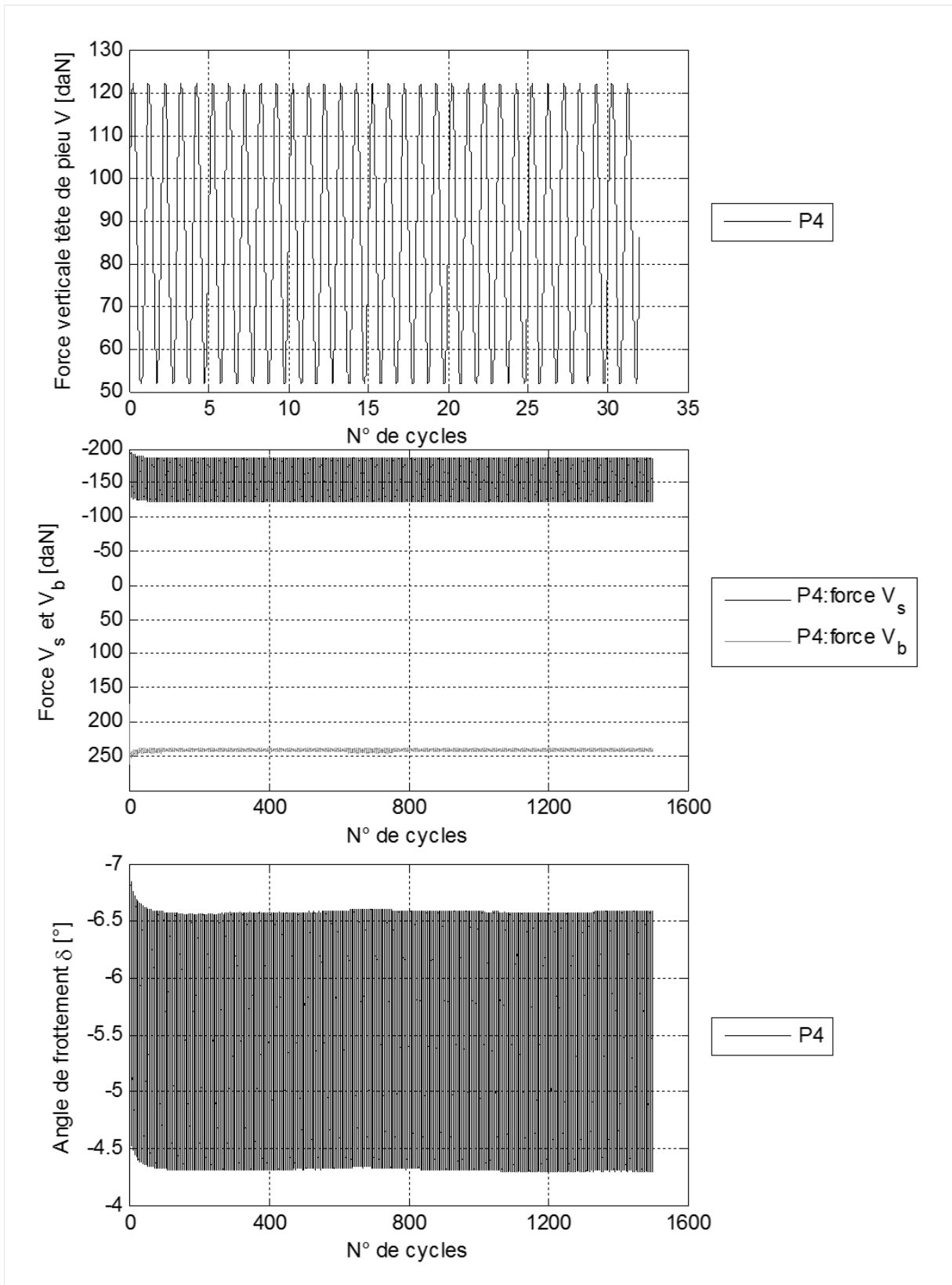
Résultats pour pieu P3:

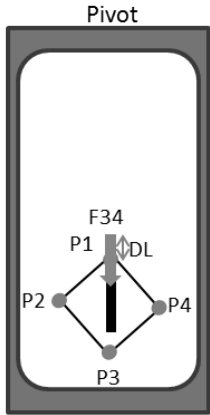


Résultats pour pieu P3:

Résultats pour pieu P4:



Résultats pour pieu P4:



Conteneur C5, sable de Fontainebleau

$\gamma_d = 16,88 \text{ kN/m}^3$; ID=99%; Accélération= $100 \times g$

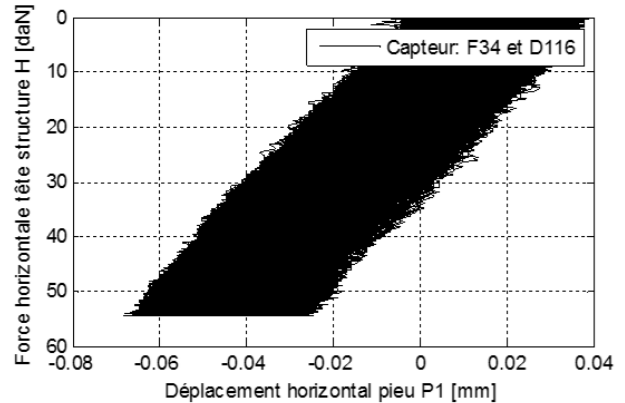
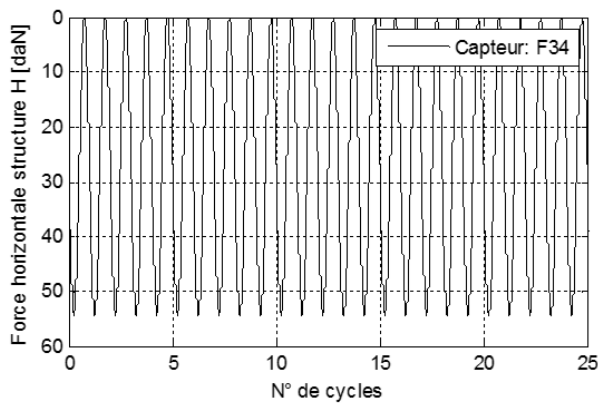
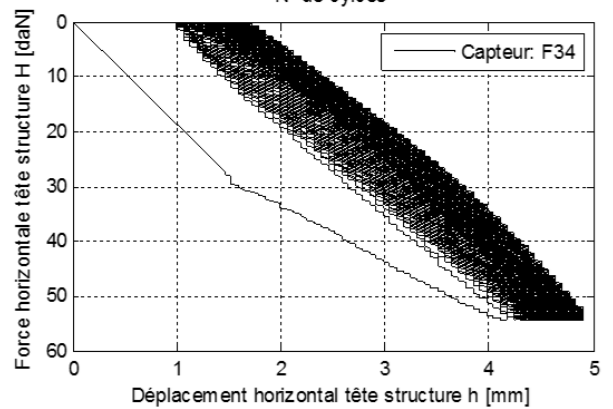
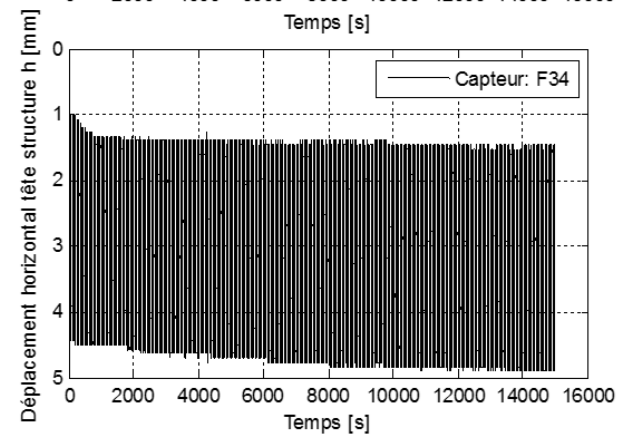
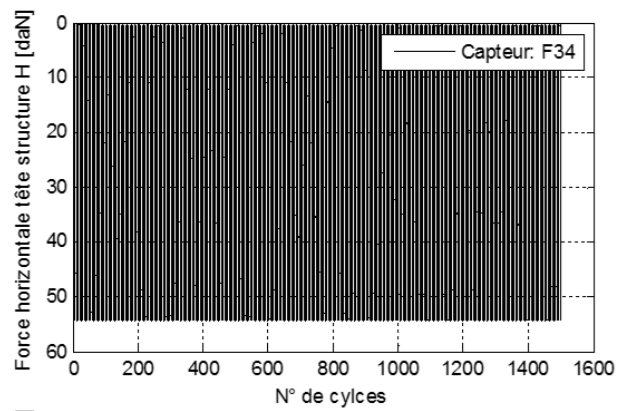
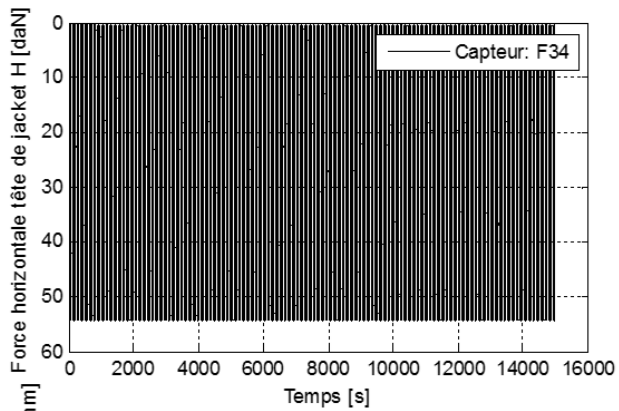
Test: JC45a; $H_a = 27 \text{ daN}$; $H_{cyc} = 27 \text{ daN}$;

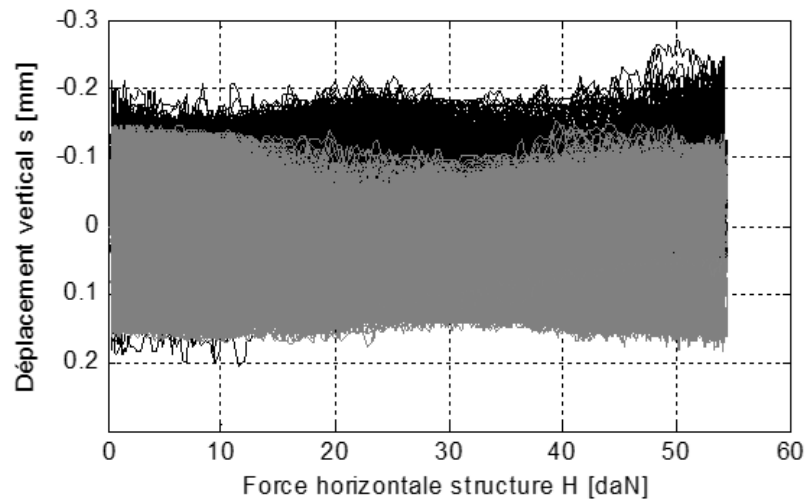
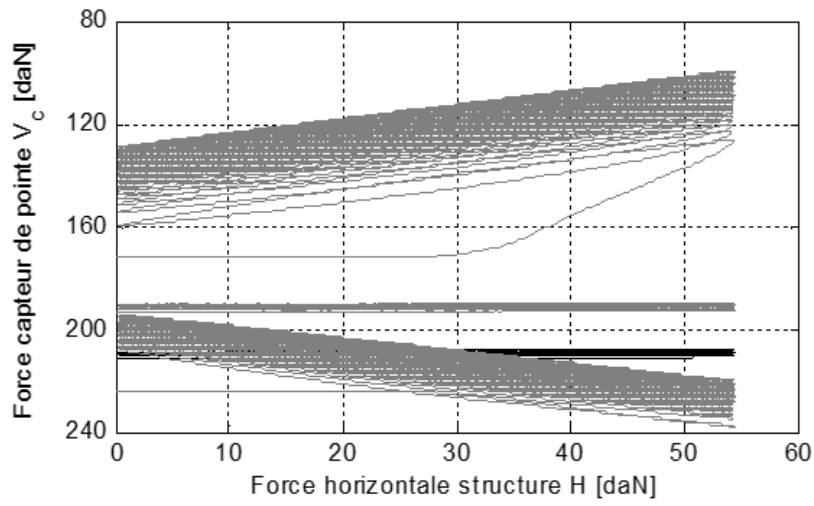
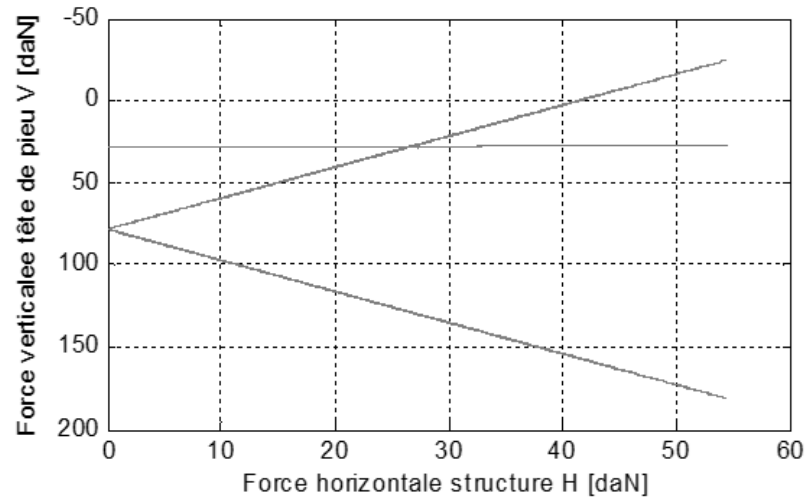
Nombre des cycles: 1500

Capteurs : P1 = F104, D142 & D116; P2= F107 & D140;

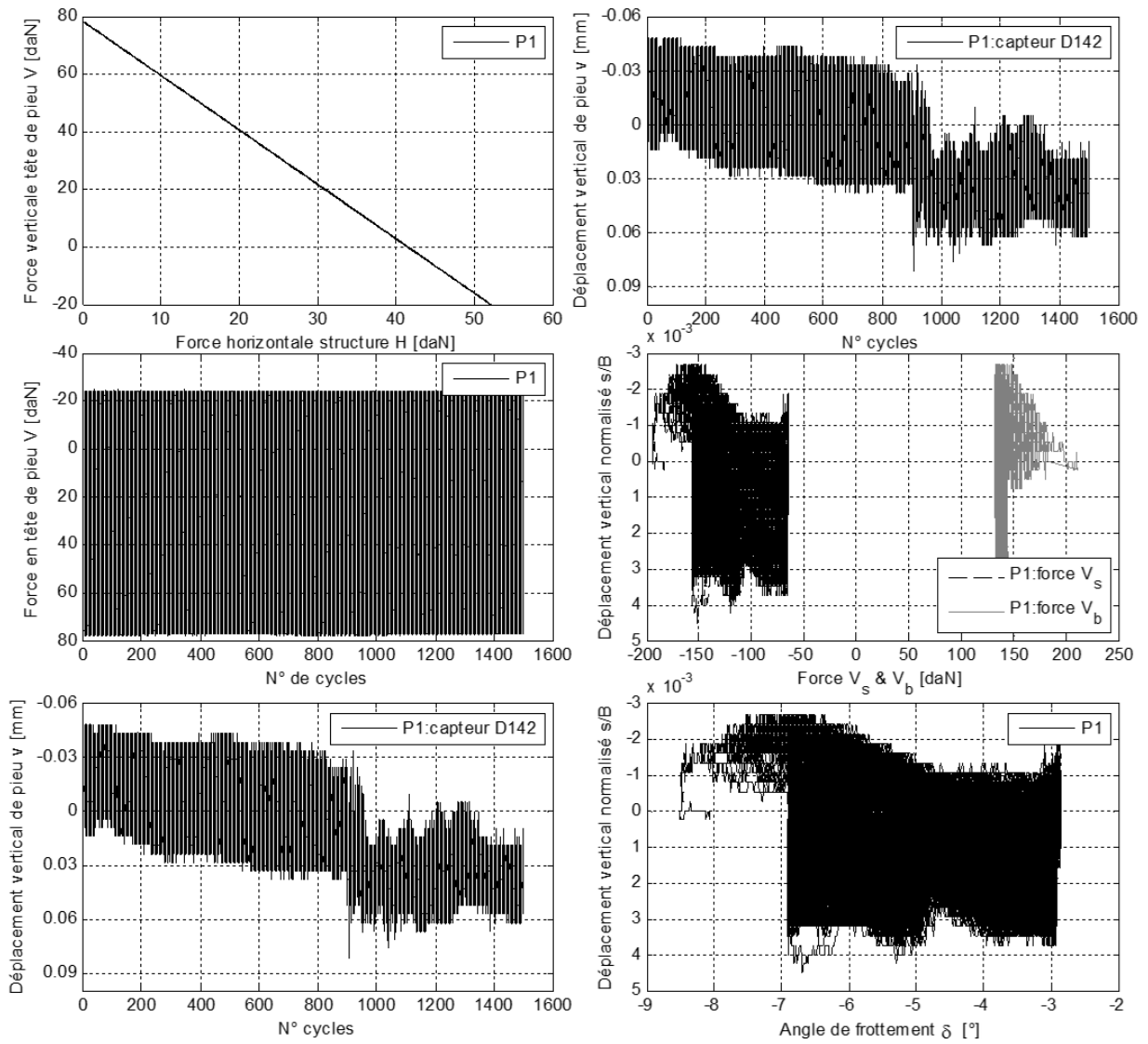
P3= F106 & D137; P4= F105 & D139;

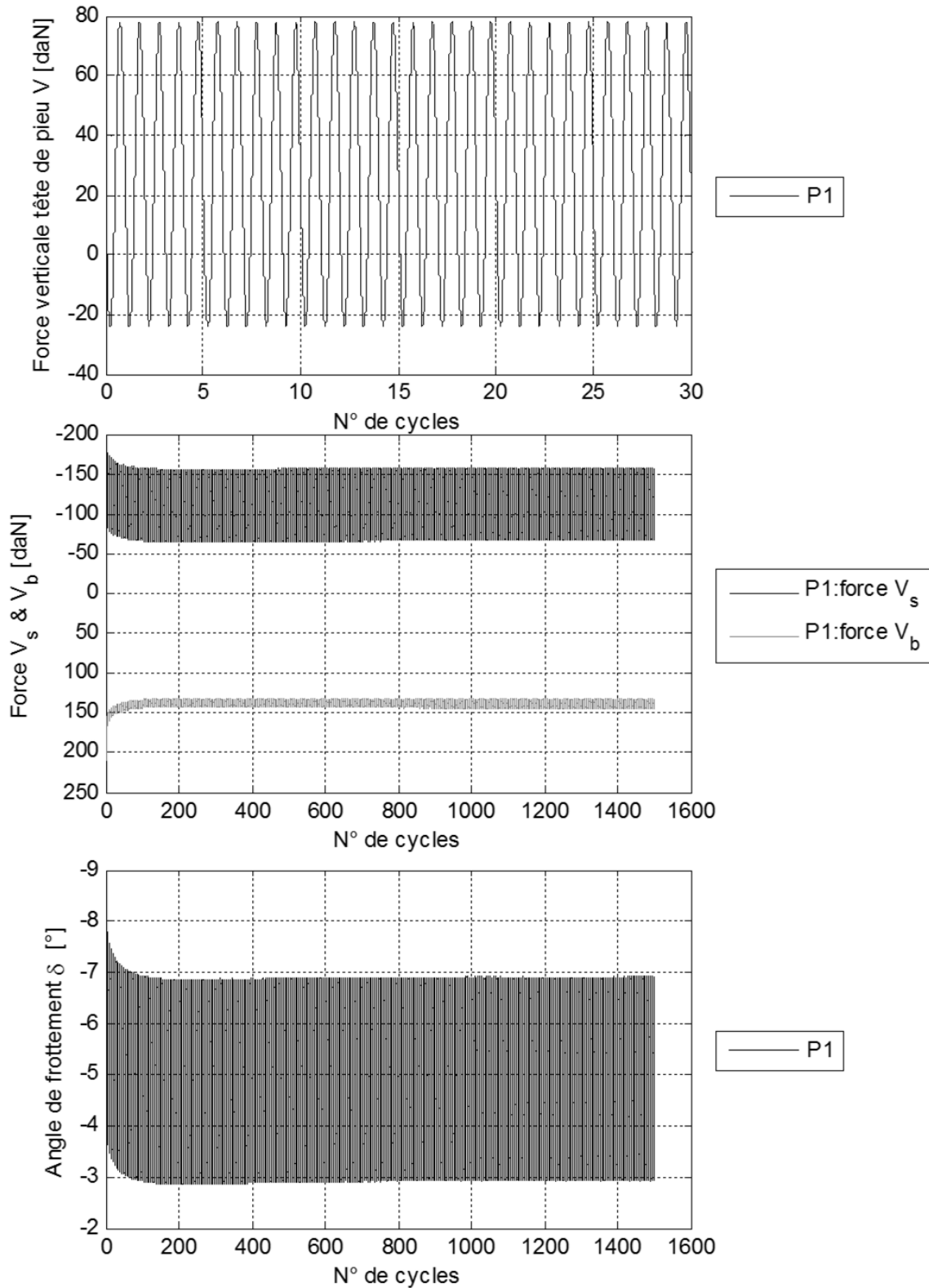
Date: 02/06/2014



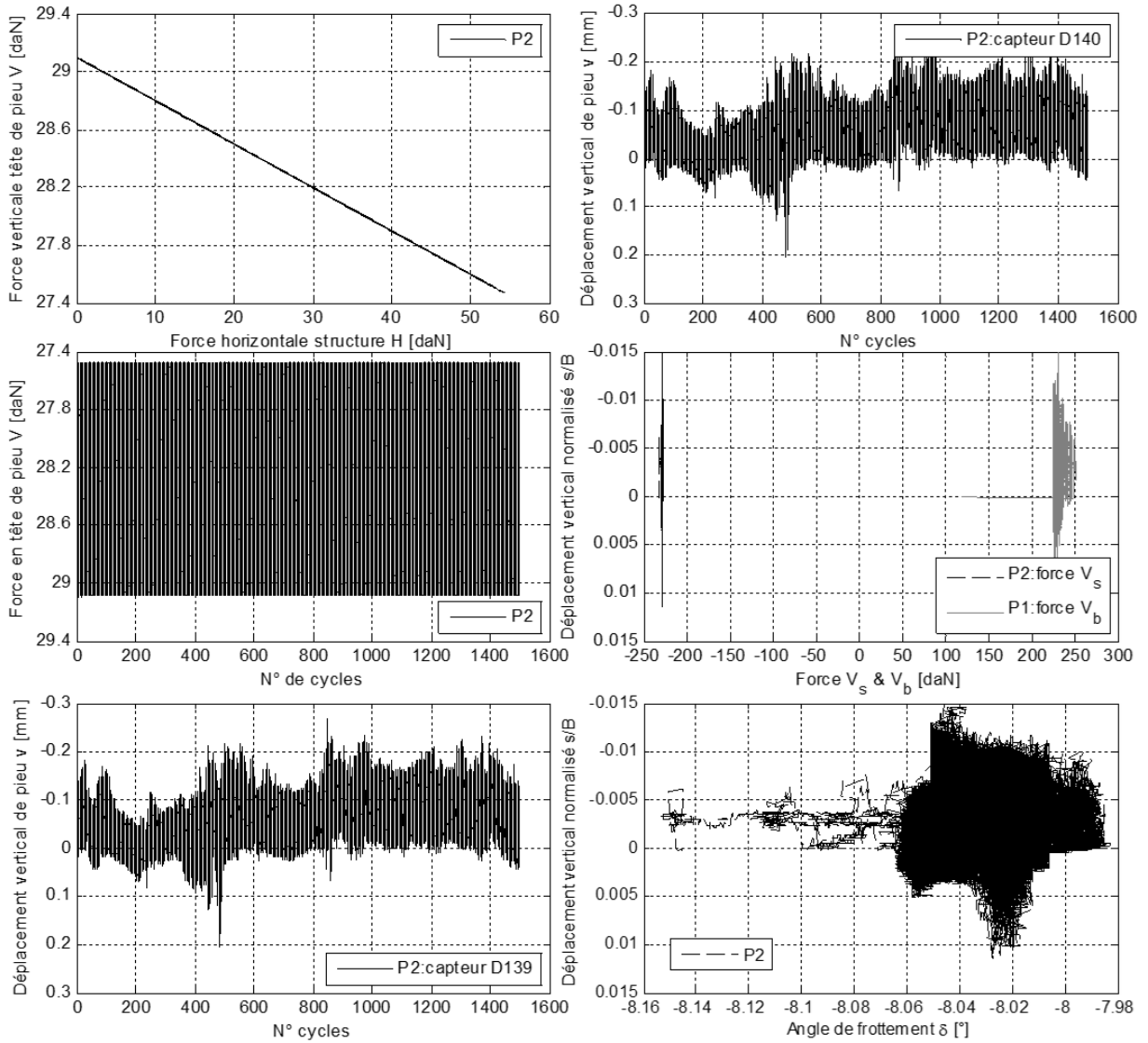


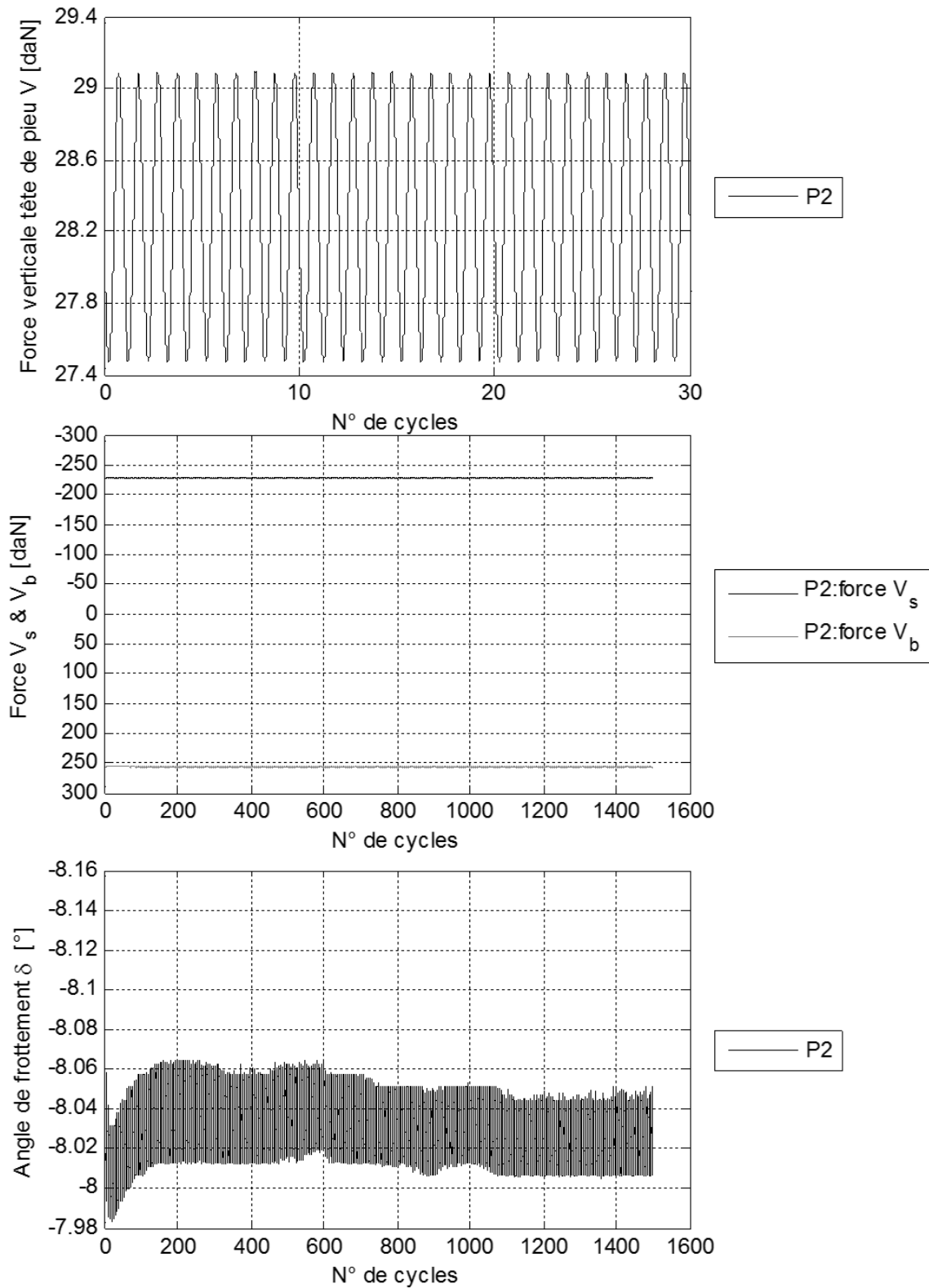
Résultats pour pieu P1:



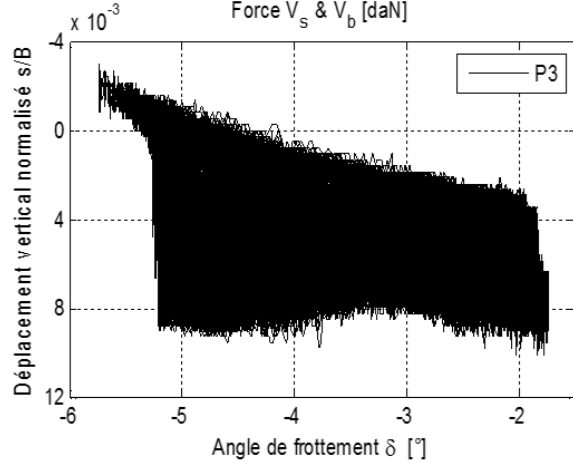
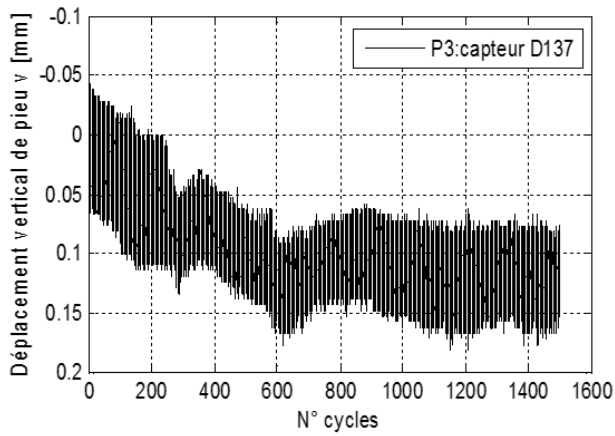
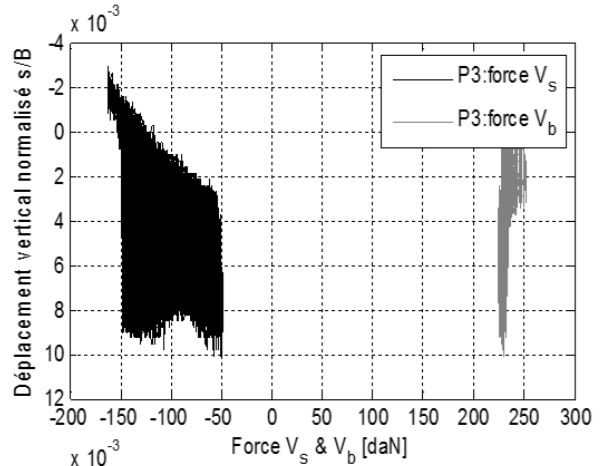
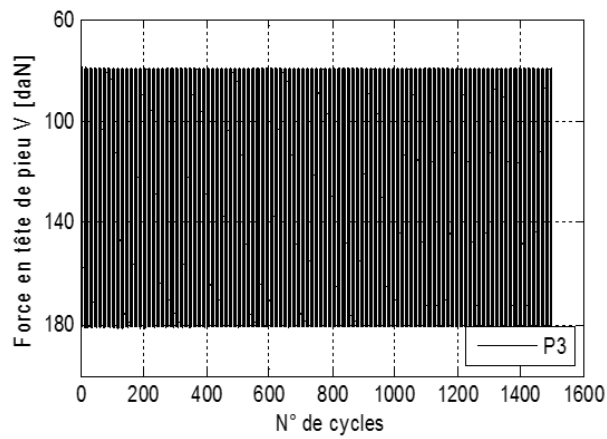
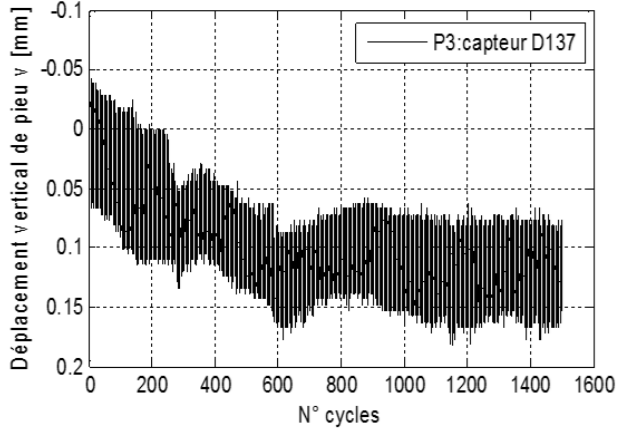
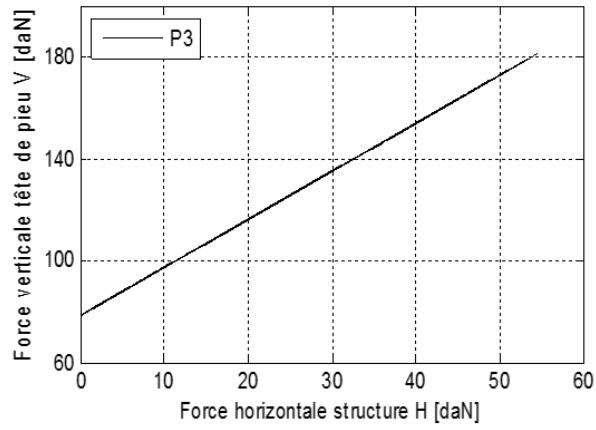
Résultats pour pieu P1:

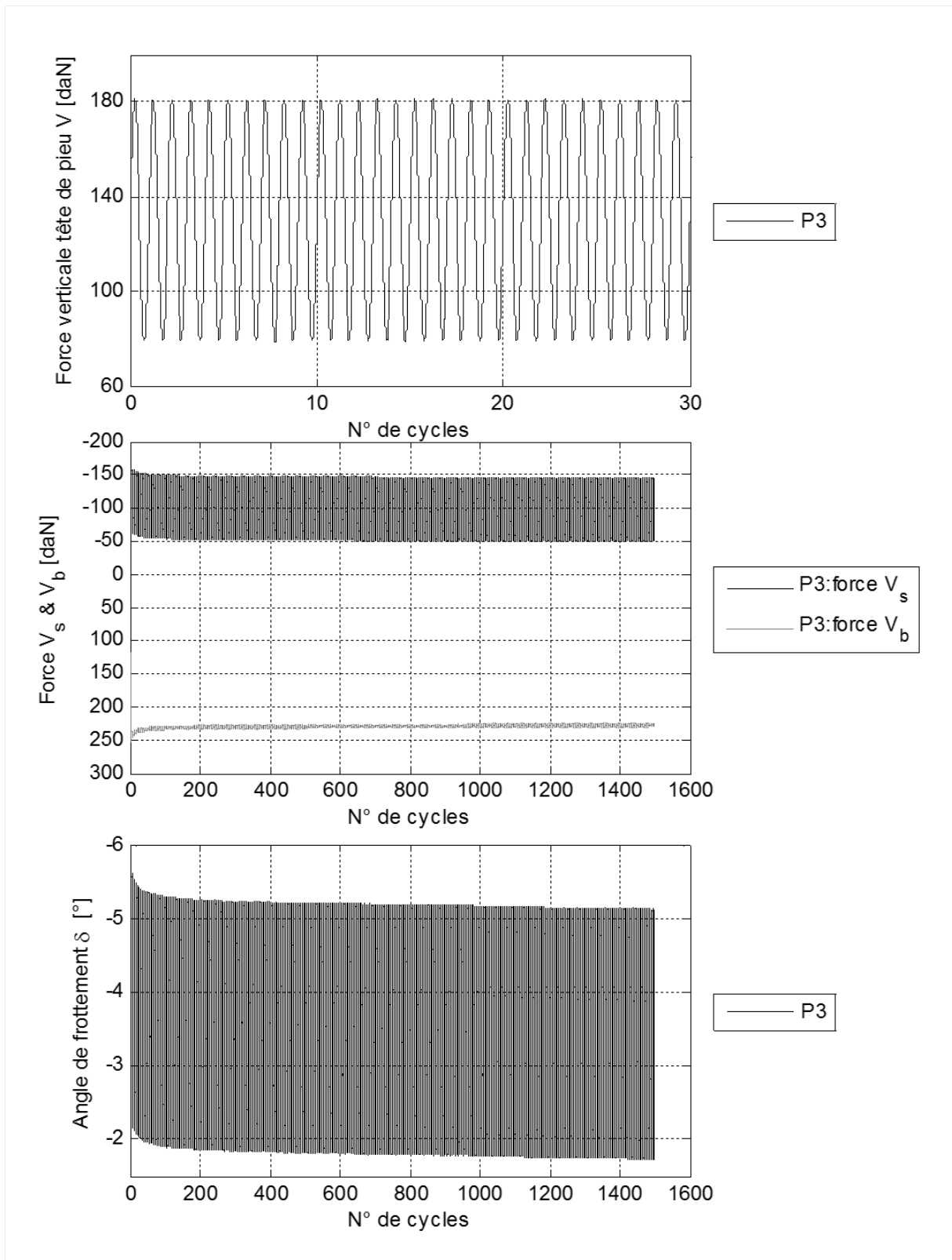
Résultats pour pieu P2:



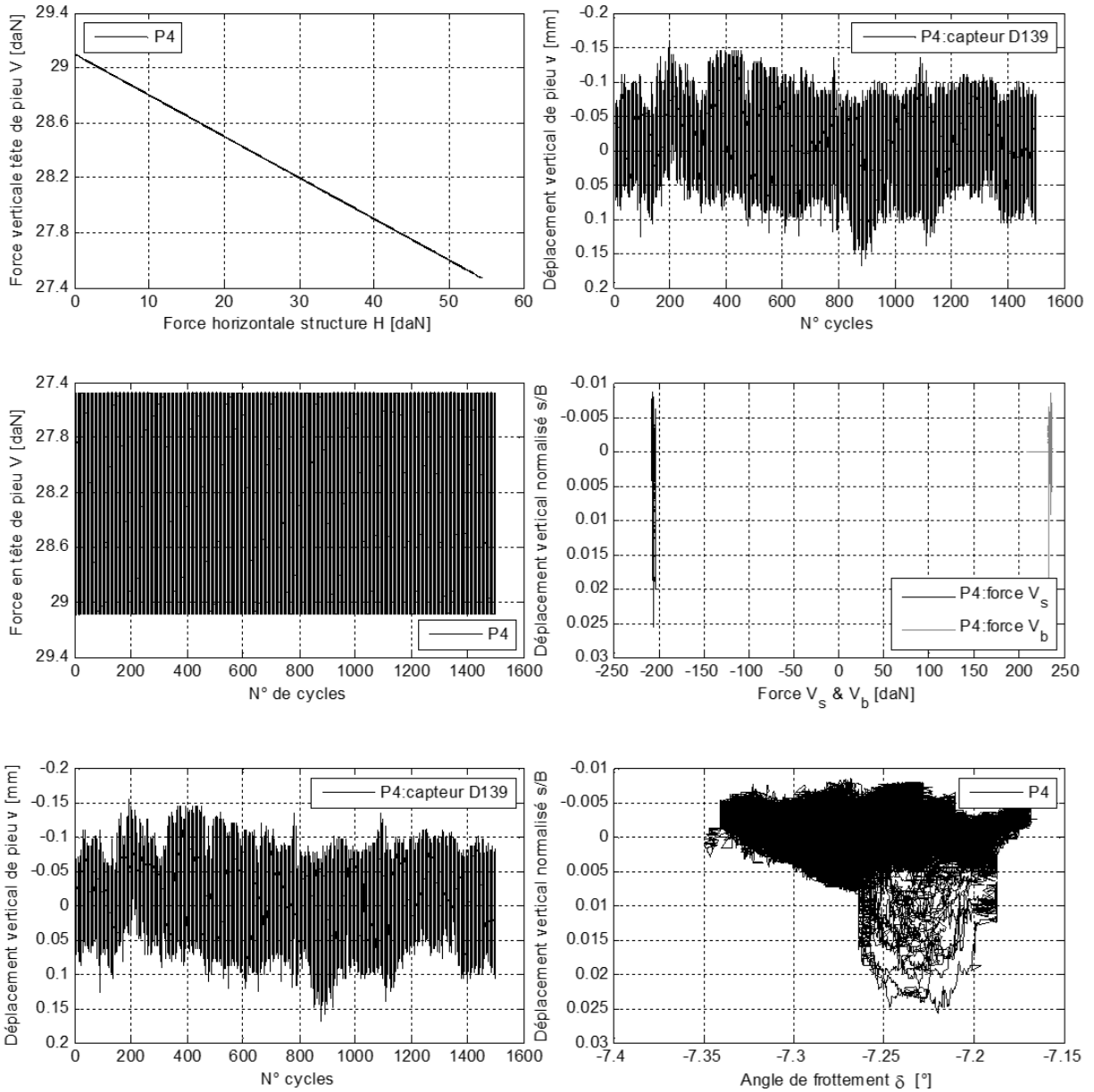
Résultats pour pieu P2:

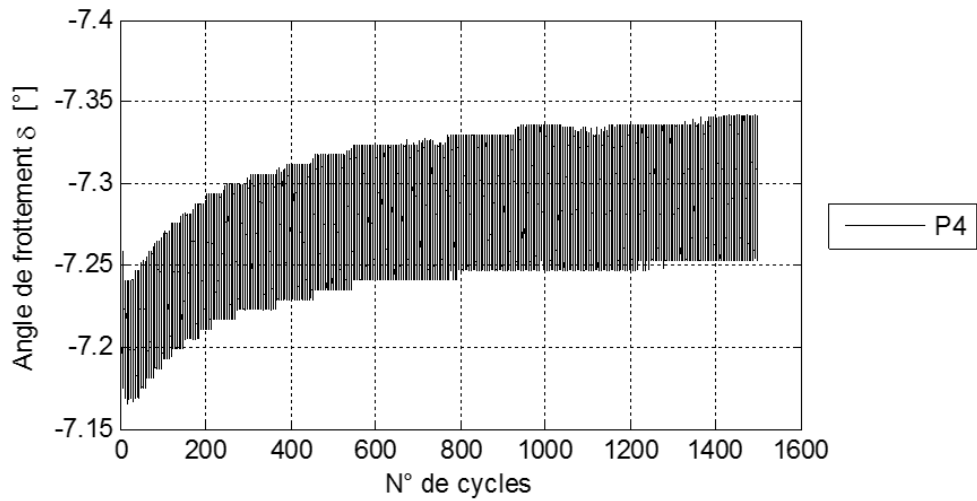
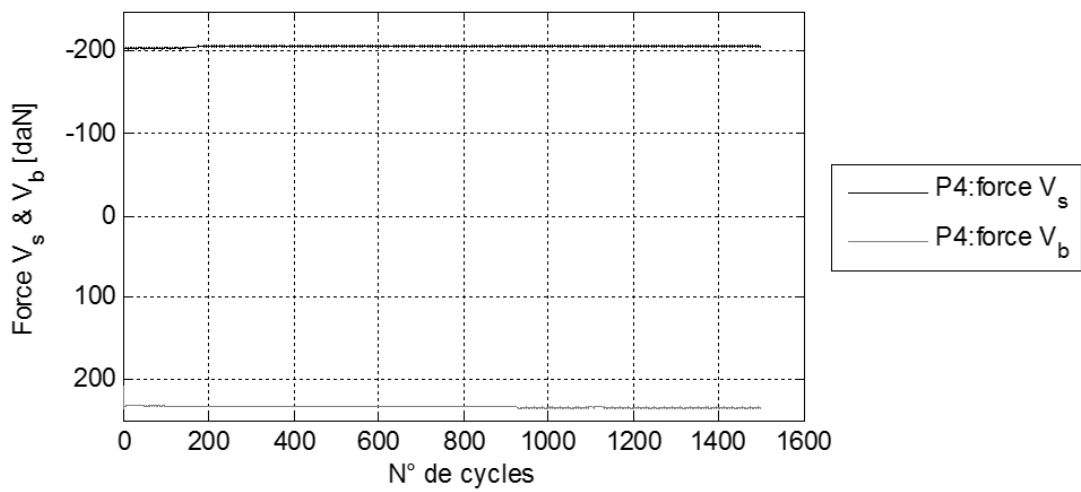
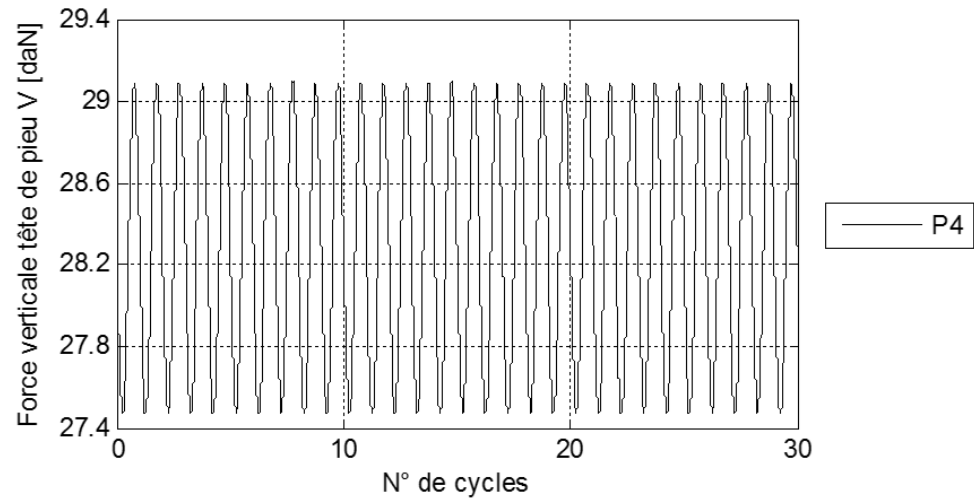
Résultats pour pieu P3:

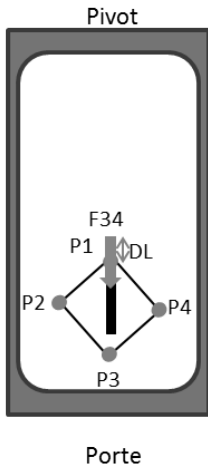


Résultats pour pieu P3:

Résultats pour pieu P4:



Résultats pour pieu P4:



Conteneur C5, sable de Fontainebleau

$\gamma_d = 16,88 \text{ kN/m}^3$; ID=99%; Accélération= $100 \times g$

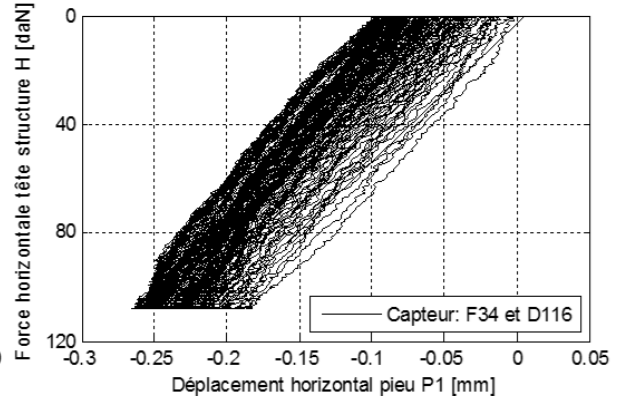
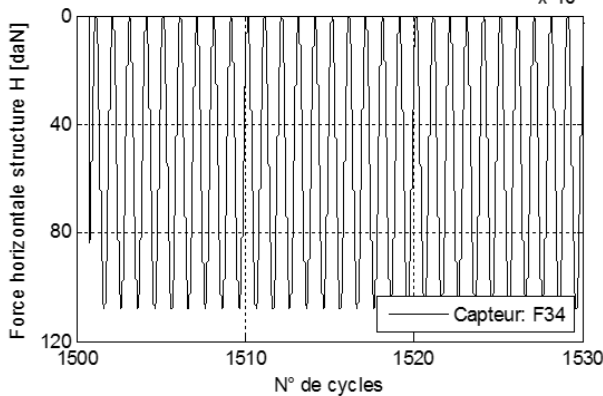
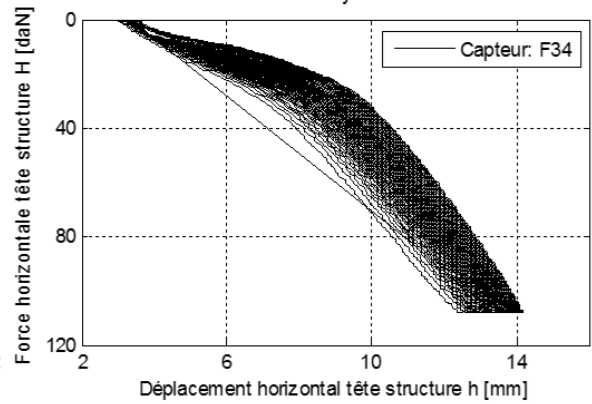
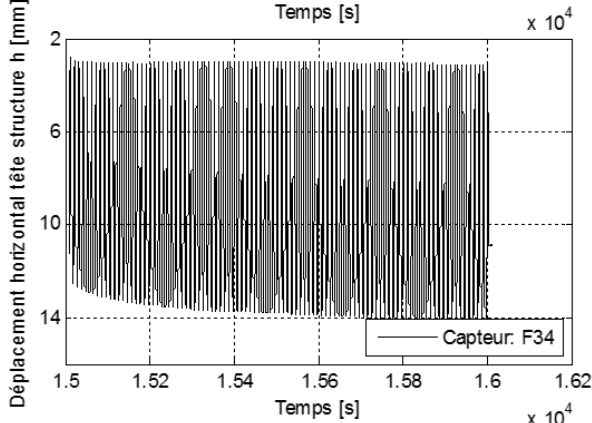
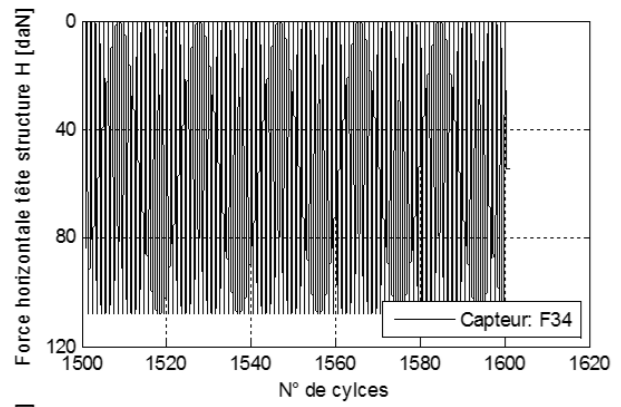
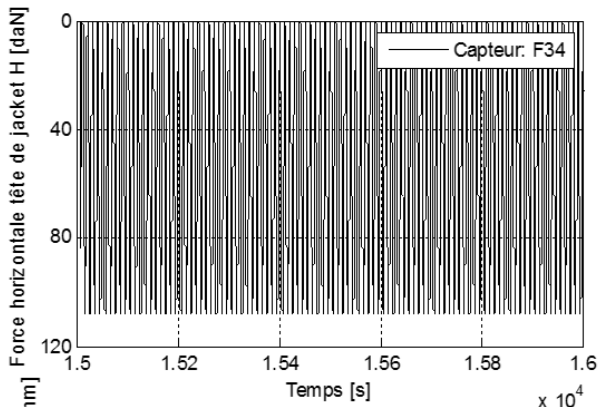
Test: JC45b; $H_a = 54 \text{ daN}$; $H_{cyc} = 54 \text{ daN}$; Nombre des cycles: 100

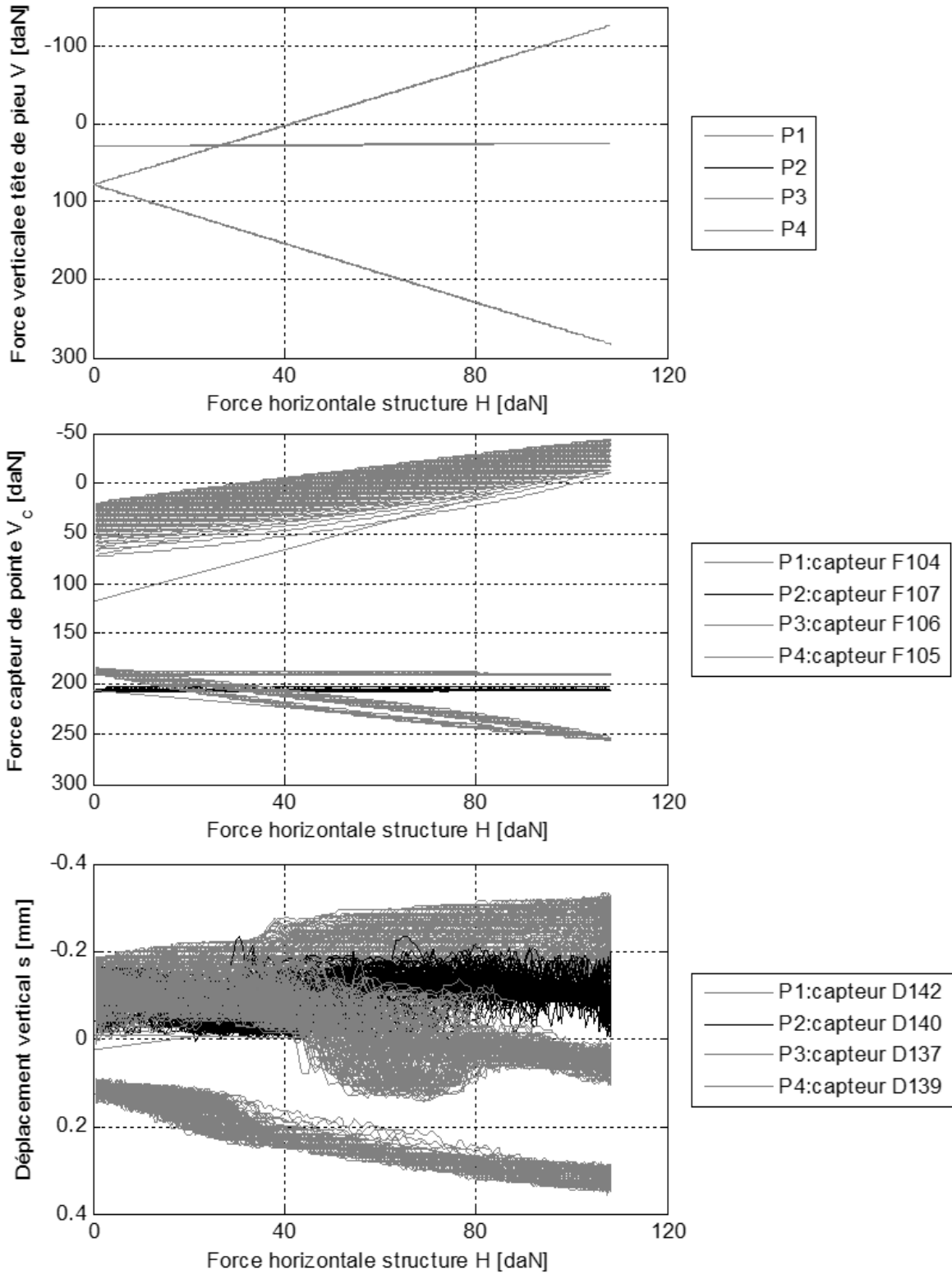
Commentaire: suite de l'essai JC45a

Capteurs : P1 = F104, D142 & D116; P2 = F107 & D140;

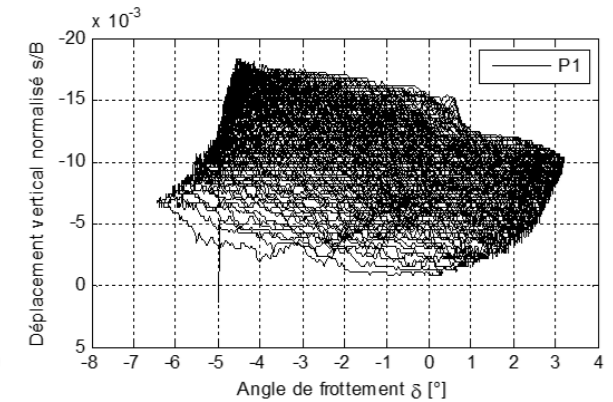
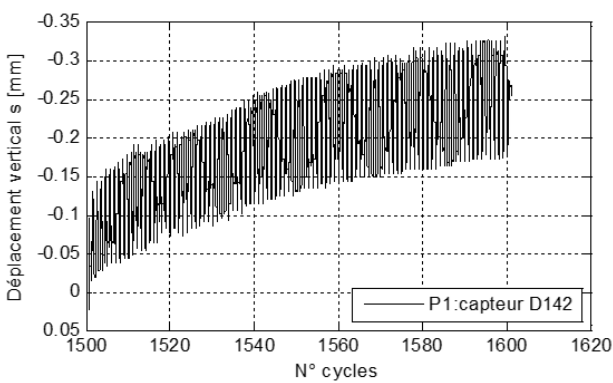
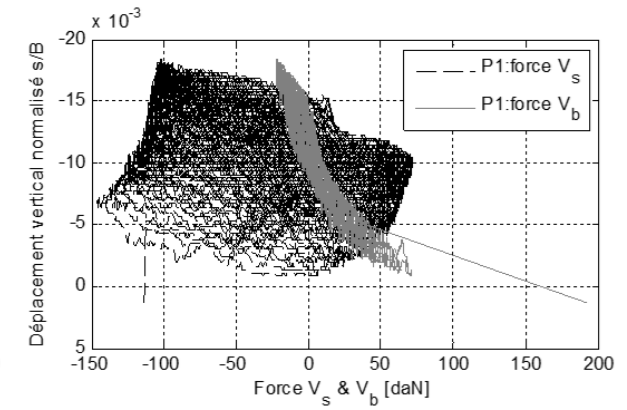
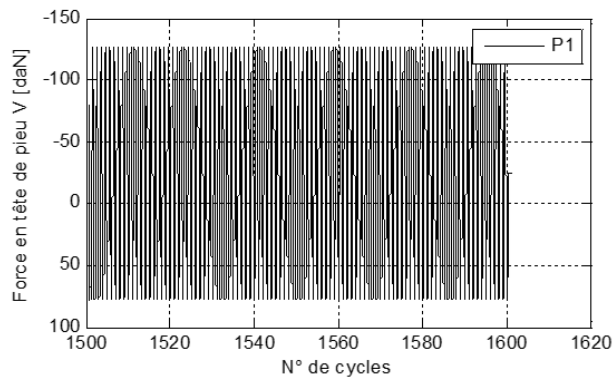
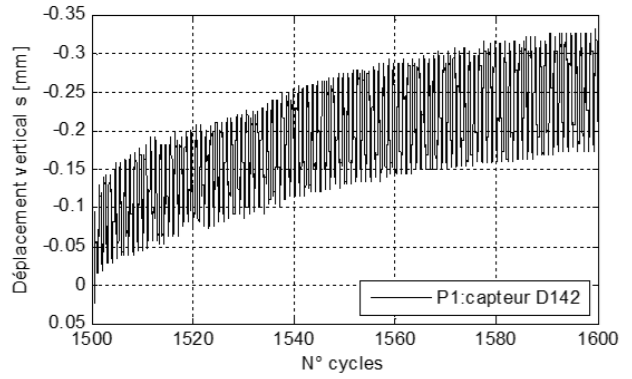
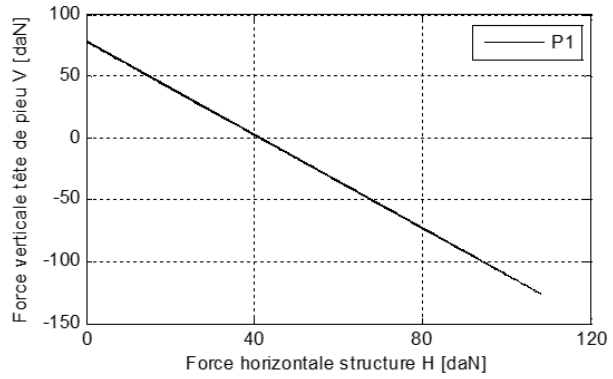
P3 = F106 & D137; P4 = F105 & D139;

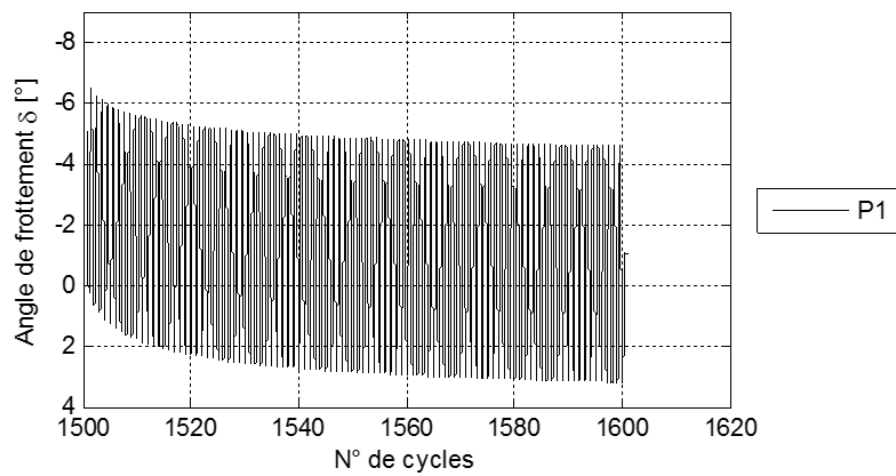
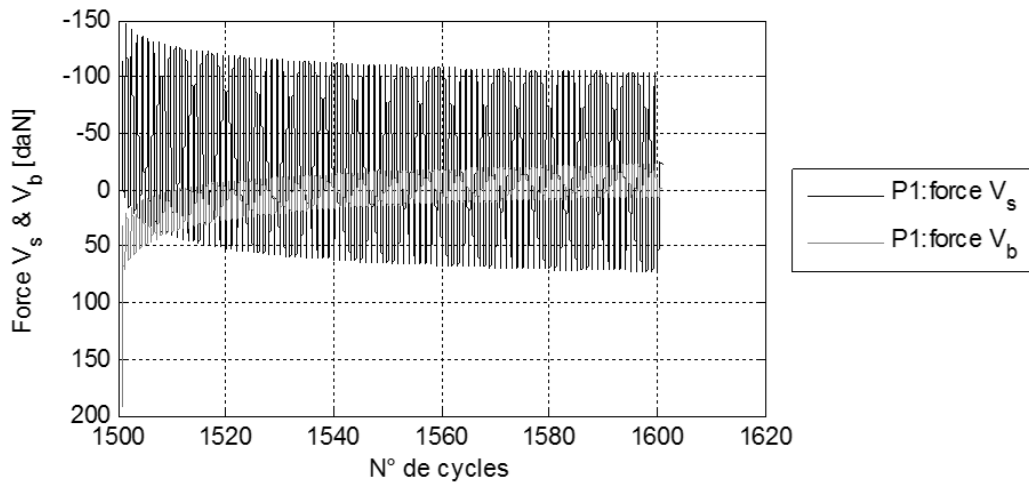
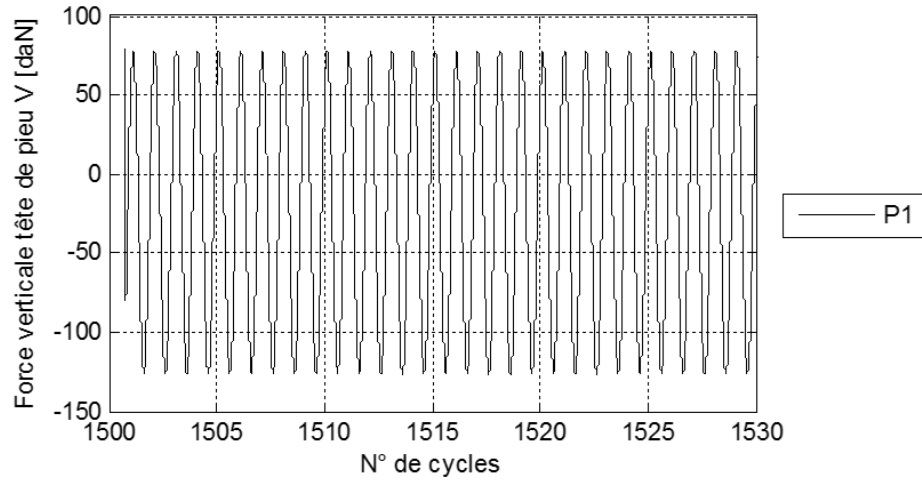
Date: 02/06/2014



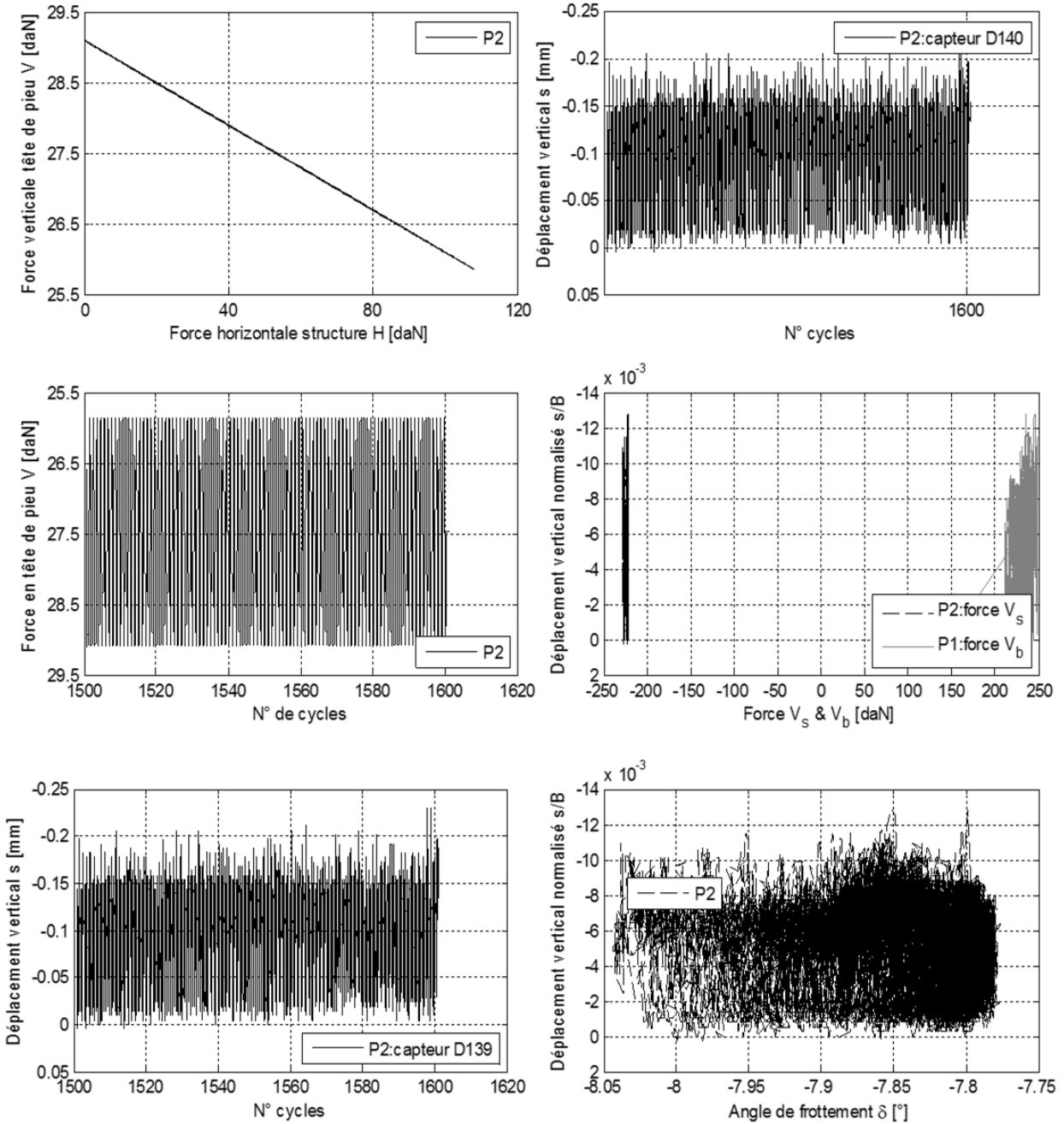


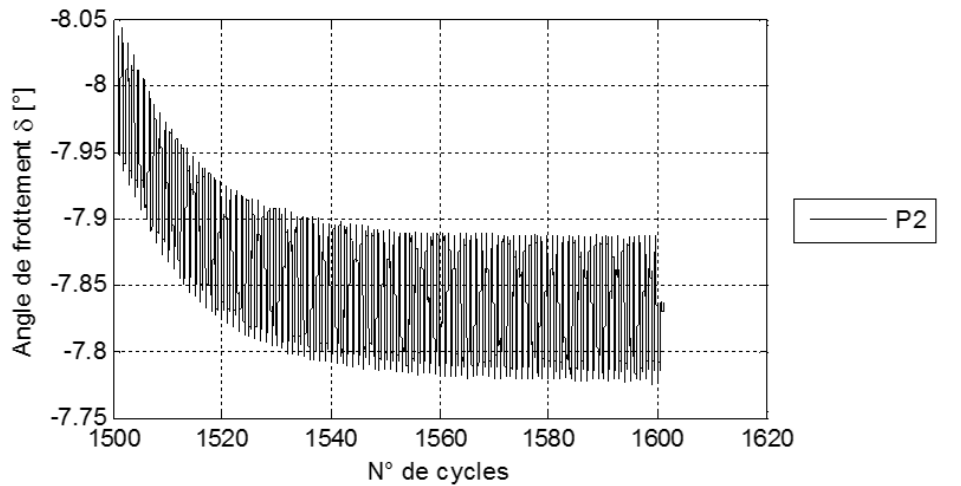
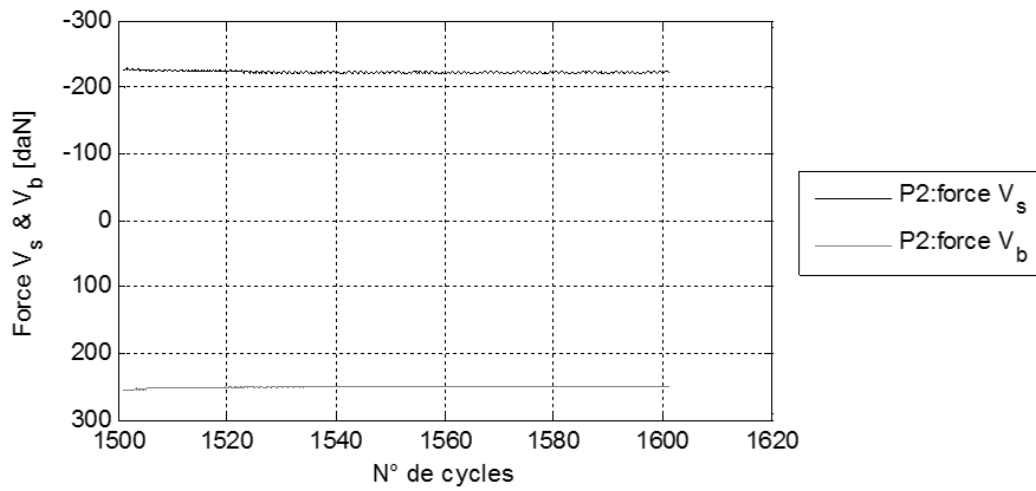
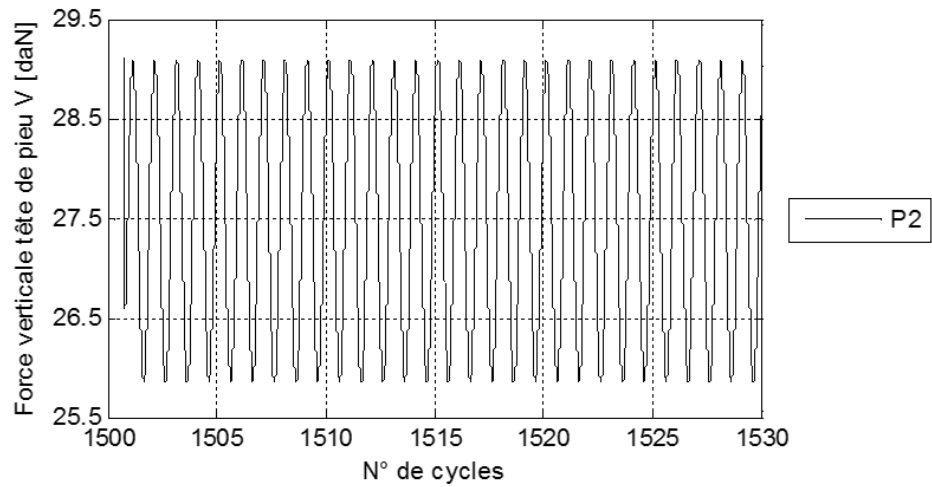
Résultats pour pieu P1:



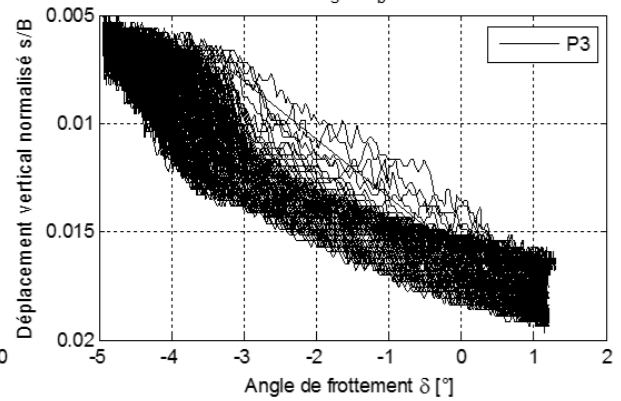
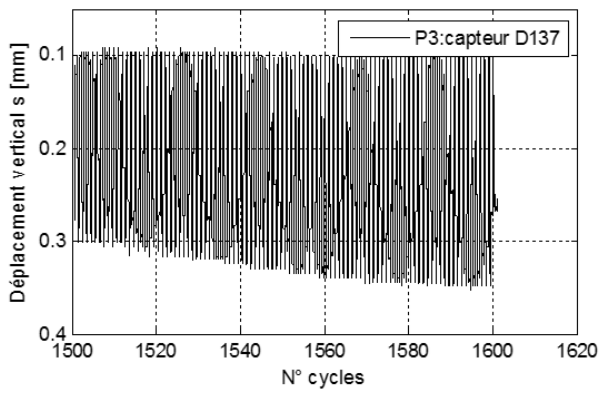
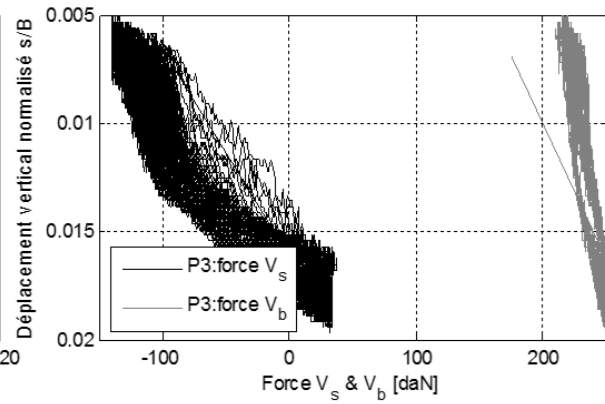
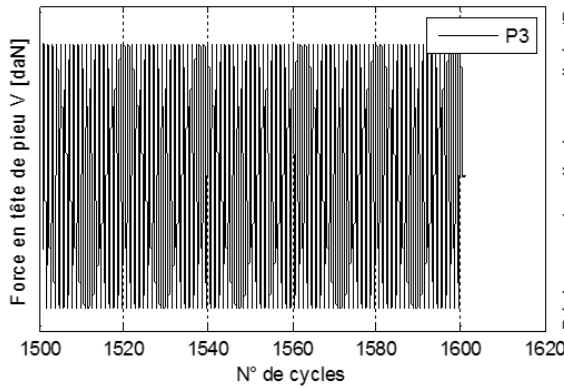
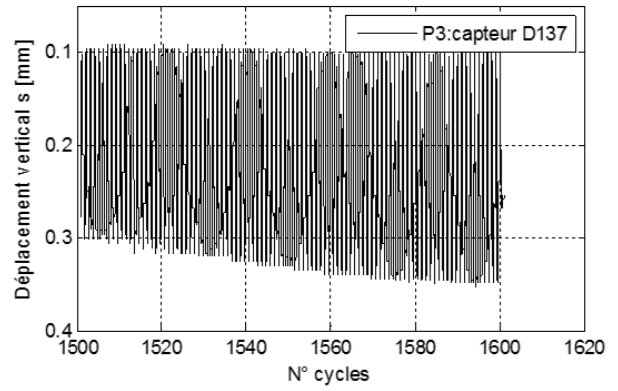
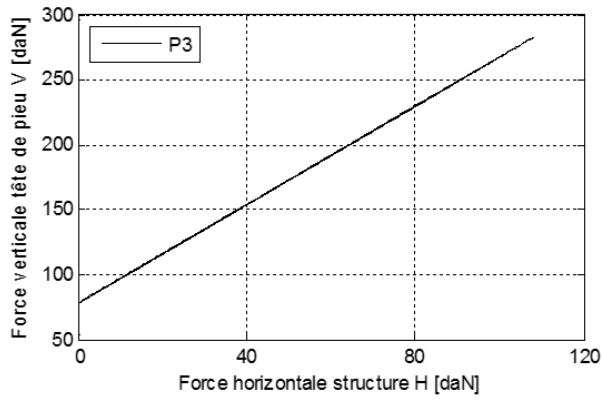
Résultats pour pieu P1:

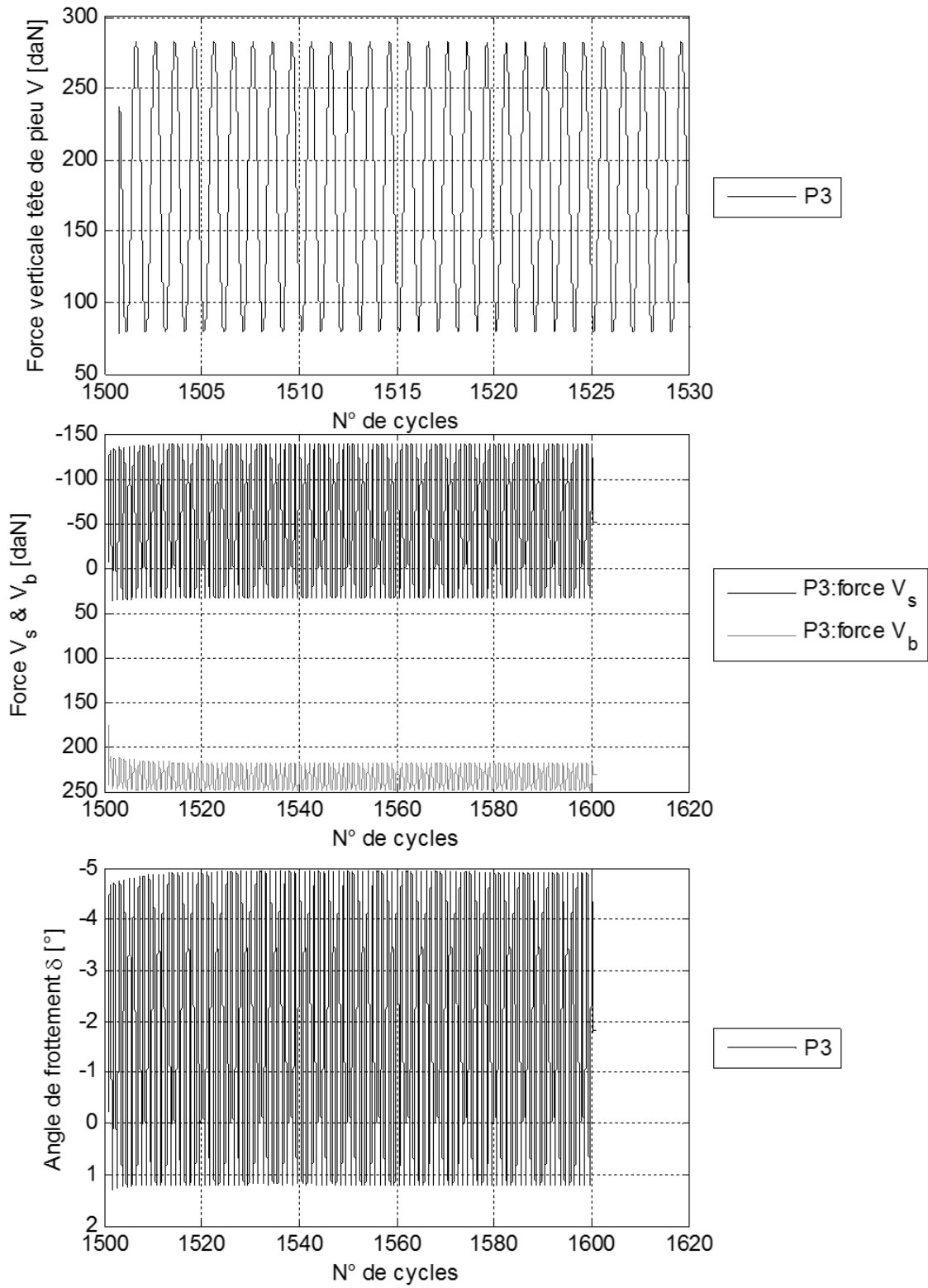
Résultats pour pieu P2:



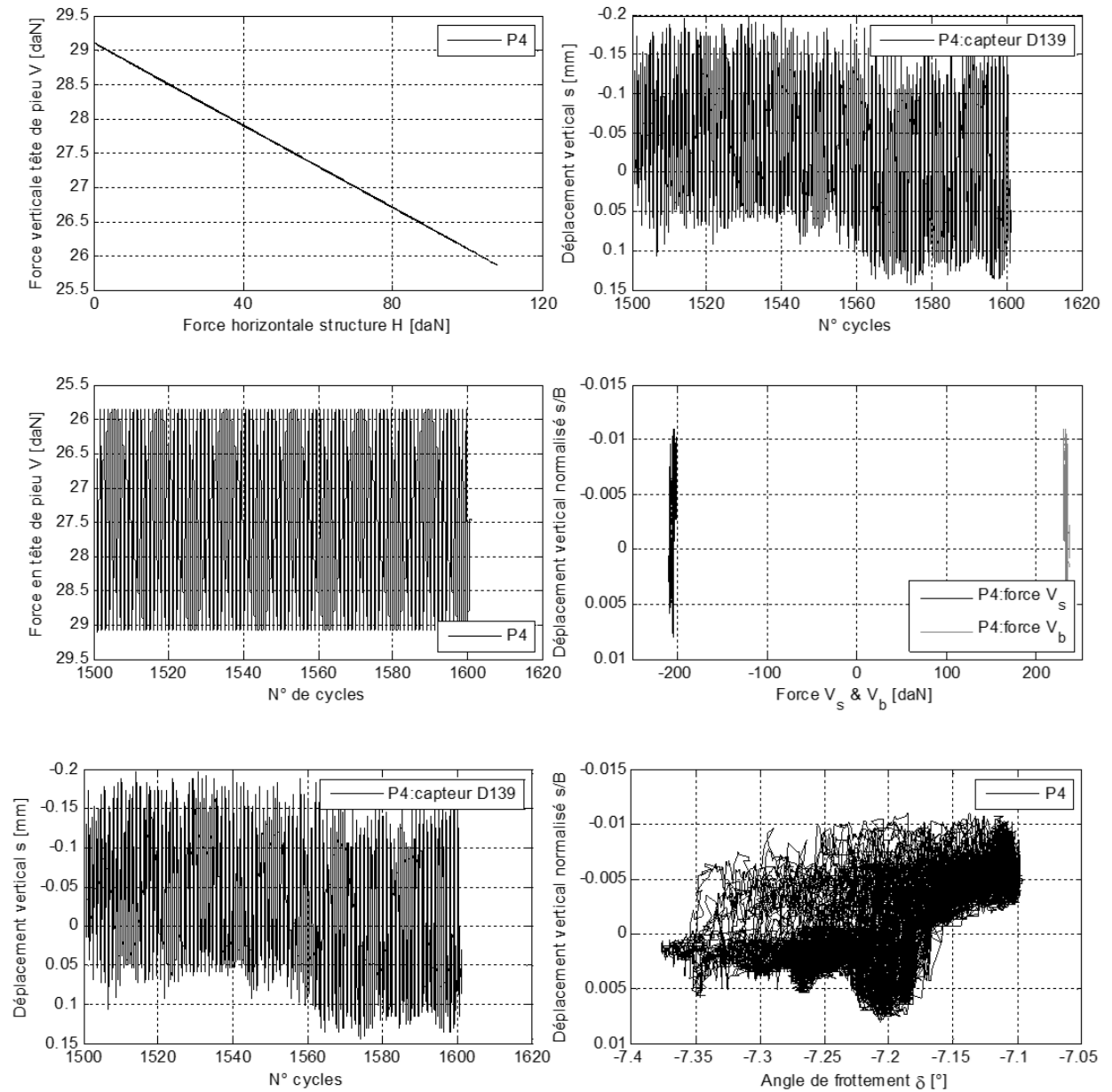
Résultats pour pieu P2:

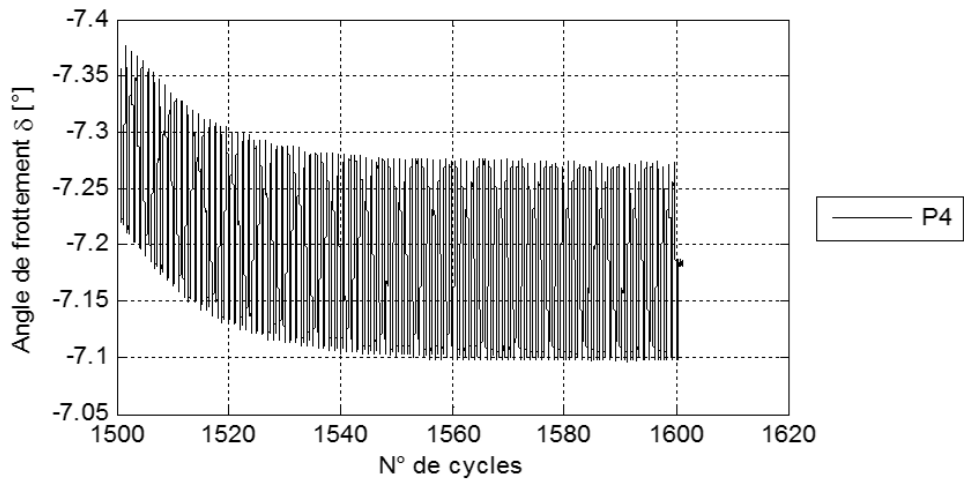
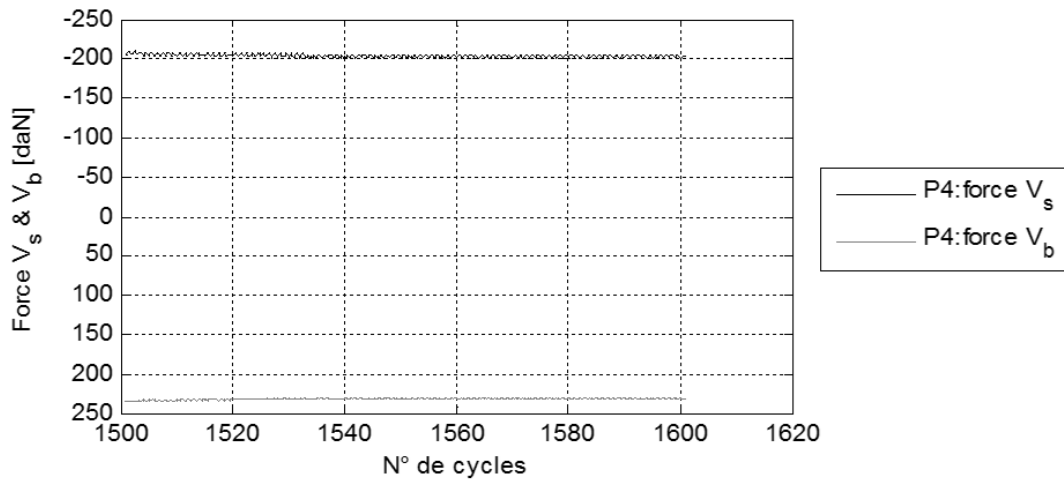
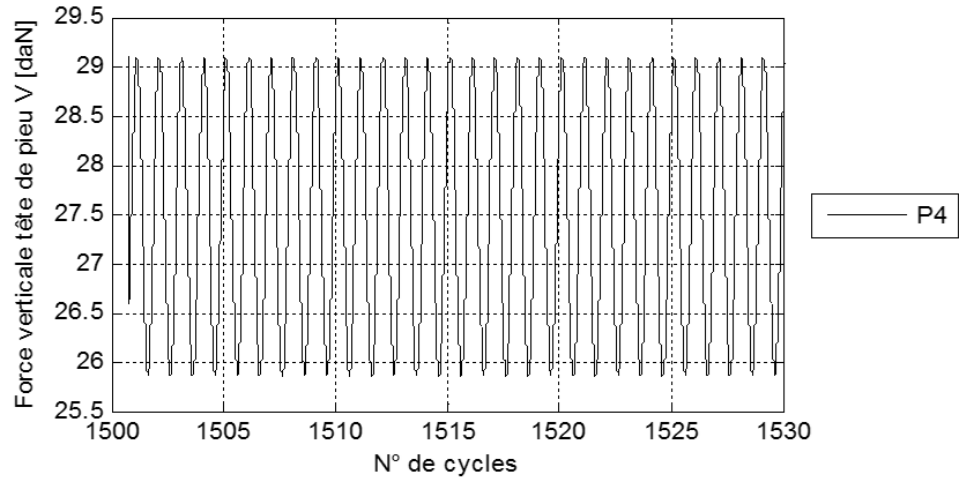
Résultats pour pieu P3:



Résultats pour pieu P3:

Résultats pour pieu P4:



Résultats pour pieu P4:

Annexe III : Méthode analytiques, normes API et DNV

III.1 Capacité portante d'un pieu isolé

La méthode proposée par les normes API (2011) et (DNV 2014) pour calculer la capacité portante d'un pieu isolé dans un milieu sableux, ces deux méthodes sont relativement similaires, est présentée dans cette section.

III.1.1 Résistance de frottement – capacité portante en traction

La résistance développée par frottement à l'interface entre le sol et le pieu est calculée à partir de l'équation suivante :

$$q_s(z) = \beta \sigma'_{v0}(z) \quad \text{(AIII-1)}$$

Avec

$q_s(z)$: résistance de frottement unitaire à une profondeur donnée ;

β : coefficient fonction de la densité de sable ;

σ'_{v0} : contrainte verticale effective du sol avant la mise en place du pieu $\sigma'_{v0}(z) = \gamma' \cdot z$;

γ' : poids volumique déjaugé du sol;

z : profondeur.

Le facteur β est une fonction de l'indice de densité du sable. Il prend la valeur donnée par la Figure AIII-1 quand il s'agit d'un pieu ouvert en pointe et pour lequel aucun bouchon ne se forme. Pour le cas des pieux fermés en pointe ou ouverts en pointe mais pour lesquels un bouchon se forme au cours de la mise en place, il faut prendre en compte la valeur donnée par le tableau avec une majoration de 25%. Ce même tableau donne la valeur maximale du frottement unitaire admissible $q_{s,lim}$.

Relative Density ^a	Soil Description	Shaft Friction Factor ^b β (-)	Limiting Shaft Friction Values kPa (kips/ft ²)	End Bearing Factor N_q (-)	Limiting Unit End Bearing Values MPa (kips/ft ²)
Very loose Loose Loose Medium dense Dense	Sand Sand Sand-silt ^c Silt Silt	Not applicable ^d	Not applicable ^d	Not applicable ^d	Not applicable ^d
Medium dense	Sand-silt ^c	0.29	67 (1.4)	12	3 (60)
Medium dense Dense	Sand Sand-silt ^c	0.37	81 (1.7)	20	5 (100)
Dense Very dense	Sand Sand-silt ^c	0.46	96 (2.0)	40	10 (200)
Very dense	Sand	0.56	115 (2.4)	50	12 (250)
NOTE The parameters listed in this table are intended as guidelines only. Where detailed information, such as CPT records, strength tests on high quality samples, model tests, or pile driving performance, is available, other values may be justified.					
<p>^a The definitions for the relative density percentage description are as follows:</p> <ul style="list-style-type: none"> — Very loose, 0 – 15; — Loose, 15 – 35; — Medium dense, 35 – 65; — Dense, 65 – 85; — Very dense, 85 – 100. <p>^b The shaft friction factor β (equivalent to the "$K \tan \delta$" term used in previous editions of API 2A-WSD) is introduced in this document to avoid confusion with the δ parameter used in the Annex.</p> <p>^c Sand-silt includes those soils with significant fractions of both sand and silt. Strength values generally increase with increasing sand fractions and decrease with increasing silt fractions.</p> <p>^d Design parameters given in previous editions of API 2A-WSD for these soil/relative density combinations may be unconservative. Hence, it is recommended to use CPT-based methods from the annex for these soils.</p>					

Figure AIII-1. Paramètres pour le dimensionnement des pieux

Pour calculer la résistance mobilisable par frottement des pieux prototypes étudiés dans cette thèse, il faut prendre en compte les caractéristiques présentées dans le Tableau AIII-1. Comme il s'agit d'une étude avec du sable sec, la valeur du poids volumique déjaugé correspond à celui du poids volumique du sol.

Tableau AIII-1. Paramètres de sol et du pieu

Paramètre	Symbole	Valeur	Unités
Fiche de pieu	D	40	m
Diamètre du pieu	B	1,8	m
Poids volumique déjaugé	γ'	16,5	kN/m^3
Indice de densité relative	I_D	97,2	%

A partir des paramètres présentés dans le Tableau AIII-1, on identifie les valeurs des paramètres : $\beta = 0,56$ majoré de 25 %, soit $\beta = 0,7$ et $q_{s,lim} = 115 \text{ kPa}$. La capacité portante en traction est obtenue en intégrant la contrainte de cisaillement sur la fiche du pieu. La contrainte de cisaillement est

calculée par le biais de l'équation (AIII-1) tant qu'elle n'atteint pas la valeur limite $q_{s,lim}$, autrement dit sur une profondeur comprise entre 0 et la profondeur limite z_{lim} (Eq. (AIII-2)). Pour une profondeur supérieure à z_{lim} , le frottement unitaire est égal à $q_{s,lim}$ (Eq. (AIII-3)).

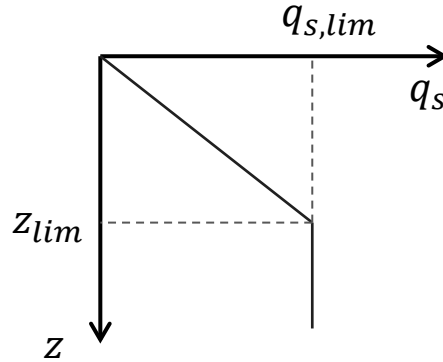


Figure AIII-2. Evolution du frottement latéral unitaire avec la profondeur

$$\text{Pour } \beta\sigma'_{v0}(z) < q_{s,lim} \quad \text{(AIII-2)}$$

$$R_s = R_t = \beta \int_0^{z_{lim}; D} \sigma'_{v0}(z) dA_s = \beta \int_0^{z_{lim}; D} \gamma' z \pi B dz = 0.5\pi B \gamma' \beta (z_{lim}; D)^2$$

$$\text{Pour } \beta\sigma'_{v0}(z) \geq q_{s,lim} \quad \text{(AIII-3)}$$

$$R_s = q_{s,lim} A_{s,lim}$$

Dans notre cas, en pointe de pieu :

$$q_s(D) = \beta\sigma'_{v0} = \beta\gamma'D = 463 \text{ kPa} > q_{s,lim}$$

Le frottement unitaire est donc supérieur à la limite imposée par les normes. Il est nécessaire de déterminer z_{lim} :

$$z_{lim} = \frac{q_{s,lim}}{\beta \gamma'} = 9,92 \text{ m}$$

La capacité portante est la suivante :

$$R_s = 0.5\pi B \gamma' \beta (z_{lim})^2 + q_{s,lim} \pi B (D - z_{lim}) = 22,78 \text{ MN}$$

La capacité portante en traction obtenue lors des essais est de 42,5 MN soit une valeur 54% supérieure à la valeur obtenue analytiquement. Il faut cependant noter que cette méthode est conservatrice puisqu'elle ne tient pas compte de la possible modification de l'état des contraintes au droit de l'interface sol-pieu lors de la mise en place de la fondation (surtout lorsque le pieu est battu ou foncé sous gravité).

III.1.2 Résistance de pointe

La résistance à la compression d'un pieu correspond à la somme de la résistance mobilisée par frottement et de la résistance en pointe. Les normes (API 2011; DNV 2014) proposent une formule pour la capacité portante unitaire en pointe q_b , qui est une fonction de la contrainte verticale à la pointe du pieu $\sigma'_{v0,pointe}$ et du facteur de capacité portante N_q (Figure AIII-1). Cette valeur ne doit pas excéder la limite proposée par les normes $q_{b,lim}$.

$$\text{Pour } N_q \sigma'_{v0,pointe} < q_{b,lim} \quad R_b = N_q \sigma'_{v0,pointe} A_b \quad (\text{AIII-4})$$

$$\text{Pour } N_q \sigma'_{v0,pointe} \geq q_{b,lim} \quad R_b = q_{b,lim} A_b \quad (\text{AIII-5})$$

Dans notre cas d'étude $N_q = 50$ et $q_{b,lim} = 12 \text{ MPa}$.

$$q_b = N_q \sigma'_{v0,pointe} = N_q (\gamma' D) = 31,12 \text{ MPa} > q_{b,lim}$$

Donc

$$R_b = q_{b,lim} A_b = 30,53 \text{ MN}$$

La capacité portante en pointe est de 30,53 MN. La résistance à la compression non pondérée du pieu (aucun facteur de sécurité n'est considéré) est égale à $22,78 + 30,53 = 53,31 \text{ MN}$ soit 52% de moins que la valeur obtenue lors de la campagne expérimentale.

III.1.3 Courbes transfert : t-Z et Q-Z

Pour étudier le déplacement des pieux en compression, la norme API (2011) préconise l'utilisation de la méthode des *courbes de transfert*. Cette méthode consiste à diviser le pieu en plusieurs tronçons considérés comme des colonnes compressibles et à modéliser le sol par un jeu de ressorts non-linéaires qui soutiennent le pieu à mi-hauteur de chaque tronçon. Les ressorts sont considérés indépendants les uns des autres. Le comportement de chaque ressort le long du fût du pieu est représenté par une courbe t-Z (Figure AIII-3) et par une courbe Q-Z en pointe.

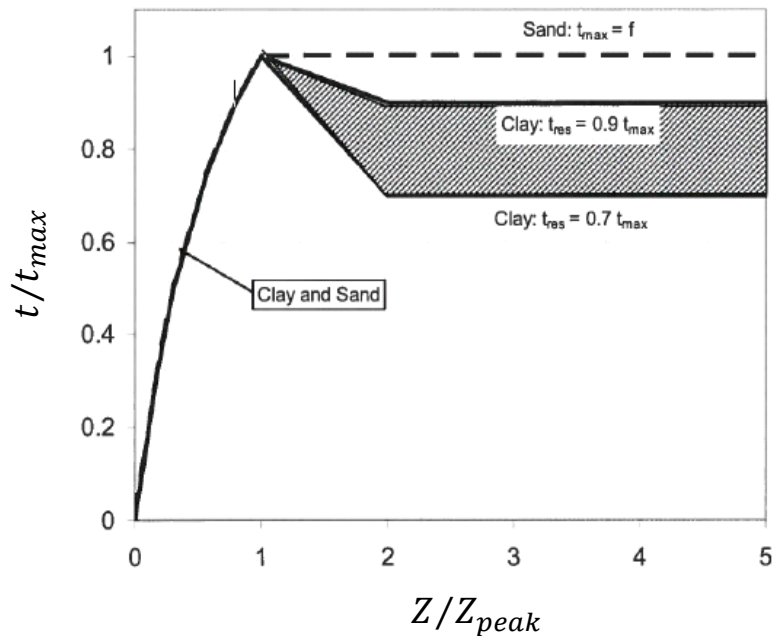


Figure AIII-3. Courbe t-Z API (2011)

La Figure AIII-3 montre la courbe t-Z normalisée avec :

t_{max} : résistance de frottement unitaire maximale calculée dans l'élément étudié;

t : frottement mobilisé ;

Z : déplacement axial;

Z_{peak} : déplacement axial maximal.

Le Tableau AIII-2 permet de déterminer la courbe t-Z à partir des valeurs de t_{max} et Z_{peak} . La norme recommande une valeur $Z_{peak} = 0,01B$. Cette valeur est un peu incertaine et elle peut osciller entre 0,0025B et 0,02B.

Tableau AIII-2. Courbe t-Z (API 2011)

Z/Z_{peak}	t/t_{max}
0,16	0,30
0,31	0,50
0,57	0,75
0,80	0,90
1,0	1,00
2,0	1,00
∞	1,00

Dans notre cas d'étude, nous allons modéliser le pieu entier comme un seul élément. Cela permettra de comparer la courbe t-Z analytique avec la courbe expérimentale (évolution de la résistance de frottement R_s avec le déplacement du pieu). Pour déterminer la valeur représentative de t_{max} il

faut trouver la valeur de frottement unitaire moyenne qui se développe uniformément pour mobiliser la résistance à la traction ultime : $t_{max} = R_s/A_s = 100 \text{ kPa}$ et Z_{peak} est considéré ici comme $0,01B$.

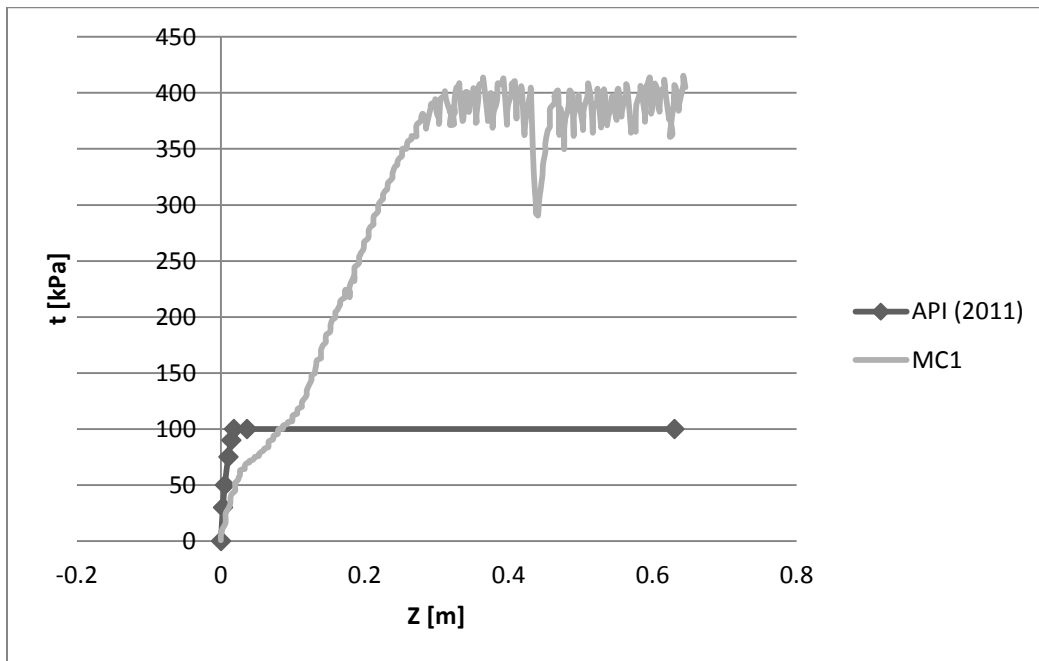


Figure AIII-4. Courbe t - Z analytique vs expérimentale (essai MC1)

La Figure AIII-4 présente la courbe t - Z obtenue par le biais de la norme API et celle obtenue expérimentalement pour l'essai MC1 (en compression). La raideur initiale des deux courbes est proche mais la différence de résistance unitaire développée est assez importante, expérimentalement la valeur de t_{max} n'est pas limitée. Le déplacement nécessaire pour mobiliser la totalité du frottement est de $0,018 \text{ m}$ ($Z/B = 0,01$) pour l'étude analytique et $0,28 \text{ m}$ ($Z/B = 0,16$) pour l'étude expérimentale.

La courbe de transfert d'effort en pointe Q - Z a la forme indiquée sur la Figure AIII-5. Le Tableau AIII-3 permet de calculer les valeurs nécessaires à l'obtention de la courbe.

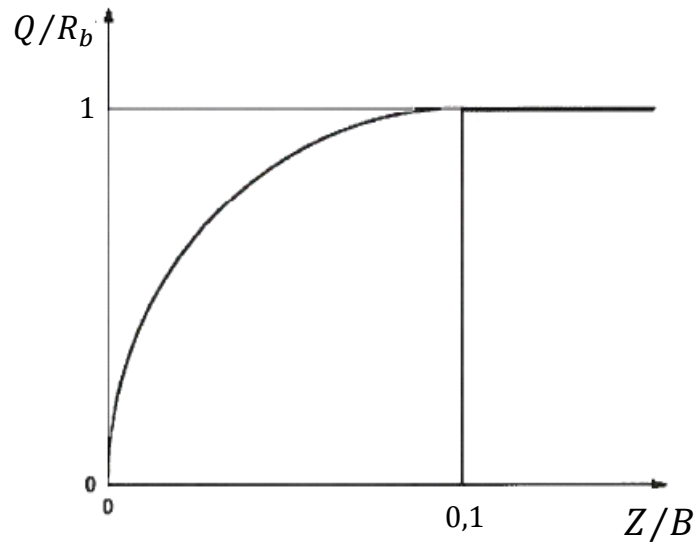


Figure AIII-5. Courbe Q-Z (API 2011)

Avec :

Q résistance de pointe mobilisée ;

R_b résistance de pointe.

Tableau AIII-3. Courbe Q-Z (API 2011)

Z/B	q/R_b
0	0
0,002	0,25
0,013	0,50
0,042	0,75
0,073	0,90
0,10	1,00
∞	1,00

La Figure AIII-6 montre la courbe Q-Z analytique et la courbe d'évolution de la résistance en pointe en fonction du déplacement du pieu obtenue pour l'essai MC1. Les deux courbes ont des formes différentes, la courbe expérimentale n'atteint pas un plafond car à la différence de la résistance par frottement latéral, la résistance de pointe n'est pas entièrement mobilisée. Malgré cela, les deux courbes atteignent des valeurs similaires, ce qui veut dire que la capacité en pointe prédite par la méthode analytique est représentative de celle obtenue lors des essais pour ce niveau de déplacement.

Dans les résultats expérimentaux, il faut noter que la valeur initiale en pointe est liée à la montée en g, lors des essais en centrifugeuse. Les résultats expérimentaux mettent en évidence que la résistance de pointe d'un pieu se mobilise après que la résistance par frottement ait été entièrement développée. Ce comportement n'est pas pris en compte par la méthode analytique.

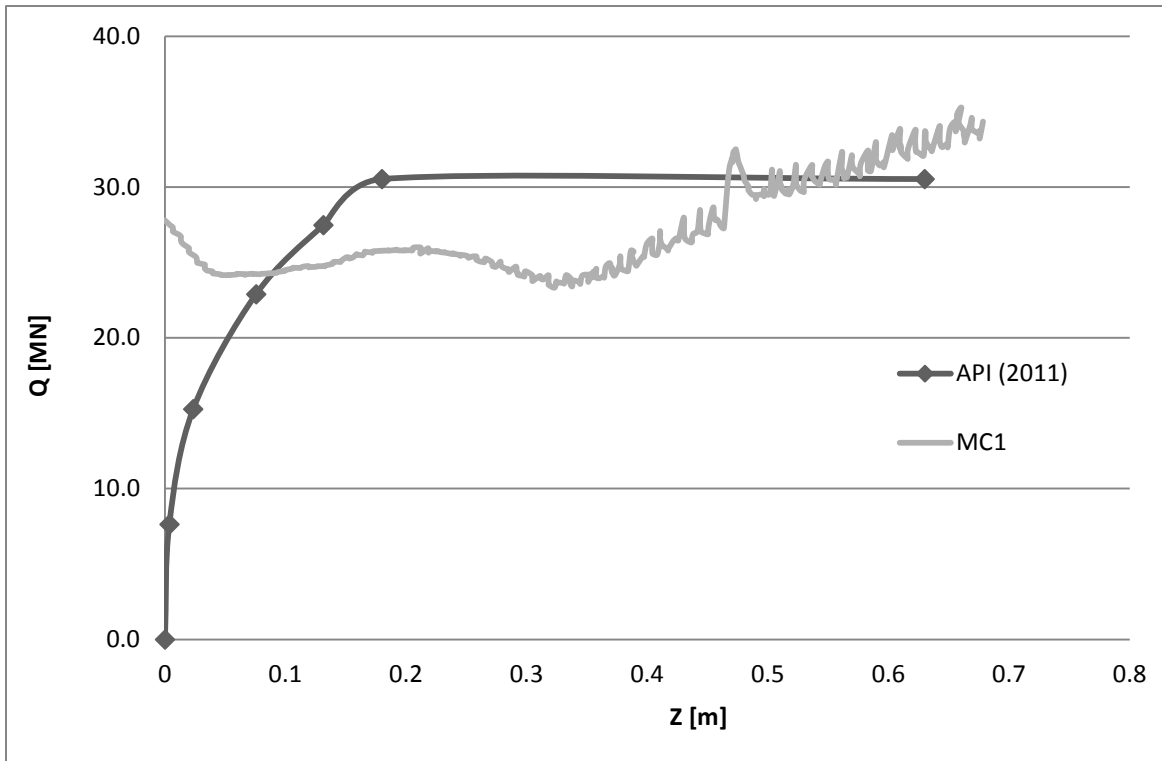


Figure AIII-6. Courbe Q-Z analytique vs expérimental (essai MC1)

Annexe IV : Loi hypo-plastique

IV.1 Fonction scalaires du modèle hypo-plastique de Wolffersdorf

Les fonctions scalaires f_b , f_e et f_d permettent d'obtenir le tenseur constitutive \mathbf{N} du modèle hypo-plastique développé par Wolffersdorf :

$$f_b = \left(\frac{e_i}{e_c}\right)^\beta \frac{h_s}{n} \frac{1 + e_i}{e_i} \left(\frac{-tr\mathbf{T}}{h_s}\right)^{1-n} \left[3 + a^2 - a\sqrt{3} \left(\frac{e_{i0} - e_{d0}}{e_{c0} - e_{d0}}\right)^\alpha\right]^{-1} \quad (\text{AIV-1})$$

$$f_e = \left(\frac{e_c}{e}\right)^\beta \quad (\text{AIV-2})$$

$$f_d = \left(\frac{e - e_d}{e_c - e_d}\right)^\alpha \quad (\text{AIV-3})$$

f_b est tel que la simulation d'un état isotropique parfait en compression donne la même relation exponentielle entre le taux d'indice des vides et la pression moyenne. f_e et f_d prennent en compte l'effet des changements de densité (pycnotropie). Dans les cas dont $e_c > e > e_d$ le facteur f_d contrôle le rapport des contraintes $\hat{\mathbf{T}}$ maximales pour un état critique (angle de frottement critique) ainsi que la dilatance associée à ce rapport. f_e contrôle l'influence de l'inde des vides e sur l'incrément de raideur.

IV.1.1 Caractérisation des paramètres

La qualité des résultats dépend de la calibration des paramètres. La loi présentée dans le Chapitre 3 section §3.1.2.2 contient huit paramètres dont : h_s , φ_c , n , e_{c0} , e_{d0} , e_{i0} , α et β . Un résumé des méthodes de calibration de ces paramètres proposé par Herle et Gudehus (1999) est présenté ci-dessous, la méthode a été développée à partir d'un cas de chargement axial symétrique de compression ($|T_1| > |T_2| = |T_3|$ dont, 1 corresponde à la direction axial et 2 et 3 radiale). Dans ce cas l'équation tensorielle est réduite à une équation scalaire :

$$\dot{T}_{s1} = f_s \frac{(T_{s1} + 2T_{s2})}{T_{s1}^2 + 2T_{s2}^2} \left[D_1 + a^2 \frac{T_{s1}D_1 + 2T_{s2}D_2}{(T_{s1} + 2T_{s2})^2} T_{s1} + f_d \frac{a}{3} \frac{5T_{s1} - 2T_{s2}}{T_{s1} + 2T_{s2}} \sqrt{D_1^2 + 2D_2^2} \right] \quad (\text{AIV-4})$$

$$\dot{T}_{s2} = f_s \frac{(T_{s1} + 2T_{s2})}{T_{s1}^2 + 2T_{s2}^2} \left[D_2 + a^2 \frac{T_{s1}D_1 + 2T_{s2}D_2}{(T_{s1} + 2T_{s2})^2} T_{s2} + f_d \frac{a}{3} \frac{4T_{s2} - T_{s1}}{T_{s1} + 2T_{s2}} \sqrt{D_1^2 + 2D_2^2} \right] \quad (\text{AIV-5})$$

Le facteur f_s est défini comme la multiplication des f_e et f_b .

$$f_s = \left(\frac{e_i}{e}\right)^\beta \frac{h_s}{e} \frac{1 + e_i}{e_i} \left(\frac{3p_s}{h_s}\right)^{1-n} \left[3 + a^2 - a\sqrt{3} \left(\frac{e_{i0} - e_{d0}}{e_{c0} - e_{d0}}\right)^\alpha\right]^{-1} \quad (\text{AIV-6})$$

Les méthodes proposées pour obtenir chaque paramètre sont résumés ci-dessous.

Tableau AIV-1. Description des paramètres de la loi hypo-plastique

Paramètre	Signification physique	Méthode d'obtention
φ_c	Angle de frottement critique	Angle de repos
e_{d0}, e_{i0}, e_{c0}	Indice des vides maximal, minimal et critique	Essais de caractérisation
h_s	Dureté des grains	Essais œdométrique de compression
n	Exposant fonction de la sensibilité de l'squelette granulaire au changement de pression	Essais œdométrique de compression
α	Exposant qui décrit la transition entre l'état pique et l'état critique des contraintes	Essai triaxial monotone
β	Exposant représentant le changement de raideur à une densité donnée	Essais œdométrique de compression

IV.1.1.1 Angle de frottement critique φ_c

L'état critique dans le sol est atteint lors des chargements monotones de cisaillement importants : le ratio entre la contrainte et la déformation volumétrique est proche de zéro (Schofield et Wroth, 1968).

$$\dot{T}_1 = \dot{T}_2 = D_1 + 2D_2 = 0 \quad (D_1 \neq 0) \quad (\text{AIV-7})$$

Si l'équation (AIV-7) est prise en compte dans les équations (AIV-4) et (AIV-5) l'expression suivante est obtenue :

$$\sin \varphi = \max \left(\frac{T_1 - T_2}{T_1 + T_2} \right) \quad (\text{AIV-8})$$

L'équation suivante donne la relation entre le paramètre a et φ_c : $a = \frac{\sqrt{3}(3 - \sin \varphi_c)}{2\sqrt{2} \sin \varphi_c}$.

L'angle φ_c correspond à l'angle de repos du sable sec, il peut être mesuré d'après la réalisation d'un cône de sable ou à partir des essais de cisaillement ou triaxiaux.

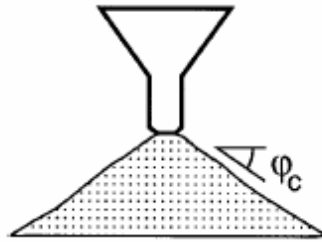


Figure AIV-1. Détermination de φ_c à partir de l'angle de repo du sable (Herle et Gudehus, 1999)

IV.1.1.2 Paramètre de raideur h_s et n

Le paramètre h_s représente la dureté des grains, il est utilisé comme une pression de référence. Le paramètre n prend en compte la sensibilité de squelette granulaire aux changements de pression. La relation entre l'indice des vides, la pression p_s , h_s et n est présentée dans l'équation suivante :

$$e_p = e_{p0} \exp \left[- \left(\frac{3p_s}{h_s} \right)^n \right] \quad (\text{AIV-9})$$

Pour déterminer h_s et n un test oedométrique doit être réalisé avec un échantillon de sable très lâche.

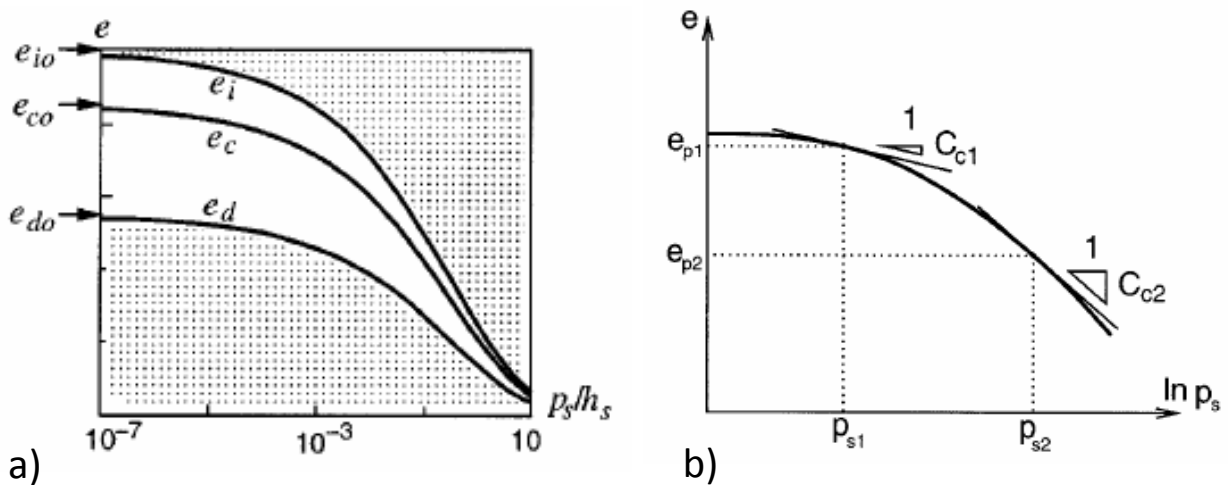


Figure AIV-2. a) Relation entre indice des vides et la pression moyenne et b) Détermination de n (Herle et Gudehus, 1999)

Les expressions suivantes permettent de calculer n et h_s :

$$n = \frac{\ln(e_{p1} C_{c2} / e_{p2} C_{c1})}{\ln(p_{s2} / p_{s1})} \quad (\text{AIV-10})$$

$$h_s = 3p_s \left(\frac{n e_p}{C_c} \right)^{1/n} \quad (\text{AIV-11})$$

Avec :

e_p : indice des vides pendant la compression ;

e_{p0} : indice des vides pour une pression nulle ;

C_c : indice de compression.

Le paramètre n correspond à la courbure de la courbe de compression et h_s est sa pente. Ces paramètres changent avec les propriétés granulométriques du sol étudié.

IV.1.1.3 Indice des vides minimal et à pression nulle e_{d0}

La meilleure méthode pour densifier un sol sableux pour obtenir son indice des vides minimal est d'appliquer des cycles de chargement de petite amplitude à pression constante.

La relation entre l'indice des vides minimal à pression nulle, e_{d0} et l'indice des vides minimum e_d est la suivante :

$$e_{d0} = e_d \left[\left(\frac{3p_s}{h_s} \right)^n \right] \quad (\text{AIV-12})$$

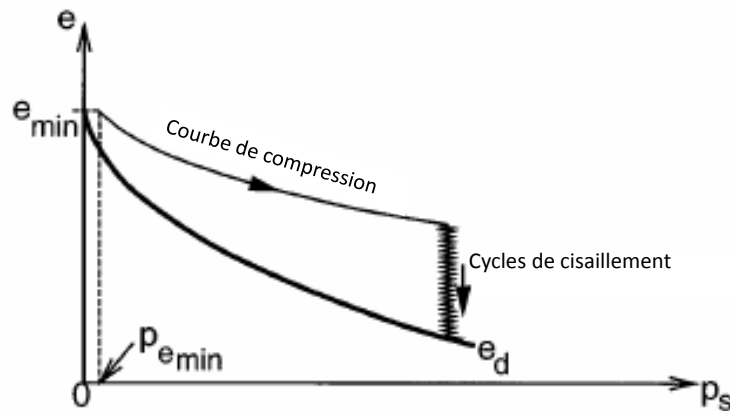


Figure AIV-3. Indice des vides minimal vs pression moyenne (Herle et Gudehus, 1999)

Dans la Figure AIV-3 e_{min} est l'indice des vides minimal obtenu en laboratoire de façon classique ; e_d est l'indice des vides minimal obtenu à pression nulle suite à l'application des cycles de cisaillement ; $e_d < e_{min}$ car des cycles de cisaillement sont appliqués pour l'obtenir ce qui permet de densifier encore plus le sol. La valeur de ces deux indices des vides ont montré être proche, e_d peut être déterminé sans appliquer des chargements cycliques, $e_{min} \approx e_{d0}$.

IV.1.1.4 Indice des vides maximal à pression nulle, e_{i0}

Le paramètre e_{i0} correspond à l'indice des vides maximal d'un squelette granulaire simple, cas « théorique » (une consolidation isotrope est appliquée sur des grains en suspension dans un espace sans gravité). Pour ce paramètre est obtenue à partir de l'indice des vides maximal obtenue des essais classique : $\frac{e_{i0}}{e_{max}} \approx 1,15 - 1,20$.

IV.1.1.5 Indice des vide critique à pression nulle, e_{c0}

L'indice des vides critique e_c est difficile d'obtenir dans la pratique. e_{c0} est considéré égale à e_{max} .

$$e_{c0} = e_c \exp \left[\left(\frac{3p_s}{h_s} \right)^n \right] \quad (\text{AIV-13})$$

IV.1.1.6 Exposant α

Le paramètre α décrit la transition entre l'état de contraintes pic et l'état de contraintes critique. A l'état pic, le taux de contraintes est égale à zero, $\dot{T}_1 = 0$. En utilisant l'équation (AIV-4) :

$$\alpha = \frac{\ln \left[6 \frac{(2 + K_p)^2 + a^2 K_p (K_p - 1 - \tan \psi_p)}{a(2 + K_p)(5K_p - 2) \sqrt{4 + 2(1 + \tan \psi_p)^2}} \right]}{\ln \left(\frac{e - e_d}{e_c - e_d} \right)} \quad (\text{AIV-14})$$

$$K_p = \frac{1 + \sin \varphi_p}{1 - \sin \varphi_p} \quad (\text{AIV-15})$$

$$\tan \psi_p = - \frac{D_1 + 2D_2}{D_1} \quad (\text{AIV-16})$$

IV.1.1.7 Exposant β

Le paramètre β représente le changement de raideur pour une densité de sol donnée. L'incrément de raideur $E = \dot{T}_1/D_1$ est proportionnel à la densité et la pression. Pour un cas de compression isotrope, le taux de contrainte est ;

$$\dot{T}_1 = f_s (3 + a^2 - f_d a \sqrt{3}) D_1 \quad (\text{AIV-17})$$

En substituant l'équation (AIV-17) dans l'équation (AIV-4) :

$$\beta = \frac{\ln \left[E \frac{3 + a^2 - f_{d0} a \sqrt{3}}{3 + a^2 - f_d a \sqrt{3}} \frac{e_i}{1 + e_i} \frac{n}{h_s} \left(\frac{3p_s}{h_s} \right)^{n-1} \right]}{\ln(e_i/e)} \quad \text{(AIV-18)}$$

Pour éliminer l'influence de la pression, β peut être déterminé comme le rapport entre le module de raideur obtenu pour deux valeurs d'indices des vides différents, e_1 et e_2 à une même pression moyenne p_s .

$$\beta = \frac{\ln(\beta_0 E_2 / E_1)}{\ln(e_1 / e_2)} ; \beta_0 = \frac{3 + a^2 - a \sqrt{3} f_{d1}}{3 + a^2 - a \sqrt{3} f_{d2}} \quad \text{(AIV-19)}$$

Annexe V : Caractéristiques du sable de Fontainebleau NE34

V.1 Caractéristiques du sable de Fontainebleau NE34

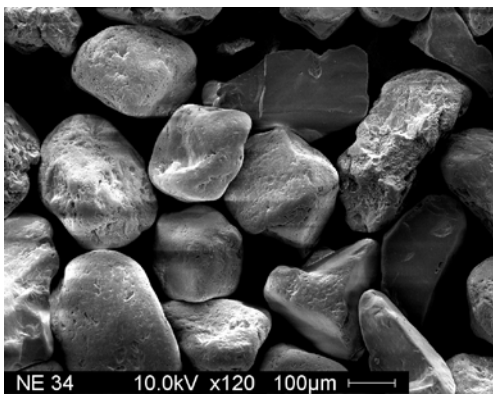
Le matériau utilisé pour les essais est du sable de Fontainebleau qui est un des deux sables de références en France (le second étant le sable d'Hostum). Ce sable est couramment utilisé lors des essais en centrifugeuse (Blanc et Nivoche 2014; Isorna et al. 2015; Rosquoet et al. 2013) ou en chambre d'étalonnage. Le sable est réutilisé d'un conteneur à l'autre. Cette annexe présente les caractéristiques principales du sable de Fontainebleau NE34.

Le sable de Fontainebleau (référéncé NE34 par la société productrice SIFRACO) est un sable siliceux ($\text{SiO}_2 > 99,8\%$) propre mal gradué selon la classification LPC/UCS (Andria-Ntoanina et al. 2010). La Figure AV-1(a) issue d'une observation au microscope montre que les grains de ce sable sont sub-arrondis.

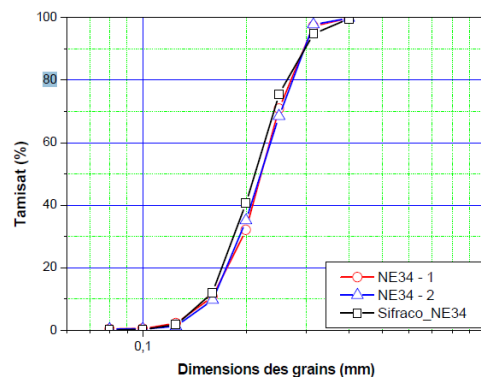
La Figure AV-1(b) présente la distribution granulométrique du sable (établie selon la norme NFP94-056), le Tableau AV-1 donne le pourcentage passant par tamis. Ce sable est composé de 70% d'éléments dont le diamètre des grains est inférieur à $200 \mu\text{m}$. Le pieu utilisé pour cette étude ayant un diamètre de 18 mm, le rapport entre le diamètre de pieu et le diamètre de grain est de 90, ce qui permet de s'affranchir des effets d'échelle.

Tableau AV-1. Distribution granulométrique du sable de Fontainebleau N34 (Andria-Ntoanina et al. 2010)

Tamis [mm]	0,5	0,2	0,1	0,08
Passant [%]	100	35,4	0,5	0,2



a)



b)

Figure AV-1. a) Vue au microscope des grains de sable ; b) courbe granulométrique du sable de Fontainebleau NE34 (Andria-Ntoanina et al. 2010)

Les différentes caractéristiques du sable telle que la masse volumique des grains ρ_s , la masse volumique maximal ρ_{max} et minimale ρ_{min} , l'indice des vides maximum e_{max} et minimum e_{min} , les coefficients de d'uniformité d_{50} et C_u sont présentés dans le Tableau AV-2.

Tableau AV-2. Caractéristiques principales du sable de Fontainebleau NE34

Coefficients d'uniformité		Indice des vides		Masse volumique [g/cm ³]		
d_{50}	C_u	e_{min}	e_{max}	ρ_s	ρ_{min}	ρ_{max}
0,206	1,49	0,526	0,870	2,65	1,417	1,736