

UNIVERSITÉ SAAD DAHLAB DE BLIDA

Faculté de Technologie

Département de Génie Civil

## Thèse de Doctorat

Spécialité : Génie Civil

*Évolution de la capacité portante des pieux isolés dans le sable sous chargement cyclique vertical à grand nombre de cycles - Modélisation physique en chambre d'étalonnage*

Par

**HADJ BEKKI**

*Devant le jury composé de:*

- |                                    |                                  |   |                      |
|------------------------------------|----------------------------------|---|----------------------|
| <i>M. Zein-El-Abidine Zitouni,</i> | <i>Maitre de Conférences (A)</i> | <i>Université Saâd Dahleb de Blida</i>          | <i>Président</i>     |
| <i>M. Ali Bouafia,</i>             | <i>Professeur</i>                | <i>Université Sâad Dahlab de Blida</i>          | <i>Rapporteur</i>    |
| <i>M. Jean Canou,</i>              | <i>Maitre de Conférences (A)</i> | <i>École des Ponts ParisTech, France</i>        | <i>Co-Rapporteur</i> |
| <i>M. Mohamed Abed,</i>            | <i>Professeur</i>                | <i>Université Sâad Dahlab de Blida</i>          | <i>Examineur</i>     |
| <i>M. Bachir Melbouci,</i>         | <i>Professeur</i>                | <i>Université Mouloud Maâmeri de Tizi-Ouzou</i> | <i>Examineur</i>     |
| <i>M. Smain Belkacemi,</i>         | <i>Professeur</i>                | <i>Ecole Nationale Polytechnique d'Alger</i>    | <i>Examineur</i>     |
| <i>M. Jean-Claude Dupla,</i>       | <i>Maitre de Conférences (A)</i> | <i>École des Ponts ParisTech, France</i>        | <i>Invité</i>        |

Blida, Juin 2013

## RÉSUMÉ

Le présent travail consiste à une étude, par simulation physique en chambre d'étalonnage, du comportement des pieux chargés axialement par des sollicitations cycliques à grand nombre de cycles. L'étude présentée est focalisée sur l'évolution de la capacité portante des pieux durant et après le chargement cyclique, en s'intéressant plus particulièrement à la dégradation du frottement latéral. Les essais cycliques ont été réalisés à déplacement contrôlé de type alterné afin de mettre en évidence le phénomène de dégradation du frottement à l'interface pieu-sol.

On présentera tout d'abord les résultats typiques sous l'effet du chargement cyclique, puis on étudiera l'effet des paramètres significatifs sur le comportement des pieux, à savoir ; la fréquence de chargement, l'amplitude du déplacement cyclique, le type de chargement cyclique (alterné et non alterné), l'état de densité du massif et le niveau de contraintes appliquées.

Il a été trouvé qu'en appliquant un chargement cyclique à grand nombre de cycles sur le pieu, le frottement latéral subira au début une dégradation puis une augmentation qui continuera jusqu'à la fin de la séquence cyclique. Ce renforcement du frottement latéral est un phénomène nouveau qui n'a pas été observé avant par les chercheurs et qui est dû à la forte dilatance partiellement empêchée de la zone d'interface sol-pieu.

**Mots clés:** Chambre d'étalonnage, pieu, capacité portante, sol, chargement cyclique, frottement latéral, dégradation cyclique, durcissement cyclique, paramètres.

## **ABSTRACT**

The research realized within this thesis concern the study of the behavior of piles under axial cyclic loading up to very large number of cycles using the basis of physical modeling in the calibration chamber. The work investigates the evolution of the bearing capacity of piles during and after cyclic loading, focusing particularly on the degradation of skin friction. The cyclic tests were performed in tow-way displacement controlled in order to highlight the phenomenon of degradation of pile-soil interface.

Firstly, we present the typical results of cyclic loading tests, then the study of the effect of significant parameters on the behavior of piles; the loading frequency, the cyclic displacement amplitude, the type of loading (two-way or one- way), the density index of the soil and the level of applied stress.

It was found that under cyclic loading up to large number of cycles, skin friction decreases initially, than increase until the end of sequence cycling load after reaching a minimum value. This new phenomenon which has not been observed before is attributed to a partially constrained dilatancy of the zone interface soil-pile.

**Keys Words:** Calibration chamber, pile, Bearing capacity, soil, cyclic loading, skin friction, cyclic degradation, cyclic hardening, parameters.

# ملخص

يتعلق هذا العمل بدراسة سلوك القواعد المحملة بتحريض دوري ذو عدد جد كبير من الدورات، عن طريق محاكاة فيزيائية بغرفة المعايرة.

وترتكز هذه الدراسة على مدى قدرة تحمل الأوتاد أثناء وبعد التحميل الدوري، مع التركيز بصفة خاصة على تدهور الإحتكاك الجانبي بين الوتد والتربة. حيث أجريت الإختبارات الدورية بواسطة التحكم في الإزاحات المتناوبة، وذلك من أجل تبين ظاهرة تدهور الإحتكاك في السطح البيني.

التحميل الدوري يمكن أن يكون ذو طابع إصطناعي أو طبيعي ونذكر على سبيل المثال :  
الأمواج، المد والجزر، الرافعات، الألات الدوارة، دوارة الرياح، التحميل الناتج عن مرور السيارات والقطارات.

نقدم أولا النتائج النموذجية تحت تأثير التحميل الدوري، ثم نقوم بدراسة تأثير العوامل المتغيرة في التجربة، التي لها دلالة على سلوك الأوتاد، نذكر منها: تردد التحميل الدوري، طويلة الإزاحات الدورية، نوعية التحميل الدوري (متناوب وغير متناوب)، كثافة الرمل ومستوى إجهاد التوطيد المطبق.

بينت الدراسة أنه بتطبيق تحميل دوري ذو عدد كبير من الدورات (حتى 100000 دورة) على الوتد، فإن الإحتكاك على مستوى السطح البيني يتعرض الى تدهور في البداية ثم يتحسن باستمرار إلى غاية نهاية التسلسل الدوري.

هذه التقوية في الإحتكاك هي ظاهرة جديدة لم تلاحظ من قبل من طرف الباحثين، حيث أنها راجعة إلى ظاهرة الإتساع المحال جزئيا على مستوى منطقة السطح البيني بين الوتد والتربة.

**الكلمات المفتاحية:** غرفة المعايرة، وتد، قدرة التحمل، التربة، التحميل الدوري، الإحتكاك الجانبي، التدهور الدوري، التصلب الدوري، العوامل المتغيرة.

## REMERCIEMENTS

La réalisation de ce travail n'aurait pas été possible sans l'aide et la participation de plusieurs personnes que je souhaite leur exprimer ma parfaite gratitude.

Je remercie M. Ali Bouafia, professeur à l'université Saâd Dahlab de Blida, pour l'attention qu'il a porté à l'encadrement de cette thèse. Son suivi et ses conseils m'ont été très importants pour la réalisation de ce travail.

La partie expérimentale de la thèse a été réalisée au CERMES (Centre d'Enseignement et de Recherche en Mécanique des Sols) de l'École Nationale de Ponts et Chaussées de Paris (France). Je tiens à exprimer ma parfaite gratitude à l'ensemble du personnel de ce laboratoire pour leur gentillesse et leur sympathie remarquables.

J'ai pu visiter, pour la première fois, le laboratoire CERMES grâce à M. Roger Frank, professeur à l'École des Ponts, qui m'a invité lors d'un stage et m'a permis de prendre connaissance avec les chercheurs 'expérimentaux' de ce laboratoire. Qu'il trouve ici ma profonde gratitude.

J'exprime ma profonde reconnaissance à M. Jean Canou, Maître de conférences à l'École de Ponts, pour son accueil chaleureux, pour avoir dirigé également ce travail et pour les précieux conseils qu'il m'a donnés tout le long de cette thèse.

J'adresse également mes remerciements à M. Jean-Claude Dupla, chargé de recherche au CERMES, pour son aide précieuse pour l'apprentissage et la réalisation des essais en chambre d'étalonnage.

Mes vifs remerciements s'adressent, particulièrement, à M. Emmanuel Delaure pour sa disponibilité, son soutien et son assistance qui m'ont aidé énormément pour la réussite des essais en chambre d'étalonnage. J'en suis très reconnaissant.

Je tiens à remercier toute l'équipe technique, M. Jérémy Thiriat, M. Xavier Boulay et M. Alain Jeandillou pour leur assistance et aide techniques.

J'adresse mes remerciements, spécialement, à Melle Anna Apergi, ancienne étudiante à l'école polytechnique d'Athènes (Grèce), qui a contribué énormément et sans cesse à la réalisation des essais en chambre d'étalonnage.

J'exprime ma parfaite gratitude à l'égard de M. Brahim Tali, ancien doctorant à l'ENPC, pour l'amitié qu'il a témoignée, pour l'aide apporté au travail expérimental et pour les discussions scientifiques que nous avons eues à plusieurs reprises.

Mes remerciements vont également aux anciens étudiants stagiaires que j'ai assuré leur encadrement, Melle Elisa Sphyrá, Melle Capicune Viennot et M. Nicolas Pelet.

Je tiens à remercier tous mes anciens collègues doctorants pour leur amitié et l'ambiance conviviale de travail, Younes Messen, Irina, Nam, Quan, Mohamed, Merdokht, Linh, Yosra et...

J'associe à ces remerciements M. Smain Belkacemi, professeur à l'École Polytechnique d'Alger, qui m'a fait l'honneur de participer au jury de soutenance en acceptant d'examiner ce travail.

Que M. Zein El-Abidine Zitouni et Mohamed Abed, professeurs à l'université de Blida, ainsi que M. Bachir Melbouci, professeur à l'université de Tizi Ouzou, trouvent ici ma profonde gratitude pour avoir accepté de participer au jury de soutenance en qualité d'examineurs.

Je remercie toute ma famille, en particulier, mes parents pour leur soutien et leurs encouragements qu'ils m'ont apporté durant mes études.

Pour finir, je tiens à remercier tout ce qui a contribué de près ou de loin pour la réalisation de ce travail.

# TABLE DES MATIÈRES

RESUME	1
REMERCIEMENTS	2
TABLE DES MATIÈRES	4
LISTE DES ILLUSTRATIONS, GRAPHIQUES ET TABLEAUX	6
INTRODUCTION	13
<b>1. ÉTUDE BIBLIOGRAPHIQUE</b>	<b>16</b>
1.1. Comportement mécanique des pieux isolés sous charge axiale monotone	17
1.2. Évaluation de la capacité portante d'un pieu	34
1.3. Tassement d'un pieu isolé	41
1.4. Comportement mécanique des pieux isolés sous charge axiale cyclique	47
1.5. Expérimentation en Chambre d'étalonnage	73
<b>2. DISPOSITIFS EXPÉRIMENTAUX ET PROCÉDURE D'ESSAI</b>	<b>76</b>
2.1. La chambre d'étalonnage	76
2.2. Dispositif de pluviation du sable	82
2.3. Modèles instrumentés de pieux	86
2.4. Procédure d'essai	87
<b>3. PROGRAMME EXPÉRIMENTAL –ESSAI D'ÉTALONNAGE</b>	
–MATÉRIAU UTILISÉ	<b>99</b>
3.1. Caractéristiques et mise en place du sable utilisé	99
3.2. Étalonnage des capteurs des modèles de pieu	103
3.3. Programme expérimental	116
3.4. Phase de fonçage – Essais typiques	118
<b>4. ÉTUDE DU COMPORTEMENT DES PIEUX SOUS CHARGEMENT MONOTONE</b>	<b>122</b>
4.1. Essai typique	122
4.2. Répétabilité des essais monotones	124
4.3. Influence du diamètre de pieu	127
4.4. Étude d'influence des paramètres significatifs sur le comportement des pieux sous chargement monotone	129

5. ÉVOLUTION DE LA CAPACITÉ PORTANTE DES PIEUX SOUS SOLLICITATIONS CYCLIQUES	<b>137</b>
5.1. Dégradation de la capacité portante des pieux	137
5.2. Essais cycliques sur la sonde Ø20	138
5.3. Essais cycliques sur la sonde Ø36	155
CONCLUSIONS GÉNÉRALES ET PERSPECTIVES	<b>199</b>
APPENDICE - Liste des symboles	<b>202</b>
RÉFÉRENCES	<b>205</b>

## LISTE DES ILLUSTRATIONS, GRAPHIQUES ET TABLEAUX

Figure 1.1.	Courbe de chargement axial d'un pieu	18
Figure 1.2.	Déplacements et déformations autour d'un pieu foncé dans un massif sableux	19
Figure 1.3.	Influence de la densité relative sur les zones perturbées du sable	20
Figure 1.4.	Zones de déformations du sol lors du fonçage de modèles de pieux dans du sable	20
Figure 1.5.	Champ de déplacements autour de modèle de pieu	21
Figure 1.6.	Courbes granulométriques des 3 échantillons de sable usé comparées à celle du sable neuf	22
Figure 1.7.	Évolution des contraintes dans le massif de sable durant l'installation	22
Figure 1.8.	Variation des contraintes latérales dans le sol pendant l'installation et le chargement d'un pieu	24
Figure 1.9.	Mobilisation du frottement latéral (a) et de la résistance en pointe (b)	24
Figure 1.10.	Influence de l'état de surface de l'inclusion sur les courbes Frottement – déplacement	25
Figure 1.11.	Influence des facteurs de l'angle de frottement interne du sol	26
Figure 1.12.	Description de la rugosité maximum	26
Figure 1.13.	Variation des contraintes de cisaillement normalisées résiduelle et au pic avec la rugosité normalisée	27
Figure 1.14.	Évolution du coefficient de pression latérale avec l'arrachement statique	28
Figure 1.15.	Évolution de la résistance en pointe avec la contrainte effective horizontale	29
Figure 1.16.	Influence de la vitesse sur les mesures de : (a) Résistance en pointe ; (b) Frottement latéral unitaire	30
Figure 1.17.	Comparaison entre le frottement obtenu dans le cas de la compression et de la traction	31
Figure 1.18.	Courbes de mobilisation du frottement latéral au cours des essais d'arrachement et de compression sur pieu modèle	31
Figure 1.19.	Courbes de mobilisation du frottement latéral (a) et de la résistance en pointe (b) dans les cas des chargements en compression et en traction	32
Figure 1.20.	Répartition des charges dans les pieux	33

Figure 1.21.	Distribution des contraintes résiduelles et de rupture pour 3 types de sols : (a) Argile rigide ; (b) Argile molle et (c) Sable	34
Figure 1.22.	Distribution des forces résiduelles après un chargement initial de compression jusqu'à la rupture	34
Figure 1.23.	Exemples de schémas de rupture selon les théories classiques	35
Figure 1.24.	Définition de la pression limite équivalente au pressiomètre	39
Figure 1.25.	Mécanisme de rupture selon la théorie d'expansion de cavité	40
Figure 1.26.	Schéma de transfert de charge pieu-sol	42
Figure 1.27.	Lois de mobilisation du frottement latéral et de l'effort en pointe unitaires	44
Figure 1.28.	Construction de la courbe de frottement latéral 't-z' à partir de la courbe de cisaillement du sol	44
Figure 1.29.	Lois hyperboliques proposées par Hirayama (1990)	45
Figure 1.30.	Analogie hydromécanique schématisant la mise en place d'un pieu	47
Figure 1.31.	Essais alternés et non alternés	49
Figure 1.32.	Différents types de comportement observés sous chargement Cyclique : (a) à force contrôlée ; (b) à déplacement contrôlé	49
Figure 1.33.	Essai de cisaillement cyclique alterné à contrainte normale	52
Figure 1.34.	Courbes ( $\mu^* = \tau / \sigma_{ri}$ ) en fonction du déplacement tangentiel	53
Figure 1.35.	Courbes ( $\sigma_3 / \sigma_{ri}$ ) en fonction du déplacement tangentiel	53
Figure 1.36.	Schéma des paramètres de chargement cyclique	55
Figure 1.37.	Influence de l'amplitude de chargement cyclique sur l'accumulation Des déplacements : (a) Compression ; (b) Arrachement	57
Figure 1.38.	Courbes charges – déplacement pour certains cycles sélectionnés durant des essais non alternés (a) et alternés symétriques (b)	58
Figure 1.39.	Amplitude de déplacement cyclique avant la rupture en fonction de l'amplitude de chargement cyclique	59
Figure 1.40.	Courbe Effort – déplacement pour un essai à chargement contrôlé	59
Figure 1.41.	Taux de déplacement de la tête de pieu en fonction du nombre de cycles	60
Figure 1.42.	Variables de la réponse cyclique	62
Figure 1.43.	Effet du niveau de chargement cyclique et du nombre de cycles	62
Figure 1.44.	Accumulation de déplacements	63
Figure 1.45.	Principe de TLP avec un ancrage à succion	63
Figure 1.46.	Diagramme de stabilité cyclique	65

Figure 1.47.	Diagramme de stabilité cyclique pour les pieux battus dans l'argile (a) et les pieux injectés dans les sédiments de calcaire cimenté (b)	66
Figure 1.48.	Diagramme de stabilité cyclique des essais de traction à force contrôlée	67
Figure 1.49.	Diagramme d'interaction donnant le nombre de cycles correspondant à la rupture en fonction du niveau de chargement cyclique	68
Figure 1.50.	Courbes typiques de Storm Loading (a) cas de chargement non alterné En compression et (b) cas de chargement alterné	68
Figure 1.51.	Résultats typiques des essais 'Storm Loading' : (a) 'Storm Load' en Fonction du nombre de cycles	71
Figure 1.52.	Courbe typique de l'évolution de la charge en tête avec le déplacement au cours d'un essai cyclique à déplacement contrôlé	72
Figure 1.53.	Évolution du facteur de dégradation : (a) en fonction de l'amplitude de glissement cyclique ; (b) en fonction du nombre de cycles	73
Figure 1.54.	Conditions aux limites typiques applicables en chambre d'étalonnage	74
Figure 2.1.	Schéma de principe du dispositif d'essai en chambre d'étalonnage	77
Figure 2.2.	Embase supérieure dans le cas de la sonde de 20 mm	78
Figure 2.3.	Pièces utilisées pour le guidage et l'étanchéité dans le cas des inclusions de 20 mm	78
Figure 2.4.	Bloc de guidage dans le cas de la sonde de diamètre 36 mm: (a) Schéma de principe ; (b) Mise en place sur l'embase supérieure	79
Figure 2.5.	Vue générale de la chambre d'étalonnage : (a) Photo d'ensemble ; (b) vue schématique	80
Figure 2.6.	Schéma de principe du bâti d'installation et de chargement	81
Figure 2.7.	Dispositif d'installation des inclusions (a) Vérin de Fonçage ; (b) Groupe hydraulique d'alimentation	83
Figure 2.8.	Dispositif de chargement MTS : (a) Servovérin ; (b) centrale hydraulique ; (c) système de pilotage digital et d'acquisition	84
Figure 2.9.	Variables influençant la densité du massif lors de la pluviation	85
Figure 2.10.	Dispositif de pluviation du sable	86
Figure 2.11.	Sondes instrumentées : (a) Modèle Ø20 ; (b) Modèle Ø 36	88
Figure 2.12.	Fabrication du massif : (a) positionnement du moule sur le piston ; (b) phase de la mise en place du pluviateur	90
Figure 2.13.	Remplissage du moule: (a) phase de pluviation ; (b) Arasage de l'échantillon	91

Figure 2.14.	Mise sous contrainte du massif : (a) Mise en place de l'embase Supérieure ; (b) Mise en place de la cerce	92
Figure 2.15.	Mise en place du couvercle, puis serrage de l'ensemble	93
Figure 2.16.	Installation du modèle dans le massif	94
Figure 2.17.	Phase de chargement	95
Figure 2.18	Tableau de commande des pressions de confinement et afficheurs des différents capteurs	96
Figure 2.19.	Schéma des connexions, commandes et mesures	97
Figure 3.1.	Vue au microscope électronique à balayage du sable de Fontainebleau	99
Figure 3.2.	Courbe granulométrique du sable de Fontainebleau	100
Figure 3.3.	Évolution de l'indice de densité en fonction de l'intensité de déposition	101
Figure 3.4.	Comparaison des courbes granulométriques du sable neuf et du sable usé	102
Figure 3.5.	Images réalisées au MEB du sable usé récupéré au voisinage du pieu après la réalisation de l'essai	104
Figure 3.6.	Formation de bulb sous la pointe observé lors de l'enlèvement De sable	105
Figure 3.7.	Principe d'étalonnage du capteur de la résistance en pointe	105
Figure 3.8.	Schéma de principe d'étalonnage du frottement latéral	106
Figure 3.9.	Dispositif de serrage : (a) pièce de serrage , (b) pièce en laiton	107
Figure 3.10.	Dispositif d'étalonnage de capteur du Frottement latéral	108
Figure 3.11.	Étalonnage du frottement négatif	109
Figure 3.12.	Réponse du capteur de mesure du frottement latéral négatif	110
Figure 3.13.	Étalonnage du frottement positif	110
Figure 3.14.	Réponse du capteur d'effort dans le cas du frottement latéral positif	111
Figure 3.15.	Étalonnage du capteur de la résistance en pointe	112
Figure 3.16.	Réponse du capteur de mesure de l'effort en pointe	112
Figure 3.17.	Couplage entre les réponses des deux capteurs du Frottement Latéral et de la résistance en pointe	113
Figure 3.18.	Réponse du capteur de la résistance en pointe (Ø 36)	114
Figure 3.19.	Influence du capteur de la résistance en pointe sur le capteur Installé sur le manchon de la sonde	114
Figure 3.20.	Résultats de l'essai de fonçage réalisé sur le massif M1	119

Figure 3.21.	Résultats de l'essai de fonçage réalisé sur le massif M12	120
Figure 4.1.	Résultats de l'essai de chargement monotone effectué sur le massif M1 (Sonde Ø20)	123
Figure 4.2.	Résultats de l'essai de chargement monotone effectué sur le massif M21 (Sonde Ø36)	125
Figure 4.3.	Répétabilité de l'essai de chargement monotone réalisé sur le massif M2 (Répétabilité de l'essai monotone)	126
Figure 4.4.	Répétabilité de l'essai de chargement monotone en utilisant la sonde Ø36 (Essais M21 et M23)	128
Figure 4.5.	Influence du diamètre de la sonde sur la mobilisation des efforts Mesurés (essais M4 et M23)	130
Figure 4.6.	Influence du niveau de contraintes appliquées sur la réponse de la sonde Ø20 (Essais M3 et M6)	131
Figure 4.7.	Influence du niveau de contraintes appliquées sur la réponse de la sonde Ø36 (Essais M21, M26 et M29)	132
Figure 4.8.	Influence de la densité du massif sur la réponse de la sonde Ø20 (Essais M1 et M4)	134
Figure 4.9.	Influence de la densité du massif sur la réponse de la sonde Ø36 (Essais M21 et M31)	135
Figure 5.1.	Essai à déplacement contrôlé réalisé sur le massif M9	140
Figure 5.2.	Évolution de l'effort en tête, de la résistance en pointe et du frottement latéral au cours du chargement cyclique (M 9)	141
Figure 5.3.	Évolution des facteurs de dégradation intermédiaires au cours du chargement cyclique (Massif M9)	143
Figure 5.4.	Résultats des essais monotones et cycliques réalisés sur M4	144
Figure 5.5.	Évolution des facteurs de dégradation pour une série de séquences cycliques à déplacement contrôlé sur le M4	146
Figure 5.6.	Évolution des facteurs de dégradation globale pour une série de Séquences cycliques à déplacement contrôlé (M4 et M5)	147
Figure 5.7.	Influence du niveau de contraintes de confinement sur l'évolution des facteurs de dégradation (M4 et M6)	149
Figure 5.8.	Influence de la fréquence sur l'évolution des facteurs de dégradation (M4 et M10)	150
Figure 5.9.	Influence de l'ordre des séquences cycliques sur l'évolution des facteurs de dégradation (M4 et M7)	152

Figure 5.10.	Influence de l'histoire de chargement sur l'évolution des facteurs De dégradation (M4, M8 et M9)	153
Figure 5.11.	Évolution de l'effort en tête en fonction du déplacement, au cours des premiers cycles du chargement cyclique (M12)	154
Figure 5.12.	Évolution de l'effort en tête(a), de la résistance en pointe(b) et du frottement latéral(c) en fonction de temps (M12)	156
Figure 5.13.	Facteurs de dégradation intermédiaires (M12)	158
Figure 5.14.	Boucles de référence lors du chargement cyclique à grand nombre de cycles	159
Figure 5.15.	Schéma conceptuel pour l'interprétation de l'évolution du frottement latéral au cours du chargement cyclique	160
Figure 5.16.	Courbes de dégradation de l'effort en tête obtenues sur le système MTS pour les essais M20 et M21	162
Figure 5.17.	Courbes des facteurs de dégradation des deux essais M20 et M21 (Répétabilité)	163
Figure 5.18.	Influence de la fréquence du chargement cyclique sur l'évolution des facteurs de dégradation	164
Figure 5.19.	Influence de l'amplitude cyclique sur l'évolution des facteurs de dégradation	166
Figure 5.20.	Valeurs maximales et Minimales des facteurs de dégradation en fonction des amplitudes de déplacement cyclique	168
Figure 5.21.	Influence de l'amplitude cyclique sur l'évolution du facteur de dégradation du frottement latéral pour des cycles caractéristiques	171
Figure 5.22.	Influence du niveau de contraintes de confinement sur les facteurs d'évolution pour l'amplitude $\rho_c = \pm 0,25\text{mm}$	172
Figure 5.23.	Boucles caractéristiques obtenues lors de l'essai M29	173
Figure 5.24.	Influence du niveau de contraintes de confinement sur les facteurs d'évolution pour l'amplitude $\rho_c = \pm 0,5\text{mm}$	174
Figure 5.25.	Boucles caractéristiques obtenues lors de l'essai M30	175
Figure 5.26.	Influence du niveau de contraintes de confinement sur les facteurs d'évolution pour l'amplitude $\rho_c = \pm 0,1\text{mm}$	176
Figure 5.27.	Boucles caractéristiques obtenues lors de l'essai M31	178
Figure 5.28.	Influence de l'indice de densité sur les facteurs d'évolution pour l'amplitude $\rho_c = \pm 0,25\text{ mm}$ (contraintes faibles)	179
Figure 5.29.	Influence de l'indice de densité sur les facteurs d'évolution pour l'amplitude $\rho_c = \pm 0,5\text{ mm}$ (contraintes faibles)	181
Figure 5.30.	Influence de l'indice de densité sur les facteurs d'évolution pour l'amplitude $\rho_c = \pm 0,25\text{ mm}$ (contraintes moyennes)	182
Figure 5.31.	Influence de l'indice de densité sur les facteurs d'évolution pour l'amplitude $\rho_c = \pm 0,5\text{ mm}$ (contraintes moyennes)	183

Figure 5.32.	Influence de l'indice de densité sur les facteurs d'évolution pour l'amplitude $\rho_c = \pm 0,25$ mm (contraintes fortes)	184
Figure 5.33.	Influence de l'indice de densité sur les facteurs d'évolution pour l'amplitude $\rho_c = \pm 0,5$ mm (contraintes fortes)	185
Figure 5.34.	Influence du type de chargement alterné et non alterné sur l'évolution des facteurs de dégradation	186
Figure 5.35.	Influence de l'amplitude cyclique dans le cas du chargement cyclique non alterné en traction sur les facteurs d'évolution	188
Figure 5.36.	Influence de l'amplitude cyclique dans le cas du chargement cyclique non alterné en compression sur les facteurs d'évolution	190
Figure 5.37.	Chargements monotones initial et post-cyclique	191
Figure 5.38.	Variation des facteurs de dégradation globale en fonction des amplitudes cycliques	193
Figure 5.39.	Variation des facteurs de dégradation globale en fonction du niveau de contraintes de consolidation	195
Figure 5.40.	Variation des facteurs de dégradation globale en fonction de la densité du massif	196
Figure 5.41.	Variation des facteurs de dégradation globale en fonction de la densité du massif	197
Tableau 1.1.	Valeurs proposées par Sowers pour le coefficient K	28
Tableau 1.2.	Valeurs de C (Gambin, 1963)	43
Tableau 1.3.	Résumé des résultats d'essais de type Storm -Loading réalisés sur des pieux isolés (Al-Douri et Poulos, 1995)	69
Tableau 3.1.	Caractéristiques du sable de Fontainebleau	100
Tableau 3.2.	Essais d'étalonnage du sable de Fontainebleau	101
Tableau 3.3.	Coefficients d'étalonnage pour les capteurs de la sonde Ø 20	115
Tableau 3.4.	Coefficients d'étalonnage pour les capteurs de la sonde Ø 36	115
Tableau 3.5.	Programme Expérimental et caractéristiques des essais réalisés	117

## ***INTRODUCTION GENERALE***

Les grands ouvrages de génie civil sont couramment construits sur des fondations profondes, appelées communément pieux, qui transmettent les charges de la structure vers les couches profondes de bonne résistance, situées à une profondeur variant de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres, et cela quand le sol en surface ne possède pas une résistance suffisante pour supporter les charges qui lui sont appliquées.

En pratique, les pieux sont rarement soumis à un chargement constant, mais au contraire, ils sont soumis à des sollicitations cycliques qui peuvent être du type environnemental tels que ; le vent, la houle, les marées, le séisme, etc., ou du type industriel, tels que les charges provenant des ponts roulants, des machines tournantes, des éoliennes, des presses et du trafic routier, ferroviaire ou aéroportuaire, etc. Les séismes sont caractérisés par un petit nombre de cycles et des charges très variables dans le temps, caractérisés par l'effet de l'inertie, et pour lesquelles l'aspect dynamique du problème est prédominant. Les autres actions sont caractérisées par le caractère répétitif des sollicitations et par un nombre de cycles moyen à élevé. Les amplitudes du chargement cyclique peuvent être faibles ou grandes avec une fréquence variable aussi mais qui reste dans la gamme des fréquences quasi-statiques. Ces actions répétitives entraînent des problèmes de comportement et de stabilité des ouvrages et peuvent engendrer des pathologies et des désordres conduisant, par fois, à la rupture de l'ouvrage.

Le chargement cyclique provoque en particulier une évolution très significative du comportement de l'interface pieu-sol et engendre généralement une dégradation de la capacité portante du pieu avec accumulation des déplacements permanents. Le problème de la dégradation du frottement latéral reste mal connu et nécessite un développement des travaux de recherche en vue d'élucider les mécanismes de comportement régissant ce problème et par conséquent améliorer les méthodes de calcul et de dimensionnement des pieux sollicités à des chargements cycliques.

Le présent travail s'inscrit dans le cadre d'un projet de recherche français du type ANR (Agence Nationale de Recherche), géré par l'IREX (Institut de Recherche en Expérimentation) et inscrit sous l'acronyme SOLCYP dont les principaux objectifs sont l'amélioration des connaissances du comportement des pieux sous sollicitations cycliques. Il vise, en particulier, l'étude du comportement des pieux soumis à un grand nombre de cycles exposés au problème pathologique du type 'Fatigue'.

A partir d'une simulation physique en chambre d'étalonnage, développé au CERMES de l'ENPC (France), on étudiera l'influence des paramètres significatifs sur la dégradation de la capacité portante des pieux. On s'intéressera, plus particulièrement, à l'évolution du frottement à l'interface pieu-sol et cela pour un chargement conduit à grand nombre de cycles (jusqu'à 100 000 cycles). Les essais réalisés dans ce cadre sont menés à déplacement contrôlé afin de mettre en évidence la dégradation du frottement latéral.

Le présent mémoire est structuré en cinq chapitres, comme suit :

Le premier chapitre est consacré à une synthèse bibliographique des travaux de littérature traitant les problèmes de comportement des pieux soumis à des chargements monotones et cycliques ainsi que les effets liés au mode d'installation des pieux. Dans cette optique, il sera analysé, en particulier, les aspects de comportement observés durant les essais cycliques menés en laboratoire, sur les interfaces et sur modèles réduits de pieux, ainsi que les expérimentations in-situ. Une attention particulière sera accordée à l'étude de l'évolution du frottement latéral durant et après la séquence cyclique appliquée au pieu et cela pour déceler les mécanismes clés du comportement des interfaces. On présentera également les travaux consacrés à la simulation physique en chambre d'étalonnage, étant donné qu'elle représente l'outil expérimental pour la réalisation de la présente étude.

Le dispositif expérimental utilisé ainsi que la procédure suivie pour la réalisation des essais seront exposés dans le deuxième chapitre. On présentera tout d'abord la chambre d'étalonnage de l'ENPC (Laboratoire CERMES) avec laquelle on a effectué notre travail expérimental, puis les différentes étapes de la réalisation d'un essai, allant de la confection du massif de sable jusqu'au dépouillement des résultats.

Dans le troisième chapitre, on présentera le programme expérimental mené dans le cadre de cette étude, dans lequel on exposera, en particulier, le matériel qu'on a développé récemment avec l'équipe technique du CERMES pour l'étalonnage du capteur de mesure du frottement latéral. Les résultats des essais d'étalonnage des capteurs de mesure de la résistance en pointe ainsi que du frottement latéral sont également présentés. On donnera aussi les caractéristiques physiques du matériau utilisé (sable de fontainebleau de classe NE34). Un essai typique de fonçage sera présenté à la fin puisque cette phase est répétitive et concerne l'ensemble des essais effectués.

Le quatrième chapitre sera consacré à l'étude du comportement des pieux sous sollicitations monotones, dans lequel on présentera les essais typiques et l'influence des paramètres significatifs sur le comportement monotone des pieux sous l'action de ce type de chargement. Il sera examiné les effets de : diamètre de pieu, niveau de contraintes appliquées au massif, la densité initiale de l'échantillon ainsi que la vitesse de chargement.

Dans le cinquième chapitre, on étudiera en détail le comportement des pieux sous chargement cyclique. On exposera en premier lieu les résultats des essais cycliques qui ont été réalisés sur la sonde Ø20 qui sont caractérisés par un nombre de cycles de l'ordre de 100 pour chaque séquence cyclique réalisée, puis on présentera les résultats des essais cycliques à grand nombre de cycles (100 000 cycles) réalisés sur la sonde Ø36 et dans lesquels on s'intéressera à l'évolution de la capacité portante et plus particulièrement à la dégradation cyclique du frottement dans la zone d'interface pieu-sol. A ce titre, on examinera l'effet des paramètres significatifs sur le comportement des pieux sous un tel chargement, à savoir l'amplitude

cyclique, la densité du massif de sol, le type de chargement (alterné et non alterné) ainsi que le niveau de contraintes appliquées.

On terminera cette étude par des conclusions générales retraçant le bilan des résultats expérimentaux auxquels on est arrivés et on proposera, à la fin de la thèse, quelques perspectives de recherche jugées intéressantes pour développer d'autres travaux dans le même domaine.

## CHAPITRE 1

### ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

L'utilisation des pieux est une méthode très ancienne pour surmonter les difficultés liées à la faible portance des sols. Actuellement les pieux sont fréquemment utilisés comme fondations des ouvrages importants tels que les auto-ponts, les tours d'habitation, les barrages et d'autres ouvrages lourds. Les fondations profondes diffèrent des fondations superficielles par le fait qu'elles reportent une partie de leur sollicitation verticale au sol par frottement le long du fût.

Dans la catégorie des fondations profondes, on trouve également les micropieux qui diffèrent des pieux par leur diamètre et leur utilisation. En effet, les micropieux ont, généralement, des diamètres ne dépassant pas 250 mm, en plus ils sont utilisés pour les travaux de reprise en sous-œuvre, assurant une bonne adhérence entre la structure et le sol. Une autre spécificité des micropieux c'est qu'ils sont utilisés en groupe et en réseau (inclinés). L'utilisation des micropieux est récente par rapport aux pieux. Cette technique a été inventée en 1952 par l'ingénieur Italien F. Lizzi (ESTEPHAN, 2003)[1] et on parlait à l'époque de pieux racines (Pali radice).

Les pieux sont soumis, généralement, à des sollicitations cycliques qui peuvent être de type environnemental (vent, houle, marées, séismes, etc.) ou industriel (machines tournantes et vibrantes, presses, éoliennes, trafic routier, ferroviaire, aéroportuaire, etc.) (IREX, 2007)[2]. Mis à part les séismes qui sont caractérisées par un nombre de cycles limité et un chargement variable dans le temps, les autres sollicitations sont considérées comme étant des charges répétées causant le phénomène de fatigue (KORECK et SCHWARZ, 1988)[3]. Dans la suite de l'étude on s'intéressera uniquement au chargement statique répété, c'est-à-dire le chargement cyclique ayant un effet dynamique ne sera pas concerné par notre investigation.

Ces actions cycliques peuvent avoir une influence significative sur le comportement et la stabilité des structures, à court et moyen terme, et causent des problèmes de pathologies des structures qui peuvent aller jusqu'à la rupture des ouvrages.

La mise en place d'un pieu dans le sol entraîne une modification importante des caractéristiques mécaniques de ce sol, dépendant largement de sa nature et des conditions d'exécution.

L'influence du battage et des vibrations sur le comportement de ce sol dépend du type de pieu, de la nature et de l'état du sol. On distingue alors :

- Les pieux dont la mise en place provoque un refoulement du sol (pieux battus, pieux vibrofoncés, pieux foncés).
- Les pieux dont l'exécution se fait après extraction du sol de forage et qui, de ce fait, ne provoque pas de refoulement (pieux forés).

## 1.1. Comportement mécanique des pieux isolés sous charge axiale monotone

La première publication dans le domaine des pieux date vers la fin du 18<sup>ème</sup> cycle (Wellington of the Engineering news, 1893). Plusieurs travaux se sont succédés par la suite en proposant des approches théoriques et empiriques aux problèmes de comportement des pieux. Mais malgré les avancées importantes réalisées dans ce domaine, le dimensionnement des fondations profondes reste toujours un problème délicat lié à des mécanismes de comportement complexes et mal connus. C'est la raison pour laquelle le dimensionnement des pieux repose sur des méthodes de calcul basées sur l'expérience (essais de chargement statique et essais In-situ).

### 1.1.1. Considérations générales

Comme le schématise la figure 1.1, lorsqu'un pieu est chargé axialement en tête, à la rupture, la charge limite est équilibrée par les réactions limites du sol:

- Résistance unitaire du sol sous la pointe  $q_p$ , conduisant à la charge limite de pointe:

$$Q_p = q_p A_p ;$$

Avec  $A_p$  section droite de la pointe.

- Résistance unitaire  $q_s$  due au frottement du sol sur la surface latérale du pieu, la charge limite par frottement latéral est :  $Q_s = q_s A_s ;$

Avec  $A_s$  surface latérale du pieu.

La charge limite totale  $Q_l$  d'un pieu est la somme de la charge limite en pointe  $Q_p$  correspondant au poinçonnement du sol sous la pointe, et de la charge limite du frottement latéral  $Q_s$  mobilisé entre le fût et le sol :  $Q_l = Q_p + Q_s$

La décomposition de la charge limite en deux composantes constitue en fait une simplification du problème, car en réalité il y a toujours un couplage entre les deux termes.

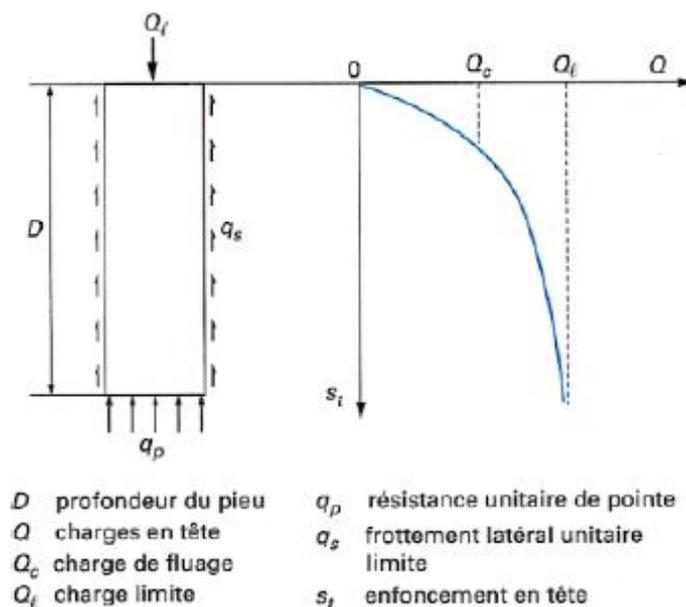


Figure 1.1 : Courbe de chargement axial d'un pieu (FRANK, 2001)[4].

### 1.1.2. Effets dus à l'installation des pieux

Lors de l'installation d'un pieu dans le sol, l'état de ce dernier sera modifié sous l'effet des déplacements et des vibrations.

Les études concernant les effets d'installation sont très rares. On peut les classer en deux catégories : Les études expérimentales basées sur la visualisation du sol autour des pieux et les études expérimentales et théoriques où on s'intéresse à la quantification directe et indirecte des paramètres d'installation. La complexité du problème et la difficulté d'une approche en grandeur réelle a incité les chercheurs vers la réalisation des expérimentations sur modèles réduits. Les résultats de la première catégorie sont donnés par MEYERHOF(1959)[5] et ROBINSKY et MORRISSON (1964)[6]. Les deux derniers ont effectué une série de tests sur modèles réduits de pieux, installés par fonçage, dans un sable lâche ( $I_D=0,17$ ) en utilisant la technique de radiographie. Ils ont remarqué un compactage du sol en dessous de la pointe avec une tendance, par les grains de sable à proximité du fût, à être déplacés vers le bas (direction de fonçage) (figure 1.2.a). Le mouvement des grains est quantifiable jusqu'à une distance de 3 à 4 diamètres dans la direction latérale et de 2,5 à 3,5 diamètres au dessous de la pointe. VESIC (1965)[7] a transformé ces déplacements en déformations et on peut bien observer des déformations de compression en dessous de la pointe et des déformations d'extension du sol situé au dessus (Figure 1.2.b).

MEYERHOF (1959)[5] et VESIC (1977)[8] associent à ce phénomène, une diminution de la densité relative et donc une réduction des effets bénéfiques liés au compactage du sol. Une augmentation de la densité se traduit par une augmentation de la zone compactée dans les deux directions (verticale et horizontale).

Les travaux de SID-AHMED (1989)[9] ont montré que le volume de sable remanié par la pénétration (perturbé par l'installation du pieu) augmente avec la densité relative du sable (Figure 1.3), et cela en réalisant des essais sur trois types de sable (Figure 1.3). Ce qui

est en concordance avec les résultats de ROBINSKY et MORRISSON (1964)[6] et VESIC (1965)[7].

En outre, l'étude faite par SHAKHIREV (1996)[10] sur le comportement du sol lors du fonçage des modèles des pieux dans le sable (cuves bidimensionnelles et tridimensionnelles) a mis en évidence certains mécanismes liés au mode de leur installation:

- (a) Au voisinage du pieu, les déplacements verticaux du sol sont dirigés vers le bas. Par contre, à partir d'une certaine distance du fût, on remarque l'existence de zones où les déplacements sont dirigés vers le haut (Figure 1.4.a).
- (b) L'existence de domaines caractéristiques formés par la déformation du sol associés au fonçage du pieu (Figure 1.4.b) ; le premier domaine (zone 1) formé par le compactage du sol autour du pieu qui augmente en profondeur et dans la direction radiale et se referme au dessous de la pointe du pieu, cela est dû à l'action du frottement qui s'exerce sur la surface latérale du pieu, le deuxième domaine (zone 2) formé par le refoulement à cause de la pression exercée sur le sol par le corps du pieu au cours de fonçage.
- (c) Les déplacements horizontaux forment de la même manière que les déplacements verticaux une zone de compactage. Cette zone ne dépasse jamais une certaine largeur dans la direction radiale et se développe vers le bas en fonction de l'enfoncement du pieu (Figure 1.4.c).
- (d) De point de vue état de contrainte, l'examen des zones de déformations du sol lors du fonçage du pieu met en évidence l'existence des contraintes verticales et horizontales à la fois par le fût et la pointe du pieu.

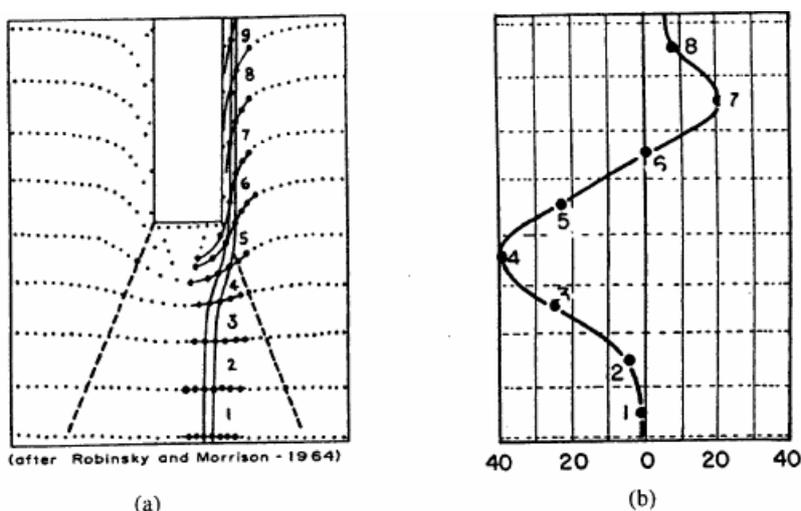


Figure 1.2 : Déplacements et déformations autour d'un pieu foncé dans un massif sableux :  
 (a) déplacements ; (b) Compression et Traction en fonction des déformations en %

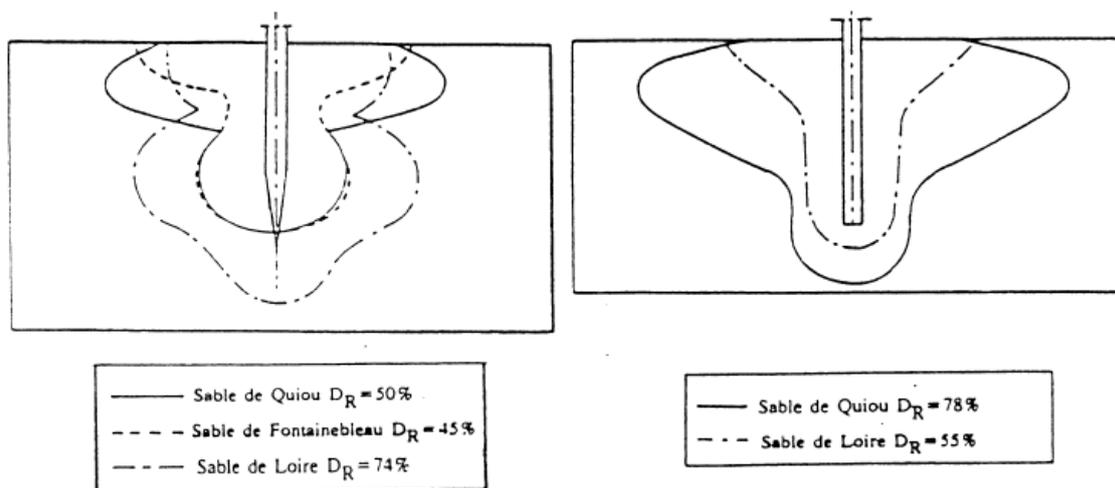


Figure 1.3 : Influence de la densité relative sur les zones perturbées du sable (SID-AHMED [9]).

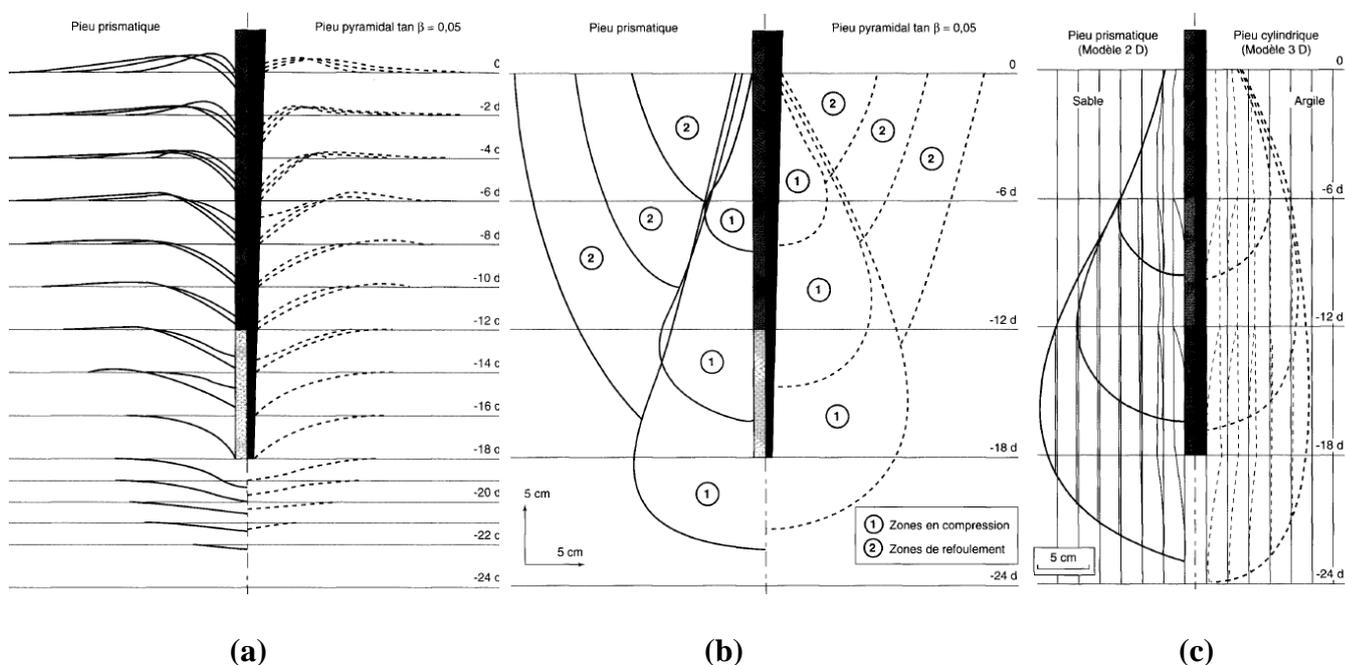


Figure 1.4 : Zones de déformations du sol lors du fonçage de modèles de pieux dans du sable ; déplacements verticaux observés (b) zones du sol compacté (1) et de sol refoulé (2) autour des pieux et (c) zones de déplacements horizontaux du sol (SHAKHIREV et al. [10]).

Récemment, WHITE et BOLTON (2004)[11] ont réalisé une série d'essais de type déformation plane en chambre d'étalonnage pour étudier les mécanismes liés à la pénétration des pieux et cela en utilisant des techniques très sophistiquées de mesure de déformation basées sur la vélocimétrie par image de particules (PIV) et photogrammétrie à courte portée (Figure 1.5). Les auteurs ont conclu que les champs des déplacements et des contraintes au cours de l'installation du pieu sont indépendants de type de sol, malgré qu'il y a une grande compression et une petite zone dans le cas du sable carbonaté par rapport au sable siliceux. La

forme du chemin de déformation révèle une forte compression verticale sous la pointe, suivie par une compression horizontale quand le sol s'écoule autour du pieu, ce qui est en concordance avec la théorie de l'expansion de cavités. Les auteurs ont remarqué que la zone d'interface autour du pieu comprenant les grains broyés suite au passage de la pointe conduit à une réduction de volume (contraction de l'interface) induisant ainsi une réduction du frottement latéral.

Par ailleurs, YANG et al. (2010)[12] ont étudié l'évolution de la granulométrie des sols granulaires au cours de l'installation et du chargement d'un modèle de pieu, en réalisant des essais en chambre d'étalonnage et des essais d'interfaces avec l'appareil de cisaillement annulaire. Les essais en chambre d'étalonnage leur ont permis de définir 3 zones autour du pieu ; zone 1 adhérente au pieu caractérisé par un broyage élevé sous contraintes normales et tangentielles dans la bande de cisaillement, ensuite zone 2 caractérisée par un broyage sous contraintes normales élevées sans bandes de cisaillement et enfin zone 3 caractérisée par un broyage modéré sous faibles contraintes normales sans bandes de cisaillement. L'analyse granulométrique des échantillons de sable récupérés à partir des 3 zones montre bien l'évolution de la granulométrie du sol après l'installation du modèle de pieu (Figure 1.6).

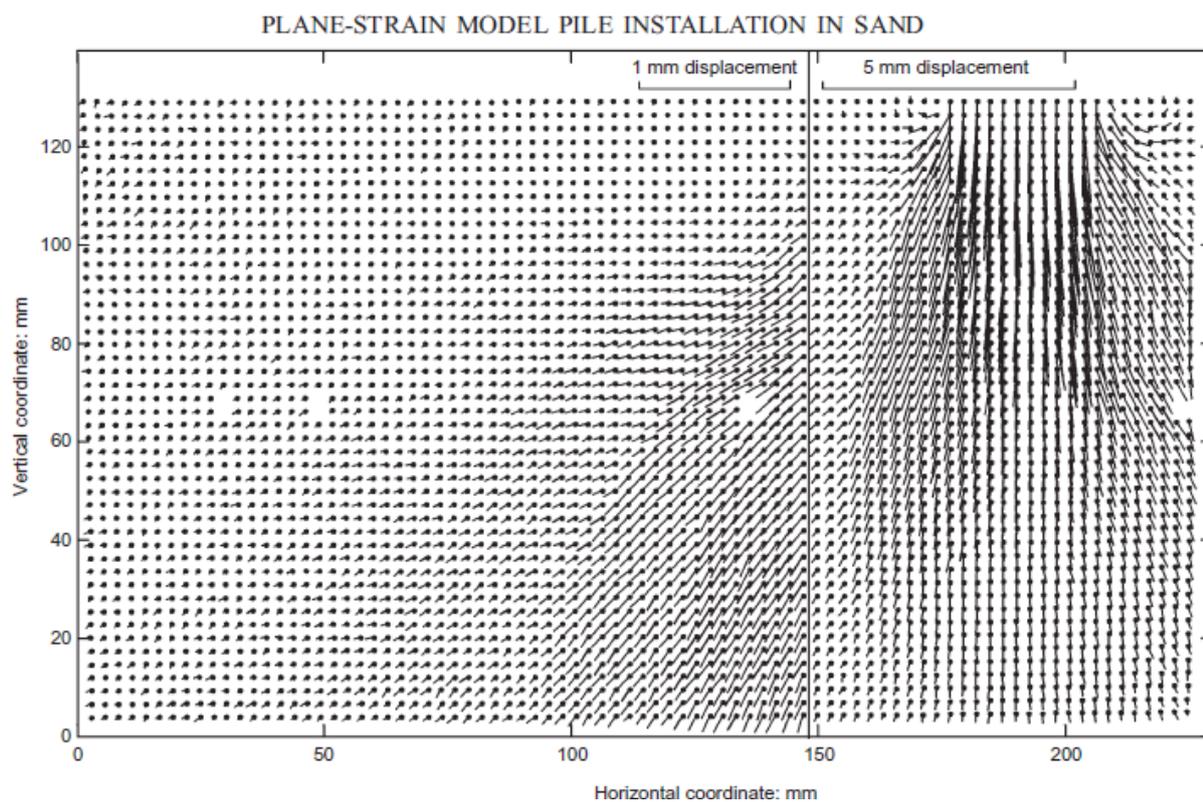


Figure 1.5 : Champ de déplacements autour de modèle de pieu (WHITE et BOLTON [11]).

Concernant l'évolution des contraintes dans un massif sableux, MOKRANI (1991)[13] a évalué, pendant le passage de la pointe durant la phase de battage des pieux, l'évolution des trois contraintes principales; verticales ( $\sigma_v$ ), radiales ( $\sigma_r$ ) et orthoradiales ( $\sigma_\theta$ ) à 3,5

diamètres du pieu à 18 diamètres de profondeur (Figure I.7). Les contraintes verticales ( $\sigma_v$ ) et radiales ( $\sigma_r$ ) augmentent à l'approche de la pointe en passant par un maximum environ 2,7 à 3,6 diamètres avant que la pointe n'atteigne le niveau des capteurs. Concernant la contrainte orthoradiale ( $\sigma_\theta$ ), il n'y a pas de variation sensible.

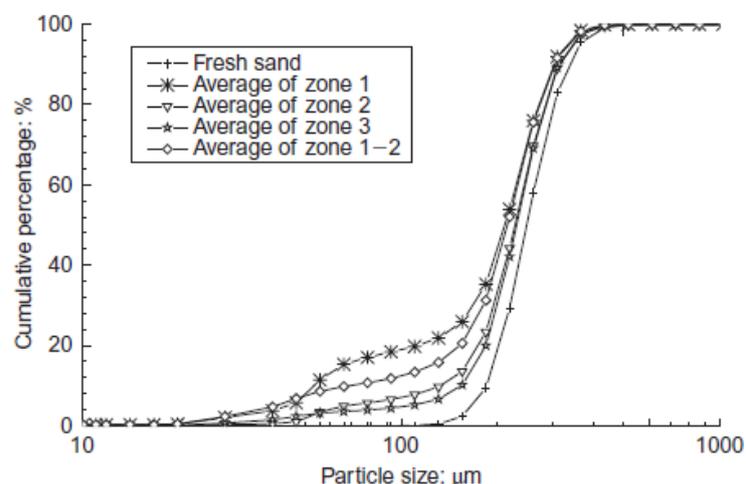


Figure 1.6 : Courbes granulométriques des 3 échantillons de sable usé (Zones 1, 2 et 3) comparées à celle du sable neuf (YANG et al. [12]).

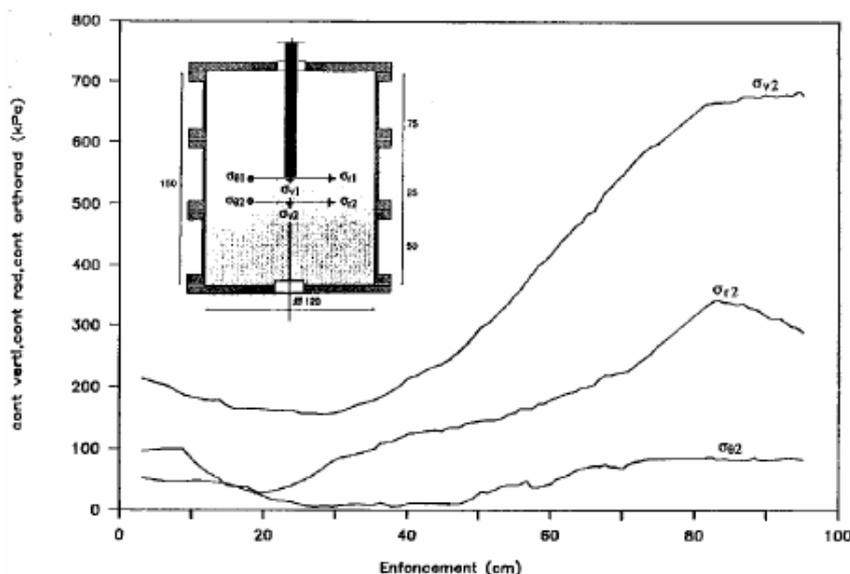


Figure 1.7 : Évolution des contraintes dans le massif de sable durant l'installation à 100 cm de profondeur (MOKRANI [13]).

En ce qui concerne l'interface sol – pieu, son comportement est lié à l'évolution de la contrainte normale du fait de l'installation et du chargement et plus particulièrement à l'évolution du coefficient de pression des terres  $K$  (BOULON et al. (1986)[14], LEHANE et al. (1993)[15]). Kraft (1991)[16] a décrit schématiquement l'évolution de ce coefficient en fonction de la densité des massifs de sable utilisés (Figure 1.8). L'état de contrainte initial proche de  $K_0$  peut évoluer jusqu'à la condition de poussée latérale passive  $K_p$  (trajet 0-1).

Lors du passage de la pointe, le coefficient  $K$  diminue en raison des phénomènes de broyage des grains et du comportement contractant du sol sous la pointe (trajet 1-2). A la fin de la phase d'installation du pieu, on constate une augmentation de  $K$  et par conséquent une augmentation de la contrainte normale autour du pieu (trajet 3). Au-delà du point 3, la phase de chargement peut entraîner une augmentation de  $K$  dans les sables denses (comportement dilatant de l'interface sol - pieu) ou une diminution dans le cas des sables lâches (comportement contractant de l'interface).

Ces études mettent en évidence l'influence du mode d'installation sur l'évaluation de la capacité portante des pieux ainsi que l'importance de la prise en compte des contraintes résiduelles. De nombreuses études ont été consacrées à cet effet, on cite entre autres, les travaux de BRIAUD et TUCKER (1984)[17], POULOS (1987)[18], FORAY et al. (1989)[19], LEHANE (1992)[20] et CHOW(1995)[21].

Les essais réalisés par LEHANE (1992)[20] sur un pieu instrumenté foncé dans un massif de sable moyennement dense montrent que si on néglige les contraintes résiduelles, cela entraîne une sous estimation de 25% de la charge reprise par le fût. LE KOUBY (2003)[22] a montré également l'importance des contraintes résiduelles tant en terme de frottement latéral qu'en terme de résistance en pointe.

Concernant l'effet de forage, on peut signaler que :

- Les contraintes normales à la paroi sont nulles, ensuite s'accroîtront d'une façon plus ou moins importante, en fonction de la technique du bétonnage utilisé (gravité ou sous pression d'injection).
- L'injection de coulis lors du bétonnage modifie la géométrie des pieux. BUSTAMANTE et DOIX (1985)[23] ont montré après avoir déterré un micropieu, que le diamètre obtenu ( $d_f$ ) est supérieur au diamètre du forage ( $1d < d_f < 1,5d$ ).

On obtient ainsi une surface latérale plus grande et donc une charge reprise par le fût plus grande.

Des essais de laboratoire, réalisés par FORAY et al. (1989)[19], sur des modèles de pieux installés selon des modes différents (par fonçage, battage et moulage) dans un massif de sable d'Houston dense ( $I_D = 0,80$ ) et sous conditions  $K_0$ , ont montré que les pieux mis en place par moulage mobilisent les résistances les plus faibles, tant en terme de frottement unitaire  $q_s$  (Figure 1.9.a) qu'en terme de résistance en pointe  $q_p$  (Figure 1.9.b). Cette tendance est valable aussi pour les pieux tubulaires à pointe ouverte (PAIK et SALGADO, 2004)[24]. La figure I.9 montre également l'influence de la contrainte verticale. Les mêmes résultats ont été trouvés auparavant par MEYERHOF (1976)[25]. On signale, par ailleurs, un écart entre les résultats trouvés et les recommandations de l'Institut Pétrolier Américain API (1989)[26].

Des essais similaires ont été effectués par MOKRANI (1991)[13] et qui ont permis de tirer les mêmes conclusions ; la résistance en pointe la plus élevée est enregistrée par le mode

d'installation par fonçage contrairement au frottement latéral dont la valeur la plus élevée est obtenue par battage.

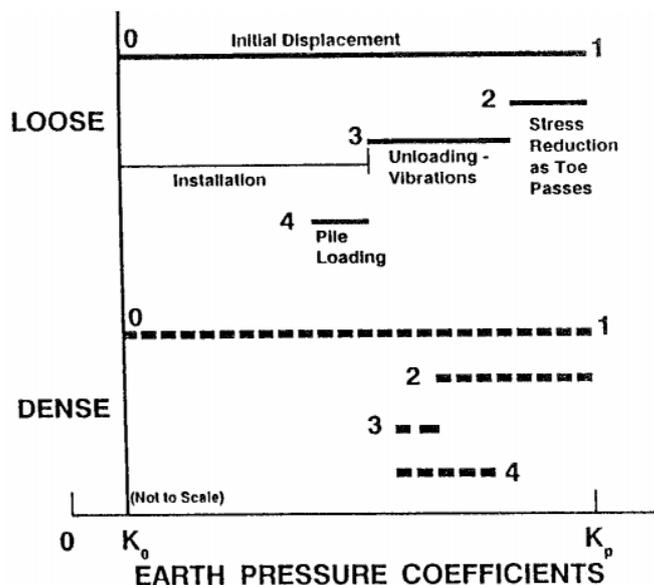


Figure 1.8 : Variation des contraintes latérales dans le sol pendant l'installation et le chargement d'un pieu (KRAFT[16]).

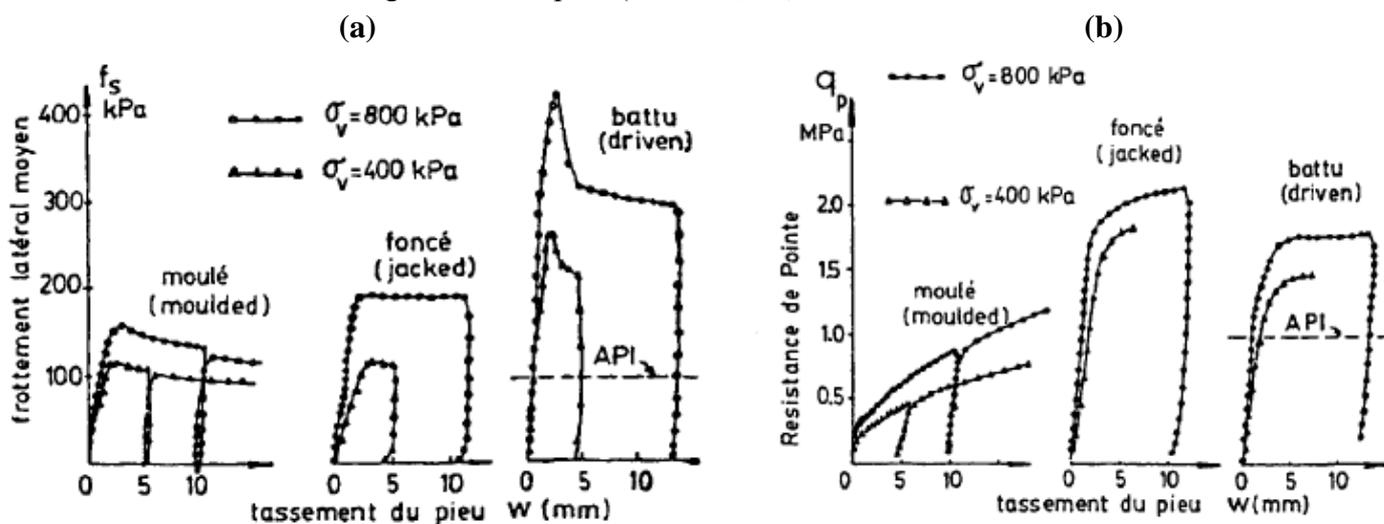


Figure 1.9 : Mobilisation du frottement latéral (a) et de la résistance en pointe (b) en fonction du mode de mise en place (FORAY et al. [19]).

### 1.1.3. Effet de la rugosité de la surface des pieux

L'état de surface influence fortement sur le comportement de pieux. Cette tendance se traduit par une augmentation ou une diminution du frottement latéral (Figure 1.10).

SCHLOSSER et GUILLOUX (1981)[27] ont montré que dans le cas d'une surface lisse, la courbe de cisaillement ne représente pas de pic mais un palier situé en dessous du pic de la courbe de cisaillement sol-sol, contrairement au cas de la surface rugueuse pour laquelle la courbe de cisaillement sol-sol peut être atteinte.

En effet, dans le cas d'une surface lisse, le nombre et le volume des grains mis en déplacement lors du mouvement de l'inclusion sont plus faibles que dans le cas d'une surface rugueuse. Ce dernier état de surface a tendance à retenir les grains par ses aspérités, ce qui engendre un volume de grains déplacés plus important et par conséquent une augmentation du coefficient de frottement ( $\mu$ ).

$\mu$  est défini comme étant le rapport de la contrainte tangentielle maximale  $\tau_{\max}$  ( $q_{s,\max}$ : frottement latéral) à la contrainte normale  $\sigma_n$  correspondante sur la section.

Pratiquement,  $\mu = 0,5 \operatorname{tg} \varphi$  ( $\varphi$  étant l'angle de frottement interne du sol) et  $\mu = \operatorname{tg} \varphi$  constituent les enveloppes inférieure et supérieure (SCHLOSSER et GUILLOUX (1981)[27]) de ce qu'on appelle également l'angle d'obliquité (FRANCIS, 1997)[28].

Les facteurs principaux influant sur le mécanisme de mobilisation du frottement latéral sont : Le frottement intergranulaire pur, le réarrangement des grains et la dilatance (Figure 1.11).

Plusieurs travaux ont été consacrés à l'effet de la rugosité, tels que les travaux de POTYONDI (1961)[29], DESAI et al. (1985)[30], UESUGI et KISHIDA (1986)[31], UESUGI et al.(1990)[32] qui ont montré que la rugosité de l'interface sol-structure rapportée à la dimension des grains, constitue le paramètre ayant une influence importante sur les efforts mobilisés au niveau des interfaces.

Pour un pieu en acier, le rapport  $\mu/\varphi$  est de l'ordre de 0,7 pour un sable siliceux et 0,6 pour un sable calcaire (KRAFT, 1991)[16].

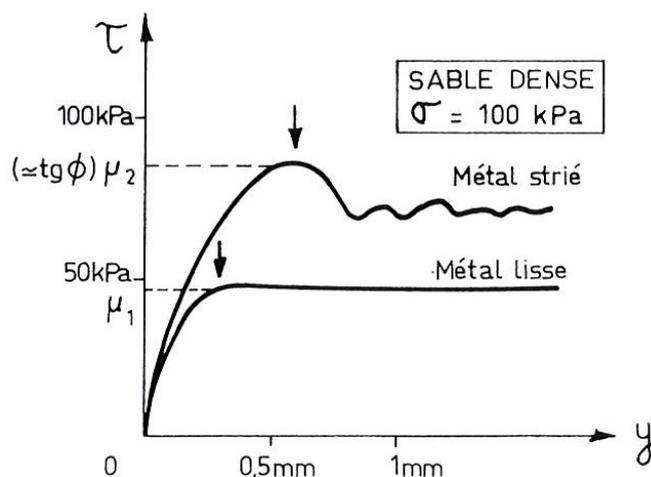


Figure 1.10: Influence de l'état de surface de l'inclusion sur les courbes frottement-déplacement (SCHLOSSER et GUILLOUX [27]).

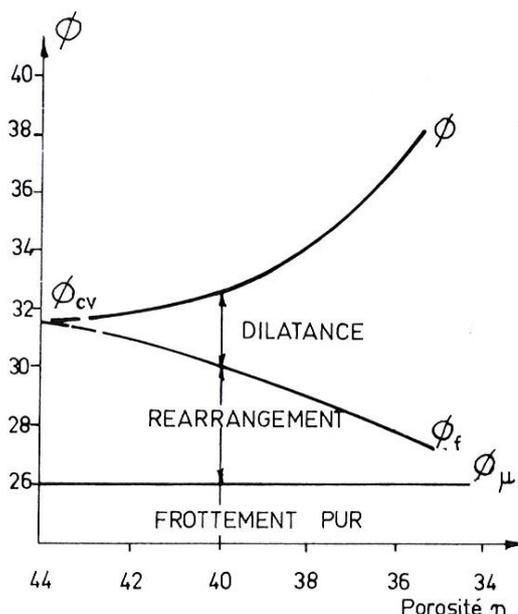


Figure 1.11: Influence des facteurs de l'angle de frottement interne du sol (Rowe (1962) cité par SCHLOSSER et GUILLOUX [27]).

TABUCANON et AIREY (1992)[33] ont étudié le comportement de l'interface sol - structure, en réalisant des essais à la boîte de cisaillement. La partie inférieure de la boîte est constituée d'un matériau de rugosité contrôlée, tandis que la partie supérieure est constituée d'un massif de sable ayant un  $D_{50}$  de 0,3mm. Ils ont montré qu'une forte augmentation des contraintes au sein de l'interface pendant le chargement du pieu accompagnée par des déplacements provoque le phénomène de la rupture.

UESUGI et KISHIDA (1986)[34] ont défini la rugosité d'un pieu en utilisant le paramètre  $R_{max}$  qui représente la hauteur relative entre le pic le plus haut et le creux le plus bas. Ces deux valeurs sont choisies sur une cellule base de longueur  $D_{50}$  des grains. La rugosité normalisée est:  $R_n = R_{max} / D_{50}$ ,  $R_{max}$  est défini sur la figure 1.12.

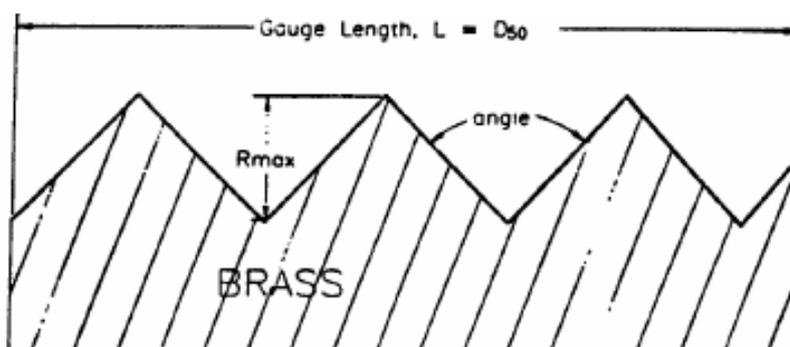


Figure 1.12 : Description de la rugosité maximum (TABUCANON et AIREY [33]).

TABUCANON et AIREY (1992)[33] ont montré l'effet de la rugosité sur les contraintes au pic et à l'état résiduel (Figure 1.13). On remarque que pour  $R_n > 0,5$ , on obtient un palier à partir duquel on observe plus d'évolution des contraintes au pic et résiduelle. Pour  $R_n < 0,17$ , on remarque une évolution quasi linéaire du rapport de contrainte, ensuite une évolution moins rapide jusqu'au palier. La courbe des contraintes résiduelles est toujours située au dessous de la courbe de contraintes au pic.

#### 1.1.4. Effet de la densité initiale et de la contrainte de consolidation

Plusieurs travaux ont été effectués pour étudier l'influence de la densité initiale du sable sur la mobilisation du frottement latéral, on peut citer les essais d'arrachement monotone réalisés par PUECH et al. (1979)[35] sur un pieu modèle moulé dans un massif de sable préparés à deux densités différentes 20% et 70%. La figure 1.14 représente l'évolution du coefficient  $K$  au cours de l'arrachement. On remarque que le coefficient  $K$  augmente par rapport à  $K_0$  et cela de l'ordre de 300% à 800% respectivement pour les densités faible et forte. Cette augmentation de la contrainte horizontale durant l'arrachement s'explique par le fait que le sol a tendance à augmenter de volume, mais cette tendance se trouve rapidement empêchée par le massif environnant (notion de dilatance empêchée, SCHLOSSER et GUILLOUX (1981) [27]). Le phénomène de dilatance du sable est d'autant plus important que la densité est élevée et que la contrainte est faible (BALACHOWSKI, 1995[36]). L'influence de la contrainte de consolidation ainsi que celle de l'indice de densité sur la mobilisation des efforts de frottement ont été également étudiées en chambre d'étalonnage par FRANCIS (1997)[28] et LE KOUBY (2003)[22] qui ont abouti à des résultats similaires.

Certains auteurs combinent l'effet de la densité et le mode de mise en place pour donner des valeurs au coefficient  $K$  à utiliser pour le dimensionnement, on cite entre autres les travaux de Sowers (d'après EISSAUTIER, 1986[37]) (tableau 1.1).

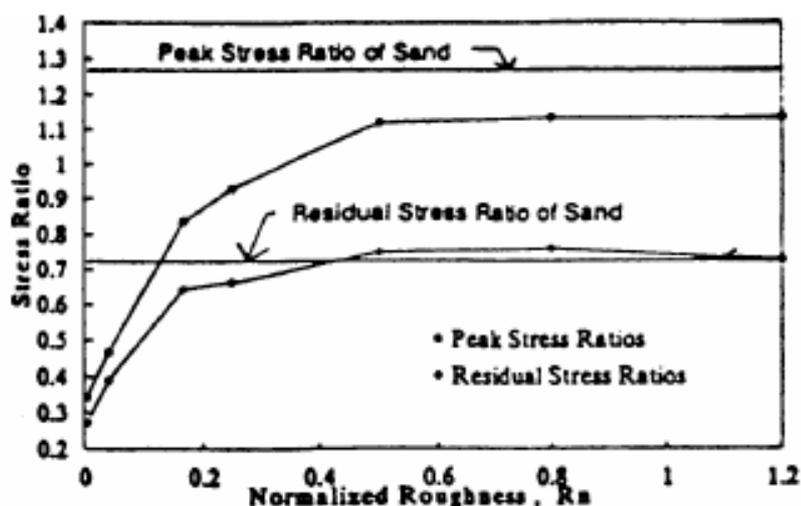


Figure 1.13 : Variation des contraintes de cisailment normalisées résiduelle et au pic avec la rugosité normalisée (TABUCANON et AIREY [33]).

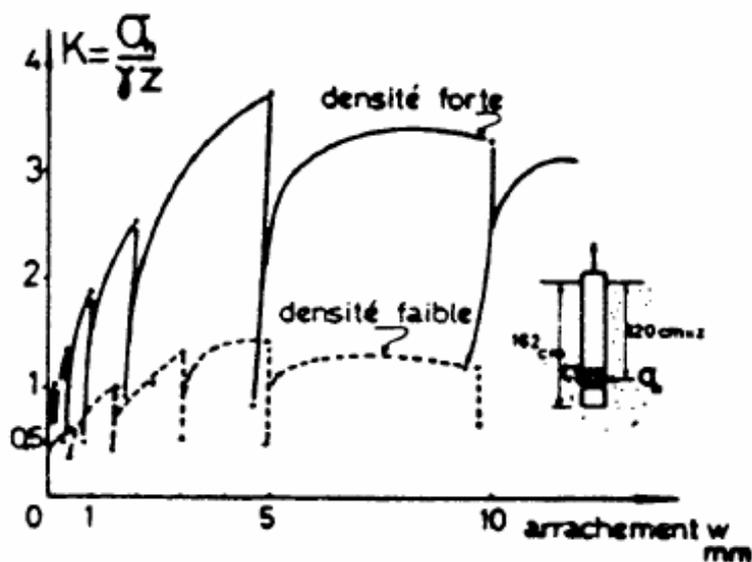


Figure 1.14 : Évolution du coefficient de pression latérale avec l'arrachement statique : sable lâche et sable dense (PUECH et al. [35]).

Tableau 1.1 : Valeurs proposées par Sowers pour le coefficient K (EISSAUTIER [37]).

État de densité	Mode de mise en place	Coefficient $K$
Sable lâche $D_r < 30\%$	Pieu battu	2 à 3
	Pieu foré	0,75 à 1,5
Sable dense $D_r > 70\%$	Pieu battu	3 à 5
	Pieu foré	1 à 2

En ce qui concerne la résistance en pointe, plusieurs essais ont été effectués en chambre d'étalonnage (SCHMERTMANN (1978)[38], BALDI et al. (1981)[39]), HOULSBY et HITCHMAN (1988)[40], CANOU (1989)[41], FRANCIS (1997)[28], LE KOUBY (2003)[22]). Sur la figure 1.15, on présente les résultats d'essais réalisés en chambre d'étalonnage par HOULSBY et HITCHMAN (1988)[40]. Ces résultats montrent que la résistance en pointe  $q_p$  ( $q_c$  sur la figure) augmente avec l'indice de densité et qu'elle dépend davantage de la contrainte effective horizontale ( $\sigma'_h$ ) plutôt que de la contrainte effective verticale ( $\sigma'_v$ ).

### 1.1.5. Effet de la vitesse de chargement

L'effet de la vitesse de chargement est un paramètre qui peut avoir une influence sur les efforts mobilisés après le chargement des pieux, c'est la raison pour laquelle les procédures suivies pour l'installation des sondes utilisées pour la reconnaissance en place des sols (pénétromètres, pressiomètres, piézocones, etc.) exigent des vitesses de fonçage bien précises (Par exemple, selon les normes AFNOR (1994)[42], la vitesse de fonçage du pénétromètre est égale à 20 mm/s).

Pour la résistance en pointe, l'influence n'est pas significative (DAYAL et ALLEN, 1975 [43]; JURAN et TUMAY, 1989[44] ; DE GENNARO, 1999[45] ; LE KOUBY, 2003[22]). Par contre, le frottement subit une grande diminution quand la vitesse de chargement augmente (DE GENNARO, 1999[45] ; LE KOUBY, 2003[22]). DE GENNARO, 1999[45] a réalisé une série d'essais en chambre d'étalonnage sur une sonde instrumentée, installée par fonçage dans du sable de Fontainebleau, en variant la vitesse de fonçage et de chargement. Les résultats obtenus (Figure 1. 16) montrent une augmentation systématique des valeurs du frottement latéral unitaire  $q_s$  pour des vitesses décroissantes, alors que pour les valeurs de la résistance en pointe  $q_p$ , la variation est négligeable. LE KOUBY (2003)[22] a trouvé également des résultats similaires en réalisant des essais sur modèles réduits de pieux ( $\varnothing 20$ ) en chambre d'étalonnage, la vitesse de chargement étant comprise entre 0,01mm/min et 10mm/min, et cela pour trois niveaux de contraintes, la vitesse de fonçage des modèles a été fixée à 60mm/min.

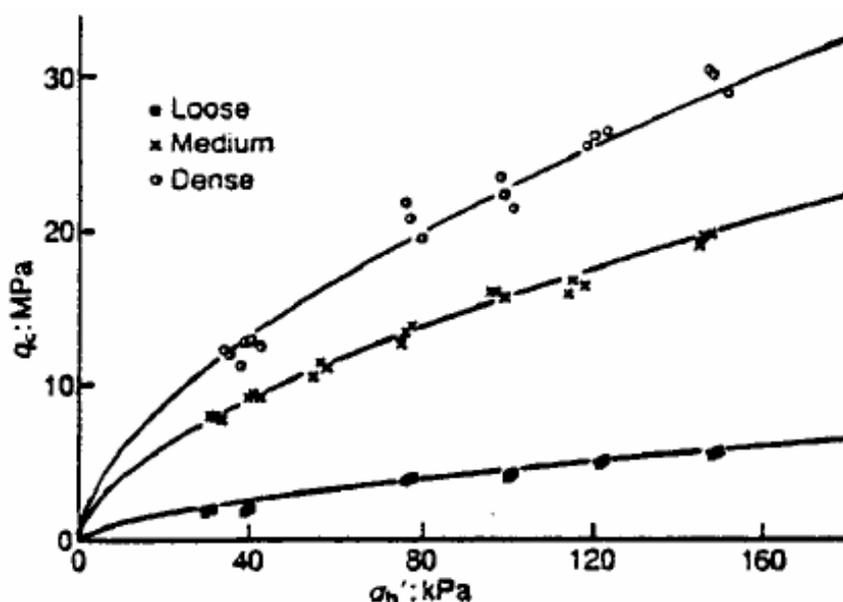


Figure 1.15 : Évolution de la résistance en pointe avec la contrainte effective horizontale (HOULSBY et HITCHMAN [40]).

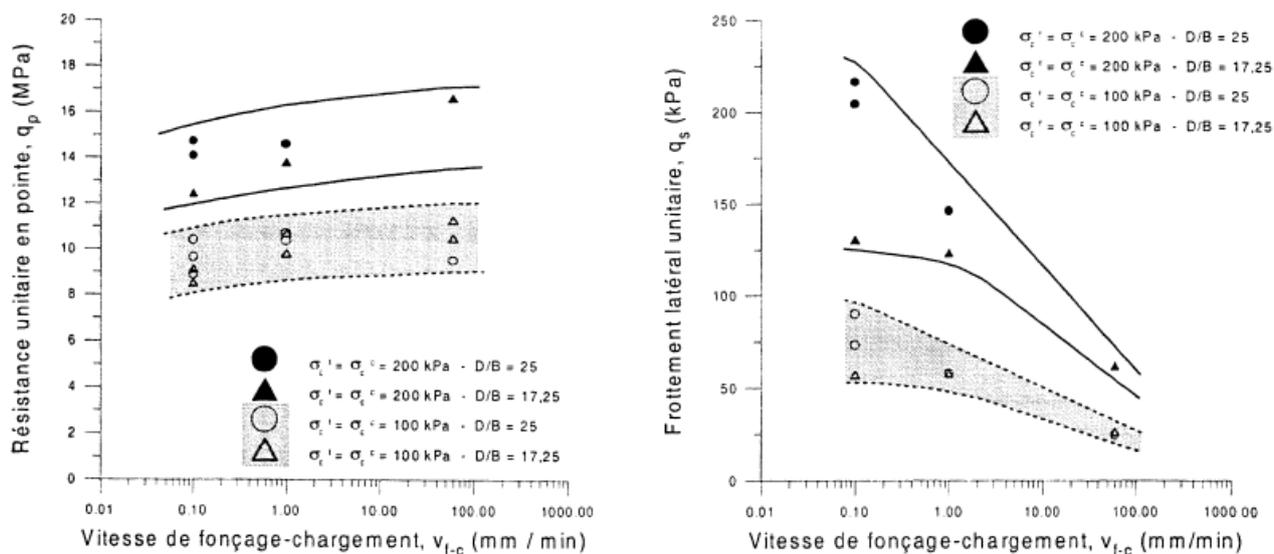


Figure 1.16 : Influence de la vitesse de chargement sur les mesures de : (a) Résistance en pointe ; (b) Frottement latéral unitaire (DE GENNARO [45]).

#### 1.1.5. Effet du sens de chargement

EL NAGGAR et WEI (2000)[46] ont étudié en laboratoire le comportement à l'arrachement et à l'enfoncement d'une inclusion moulée dans un massif de sable dense, et cela pour différentes contraintes de consolidation. Les mesures ont été faites en plaçant des jauges à différents niveaux de l'inclusion. Le frottement latéral en compression est supérieur à celui obtenu pour l'arrachement sauf à proximité de la pointe où c'était le contraire (Figure 1.17), c'est-à-dire, au voisinage de la pointe, les courbes sont inversées avec une diminution en compression et une augmentation en traction, cela est dû aux effets de la pointe associés au champ de contraintes autour de la pointe. Ces résultats confirment ceux obtenus par POULOS (1987) [18] et DE NICOLA et RANDOLPH (1993)[47], ces derniers ont attribué la faible capacité des pieux, soumis à la traction, à l'effet du coefficient de Poisson, et ils ont donné également une expression reliant le rapport de la capacité du frottement latéral en traction à celle en compression en fonction de la compressibilité relative du pieu et du rapport de l'élancement. Alors que KRAFT (1990)[48] n'a pas fait de différence entre la compression et la traction en déterminant la capacité portante des pieux en frottement.

DE GENNARO (1999)[45] a réalisé des essais d'arrachement et de compression, en chambre d'étalonnage, sur des pieux modèles moulés. Il a constaté une augmentation du frottement latéral en traction en augmentant la contrainte de confinement appliquée. En comparant les courbes de mobilisation du frottement latéral obtenues en traction et en compression, on peut remarquer qu'il y a une dissymétrie de comportement. En effet, pour les mêmes conditions de chargement, les valeurs maximales du frottement latéral sont plus faibles en traction que celles obtenues pour la compression (Figure 1.18).

D'autre part, LE KOUBY (2003)[22] a également étudié l'effet du sens de chargement, en chambre d'étalonnage, sur une inclusion foncée dans un massif de sable moyennement dense, la mesure du frottement latéral se fait uniquement sur la partie instrumentée du manchon. Les résultats obtenus montrent également que l'effort mesuré en compression est supérieur à celui obtenu en arrachement (Figure 1.19).

Quant à la résistance en pointe, il est tout à fait évident, qu'elle prenne une valeur nulle pour l'essai de traction (arrachement).

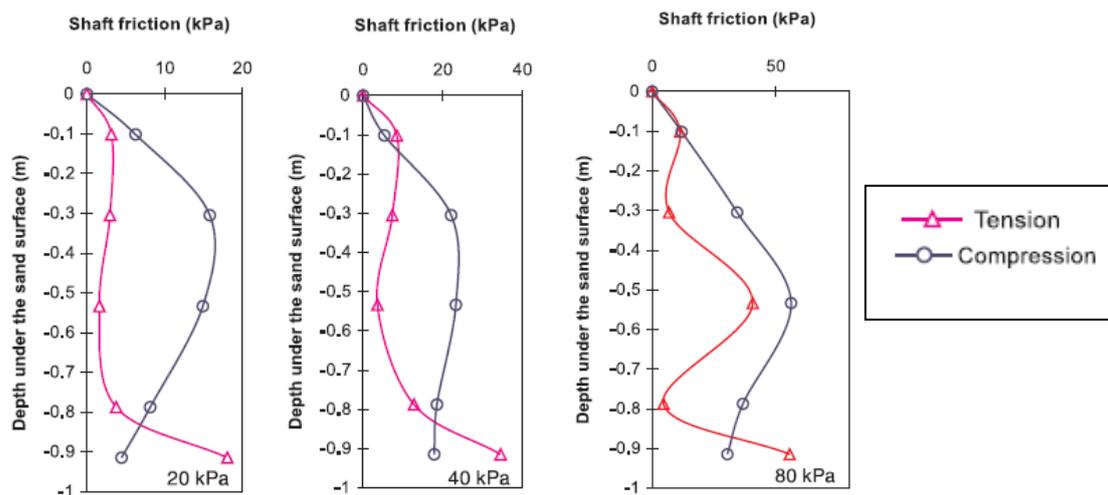


Figure 1.17 : Comparaison entre le frottement obtenu dans le cas de la compression et de la traction (EL NAGGAR et WEI [46]).

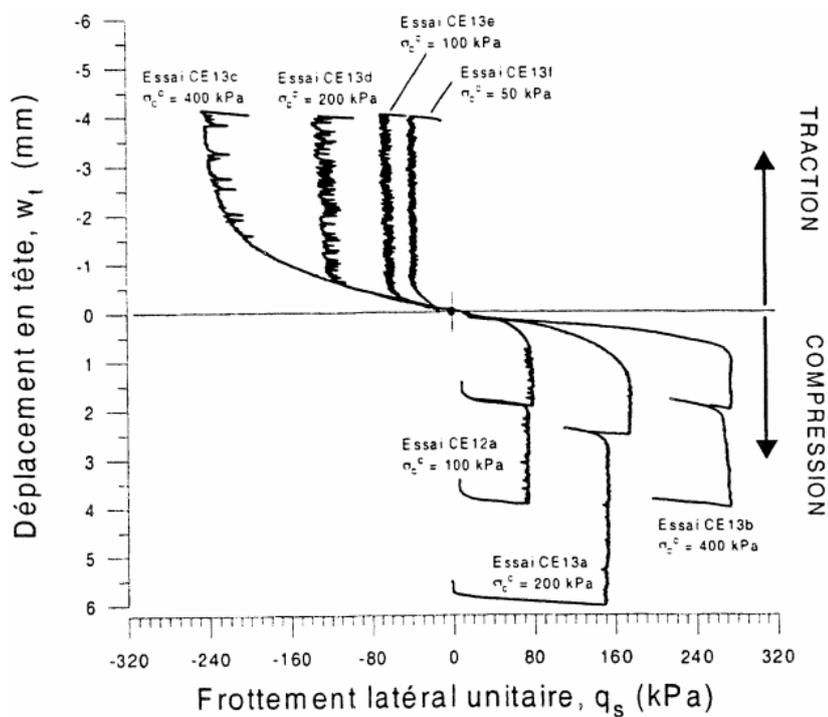


Figure 1.18 : Courbes de mobilisation du frottement latéral au cours des essais d'arrachement et de compression sur pieu modèle en chambre d'étalonnage (DE GENNARO [45]).

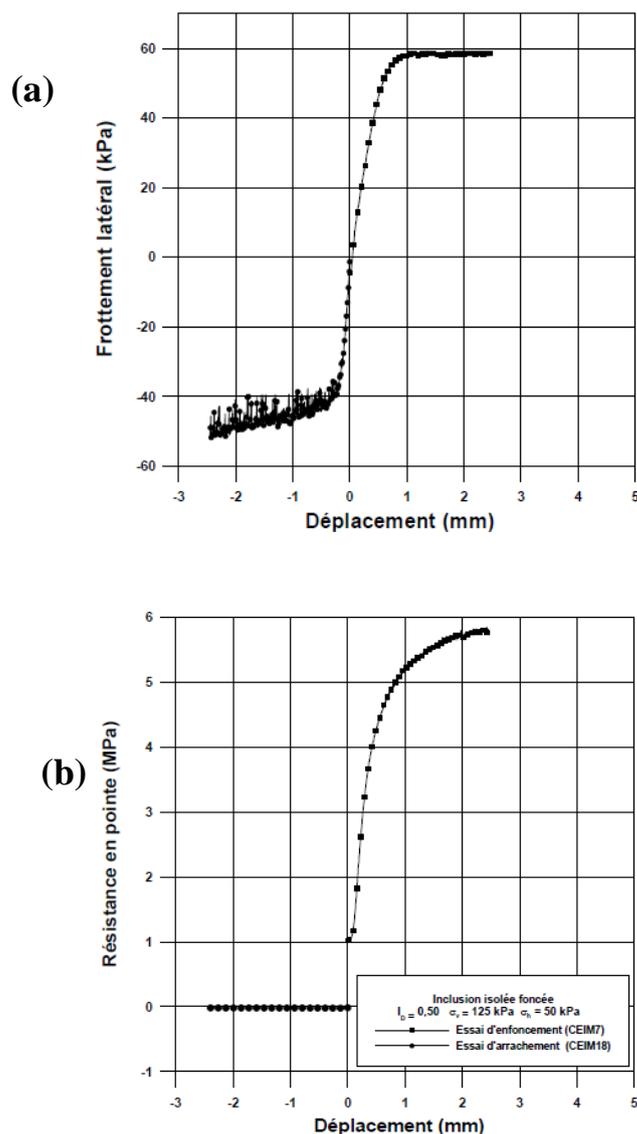


Figure 1.19: Courbes de mobilisation du frottement latéral (a) et de la résistance en pointe (b) dans les cas des chargements en compression et en traction (LE KOUBY [22]).

### 1.1.6. Influence des contraintes résiduelles

Généralement pour l'essai de chargement sur les modèles de pieux instrumentés, on néglige les contraintes résiduelles obtenues après l'installation des pieux, alors qu'en réalité ces contraintes ne sont pas nulles.

Sur la figure 1.20, on présente, d'une façon schématique, la différence dans la distribution de chargement sur le pieu entre les charges mesurées (en négligeant les contraintes résiduelles) et les charges qui existent réellement en contact du pieu dans le cas de compression et de la traction (BRIAUD et TUCKER, 1984[17]). Les mesures faites dans le cas de la compression, en négligeant les contraintes résiduelles, conduisent à des valeurs de

résistance en pointe plus faibles et à des valeurs de frottement latéral plus importantes par rapport aux charges réelles. Par contre, dans le cas de la traction, les mesures conventionnelles appliquées conduisent à des valeurs de frottement latéral inférieures par rapport aux mesures exactes. Les contraintes sont plus importantes dans le cas des pieux battus que dans le cas des pieux forés, cela est dû aux contraintes mobilisées pendant l'installation.

POULOS (1987) [18] a montré que les théories prenant en compte les contraintes résiduelles donnent des estimations raisonnables du comportement des pieux chargés axialement. La figure I.21 présente les contraintes résiduelles calculées, relatives au frottement latéral, pour trois types de sols. Pour l'argile rigide, la contrainte résiduelle à proximité de la tête du pieu atteint le frottement limite en traction puis diminue avec la profondeur et change de signe à mi-profondeur. Concernant le deuxième type de sol, à savoir l'argile molle, les contraintes résiduelles sont petites. Pour le sable, les contraintes résiduelles sont importantes et le fût du pieu est en état de glissement de traction le long de la majorité de sa longueur. L'auteur a étudié également l'influence de la rigidité du pieu (Figure 1.22) et il a conclu que, généralement, les forces résiduelles augmentent quand la rigidité du pieu diminue et que cet effet est faible pour les sables. La force résiduelle maximale pour les argiles est obtenue à une distance située au dessus de la pointe, contrairement aux sables pour lesquels le maximum est obtenu au niveau de la pointe.

Par ailleurs, JARDINE et al. (2005) [49] ont remarqué des augmentations remarquables de la capacité portante, en terme de frottement latéral, des pieux installés par battage sur un site expérimental (essais in situ), et cela après quelques mois de leur installation. Cette augmentation est de l'ordre de 70% à 90% sur 6 mois. Par contre, la résistance en pointe n'évolue pas en fonction du temps. Ces résultats confirment ceux trouvés, auparavant, par JARDINE et CHOW (1996)[50], CHOW et al. (1997)[51].

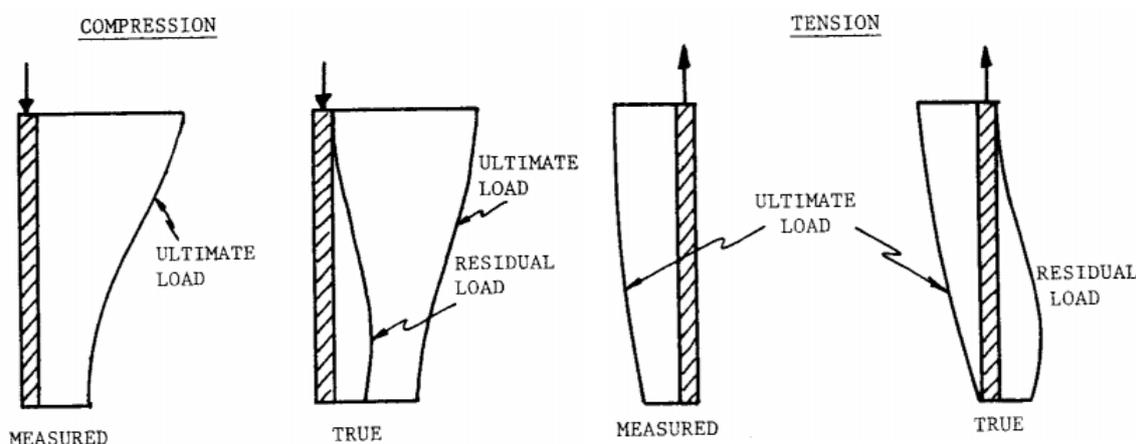


Figure 1.20 : Répartition des charges dans les pieux (BRIAUD et TUCKER [17]).

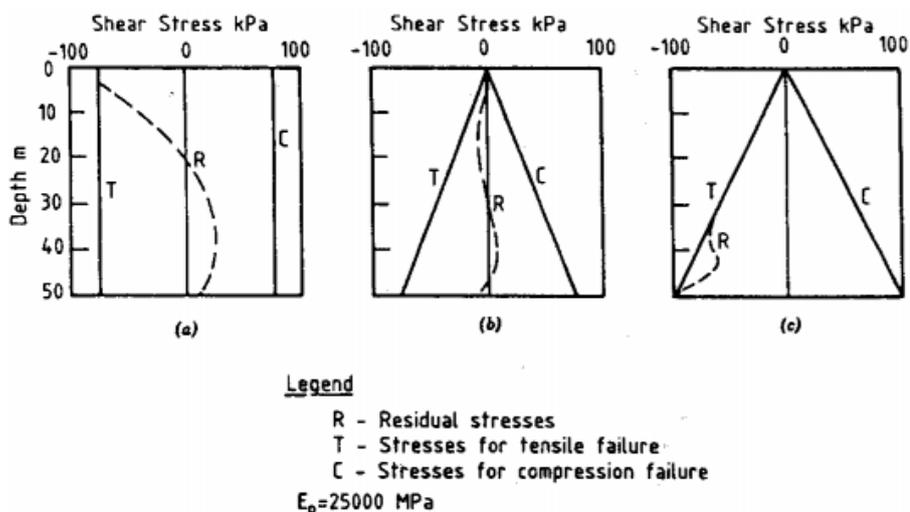


Figure 1.21 : Distribution des contraintes résiduelles et de rupture pour 3 types de sols :  
(a) Agile rigide ; (b) Argile molle et (c) Sable (POULOS [18]).

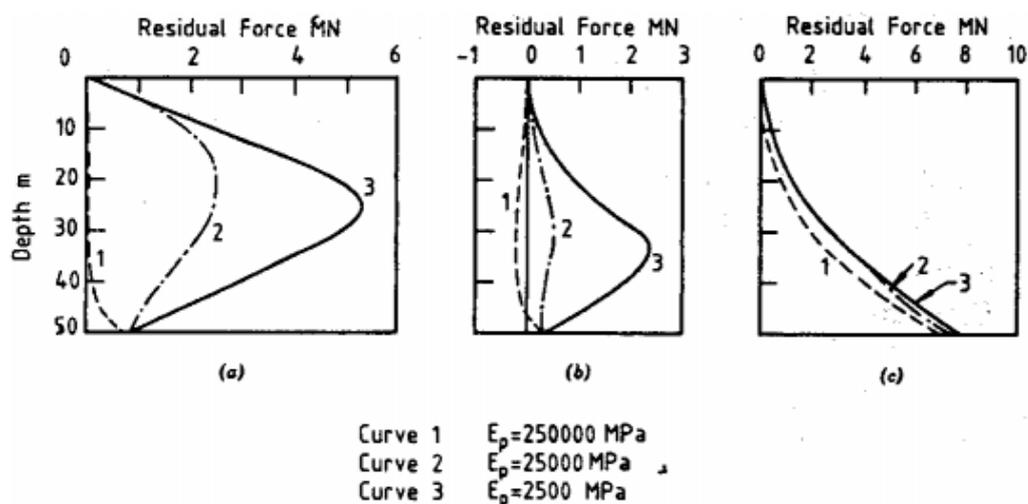


Figure 1.22 : Distribution des forces résiduelles après un chargement initial de compression jusqu'à la rupture : (a) Agile rigide ; (b) Argile molle et (c) Sable (POULOS [18]).

## 1.2. Évaluation de la capacité portante d'un pieu

Les principales méthodes utilisées pour la détermination de la capacité portante des pieux soumis à des charges verticales sont regroupées en quatre catégories :

- Théories classiques des corps rigides – plastiques;
- Calcul empirique à partir des essais in-situ;
- Calcul basé sur l'interprétation des essais de chargement statique des pieux;
- Théorie de l'expansion des cavités sphériques.

### 1.2.1. Théories classiques des corps rigides – plastiques

Les théories classiques du calcul de la charge axiale limite d'un pieu admettent un comportement du sol de type rigide – plastique. La déformabilité du milieu est négligée pour ne considérer que la résistance limite au cisaillement qu'on suppose mobilisée totalement sur les lignes de glissement. Ces méthodes font intervenir les caractéristiques intrinsèques de résistance au cisaillement à savoir  $c$  et  $\varphi$  déterminées au laboratoire sur des échantillons intacts (BOUAFIA, 2011)[52].

Pour les sols flottants:  $q_p = c'N_c + q_0'N_q$ , avec  $q_0' = \gamma'D$  ;

$D$  étant la profondeur du pieu et  $\gamma'$  est le poids volumique déjaugé ;

$N_c$  et  $N_q$  sont les facteurs de capacité portante de cohésion et de profondeur.

$q_s = Kq_z \text{tg} \delta + c'$  ; avec  $q_z = \gamma'z$ ,  $K = \sigma_n / q_z$  et  $\delta$  représente l'angle de frottement de l'interface sol-pieu.

Selon les auteurs et suivant les schémas de rupture adoptés (figure 1.23), les coefficients  $N_c$  et  $N_q$  peuvent varier avec un rapport de 1 à 10 et même plus (Frank, 2001)[3].

Pour les sols purement cohérents :  $q_p = N_c c_u + q_0'$

Avec  $N_c = 9$  (généralement) et  $q_s = \alpha.c_u$  ;  $\alpha \leq 1$ , suivant la nature du pieu, sa nature et la mode d'installation du pieu

Ces méthodes prennent en compte uniquement le comportement en grands déplacements et ignorent complètement les propriétés de déformation du sol, ce qui rend ces méthodes non réalistes. C'est la raison pour laquelle les spécialistes du domaine préfèrent adopter les formules basées sur l'analogie entre la capacité portante et les essais in-situ.

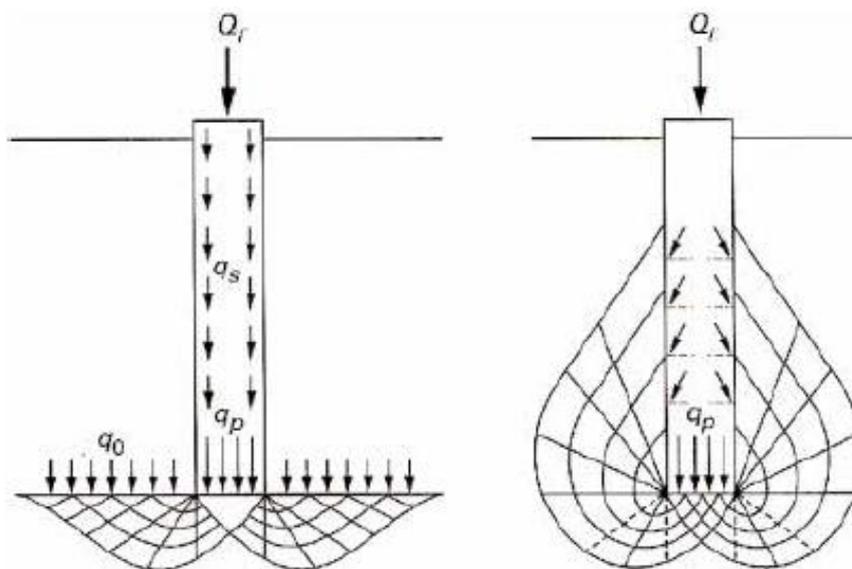


Figure 1.23 : Exemples de schémas de rupture selon les théories classiques.

### 1.2.2. Méthodes empiriques à partir des essais in-situ

Les méthodes de calcul de la capacité portante basées sur les essais in-situ sont des méthodes empiriques largement utilisées du fait qu'elles permettent une meilleure approche au comportement des pieux, tant de point de vue déformation que de point de vue rupture.

#### 1.2.2.1. Essai scissométrique

Le scissomètre est un appareil ayant pour objet la détermination de la cohésion non drainée d'un sol. Son utilisation est limitée seulement aux sols fins, saturés, cohérents et peu résistants.

- Résistance en pointe :

Pour un sol purement cohérent ( $\varphi_u = 0$ ), la résistance en pointe s'évalue par la théorie classique à partir de la cohésion non drainée mesurée au scissomètre et corrigée par les coefficients de Bjerrum et de Pilot (CASSAN, 1978)[53] :  $q_s = c_u N_c + \gamma.D$

$$N_c \text{ est donné par Skempton : } N_c = \frac{6,2 + 7,5 \frac{D}{B}}{1 + 0,75 \frac{D}{B}}$$

Pour les fondations très profondes, D tend vers l'infini et  $N_c = 10$ . On introduira souvent un coefficient de sécurité de l'ordre de 3.

- Frottement Latéral :

Le frottement latéral dans les sols cohérents n'est fonction que de la cohésion :

$$q_s = \beta.C_u, \text{ avec } \beta < 1.$$

Selon Caquot et Kérisel (1953),  $\beta = \frac{1 + c_u^2}{1 + 7c_u^2}$ , la cohésion est exprimée en bars.

Le coefficient de sécurité appliquée est de l'ordre de 2.

#### 1.2.2.2. Essais de Pénétration Statique CPT

Le Pénétromètre est un modèle réduit de pieu, cela laisse supposer que la résistance en pointe est la même que la résistance pénétrométrique. Mais l'expérience acquise par les essais pénétrométriques montre que la résistance en pointe du pénétromètre n'est pas une grandeur intrinsèque et varie essentiellement avec la vitesse de pénétration et le diamètre du cône (BOUAFIA, 2010)[54].

Cet essai nous permet d'avoir les grandeurs suivantes :

- La résistance à la pénétration du cône  $q_c$  (résistance en pointe) ;
- Le frottement latéral unitaire sur le manchon  $q_s$  ;

$$\text{Le rapport de frottement } R_f = \frac{q_s}{q_c}$$

- Résistance en pointe :

En supposant qu'il existe une proportionnalité entre la résistance en pointe du pieu ( $q_p$ ) et celle mesurée par l'essai CPT ( $q_c$ ) (DE BEER, 1984[55] ; GHIONNA et al., 1993[56] ; LEE et SALGADO, 1999[57]), on peut écrire :

$$q_p = K_c q_c ; \text{ Avec } K_c : \text{ facteur de portance pénétrométrique du pieu}$$

LEE et al. (2003)[58] ont étudié la capacité portante des pieux à partir de l'essai CPT, en réalisant une série d'expérimentation en chambre d'étalonnage, sur des pieux à base fermée (bouchonnants) et ouverte. Ils ont trouvé que la résistance en pointe normalisée ( $q_p / q_c$ ) est fonction de la densité relative du sol pour les pieux à base fermée et elle est en fonction, à la fois, de la densité relative et du rapport d'incrément d'installation IFR (Incremental Filling Ratio) qui représente le rapport entre l'augmentation de la longueur du bouchon et l'augmentation de la profondeur du battage de pieu. Dans le cas des sols denses à très denses, LE TIRANT et al. (1991)[59] ont montré que les pieux ouverts se comportent comme bouchonnants sous chargement statique.

- Frottement Latéral :

Les contraintes limites  $q_s$  du frottement latéral du sol autour de pieu au moment de la rupture sont déterminées, soit à partir du frottement latéral  $q_s$  mesuré sur le manchon du pénétromètre, soit par relations empiriques en fonction du terme de la pointe dans le cas où le pénétromètre ne permet pas une telle mesure.

CASSAN (1978)[53] a donné des recommandations pratiques pour l'évaluation du frottement latéral limite comme suit :

- Sables et graviers ou sables denses :  $q_s = \frac{q_c}{150}$  ;

- Sables grossiers :  $q_s = \frac{q_c}{100}$  ;

- Limons et sols intermédiaires :  $q_s = \frac{q_c}{60}$  ;

- Argiles :  $q_s = \frac{q_c}{50}$

- Méthode du LCPC :

Cette méthode est d'origine empirique basée sur des essais de chargement statique des pieux (BUSTAMANTE et GIANESELLI, 1981[60] ; BUSTAMANTE et al., 1987[61]).

La contrainte limite en pointe  $q_p$  est donnée par la formule:  $q_p = K_c q_{ce}$

$K_c$  : Coefficient de portance en fonction du type de sol et de la mise en place des pieux.

$q_{ce}$  : Résistance de pointe équivalente au pénétromètre statique.

Le frottement latéral  $q_s$  est égal à la résistance pénétrométrique à cette profondeur, divisée par un facteur  $\beta$  tel que :

$$q_s = \min\left(\frac{q_c}{\beta}, q_{s,\max}\right)$$

Les valeurs de  $\beta$  et  $q_{s,\max}$  sont données par un tableau en fonction de la nature du sol et la catégorie du pieu.

### 1.2.2.3. Essais de Pénétration Standard SPT

Cet essai est bien adapté aux sols pulvérulents. En supposant que la résistance en pointe est proportionnelle au nombre de coups  $N$  représentatif de la zone mobilisée autour de la pointe, on peut écrire :

$$q_p = K_s N$$

$K_s$  est le facteur de portance et a une dimension d'une contrainte.

Pour le calcul du frottement latéral, on suppose que la contrainte limite  $q_s$  est proportionnelle à  $N$  représentatif de l'interface sol - pieu, à la profondeur étudiée, pour cela on a :

$$q_s = n_s N$$

MEYERHOF (1976)[25] a trouvé les valeurs de  $n_s$  comme suit :

$$n_s = 2kPa \text{ pour les pieux battus dans les sables et les limons ;}$$

$$n_s = 1kPa \text{ pour les pieux forés dans les sables.}$$

### 1.2.2.4. Essais Pressiométriques

La méthode pressiométrique est applicable à tous les sols et tous les types de pieux (BUSTAMANTE et al., 1987[61] ; BUSTAMANTE et FRANK, 1997[62]).

La contrainte limite de pointe  $q_p$  est donnée par la formule :

$q_p = K_p \cdot P_{le}^*$ , tels que :  $K_p$  est le coefficient de portance et  $P_{le}^*$  est la pression nette équivalente.

Le coefficient de portance traduit la proportionnalité entre la résistance de pointe et la pression limite du sol sollicité horizontalement par la sonde pressiométrique. Ce coefficient dépend de la nature du sol et du mode de mise en œuvre du pieu.

$$P_{le}^* = \frac{1}{3a+b} \int_{D-b}^{D+3a} p_l^*(z) dz$$

Où  $P_l^*(z)$  est la pression limite obtenue à la profondeur  $z$  par interpolation linéaire entre  $P_l^*$  mesurées immédiatement de part et d'autre de cette profondeur (Figure 1.24).

$$a = \max\left(\frac{B}{2}, 0,5\right)$$

$b = \min(a, h)$ , tel que  $h$  est l'ancrage dans la couche où se situe la pointe du pieu.

La contrainte  $q_s(z)$  limite du frottement latéral unitaire à la cote  $z$  est donnée en fonction de la pression limite mesurée nette  $p_l^*$  (sous forme de courbes), telle que  $P_l^* = P_1 - P_0$ .

Par ailleurs, PHILIPPONNAT et ZERHOUNI (1991 et 1993)[63-64] ont proposé de compléter le test pressiométrique par l'essai au phicomètre et cela en vue d'avoir plus de précisions sur le frottement latéral.

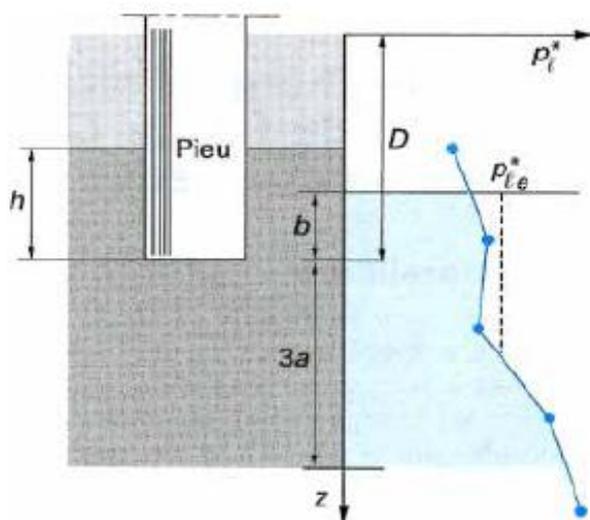


Figure 1.24 : Définition de la pression limite équivalente au pressiomètre (Frank [4]).

Ces méthodes basées sur les essais in-situ fournissent un moyen adéquat pour l'évaluation de l'effort de frottement latéral ainsi que de la résistance en pointe, puisqu'elles prennent en considération la nature du sol, la nature des pieux et leur mode de mise en place.

### 1.2.3. Essais de chargement statique

L'essai de chargement statique a pour but de déterminer directement sur un pieu d'essai la courbe charge – enfoncement du pieu, d'en déduire les charges limites  $Q_l$  et de fluage  $Q_c$ , et par la suite, la charge admissible sur le pieu. On a recours à un tel essai que lorsque les méthodes décrites précédemment ne conduisent pas à des résultats satisfaisants et que l'on peut extrapoler les résultats à un nombre suffisant de pieux sur le même site (BAGUELIN et al. (1974)[65]; BUSTAMANTE et GIANESELLI (1981)[60]; BUSTAMANTE et al. (1983)[66]; BUSTAMANTE et al. (1987)[61]; FRANK et MESTAT (2000)[67]; FRANK (2001)[4]).

Généralement, on prend la valeur de la charge limite  $Q_l$  correspondant à un enfoncement de la tête de pieu égal à  $d/10$  ( $d$  étant le diamètre du pieu). Tous les détails concernant la réalisation de l'essai de chargement sont décrits dans la norme française AFNOR P 94-150[42].

### 1.2.4. Théorie de l'expansion des cavités

Ces méthodes reposent sur l'analogie de la déformation du sol sous une fondation profonde avec l'expansion d'une cavité sphérique. Il s'agit d'un mécanisme de rupture particulier avec un cône rigide de sol sous la pointe du pieu, entouré par une partie de sol comprimé à une pression limite  $P_{lim}$  qui assure l'expansion d'une cavité sphérique (figure 1.25). Cette théorie a été appliquée au calcul de la capacité portante des pieux au sol cohérent par Skempton et al. (1953) (d'après DJAFARI et FRANK, 1983[68]).

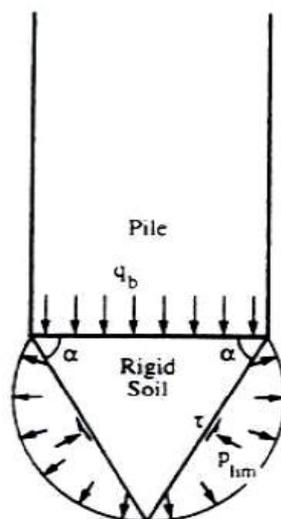


Figure 1.25 : Mécanisme de rupture selon la théorie d'expansion de cavité.

La résistance en pointe du pieu peut être exprimée par :

$$q_p = p_{lim} (1 + \tan \phi' \tan \alpha)$$

Avec  $\phi'$  : angle de frottement interne du sable,  $\alpha$  : angle du cône et peut être pris égal à  $45 + \frac{\phi'_{cv}}{2}$ .

Cette équation est reprise par d'autres auteurs ; RANDOLPH et al. (1994)[69] et RANDOLPH (2003)[70] en prenant  $\phi' = \phi'_{cv}$  et  $P_{lim}$  calculée en utilisant les expressions de YU et HOULSBY (1991)[71]. Le rapport entre la capacité portante calculée et celle mesurée est de l'ordre de 1,76, ceci est expliqué par le fait de la non considération des valeurs résiduelles de la pression à la base.

La théorie de l'expansion des cavités prend en considération les caractéristiques de compressibilité du sol, ce qui rend ces méthodes intéressantes pour le calcul de la capacité portante des pieux (BAGUELIN et al. (1975)[72] ; FRANK (1975)[73], SALGADO et al. (1997)[74] ; FARHAD et FAVRE (2002)[75]).

Le dispositif expérimental permettant de simuler les sollicitations d'expansion de cavité est le cylindre épais, appelé préalablement le cylindre creux, dont la conception dérive d'une cellule triaxiale (CANOU et TUMAY (1984)[76] ; DORMIEUX (1985)[77] ; FAHEY (1986)[78] ; JURAN et BENSALD (1987)[79]; DUPLA (1995)[80] ; DUPLA et CANOU (2003)[81]).

### 1.3. Tassement d'un pieu isolé

L'estimation du tassement d'un pieu nécessite la connaissance de la loi de mobilisation du frottement latéral en fonction du déplacement tout le long du fût de pieu, ainsi que celle de la mobilisation de l'effort en pointe en fonction du déplacement de la pointe du pieu.

Les méthodes de calcul du tassement des pieux peuvent être regroupées en trois catégories selon l'approche utilisée:

- l'approche numérique : Méthodes des éléments finis, méthodes de transfert des charges (courbes 't-z' et 'q-z') et la méthode des équations intégrales ;
- l'approche expérimentale : Essais en vraie grandeur et sur modèles réduits ;
- l'approche par les méthodes simplifiées : les méthodes empiriques, les méthodes des modèles équivalents, et les abaques simplifiés basés sur la théorie de l'élasticité. Ces méthodes simplifiées sont validées elles mêmes par des méthodes numériques et confrontées avec les essais réalisés en vraie grandeur et les essais sur modèles réduits effectués au laboratoire.

#### 1. 3.1. Méthodes numériques

##### 1.3.1.1. Méthodes des éléments finis

Cette approche permet de déterminer le comportement du pieu ainsi que du massif du sol qui l'entoure. La modélisation par éléments finis peut se faire soit en considérant la symétrie de révolution (axisymétrie), soit par une modélisation tridimensionnelle. La deuxième approche reste la plus réaliste mais elle exige des moyens importants pour la réalisation du maillage autour des pieux.

La modélisation en condition de symétrie de révolution est généralement utilisée dans le cas d'un pieu cylindrique isolé. Beaucoup de chercheurs ont modélisé numériquement, par éléments finis, le comportement des pieux chargés axialement en tenant compte de l'interface pieu-sol. Les premiers travaux dans ce domaine sont ceux d'Ellison et al. (1971) (cité par ESTEPHAN, 2003[1]). Certains auteurs ont modélisé l'essai de chargement de pieu en utilisant des éléments d'interface sans épaisseur tels que BARBAS et FRANK (1982)[82], TADJBAKHSI (1984)[83], CABELLA et PASSALACQUA (1998)[84], DAS NEVES et al. (2001)[85] et WEHNERT et VERMER (2004)[86] ; ou de type couche mince avec des caractéristiques spécifiques de rigidité et de frottement

(DE GENNARO, 1999[45] ; DE GENNARO et FRANK, 2002[87]). D'autres chercheurs ont modélisé le comportement des pieux sans utilisation des éléments d'interface (Mohamedzein et al., 1999 ; Georgiadis et al., 2003) (cités par SAID, 2006[88]).

### 1.3.1.2. Méthode des fonctions de transfert de charge

Le principe de cette méthode consiste à modéliser le sol par un nombre de ressorts indépendants répartis le long du fût de pieu ainsi que sous sa base (méthode du module de réaction) (Figure 1.26).

Le module des courbes de mobilisation ('t-z' pour le frottement latéral et 'q-z' pour la réaction en pointe) de ces ressorts sont définis à partir d'essais in-situ (essais pressiométriques, essai CPT ou SPT), ou à partir des lois de comportement.

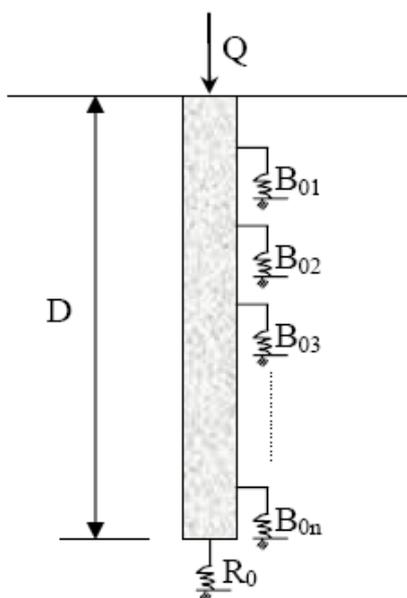


Figure 1.26 : Schéma de transfert de charge pieu-sol.

a) Méthodes basées sur les essais pressiométriques :

- **Pressiomètre Ménard :**

Les méthodes les plus utilisées pour la construction de la courbe de mobilisation du frottement latéral et de l'effort en pointe, à partir des essais pressiométriques de Ménard, sont : la méthode de GAMBIN (1963)[89] et la méthode de FRANK et ZHAO (1982)[90].

- Méthode de Gambin :

La pente de mobilisation de Frottement latéral 't-z' est :

$$B = \frac{t}{z} = \frac{E_M}{Cr_0}, \quad \text{pour } r_0 < 0,3\text{m}$$

$$B = \frac{t}{z} = \frac{E_M}{Cr_0} \left( \frac{r_f}{r_0} \right)^\alpha, \text{ pour } r_0 > 0,3\text{m}$$

Avec,  $E_M$  est le module pressiométrique,  $r_0$  le rayon de pieu et  $C$  un facteur dépendant de l'élancement du pieu (Longueur/rayon :  $L/r_0$ ) et de son mode d'installation (Tableau 1.2).

$a$  est un coefficient rhéologique variant de 1/3 pour les sables et graviers à 2/3 pour les argiles et  $r_f = 0,3\text{m}$ .

La pente de la courbe de mobilisation des efforts en pointe 'q-z' est :

$$R = \frac{q}{z} = \frac{2E_M}{r_0}, \text{ pour } r_0 < 0,3\text{m}$$

$$R = \frac{q}{z} = \frac{2E_M}{r_0} \left( \frac{r_f}{r_0} \right)^\alpha, \text{ pour } r_0 > 0,3\text{m}$$

Tableau 1.2 : Valeurs de C (GAMBIN [89]).

Type de pieu	Pieu Flottant		Pieu ancré dans la couche résistante
	$L/r_0=10$	$L/r_0>20$	
<b>Pieu foré</b> (béton non compacté)	<b>4,5 -5,0</b>	<b>5,2 – 5,6</b>	<b>2,8 – 3,2</b>
<b>Pieu moulé en place</b> -battu ou foré- (béton serré sur le terrain)	<b>2,9 -3,3</b>	<b>3,3 – 3,6</b>	<b>1,8 – 2,1</b>
<b>Pieu préfabriqué battu</b>	<b>1,8 -2,0</b>	<b>2,1 – 2,3</b>	<b>1,1 – 1,3</b>

- Méthode de Frank et Zhao :

Les lois de mobilisation du frottement latéral et de l'effort en pointe proposées par FRANK et ZHAO (1982)[90] sont données sur la figure 1.27.

Les paramètres B et R sont :

\*Sols fins et roches tendres :  $B = E_M / r_0$

$$R = 11E_M$$

\*Sols granulaires :

$$B = 0,4E_M / r_0$$

$$R = 4,8E_M$$

Avec  $E_M$  le module pressiométrique de Ménard et  $r_0$  le diamètre du pieu.

- **Pressiomètre Autoforeur (PAF)**

BAGUELIN et al. (1982)[91] proposent une méthode de construction de la courbe de frottement axial t-z à partir de la courbe de cisaillement du sol obtenue par le pressiomètre autoforeur. La figure 1.28 schématise le principe de cette méthode (avec ;  $f = t$  et  $v = z$ ).

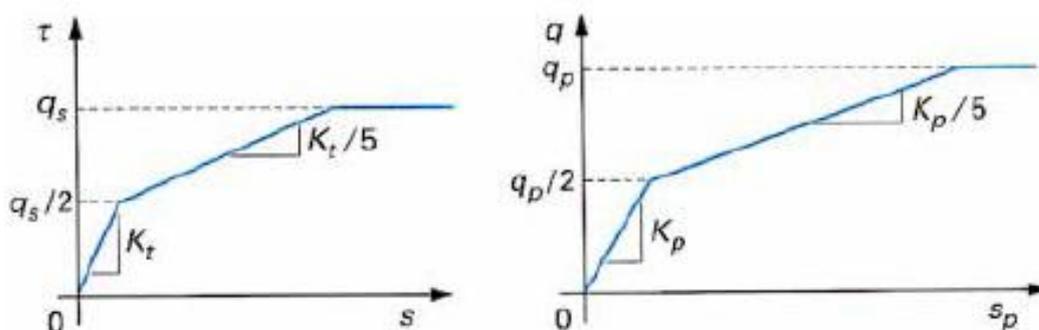


Figure 1.27 : Lois de mobilisation du frottement latéral et de l'effort en pointe unitaires (FRANK [4]).

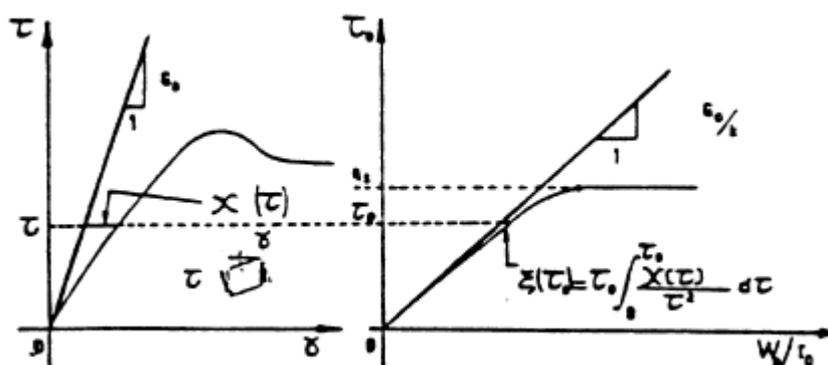


Figure 1.28 : Construction de la courbe de frottement latéral 't-z' à partir de la courbe de cisaillement du sol (BAGUELIN et al. [91]).

b) Méthodes basées sur les lois de comportement et les essais CPT et SPT :

HIRAYAMA (1990)[92] suppose que les lois de mobilisation du frottement latéral t et de l'effort en pointe q en fonction du déplacement z sont des lois hyperboliques du type Kondner (MALEKI, 1995)[93] :

$$t = \frac{z}{a_f + b_f z} \quad ; \quad q = \frac{z_e}{a_e + b_e z_e}$$

Où :  $a_f, b_f, a_e$  et  $b_e$  sont des constantes fonctions de  $q_s$  ou de  $q_p$ , déterminées à partir des essais CPT et SPT ou à partir des méthodes classiques.

Le tracé des courbes de mobilisation est représenté sur la figure 1.29 (avec la notation  $f=t$ ).

Les constantes  $a_f, b_f, a_e$  et  $b_e$  sont déterminées à partir des équations suivantes :

$$b_f = 1/q_s \quad \text{et} \quad b_e = 1/q_p$$

$$a_f = Z_{ref,f} / q_s \quad \text{et} \quad a_e = Z_{ref,e} / q_p$$

Avec :  $Z_{ref,f}$  est le déplacement pour lequel la moitié  $q_s$  (frottement ultime) est mobilisée ;

$Z_{ref,e}$  est le déplacement pour lequel la moitié  $q_p$  (résistance en pointe ultime) est mobilisée.

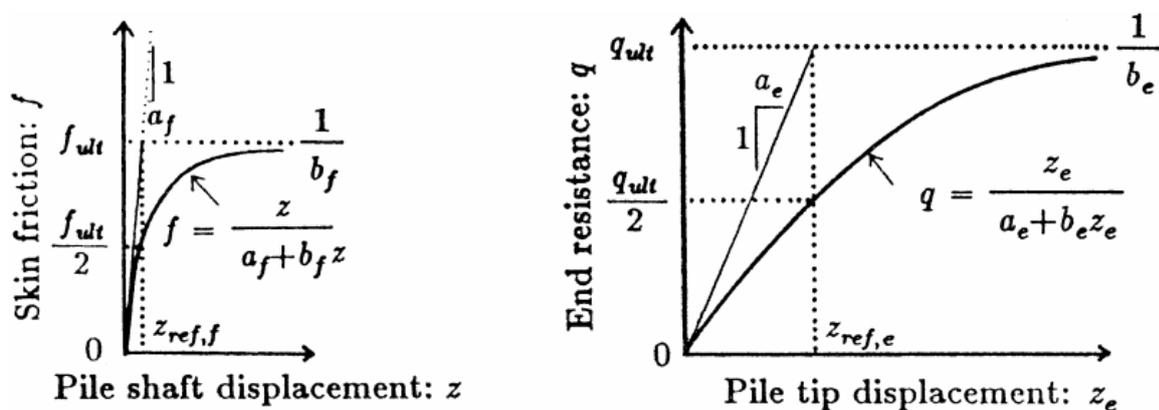


Figure 1.29 : Lois hyperboliques proposées par HIRAYAMA [92].

### 1.3.1.3. Modélisation numérique par équations intégrales aux frontières

Pour cette méthode, on suppose que le matériau est élastique linéaire en petites déformations pour les deux domaines (sol et pieu), la non linéarité du comportement est concentrée sur les interfaces (GARNICA-ANGUAS, 1993[94]). Le problème de contact est reproduit en imposant des conditions statiques et cinématiques correspondant au contact fermé, glissant et ouvert.

Cette méthode a été appliquée pour le calcul d'un essai d'arrachement de pieu en chambre d'étalonnage (HUANG et al. (1991)[95] ; BOULON et al. (1995)[96]).

### 1. 3.2. Les Méthodes simplifiées

#### 1. 3.2.1. Méthode du continuum élastique

POULOS et DAVIS (1990)[97] proposent une méthode simplifiée basée sur la théorie de l'élasticité du sol en l'assimilant à un massif semi- infini homogène et isotrope.

Le tassement du pieu sous une charge  $Q$  ( $P$ ) est donné directement en fonction des caractéristiques élastiques et géométriques du problème, et cela grâce à une série d'abaques permettant d'estimer également l'effort en pointe  $Q_p$  ( $P_b$ ) et l'effort total du frottement  $Q_s$  ( $P_s$ ).

Le frottement latéral et la réaction en pointe sont donnés par les équations suivantes :

$$P_b = \beta P$$

$$P_s = P(1 - \beta)$$

Avec :  $\beta = \beta_0 C_K C_v$  , pour le cas d'un pieu refoulant ;

Et  $\beta = \beta_0 C_K C_b C_v$  , pour le cas d'un pieu résistant en pointe.

$\beta_0$  est la proportion de la charge reprise par la pointe d'un pieu flottant, incompressible, dans un milieu semi-infini homogène ayant un coefficient de Poisson  $\nu = 0,5$ ;

$C_K$  est un coefficient correcteur pour la compressibilité du pieu ;

$C_v$  est un coefficient correcteur pour le coefficient de Poisson ;

$C_b$  est un coefficient correcteur pour la rigidité du substratum.

Le tassement en tête du pieu est donné par :

$$\rho = \frac{PI}{E_s d}, \text{ avec } d \text{ est le diamètre du pieu, } E_s \text{ le module de Young du sol ;}$$

$$I = I_0 R_K R_h R_v, \text{ pour le cas d'un pieu flottant ;}$$

$$I = I_0 R_K R_b R_v, \text{ pour le cas d'un pieu résistant en pointe.}$$

Où  $I_0$  est le coefficient d'influence pour un pieu flottant, incompressible, dans un milieu semi- infini homogène ayant un coefficient de Poisson  $\nu = 0,5$ ;

$R_K$  est un coefficient correcteur pour la compressibilité du pieu ;

$R_v$  est un coefficient correcteur pour le coefficient de Poisson ;

$R_b$  est un coefficient correcteur pour la rigidité du substratum ;

$R_h$  est un coefficient correcteur pour la profondeur du substratum.

### 1. 3.2.2. Méthode d'analogie hydromécanique

La méthode proposée par Georgiadis et Anagnostopoulos (1997) (cité par ESTEPHAN, 2003[1]) consiste à estimer le tassement d'un pieu utilisé à la base par des modèles d'analogies hydromécaniques. La figure 1.30 montre cette analogie qui schématise la mise en place d'un pieu sur l'ancienne fondation sous l'effet de la charge de la structure (V), où le sol est représenté par un ressort reprenant une force  $P_{so}$ .

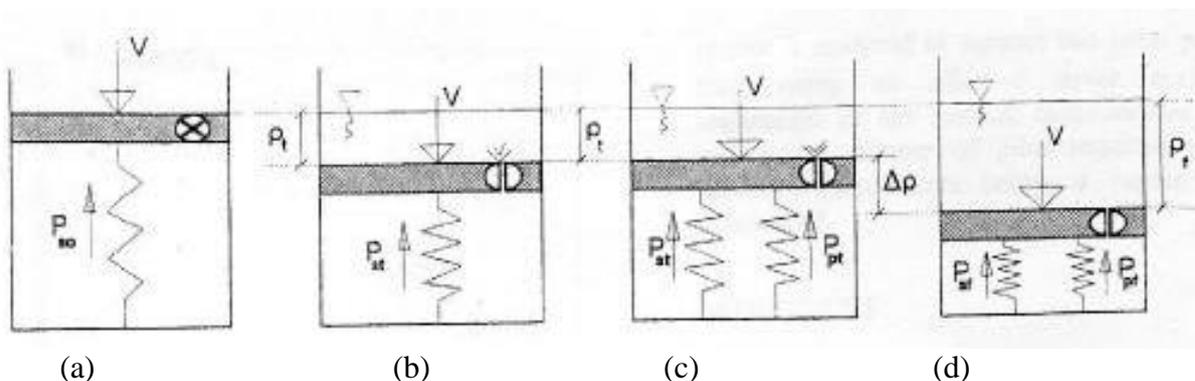


Figure 1.30 : Analogie hydromécanique schématisant la mise en place d'un pieu.

Avant la mise en place du pieu, la force est  $P_{so}$  (Figure 1.30.a) ;

L'installation du pieu est assimilée à une dissipation de la pression interstitielle  $U_t$  qui génère un tassement  $\rho_t$  (figure 1.30.b).

Ainsi,  $V = P_{st} + u_t \cdot A$ ,  $A$  étant la section du piston.

Le pieu est également représenté par un ressort reprenant la force  $P_{pt}$  (figure 1.30.c). la reprise partielle de la charge de la structure par le pieu est représentée par la figure 1.30.d et l'équation suivante :

$$V = P_{sf} + P_{pf} = K_s (\rho_t + \Delta\rho) + K_p \cdot \Delta\rho = P_{st} + (K_s + K_p) \Delta\rho$$

Avec :  $K_s$  est la rigidité du ressort modélisant le sol ;

$K_p$  est la rigidité du ressort modélisant le pieu.

Le tassement additionnel résultant de la mise en place du pieu par l'équation:  
 $\Delta\rho = u_t \cdot A / (K_s + K_p)$ .

## I.4. Comportement mécanique des pieux isolés sous charge axiale cyclique

### 1.4.1. Généralités

Généralement les pieux sont soumis à des sollicitations cycliques qui peuvent être de type environnemental (vent, houle, marées, séismes, etc.) ou de type industriel (machines tournantes, presses, ponts roulants, trafic ferroviaire, routier, aéroportuaire, etc.). Les séismes sont caractérisés par des petits nombres de cycles et des charges très variables dans le temps.

Les autres sollicitations entraînent des charges approximativement systématiques et répétées provoquant le phénomène de fatigue. Le chargement et déchargement du pieu provoquent une évolution très significative du comportement du système pieu- sol (dégradation de la capacité portante et accumulation des déplacements plastiques).

La connaissance du comportement du système sol- pieu passe par la compréhension du comportement sous chargement cyclique du sol autant que matériau, de l'interface et de l'élément de structure (pieu) installé dans le sol (ANDERSEN et al., 1988[98]).

- Comportement des sols sous l'effet d'une sollicitation cyclique :

Le chargement et le déchargement appliqués à un sol provoquent une modification dans le champ de contraintes et par conséquent une évolution dans la rigidité du sol.

L'étude expérimentale menée à l'appareil triaxial montre plusieurs comportements cycliques types pour les sols.

Les essais cycliques peuvent être à déplacement contrôlé ou à force contrôlée, et les deux types peuvent être alternés ou non alternés (figure 1.31). Dans le cas des essais non alternés, les contraintes alternent entre zéro et une valeur positive, par contre pour les essais alternés, les contraintes oscillent entre deux valeurs de signes opposés (ANDERSEN et al., 1980[99]).

Pour les essais à forces contrôlées, on observe les comportements types suivants (figure 1.32.a):

- **Le rochet** : au cours du chargement cyclique, les déformations cycliques s'accumulent et l'on arrive rapidement à la rupture du matériau.
- **L'accommodation** : l'amplitude de déformation se réduit au cours de chaque cycle jusqu'à stabilisation des déformations, qui rend compte d'un comportement dissipatif.
- **L'adaptation** : le phénomène ressemble au cas précédent, sauf que la stabilisation s'effectue sur un segment de droite, qui rend compte d'un comportement élastique non dissipatif.

A déplacements contrôlés, on peut observer les phénomènes suivants (figure 1.32b):

- **Le durcissement cyclique** : au cours d'un chargement cyclique, la boucle a tendance à se redresser (rigidification du matériau).
- **Le radoucissement cyclique** : c'est l'inverse du cas précédent.

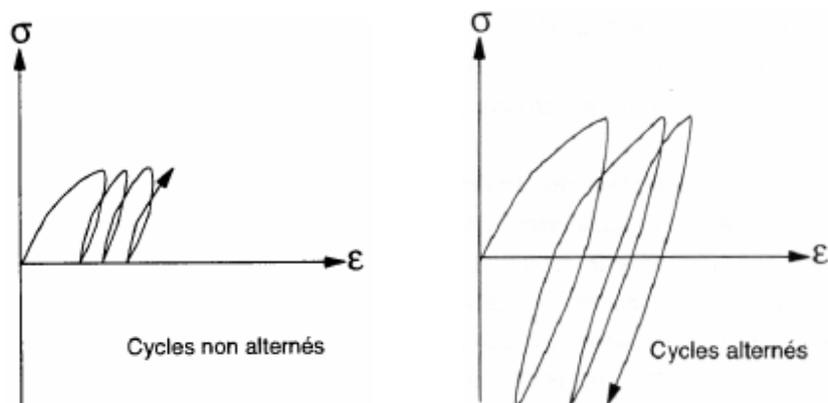


Figure 1.31 : Essais alternés et non alternés.

Un sable soumis à un cisaillement cyclique montre un aspect dilatant ou contractant (densification). Les deux cas sont caractérisés par des relations non linéaires de contrainte-déformation élevées (CUELLAR et al., 1977[100]). L'importance des deux phénomènes dépend de la densité relative du sable, de l'état de contraintes du sol, de l'amplitude de déformation et du nombre de cycles. Un sable de faible densité, diminue de volume, par contre un sable dense augmente de volume.

Un petit mouvement relatif des grains de sable produit une petite déformation et par conséquent le volume change légèrement. La réponse contrainte- déformation du sable est linéaire, les boucles d'hystérésis indiquent un petit amortissement.

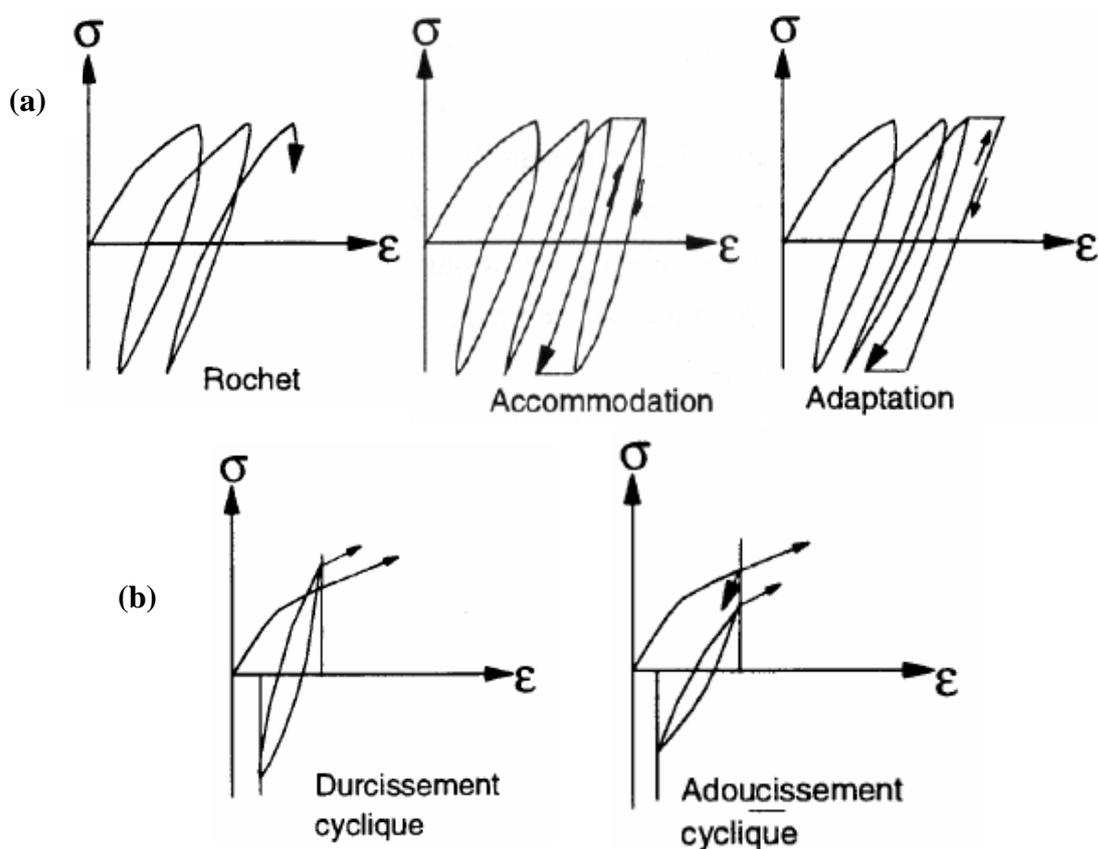


Figure 1.32 : Différents types de comportement observés sous chargement cyclique (a) à force contrôlée ; (b) à déplacement contrôlé.

Pour des déformations élevées, la non linéarité contrainte- déformation est plus prononcée, conduisant à des valeurs faibles du module de cisaillement, mais avec des valeurs importantes d'amortissements (SILVER et SEED, 1971[101]). Le réarrangement des grains est le résultat de l'augmentation du module de cisaillement avec l'augmentation du nombre de cycles ou de sa diminution avec l'augmentation de l'amplitude de déformation. Dans les deux cas, les réarrangements se produisent soit par écrasement des grains, soit par distorsion des particules dans le cas où la rupture ou le glissement ne sont pas possibles.

Le réarrangement des particules résulte de l'augmentation de la densité sèche tel que rapporté par YOUNG et CRAVEN (1975)[102]. Il a été montré que lorsqu'un sable est soumis à un nombre de cycle considérable, d'amplitudes cycliques constantes, en maintenant la contrainte normale constante, il se produit une densification. De leur côté, SILVER et SEED (1971)[101] ont trouvé les mêmes résultats et ont montré que le maximum de densification est obtenu pour des déformations importantes.

Les essais cycliques à déformations contrôlées par simple cisaillement réalisés par CUELLAR et al. (1977)[100] indiquent que la densification du sable soumis à un cisaillement cyclique et la forme des boucles d'hystérésis dépendent énormément de l'amplitude de déformation, du nombre de cycles, de la contrainte de confinement et de la densité relative du sable. Le rapport largeur- hauteur des boucles augmente considérablement avec l'amplitude cyclique et diminue avec le nombre de cycles, alors que les boucles deviennent raides avec l'augmentation des cycles.

Andersen et Moussa (1973) (rapporté par CHAN et HANNA (1980)[103]), ont effectué des essais de cisaillement dans les quels ils se sont intéressés au comportement du sol adjacent au pieu. Le sol au voisinage du pieu est soumis à un cisaillement cyclique en conditions proches à celles à volume constant. Les contraintes de cisaillement cyclique sont appliquées sur des échantillons de sable à des fréquences de chargement de l'ordre de 0,7Hz. Le volume du sable est maintenu constant en variant les contraintes normales. Tous les essais montrent une diminution progressive de la contrainte normale jusqu'à la rupture. La chute de contrainte normale augmente rapidement avec l'augmentation de l'amplitude de la contrainte de cisaillement et cela pour un nombre de cycles donné.

Il paraît, par conséquent, qu'il est raisonnable que la continuité du chargement cyclique du pieu puisse conduire à une réduction dans la contrainte normale entourant le fût du pieu pour une certaine phase de chargement, ainsi il en résulte une diminution du côté du frottement latéral.

- Essais de cisaillement cyclique sur les interfaces :

Un nombre limité de tests sur les interfaces a été réalisé pour étudier les effets liés à la nature de sol, le matériau de contact, l'humidité du sol, la densité relative, la taille des grains, la pression de contact et le type et l'intensité du chargement sur le frottement latéral au niveau de l'interface. Pour les essais monotones, POTYONDY (1961)[29] a réalisé une série

d'essais dans la boîte de cisaillement, en variant le matériau de contact, la rugosité de la surface de contact et la nature du sol. Il a conclu que l'augmentation de la cohésion du sol et de la rugosité de la surface de contact provoquent une augmentation du frottement latéral. D'autre part, ACAR et al. (1982)[104] ont montré que l'effet de la contrainte normale et de la densité du sol sur la rugosité de la surface de contact est négligeable.

DESAI et al. (1985)[30] proposent un mécanisme d'interface qui se manifeste durant le chargement cyclique effectué sur les interfaces sable- béton réalisés dans la boîte de cisaillement. Ces chercheurs considèrent que l'action de l'interface se produit sur une zone mince proche de l'interface (à l'exception des argiles et des surfaces lisses). Il a été observé que pendant le chargement cyclique, les sols développent des bandes de cisaillement avec des surfaces de glissement. Ils ont constaté également que lors d'un cisaillement direct alterné en contrainte normale constante réalisé sur l'interface sable – béton, il se produit un écrouissage important avec un raidissement des boucles quand le nombre de cycles augmentent. Le frottement maximal mobilisé (Pic de frottement) augmente avec le nombre de cycles, avec un taux plus élevé pour les densités initiales plus faibles (Figure 1.33 a et b). Ceci correspond à une densification générale du matériau sollicité (massif d'essai), ceci est en parfaite analogie avec ce que a été observé pour le cas des sables soumis à des chargements cycliques alternés en conditions drainées avec l'appareil triaxial (LUONG, 1980[105]). Les premiers auteurs ont étudié également les effets de la contrainte normale et de l'amplitude de déplacement cyclique et ils ont trouvé que l'interface montre une rigidité importante en augmentant la contrainte normale, cependant pour l'effet de l'amplitude cyclique, ils ont comparé les boucles de la résistance au cisaillement obtenues pour le cycle 1 en variant l'amplitude cyclique et ils ont observé une augmentation de l'effort mobilisé en augmentant l'amplitude cyclique.

Le comportement des interfaces en utilisant les essais avec la boîte de cisaillement modifiée à rigidité normale constante présente de bonnes similarités avec la variation du frottement latéral des pieux sous chargement cyclique (BOULON et FORAY, 1986[106]; AIREY et al., 1992[107]; DE JONG et al., 2003[108], MORTARA et al., 2007[109]). Il a été constaté, en particulier, la dégradation du frottement à l'interface, ce qui confirme les observations faites sur le comportement des modèles de pieux soumis à un chargement cyclique alterné en déplacement (AL-DOURI, 1992[110]).

D'autre Part, UESUGI et al. (1990)[32] ont réalisé une série d'essais en utilisant la boîte de cisaillement pour étudier le frottement à l'interface sable-béton sous chargement cyclique alterné et ils ont remarqué la formation d'une zone de cisaillement qui explique la réduction du coefficient du frottement à l'interface. Cependant, la réduction du frottement latéral, suite au chargement cyclique, n'est pas due à la diminution de l'angle de frottement à l'interface mais, plutôt, à la réduction de la contrainte normale causée par la contraction de l'interface (GHIONNA et al., 2003[111]). L'épaisseur de la zone de cisaillement varie en fonction des conditions de l'essai (DE JONG et al., 2003[108]). Ces derniers ont réalisé une série d'essais sur les interfaces, en utilisant la boîte de cisaillement à rigidité constante et le sable siliceux comme matériau et ils ont trouvé que l'épaisseur de la zone de cisaillement

augmente avec l'accumulation de déplacement, autour de 3,5 mm ( $\approx 5D_{50}$ ) pour 1 mm de déplacement jusqu'à 5,5 mm ( $\approx 8D_{50}$ ) pour des déplacements cumulés importants.

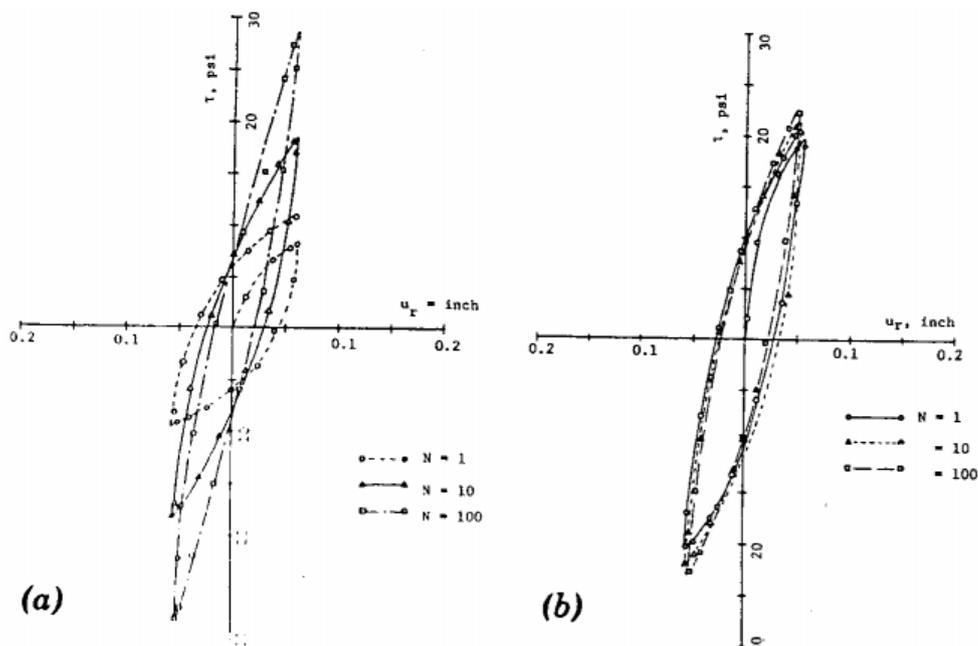


Figure 1.33 : Essai de cisaillement cyclique alterné à contrainte normale constante : résistance au cisaillement en fonction du nombre de cycles : (a) densité relative faible ( $Dr=15\%$ ) ; (b) densité relative élevée ( $Dr = 80\%$ ) (DESAI et al., 1985[30]).

En utilisant le même type de dispositif expérimental, EVGIN et FAKHARIAN (1997)[112] ont réalisé des essais cycliques alternés sur les interfaces entre un sable sec siliceux de densité moyenne et une plaque rugueuse en acier. Ils ont remarqué une réduction du maximum de la résistance au cisaillement en fonction du nombre de cycles, suite à la compression du sable au cours du déplacement cyclique qui dépend de la compressibilité du matériau (RANDOLPH, 1988[113]). La dégradation est remarquable à partir des premiers cycles, en plus cette dégradation s'accroît en augmentant l'amplitude de déplacement cyclique. Cette dégradation se poursuit jusqu'à atteindre un seuil donné (résistance au cisaillement minimal), appelé frottement résiduel, correspondant à la dégradation maximale du frottement au niveau de l'interface. Les mêmes conclusions ont été retrouvées, plus tard, par FAKHARIAN (2001) [114].

En se servant de l'appareil de cisaillement simple annulaire (ACSA) (CORFDIR et al., 2004[115]), LERAT (1996) [116] a réalisé des essais sur du gravier dense d'Hostun 10/14 ( $I_D= 0,7$ ), et il a montré que lors d'un cisaillement direct alterné à volume constant, la résistance au cisaillement diminue avec le déplacement tangentiel cumulé au cours des cycles (Figure 1.34) ainsi que la contrainte radiale externe (Figure 1.35). Il a été montré par LERAT et al. (1997) [117] que le caractère dilatant du sable est amplifié par le maintien du volume de l'échantillon (essais à volume constant) par rapport au maintien de la pression radiale constante. Trois phases peuvent caractériser le comportement dans ce cas ; une première phase de contractance suivie par une phase de dilatance du fait de la condition de volume

constant imposé à l'échantillon et enfin a une seconde phase 'contractance empêchée' pour les grands déplacements tangentiels. La visualisation de l'échantillon au cours de l'essai a permis de suivre la formation de la couche d'interface. Il a été trouvé que pour une interface lisse, cette zone a une épaisseur inférieure à un diamètre de grain médian ( $<D_{50}$ ), tandis que pour une interface rugueuse l'épaisseur est plus importante, elle est de l'ordre de 6 à 8  $D_{50}$ , ce qui est en concordance avec les résultats trouvés, par la suite, par DE JONG et al. (2003) [108].

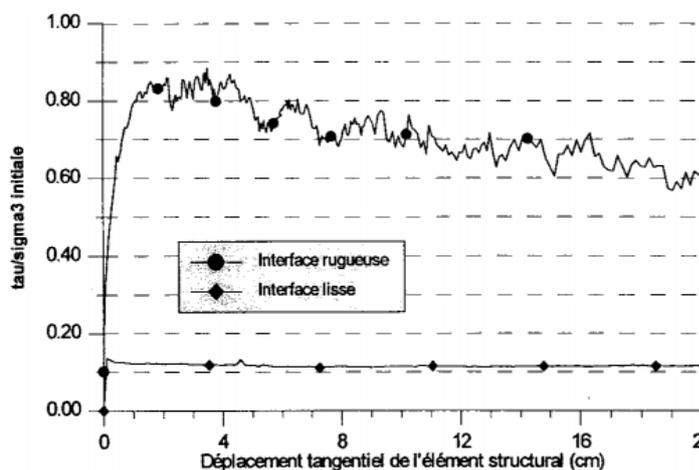


Figure 1.34 : Courbes ( $\mu^* = \tau/\sigma_{ii}$ ) en fonction du déplacement tangential (LERAT [116]).

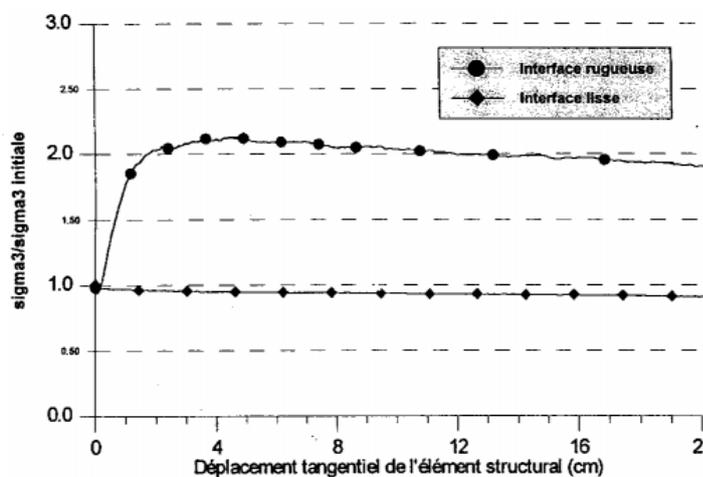


Figure 1.35 : Courbes ( $\sigma_3/\sigma_{ii}$ ) en fonction du déplacement tangential (LERAT [116]).

- **Essais de chargement cyclique axial des pieux :**

Les essais cycliques réalisés sur les pieux diffèrent largement les uns aux autres, non seulement parce qu'on utilise différents types de pieux mais parce qu'on utilise plusieurs méthodes pour l'installation des modèles et on a également une multitude de procédures de chargement, ce qui entraîne par conséquent des mécanismes de comportement non

identiques. Il est à noter que les essais en vraie grandeur se limitent généralement au cas de chargement statique dans le cas des projets de construction d'ouvrages.

Les essais en vraie grandeur peuvent être uniquement à forces contrôlées, l'application des charges peut être soit alterné (compression - traction) ou bien non alterné (soit en compression, soit en traction).

Plusieurs auteurs ont étudié le comportement des pieux sous sollicitations cycliques, en s'intéressant à l'évaluation de la capacité portante et à l'évolution du frottement latéral au cours et après un chargement cyclique, et cela en réalisant des essais in-situ et des essais de laboratoire sur modèles réduits de pieux.

Dans la première catégorie, on cite, entre autre, les travaux de : NAUROY et al. (1985) [118] ; KARLSRUD et HAUGEN, 1986[119] ; KORECK et SCHWARZ (1988) [3] ; KARLSRUD et HAUGEN (1984)[120] ; RANDOLPH et al. (1996) [121] ; JARDINE et CHOW (1996)[50] ; CAVEY et al. (2000) [122]; JARDINE et al. (2005)[49], GAVIN et al. (2007) [123] ; DOHERTY et GAVIN (2008) [124].

Dans la deuxième catégorie, on peut citer les travaux de : CHAN et HANNA (1980)[103] ; POULOS (1981) [125] ; MATLOCK et al. (1982) [126] ; LEE et POULOS (1990) [127] ; AL-DOURI (1992) [110] ; CHIN et POULOS (1996) [128] ; LE KOUBY (2003)[22].

A travers l'ensemble des travaux expérimentaux que ce soit au laboratoire sur modèles réduits de pieux, ou des essais in-situ, il a été mis en évidence le phénomène de dégradation de la capacité portante des pieux engendré par le chargement cyclique, dont les principaux travaux sont ceux de BEA et al., 1980[129] ; POULOS, 1984[130]; KARLSRUD et HAUGEN, 1986[119]; NAUROY et al., 1985[118] ; LEE et POULOS, 1990 [127] ; POULOS et al., 1990[97], KARLSRUD et al., 1992[131] ; JARDINE et CHOW, 1996 [50]; LE KOUBY, 2003[22] ; JARDINE et al., 2005[49].

#### A) Comportement des pieux isolés sous chargement cyclique de type force contrôlée:

Le chargement cyclique nécessite l'utilisation de plusieurs termes tels que la charge moyenne, accumulation des déplacements, etc. Sur la figure 1.36, on présente les principaux termes utilisés. La charge appliquée ( $Q$ ) varie entre un maximum ( $Q_{\max}$ ) et un minimum ( $Q_{\min}$ ) à partir d'une charge moyenne ( $Q_{\text{moy}}=Q_{\text{ave}}$ ). Il en résulte des déplacements ( $\delta$ ) :  $\delta_{\text{acc}}$  qui est l'accumulation des déplacements entre deux cycles consécutifs,  $2\delta_c$  qui est l'amplitude de déplacement cyclique entre la charge maximale et la charge minimale et  $\delta_{\text{ave}}$  qui est le déplacement moyen (KARLSRUD et al., 1992 [131]). A partir des essais cycliques de type force contrôlée, on peut bien observer l'accumulation des déplacements permanents qui peuvent conduire à la rupture, ces mêmes déplacements peuvent également se traduire par des dégradations de la capacité portante.

Étant donné qu'il n'existe pas de procédures normalisées pour les essais cycliques sur les pieux, on trouve une variété de techniques de chargement des pieux spécifiées à chaque laboratoire en fonction des facilités et des techniques maîtrisées par les expérimentateurs. Mais généralement, l'essai de chargement contrôlé commence par un chargement statique jusqu'à la charge moyenne ( $Q_{moy}$ ), ensuite, on applique un chargement cyclique entre des limites ( $Q_{max}$  et  $Q_{min}$ ) pour un nombre spécifié de cycles, puis on applique à la fin un chargement statique jusqu'à la rupture (POULOS, 1981[132]; KARLSRUD et al., 1992[131]). La charge moyenne représente en fait un pourcentage de la charge limite ( $Q_c$  en compression et  $Q_t$  en traction) obtenu par un essai de chargement statique ramené jusqu'à la rupture.

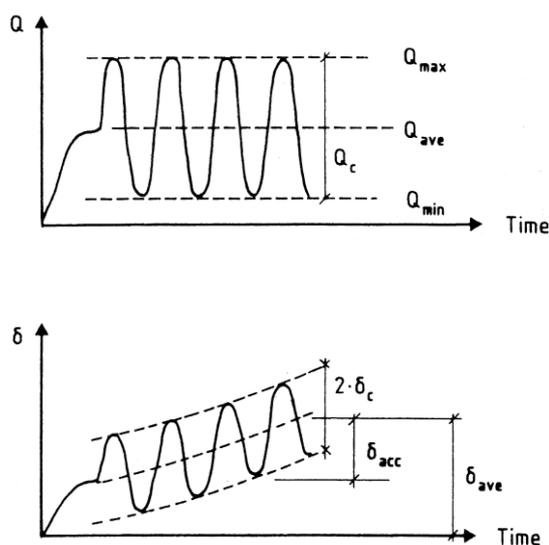


Figure 1.36 : Schéma des paramètres de chargement cyclique

Les premiers essais cycliques réalisés sur les pieux sont dans leur majorité de type non alterné dont la charge cyclique appliquée varie entre zéro et une charge maximale spécifique (KORECK et SCHWARZ, 1988[3]). Ces essais ont montré qu'il n'y a pas d'effet significatif sur la capacité portante des pieux (BROMS, 1972[133]; BEA, 1975[134]). D'autres recherches ont confirmé également ce résultat (HOLMQUIST et MATLOCK, 1976 [135]; BEA et al., 1980[129]) et ils ont trouvé, par ailleurs, que le chargement cyclique alterné provoque une dégradation significative du frottement latéral. Plusieurs travaux se sont succédés, tant sur le plan expérimental (CHAN et HANNA (1980)[103]; MCANOY et al., 1982[136]; NAUROY et al. (1984)[118]; KARLSRUD et HAUGEN (1986)[119]; KARLSRUD, 1992[131]; RANDOLPH et al. (1996)[121]; LE KOUBY (2003)[22]) que sur le plan numérique (MATLOCK et FOO (1980)[137]; POLUOS (1983)[138]; BRIAUD et FELIO (1986)[139]; BOULON et FORAY (1986)[106]; KAGAWA (1986)[140]; POULOS (1987)[18]; RANDOLPH (1989)[141]; CHIN et POULOS (1991)[142]; KARLSRUD, 1992[131]; REDDY et al. (1998)[143]; ROJAS et al. (1999)[144]).

CHAN et al. (1980)[103] ont réalisé une série d'essais cycliques, alternés et non alternés à force contrôlée, sur un pieu instrumenté de 19 mm foncé dans un massif de sable de moyenne densité confectionné dans une cuve d'essai de 380 mm, et cela en utilisant une variété de procédures de chargements comportant un chargement cyclique non alterné en compression ( $Q_{\max} / 0$ ), un chargement cyclique non alterné en traction ( $Q_{\min} / 0$ ) et un chargement cyclique alterné compression-tension ( $Q_{\max} / Q_{\min}$ ). La charge maximale varie de 10% à 50% de la charge limite et le chargement se réduit toujours à zéro pour chaque cycle. Les essais montrent deux comportements bien distincts dépendants de la valeur de l'amplitude de chargement cyclique (Figure 1.37). On peut observer que le comportement change entre le chargement à  $0,25Q_c/0$  et à  $0,30Q_c/0$ , au-delà de ce niveau de chargement, le déplacement du pieu augmente rapidement durant les premiers cycles.

POULOS (1981)[132] a réalisé des essais cycliques à force contrôlée alternés et non alternés sur un modèle de pieu de 20 mm de diamètre foncé dans une argile, en utilisant un conteneur de 152 mm de diamètre. Il a remarqué une dégradation du frottement latéral suite au chargement cyclique qui est en fonction du déplacement cyclique cumulé et du nombre de cycles. Pour des amplitudes de chargement cyclique n'excédant pas 40% de la charge limite statique, le frottement latéral ne varie pas sensiblement, par contre pour des valeurs excédant les 45%, une dégradation très remarquable a été observé pour cette grandeur.

Plus récemment, LEE et POULOS (1990)[127] ont présenté des résultats des essais cycliques non alternés (de zéro à  $Q_{\max}$ ) qui ont été réalisés sur des pieux instrumentés en laboratoire. Ils ont trouvé que la dégradation du frottement est indépendante du diamètre du pieu. Pour un chargement  $Q_{\max}$  faible, le comportement est toujours élastique et il y avait peu d'accumulation de déplacement qui se développe. En augmentant  $Q_{\max}$ , il y avait une augmentation de déplacements permanents avec le nombre de cycles. Ils ont observé également que pour un chargement de l'ordre de 36% de la charge limite obtenue par l'essai monotone, la rupture intervient après 4 cycles. Ce taux est inférieur par rapport à celui trouvé auparavant (POULOS, 1981[125]), ceci s'explique par le fait que les deux valeurs (états de chargements) sont situées dans une zone métastable dans laquelle la rupture peut avoir lieu (cet aspect sera exposé par la suite).

KARLSRUD et HAUGEN (1986)[119] ont réalisé une série d'essais in-situ sur des pieux modèles de 15,3 cm de diamètre et de 5,15 m de longueur, en appliquant un chargement cyclique alterné et non alterné (Figure 1.38). Ils ont trouvé une capacité portante sous chargement cyclique de l'ordre de 42% de la charge statique limite pour les essais alternés symétriques ( $Q_{\text{ave}}=0$ ) et entre 76% et 100% dans le cas des essais non alternés qui est en parfaite concordance avec les travaux antérieurs de PUECH (1982)[145] ainsi que de MCANOY et al. (1982)[136]. Ils ont conclu aussi que sous chargement cyclique alterné symétrique, la rupture est gouvernée par l'amplitude cyclique, par contre pour le chargement alterné non symétrique, la rupture est gouvernée à la fois par le déplacement cyclique et par l'accumulation des déplacements. Il a été montré également que l'amplitude de déplacement cyclique (engendré par la charge cyclique) est pratiquement indépendante de la charge moyenne (Figure 1.39 ; avec  $Q_c/Q_{\text{us}}$  en fonction de  $\delta c$  et  $Q/Q_{\text{us}}$  en fonction de  $\delta$ ).

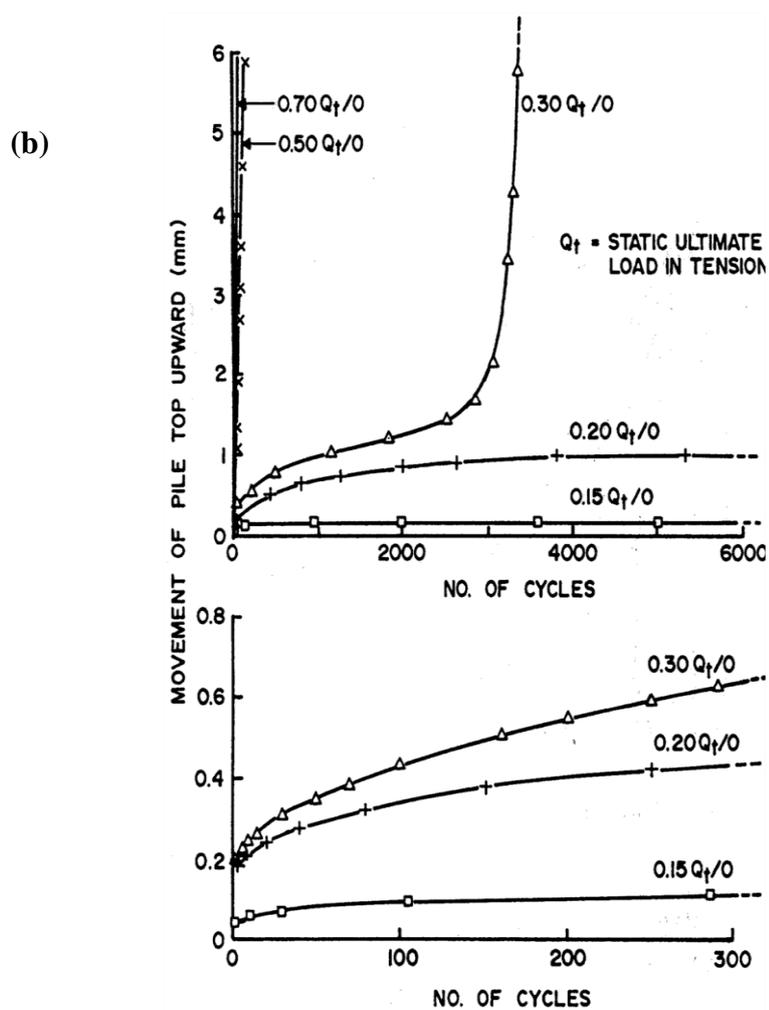
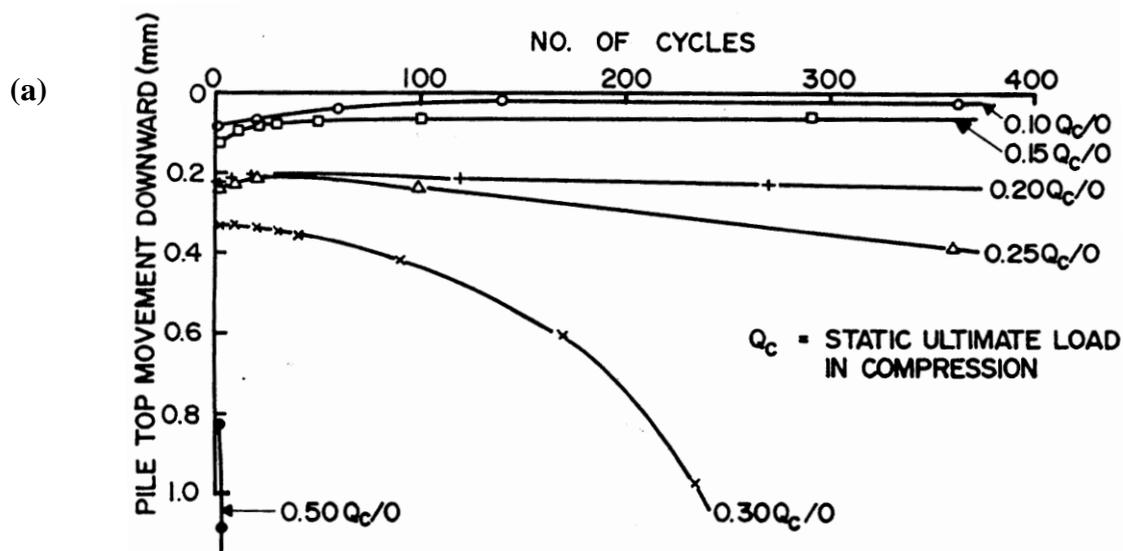


Figure 1.37 : Influence de l'amplitude de chargement cyclique sur l'accumulation des déplacements : (a) Compression ; (b) Arrachement (CHAN et HANNA [103]).

TURNER et KULHAWY (1990)[146] ont réalisé des essais alternés au laboratoire et in-situ sur des modèles de pieux de diamètres 7,6 cm et 15,2 cm installés dans un massif sableux et ils ont attribué la dégradation de la capacité portante à trois mécanismes, à savoir ; mouvement du sable vers le vide situé au voisinage de la pointe au moment de l'arrachement du pieu, dégradation cyclique de la résistance au cisaillement du sol le long de l'interface due à la réorientation des grains et par conséquent la dégradation du coefficient de frottement et à la dégradation cyclique de la contrainte radiale. Les mêmes observations ont été confirmées par CAVEY et al. (2000)[122]. Par ailleurs, RANDOLPH et al. (1996)[121] ont remarqué que l'effet de la dégradation du frottement est plus sévère pour les pieux longs et compressibles, cela est dû à la concentration du transfert de charges dans la partie supérieure des pieux. La même remarque a été faite par KARLSRUD et NADIM (1990)[147].

Le principal effet du chargement cyclique est le changement de l'état stable caractérisé par un petit taux de déplacement vers un état instable caractérisé par un taux de déplacement relativement important (Figure 1.40). Le nombre de cycles définissant le passage de l'état stable à l'état instable augmente en diminuant l'amplitude cyclique. Il a été trouvé que pour des petites amplitudes de chargement cyclique, on a toujours l'état stable même pour un nombre de cycle dépassant les milliers (Figure 1.41). Il a été observé que durant les essais, l'aire des boucles d'hystérésis de charge- déformation devient progressivement petite. Après quelques milliers de cycles, l'état stable se maintient toujours, avec une petite augmentation des déplacements plastiques. Ceci est attribué au fait qu'il y a des glissements entre grains accompagnés avec des cassures des angles des grains. L'effet de rigidité est probablement dû à une augmentation de la densité du sable entourant le pieu pendant le chargement cyclique. YOUNG (1972)[148] a obtenu les mêmes observations et a montré que la densification additionnelle du sable pendant le chargement cyclique est due à la cassure des grains individuellement.

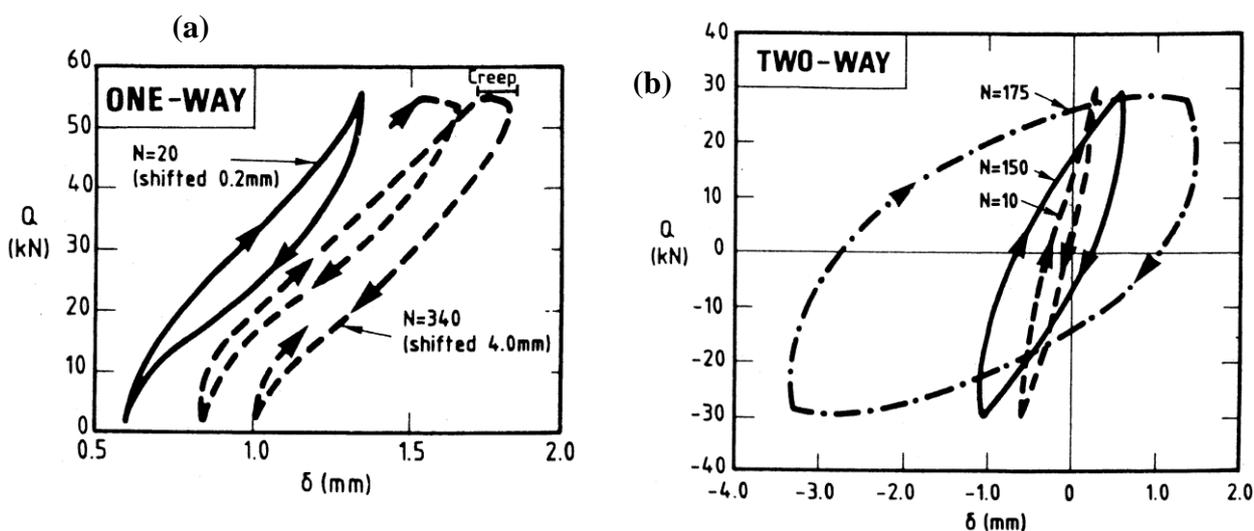


Figure 1.38 : Courbes charges – déplacement pour certains cycles sélectionnés durant des essais non alternés (a) et alternés symétriques (b), (KARLSRUD et HAUGEN [119])

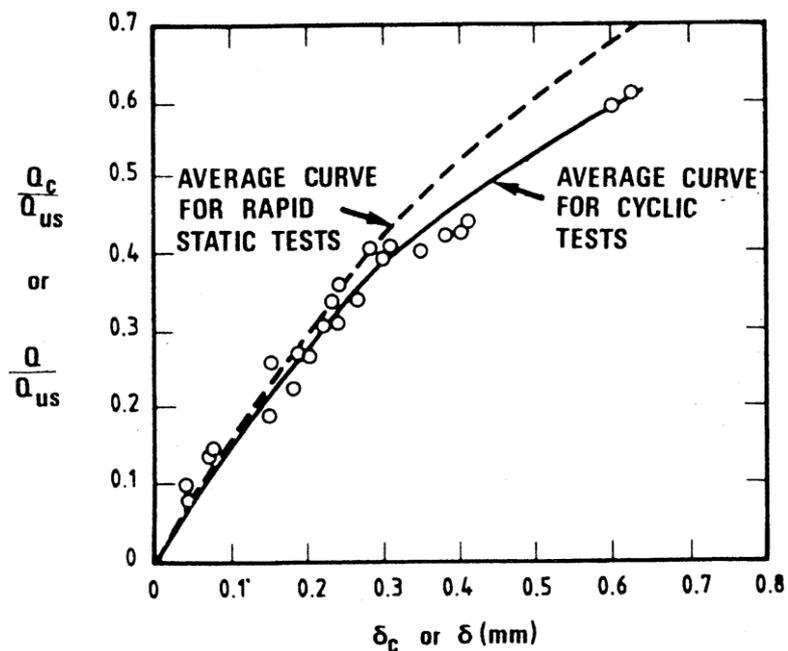


Figure 1.39 : Amplitude de déplacement cyclique avant la rupture en fonction de l'amplitude de chargement cyclique (Essais alternés et non alternés, KARLSRUD et HAUGEN [119]).

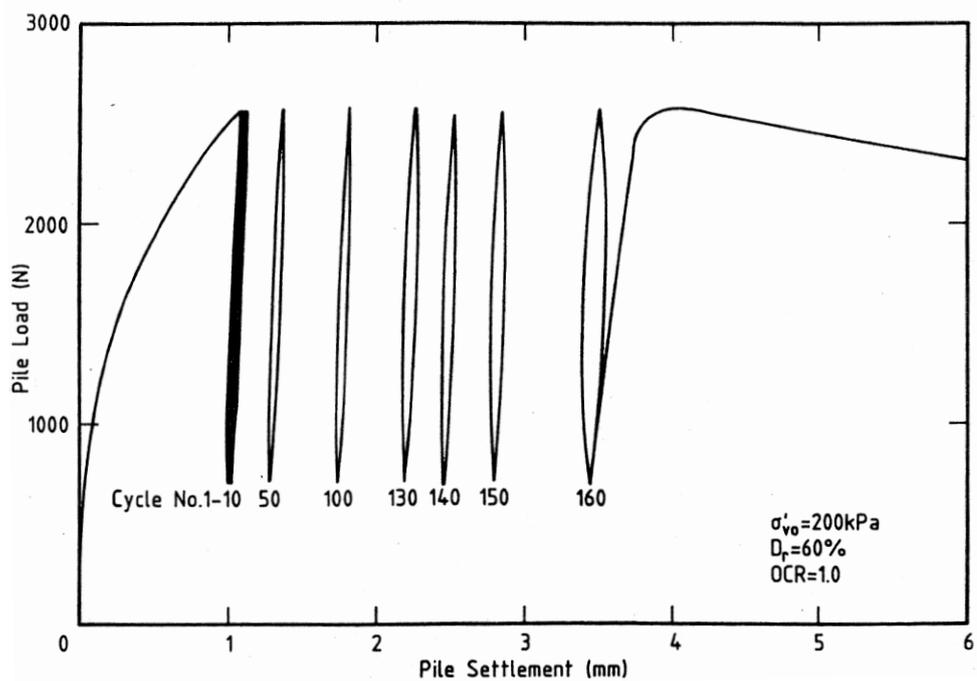


Figure 1.40 : Courbe Effort – déplacement pour un essai à chargement contrôlé (accumulation des déplacements permanents (LEE et POULOS [127]).

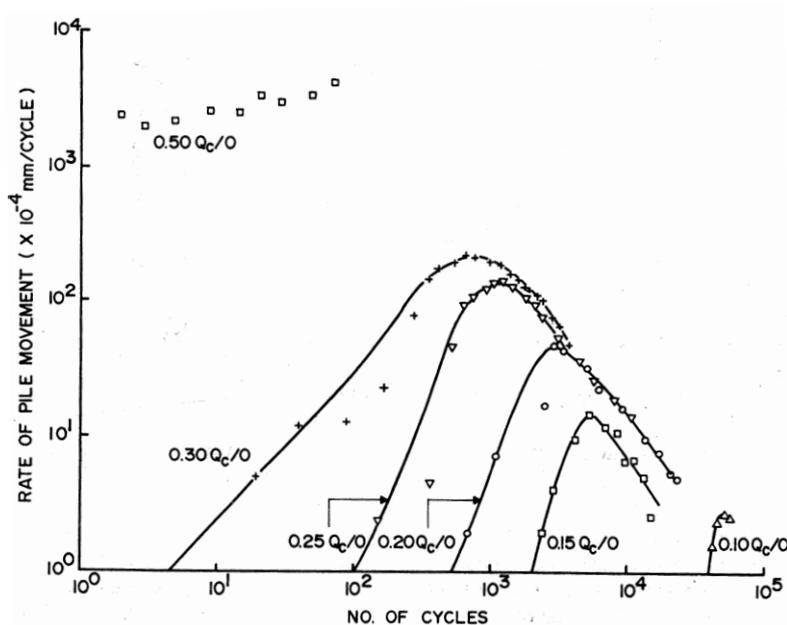


Figure 1.41 : Taux de déplacement de la tête de pieu en fonction du nombre de cycles (CHAN et HANNA [103]).

Il a été montré auparavant que les contraintes résiduelles obtenues après l'installation des pieux ont une influence sur les valeurs des mesures faites durant le chargement des pieux (BRIAUD et al., 1984[17]) et peuvent avoir aussi un effet sur le comportement des pieux (POULOS, 1987[18]). La présence des contraintes résiduelles pendant le chargement cyclique a deux effets ; d'une part, la capacité portante du frottement latéral est réduite suite à l'inversion du glissement, et par conséquent la dégradation cyclique est initiée plus rapidement, et d'autre part, la rigidité cyclique de la tête du pieu est réduite quand on la compare au cas où les contraintes résiduelles sont nulles (POULOS, 1987[18]). L'influence de ces contraintes résiduelles est moins importante pour un nombre de cycles plus important, par contre l'influence est plus prononcée pour un chargement cyclique relativement faible et un petit nombre de cycles.

POULOS (1981)[125] a proposé l'idée d'un mouvement progressif de la rupture par glissement du pieu vers le bas. Les essais sur modèle réduit de pieu montrent que la dégradation cyclique commence par la tête du pieu et progresse vers le bas au fur et à mesure que la charge cyclique augmente ou bien le nombre de cycles augmente, ce qui a été confirmé par SWINIANSKI et TEJCHMAN (1991)[149]. Une réduction relativement faible dans la capacité portante se produit pour un chargement cyclique inférieur à  $\pm 50\%$  de la charge limite statique, ceci a été trouvé également par BEA et al. (1980)[129]. Il y aura également une faible influence sur la rigidité cyclique, comme ça été confirmé par BOULON et al. (1980)[150], la rigidité diminue d'une façon continue en augmentant le nombre de cycles même pour des niveaux de chargement cyclique faibles. Pour  $P_c/P_{uc} = \pm 0,6$  ( $P_c$  étant la charge cyclique ( $=Q_{max}$ ) et  $P_{uc}$  la charge ultime obtenue par un chargement monotone ( $=Q_c$ )), la

rupture cyclique se produit durant le chargement cyclique après 5000 cycles environ (Figures 1.42 et 1.43). Une augmentation dans l'amplitude cyclique provoque une large déformation de cisaillement du sol et accélère le phénomène de dégradation cyclique.

Les résultats des essais cycliques alternés qui ont été réalisés par CHAN et al. (1980)[103] montrent que la rupture est obtenue lors de la phase d'arrachement, ceci s'explique par le fait que durant le demi-cycle de compression, la charge est reprise par la pointe puisque la partie reprise par le frottement est très faible, alors que durant le demi-cycle d'arrachement, un frottement très faible ne suffisait pas tout seul de reprendre la charge. La rupture intervient d'autant plus rapidement que l'amplitude de déplacement entre l'effort de compression et d'arrachement est importante, et cela pour un nombre de cycles moins important. Les essais alternés engendrent des déplacements (cisaillement sol-pieu) supérieurs à ceux obtenus dans le cas des essais non alternés, ce qui entraîne par conséquent des dégradations plus importantes (phase de charge - décharge). Des résultats similaires ont été trouvés, par la suite, par KORECK et SCHWARZ (1988)[3] qui ont réalisé des essais cycliques alternés et non alternés sur des pieux instrumentés de diamètres 13 cm installés par forage dans le sable. Sur la figure 1.44, on présente l'évolution de déplacement en fonction du nombre de cycles, et on voit bien que la rupture du pieu survient en arrachement.

Le même phénomène de dégradation cyclique du frottement latéral a été observé par MATLOCK et al. (1982)[126] qui ont réalisé des essais cycliques sur un modèle de pieu de 2,54 cm installé par fonçage dans une argile placée dans une cuve d'essai de diamètre 76,2 cm. Il a été indiqué que la dégradation est due à la concentration du cisaillement-glisserment dans une fine zone de cisaillement située à une faible distance par rapport au fût du pieu. Le chargement cyclique n'affecte que cette fine zone et non pas le reste du massif de sol (SWINIANSKI et TEJCHMAN, 1991[149]). FORAY et al. (2010)[151] ont montré qu'il y a une densification locale de cette zone après avoir réalisé des essais cycliques non alternés en chambre d'étalonnage.

Certains auteurs se sont intéressés, plus particulièrement, au comportement des pieux sous l'effet du chargement cyclique en traction et cela suite au développement de la technique des TLP (Tension Leg Platform) utilisée dans l'industrie pétrolière Offshore depuis les années soixante dix, on cite en particulier, les travaux de PUECH et JEZEQUEL (1980)[152], PUECH (1982)[145], MCANOY et al. (1982)[136], GOULOIS (1982)[153], BOULON et PUECH (1984)[154], NAUROY et al. (1985)[118] et EITAHHER et al. (2003)[155]. La figure I.45 montre le principe d'une plate forme à lignes tendues (TLP) fixée dans le sol sous-marin avec un ancrage à succion (ANDERSEN, 2009[156]). A travers les essais réalisés, au laboratoire et in-situ, il a été remarqué également une dégradation de la capacité portante des pieux suite au chargement cyclique conduit en tension.

Il a été trouvé, par ailleurs, que non seulement les petites amplitudes cycliques ne réduisent pas sensiblement le frottement latéral des pieux, mais au contraire cela augmente leur capacité portante en accélérant le processus de vieillissement bénéfique (JARDINE et STANDING, 2000[157]).

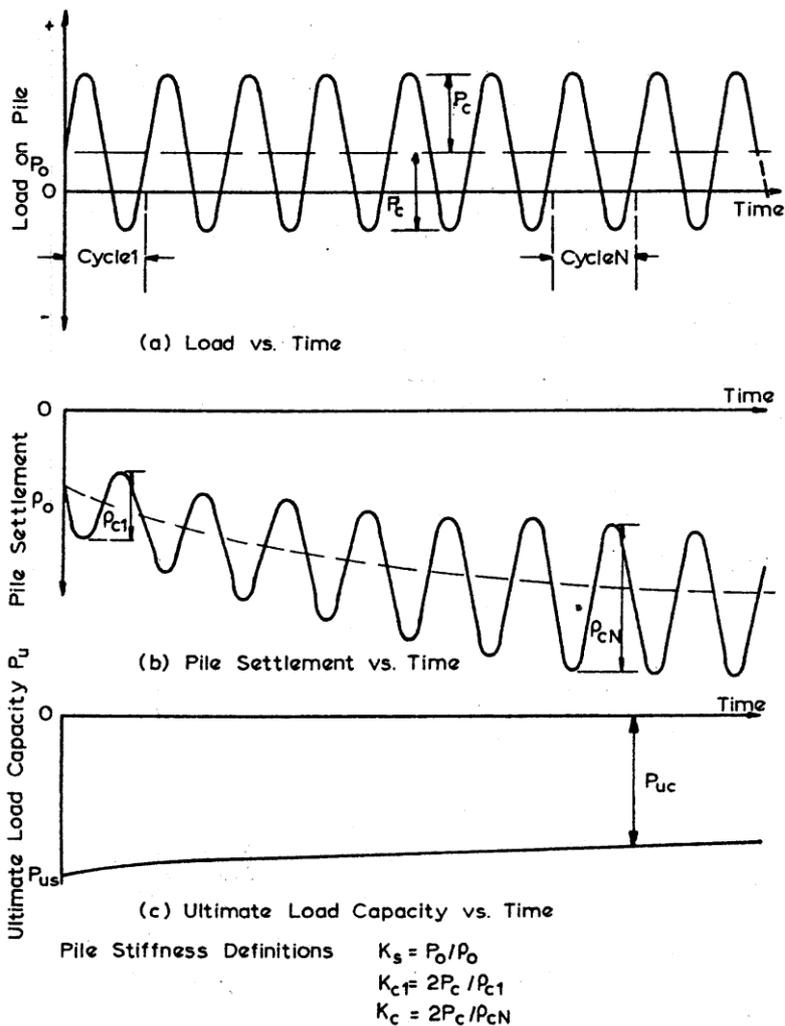


Figure 1.42: Variables de la réponse cyclique (POULOS [125]).

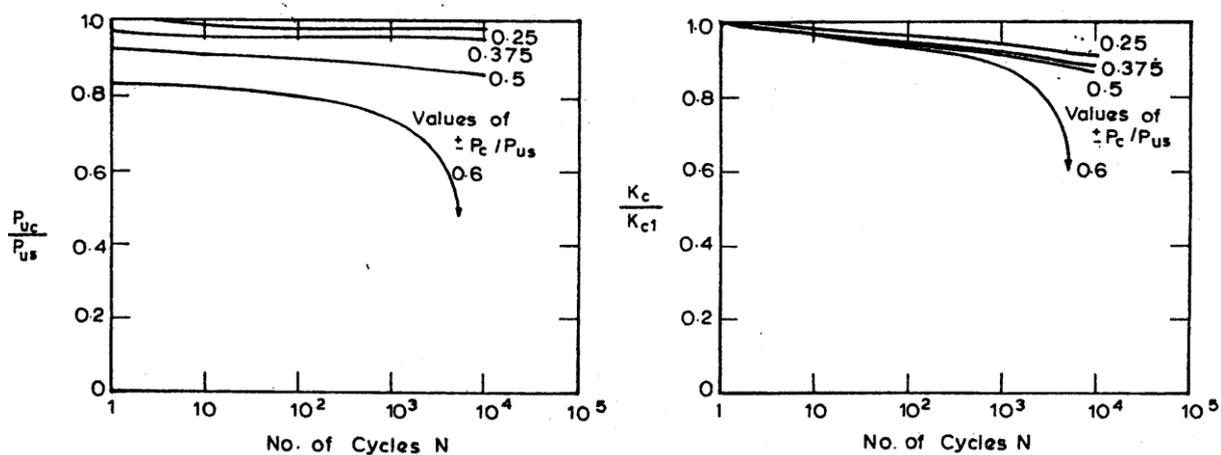


Figure 1.43: Effet du niveau de chargement cyclique et du nombre de cycles (POULOS [125]).

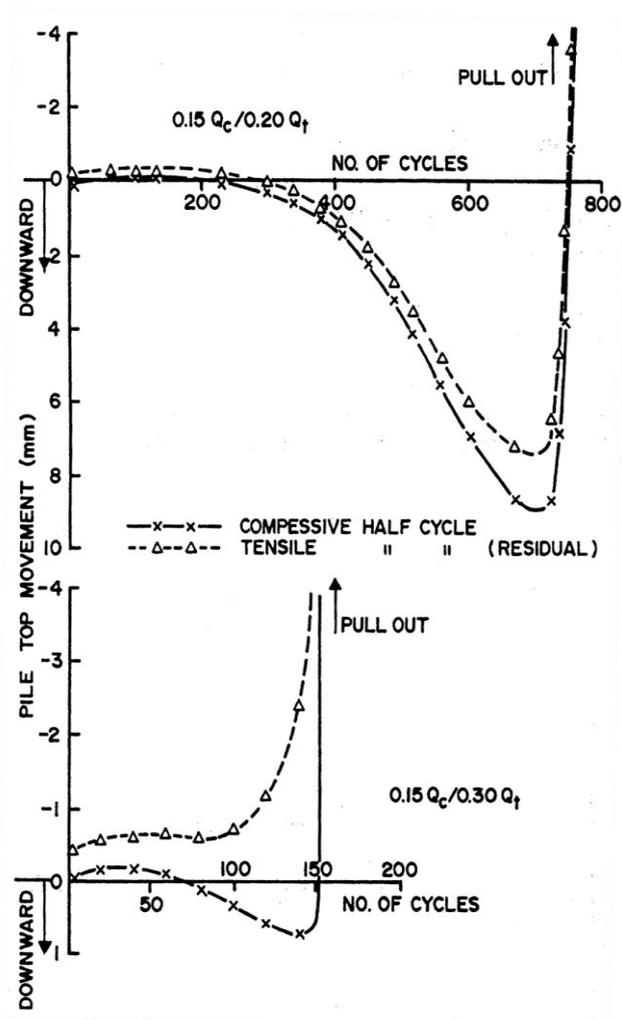


Figure 1.44 : Accumulation de déplacement (CHAN et al. [103]).

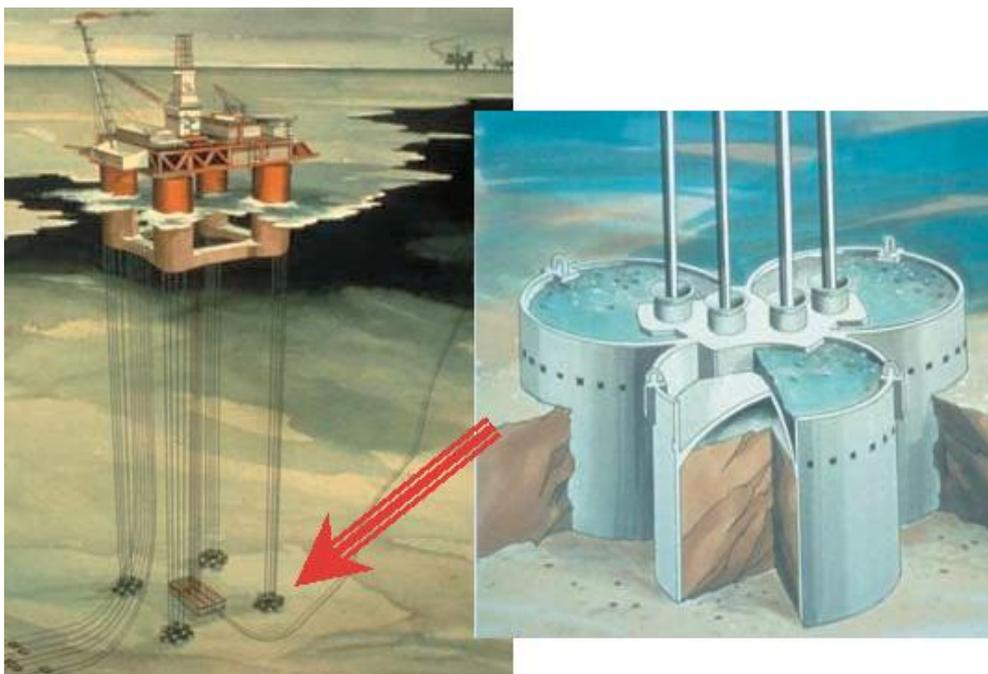


Figure 1.45: Principe de TLP avec un ancrage à suction (Andersen [156]).

- Diagramme de stabilité cyclique :

Les essais à force contrôlée mettent en évidence le phénomène d'accumulation des déplacements qui dépendent de trois paramètres ; l'amplitude cyclique ( $P_c/Q_c$ ), la charge moyenne ( $P_m/Q_c$ ) et le nombre de cycles. Les deux premiers paramètres ont été utilisés pour définir des critères de dimensionnement des pieux soumis à un chargement cyclique. Ainsi, POULOS (1988)[158] a introduit le diagramme de stabilité cyclique défini pour un nombre fixé de cycles (N), il est composé de trois zones dans lesquelles le pieu aura des comportements différents (Figure 1.46):

- Zone A : Zone stable dans laquelle le chargement cyclique n'a pas d'influence sur la capacité portante axiale du pieu ;
- Zone B : Zone métastable dans laquelle le chargement cyclique provoque une certaine dégradation de la capacité portante axiale du pieu, mais sans causer la rupture de ce dernier ;
- Zone C : Zone instable dans laquelle le chargement cyclique a une grande influence sur la capacité portante axiale du pieu en provoquant la rupture de ce dernier.

Le diagramme est tracé dans le repère ( $P_0/Q_c, P_c/Q_c$ ), Avec  $P_0$  est la charge moyenne cyclique. Les lignes limites TF et FC représentent les combinaisons de la charge moyenne et l'amplitude cyclique dépassant la capacité portante monotone, on aura la rupture au début du chargement cyclique.

Pour  $P_0 = Q_c$ , on aura la rupture pour  $P_c = 0$  ;

Pour  $P_0 = 0$ , on aura la rupture pour  $P_c = Q_c$ .

L'équation de la droite donnant la rupture en compression est :  $\frac{P_0}{Q_c} + \frac{P_c}{Q_c} = 1$

De la même façon, l'équation de la droite représentant la rupture en traction est :

$\frac{P_0}{Q_c} - \frac{P_c}{Q_c} = -\frac{Q_t}{Q_c}$ , l'intersection des deux droites donnent le point F ( $(Q_c - Q_t)/2$  ;  $(Q_c + Q_t)/2$ ).

Le diagramme de stabilité cyclique représente le comportement du pieu pour un nombre spécifié de cycles (N), si N augmente, les lignes de frontières des zones stable et métastable vont se déplacer et la zone instable va augmenter. D'une façon générale, l'étendue des zones dépend également du type de sol et des paramètres du pieu (type, longueur, diamètre, etc.).

POULOS (1988)[158] a réalisé des essais cycliques *in-situ* sur des pieux battus installés dans une argile et des pieux injectés (grouted piles) dans un sol formé de sédiments de calcaire cimentés (cemented calcareous sediment). Il a trouvé pour le premier cas une petite zone métastable, ce qui implique qu'une faible augmentation dans le chargement cyclique provoque la rupture du pieu (on passe rapidement de l'état stable à l'état instable). Pour le deuxième cas, la zone métastable est très large et la zone stable est très petite, cela est dû aux effets de la dégradation suite au ramollissement du sol (strain-softening) (Figure 1.47).

AL-DOURI et POULOS (1995)[159] ont effectué des essais cycliques en chambre d'étalonnage sur des modèles de pieux installés dans un massif de sable calcaire. L'étude a été focalisée sur le frottement latéral, c'est la raison pour laquelle les essais réalisés étaient de type force contrôlée en traction, afin d'éliminer la partie de charge reprise par la pointe du pieu. Ils ont établi un diagramme de stabilité cyclique pour deux niveaux de contraintes de consolidation (100kPa et 200kPa) (Figure 1.48). La ligne tracée représente la frontière entre les essais ayant conduit à la rupture et les essais dans les quels on n'a pas observé la rupture. On remarque que l'accumulation des déplacements augmente quand on s'approche de cette ligne et on aura la rupture pour des combinaisons de chargement situées sur ou au-delà de cette ligne. Pour des combinaisons de chargement plus faibles, les déplacements engendrés sont faibles et on peut considérer qu'on est dans le domaine élastique. Ces résultats sont en accord avec ceux d'ANDERSEN (1976)[160], POULOS et Lee (1988)[161], KARLSRUD et al. (1992)[131] et LEE et POULOS (1992)[162].

Certains auteurs ont adopté un diagramme similaire, appelé 'Diagramme d'interaction' (GOULOIS, 1982 [153]; KARLSRUD et al., 1992 [131]; CHEN et al., 1993[163]), sur lequel on présente également le nombre de cycles correspondant à la rupture ou final si cette dernière ne se produise pas (Figure 1.49).

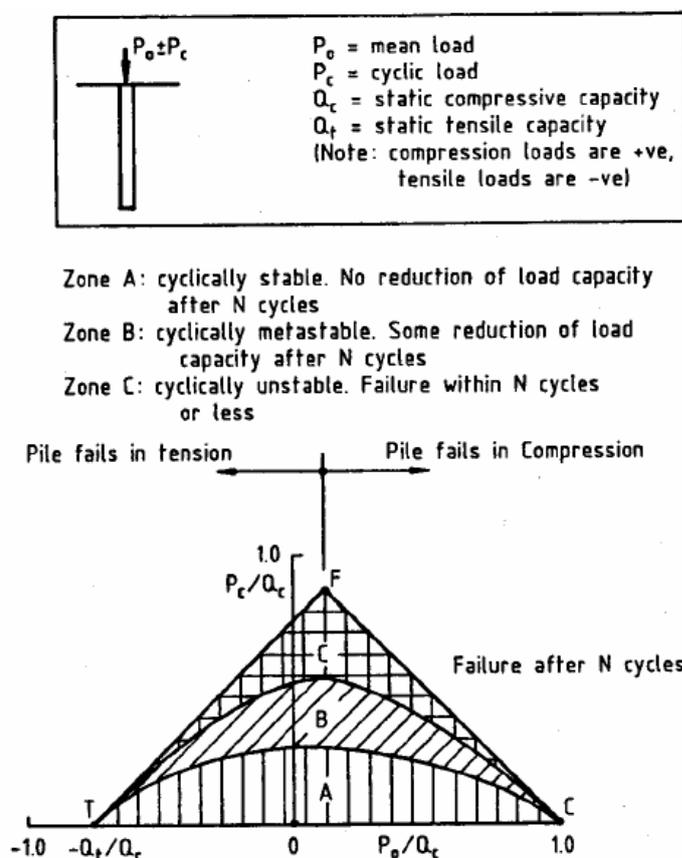


Figure 1.46: Diagramme de stabilité cyclique (POULOS [158]).

- Chargement cyclique du type tempête (Storm Loading) :

Une tempête provoque une série de vagues de différentes hauteurs, le sol de fondation va subir dans ce cas à un chargement cyclique avec une variation du cisaillement cyclique dans le temps (ANDRESEN, 1976[160] ; WEINSTEIN, 2008[164]). Cela se traduit par une succession de combinaisons de chargement en fonction de  $P_m$  (charge moyenne) et de  $P_c$  (charge cyclique). GOLAIT et KATTI (1988)[165] ont présenté des courbes de chargements de type Storm Loading dans le cas alterné et dans le cas non alterné (Figure 1.50).

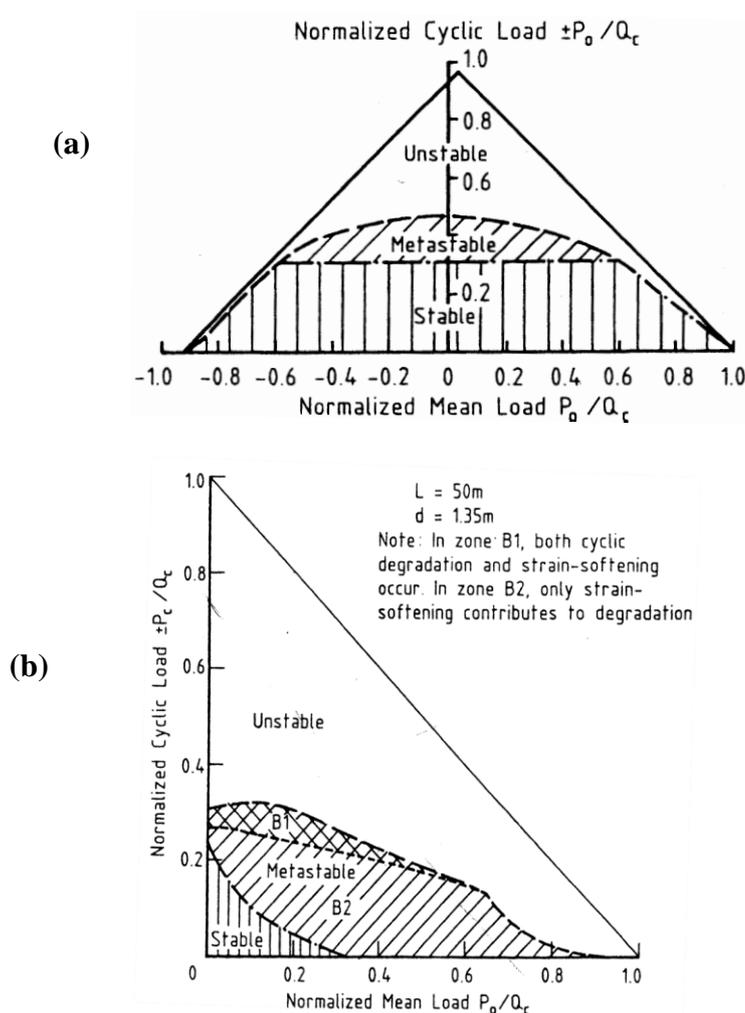


Figure 1.47: Diagramme de stabilité cyclique pour les pieux battus dans l'argile (a) et les pieux injectés dans les sédiments de calcaire cimenté (pour  $N=100$  cycles) (POULOS [158]).

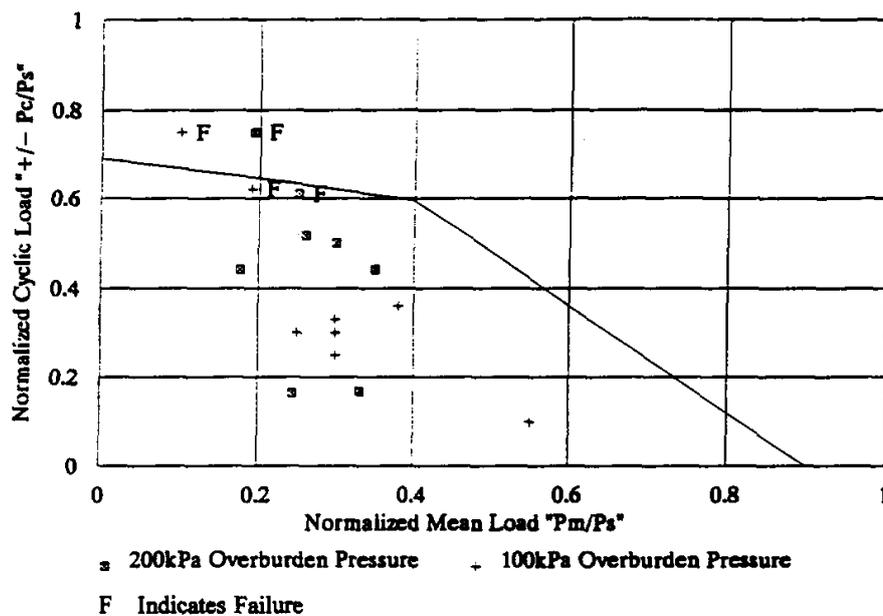


Figure 1.48 : Diagramme de stabilité cyclique des essais de traction à force contrôlée (AL-DOURI et POULOS [159]).

AL-DOURI et POULOS (1995)[159] ont effectué également deux séries d'essais cycliques de type Storm Loading selon le tableau 1.3. Les résultats obtenus sont présentés sur la Figure 1.51. Les principales observations obtenues par ces essais peuvent être récapitulées comme suit :

- Pour chaque étape de chargement, le déplacement accumulé durant le premier cycle est plus important que celui obtenu lors des cycles suivants ;
- Pour une étape de chargement donnée, le déplacement accumulé augmente avec le nombre de cycles, mais le taux d'augmentation diminue avec le nombre de cycles;
- Le déplacement accumulé augmente avec le niveau de chargement et il apparaît que cette augmentation dépend plutôt du niveau de chargement que du nombre de cycles ;
- La diminution de la charge maximale durant la deuxième série de chargement n'entraîne pas une diminution dans le déplacement permanent, mais au contraire une nouvelle augmentation relativement faible du déplacement.

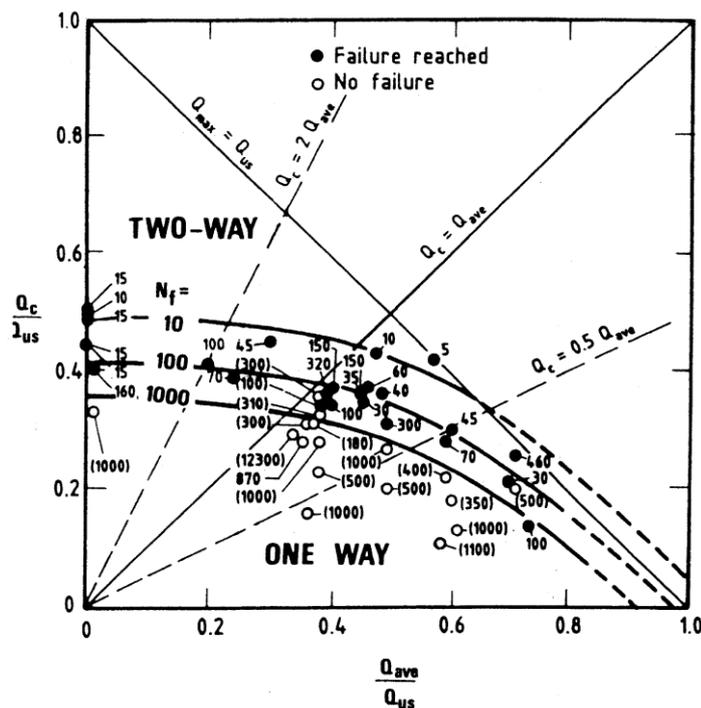


Figure 1.49: Diagramme d'interaction donnant le nombre de cycles correspondant à la rupture en fonction du niveau de chargement cyclique (KARLSRUD et al.[131]).

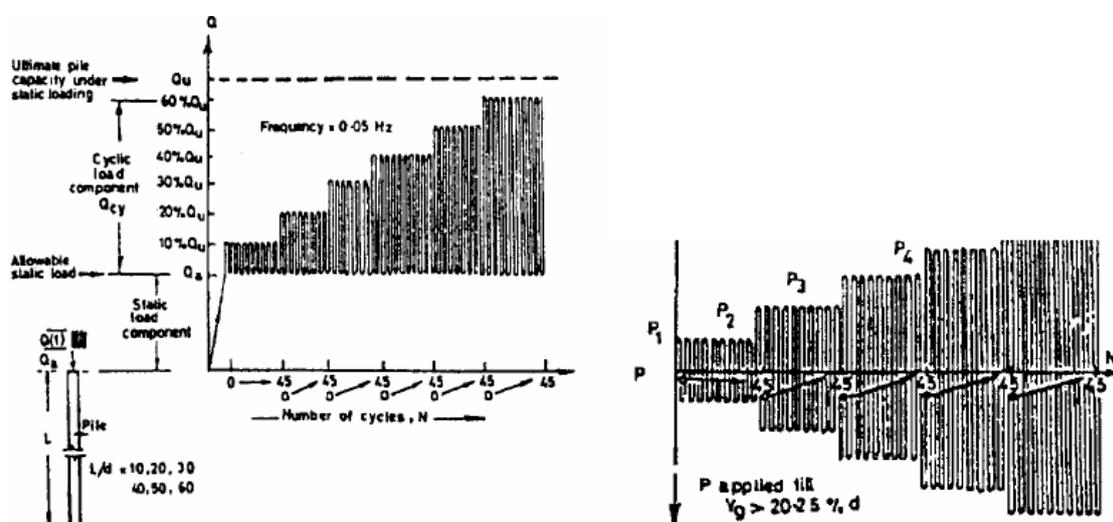


Figure 1.50 : Courbes typiques de Storm Loading (a) cas de chargement non alterné en compression et (b) cas de chargement alterné (GOLAIT et KATTI [165]).

Tableau 1.3 : Résumé des résultats d'essais de type Storm -Loading réalisés sur des pieux isolés (AL-DOURI et POULOS [159]).

Test number (1)	Pattern (2)	Number of parcels per pattern (3)	Maximum load <sup>a</sup> (4)	Maximum accumulated displacement (mm) (5)	Number of cycles to cause failure (6)
ST1	1	4	0.35P <sub>s</sub>	0.38	—
ST2	1	4	0.45P <sub>s</sub>	0.56	—
ST3	1	4	0.65P <sub>s</sub>	0.66	—
ST4	1	3	0.75P <sub>s</sub>	—	365
ST5	2	6	0.30P <sub>s</sub>	0.32	—
ST6	2	6	0.35P <sub>s</sub>	0.37	—
ST7	2	7	0.45P <sub>s</sub>	0.62	—
ST8	2	7	0.40P <sub>s</sub>	0.58	—

<sup>a</sup>P<sub>s</sub> = ultimate static load (about 210 N).

### B) Comportement des pieux isolés sous chargement cyclique de type déplacements contrôlés :

Les essais à déplacement contrôlé permettent de mettre en évidence la dégradation de la capacité portante en terme de frottement latéral et de résistance en pointe. La dégradation cyclique, engendrée par l'application d'un chargement cyclique, est à l'origine des pathologies rencontrées dans les ouvrages, ce qui rend très important de comprendre ses mécanismes et de quantifier son taux de variation.

POULOS (1989)[166] a introduit la notion du facteur de dégradation qui représente un rapport entre les propriétés après le chargement cyclique et celles avant l'application de la séquence cyclique :

$$D = \frac{\text{Propriété après le chargement cyclique}}{\text{Propriété avant l'application de la séquence cyclique}}$$

Ainsi, le facteur de dégradation du frottement latéral se définit comme étant le rapport entre le frottement statique maximal mobilisé après le chargement cyclique et celui mobilisé avant la séquence cyclique :  $D_{\tau} = \frac{f_{s,f}}{f_{s,i}}$ .

Avec :  $f_{s,f}$  est le frottement latéral mobilisé sous chargement statique, après la séquence cyclique et  $f_{s,i}$  est le frottement latéral mobilisé sous chargement statique initial.

$$\text{De même, le facteur de dégradation de la résistance en pointe est : } D_q = \frac{q_{p,f}}{q_{p,i}}$$

Tels que :  $q_{p,f}$  est la résistance en pointe mobilisée sous chargement statique, après la séquence cyclique et  $q_{p,i}$  est la résistance en pointe mobilisée sous chargement statique initial.

Plusieurs auteurs se sont intéressés à quantifier ces facteurs de dégradations, on cite entre autres, les travaux de POULOS (1989)[166], LEE et POULOS (1990)[127], AL DOURI et POULOS (1995)[159], CHIN et POULOS (1996)[128] ; FAKHARIAN (2001)[114].

La procédure d'essai suivie pour la quantification des facteurs de dégradation est la suivante :

- Tout d'abord, on réalise un chargement statique initial jusqu'à la rupture ;
- Application d'une séquence cyclique ;
- Finalement, on réalise un chargement statique jusqu'à la rupture.

Il est également intéressant de déterminer la dégradation au cours du chargement cyclique, ce qui nous permet de voir la variation du facteur de dégradation pour un nombre de cycles donné. Sur la figure 1.52, on présente les résultats d'essais à déplacement contrôlé obtenus par LEE et POULOS (1990)[127] qui ont été effectués sur des modèles de pieux installés dans des sédiments de calcaire. On peut remarquer déjà qu'il y a une forte dégradation de la capacité portante dès les premiers cycles.

Des facteurs de dégradations intermédiaires ont été définis comme étant le rapport entre l'effort maximal mesuré lors du cycle  $i$  et l'effort maximal mesuré lors du premier cycle (LE KOUBY, 2003)[22].

Les paramètres affectant la dégradation sont ; l'amplitude de déplacement cyclique, le nombre de cycle et le type de sol (POULOS, 1989[166] ; LEE et POULOS (1990)[127]).

En effet, le facteur de dégradation du frottement latéral  $D_r$  décroît quand l'amplitude de déplacement cyclique augmente, il diminue également quand le nombre de cycles augmente (Figure 1.53). Concernant l'influence du type de sol, POULOS (1989)[166] a trouvé que la dégradation est plus sévère dans le cas des sables calcaires que dans le cas des sables siliceux, ceci s'explique par le fait que les sables calcaires ont une grande compressibilité qui provoque une réduction importante du volume de sol entourant le pieu au moment du chargement cyclique.

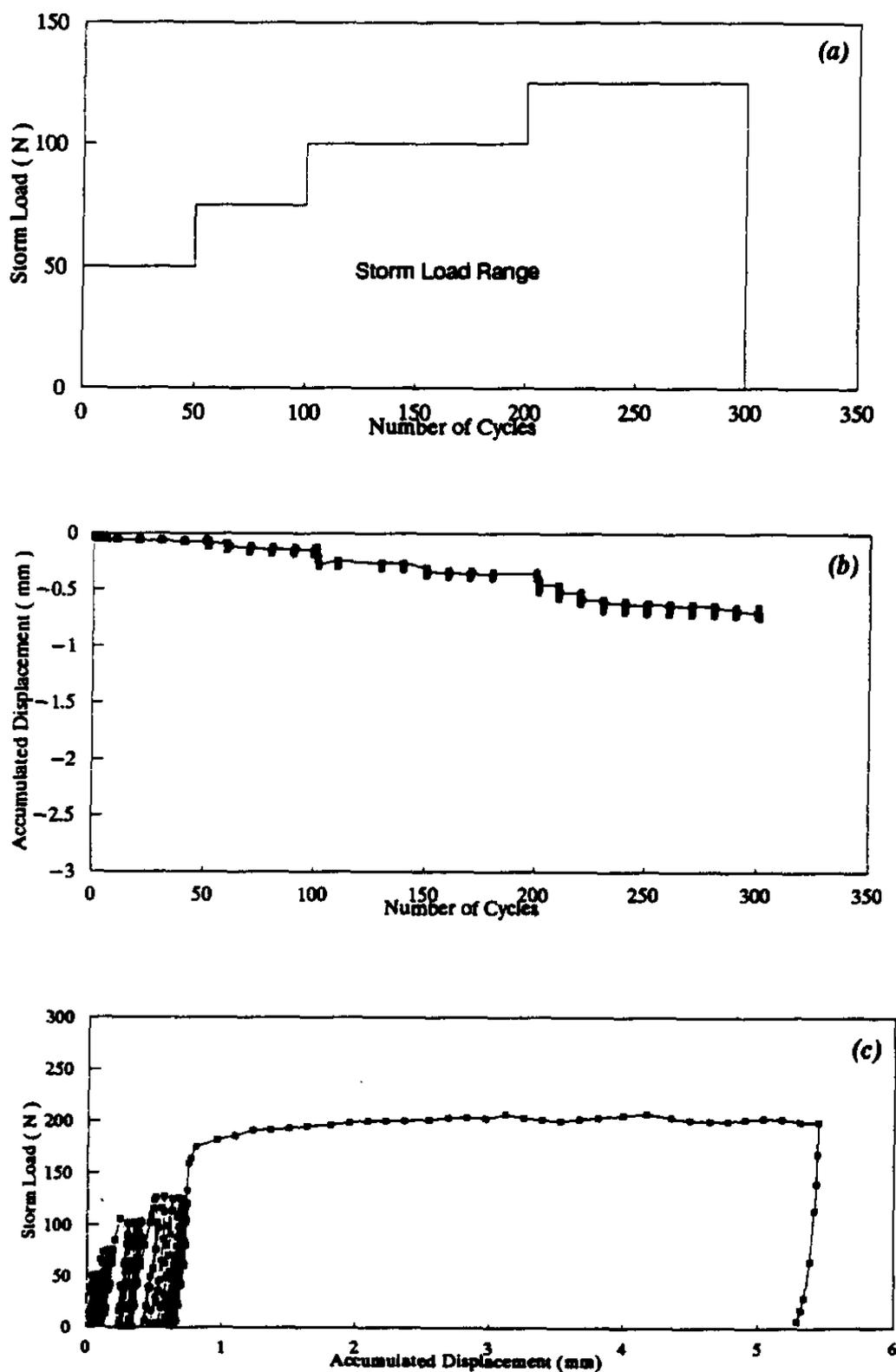


Figure 1.51 : Résultats typiques des essais 'Storm Loading' : (a) 'Storm Load' en fonction du nombre de cycles ; (b) Accumulation des déplacements en fonction du nombre de cycles ; (c) 'Storm Load' en fonction des déplacements accumulés (AL DOURI et POULOS [159]).

- Influence du nombre de cycles:

Il a été noté auparavant que le nombre de cycles est un paramètre très important influant sur la capacité portante, en particulier, sur la dégradation du frottement latéral. Il a été remarqué également que les petites amplitudes cycliques n'ont pas une influence significative sur l'évolution du frottement latéral mais cela concerne un nombre de cycle faible ou moyen (jusqu'à quelques centaines ou quelques milliers). Cependant, les sollicitations réelles sont des actions répétitives de l'ordre de plusieurs centaines de milliers de cycles, telles que les fondations des éoliennes ou des structures off-shore. Ces actions variables peuvent avoir une influence significative sur le comportement et la stabilité des ouvrages, sur le moyen et le long terme, et peuvent entraîner des pathologies et des désordres importants allant jusqu'à la rupture de l'ouvrage. D'où l'intérêt d'une prise en compte de l'effet du chargement cyclique à grand nombre de cycles (phénomène de fatigue) permettant d'améliorer les méthodes de calcul, de dimensionnement et de conception des fondations pour les ouvrages terrestres (on shore) et marins (offshore).

Cette problématique fera l'objet de la présente étude dans laquelle on s'intéressera à l'évolution de la capacité portante d'un modèle de pieu en chambre d'étalonnage sous l'effet d'un chargement cyclique à grand nombre de cycles. Ce travail sera développé dans les chapitres qui suivent.

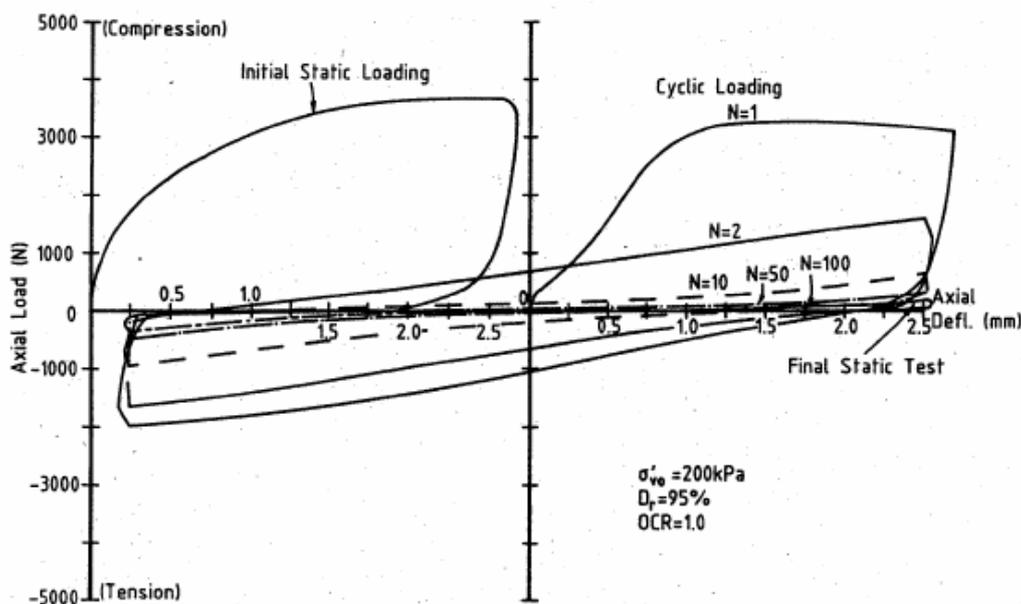


Figure 1.52 : Courbe typique de l'évolution de la charge en tête avec le déplacement au cours d'un essai cyclique à déplacement contrôlé (LEE et POULOS [127]).

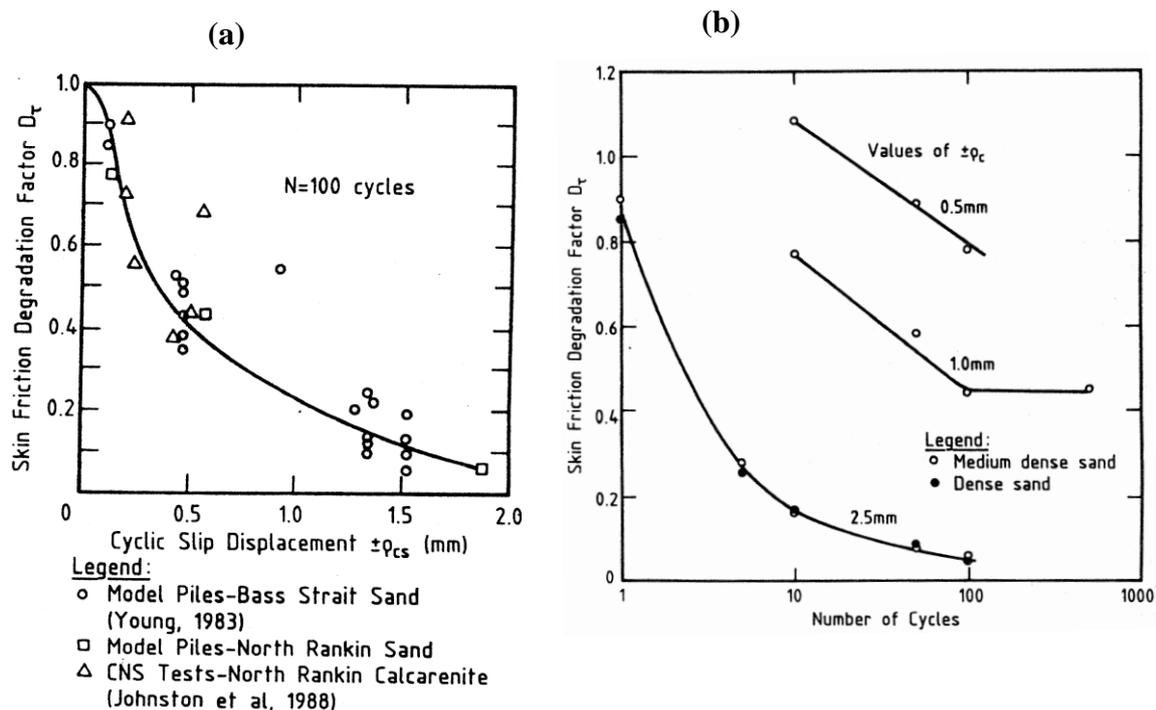


Figure 1.53 : Évolution du facteur de dégradation : (a) en fonction de l'amplitude de glissement cyclique ; (b) en fonction du nombre de cycles (LEE et POULOS (1990)[127])

### 1.5. Expérimentation en Chambre d'étalonnage

Le recours aux essais en vraie grandeur est très intéressant pour mieux comprendre le comportement des pieux, cependant cela nécessite beaucoup de moyens à des coûts onéreux en plus des problèmes techniques liés aux observations sur le pieu installé dans le sol. C'est la raison pour laquelle, il s'avère nécessaire d'effectuer des simulations physique en laboratoire en utilisant des modèles réduits. Ces essais peuvent être effectués en centrifugeuse ou en chambre d'étalonnage. Chaque dispositif présente des avantages et des inconvénients. Seul le dernier dispositif sera développé dans la suite puisqu'il sera utilisé dans notre étude expérimentale.

La chambre d'étalonnage présente l'avantage d'être capable de reproduire, par pluviation, des massifs homogènes à un état de densité et un état de contraintes donnés, simulant ainsi une tranche élémentaire du sol à une profondeur donnée.

Pour le cas des pieux, la chambre d'étalonnage permet de tester une tranche élémentaire du pieu et du sol environnant en imposant des conditions aux limites en contrainte ou en déplacement. Scott (1979) (rapporté par WEINSTEIN, 2008[164]) a montré que les lois de similitudes ne sont pas satisfaites pour les modèles de fondations, mais en supposant que les modèles sont suffisamment larges, on peut extrapoler les résultats pour prévoir le comportement des prototypes en vraie grandeur.

Sur la figure 1.54 on présente les différentes conditions aux limites, en contrainte et en déplacement, qui peuvent être appliquées au massif d'essai dans une chambre d'étalonnage. Il est à noter, en particulier, que la condition BC3 correspond à l'état de contraintes existant dans un massif de sol horizontal (état  $K_0$ ). Les conditions aux limites ont une influence sur les résultats des essais chaque fois que les dimensions de la chambre ne sont pas suffisantes par rapport à la taille du modèle (FRANCIS, 1997[28]).

Concernant les effets de bords sur la résistance en pointe et le frottement latéral, plusieurs travaux ont été réalisés pour l'étude de ce problème (PARKIN et LUNNE, 1982[167] ; SCHNAID et HOULSBY, 1992[168] ; BALACHOWSKI, 1995[36], SALGADO et al., 1998[169]). L'effet de bords se manifeste beaucoup quand le sable est dilatant, c'est-à-dire pour une densité forte du massif et un faible niveau de contraintes (BALACHOWSKI, 1995[36]; SALGADO et al., 1998[169]). Pour ce qui est de l'effet du fond de cuve, Puech (1975) (rapporté par WEINSTEIN, 2008[164]) a montré qu'un espacement de  $5d$  ( $d$  étant le diamètre du modèle) entre la pointe et le fond permet de minimiser cet effet.

L'effet d'échelle n'a pas d'influence sur la résistance en pointe, mais il se manifeste pour le frottement latéral en diminuant le diamètre du modèle (BALACHOWSKI, 1995[36]). Ce phénomène est dû au fait que l'épaisseur de la zone de cisaillement à l'interface dépend du diamètre moyen des grains ( $D_{50}$ ). Il a été montré par BALACHOWSKI (1995)[36] et par GARNIER et KOENIG (1998)[170] que la mesure du frottement latéral n'est pas influencée par l'effet d'échelle pour un rapport entre le diamètre du modèle et le diamètre moyen des grains supérieur ou égal à 100 ( $d/D_{50} \geq 100$ ).

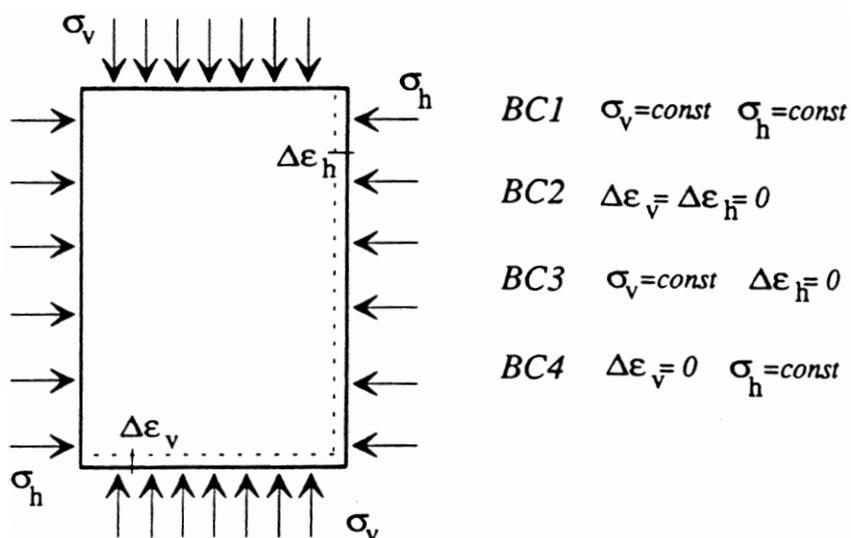


Figure 1.54 : Conditions aux limites typiques applicables en chambre d'étalonnage (BALACHOWSKI[36]).

- **Conclusions**

Dans ce chapitre, on a pu fournir une synthèse des travaux réalisés pour l'étude du comportement des pieux isolés chargés axialement soumis à des sollicitations monotones et cycliques. Il a été montré que l'effet du mode d'installation des pieux influe beaucoup sur la mobilisation de la résistance en pointe et sur le frottement latéral. Il a été remarqué, en particulier, une forte modification du champ de contraintes au voisinage du pieu installé par un mode refoulant. Cette influence est d'autant plus importante quand le massif est dense et également quand il est soumis à de fortes contraintes. Le comportement de l'interface pieu-sol est lié à l'évolution de la contrainte normale ( $\sigma'_n$ ) du fait de l'installation et du chargement du pieu. Le frottement latéral dépend également de la rugosité de la surface du pieu tant de point de vue de la résistance au pic que de point de vue contraintes résiduelles. Les efforts mobilisés en frottement dans le cas d'une compression sont plus importants que dans le cas d'une traction. Il a été question aussi de voir brièvement les différentes méthodes de détermination de la capacité portante et des tassements des pieux.

Concernant le chargement cyclique des pieux, plusieurs aspects de comportement ont été observés et cela moyennant les différentes méthodes d'expérimentation, allant des essais de laboratoire sur les interfaces et sur modèles réduits aux essais in-situ. Les facteurs influant sur le comportement des pieux dépendent des caractéristiques du sol et du pieu, de la méthode d'installation et du type de chargement. Pour le chargement cyclique deux comportements de pieux peuvent être observés selon le mode de sollicitations, à force contrôlé ou à déplacement contrôlé. Sous chargement cyclique à force contrôlée, on observe une accumulation des déplacements permanents qui peuvent conduire à la rupture en fonction des paramètres de chargement (charge moyenne, charge cyclique, nombre de cycles, etc.) et du type de chargement (alterné ou non alterné). Ces déplacements cycliques engendrés par un tel chargement peuvent se traduire également par la réduction de la capacité portante des pieux. Sous sollicitations cycliques à déplacement contrôlé, on peut observer la dégradation de la capacité portante, particulièrement pour le frottement latéral. Pour le chargement cyclique à petites amplitudes cycliques et à grand nombre de cycles engendrant des problèmes du type fatigue, il n'y avait pratiquement pas de travaux étudiant ce phénomène alors qu'en pratique plusieurs structures terrestres et offshore sont exposées à ce genre de sollicitations. C'est la raison pour laquelle notre travail sera focalisé sur l'étude du comportement des pieux sous sollicitations cycliques à grand nombre de cycles ( $10^5$  cycles).

## CHAPITRE 2

### DISPOSITIFS EXPERIMENTAUX ET PROCEDURE D'ESSAI

La chambre d'étalonnage permet de reconstituer par pluviation des massifs de sable de dimensions relativement importantes, correspondant à un état de densité et un état de contrainte donnés, permettant de simuler une tranche élémentaire de sol à une profondeur donnée.

L'utilisation de la chambre d'étalonnage ne permet de reproduire qu'une partie de l'ouvrage géotechnique réel et du sol environnant en imposant des conditions aux limites en contrainte ou en déplacement.

On présente dans ce qui suit les différents dispositifs utilisés pour la réalisation des essais en chambre d'étalonnage, à savoir; la chambre d'étalonnage et ses équipements périphériques, le dispositif d'installation et de chargement des modèles de pieux, et les sondes instrumentées (BEKKI et al., 2009[171]).

#### 2.1. La chambre d'étalonnage

La chambre d'étalonnage du CERMES a été utilisée initialement dans le cadre de la thèse de DUPLA (1995)[80] avec une application au pressiomètre cyclique. Puis, le système a été complété par le développement d'un dispositif de fonçage et de chargement dans le cadre des travaux de FRANCIS (1997)[28] dans lesquels il s'est intéressé à l'étude de comportement des micropieux. Des modifications ont été apportées, par la suite, au système afin de l'adapter pour d'autres applications telles que l'étude des réseaux d'inclusions (inclinées), ainsi que pour l'étude du comportement des pieux sous chargement cyclique (LE KOUBY, 2003[22]). Plus récemment, des modifications supplémentaires ont été apportées pour adapter le système aux essais de vibrofonçage (LE THIET, 2005[172]), en particulier, par la fabrication des pièces pour l'embase supérieure adaptables à la sonde de vibrofonçage qui a été développée pour permettre de travailler dans une gamme de fréquences très large (de 0 à 60Hz), et par la mise en place d'un système d'acquisition rapide.

##### 2.1.1. Principe de fonctionnement de la chambre d'étalonnage

La chambre d'étalonnage est conçue pour fabriquer des massifs de sol de 524 mm de diamètre et d'une hauteur de 700 mm. La technique de fabrication des massifs de sable est analogue à celle utilisée pour fabriquer une éprouvette triaxiale, le sable est mis en place à l'intérieur d'une membrane en néoprène de 2 mm d'épaisseur grâce à un moule de maintien.

Les éléments principaux de la chambre d'étalonnage comprennent un piston pour l'application de la pression verticale (pression d'eau située dans la zone 2 mentionnée sur la figure 2.1), une enceinte métallique (pour l'application de la contrainte de consolidation horizontale), deux embases (inférieure et supérieure) et un couvercle.

Le piston a une course de 300 mm et est composé d'un cylindre creux sur lequel vient se poser directement l'embase inférieure du massif (pièce n° 4).

Le couvercle (pièce n° 1) est posé directement sur la cerce et est fixé par des tiges qui le relie à la partie inférieure (pièce n°5). Après avoir mis en place le couvercle, on vient plaquer l'embase supérieure (pièce n°2) contre celui-ci afin de réaliser l'étanchéité pour l'eau de confinement latéral (en zone 1) et obtenir également une bonne verticalité du guidage. On peut appliquer des états de contraintes isotropes ou anisotropes au massif avec, en particulier, des rampes de type  $K_0$ , grâce à un système de double paroi (pièce n° 3) à contre pression. On peut appliquer des pressions maximales (horizontales et verticales) de l'ordre de 1 MPa, permettant de simuler des profondeurs importantes. Pour des pressions de faibles niveaux, on peut descendre à des valeurs de 40 à 50 KPa pour simuler de faibles profondeurs.

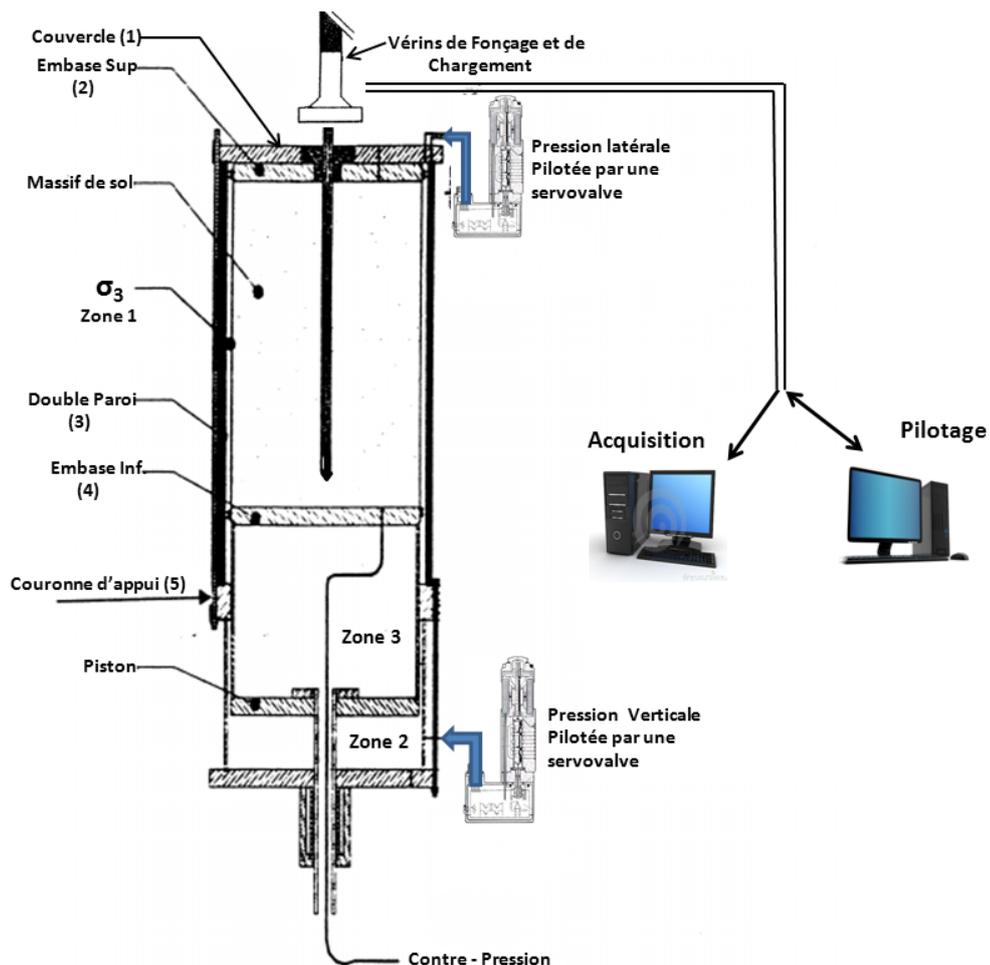


Figure 2.1 : Schéma de principe du dispositif d'essai en chambre d'étalonnage (D'après DUPLA [80]).

### 2.1.2. Embase supérieure

Les différents équipements de l'embase supérieure ont été développés par FRANCIS (1997)[28] pour les inclusions de diamètre 20 mm (figure 2.2). Il est à noter que la pièce de guidage se vissant sur la partie centrale de l'embase supérieure prévue à cet effet (diamètre 190 mm pour l'embase et de 240 mm pour le couvercle) a un double rôle. En premier lieu, elle doit assurer une étanchéité parfaite et en second lieu, elle doit assurer le bon guidage des modèles de pieux au moment de fonçage et de chargement. Cette pièce a une épaisseur de 76 mm afin que sa partie supérieure ait le même niveau que le couvercle. Pour assurer l'étanchéité de l'échantillon lors de la mise sous vide du massif, des bouchons ont été prévus à cet effet ayant une longueur de 76 mm également (figure 2.3.b). Cet endroit est réservé également à l'adaptateur en Téflon (figure 2.3.a). Dans le cadre de la thèse de LE THIET (2005)[172], d'autres pièces ont été fabriquées spécialement pour la sonde de diamètre 36 mm (figure 2.4). L'étanchéité du massif est assurée par une membrane en latex qu'on change pour chaque essai.

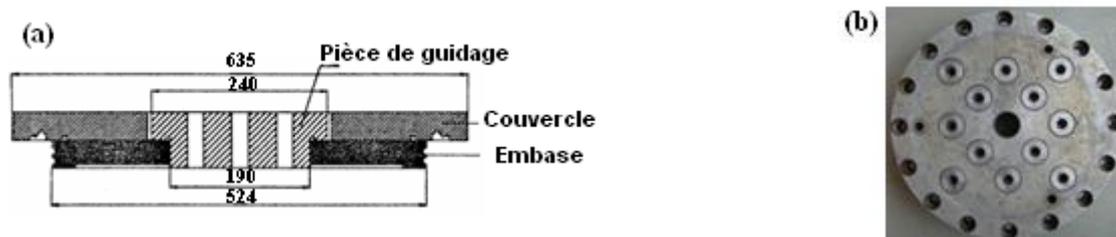


Figure 2.2 : Embase supérieure dans le cas de la sonde de 20 mm: (a) Coupe du couvercle et de l'embase supérieure; (b) pièce de guidage

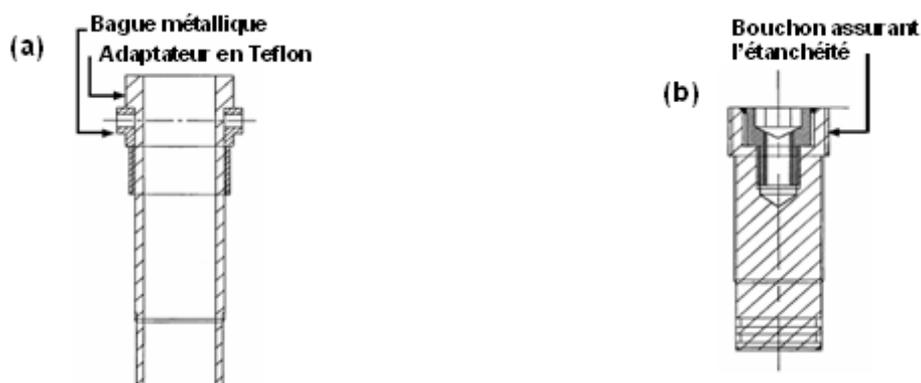


Figure 2.3 : Pièces utilisées pour le guidage et l'étanchéité dans le cas des inclusions de 20 mm: (a) adaptateur en Téflon et bague métallique ; (b) Bouchon assurant l'étanchéité de la pièce de guidage.

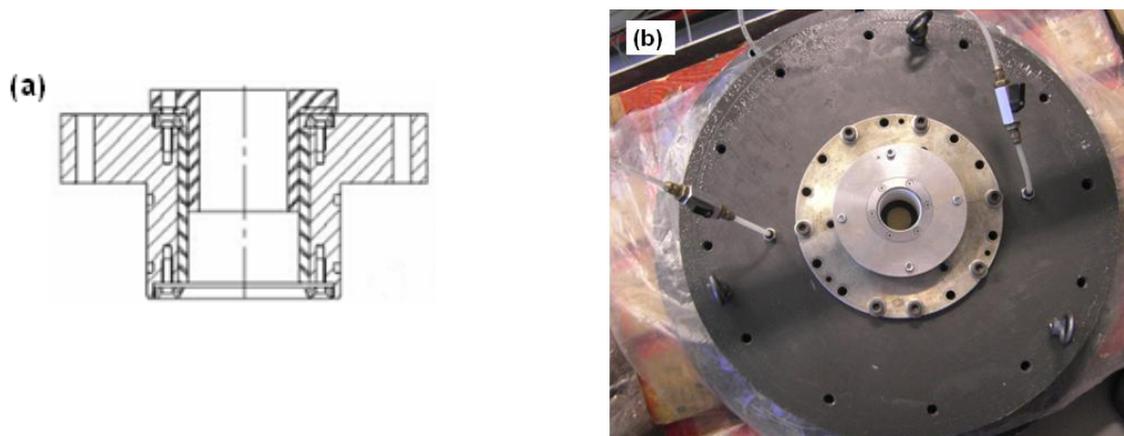


Figure 2.4 : Bloc de guidage dans le cas de la sonde de diamètre 36 mm: (a) Schéma de principe ; (b) Mise en place sur l'embase supérieure.

### 2.1.3. Dispositif d'installation et de chargement des modèles

Ce dispositif est composé d'un seul bâti à quatre colonnes sur lequel est fixé deux vérins hydrauliques, à savoir un vérin longue course (1 m) situé à la partie supérieure du bâti et installé à l'avant sur deux colonnes, pour le fonçage des inclusions, et un servovérin fixé sur la traverse principale du bâti est destiné aux opérations de chargement des inclusions (figure 2.5).

Le bâti est équipé à sa base de deux rails qui permettent un déplacement en translation de la chambre en fonction des opérations à réaliser (mise en place du massif, mise en place des inclusions et chargement de ces derniers).

Le socle de la chambre d'étalonnage est équipé d'une butée à bille qui permet d'avoir un degré de liberté en rotation pour la cellule, permettant d'obtenir des configurations à symétrie de révolution pour les groupes d'inclusions. Un schéma d'ensemble du dispositif est présenté sur la figure 2.6.

#### 2.1.3.1. Dispositif de mise en place des inclusions

Ce dispositif (figure 2.6) est constitué d'un vérin de grande course (1m) et de capacité 100 kN en compression et 70 kN en traction. Il est contrôlé en déplacement. La pression maximale fournie est de 15 MPa. La vitesse de déplacement du vérin est réglable en montée et en descente est de 0,1 à 100 mm par seconde. La vitesse est ajustée par deux régulateurs de débit NG6 et NG10, le premier assurant des vitesses de 0,1 à 10 mm par seconde et le deuxième correspond à la deuxième gamme de vitesse.

Ce vérin assure des opérations de mise en place des inclusions par fonçage dans le massif. La figure 2.7 montre le vérin de fonçage et le groupe hydraulique assurant son alimentation.

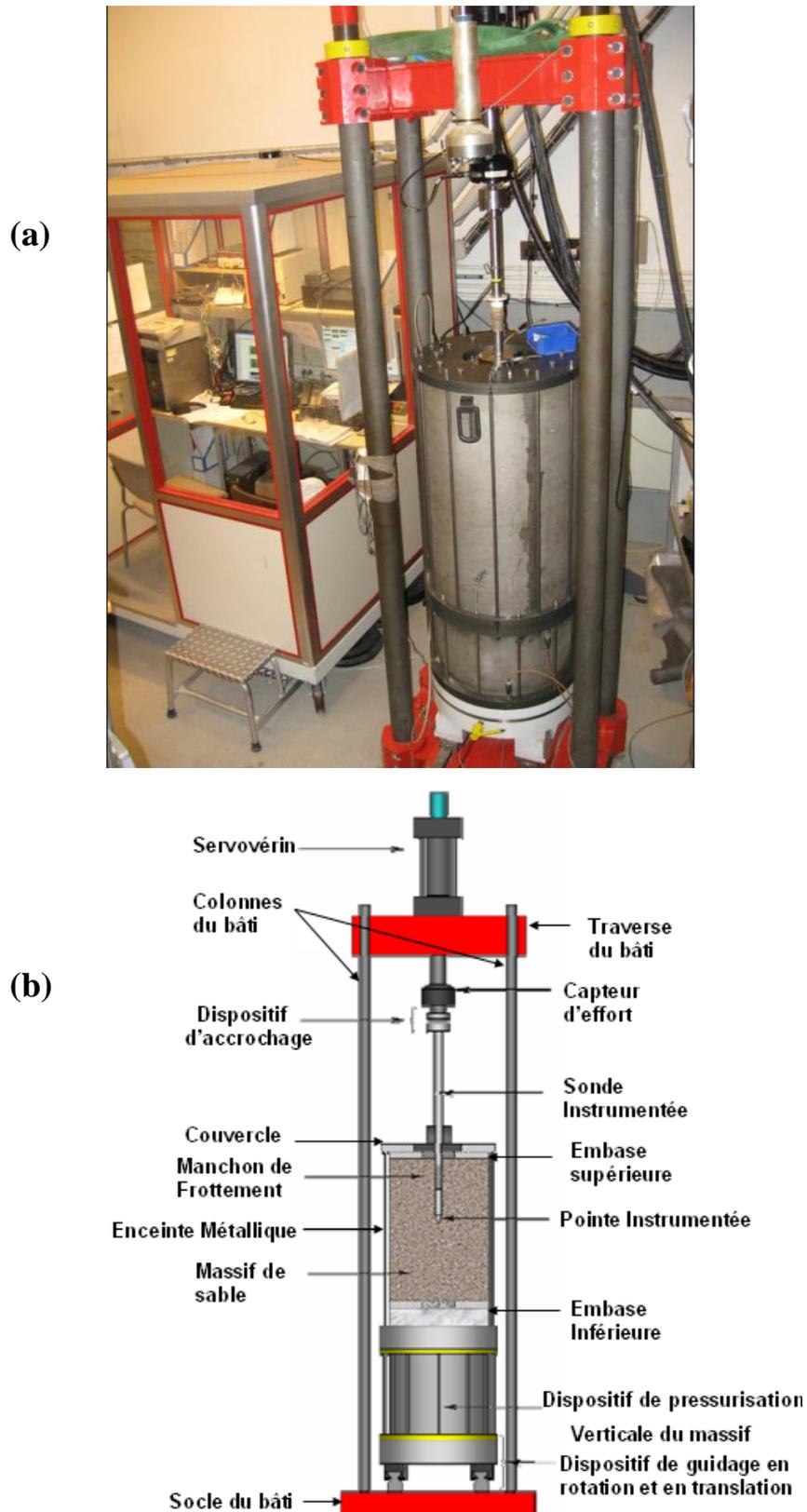


Figure 2.5 : Vue générale de la chambre d'étalonnage : (a) Photo d'ensemble ; (b) vue schématique

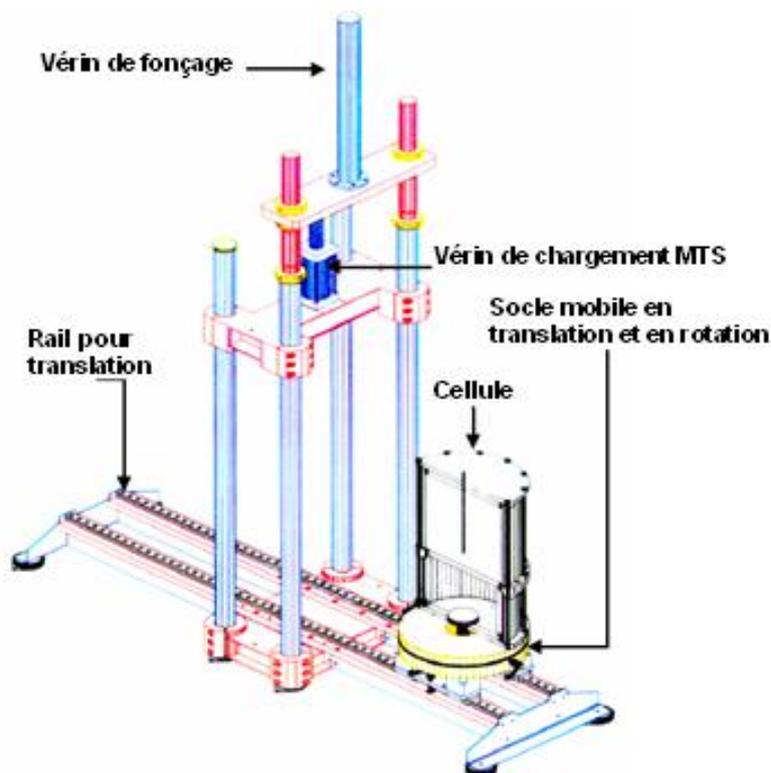


Figure 2.6 : Schéma de principe du bâti d'installation et de chargement des inclusions

### 2.1.3.2. Dispositif de chargement des inclusions

Ce dispositif est constitué d'un système MTS composé d'un ensemble asservi. Les composants hydrauliques sont le servovérin et les équipements hydrauliques associés (accumulateurs, servovalves...). L'électronique d'asservissement est un système TestStar comprenant un contrôleur digital, et un logiciel général pour les essais sur matériaux. On présente sur la figure 2.8 l'ensemble du dispositif de chargement.

Le servovérin a une capacité de  $\pm 100$  kN et une course de  $\pm 7,5$  cm. Il est équipé d'un capteur de déplacement intégré type LVDT calibré sur deux gammes 10 et 100% de la pleine échelle avec une excellente linéarité et peu d'hystérésis. En bout de tige du servovérin est placé un capteur de force MTS avec une étendue de mesure de  $\pm 100$  kN (sortie symétrique pour essais de traction / compression alternée). Ce capteur est étalonné sur quatre gammes : 10, 20, 50 et 100% de la pleine échelle (hystérésis = 0,05% et non linéarité = 0,1%). L'étalonnage des faibles gammes permet de mesurer avec plus de précision les charges.

L'électronique de commande (FlexTest) comprend plusieurs modules, dont les plus importants sont :

- Un contrôleur digital MTS permettant le contrôle des asservissements en numérique, l'acquisition des données, la génération des fonctions...
- Un module de conditionnement pour les capteurs. Il permet de détecter le défaut de câble et d'alimentation.

Ce système est renforcé par un générateur de fonction qui permet la génération de fonctions standard telles que sinus, triangle, carré et rampe.

Le module FlexTest SE est un programme général d'essai qui permet de créer des séquences propres à nos essais, qui peuvent être constituées de plusieurs étapes (processus) ; le passage d'une étape à une autre se fait automatiquement. Il permet le pilotage de la machine en force ou en déplacement ainsi que l'acquisition des données.

Ce dispositif permet d'appliquer une large gamme de chargements monotones et cycliques dans le domaine quasi-statique et dynamique (jusqu'à plusieurs dizaines de Hz). Le système de pilotage FlexTest SE permet en particulier de générer des séquences de chargement complexes composées de séquences monotones et cycliques asservies en force ou en déplacement.

## 2.2. Dispositif de pluviation du sable

Afin d'obtenir des massifs de sable suffisamment homogènes et à densité contrôlée, il est nécessaire d'utiliser un dispositif de pluviation pour la mise en œuvre du sable. La méthode de pluviation du sable, largement utilisée pour les essais en chambre d'étalonnage et en centrifugeuse peut faire appel à des dispositifs assez variés et repose sur le fait que la densité du sable obtenue par pluviation dépend en majeure partie des paramètres débit de sable et hauteur de pluviation. Plusieurs chercheurs se sont intéressés à cette technique (LAVACHER et al., 1994[173] ; DUPLA, 1995[80]). La thèse de DUPLA (1995)[80] est une référence très importante qui comporte une étude bibliographique détaillée sur ce sujet.

La figure 2.9 (DUPLA, 1995[80]) présente un schéma des différents paramètres qui permettent de contrôler la densité du matériau. Ces paramètres sont:

- La hauteur du sable contenant dans le réservoir,  $H_r$
- diamètre et le nombre de trous dans la grille du réservoir (débit de pluviation  $Q_p$ )
- La hauteur de chute : distance entre les grilles et le haut du diffuseur  $H_c$
- Distance entre les tamis  $D_t$
- Hauteur de pluviation  $H_p$

La hauteur du sable dans le réservoir n'influe pas sur l'indice de densité obtenu à la fin de l'essai (RAD et TUMAY, 1987[174]), cependant lors de la préparation des massifs qu'on a réalisé, il a été remarqué que cette hauteur influe légèrement sur la densité obtenue. Par contre, la grille est un paramètre déterminant. En effet, c'est elle qui règle le débit de sable qui va être dispersé, et on peut définir les paramètres débit ( $m^3/s$ ), porosité et intensité de déposition ( $g/cm^3/s$ ). Ces trois paramètres sont en réalité interdépendants et ils sont liés directement aux diamètres et aux nombres de trous de la grille. Pour une configuration choisie (hauteur de pluviation constante) tous les auteurs observent que l'augmentation du débit (de la porosité de la grille et de l'intensité de déposition), diminue la densité obtenue. Au contraire, pour les faibles débits, on obtient des échantillons danses à très denses. La hauteur de chute, le nombre de tamis et la distance entre les tamis n'influent pas sur la densité obtenue (RAD et TUMAY, 1987[174]). La hauteur de pluviation est un paramètre qui influence peu l'indice de densité pour les hauteurs de pluviation inférieures à la hauteur de chute limite des particules (RAD et TUMAY, 1987[174]; LAVACHER et al., 1994[173] ; DUPLA, 1995[80]).

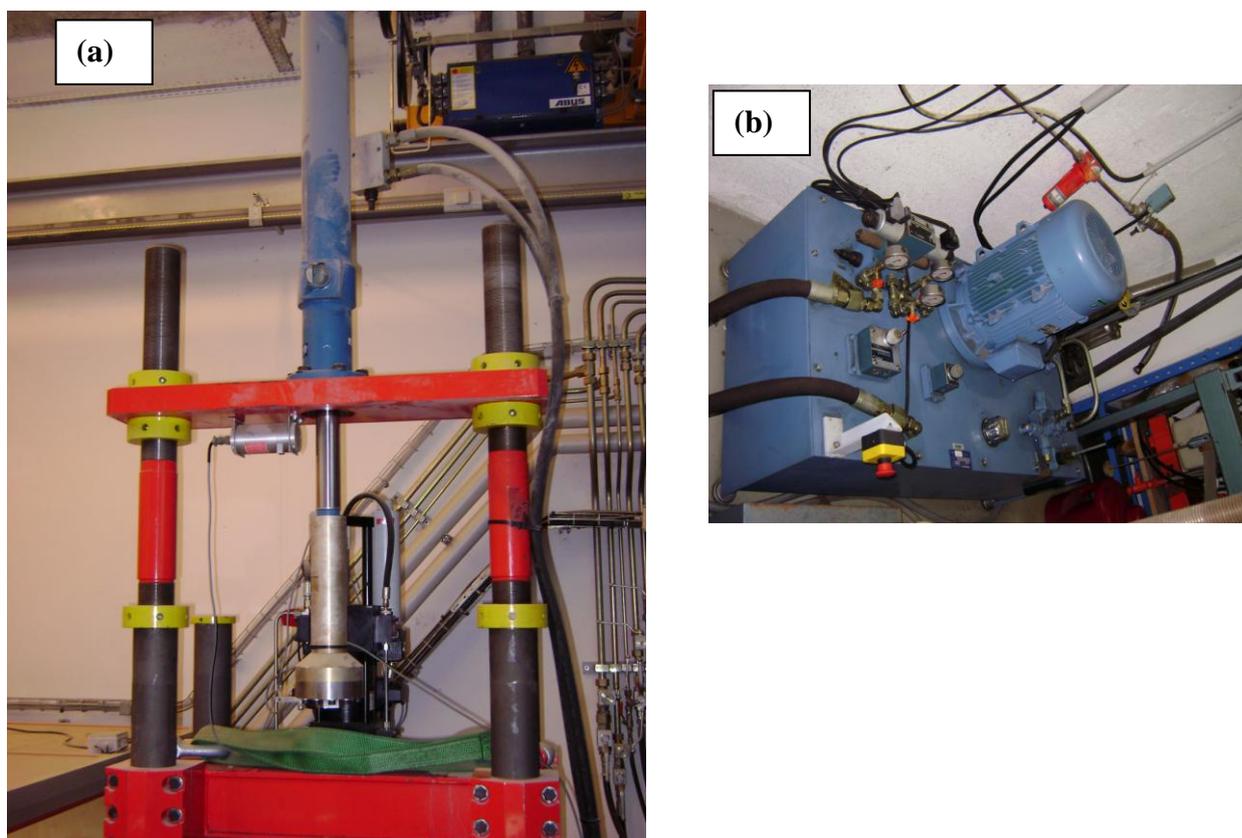


Figure 2.7 : Dispositif d'installation des inclusions (a) Vérin de Fonçage ; (b) Groupe hydraulique d'alimentation

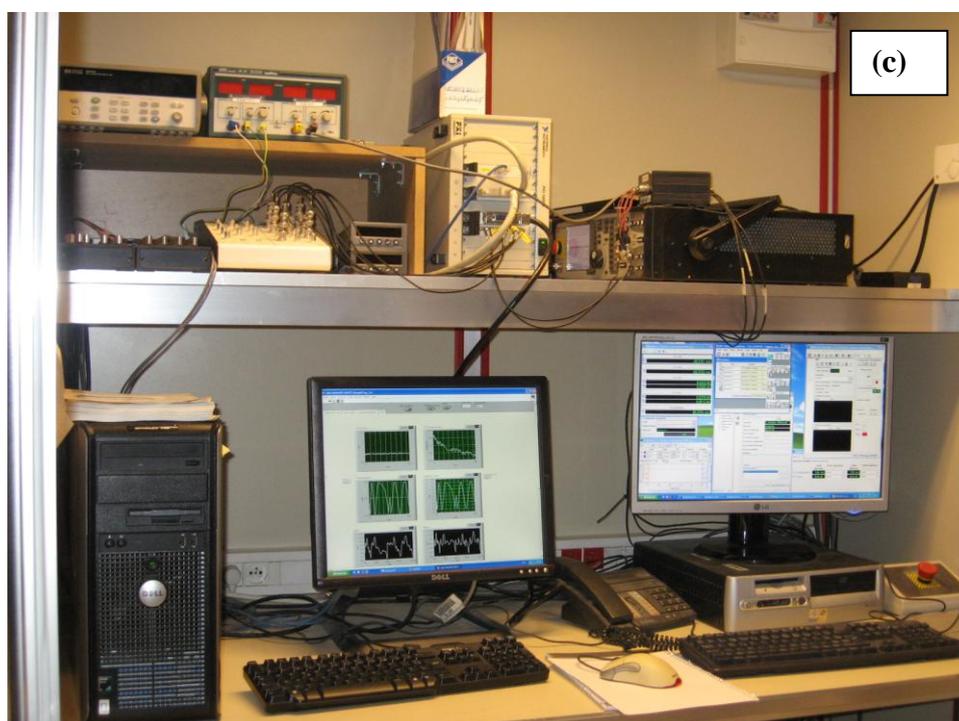
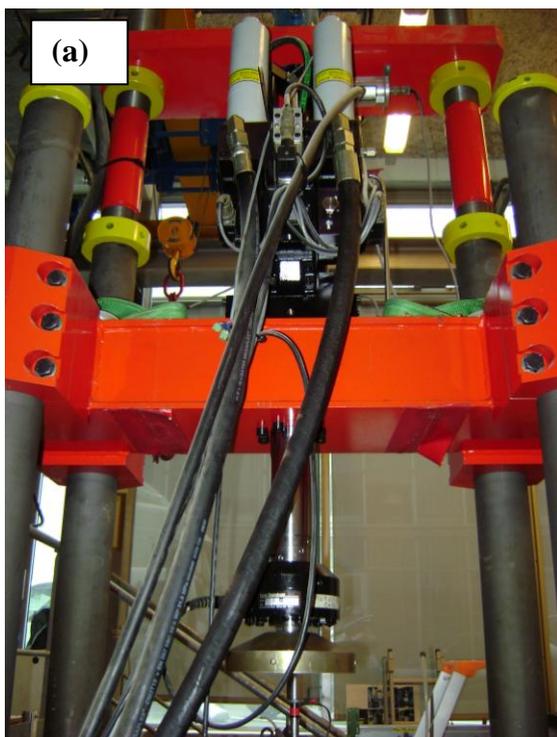


Figure 2.8 : Dispositif de chargement MTS : (a) Servovérin ; (b) centrale hydraulique ; (c) système de pilotage digital et d'acquisition Flex-Test

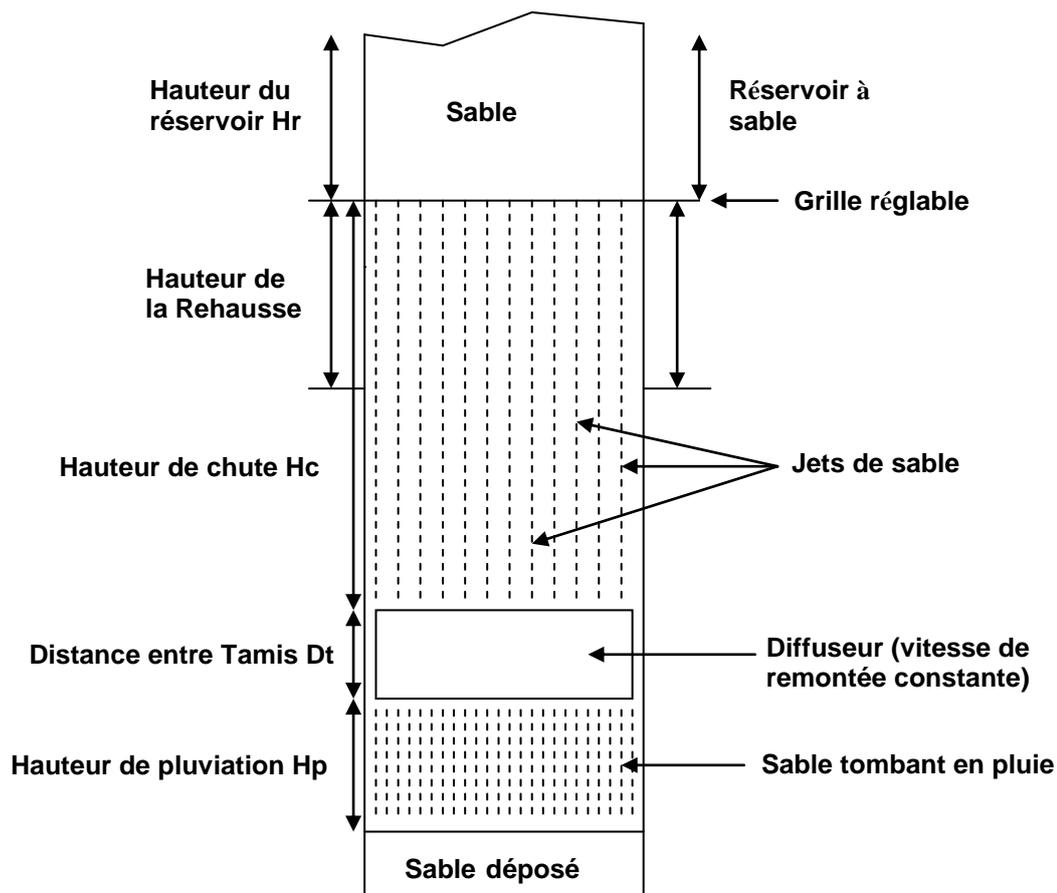


Figure 2.9 : Variables influençant la densité du massif lors de la pluviation (DUPLA [80])

Le dispositif développé au CERMES dans le cadre de la thèse de DUPLA (1995) [80] est représenté sur la figure 2.10. Il est composé d'un réservoir à sable à sa partie supérieure, surmontant une rehausse venant elle-même en appui sur le moule de maintien ou sur un réservoir d'étalonnage des densités. Un diffuseur, formé de deux tamis parallèles, permet de casser les jets de sable arrivant du réservoir, et de produire une pluie de sable uniforme au-dessous. Au cours de pluviation, le diffuseur est remonté à l'aide d'un système de poulies et un filin accroché à un moteur électrique, permettant ainsi de maintenir une hauteur de pluviation constante au-dessous du diffuseur. La densité du massif obtenue dépend directement du débit de sable, contrôlé par l'ouverture de la grille du réservoir, et de la hauteur de pluviation.



Figure 2.10 : Dispositif de pluviation du sable

### 2. 3. Modèles instrumentés de pieux

#### 2.3.1. Sonde instrumentée Ø 20

Le modèle utilisé est une sonde du type « pénétromètre » de 20 mm de diamètre et de longueur 735 mm (figure 2.11a). La sonde est équipée en pointe d'un capteur d'effort miniature, et d'un manchon de frottement situé à une certaine distance de la pointe, permettant une mesure séparée sur le même modèle de la résistance en pointe ainsi que du frottement latéral. Le rapport entre le diamètre de la chambre et celui du modèle est de 26,2. Le diamètre 20 mm constitue en effet un compromis entre les encombrements nécessaires à l'instrumentation, la nécessité de garder un diamètre du pieu modèle suffisamment faible par rapport à la taille du massif mis en œuvre dans la chambre d'étalonnage (Ø524 mm) et limiter l'effet d'échelle qui impose un certain diamètre en rapport avec le diamètre moyen des grains. Le modèle est composé d'un ensemble modulaire permettant d'avoir plusieurs configurations (forme et rugosité de la pointe, rugosité du manchon, etc.).

Les deux mesures réalisées sont des mesures directes de la résistance en pointe ( $q_p$ ) et du frottement latéral ( $q_s$ ). Le capteur d'effort miniature en pointe a une capacité de 5kN et une précision de  $\pm 25$ N (soit 0,5%). Le second capteur, placé sur un corps d'épreuve instrumenté (manchon de frottement), constituant un capteur d'effort en lui-même de capacité  $\pm 4$ kN et une précision de  $\pm 10,8$  N (soit 0,27%). Le bas du manchon est situé à 120 mm de la pointe,

ce qui permet d'avoir des mesures découplées et indépendantes de ces deux grandeurs (HANKE et al., 2002[175]). En fait, il existe une interaction entre la résistance en pointe et le frottement au voisinage de la pointe, l'objectif étant de mesurer un frottement non influencé ou peu influencé par la pointe.

### 2.3.2. Sonde instrumentée Ø 36

Afin de réaliser des essais cycliques à des fréquences de l'ordre de 1 Hz à 2 Hz, on a utilisé une deuxième sonde de diamètre 36 mm ( $10 \text{ cm}^2$  de section) et de longueur 950 mm, plus adaptée aux fréquences élevées, elle a été développée dans le cadre de la thèse de Le Thiet pour l'étude du processus de vibrofonçage des pieux (LE THIET, 2005[172]) (figure 2.11b). L'instrumentation de la sonde est réalisée de la même manière pour avoir des mesures découplées. Le capteur d'effort en pointe a une capacité de 20 kN, la plage de mesure du capteur de frottement est  $\pm 5$  kN. Le rapport diamètre de la chambre sur le diamètre de la sonde est de l'ordre de 14,6. Les mesures locales, pour les massifs denses sous faibles contraintes, sont influencées par les effets de bords (BALACHOWSKI, 1995[36]), mais puisque nous nous intéressons à l'évolution de la capacité portante (rapport entre les mesures au cours de chargement cyclique et les mesures initiales), les résultats obtenus sont, en principe, indépendants des dimensions du modèle.

### 2.4. Procédure d'essai

La procédure d'essai de chargement du modèle de pieu, en chambre d'étalonnage, comporte les opérations successives suivantes :

- fabrication du massif de sable à densité voulue ;
- mise du massif sous contrainte;
- installation du modèle de pieu par fonçage ;
- réalisation de l'essai de chargement ;
- démontage de l'essai.

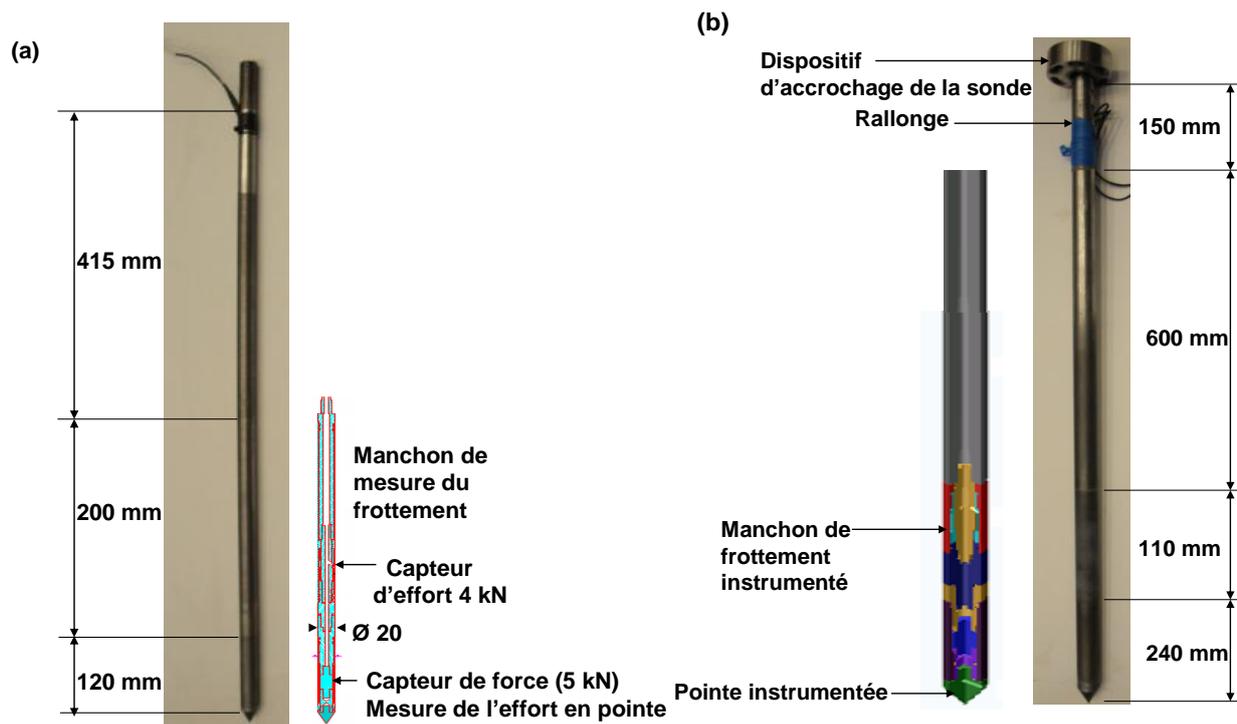


Figure 2.11 : Sondes instrumentées : (a) Modèle  $\varnothing 20$  ; (b) Modèle  $\varnothing 36$

#### 2.4.1. Fabrication du massif de sable à densité voulue

Cette phase comporte plusieurs opérations :

- Mise en place de la membrane en caoutchouc et des joints toriques autour l'embase inférieure, ensuite la cale en bois servant d'appui au moule de formage ;
- Mise en place du moule ;
- Mise en place du pluviateur pour le positionnement sur le moule et réglage de la hauteur de pluviation à la hauteur prédéfinie par l'étalonnage de la densité (10 cm) ainsi que la préparation de la grille pour obtenir le débit qui correspond à la densité voulue ;
- Remplissage du réservoir ;
- Phase de pluviation ;
- Arasage de la partie supérieure du massif.

Les figures 2.12 et 2.13 montrent les trois étapes de la fabrication du massif : Positionnement du moule sur le piston (figure 2.12.a), la phase de la mise en place du pluviateur et le remplissage de son réservoir (figure 2.12.b) ; la phase de pluviation (figure 2.13.a) et la phase d'arasage de l'échantillon (figure 2.13.b).

#### 2.4.2. Mise sous contrainte du massif

Le démoulage de l'échantillon est une opération qui précède la mise sous contrainte de celui-ci. Cette opération est très délicate et nécessite la vérification de l'étanchéité globale de l'échantillon. On place l'embase supérieure (pièce n°2 sur la figure 2.1) sur laquelle est fixée au préalable la pièce de guidage, ensuite on rabat la membrane qui sera serrée sur l'embase supérieure à l'aide des joints toriques (Figure 2.14.a). Une fois que l'échantillon est isolé de l'extérieur, on peut appliquer le vide pour le démoulage. Avant cette dernière étape, il est nécessaire de fermer tous les robinets d'arrivée et de sortie et de mesurer le vide à l'intérieur pour s'assurer de l'étanchéité de l'échantillon.

On réalise ensuite successivement les opérations suivantes : mise en place de la cerce (figure 2.14.b), positionnement du couvercle supérieur (pièce n°1 sur la figure 2.1) et mise en place des tiges qui vont serrer le couvercle sur la cerce (Figure 2.15). Ensuite, on fait monter le piston à faible pression pour plaquer l'embase supérieure sur le couvercle. On remplit le volume existant entre l'échantillon et la cerce par l'eau et on applique les pressions voulues. Pour les essais isotropes on augmente simultanément et lentement la pression verticale et horizontale. Par contre pour les essais  $K_0$ , on applique les pressions par paliers de faible amplitude tout en respectant un rapport  $K_0$  entre contraintes verticales et horizontales au massif.

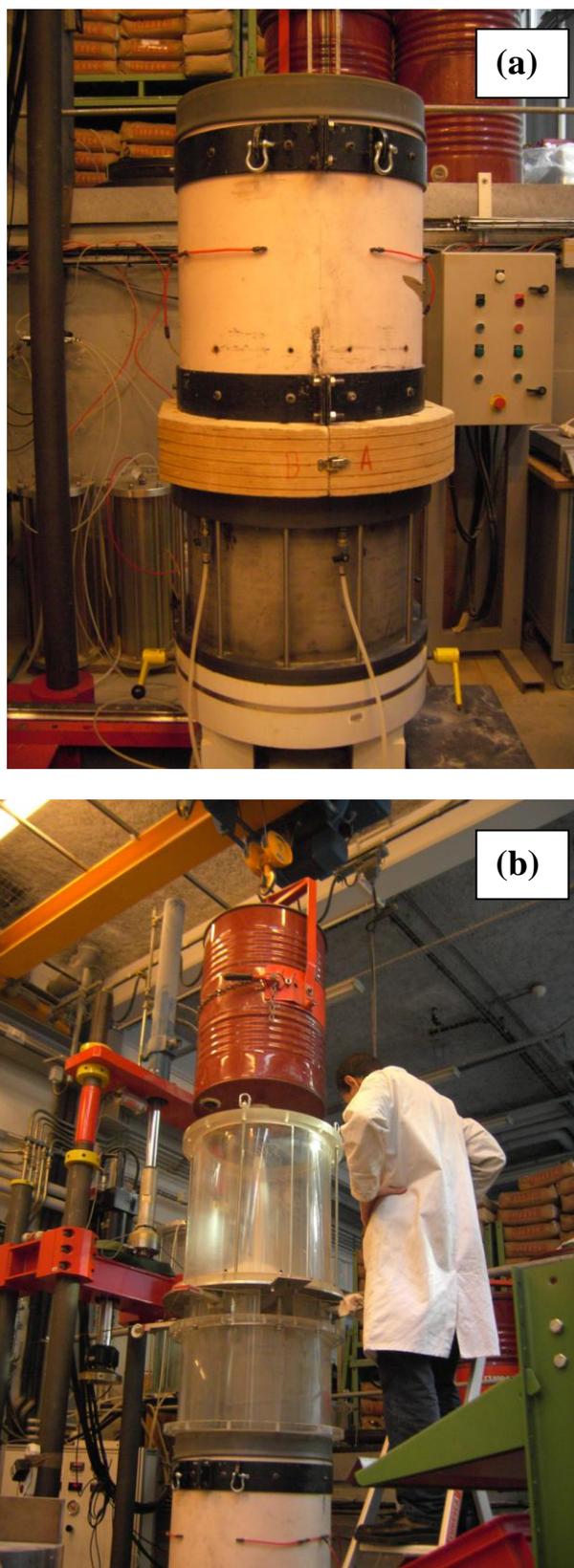


Figure 2.12 : Fabrication du massif : (a) positionnement du moule sur le piston ;  
(b) phase de la mise en place du pluviateur et le remplissage du réservoir de sable

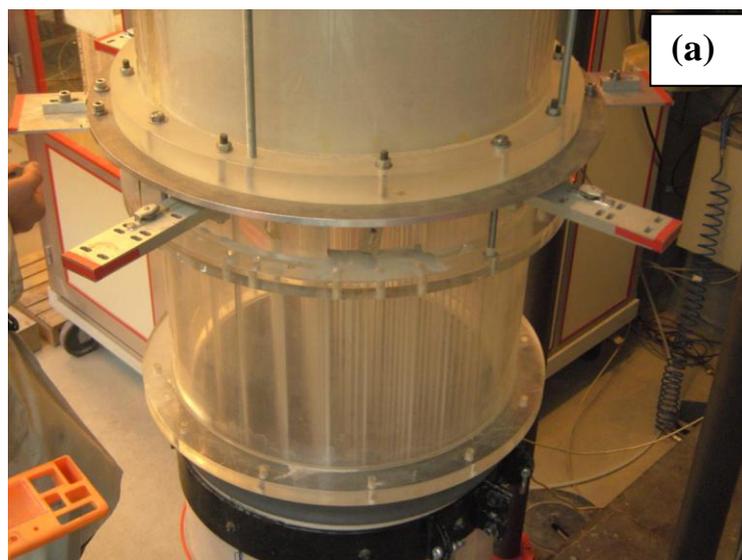


Figure 2.13 : Remplissage du moule: (a) phase de pluviation ;  
(b) Arasage de l'échantillon.

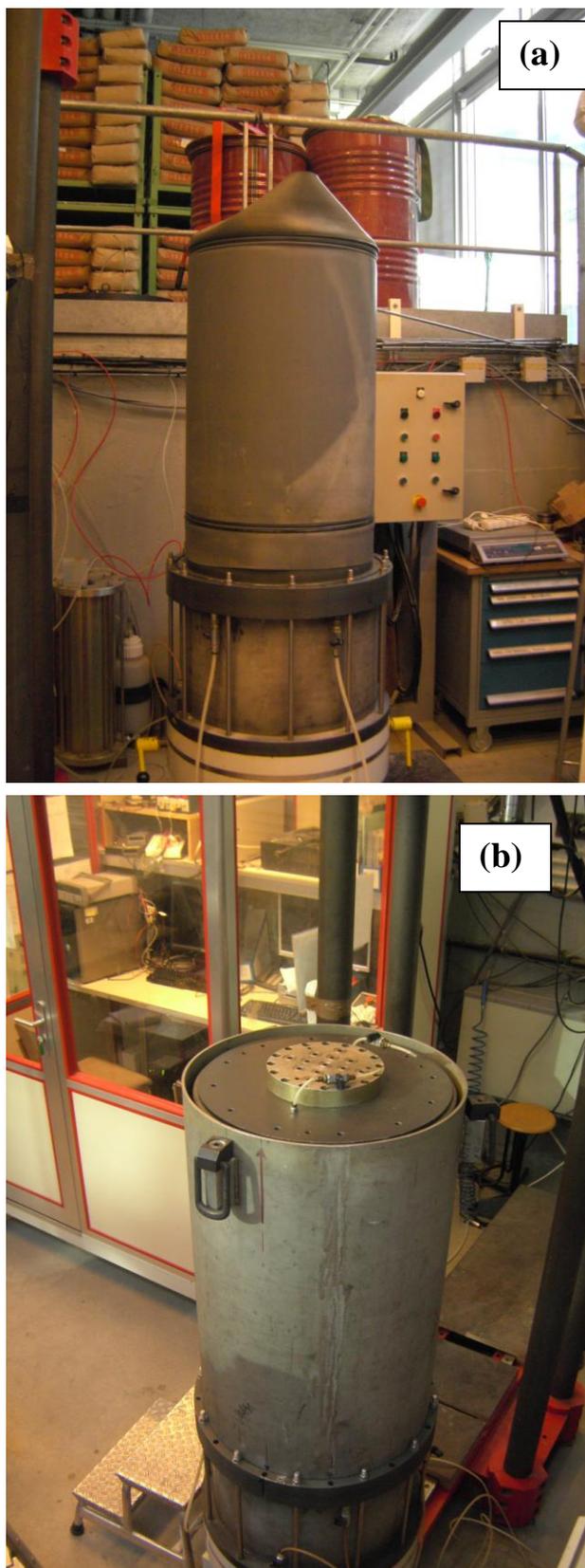


Figure 2.14 : Mise sous contrainte du massif : (a) Mise en place de l'embase supérieure, application du vide et démoulage ; (b) Mise en place de la cerce

### 2.4.3. Installation du modèle de pieu

Une fois que le massif est mis sous contrainte, on déplace la cellule sur les rails et on la positionne sous le vérin de fonçage. Le centrage du pieu sous le vérin du fonçage est une opération délicate et très importante pour un enfoncement vertical du modèle. Le guidage du modèle est assuré par une pièce de 76 mm de hauteur (figure 2.3). Le contact entre le modèle et le capteur d'effort installé sur le vérin est réalisé par une pièce mécanique usinée en demi-sphère en bout. Le fonçage de l'inclusion s'effectue sur une profondeur de 500 mm, à raison de 1 mm/s. Sur la figure 2.16, on montre la phase de l'installation du modèle dans le massif.



Figure 2.15 : Mise en place du couvercle, puis serrage de l'ensemble en utilisant les tiges de fixation



Figure 2.16 : Installation du modèle dans le massif

#### 2.4.4. Réalisation de l'essai de chargement

Une fois, l'installation du modèle terminée, on déplace la cellule sous le vérin de chargement MTS (figure 2.17). Il faut faire descendre lentement ce dernier pour réaliser le contact, en utilisant le contrôleur de déplacement manuel. Après cela, il faut programmer le logiciel de contrôle pour la réalisation de l'essai proprement dit. Pour un essai de chargement monotone, on a réalisé un programme composé de quatre étapes (processus):

- Un chargement initial à la vitesse de déplacement de 0,1 mm/min jusqu'à la rupture (estimée à 1/10 de diamètre) ;
- Un déchargement à force contrôlée avec une vitesse de 10 N/s;
- Un rechargement à la vitesse de déplacement de 0,1 mm/min ;
- Un retour à zéro.

En ce qui concerne les essais sous chargement cyclique, ils ont été réalisés à force contrôlée et à déplacement contrôlé.

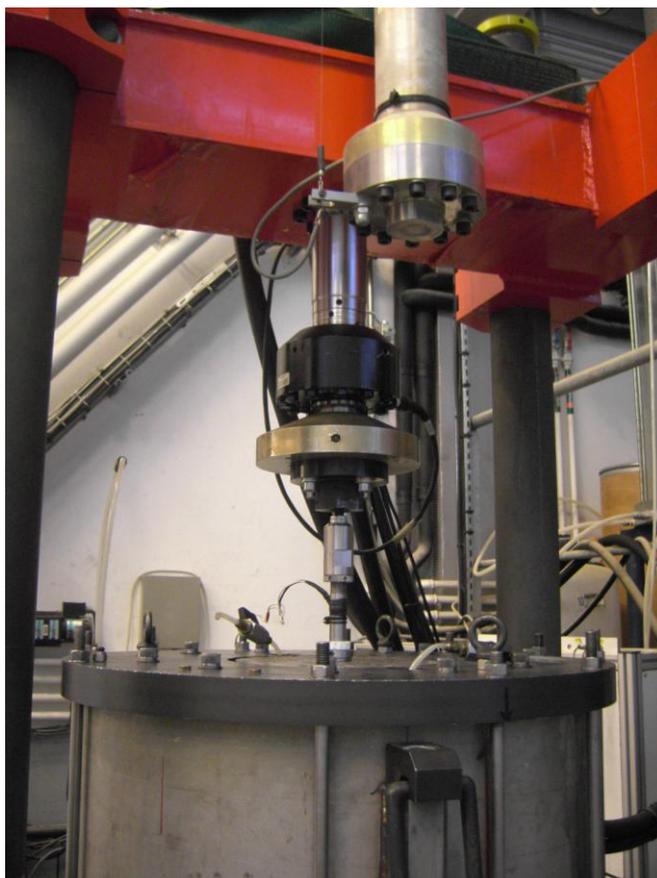


Figure 2.17 : Phase de chargement

#### 2.4.5. Acquisition des données

Plusieurs informations sont nécessaires pour le bon déroulement de l'essai. Tout d'abord, la chambre d'étalonnage est instrumentée par des capteurs de pressions pour évaluer les efforts qui sont appliqués moyennant des cellules air -eau conçues spécialement pour ce dispositif. Trois capteurs de pressions 0-20 bars sont branchés à la cellule. Le premier est destiné pour mesurer la contrainte verticale appliquée sur le massif ; mesure faite sur l'eau sous pression à la sortie de la cellule air –eau. Le deuxième capteur est placé à la sortie de la deuxième cellule air –eau ayant pour but de mesurer la contrainte horizontale. Le troisième capteur a pour rôle de mesurer le vide à l'intérieur de l'échantillon ; mesure nécessaire pour l'opération de démoulage du massif après reconstitution. Sur la figure 2.18, on présente une photo du tableau de commande de ces capteurs (pour les pressions).

Au cours de l'opération d'installation des inclusions, on enregistre les courbes de fonçage (effort – déplacement en tête) grâce à un capteur de force intercalé entre le vérin de fonçage et l'inclusion et grâce à un capteur de déplacement à enrouleur mis sur la traverse portant le vérin.

Au cours de chargement, on enregistre la courbe de chargement (effort – déplacement) du modèle à l'aide d'un capteur de force et d'un capteur de déplacement intégrés dans la tige du vérin.

L'ensemble de ces capteurs est relié à un micro-ordinateur via une carte d'acquisition HP. La figure 2.19 montre un schéma de toutes les connexions et les mesures faites.



Figure 2.18 : Tableau de commande des pressions de confinement et afficheurs des différents capteurs (déplacement du vérin de fonçage, force de fonçage, pression verticale et horizontale appliquées, pression de vide)

#### 2.4.6. Démontage de l'essai

Cette phase nécessite la réalisation des opérations suivantes :

- Application du vide à l'intérieur du massif ;
- Diminution lente des pressions verticales et horizontales ;
- Dépose du couvercle, de l'embase supérieure et enlèvement du sable ;
- Nettoyage de toutes les pièces et joints.

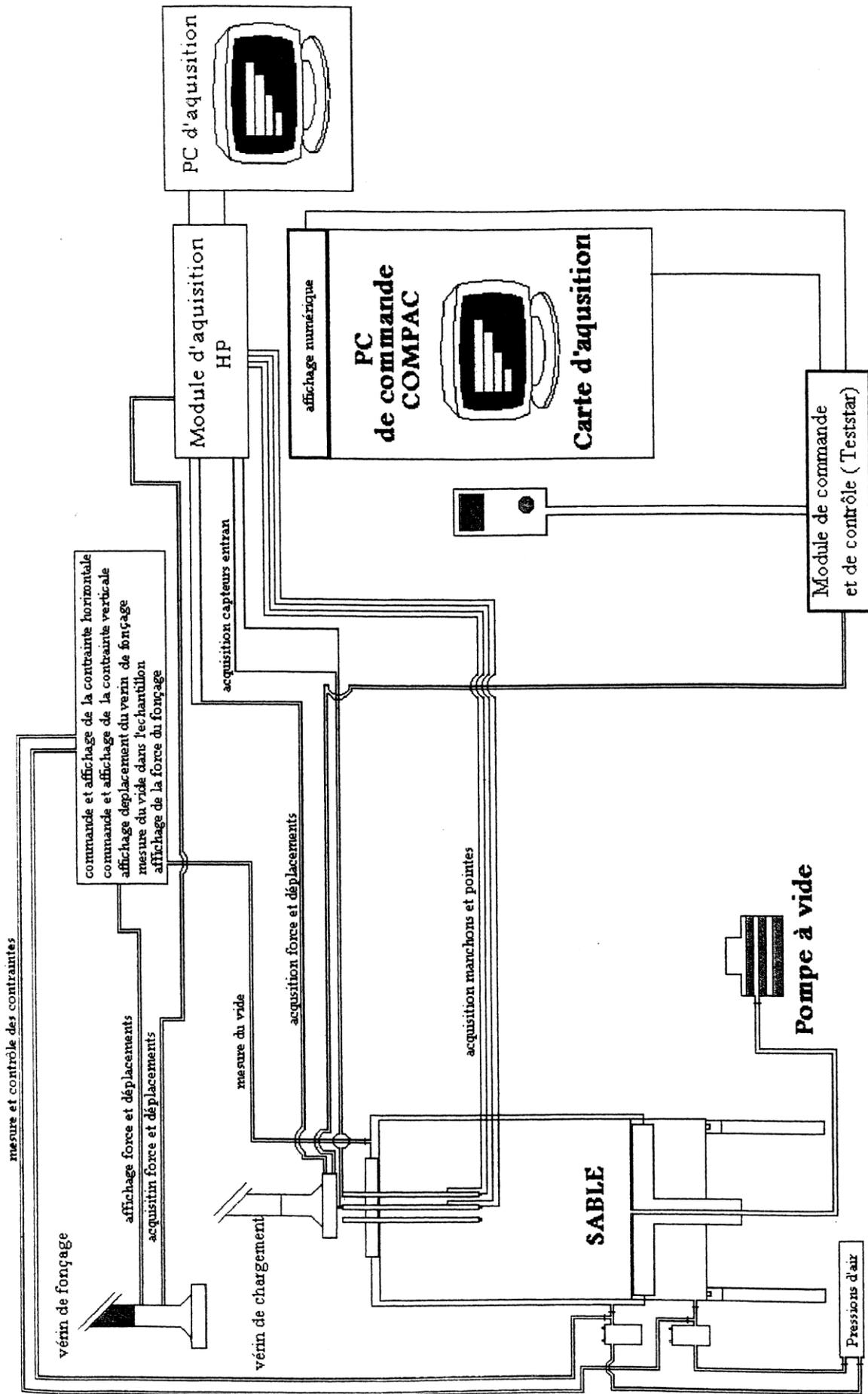


Figure 2.19 : Schéma des connexions, commandes et mesures (FRANCIS, 1997[28])

- **Conclusions**

Dans ce chapitre, il a été présenté le dispositif expérimental utilisé pour la réalisation de nos essais, à savoir la chambre d'étalonnage et les deux modèles de pieux (sondes instrumentées) Ø20 et Ø36. La chambre d'étalonnage utilisée (du CERMES) a subi plusieurs développements et modifications dans le cadre des travaux de thèses (DUPLA (1995)[80], FRANÇIS (1997)[28], LE KOUBY (2003)[22] et LE THIET (2005)[172]).

On a présenté les détails du dispositif expérimental afin d'expliquer le fonctionnement de chaque élément ainsi que la procédure d'essai suivie pour la réalisation des essais de fonçage et de chargement des modèles de pieux. Avant l'utilisation du dispositif expérimental, il a été procédé à l'étalonnage des différents capteurs de mesures tels que les capteurs de pressions et les capteurs de mesures locales installés sur les sondes instrumentées. Il est à noter que l'étalonnage du capteur de frottement latéral a été réalisé pour la première fois après avoir développé un système à cet effet.

## CHAPITRE 3

### PROGRAMME EXPERIMENTAL – ESSAIS D'ETALONNAGE –MATERIAU UTILISE

Dans ce chapitre, on présentera les caractéristiques du matériau utilisé pour la fabrication des massifs de sable, les expériences menées pour l'étalonnage des capteurs des sondes ainsi que le programme expérimental effectué dans le cadre de cette thèse.

#### 3.1. Caractéristiques et mise en place du sable utilisé

Le sol utilisé est le sable de Fontainebleau de classe NE34, essentiellement siliceux ( $\text{SiO}_2 > 99\%$ ), à grains sub-arrondis (figure 3.1). Ce sable a été largement utilisé dans le cadre des projets de recherche en France, on cite entre autres ; le projet CLOUTERRE II (DUPLA et CANOU, 1994[176]) et le projet FOREVER (FRANCIS, 1997[28]), et plus récemment le projet de vibrofonçage (LE THIET, 2005[172]). Les principales caractéristiques du sable sont résumées dans le tableau 1. Il est à remarquer, qu'il y avait un problème de répétabilité des essais pour la détermination de  $e_{\min}$  et  $e_{\max}$  entre les différents laboratoires qui travaillent sur le projet SOLCYP, c'est la raison pour laquelle le comité scientifique du projet a fixé des valeurs de références pour la sable utilisé.

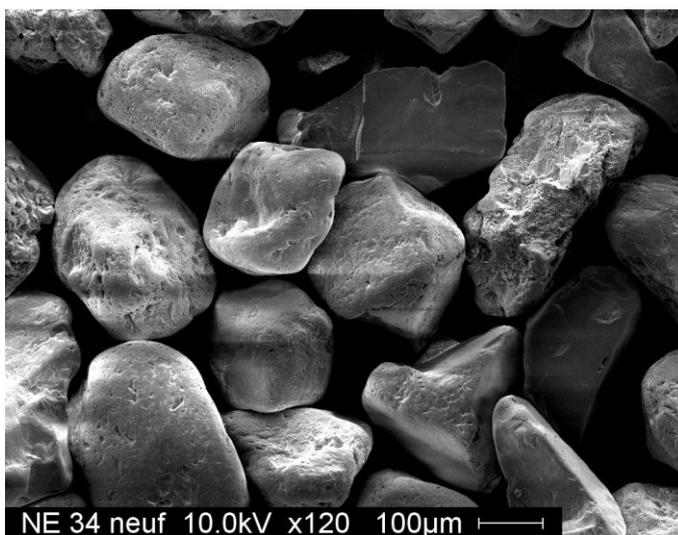


Figure 3.1 : Vue au microscope électronique à balayage du sable de Fontainebleau.

Tableau 3.1 : Caractéristiques du sable de Fontainebleau.

Source de données	D <sub>50</sub> (mm)	C <sub>U</sub>	C <sub>C</sub>	e <sub>max</sub>	e <sub>min</sub>	γ <sub>s</sub> (g/cm <sup>3</sup> )	γ <sub>dmin</sub> (g/cm <sup>3</sup> )	γ <sub>dmax</sub> (g/cm <sup>3</sup> )
<b>SIFRACO</b> (Fournisseur du sable)	0,21	1,49	0,98	0,940	0,540	2,64	1,34	1,71
<b>Résultats trouvés</b>	0,22	1,49	1	0,866	0,545	2,65	1,42	1,71
<b>Valeurs retenues pour le projet SOLCYP</b>	0,22	1,49	1	0,882	0,551	2,65	1,41	1,71

La courbe granulométrique du sable utilisé est présentée sur la figure 3.2. On remarque que la courbe granulométrique qu'on a obtenue au laboratoire est assez proche à celle donnée par SIFRACO (fournisseur du sable).

On a effectué l'étalonnage du dispositif de pluviation pour le sable utilisé en choisissant une grille de diamètre 8 mm et en fixant la hauteur de pluviation à 10 cm (Tableau 3.2). Donc, le seul paramètre à varier est le nombre de trous de la grille qui règle le débit du sable.

La démarche de la procédure d'étalonnage du dispositif se résume comme suit :

- Mise en place du pluviateur sur le réservoir d'étalonnage ;
- Réglage du diffuseur à 10 cm du fond de réservoir d'étalonnage ;
- Lancement de la pluviation et l'arrêter juste après le remplissage du réservoir d'étalonnage ;
- Dépose du pluviateur ;
- Arasage du sable ;
- Vidange du réservoir d'étalonnage et calcul de densité (en utilisant un pesant).

En variant le nombre de trous, on obtiendra à chaque fois une nouvelle densité avec une configuration donnée (nombre de trous). Avant de lancer les essais à une densité désirée ( $I_D = 0,40$  ou  $0,65$ ), on a effectué un essai de vérification pour s'assurer que la densité est bien reproduite.

Sur la figure 3.3, on présente la courbe d'évolution de l'indice de densité ( $I_D$ ) en fonction de l'intensité de déposition ( $I_d$ ).

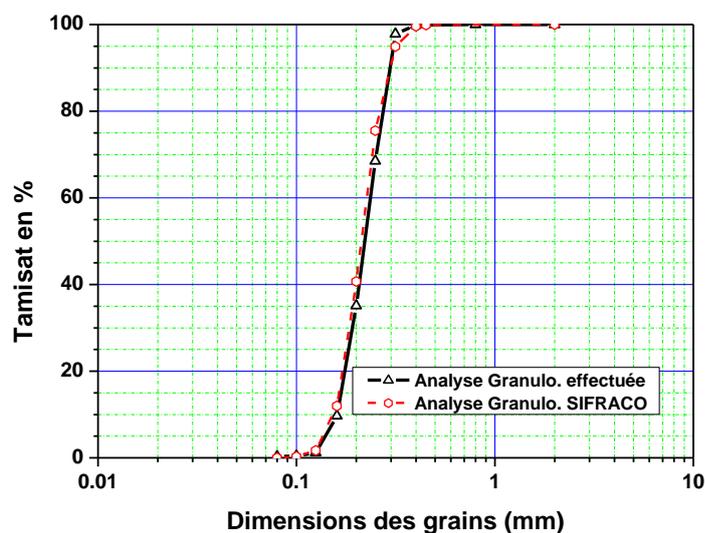


Figure 3.2 : Courbe granulométrique du sable de Fontainebleau.

Tableau 3.2 : Essais d'étalonnage du sable de Fontainebleau.

Essai	Nbre de Trous	Diamètre trous (mm)	Masse du sable (kg)	$I_d$ ( $g/cm^2/s$ )	$I_D$
État 1	461	8	223,4	2,47	0,23
État 2	461	8	223,0	2,46	0,23
État 3	218	8	227,2	1,07	0,33
État 4	204	8	228,2	1,08	0,35
État 5	164	8	228,9	0,96	0,37
État 6	140	8	231,0	0,85	0,42
État 7	124	8	235,1	0,62	0,51
État 8	64	8	243,0	0,39	0,69

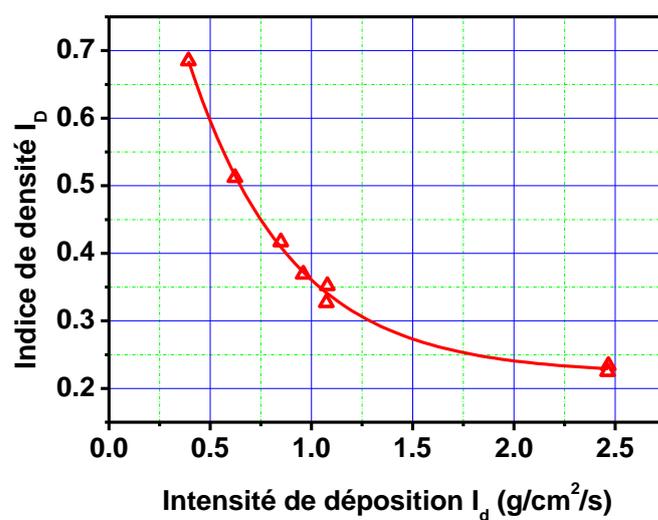


Figure 3.3 : Évolution de l'indice de densité en fonction de l'intensité de déposition.

### 3.1.1. Homogénéité du massif de sable

La technique de pluviation nous permet d'avoir un massif de sable homogène, mais on n'a pu vérifier directement l'homogénéité du massif en profondeur (sur sa longueur). Néanmoins cette homogénéité peut être vérifiée par la stabilité de la résistance en pointe lors de l'essai de fonçage de la sonde.

Concernant l'homogénéité horizontale du massif (sur le rayon), cela peut être vérifié facilement en plaçant des godets au fond du réservoir d'étalonnage à des endroits différents.

### 3.1.2. Usure du sable réutilisé

Après plusieurs utilisations du sable, on a remarqué que la résistance du massif à l'enfoncement du modèle de pieu diminuait. Ceci s'explique par l'évolution moyenne du matériau au cours des essais liée au broyage d'une partie des grains lors des opérations de fonçage et de chargement, et à l'attrition des grains lors de la préparation du massif (pluviation) et de démontage (enlèvement du sable). A cet effet, on a décidé de changer le sable après 8 essais environ.

L'analyse granulométrique du sable utilisé met en évidence l'augmentation de la partie fine du sable suite au broyage de ce dernier. La figure 3.4 présente les trois courbes granulométriques du sable neuf, sable utilisé récupéré sous la pointe et au voisinage du fût. De plus, on a remarqué que lors de l'opération de pluviation du sable utilisé il y avait de la poussière dégagée par rapport au sable neuf, d'une part et une légère augmentation de la densité du massif fabriqué par le sable utilisé (massif M20, par exemple par rapport aux massif M19 qui a subit beaucoup d'usure), d'autre part.

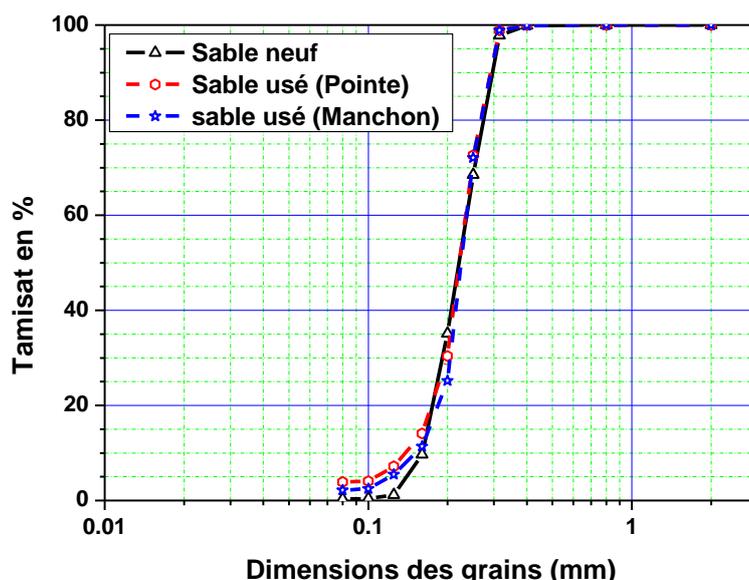


Figure 3.4 : Comparaison des courbes granulométriques du sable neuf et du sable utilisé.

Des vues au Microscope Electronique à Balayage (MEB) ont été effectuées sur le sable usé récupéré sous la pointe du pieu (figure 3.5.a) et au voisinage du manchon (figure 3.5.b). Ces images montrent bien l'importance du broyage de sable sous la pointe du pieu, on a même pu prendre une photo d'un « bulbe » formé sous la pointe lors de l'opération d'enlèvement du sable du massif M19 (Figure 3.6).

Il a été montré dans l'étude bibliographique que sous l'effet de l'installation du pieu (WHITE et BOLTON, 2004[11]), le sol subira une forte compression sous la pointe (compactage du sol) et une usure des grains dans la zone d'interface, ce qui conduira à la formation d'un bulbe sous la pointe. C'est la raison pour la quelle, on trouve du sable broyé sous la pointe et du sable légèrement usé au voisinage du fût de pieu. Cependant, ce phénomène est accentué par le chargement cyclique avec la migration des grains fins vers le bas et le broyage du sable sous la pointe (KEMPFERT et al., 2010[177]). D'ailleurs, une telle forme de bulbe (Figure 3.6) a été observée uniquement pour l'essai cyclique réalisé avec une amplitude cyclique de déplacement très importante ( $\rho_c = \pm 1$  mm), d'une part et par un grand nombre de cycles, d'autre part. KEMPFERT et al. (2010)[177] a montré également que l'épaisseur de la bande de cisaillement augmente avec le nombre de cycles et qu'elle plus importante dans le cas des essais alternés que dans le cas des essais non alternés.

### 3.2. Étalonnage des capteurs des modèles de pieu

Avant le lancement du programme d'essais en chambre d'étalonnage et afin d'avoir des mesures fiables, il est obligatoire de vérifier l'étalonnage de tous les capteurs utilisés, entre autres ; les capteurs des sondes instrumentées, à savoir le capteur d'effort en pointe et celui du frottement latéral.

L'étalonnage consiste à isoler la réponse de l'un des capteurs et vérifier la mesure obtenue pour chaque capteur en fonction de la charge appliquée.

Pour l'étalonnage du capteur de la pointe, il suffit de fixer le modèle du pieu sur le plateau du système de chargement et le bloquer en bas par une pièce en bois. Ensuite, on mesure la réponse du capteur en fonction de l'effort appliqué en tête du modèle (Figure 3.7). Ainsi toute la charge appliquée en tête est reprise uniquement par la pointe.

En ce qui concerne l'étalonnage du capteur de frottement latéral, le problème réside dans la difficulté de solliciter le manchon sans perturber la pointe (sans autant solliciter la pointe), d'où l'idée de suspendre des charges sur le manchon tout en fixant le modèle sur le plateau du système de chargement (Figure 3.8).

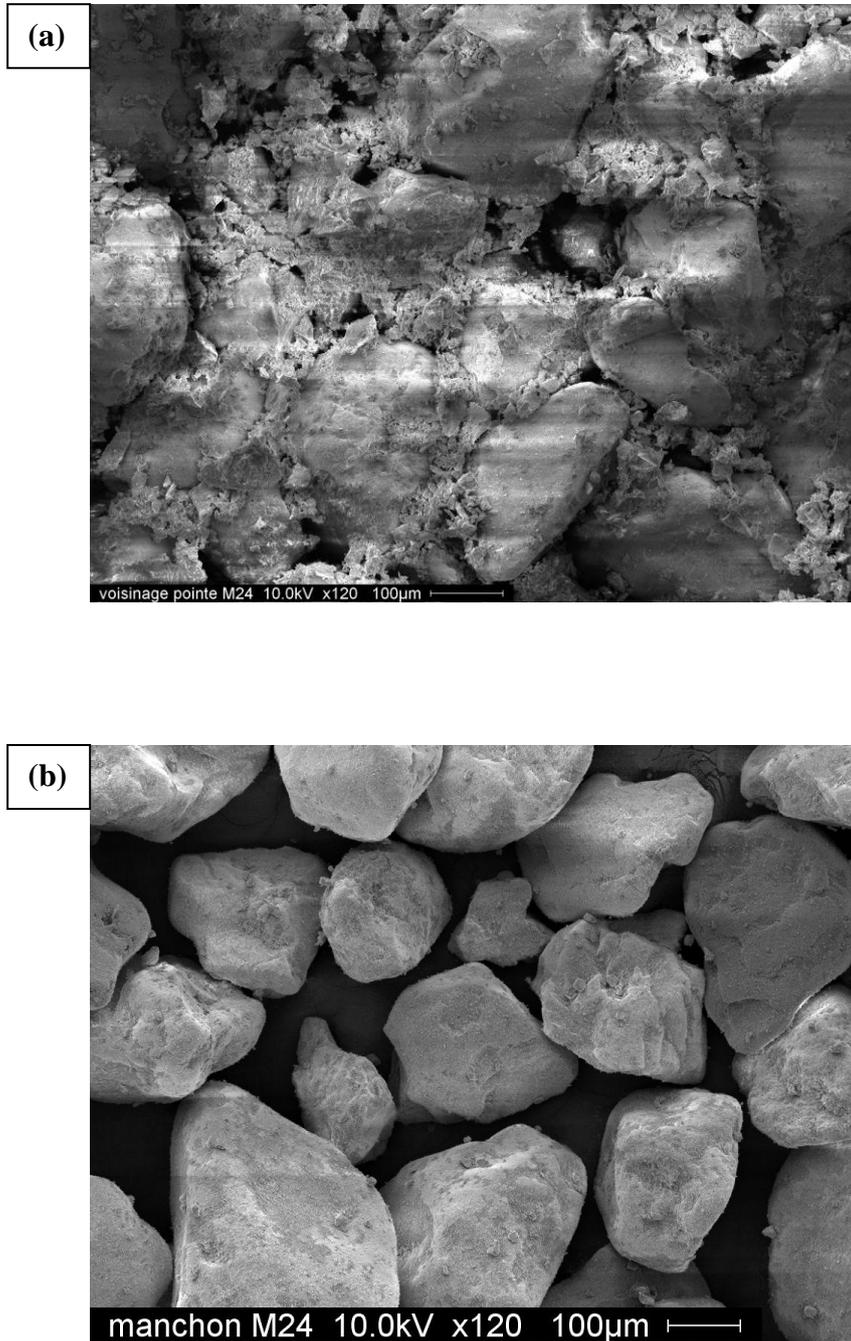


Figure 3.5 : Images réalisées au MEB du sable usé récupéré au voisinage du pieu après la réalisation de l'essai : (a) sable usé au voisinage de la pointe ;  
(b) sable usé au voisinage du manchon de pieu.

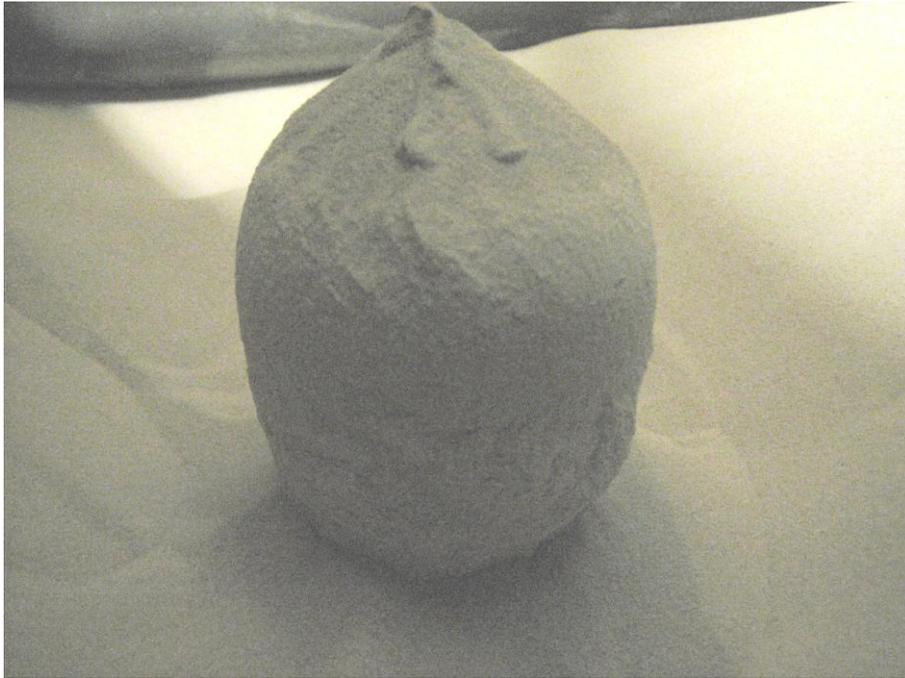


Figure 3.6 : Formation de bulbe sous la pointe observé lors de l'enlèvement de sable (massif M19).

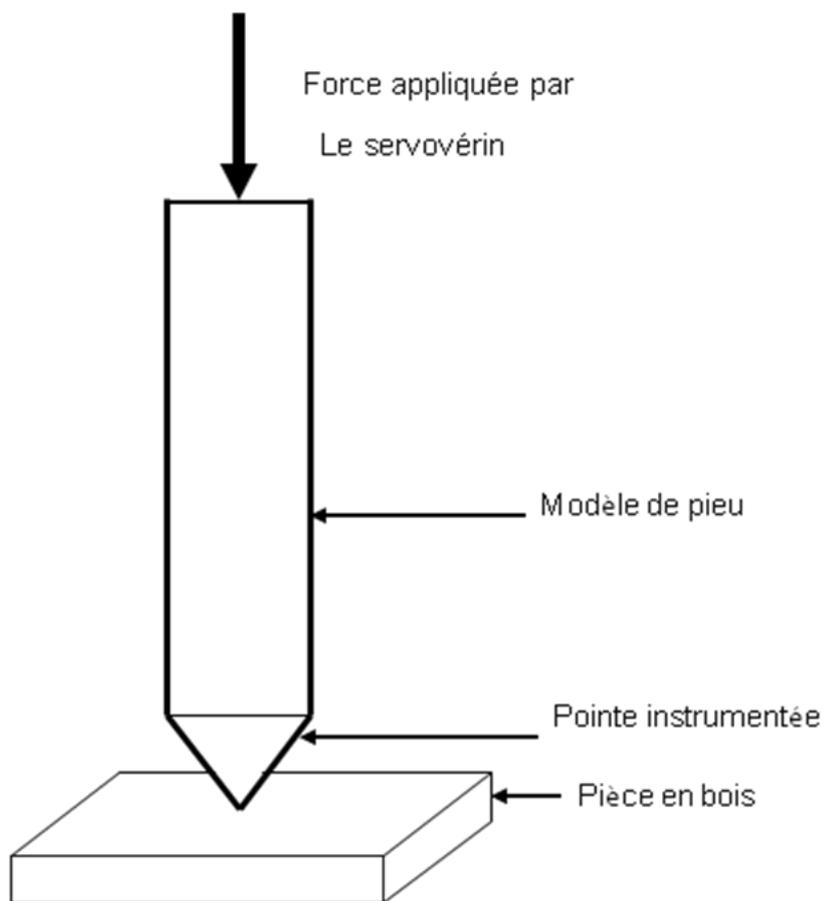


Figure 3.7 : Principe d'étalonnage du capteur de la résistance en pointe.

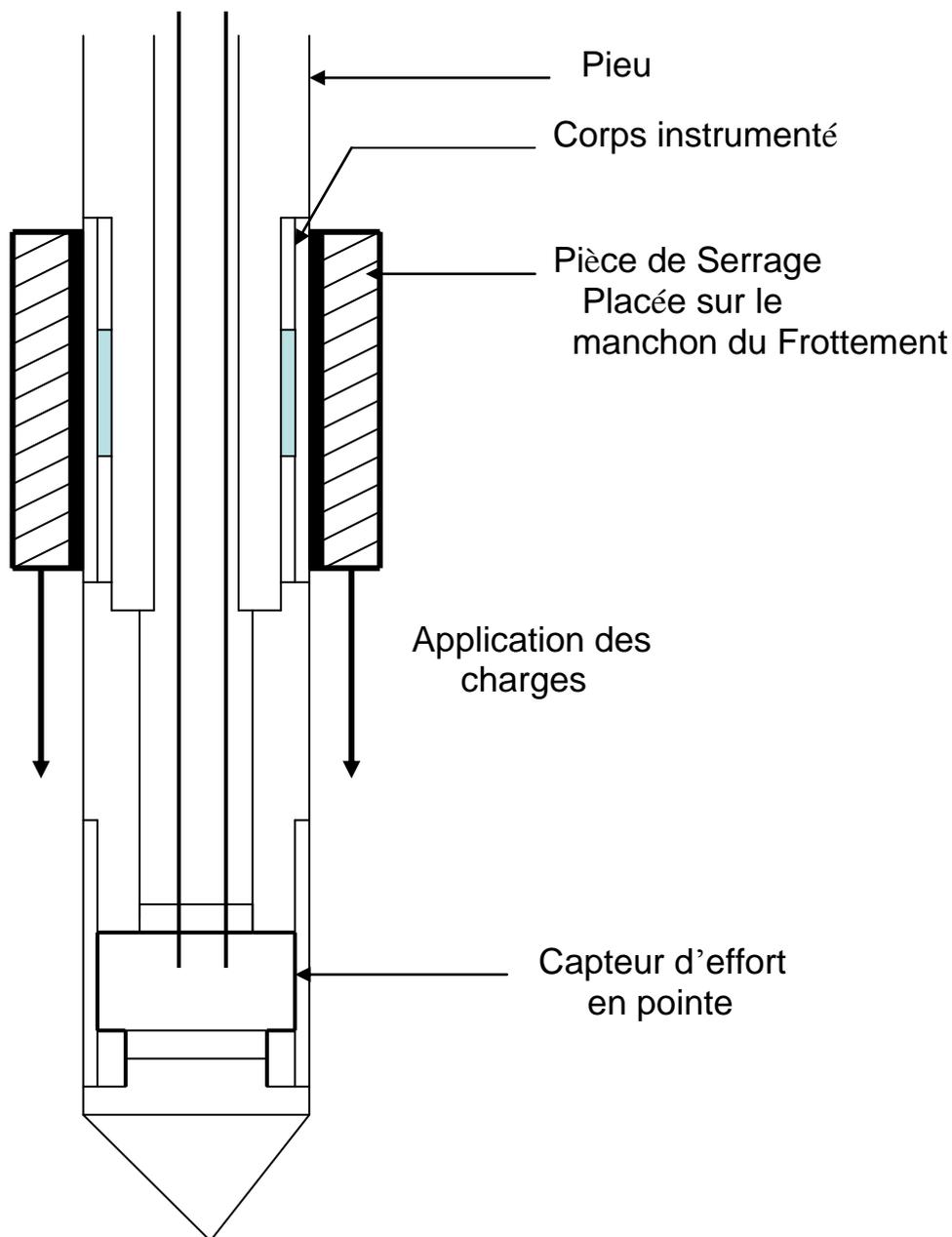


Figure 3.8 : Schéma de principe d'étalonnage du frottement latéral.

### 3.2.1. Étalonnage des capteurs de la sonde Ø20

#### 3.2.1.1. Capteur du Frottement Latéral

En vue de vérifier la réponse de capteur du frottement latéral par rapport au coefficient d'étalonnage établi par le fabricant, nous avons conçu un dispositif à cet effet qui permet la mesure du frottement latéral sans influencer le capteur en pointe. Ainsi, il a été développé une pièce de serrage en demi-coquilles sur laquelle les charges seront suspendues, et une autre pièce intermédiaire, en laiton, entre la pièce de serrage et le manchon du frottement (figure 3.9).

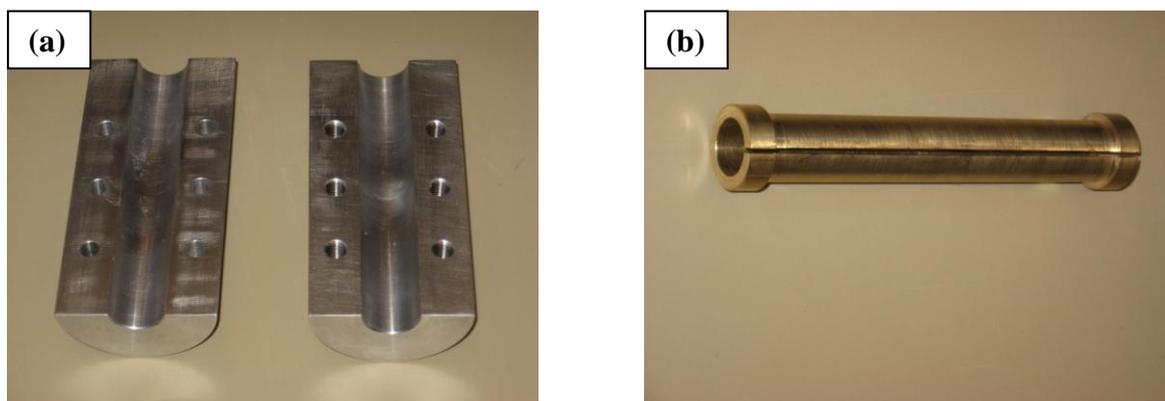


Figure 3.9 : Dispositif de serrage : (a) pièce de serrage en demi - coquilles, (b) pièce en laiton.

#### \* Dispositif d'Étalonnage du frottement latéral :

Le système est composé de 3 parties (Figure 3.10) : La partie « 1 » conçue pour fixer le modèle sur le système de chargement, la partie « 2 » pour le serrage et la transmission du frottement sur le manchon moyennant une pièce en Laiton et la partie « 3 » pour la pose des poids. Afin d'avoir un système parfaitement vertical, la partie 1 est fixée sur le servovérin moyennant un crochet pivotant, les parties 2 et 3 sont reliées également avec un anneau offrant une position verticale du système.

Pour l'étalonnage du modèle  $\varnothing 36$ , les parties 1 et 2 du dispositif devront être agrandies en fonction du nouveau diamètre, cependant la partie 3 sera utilisée sans aucune modification.

#### - Étalonnage du frottement négatif

En fixant la tête du pieu sur le plateau du servovérin dans la position pointe en bas et en faisant varier la charge sollicitant le manchon du frottement (figure 3.11), on peut effectuer une série de mesures de la réponse du capteur de frottement latéral en fonction des charges appliquées, ce qui nous permet de tracer le graphe Charge appliquée (kN) en fonction de la réponse du capteur (mV) pour en déduire le coefficient d'étalonnage du capteur (figure 3.12). Le coefficient d'étalonnage expérimental trouvé est égal à :  $-0,605 \text{ kN/mV}$  pour 10 Volts d'alimentation.

#### - Étalonnage du frottement Positif

Dans ce cas on va procéder de la même façon sauf qu'il faut inverser le pieu, c'est-à-dire on va le tenir du côté pointe et solliciter le manchon dans l'autre sens (figure 3.13). On obtient ainsi un graphe représentant la réponse du capteur au frottement positif (figure 3.14).

Le coefficient d'étalonnage expérimental trouvé est de l'ordre de :  $0,553 \text{ kN/mV}$  pour 10 Volts d'alimentation.

Pour le choix du coefficient d'étalonnage à adopter pour le programme d'acquisition, on prend la pente de la courbe de tendance des deux graphes, ce qui donne un coefficient d'étalonnage pour le capteur du frottement latéral de l'ordre de **0,5989 kN/mV**, un peu différent de celui donné par le constructeur qui est égal à : 0,5673 kN/mV.

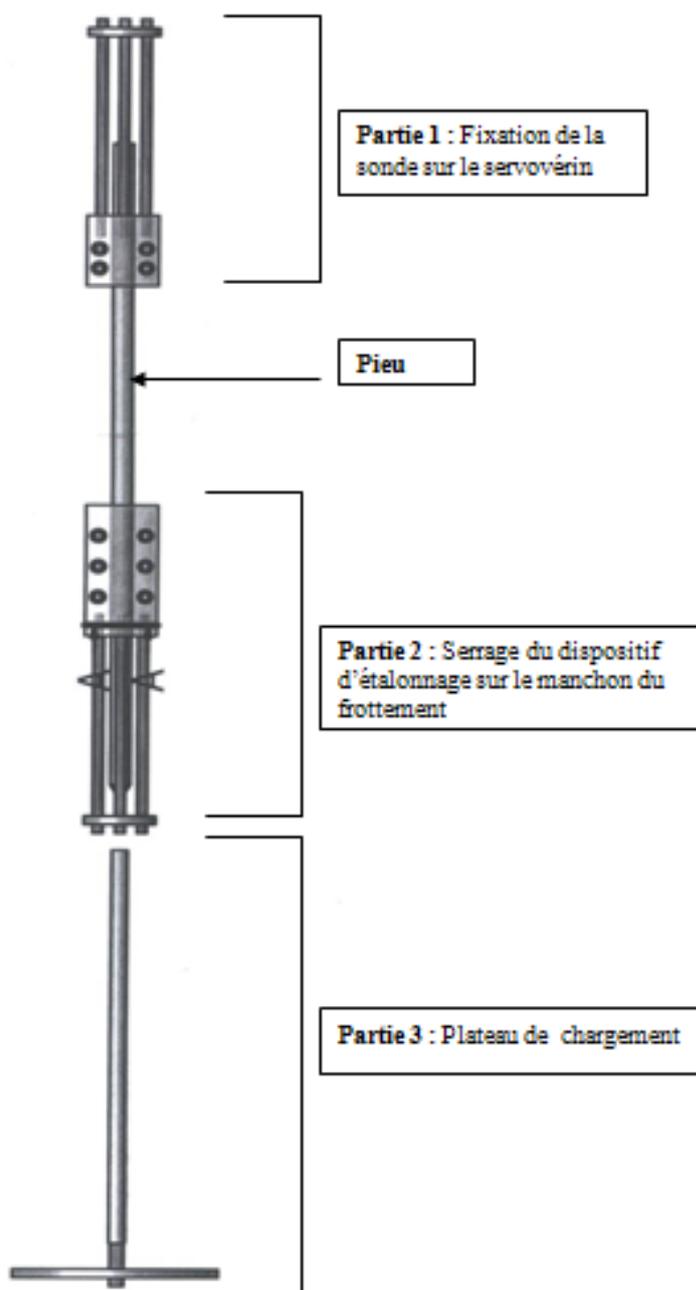


Figure 3.10 : Dispositif d'étalonnage de capteur du Frottement latéral.



Figure 3.11 : Étalonnage du frottement négatif.

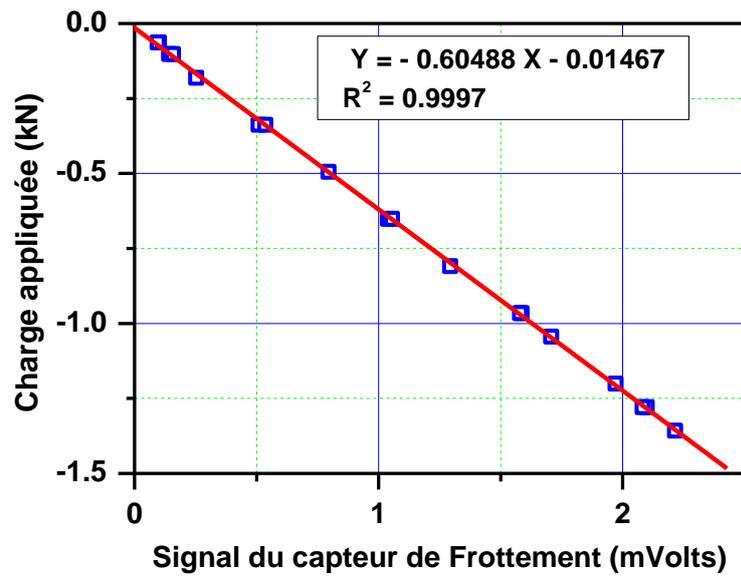


Figure 3.12 : Réponse du capteur de mesure du frottement latéral négatif.



Figure 3.13 : Étalonnage du frottement positif.

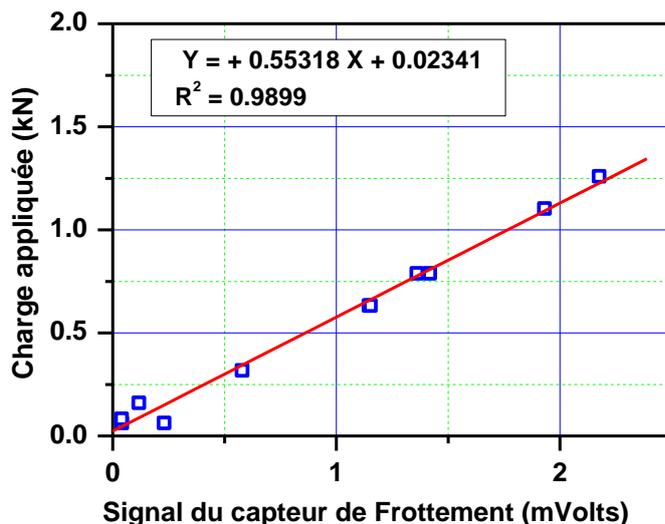


Figure 3.14 : Réponse du capteur d'effort dans le cas du frottement latéral positif.

### 3.2.1.2. Capteur de la résistance en pointe

En fixant la tête du pieu sur le servovérin et en bloquant la pointe en bas par une pièce en bois, on a effectué une série d'essais de chargement sur la pointe et cela en utilisant le système de commande MTS (figure 3.15).

Les résultats obtenus sont représentés sur la figure 3.16, qui montre une légère différence par rapport à la courbe théorique pour des grandes charges. Ainsi le coefficient à adopter, dans le cas où le signal n'est pas amplifié, est l'ordre de : **0,0493 kN/mV pour 7,5V d'alimentation**. Dans le cas de conditionnement du signal, le coefficient à adopter est : **0,987 kN/V pour 7,5 V d'alimentation**.

### 3.2.1.3. Couplage entre la résistance en pointe et le frottement latéral

Lors des essais d'étalonnage des capteurs, on a remarqué qu'il y a un couplage entre les deux réponses et on a enregistré des légères réactions du capteur non sollicité quand on étudie la réponse du deuxième capteur, alors que normalement ça ne devrait pas varier puisque le système a été conçu sur la base d'un découplage entre les deux capteurs (figure 3.17).

On constate que les réponses provoquées par ce couplage sont négligeables par rapport aux valeurs mesurées lors des essais ; de l'ordre de 0,008 Volts pour le frottement latéral et 0,0209 mV pour la pointe. De la même façon si on transforme ces réponses en efforts, on obtient une valeur de 0,0093 kN pour le frottement, soit 0,23% de l'étendue de mesure EM (inférieure à 2,36% EM donnée par le constructeur) et 0,001 kN pour la pointe, soit 0,02% EM (inférieure à 0,14% EM donnée par le constructeur). Ainsi, on peut conclure que le système fonctionne avec un découplage entre les deux mesures.

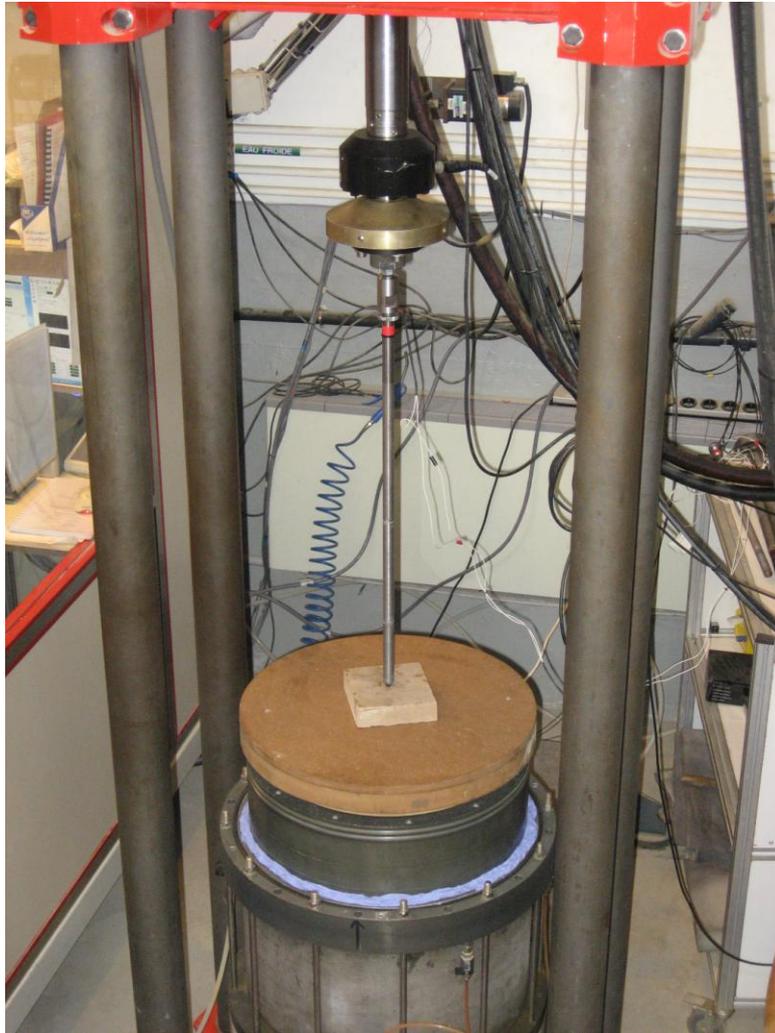


Figure 3.15 : Étalonnage du capteur de la résistance en pointe.

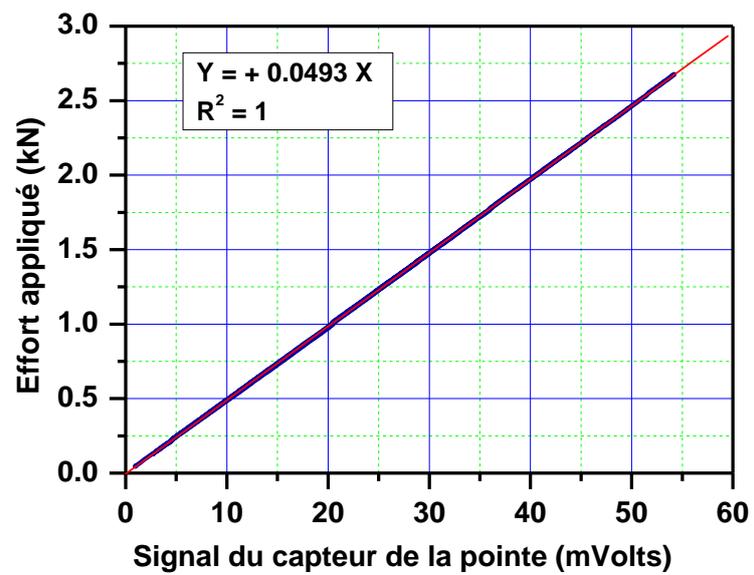


Figure 3.16 : Réponse du capteur de mesure de l'effort en pointe.

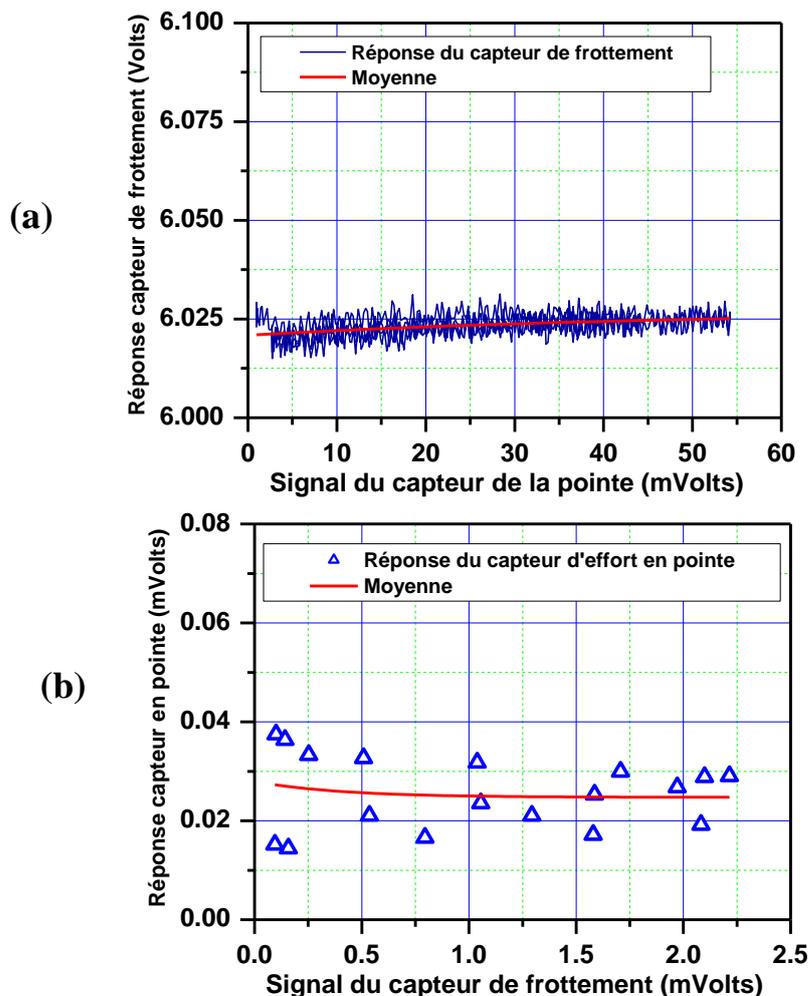


Figure 3.17 : Couplage entre les réponses des deux capteurs : (a) Réponse du capteur de frottement ; (b) Réponse du capteur d'effort en pointe.

### 3.2.2. Étalonnage des capteurs de la sonde Ø 36

#### 3.2.2.1. Essais d'Étalonnage du capteur de frottement latéral

Pour l'étalonnage du capteur d'effort du manchon de frottement, on a usiné une pièce en laiton avec une pièce de maintien ayant des dimensions ajustables avec la sonde Ø 36 et on a utilisé le même dispositif initialement développé pour la sonde Ø20. Malheureusement, vu la rigidité de la sonde qui n'est pas parfaite (diamètre de la sonde 36 mm), la pièce de serrage sollicite le capteur d'effort placé sur le manchon, c'est dire en effectuant un serrage autour de ce dernier, on provoque une déformation des jauges avant tout chargement, ce qui donne des faux résultats. Pour résoudre ce problème, il faudra réfléchir à fabriquer deux pièces de maintien en demi-coquilles et les placer sur les deux extrémités du manchon pour éviter de solliciter le milieu du manchon. Le coefficient d'étalonnage utilisé pour les résultats est celui donné par le fabricant à savoir 0,997 kN/V pour 24 Volts d'Alimentation, cependant il est souhaitable de confirmer cette valeur par des essais d'étalonnage.

### 3.2.2.2. Essais d'Étalonnage du capteur de la pointe

En procédant de la même manière que pour la sonde Ø 20, on trouve un graphe tel que présenté sur la figure 3.18 et un coefficient d'étalonnage de l'ordre de 4,022 kN/volts.

Nous avons enregistré également l'influence du capteur de la pointe sur celui du frottement latéral et nous avons obtenu le graphe suivant (Figure 3.19), on peut observer qu'il y a pas une influence significative. La réponse du capteur de frottement atteint au maximum 0,006 volts (soit 0,006 kN en effort) qui représente un rapport de 0,12% par rapport à l'étendue de mesure, ce qui nous permet de conclure que les mesures sur les deux capteurs sont des mesures découplées.

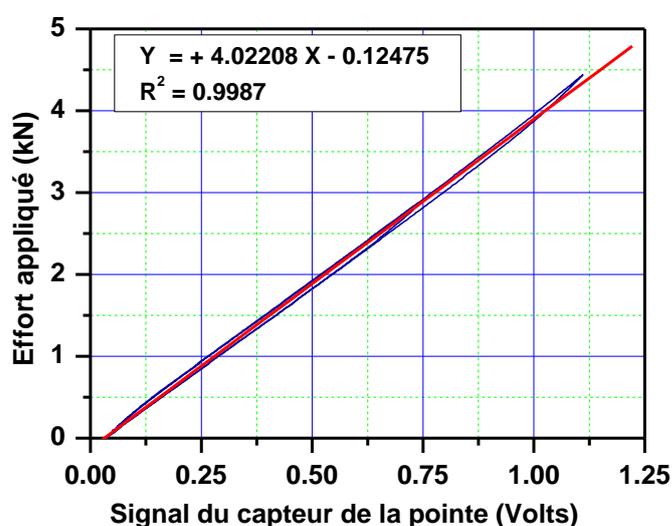


Figure 3.18 : Réponse du capteur de la résistance en pointe (Ø 36).

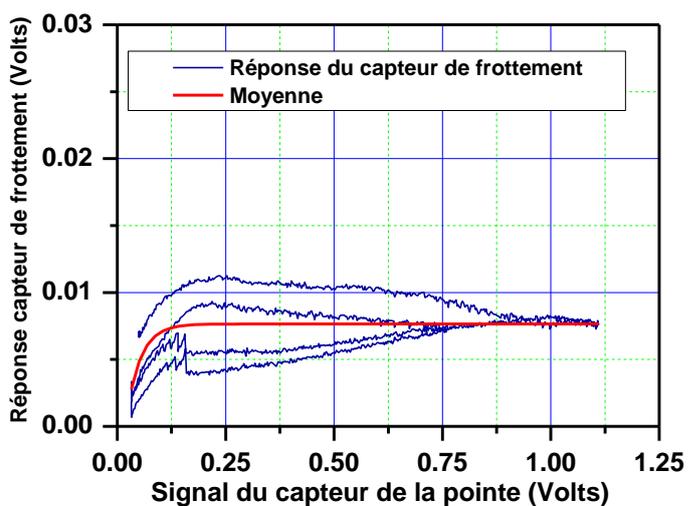


Figure 3.19 : Influence du capteur de la résistance en pointe sur le capteur installé sur le manchon de la sonde.

### 3.2.3. Coefficients d'étalonnage des capteurs utilisés pour les deux modèles de sondes

On présente respectivement aux tableaux 3.3 et 3.4 les coefficients d'étalonnage retenus pour les capteurs utilisés dans l'instrumentation de la sonde Ø 20 et de la sonde Ø36 :

Tableau 3.3 : Coefficients d'étalonnage des capteurs de la sonde Ø 20.

Coef d'Étalonnage	Réels	Données Constructeur	Réels (Signal Amplifié)	Données Constructeur
Capteur de Pointe	<b>0,0493 kN/mV pour 7,5 Volts d'alimentation</b>	/	<b>0,987 kN/V pour 7,5 Volts d'alimentation (Amplification 20 fois )</b>	/
Capteur du Frottement	<b>0,5989 kN/mV pour 10 Volts d'alimentation</b>	0,5673 KN/mV pour 10 Volts d'Alimentation	<b>1,1568 kN/V pour 10 Volts d'Alimentation (Amplification 2 fois )</b>	/

Tableau 3.4 : Coefficients d'étalonnage des capteurs de la sonde Ø 36.

Coef d'Étalonnage	Réels	Données Constructeur
Capteur de Pointe	<b>4,022 kN/V pour 24 Volts d'alimentation</b>	3,942 kN/V pour 24Volts d'alimentation
Capteur du Frottement	/	<b>0,997 KN/V pour 24 Volts d'Alimentation</b>

### 3.3. Programme expérimental

L'objectif principal de ces travaux de thèse est d'étudier le comportement des pieux sous chargement axial cyclique à grand nombre de cycle pour mieux comprendre les mécanismes régissant la dégradation de la capacité portante des pieux sous une telle sollicitation, et cela en vue de prendre en compte cet effet dans les méthodes de dimensionnement des pieux. Néanmoins, avant d'aborder ces aspects, il est nécessaire d'étudier le comportement des pieux sous chargement monotone ainsi que l'influence des paramètres significatifs de chargement autres que le nombre de cycles.

Les massifs de sable utilisés ont été fabriqués, principalement, à deux états de densité ; à l'état lâche et à l'état moyennement dense ( $I_D = 0,40$  ou  $0,65$ ), L'ensemble des essais est effectué avec un coefficient des terres au repos  $K_0$  de l'ordre de  $0,4$  (rapport de contrainte horizontale  $\sigma_h$  sur la contrainte verticale  $\sigma_v$ ). Le confinement du massif est réalisé à trois niveaux de contraintes pour simuler des profondeurs variables : faible ( $\sigma_h = 50\text{kPa}$  ;  $\sigma_v = 125\text{kPa}$ ), moyenne ( $\sigma_h = 100\text{kPa}$  ;  $\sigma_v = 250\text{kPa}$ ) et forte ( $\sigma_h = 200\text{kPa}$  ;  $\sigma_v = 500\text{kPa}$ ).

Pour chaque massif, on effectuera en premier lieu l'installation du pieu (phase de fonçage) pour déterminer la résistance en pointe et le frottement latéral mobilisés en fonction de la profondeur, puis on réalisera l'essai monotone pour évaluer la capacité portante du pieu en fonction des paramètres fixés. Les essais cycliques sont suivis par des essais monotones (post-cycliques) pour évaluer la nouvelle capacité portante obtenue suite au chargement cyclique.

Pour les premiers essais, on a utilisé la sonde  $\varnothing 20$ , qui n'est pas adapté aux essais cycliques à des fréquences dépassant  $0,03$  Hz, c'est la raison pour laquelle pour les essais cycliques à grand nombre de cycles on a utilisé la sonde  $\varnothing 36$  qui a été conçue pour des gammes de fréquences atteignant les  $60$  Hz. La fréquence de chargement choisie pour les essais à grand nombre de cycles doit simuler des sollicitations réelles (fréquences variant de  $0,01$  à  $0,5$ ), d'une part et de pouvoir réaliser des essais dans un temps raisonnablement faisable, d'autre part.

Les caractéristiques des essais réalisés sont récapitulées dans le tableau 3.5. Il est à noter que certains essais ne sont pas cités tels que ceux utilisés pour la vérification du système ou la capacité des capteurs des sondes utilisées.

Tableau 3. 5 : Programme Expérimental et caractéristiques des essais réalisés.

Massif	$I_D$	$\sigma_v$ (kPa)	$\sigma_h$ (kPa)	f(Hz)	N	$\rho_c$ (mm)	Sonde utilisée	Paramètres Etudiés
M 1	0,28	125	50				Ø 20	Capacité portante
M 2	0,28	125	50				Ø 20	Répétabilité de l'essai monotone
M 3	0,40	125	50				Ø 20	Capacité portante pour un massif à densité $I_D = 0,40$ (SOLCYP)
M 4	0,40	125	50	0,1	100	$\pm 0,1 ; \pm 0,25 \pm 0,5 ; \pm 1$	Ø 20	Essais cycliques
M 5	0,40	125	50	0,1	100	$\pm 0,1 ; \pm 0,25 \pm 0,5 ; \pm 1$	Ø 20	Répétabilité des Essais cycliques
M 6	0,40	250	100	0,1	100	$\pm 0,1 ; \pm 0,25 \pm 0,5 ; \pm 1$	Ø 20	Contraintes de confinement
M 7	0,40	125	50	0,1	100	$\pm 1 ; \pm 0,5 \pm 0,25 ; \pm 0,1$	Ø 20	Essais cycliques avec des amplitudes décroissantes
M 8	0,40	125	50	0,1	100	$\pm 0,25 ; \pm 0,5 \pm 1$	Ø 20	Histoire de chargement
M 9	0,40	125	50	0,1	100	$\pm 0,5 ; \pm 1$	Ø 20	Histoire de chargement
M 10	0,40	125	50	1	100	$\pm 0,1 ; \pm 0,25 \pm 0,5 ; \pm 1$	Ø 20	Fréquence de chargement
M 11	0,40	125	50	1	10 000	$\pm 0,25$	Ø 20	Nombre de cycles
M 12	0,40	125	50	1	100 000	$\pm 0,25$	Ø 36	Nombre de cycles
M 13	0,40	125	50	2	100 000	$\pm 0,25$	Ø 36	Fréquence de chargement
M 14	0,40	125	50	0,5	100 000	$\pm 0,25$	Ø 36	Fréquence de chargement
M 15	0,40	125	50	0,1	25 000	$\pm 0,25$	Ø 36	Fréquence de chargement
M 16	0,40	125	50	0,01	1 000	$\pm 0,25$	Ø 36	Fréquence de chargement
M 17	0,40	125	50	1	100 000	$\pm 0,1$	Ø 36	Amplitude cyclique
M 18	0,40	125	50	1	100 000	$\pm 0,5$	Ø 36	Amplitude cyclique
M 19	0,40	125	50	1	100 000	$\pm 1$	Ø 36	Amplitude cyclique
M 20	0,40	125	50	1	100 000	$\pm 0,05$	Ø 36	Amplitude cyclique
M 21	0,40	125	50	1	100 000	$\pm 0,05$	Ø 36	Essai de répétabilité
M 22	0,40	125	50	1	100 000	0,25	Ø 36	Type de chargement
M 23	0,40	125	50	1	100 000	- 0,25	Ø 36	Type de chargement
M 24	0,40	125	50	1	100 000	0,5	Ø 36	Type de chargement
M 25	0,40	125	50	1	100 000	- 0,5	Ø 36	Type de chargement
M 26	0,40	250	100	1	100 000	$\pm 0,25$	Ø 36	Contraintes de confinement
M 27	0,40	250	100	1	100 000	$\pm 0,5$	Ø 36	Contraintes de confinement
M 28	0,40	250	100	1	100 000	$\pm 0,1$	Ø 36	Contraintes de confinement
M 29	0,40	500	200	1	100 000	$\pm 0,25$	Ø 36	Contraintes de confinement
M 30	0,40	500	200	1	100 000	$\pm 0,5$	Ø 36	Contraintes de confinement
M 31	0,65	125	50	1	100 000	$\pm 0,25$	Ø 36	Densité du massif
M 32	0,65	125	50	1	100 000	$\pm 0,5$	Ø 36	Densité du massif
M 33	0,65	250	100	1	100 000	$\pm 0,25$	Ø 36	Densité du massif
M 34	0,65	250	100	1	100 000	$\pm 0,5$	Ø 36	Densité du massif
M 35	0,65	500	200	1	100 000	$\pm 0,25$	Ø 36	Densité du massif
M 36	0,65	500	200	1	100 000	$\pm 0,5$	Ø 36	Densité du massif

### 3.4. Phase de fonçage – Essais typiques

#### 3.4. 1. Sonde Ø 20

La sonde Ø20 est introduite dans le massif de sable, en utilisant le vérin de fonçage, avec une vitesse de l'ordre de 1 mm par seconde, jusqu'à une profondeur de 500 mm, c'est-à-dire en laissant une distance de 200 mm entre la pointe du modèle de pieu et le fond, soit un espacement de 10 fois le diamètre pour éviter l'effet de l'embase inférieure.

Sur la figure 3.20, on présente les résultats de l'essai de fonçage effectué sur le massif M1 qui représente également les résultats typiques de l'essai de fonçage.

Pour la courbe Effort en tête – Enfoncement, on observe une première phase d'évolution rapide de la force due à la résistance en pointe (résultat de la réaction de la pointe seule au début de fonçage), suivie d'une phase d'augmentation à taux plus faible, mais constante, ce qui montre l'augmentation progressive de la surface frottante dans le massif.

Sur la courbe Résistance en pointe – Enfoncement, on remarque qu'il y a une mobilisation rapide de la résistance en pointe ( $q_p$ ) sur les 6 à 7 premiers centimètres d'enfoncement, suivie par un palier à partir de 8 cm environ d'enfoncement, rendant compte de l'homogénéité du massif et du caractère stationnaire du processus de fonçage observé par plusieurs chercheurs.

Pour la courbe du frottement latéral, on remarque que la mobilisation du frottement latéral commence plus tard que celle de la pointe, c'est-à-dire à la fin de l'enfoncement du pieu dans l'échantillon où le champ de contraintes est uniforme et indépendant de l'effet des embases. On observe ainsi un coude sur la courbe du frottement latéral ( $q_s$ ), à partir de 400 mm d'enfoncement, qui correspond à un début de stabilisation du frottement.

La phase d'installation du pieu par fonçage permet de vérifier l'homogénéité du massif par l'intermédiaire de la stabilisation de la résistance en pointe, et par conséquent la répétabilité de la procédure de pluviométrie pour la reconstitution des massifs de sable.

#### 3.4. 2. Sonde Ø 36

L'installation de la sonde Ø 36 est effectuée en utilisant la même procédure suivie pour la sonde Ø 20, en gardant aussi la même vitesse d'enfoncement qui est de l'ordre de 1 mm par seconde. A la fin de l'enfoncement, on obtiendra un espacement entre la pointe et l'embase inférieure de l'ordre de 5,6 fois le diamètre de la sonde. Graigh et al. 1994 (rapporté par BALACHOWSKI, 1995[36]) a montré que l'effet de fond devient significatif dans les sables denses quand la pointe s'approche du fond à 5 diamètres pour des contraintes faibles, c'est à dire l'effet se manifeste dans le cas des sables dilatants.

Sur la figure 3.21, on montre les résultats de la phase d'installation de la sonde Ø36 qui représente l'essai typique de fonçage pour cette sonde.

Pratiquement, pour les trois courbes ; effort en tête, résistance en pointe et frottement latéral, on a les mêmes allures des courbes que celles obtenues pour la sonde  $\varnothing 20$ , la différence réside dans les niveaux des efforts mobilisés à la fin de l'opération de fonçage.

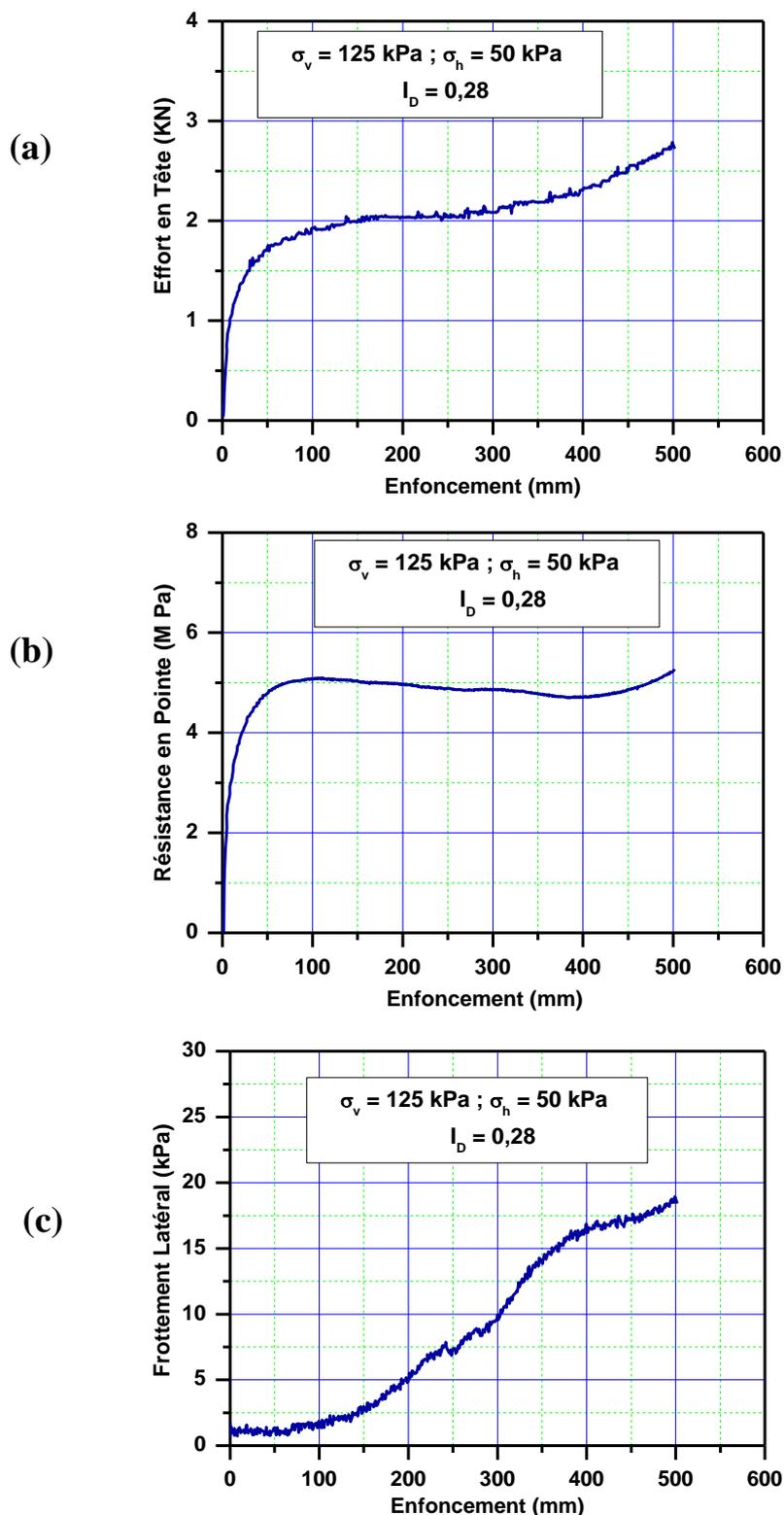


Figure 3.20 : Résultats de l'essai de fonçage réalisé sur le massif M1 (Sonde  $\varnothing 20$ )  
(a) Effort en tête ; (b) Résistance en pointe ; (c) Frottement latéral.

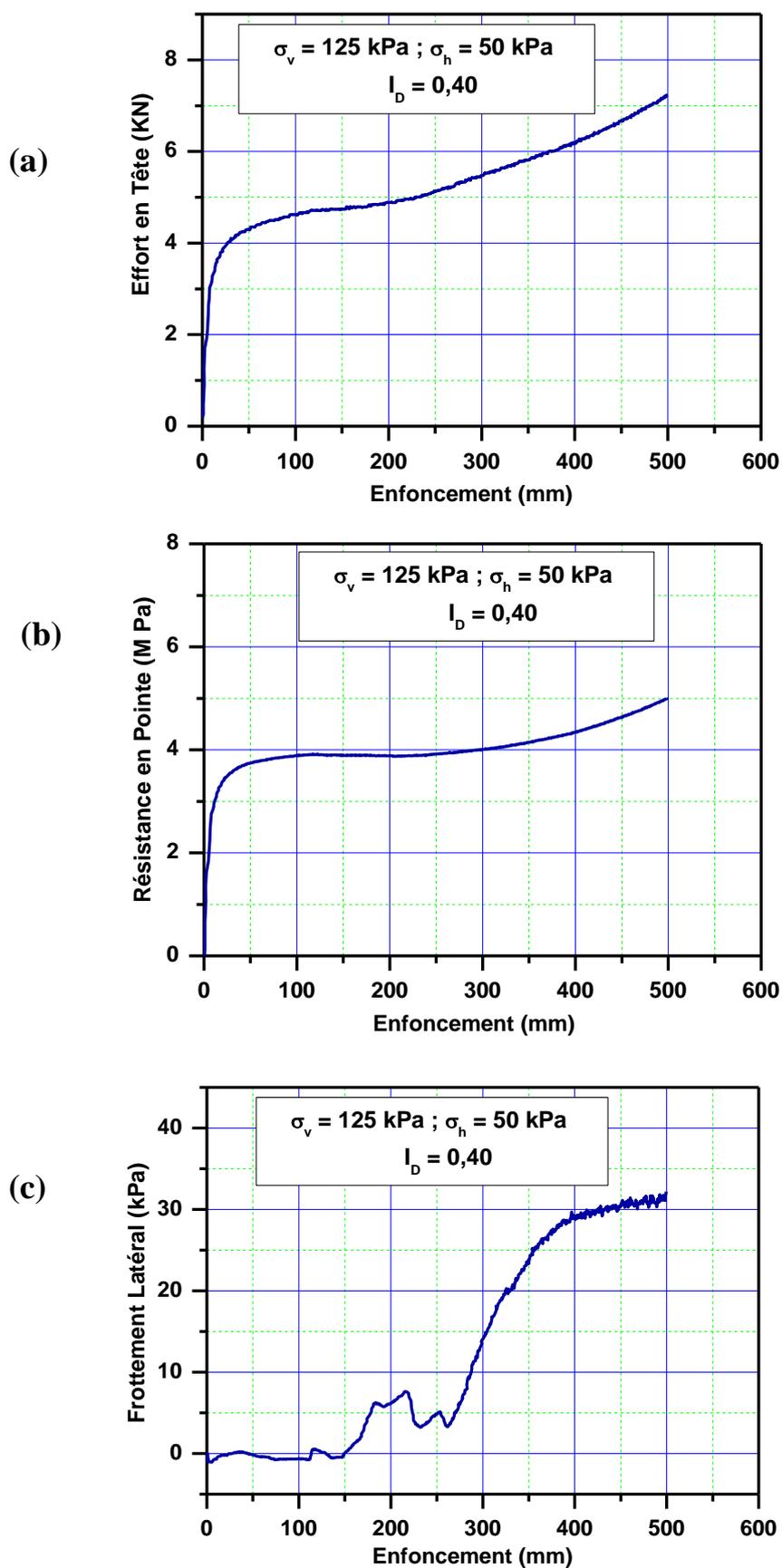


Figure 3.21 : Résultats de l'essai de fonçage réalisé sur le massif M12 (Sonde  $\varnothing 36$ )  
(a) Effort en tête ; (b) Résistance en pointe ; (c) Frottement latéral.

- **Conclusions**

Dans ce chapitre, on a présenté les principales caractéristiques du matériau utilisé, le programme expérimental réalisé ainsi que les essais d'étalonnage des capteurs de mesure de la résistance en pointe et du frottement latéral.

Il a été remarqué une usure du sable utilisé après les essais de fonçage et de chargement de la sonde instrumentée et cela au voisinage de cette dernière. Le sable sous la pointe a subi plus d'usure (broyage), sous l'effet de compactage du sable dans cette zone, par rapport à celui se trouvant au voisinage du manchon de la sonde. Compte tenu de cette usure, il a été décidé de changer le sable chaque huit essais.

On a présenté le système d'étalonnage du capteur relatif au frottement latéral, développé dans le cadre de ce travail, et qui a permis de déterminer les coefficients réels à appliquer pour le calcul du frottement latéral.

Enfin, les résultats typiques des essais de fonçage, réalisés sur les deux sondes ( $\emptyset 20$  et  $\emptyset 36$ ) et qui représentent des essais répétitifs pour l'ensemble du programme expérimental, ont été décrits.

## CHAPITRE 4

### ETUDE DU COMPORTEMENT DES PIEUX SOUS CHARGEMENT MONOTONE

Ce chapitre est consacré à l'étude du comportement des pieux sous chargement monotone, dans lequel on présentera les essais typiques ainsi que l'influence des paramètres significatifs sur la réponse des pieux. Les essais présentés ont été réalisés sur les deux sondes Ø20 et Ø36.

#### 4.1. Essai typique

Pour la sonde Ø20, l'essai monotone est effectué à déplacement contrôlé jusqu'à la rupture (2 mm) avec une vitesse de 0,1 mm/min, suivi d'une phase de déchargement à force contrôlé mené avec une vitesse de l'ordre de 10 N/s. Cette phase est suivie par un rechargement, dans les mêmes conditions, pour vérifier si on obtiendra la même résistance à la rupture.

L'essai typique de chargement monotone (figure 4.1) correspond au même massif que celui utilisé pour présenter la phase d'installation du pieu (Massif M1).

La courbe de chargement globale comporte trois phases successives distinctes :

- une première phase quasi-linéaire, qui correspond à une réponse de type élastique et qui s'étend jusqu'à un déplacement de l'ordre de  $0,025d$ , soit 0,5mm;
- une deuxième phase où l'on observe une non - linéarité croissante rendant compte d'une irréversibilité de plus en plus grande de comportement du système sol-pieu;
- une troisième phase qui correspond à la rupture. L'enfoncement à ce niveau est en accord avec le critère de rupture à  $0,1d$  d'enfoncement généralement adopté pour les fondations profondes (Terzaghi et Peck, 1967) (Rapporté par HANKE et al., 2002[175]).

Pour la résistance en pointe, elle se mobilise à partir d'une valeur résiduelle positive (compression) et évolue vers un palier assez bien marqué pour atteindre une valeur de l'ordre de 4,5MPa.

Le frottement latéral se mobilise à partir d'une valeur résiduelle négative. On observe l'apparition du palier pour le frottement latéral à 0,8 mm environ d'enfoncement, c'est-à-dire plus rapidement que la résistance en pointe.

Les deux contraintes manifestent la réaction du sol suite à l'enfoncement du pieu. La contrainte exercée par le sol pour faire remonter le pieu est la résistance en pointe résiduelle (positive) et la résistance, le long du fût, de ce même sol à la remontée du pieu est le frottement latéral résiduel (négatif).

En comparant les valeurs maximales obtenues au palier pour l'essai de chargement monotone et l'essai de fonçage, on remarque que les résultats sont proches pour la résistance en pointe et l'effort en tête. Cependant, pour le frottement latéral, l'effort mobilisé à la fin de fonçage est inférieure à celui obtenu au palier durant l'essai de chargement monotone.

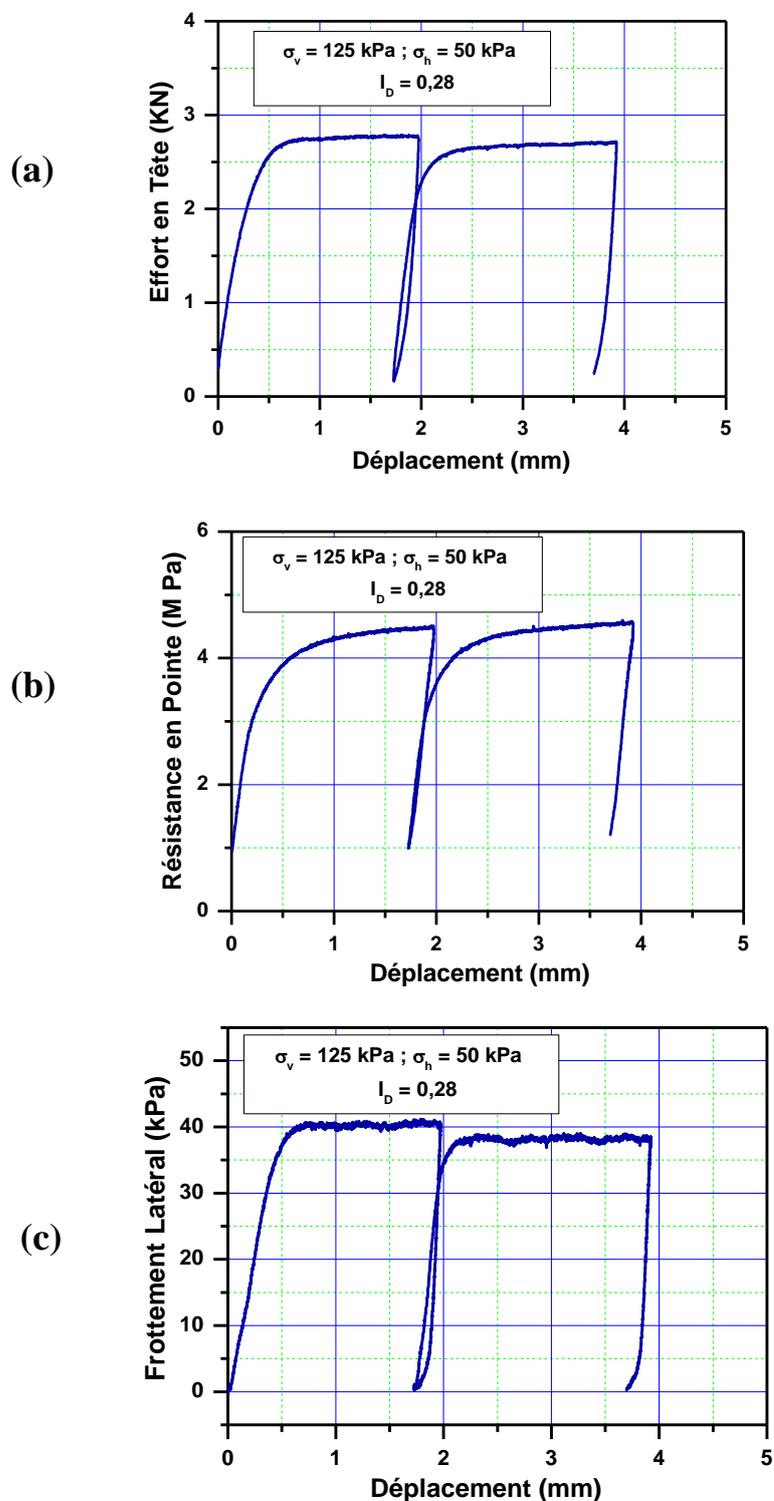


Figure 4.1 : Résultats de l'essai de chargement monotone effectué sur le massif M1 (Sonde Ø20) : (a) Effort en tête ; (b) Résistance en pointe ; (c) Frottement latéral

La capacité portante globale (effort en tête) obtenue est de l'ordre de 2,75 kN, répartie en effort en pointe égal à 1,41 kN (soit 4,5 MPa de résistance maximale mobilisée en pointe) et en effort de frottement de 1,26 kN (soit 40 kPa de frottement latéral maximal mobilisé sur le manchon). On remarque que la pointe reprend uniquement près de 52% de l'effort appliqué, vu le diamètre relativement faible de la sonde. CHIN et POULOS (1996)[128] ont trouvé un rapport de 80% pour des pieux modèles de 50 et 100 mm installées dans un sable calcaire préparé avec un indice de densité de 0,48, mais cela concerne les modèles de pieux courts, en réalité les pieux travaillent en frottement du fait de leur longueur importante.

Pour la sonde Ø36, l'essai est effectué également à déplacement contrôlé avec une vitesse de 0,3 mm par minute jusqu'à 7 mm de déplacement, suivie d'un déchargement à force contrôlée à raison de 10 N/s. Le choix de la vitesse de 0,3 mm/min a été fixé après avoir observé qu'il n'y a pas de différence entre les résultats trouvés et ceux obtenus avec la vitesse de 0,1 mm/min. L'essai a été conduit jusqu'au déplacement de l'ordre de 2 fois le diamètre pour nous permettre de faire une comparaison entre l'essai monotone initial et post-cyclique dont on obtient un palier qu'après des grandes déformations.

On obtient pratiquement les mêmes allures que celles trouvées pour la sonde Ø20 avec des différences dans les valeurs au palier en raison du diamètre de la sonde utilisée (Figure 4.2). Pour le frottement, on n'a pas obtenu un palier parfait à la rupture comparativement à celui obtenu pour la sonde Ø20. Dans ce cas, la pointe reprend à peu près 72% de l'effort global par contre le frottement reprend quant à lui 28%, ce qui est proche des résultats trouvés par CHIN et POULOS (1996)[128].

#### 4.2. Répétabilité des essais monotones

Il est très important de vérifier la répétabilité des essais avant de se lancer dans la réalisation du programme expérimental. Autrement dit, on doit vérifier si on pourra reproduire le même essai dans les mêmes conditions, pour qu'on puisse analyser les résultats et faire une étude paramétrique. Il est intéressant également de caler les résultats trouvés par rapport à d'autres travaux de recherche ayant utilisés des dispositifs expérimentaux similaires.

L'essai réalisé sur le massif M2 était destiné à vérifier la répétabilité de l'essai de chargement monotone effectué sur le massif M1, en gardant bien entendu, les mêmes conditions d'essai.

Les résultats trouvés sont satisfaisants, et on a pu justifier la répétabilité des essais en reproduisant l'essai monotone réalisé initialement (Figure 4.3). En effet, pour le frottement latéral, on a une parfaite reproduction de l'essai, mais pour la résistance en pointe, on note une petite différence entre les charges ultimes, ce qui donne également une petite différence sur la réponse en tête. L'écart enregistré entre les deux essais est raisonnablement faible, ceci nous permet de considérer que la répétabilité des essais est bonne.

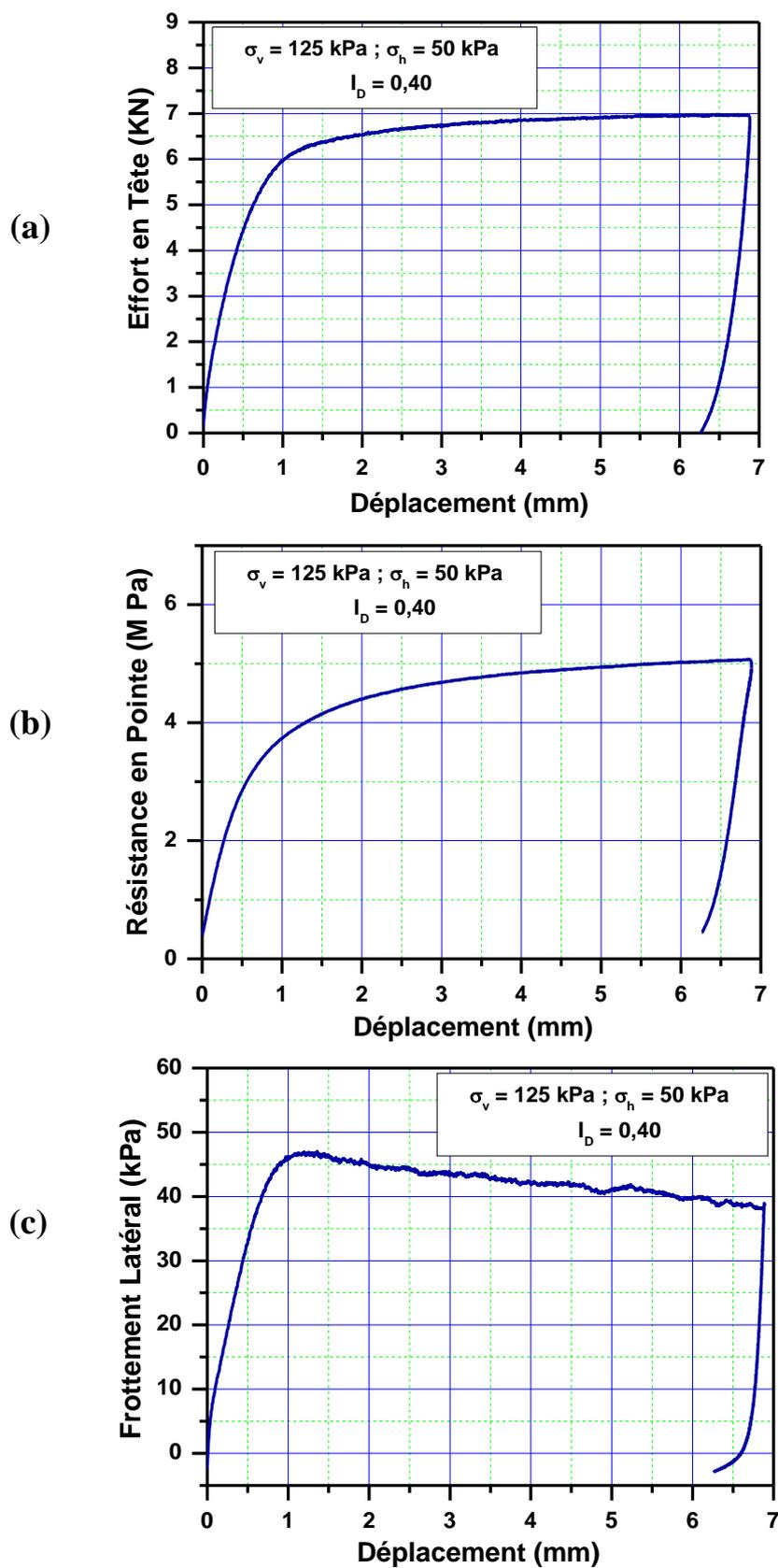


Figure 4.2 : Résultats de l'essai de chargement monotone effectué sur le massif M21 (Sonde Ø36) : (a) Effort en tête ; (b) Résistance en pointe ; (c) Frottement latéral

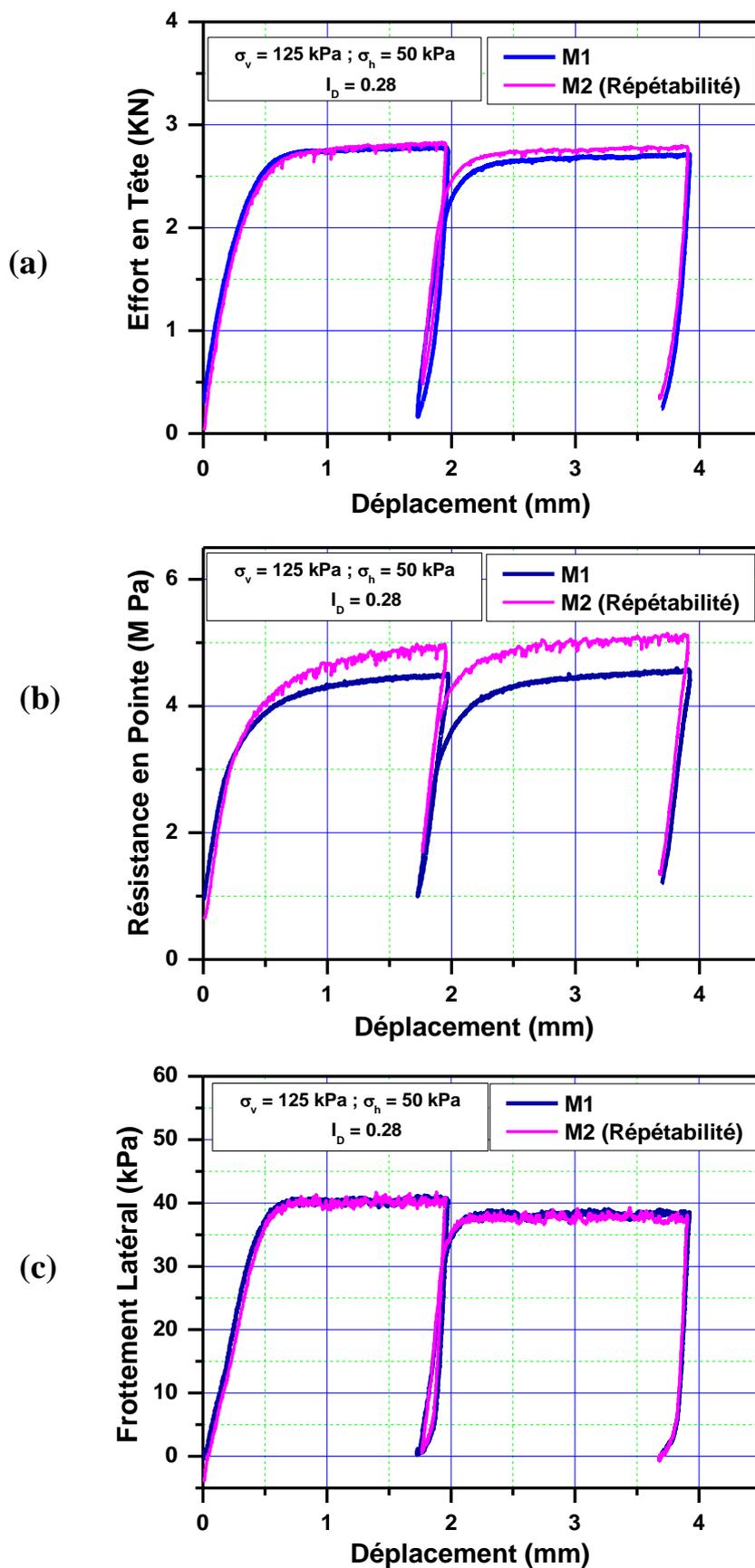


Figure 4.3 : Essai de chargement monotone réalisé sur le massif M2 (Répétabilité de l'essai M1) : (a) Effort en tête ; (b) Résistance en pointe ; (c) Frottement latéral

D'autre part, ces résultats sont comparables qualitativement avec ceux obtenus par LE KOUBY (2003)[22] qui a réalisé des essais monotones dans des conditions similaires, avec des différences dans la granulométrie du sable de Fontainebleau et la densité du massif ( $I_D=0,50$ ).

La répétabilité des essais monotones est obtenue également en utilisant la sonde Ø36. Sur la figure 4.4, on présente les courbes des deux essais monotones réalisés sur les massifs M21 et M23 qui ont été réalisés dans les mêmes conditions d'essais. On remarque qu'il y a une parfaite reproduction des essais monotones pour les courbes de l'effort en tête, de la résistance en pointe et du frottement latéral.

#### 4.3. Influence du diamètre de pieu

L'influence du diamètre du pieu interviendra sur deux aspects, à savoir ; l'effet de taille et l'effet de bord.

Lorsqu'on utilise le même matériau granulaire pour le prototype et pour le modèle, il se produit un effet d'échelle lié à la taille des grains, c'est la raison pour laquelle on parle de l'effet de taille. Cet effet est important pour des faibles rapports taille du modèle/taille des grains. BALACHOWSKI (1995)[36] ainsi que GARNIER et LOENIG (1998)[170] ont montré que pour des rapports  $d/D_{50}$  supérieurs ou égales à 100, le frottement latéral n'est pas influencé par l'effet de taille. Pour la sonde Ø20, on a à peu près un rapport de 100 et pour la sonde Ø36, on a un rapport de 164, ce qui nous permet d'éviter l'effet de taille.

L'effet de bord se manifeste pour des rapports diamètre de la chambre/ diamètre du modèle de pieu faibles. La résistance en pointe mesurée en chambre d'étalonnage est toujours inférieure par rapport à celle mesurée in situ, cela est dû au fait que les conditions aux bords (membranes) ont tendance à réduire la pression de confinement comparativement aux conditions in- situ (SALGADO et al., 1998[169]).

Les travaux de Schnaid et Houlsby (1991) (Cité par FRANÇIS, 1997[28]) ont montré que pour une augmentation du rapport de diamètres (Chambre/modèle de pieu) de 40%, on a une augmentation de la résistance en pointe de 60% pour des massifs denses et de 30% pour des massifs moyennement denses. Par contre, pour des massifs lâches, l'effet est négligeable.

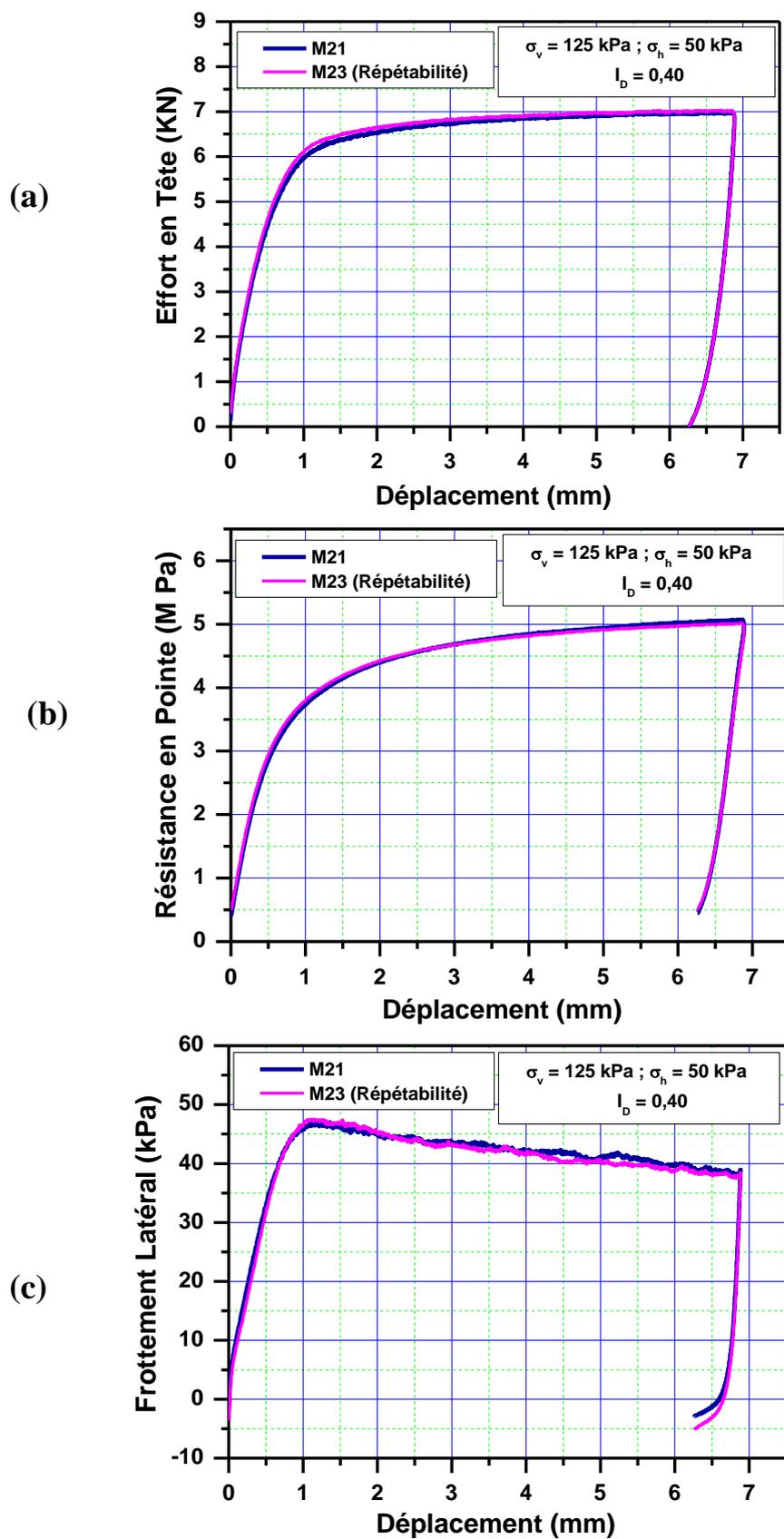


Figure 4.4 : Essai de chargement monotone réalisé sur le massif M23 (Répétabilité de l'essai M21) (sonde  $\varnothing 36$ ) : (a) Effort en tête ; (b) Résistance en pointe ; (c) Frottement latéral

En revanche, le frottement latéral, normalement, est indépendant du diamètre de pieu, puisque l'épaisseur de la bande cisailée est liée à la taille des grains, cette épaisseur reste à peu près la même entre le modèle de pieu et le prototype réel, ce qui donne la même réponse en frottement. (AL-DOURI, 1992[110]) a trouvé que l'effet de bord sur le frottement latéral est faible pour des massifs denses et inexistant pour des massifs lâches. Cette différence diminue normalement en prenant des dimensions plus importantes pour la chambre d'étalonnage. Pour éviter cette influence, un rapport entre le diamètre de la chambre et celui du modèle doit être égal à 20 dans le cas des sables lâches, par contre ce rapport devra être supérieur à 50 dans le cas des sables denses. Dans le cas de la sonde Ø 20, on a un rapport de 26,2 et pour la sonde Ø36, on a un rapport de 14,6, ce qui peut engendrer un faible effet sur le frottement latéral mesuré dans le cas des essais monotones.

Sur la figure 4.5, on montre une comparaison entre les réponses des deux sondes pour les mêmes conditions d'essai. Pour la résistance en pointe, on remarque que l'effort mobilisé diminue en augmentant le diamètre du pieu, le taux de diminution est conforme aux résultats mentionnés ci-dessus (BALACHOWSKI, 1995[36] ; SALGADO et al., 1998[169]).

Quant au frottement latéral, il a été constaté une légère différence dans l'effort mobilisé compte tenu du changement dans la rugosité des deux sondes car, on ne peut pas avoir la même rugosité après avoir utilisé les deux sondes. Pour étudier cet effet, il faudra utiliser une même sonde dans deux chambres d'étalonnage de tailles différentes.

Compte tenu des résultats trouvés (Figure 4.5), on peut considérer que la mesure du frottement latéral n'est pas influencée par l'effet de bords. Par contre, pour ce qui est de la résistance en pointe et dans le cas des massifs denses, il faudra utiliser des formules de corrélation pour pouvoir utiliser les résultats obtenus en chambre d'étalonnage pour des applications in-situ (SALGADO et al., 1998[169]).

#### 4.4. Étude d'influence des paramètres significatifs sur le comportement des pieux sous chargement monotone

##### 4.4.1. Influence du niveau de contraintes de consolidation

En vue de vérifier la relation de proportionnalité entre le niveau des contraintes de consolidation appliquées et les réponses mesurées sur le pieu (modèle Ø20), on a réalisé un essai avec le 2<sup>ème</sup> niveau de contraintes ( $\sigma_v = 250$  kPa et  $\sigma_h = 200$  kPa) pour un même indice de densité (figure 4.6). On remarque que les charges limites obtenues augmentent avec le niveau de contraintes appliqué, la même remarque est observée pour la raideur initiale. Pour l'effort en tête et la résistance en pointe, les valeurs obtenues ont été pratiquement doublées, en multipliant par deux le niveau de contraintes de consolidation. Concernant le frottement latéral, les valeurs enregistrées dépassent le double, ceci peut être expliqué par le fait que le niveau élevé de contraintes de consolidation rigidifie le système pieu-sol ce qui renforce, par conséquent, le frottement. Pour ce qui est des contraintes résiduelles pour la résistance en

pointe, elles sont d'autant plus élevées que le niveau de consolidation est élevé. Les mêmes conclusions ont été obtenues par FRANCIS (1997)[28] et LE KOUBY (2003)[22].

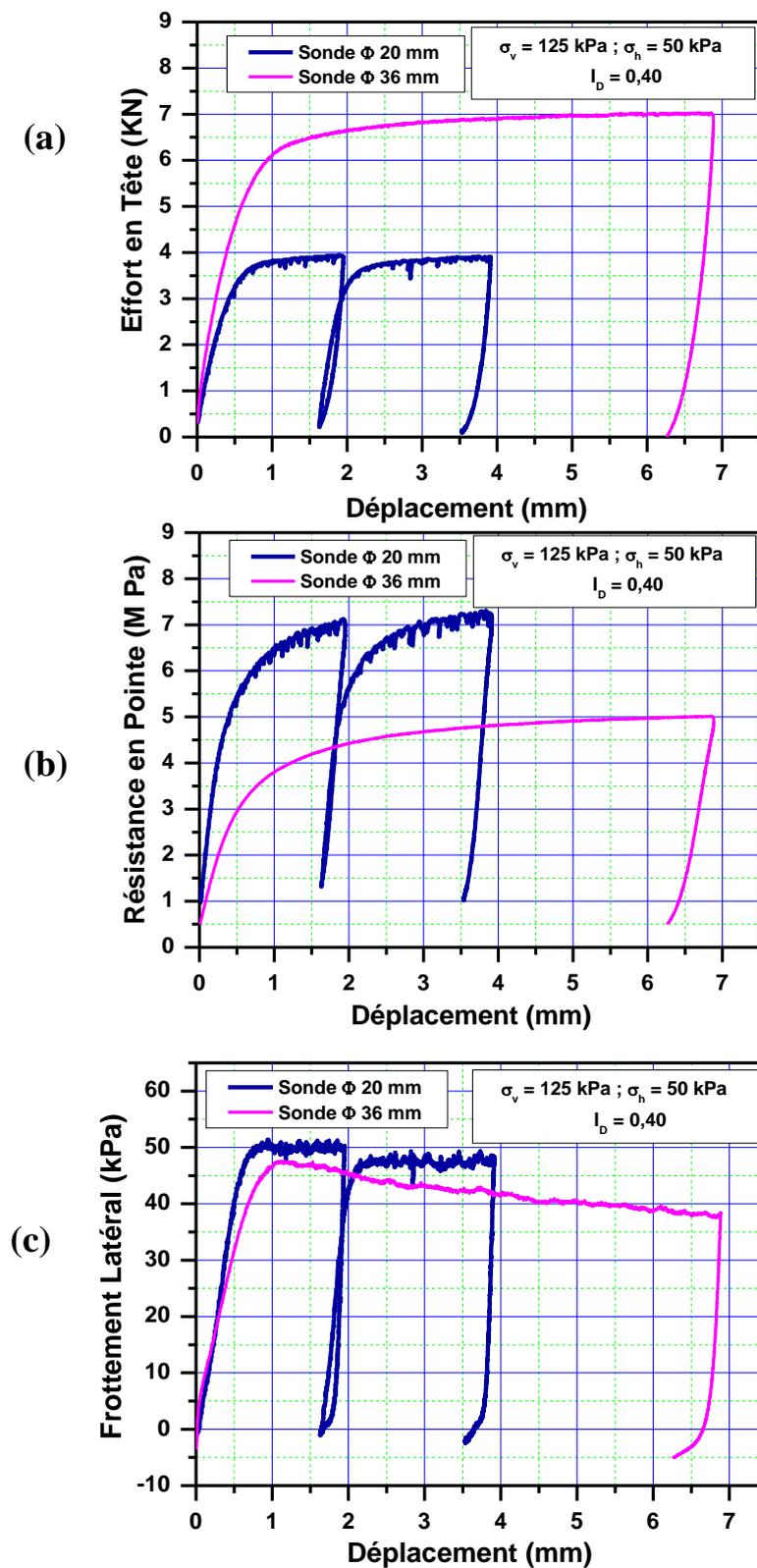


Figure 4.5 : Influence du diamètre de la sonde sur la mobilisation des efforts mesurés (essais M4 et M23) : (a) Effort en tête ; (b) Résistance en pointe ; (c) Frottement latéral

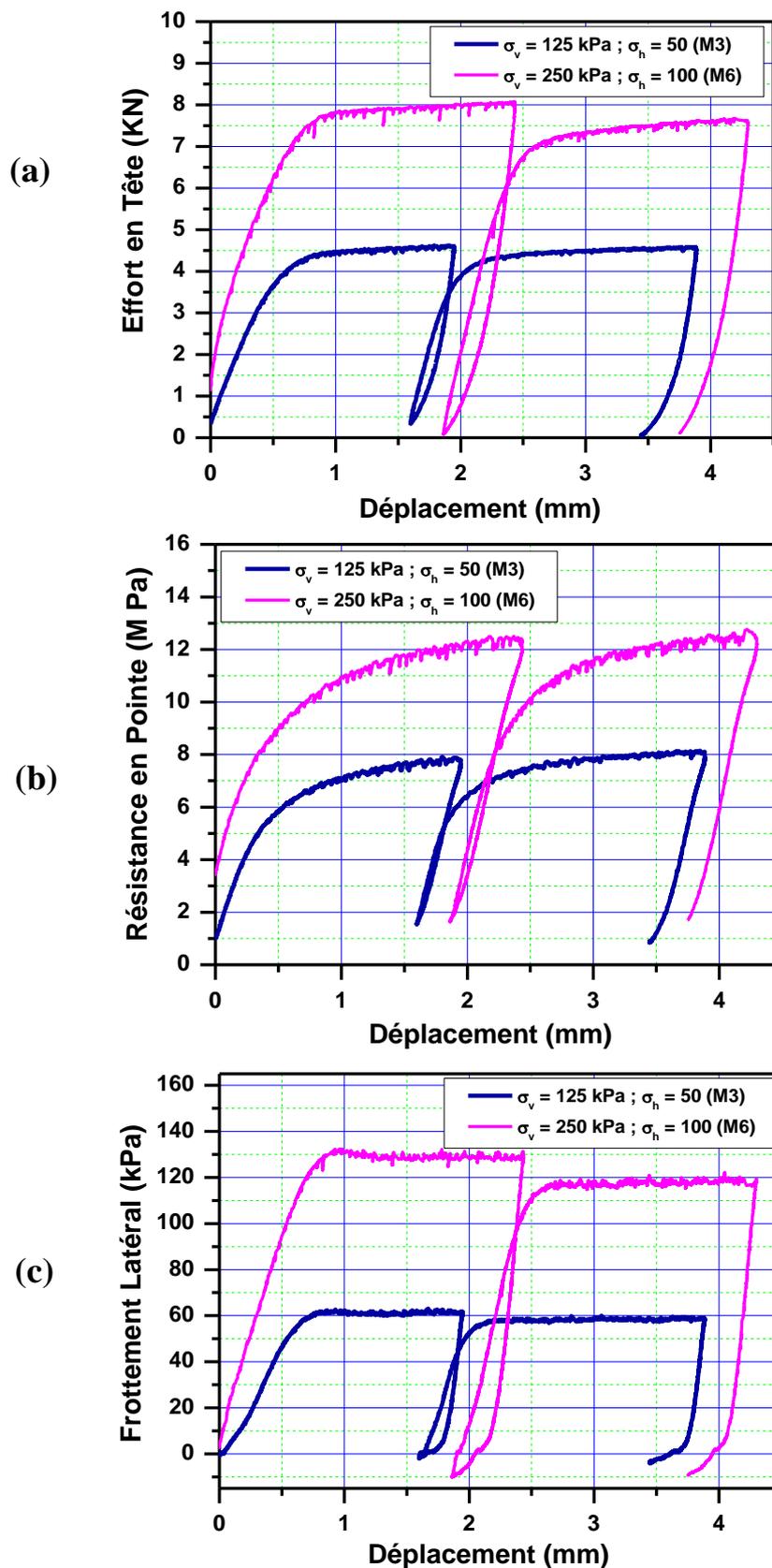


Figure 4.6 : Influence du niveau de contraintes appliquées sur la réponse de la sonde  $\varnothing 20$  ( $I_D = 0.40$ ): (a) Effort en tête ; (b) Résistance en pointe ; (c) Frottement latéral

Pour les essais effectués sur la sonde  $\varnothing 36$ , on a étudié également l'influence du niveau de contraintes de consolidation en appliquant trois niveaux de contraintes (faibles, moyennes et fortes). Sur la figure 4.7, on représente la réponse de la sonde au chargement monotone pour trois massifs mais sous pressions de consolidation différentes. On peut tirer les mêmes remarques que pour les essais effectués sur la sonde  $\varnothing 20$  avec l'enregistrement de fortes valeurs de frottement latéral pour le troisième niveau de contraintes.

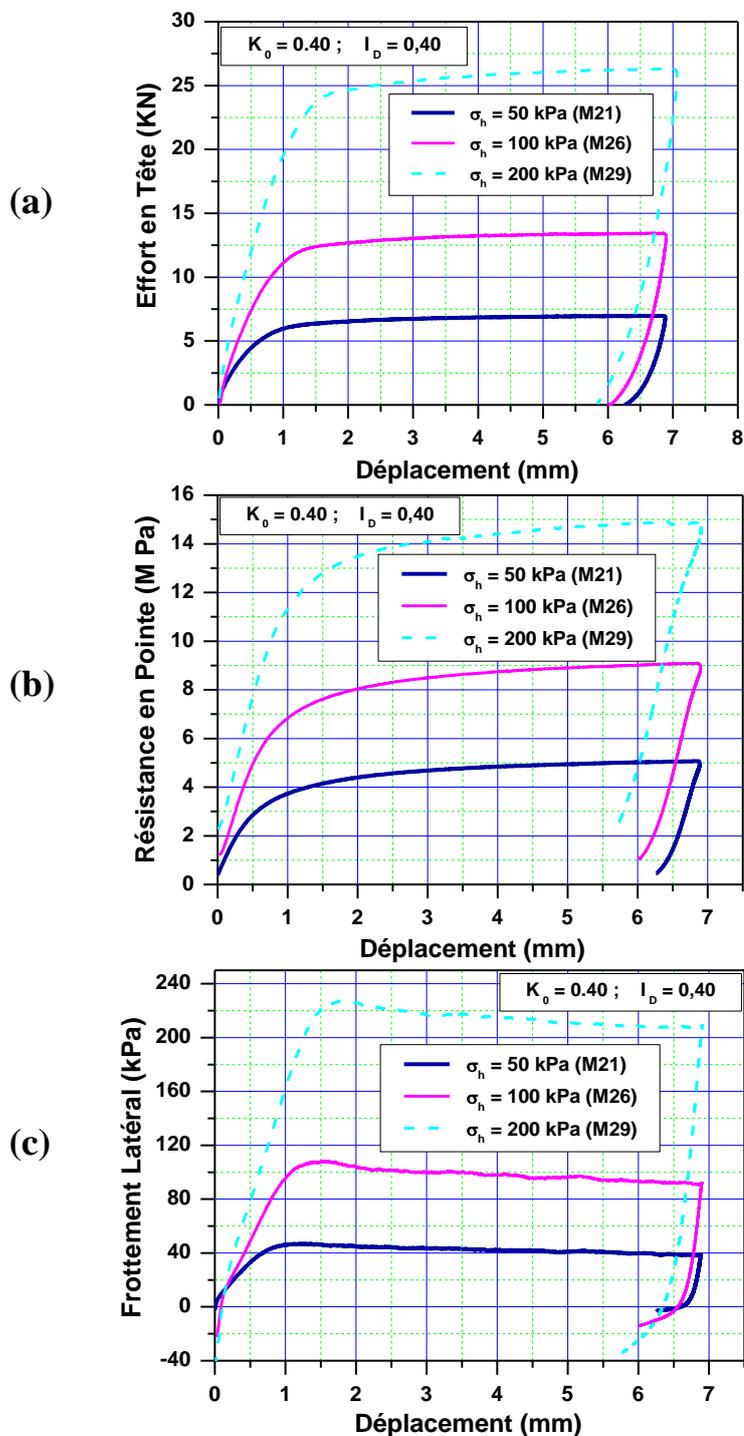


Figure 4.7: Influence du niveau de contraintes appliquées sur la réponse de la sonde  $\varnothing 36$ :  
 (a) Effort en tête ; (b) Résistance en pointe ; (c) Frottement latéral

#### 4.4.2. Influence de la densité du massif

Pour montrer l'influence de la densité du massif sur le comportement des pieux sous chargement monotone, on présente ci-après deux essais qui ont été réalisés avec deux indices de densité différents ; M4 ( $I_D=0,40$ ) et M1 ( $I_D=0,28$ ), et cela avec le même niveau de contraintes de consolidation ( $\sigma_v = 125\text{kPa}$  et  $\sigma_h = 50\text{ KPa}$ ). Les résultats obtenus (figure 4.8) montrent que pour un indice de densité élevé, on a une augmentation de toutes les mesures, de l'effort en tête, de la résistance en pointe et du frottement latéral. Ces résultats sont conformes à ce qu'a été trouvé par différents chercheurs tels que PUECH et al. (1979)[35], HOULSBY et HITCHMAN (1988)[40], FRANCIS (1997)[28] et LE KOUBY (2003)[22].

L'influence de la densité du massif sur la réponse de la sonde Ø36 donne les mêmes conclusions que celles obtenues pour la sonde Ø20 avec un faible effet pour le frottement latéral (Figure 4.9).

Par ailleurs, TALI (2011)[178] a réalisé des essais monotones en utilisant la sonde Ø36 foncée dans des massifs de sable très denses ( $I_D=0,90$ ) et il a trouvé des valeurs de frottement très importantes qui sont dues à la dilatance fortement empêchée du sable au niveau de l'interface.

#### 4.4.3. Influence de la vitesse de chargement

Le chargement monotone a été réalisé à déplacement contrôlé avec une vitesse de l'ordre de 0,1mm/min pour les essais sur la sonde Ø20. LE KOUBY (2003)[22] a étudié l'influence de la vitesse de chargement sur la réponse de la pointe et du frottement et il a trouvé que pour des faibles pressions de consolidation, aucune influence n'a été enregistrée ni pour la résistance en pointe ni pour le frottement latéral, et cela pour des vitesses de chargement inférieures à 10 mm/min. Dans le cas des contraintes de consolidation moyennes ou élevées, LE KOUBY (2003)[22] a observé une augmentation de la résistance en pointe et une diminution du frottement latéral et cela en augmentant la vitesse de chargement.

Pour les essais monotones effectués en utilisant la sonde Ø36, on a testé deux vitesses de chargement à savoir ; 0,1 mm et 0,3mm/min pour un niveau de contraintes faible et on a trouvé qu'il y a aucune différence remarquable pour les différentes mesures. A cet effet, et pour diminuer la durée de l'essai monotone, il a été décidé d'adopter une vitesse de chargement monotone de l'ordre de 0,3mm/min pour l'ensemble des essais effectués sur la sonde Ø36.

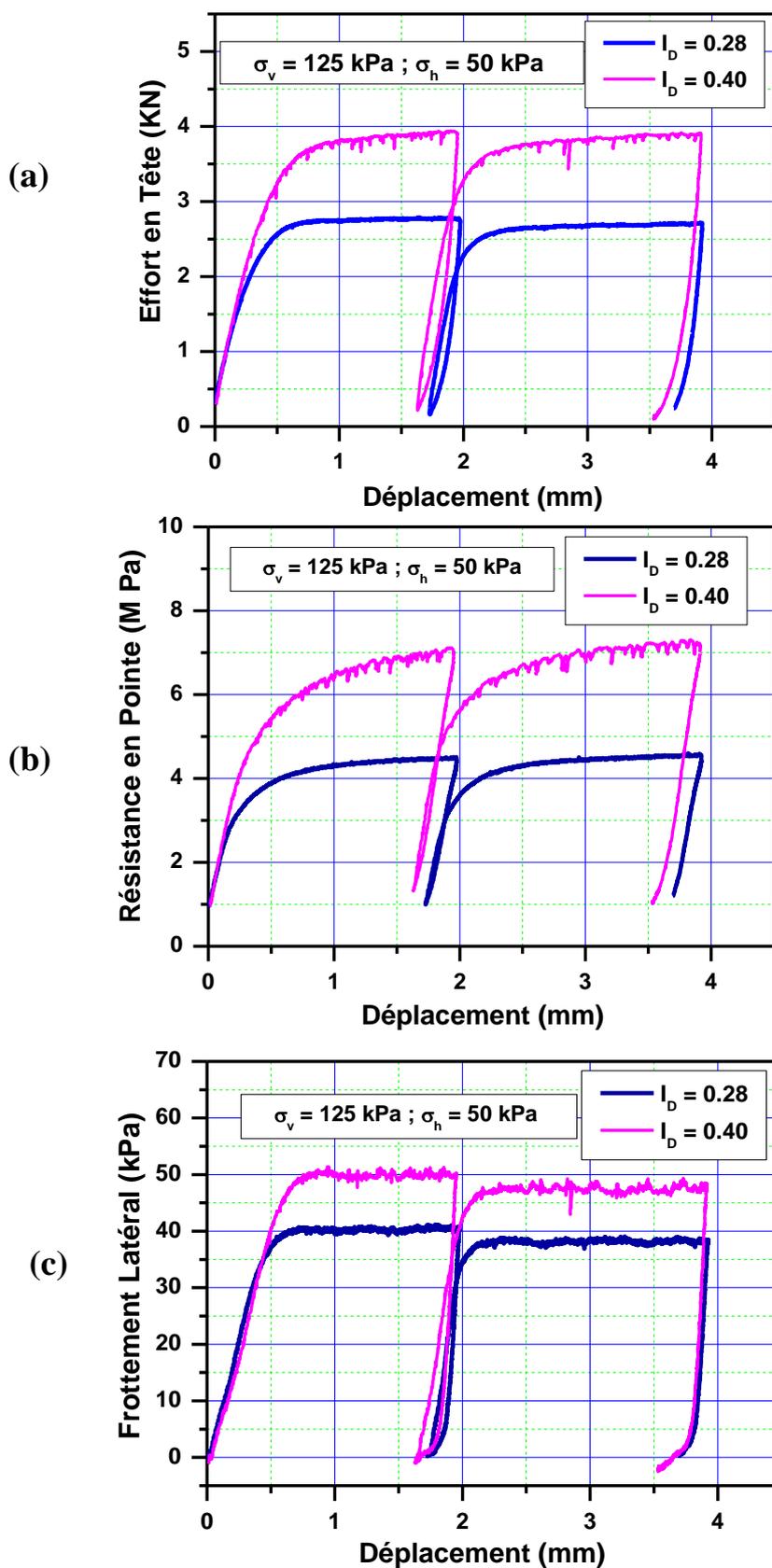


Figure 4.8 : Influence de la densité du massif sur la réponse de la sonde  $\text{Ø}20$  (Essais M1 et M4): (a) Effort en tête ; (b) Résistance en pointe ; (c) Frottement latéral

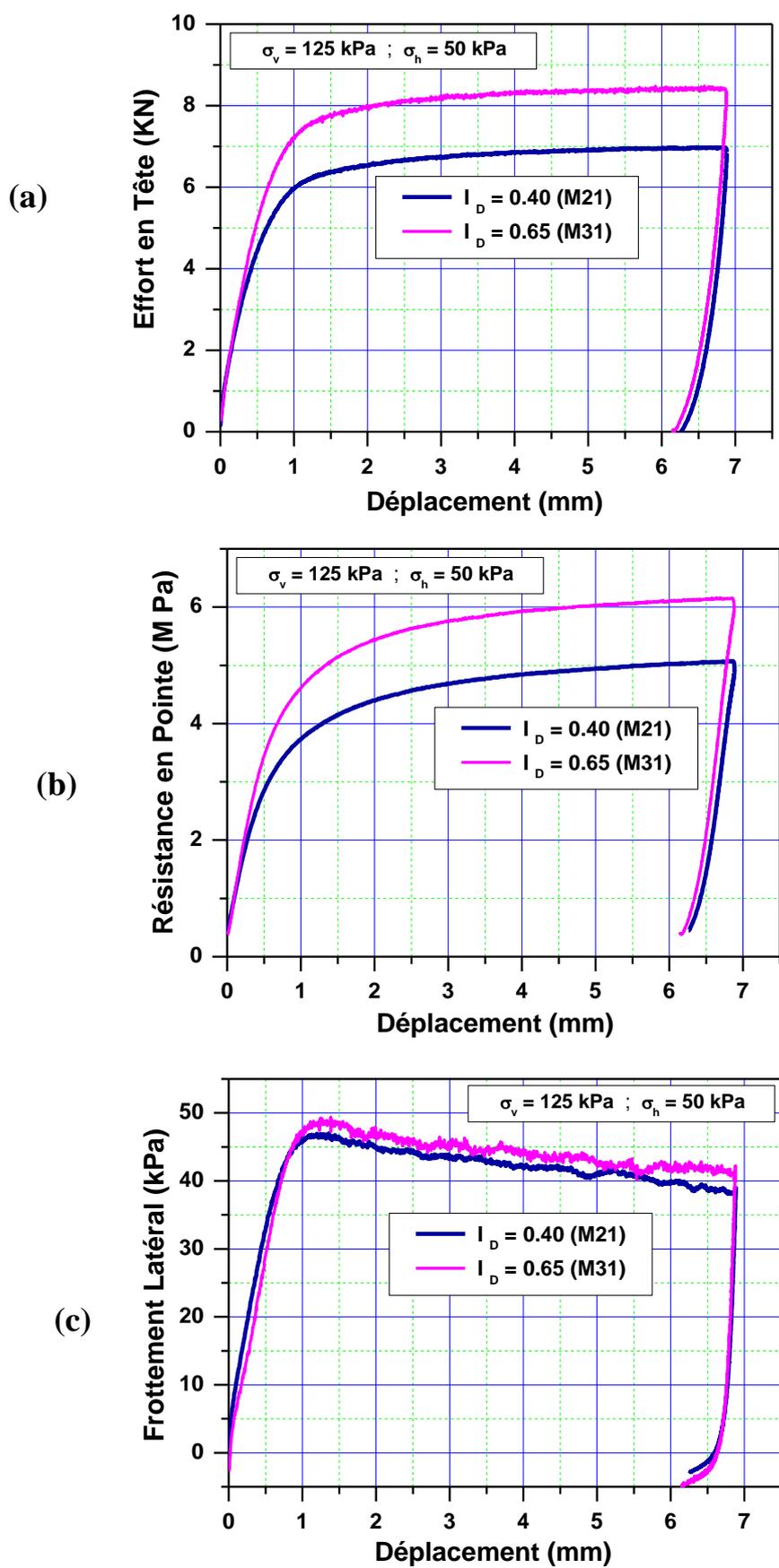


Figure 4.9 : Influence de la densité du massif sur la réponse de la sonde  $\text{Ø}36$ :  
 (a) Effort en tête ; (b) Résistance en pointe ; (c) Frottement latéral

- **Conclusions**

Les résultats obtenus dans le cadre de ce chapitre nous ont permis de bien comprendre le comportement d'un pieu isolé sous chargement axial monotone. Il a été étudié également l'influence des paramètres significatifs sur le comportement monotone des pieux tels que le niveau de contraintes de consolidation, la densité du massif et la vitesse de chargement. Les résultats obtenus sont conformes aux résultats trouvés dans la littérature et aux travaux réalisés auparavant dans la même chambre d'étalonnage (FRANCIS, 1997[28] ; LE KOUBY, 2003[22]).

Ces résultats vont nous servir de base pour étudier le comportement des pieux sous chargement cyclique, en particulier, la dégradation de la résistance en pointe et du frottement latéral qui fera l'objet du chapitre suivant.

## CHAPITRE 5

### EVOLUTION DE LA CAPACITE PORTANTE DES PIEUX SOUS CHARGEMENT CYCLIQUE

Ce chapitre est consacré à l'étude du comportement des pieux sous chargement cyclique, dans lequel on s'intéressera, plus particulièrement, à la dégradation de la capacité portante ainsi qu'à l'influence des paramètres significatifs du chargement cyclique, à savoir : la densité du massif de sol, la vitesse de chargement, l'amplitude de déplacement cyclique, le niveau de contraintes appliquées, le type de chargement (alterné ou non alterné) et le nombre de cycles.

On présentera en premier lieu les essais cycliques réalisés sur la sonde Ø20 qui concernent un nombre faible de cycles, puis les essais cycliques réalisés sur la sonde Ø36 qui sont caractérisés par un nombre élevé de cycles, de l'ordre de 100 000 cycles.

#### 5.1. Dégradation de la capacité portante des pieux

Le chargement et le déchargement du pieu, sous sollicitations cycliques, provoquent une évolution très significative du comportement du système pieu- sol causant la dégradation de la capacité portante et l'accumulation des déplacements plastiques.

Dans le cas des essais cycliques à déplacement contrôlé, on s'intéresse beaucoup plus aux essais symétriques ( $\pm\rho_c$ ) qui représente le cas le plus défavorable en terme de dégradation de la capacité portante. Contrairement aux essais à chargement contrôlé, dans lesquels l'interface sol - inclusion évolue au fur et à mesure que le déplacement augmente, les essais à déplacement contrôlé intéressent la même zone du sol sollicité.

Pour mettre en évidence le phénomène de dégradation du frottement latéral, les essais à effectuer sont de type alterné à déplacement contrôlé (EVGIN et FAKHARIAN, 1997[112]). Dans la littérature, il y a pratiquement pas d'essais à déplacement contrôlé qui traitent le cas de grand nombre de cycles (problème de fatigue), c'est la raison pour laquelle qu'on va s'intéresser plus particulièrement à ce cas précis.

Pour l'étude de l'évolution de la capacité portante de pieux au cours du chargement cyclique, on utilise les facteurs de dégradation intermédiaires en terme d'effort en tête, de résistance en pointe et de frottement latéral (POULOS et CHAN, 1986[179] ; LE KOUBY, 2003[22]), définis comme suit :

$$D_{Q,i} = Q_{\max,i} / Q_{\max,1}$$

$$D_{q,i} = q_{p,\max,i} / q_{p,\max,1}$$

$$D_{\tau,i} = q_{s,\max,i} / q_{s,\max,1}$$

Avec:  $Q_{\max,i}$  : Effort en tête maximal mesuré lors du cycle i.

$Q_{\max,1}$  : Effort en tête maximal mesuré lors du premier cycle.

$q_{p,\max,i}$  : Résistance en pointe maximale mesurée lors du cycle i.

$q_{p,\max,1}$  : Résistance en pointe maximale mesurée lors du premier cycle.

$q_{s,\max,i}$  : Frottement latéral maximum mesuré lors du cycle i.

$q_{s,\max,1}$  : Frottement latéral maximum mesuré lors du premier cycle.

On peut également définir des facteurs de dégradation globale  $D_Q$ ,  $D_q$  et  $D_\tau$  représentant une comparaison entre les efforts mobilisés lors du chargement monotone initial et ceux mobilisés lors du chargement monotone final (après le chargement cyclique):

$$D_Q = Q_f / Q_i$$

$$D_q = q_{p,f} / q_{p,i}$$

$$D_\tau = q_{s,f} / q_{s,i}$$

Avec:  $Q_i$  : Effort en tête limite mesuré lors du chargement monotone initial.

$Q_f$  : Effort en tête limite mesuré lors du chargement monotone post-cyclique.

$q_{p,i}$  : Résistance en pointe limite mesurée lors du chargement monotone initial.

$q_{p,f}$  : Résistance en pointe limite mesurée lors du chargement monotone post-cyclique.

$q_{s,i}$  : Frottement latéral limite mesuré lors du chargement monotone initial.

$q_{s,f}$  : Frottement latéral limite mesuré lors du chargement monotone post-cyclique.

## 5.2. Essais cycliques sur la sonde Ø20

Au début des essais cycliques et pour ceux comportant plusieurs séquences cycliques (de type Storm-Loading), on a adopté la procédure d'essai, similaire à celle adoptée par POULOS (1981)[132], comme suit:

- Chargement quasi-statique (monotone) à déplacement contrôlé jusqu'à la rupture (2 mm), avec une vitesse de 0,1mm/min.
- Déchargement à force contrôlée avec une vitesse de 10N/s, jusqu'à zéro.
- Temps de latence de 10 min (pause de 600 s).
- 1<sup>ère</sup> Séquence Cyclique : 100 cycles à Déplacement contrôlé,  $\rho_c = \pm 0,1\text{mm}$ , avec une fréquence de  $f = 0,1\text{Hz}$ .
- Déchargement à force contrôlée avec une vitesse de 10N/s, jusqu'à zéro.
- Rechargement à Déplacement contrôlé jusqu'à 2 mm, avec une vitesse de 0,1mm/min.
- Déchargement à force contrôlée avec une vitesse de 10N/s, jusqu'à zéro.
- Temps de latence de 10 min (pause de 600 s).

- 2<sup>ème</sup> Séquence Cyclique: 100 cycles à Déplacement contrôlé  $\rho_c = \pm 0,25\text{mm}$ , avec une fréquence de  $f=0,1\text{Hz}$ .
  - Déchargement à force contrôlée avec une vitesse de  $10\text{N/s}$ , jusqu'à zéro.
  - Rechargement à Déplacement contrôlé jusqu'à  $2\text{ mm}$ , avec une vitesse de  $0,1\text{mm/min}$ .
  - Déchargement à force contrôlée avec une vitesse de  $10\text{N/s}$ , jusqu'à zéro.
  - Temps de latence de  $10\text{ min}$  (pause de  $600\text{ s}$ ).
  
- 3<sup>ème</sup> Séquence Cyclique : 100 cycles à Déplacement contrôlé  $\rho_c = \pm 0,5\text{mm}$ , avec une fréquence de  $f = 0,1\text{Hz}$ .
  - Déchargement à force contrôlée avec une vitesse de  $10\text{N/s}$ , jusqu'à zéro.
  - Rechargement à Déplacement contrôlé jusqu'à  $2\text{ mm}$ , avec une vitesse de  $0,1\text{mm/min}$ .
  - Déchargement à force contrôlée avec une vitesse de  $10\text{N/s}$ , jusqu'à zéro.
  - Temps de latence de  $10\text{ min}$  (pause de  $600\text{ s}$ ).
  
- 4<sup>ème</sup> Séquence Cyclique : 100 cycles à Déplacement contrôlé  $\rho_c = \pm 1\text{mm}$ , avec une fréquence de  $f = 0,1\text{Hz}$ .
  - Déchargement à force contrôlée avec une vitesse de  $10\text{N/s}$ , jusqu'à zéro.
  
  - Rechargement à Déplacement contrôlé jusqu'à  $2\text{ mm}$  (Monotone), avec une vitesse de  $0,1\text{mm/min}$ .
  - Déchargement à force contrôlée avec une vitesse de  $10\text{N/s}$ , jusqu'à zéro.

### 5.2.1. Courbes Typiques

On présente l'essai M9 qui a été effectué à la fréquence  $0,03\text{ Hz}$  dont l'acquisition est faite sur le multimètre (figure 5.1). Les contraintes de consolidation appliquées sont de l'ordre de  $125\text{ kPa}$  en vertical et  $50\text{kPa}$  en horizontal. On a réalisé 100 cycles sur ce massif avec une amplitude de  $\pm 0,5\text{ mm}$ .

La figure 5.2 présente l'évolution de l'effort en tête, de la résistance en pointe et du frottement latéral au cours du chargement cyclique.

La dégradation des efforts provoquée par le chargement cyclique est très marquante dès le premier cyclique. En effet, on enregistre une importante dégradation tant en terme de résistance en pointe que du frottement latéral au fur et à mesure que le chargement cyclique se poursuit.

En ce qui concerne la résistance en pointe, elle diminue d'une valeur de  $5,8\text{ MPa}$  au premier cycle à  $3,8\text{ MPa}$  au deuxième cycle, soit une réduction de  $35\%$ .

Pour le frottement latéral, il diminue d'une valeur de 35 kPa au premier cycle à 30kPa au deuxième cycle, c'est-à-dire une diminution moins importante par rapport à la résistance en pointe, soit une réduction de 14%.

La dégradation cyclique du frottement latéral dans les sables est attribuée au décroissement de la contrainte normale à l'interface due à l'accumulation de la contraction du sol avec la zone de cisaillement contractant l'interface (DEJONG et al. 2003[108]) suite à la cassure des angles des particules et au réarrangement des grains (Grosch et Reese, rapporté par POULOS, 1981[125]).

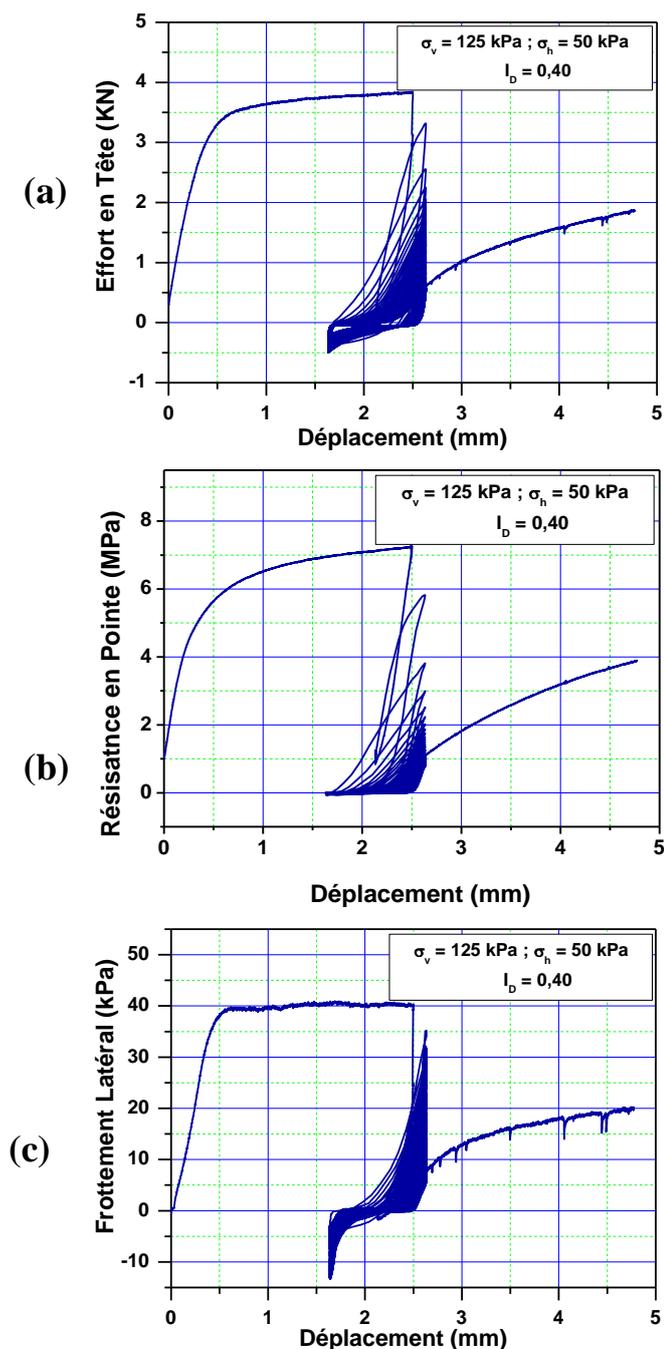


Figure 5.1 : Essai à déplacement contrôlé réalisé sur le massif M9 : (a) Effort en tête ; (b) Résistance en pointe ; (c) frottement latéral.

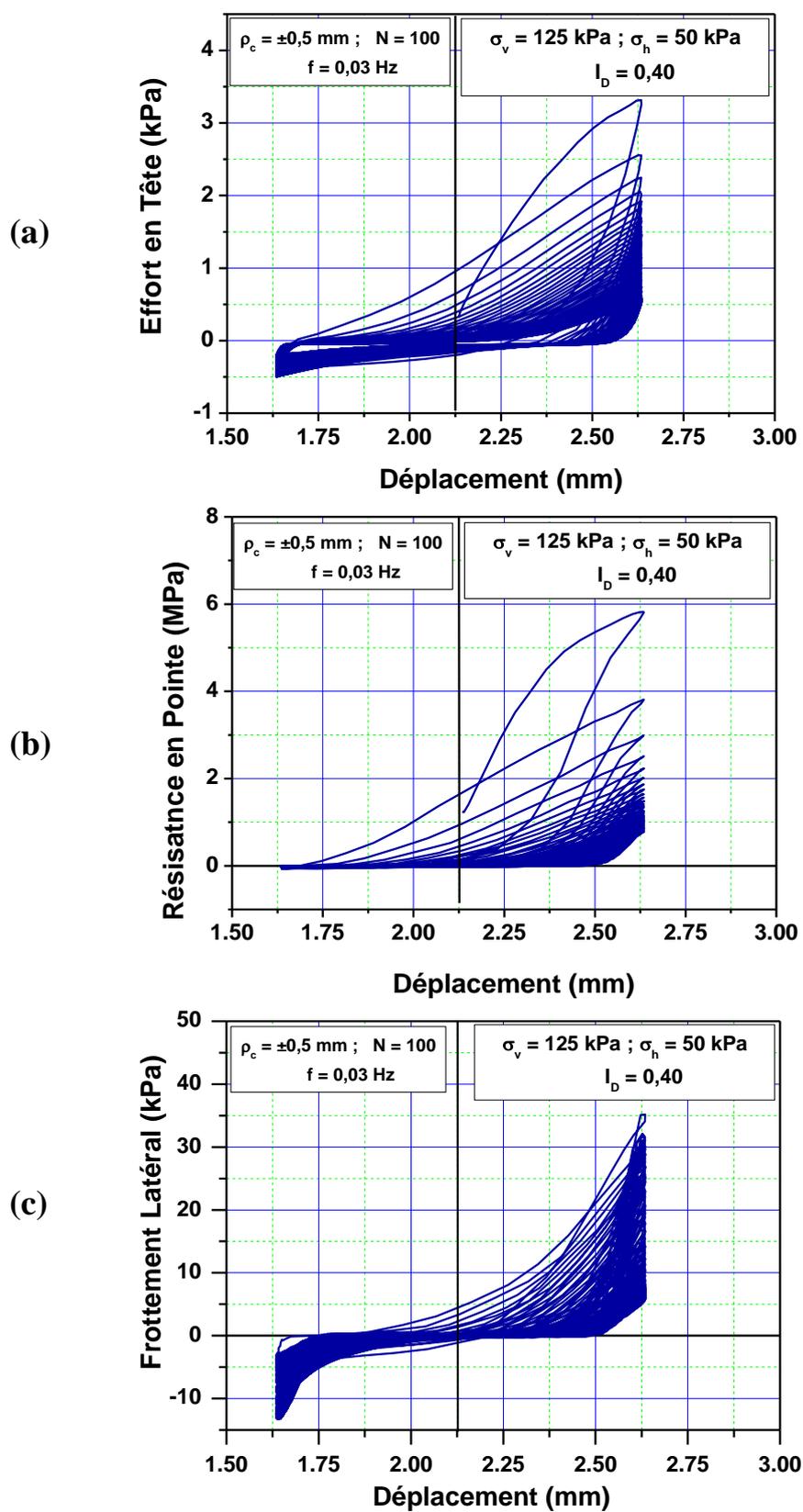


Figure 5.2 : Évolution de l'effort en tête, de la résistance en pointe et du frottement latéral au cours du chargement cyclique réalisé sur le massif M 9

En ce qui concerne la résistance en pointe, elle diminue dès le début du chargement cycle, ceci s'explique par le fait que le sol sous la pointe est fortement densifié suite à l'installation du pieu et au chargement monotone. Ainsi, au cours de chargement cyclique, celui-ci provoque une diminution du champ de contraintes sous la pointe, durant la phase d'arrachement (demi cycle négatif), le sol est relâché, durant le demi cycle positif (phase compression), le déplacement imposé n'est pas assez grand pour remobiliser la résistance en pointe, ce qui justifie la dégradation de la résistance en pointe lors du chargement cyclique (TURNER et KULHAWY, 1989[180]).

Quant au chargement monotone effectué après la séquence cyclique, on mobilise une résistance en pointe de 4 MPa, pour le même déplacement (2mm), qui est inférieure à 7MPa obtenue avant le chargement cyclique, soit une diminution de 43% suite au chargement cyclique (figure 5.1).

Pour le frottement latéral, on arrive à mobiliser un frottement latéral post-cyclique de 20kPa, alors que pour le chargement monotone initial on avait 40kPa, soit une diminution de 50% (figure 5.1).

Sur la figure 5.3, on présente l'évolution des facteurs de dégradation intermédiaires de la résistance en pointe et du frottement latéral tels que définis ci-dessus. Pour les deux grandeurs mesurées, on observe une forte diminution des facteurs de dégradation sur les premiers cycles suivie d'une stabilisation à partir du 50<sup>ème</sup> cycle environ. Pour le frottement latéral, on retrouve pratiquement la même allure que celle obtenue par AL DOURI (1992)[110], en effectuant des essais sur des modèles isolés foncés dans des sables calcaires moyennement denses.

Sur la figure 5.4, on présente les résultats des essais effectués sur le Massif 4 selon la procédure d'essai précitée, sauf que la partie monotone initiale comporte un chargement et un rechargement au lieu d'un seul chargement initial. On a remarqué que les signaux des capteurs d'effort de pointe et de frottement sont de mauvaise qualité, ceci est dû à la vitesse de chargement ( $f = 0,1\text{Hz}$ ), puisque la sonde utilisée a été conçue spécialement pour des chargements monotones, en plus le servovérin ne respectait pas bien la consigne pour le déchargement à force contrôlée et pour l'amplitude cyclique pour les séquences à déplacement contrôlé. En effet, Le premier cycle de la 3<sup>ème</sup> séquence ( $\rho_c = \pm 0,5\text{mm}$ ) commence à partir de 0,34kN et celui de la 4<sup>ème</sup> séquence ( $\rho_c = \pm 1\text{mm}$ ) commence à partir de 0,48kN. On peut noter déjà que la dégradation des efforts mobilisés se produit dès le premier cycle, avec un taux plus important en début du chargement cyclique.

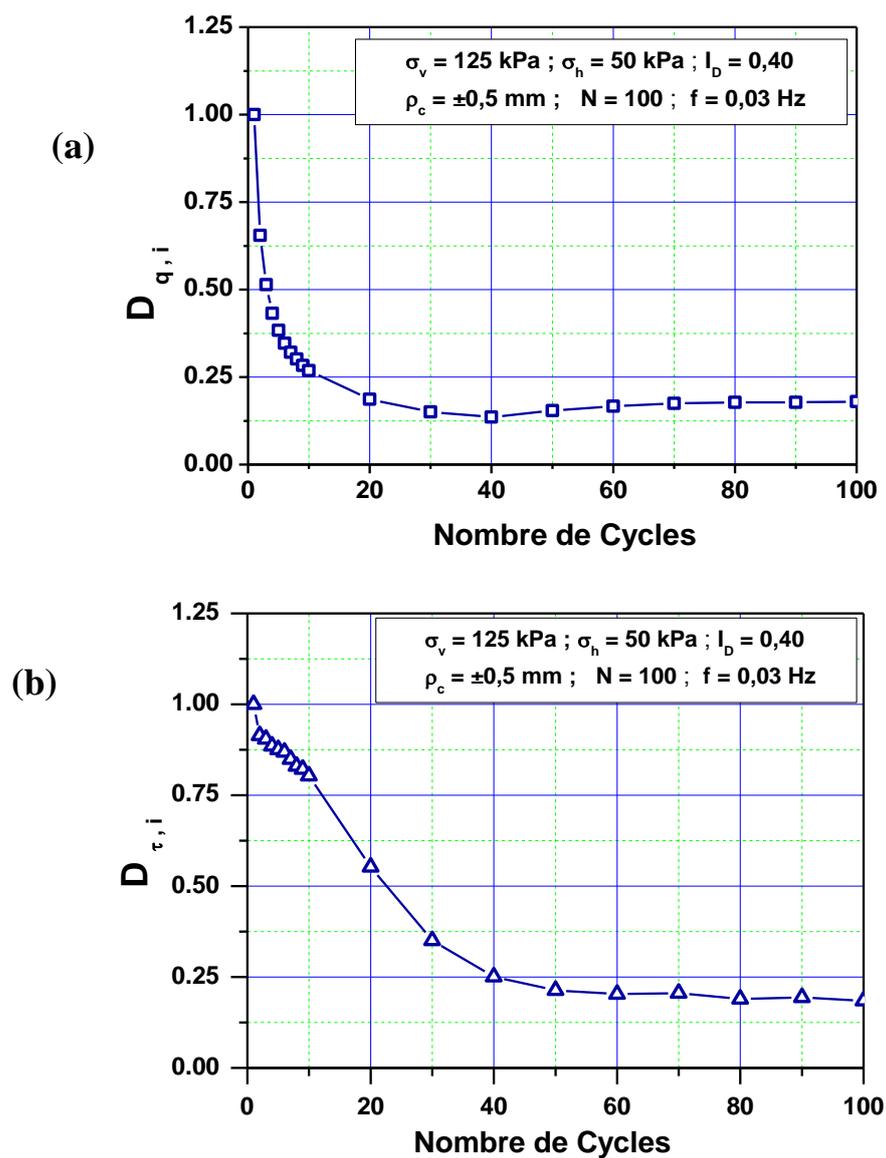


Figure 5.3 : Évolution des facteurs de dégradation intermédiaires au cours du chargement cyclique (Massif M9) : (a) Résistance en pointe ; (b) Frottement latéral

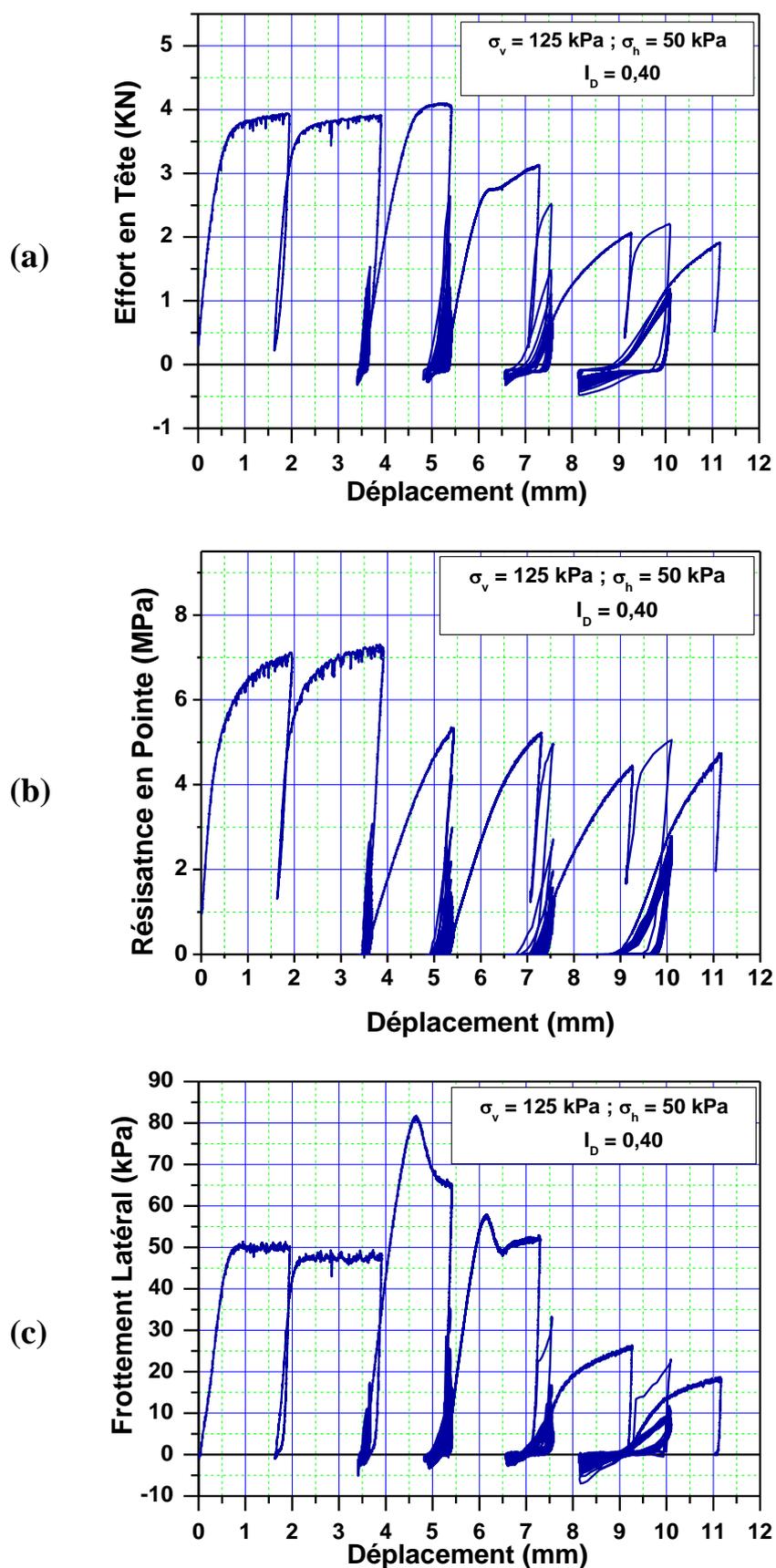


Figure 5.4 : Résultats des essais monotones et cycliques réalisés sur la massif M4:  
(a) Effort en tête ; (b) Résistance en pointe ; (c) frottement latéral

En effectuant un chargement monotone après chaque séquence cyclique, on peut évaluer la nouvelle capacité portante et la comparer avec celle obtenue initialement (avant le chargement cyclique). L'évolution des facteurs de dégradation globale de la résistance en pointe et du frottement latéral sont présentés sur la figure 5.5.

La courbe de dégradation de la résistance en pointe commence par une valeur inférieure à l'unité, entre 0,66 et 0,69, et continue avec un taux de décroissance assez faible jusqu'à une valeur de 0,55 après deux séquences cycliques d'amplitudes  $\pm 0,25$  mm et  $\pm 0,5$  mm. Pratiquement il n'y a pas de dégradation après la 3<sup>ème</sup> et la 4<sup>ème</sup> séquence cyclique. Avec un tel taux de décroissance du facteur de dégradation, on peut dire que la résistance en pointe est légèrement influencée par le chargement cyclique.

En revanche, la dégradation du frottement latéral commence par une valeur supérieure à l'unité (entre 1,28 et 1,35), qui signifie qu'après une séquence cyclique de faible amplitude, on mobilise plus de frottement latéral par rapport au chargement monotone initial. Ceci peut être expliqué par la redistribution des surcontraintes, engendrées par le fonçage de la sonde, autour du manchon, provoquée par les petites amplitudes de déformation ( $\pm 0,1$  mm).

En augmentant l'amplitude cyclique, la dégradation du frottement augmente avec un taux plus élevé que pour la résistance en pointe, jusqu'à la troisième séquence cyclique, puis avec un taux faible après la quatrième séquence cyclique. La variation totale du facteur de dégradation est de l'ordre de 1, ce qui montre bien que le frottement latéral est fortement influencé par le chargement cyclique. Des résultats similaires ont été trouvés par LE KOUBY (2003)[22] qui a réalisé des essais cycliques du même type dans un massif fabriqué à un indice de densité ( $I_D$ ) de l'ordre de 0,50.

### 5.2.2. Répétabilité des essais cycliques

En vue de vérifier la répétabilité des essais cycliques à déplacement contrôlé, on a fabriqué le massif M5 et on l'a soumis à la même procédure d'essai, les résultats obtenus montrent bien la reproduction des essais, par contre on n'a pas pu améliorer la qualité des signaux des capteurs pour la mesure de la résistance en pointe et du frottement latéral sur le pieu. On présente sur la figure 5.6 l'évolution des facteurs de dégradation de la résistance en pointe et du frottement latéral obtenus lors des essais effectués sur les massifs M4 et M5.

On remarque bien que la répétabilité des essais cycliques est bonne, tant pour la résistance en pointe que pour le frottement latéral, ce qui nous a permis de lancer le programme expérimental des essais cycliques.

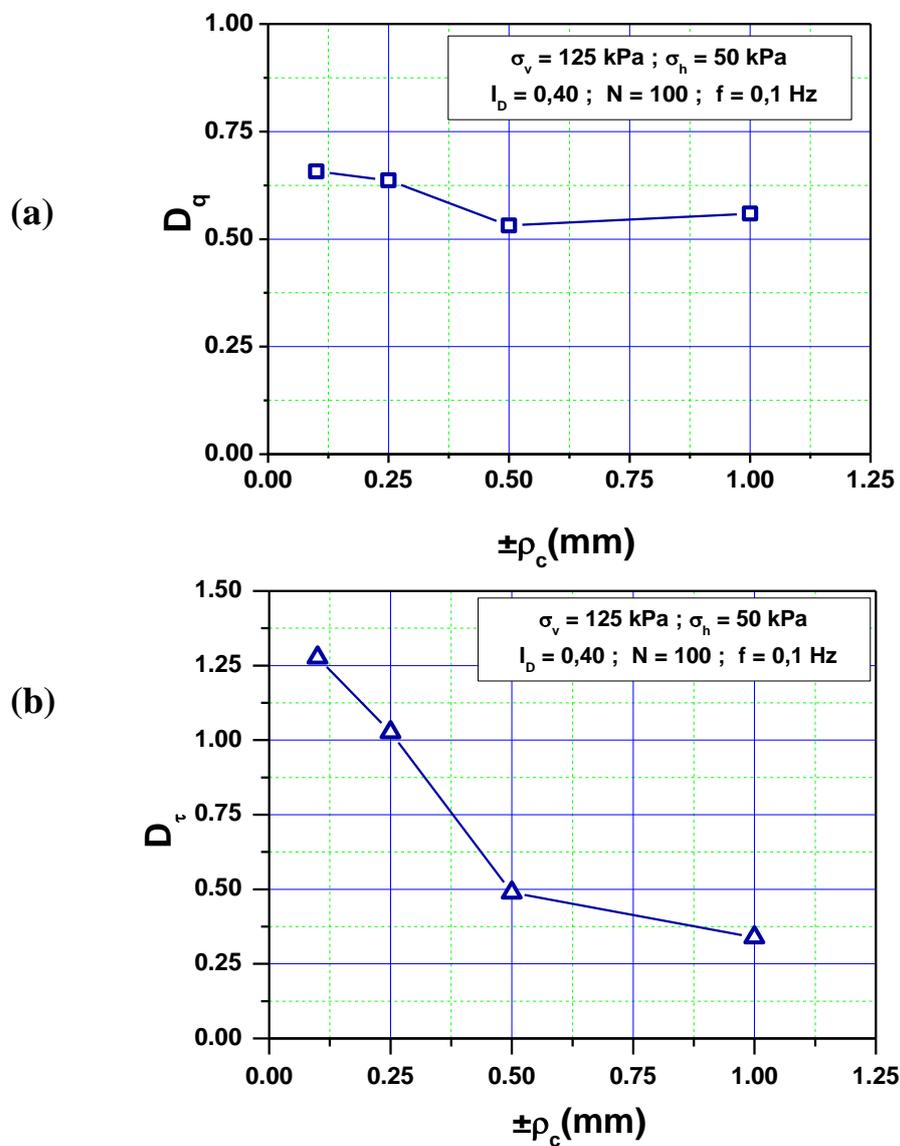


Figure 5.5 : Évolution des facteurs de dégradation globale relatifs à la résistance en pointe (a) et au frottement latéral (b) pour une série de séquences cycliques à déplacement contrôlé (M4)

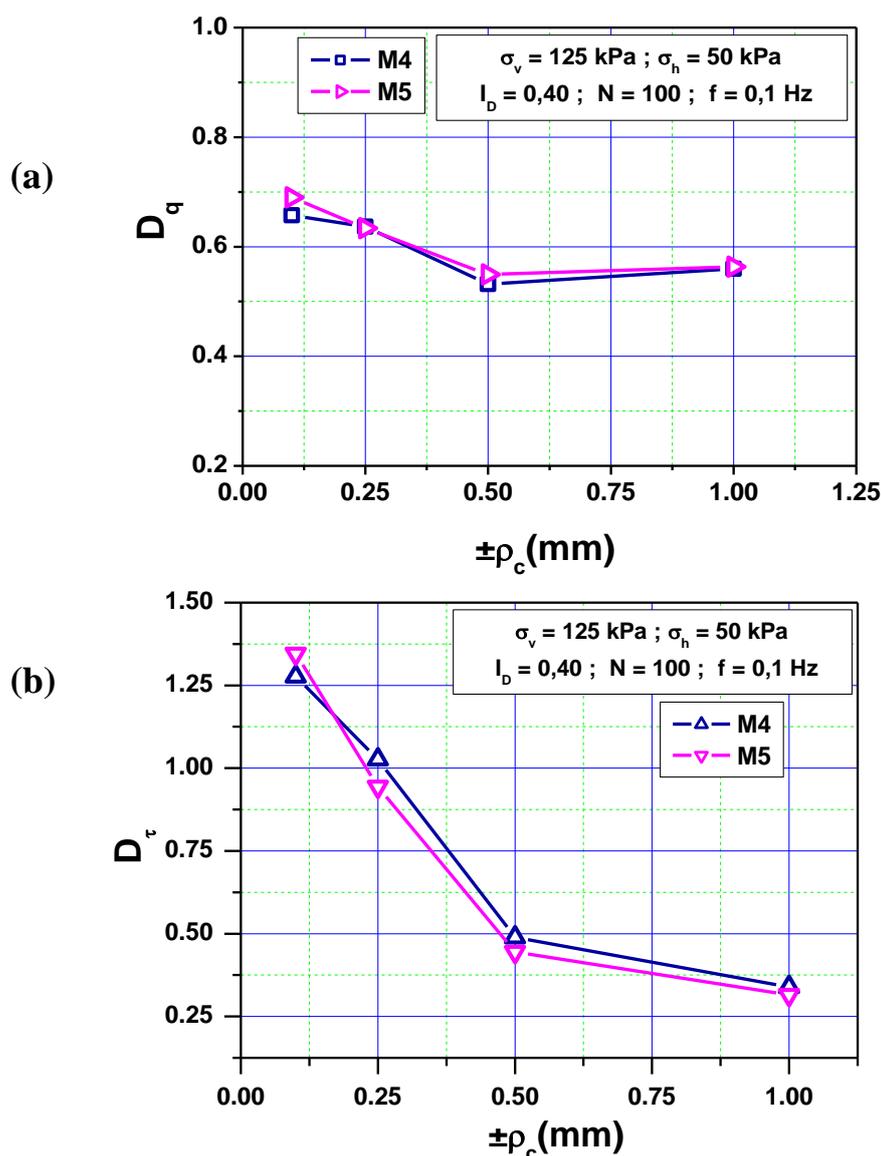


Figure 5.6 : Évolution des facteurs de dégradation globale pour une série de séquences cycliques à déplacement contrôlé (M4 et M5): (a) résistance en pointe (b) frottement latéral.

### 5.2.3. Influence du niveau des contraintes de consolidation

Le massif M6 a été fabriqué pour étudier l'influence des contraintes de consolidation tout en fixant les autres paramètres d'essai y compris la procédure de chargement.

On remarque sur la figure 5.7 que pour la résistance en pointe, la dégradation est plus forte pour le niveau de contraintes le plus élevé, avec des taux très proches d'une séquence à une autre. On justifie ces évolutions par le fait qu'un massif fortement consolidé est très rigide par rapport à un massif moins consolidé et par conséquent il est difficile de lui provoquer une dégradation cyclique et il faudra une amplitude plus importante pour observer une dégradation plus accentuée.

En effet, pour les faibles amplitudes 0,1, 0,25 et 0,5mm, la résistance en pointe se dégrade moins pour les contraintes élevées, tandis que pour l'amplitude de 1mm, elle se dégrade beaucoup plus, et cela en faisant la comparaison avec la dégradation obtenue pour le faible niveau de contraintes.

En ce qui concerne le frottement latéral, on observe que le massif le plus consolidé se densifie moins que le massif le moins consolidé pour la première amplitude de 0,1mm. Cette densification est locale et concerne juste la zone d'interface. Par contre, pour la deuxième amplitude 0,25mm, le massif le plus consolidé se densifie plus, c'est-à-dire la première amplitude (0,1mm) ne suffisait pas à densifier le massif le plus rigide. Cette même amplitude engendre la densification du massif le moins consolidé et donne le facteur le plus élevé sur l'ensemble des séquences. Après la deuxième séquence cyclique, le frottement latéral subit une forte dégradation par rapport au massif soumis au faible niveau de contraintes.

D'une façon générale, on peut conclure que le taux de dégradation de la résistance en pointe et du frottement latéral est très accentué dans le cas des contraintes les plus élevées et pour des grandes amplitudes de déplacement cyclique.

#### 5.2.4. Influence de la fréquence du chargement cyclique sur le comportement des pieux

Dans notre travail, on s'intéresse à l'étude du comportement des ouvrages géotechniques soumis à l'action de la houle et les fondations d'ouvrages soumis à l'action du vent (tel que l'éolienne qui représente l'ouvrage pilote du projet SOLCYP), ces actions étant à fréquences faibles de l'ordre de 0,01 Hz à 0,1 Hz. Néanmoins, pour les essais en chambre d'étalonnage, il est plus pratique de travailler avec des fréquences de l'ordre de 1Hz et cela pour réaliser un grand nombre de cycles dans un temps assez réduit, tout en restant dans la même gamme des fréquences faibles, c'est-à-dire dans le domaine des fréquences quasi-statiques. C'est la raison pour la quelle on a réalisé des essais à différentes fréquences pour voir l'influence de ce paramètre sur le comportement des pieux.

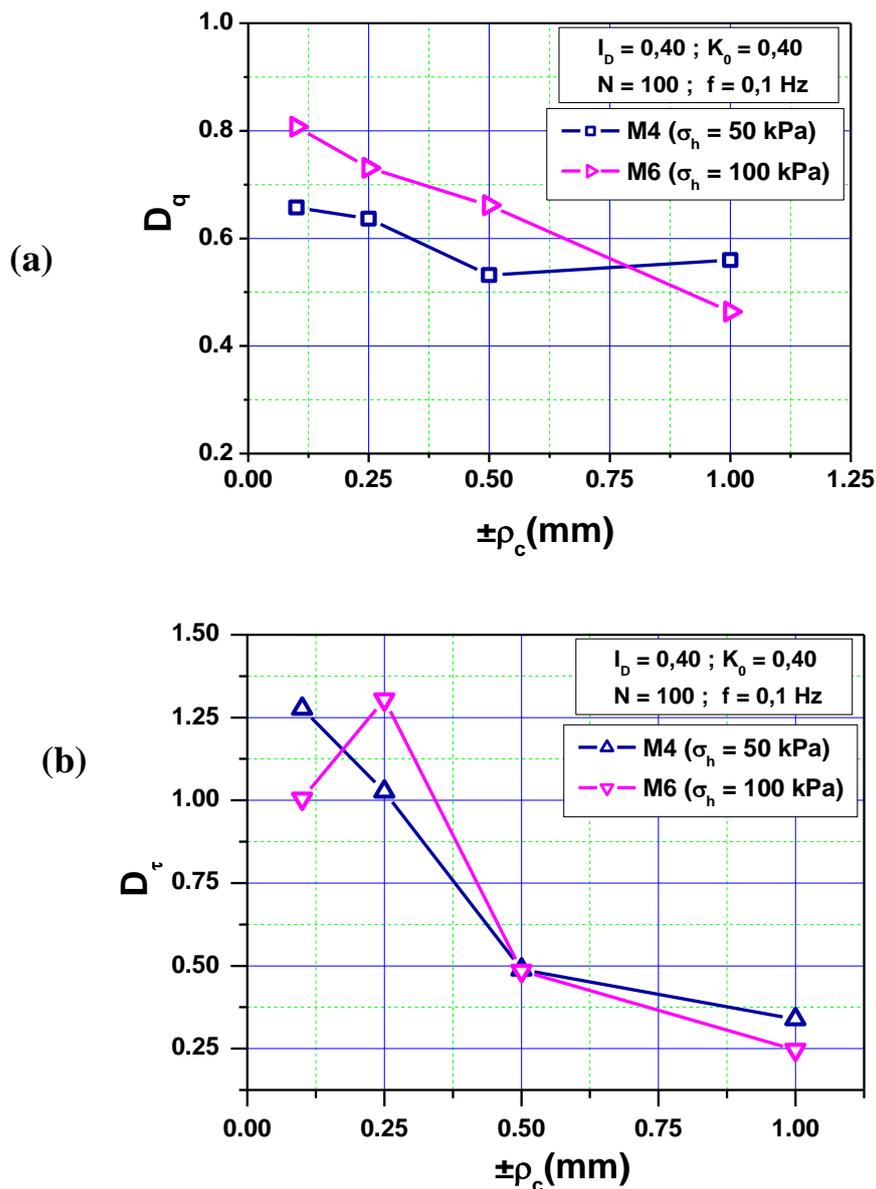


Figure 5.7 : Influence du niveau de contraintes de confinement sur l'évolution des facteurs de dégradation : (a) Résistance en pointe ; (b) Frottement latéral (M4 et M6).

Sur la figure 5.8, on compare les résultats des essais obtenus sur le massif M8 et M14, réalisés respectivement avec les fréquences 0,1 et 1Hz. Les contraintes de consolidation appliquées sont  $\sigma_v = 125$  kPa et  $\sigma_h = 50$  KPa, le nombre de cycles est 100.

Pour la résistance en pointe, on remarque qu'il y a une légère différence entre les résultats obtenus à des fréquences différentes, néanmoins l'écart est très petit de l'ordre de 10%, ce qui nous permet de conclure que la fréquence du chargement cyclique n'a pas d'influence significative sur la dégradation de la résistance en pointe.

Concernant le frottement latéral, on remarque que les deux courbes obtenues avec les fréquences de 0,1 et 1Hz sont pratiquement superposées, ce qui montre que la fréquence de chargement cyclique n'a pas d'influence sur le frottement latéral pour un nombre de cycles relativement faible, de l'ordre de 100 cycles.

LEE et VERNESE (1978)[181] ainsi que TATSUOKA et al. (1986)[182] ont conclu, lors de leurs travaux de recherches, que pour les essais cycliques réalisés sur le sable, il n'y a pas d'influence significative de la fréquence sur le chargement cyclique pour la gamme des fréquences comprises entre 0,05 Hz et 1 Hz.

Ces résultats sont très importants puisqu'ils nous donnent la possibilité de réaliser un chargement cyclique avec une fréquence de 1Hz au lieu de 0,1 Hz, ce qui nous permet de diminuer la durée de l'essai. Ainsi pour réaliser des essais à 100 000 cycles, on met 27 heures (soit un jour), au lieu de 270 heures (soit 11 jours) si on travaille avec la fréquence de 0,1Hz.

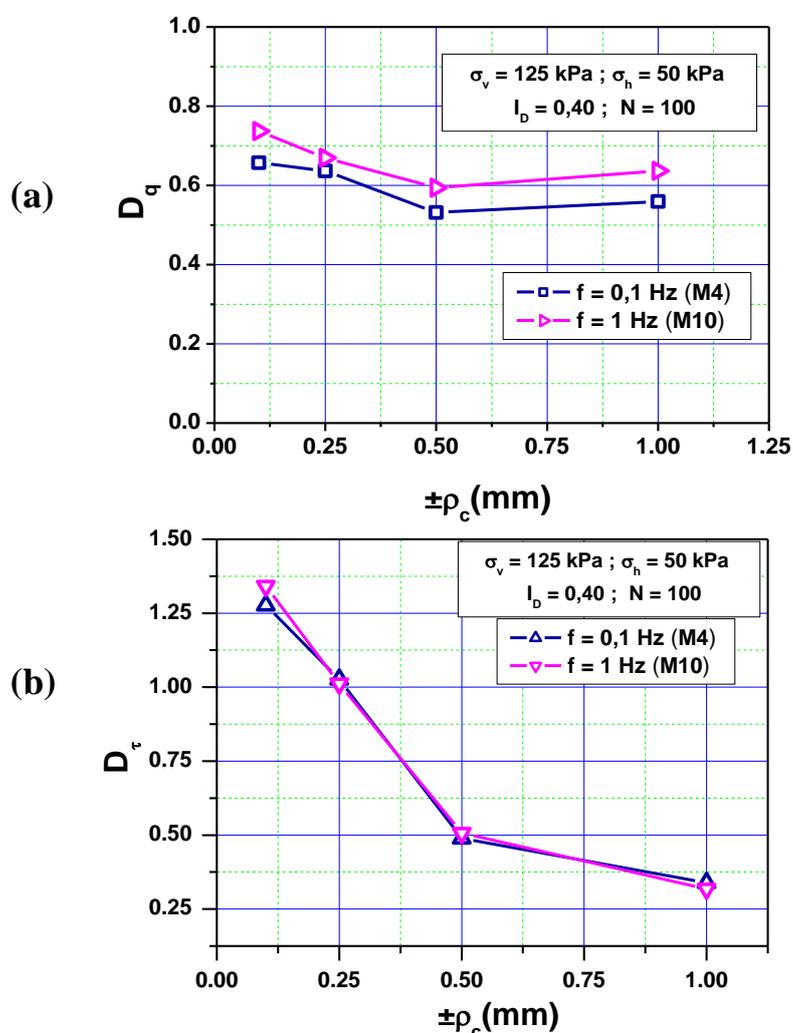


Figure 5.8 : Influence de la fréquence sur l'évolution des facteurs de dégradation :  
(a) Résistance en pointe (a) ; (b) Frottement latéral (M4 et M10).

### 5.2.5. Influence de l'ordre des séquences

La figure 5.9 montre les résultats des essais effectués sur le massif M4 et M7. Sur le premier massif, on a réalisé 4 séquences cycliques à amplitudes croissantes, en commençant par 0,1mm, puis 0,25mm, jusqu'à 1mm. Sur le massif M7, on a réalisé les mêmes séquences cycliques mais à amplitudes décroissantes, c'est-à-dire en commençant par 1mm, ensuite 0,5mm jusqu'à 0,1mm.

On peut remarquer qu'il y a une évolution différente de la dégradation globale (comportement Post-cyclique) quand on inverse l'ordre des séquences. En effet, pour la résistance en pointe, on remarque que dans le cas des amplitudes décroissantes, la pente de la courbe de dégradation est plus grande que dans le cas des amplitudes croissantes. On observe également qu'avec les séquences d'amplitudes décroissantes, on assiste à un phénomène de renforcement. C'est-à-dire la première amplitude de 1mm provoque la dégradation maximale de la résistance en pointe, par contre la suite des amplitudes engendre un renforcement du sol au voisinage du pieu, et par conséquent une récupération de la résistance en pointe initiale.

En ce qui concerne le frottement latéral dans le cas des amplitudes décroissantes, on remarque une très forte dégradation au cours de la première séquence cyclique. On observe par la suite une augmentation du facteur de dégradation et cela à cause de la meilleure redistribution des contraintes autour du pieu permettant ainsi un renforcement du frottement latéral (JARDINE & STANDING, 2000[157]). Pour les amplitudes de 0,5 et 1mm, on remarque qu'on a le même taux de dégradation que ce soit pour les amplitudes croissantes ou décroissantes. Cependant, pour les amplitudes de 0,1mm et 0,25mm, le taux de décroissance du facteur de dégradation pour les amplitudes décroissantes (M7) est plus faible que dans le cas des amplitudes croissantes (M4).

### 5.2.6. Influence de l'histoire de chargement

On présente sur la figure 5.10 les résultats des essais effectués sur les massifs M4, M8 et M9 qui ont été préparés à la même densité ( $I_D=0,40$ ) et mis sous les mêmes contraintes de consolidation ( $\sigma_v = 125\text{kPa}$  et  $\sigma_h = 50\text{ kPa}$ ), le nombre de cycles est fixé à 100. Pour le premier massif, on a réalisé quatre séquences cycliques consécutives d'amplitudes 0,1mm, 0,25mm, 0,5mm et 1mm. Pour le massif M8, on a commencé par l'amplitude de 0,25mm, puis 0,5mm et enfin 1mm. Pour le M9, on a réalisé uniquement deux séquences cycliques en commençant par l'amplitude de 0,5mm ensuite 1mm.

On remarque que pour le frottement latéral, il y a une parfaite coïncidence des trois courbes, ce qui montre que le facteur de dégradation globale du frottement latéral n'est pas influencé par l'histoire de chargement.

Quant à la résistance en pointe, on note une légère différence entre les trois courbes, mais la tendance est la même.

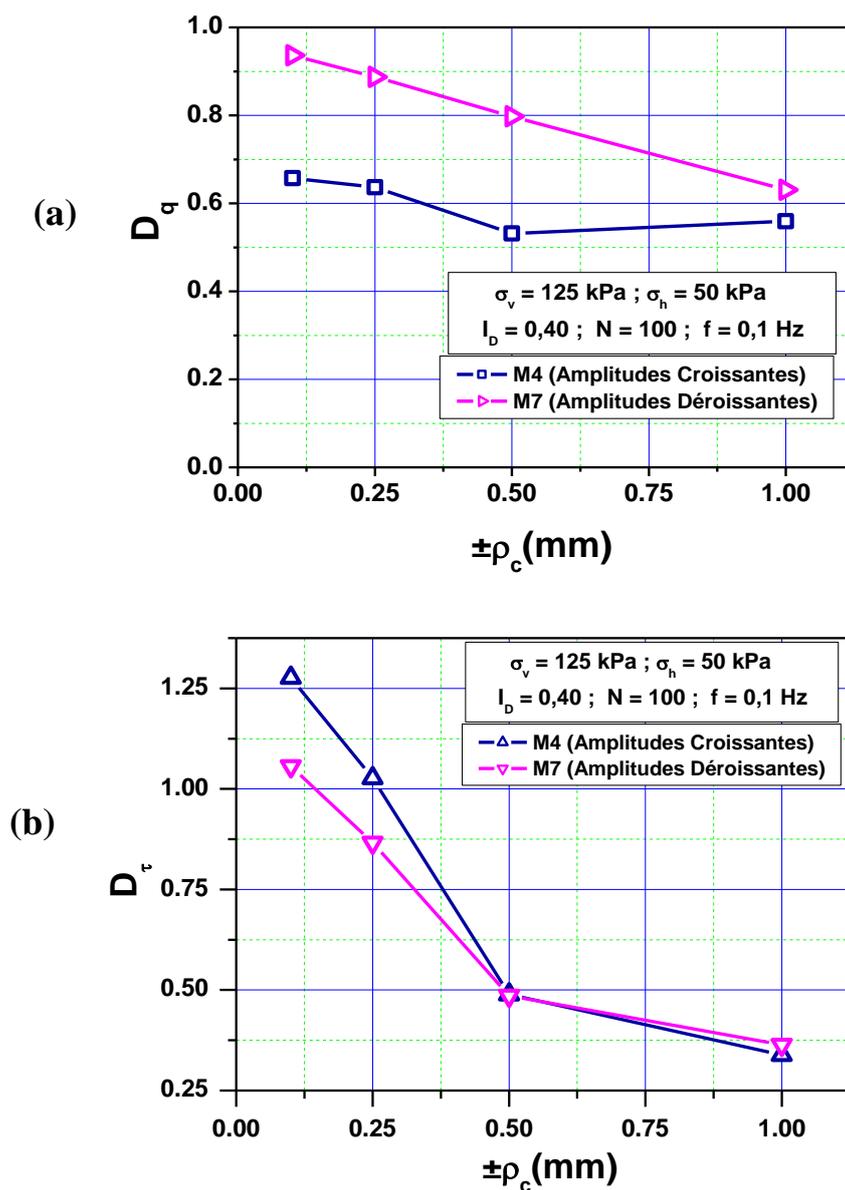


Figure 5.9 : Influence de l'ordre des séquences cycliques sur l'évolution des facteurs de dégradation: (a) Résistance en pointe (a) ; (b) Frottement latéral (M4 et M7).

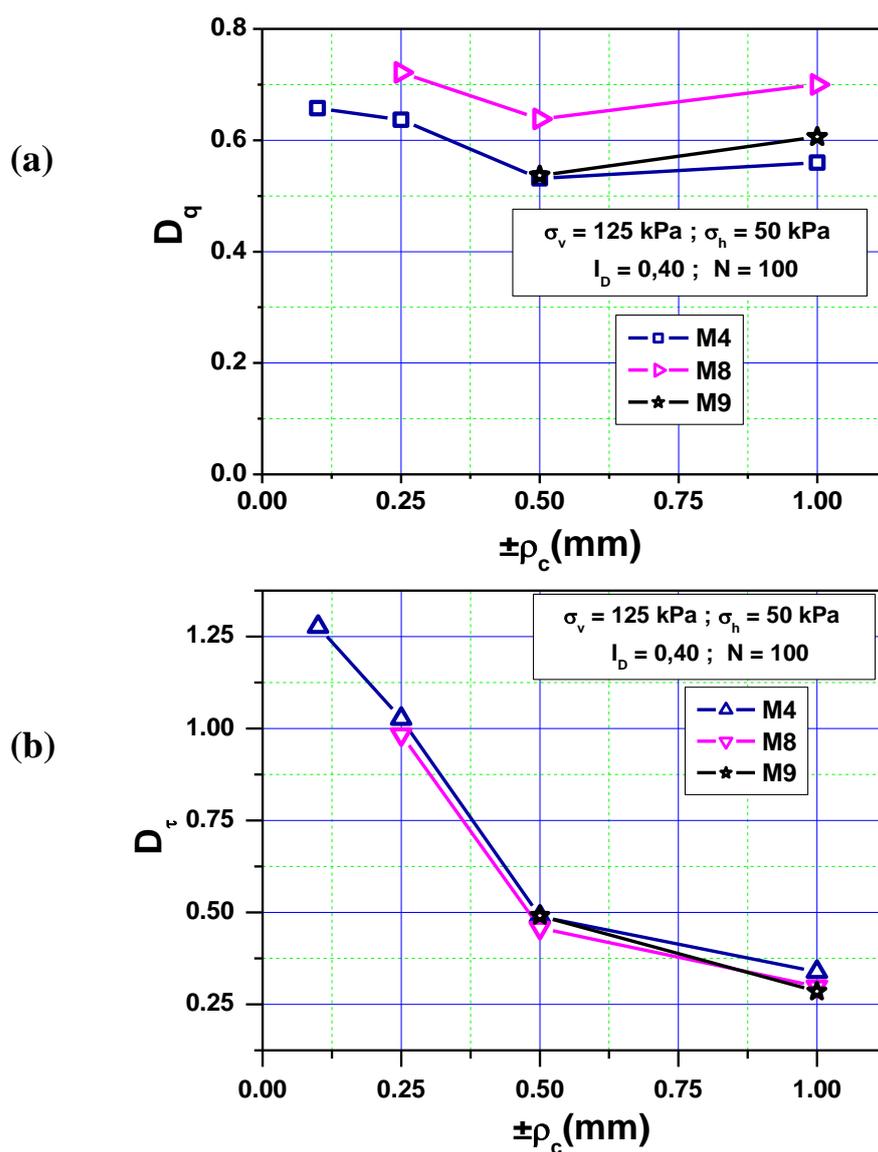


Figure 5.10 : Influence de l'historie de chargement sur l'évolution des facteurs de dégradation: (a) Résistance en pointe (a) ; (b) Frottement latéral

### 5.2.7. Influence du nombre de cycles

Pour étudier l'effet du nombre de cycles sur l'évolution de la capacité portante après une séquence cyclique réalisée avec un nombre de cycles élevé, on a préparé le massif M11 dans lequel on a réalisé un essai cyclique à 10 000 cycles avec une amplitude de  $\pm 0,25$  mm à la fréquence de 1Hz. L'état de contrainte et l'indice de densité de ce massif sont les mêmes que celui du massif M8. On rappelle que la fréquence utilisée pour l'essai M8 est de 0,1Hz.

La figure 5.11 montre que les facteurs de dégradation globale relatifs à l'effort en tête, à la résistance en pointe et au frottement latéral obtenus après la séquence cyclique réalisée à 10 000 cycles (M11) sont très différents par rapport à ceux obtenus à 100 cycles (M8).

En effet, pour le frottement latéral, il a été enregistré une forte diminution pour cette mesure où le facteur de dégradation globale (post-cyclique) correspondant passe de 0,98 après 100 cycles à 0,45 après 10 000 cycles. Une telle diminution montre l'importance de la dégradation du frottement au niveau de l'interface pieu-sol sous l'effet d'un nombre relativement élevé de cycles.

Au contraire, il a été enregistré une augmentation de la résistance en pointe sous l'effet du nombre élevé de cycles. Le facteur de dégradation globale de la résistance en pointe passe, en effet, de 0,72 après 100 cycles à 0,97 après 10 000 cycles. On s'attendait à ce que même la résistance en pointe diminue en augmentant le nombre de cycles, mais il s'est produit l'inverse par rapport au frottement latéral. Ce phénomène sera expliqué quand on abordera les essais cycliques à grand nombre de cycles qui ont été réalisés sur la sonde Ø 36

Pour ce qui est de l'effort en tête, le facteur de dégradation n'a pas varié considérablement comme c'était le cas du frottement latéral ou de la résistance en pointe, puisque la forte dégradation du frottement latéral a été compensée partiellement par l'augmentation de la résistance en pointe.

On n'a pas pu examiner la forme des boucles de la résistance en pointe et du frottement latéral au cours du chargement cyclique du fait que les réponses des capteurs montés sur la sonde étaient de mauvaise qualité. Cela est dû à la fréquence du chargement cyclique qui était de 1Hz (largement supérieur à 0,03 Hz) alors que les capteurs utilisés ne sont pas adaptés à une telle fréquence. De ce fait, il a été décidé d'utiliser la sonde Ø36 pour réaliser les essais cycliques à grand nombre de cycles.

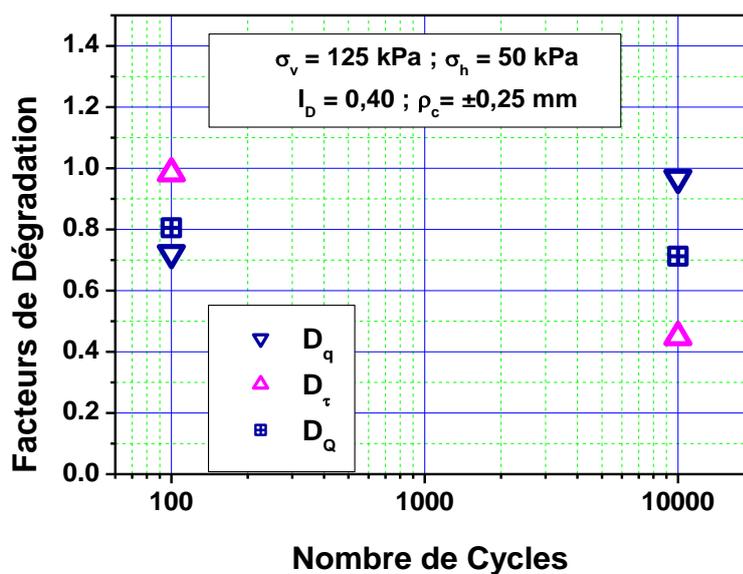


Figure 5.11 : Influence du nombre de cycles sur les facteurs de dégradation globale

### 5.3. Essais cycliques sur la sonde Ø36

Étant donné que le modèle Ø 36 est bien adapté à toutes les gammes de fréquences, cela nous permet de bien réaliser des essais à grand nombre de cycles à des fréquences de l'ordre de 1 à 2Hz, et par conséquent réduire le temps d'essai.

Il est bien entendu que notre travail est focalisé sur l'étude de la dégradation de la capacité portante des pieux sous chargement cyclique en terme de résistance en pointe et en terme de frottement latéral, mais nous sommes plus intéressés à la dégradation du frottement latéral non seulement parce que cela représente les objectifs du projet SOLCYP, mais également parce qu'en réalité les pieux refoulant travaillent beaucoup plus en frottement compte tenu de leur longueur importante.

Les actions d'ordre environnemental à simuler tels que le vent, la houle et le trafic ferroviaire ont des fréquences de l'ordre 0,01Hz à 0,1 Hz, mais cet ordre de grandeurs nous permet pas de réaliser des essais à grand nombre de cycles, c'est la raison pour laquelle on a réalisé des essais cycliques à différentes fréquences de chargement pour montrer que la petite gamme de fréquences ( 0,01 à 1Hz) n'a pas d'influence sur le comportement des pieux sous sollicitations cycliques (Essais : M12, M13, M14, M15, M16).

Pour l'étude de l'évolution de la capacité portante au cours des cycles, on a adopté l'acquisition logarithmique des données. En effet, on enregistre au début les dix premiers cycles en continue, ensuite on fait un saut de 10 cycles, pour enregistrer le 20<sup>ème</sup> cycle, puis le 30<sup>ème</sup> cycle, etc. jusqu'au 100<sup>ème</sup> cycle. Après cela, on fait un saut de 100 jusqu'au 1000<sup>ème</sup> cycle, puis un saut de 1000 jusqu'à 10 000<sup>ème</sup> cycle et enfin un saut de 10 000 jusqu'au 100 000<sup>ème</sup> cycle. Pour les petites fréquences 0,01 Hz et 0,1Hz, le programme d'acquisition tournait en continu.

On présentera, au début, les résultats typiques des essais cycliques à grand nombre de cycles réalisés dans un massif de sol fabriqué à faible densité, et cela en utilisant la sonde Ø36, puis on abordera l'étude des effets des paramètres du chargement cyclique sur l'évolution de la capacité portante des pieux.

#### 5.3.1. Courbes typiques des essais cycliques à grand nombre de cycles

On présente les courbes typiques des essais réalisés à grand nombre de cycles. L'exemple montré concerne le massif M12 sur lequel on a réalisé un essai cyclique alterné à déplacement contrôlé d'amplitude  $\pm 0,25\text{mm}$ , à une fréquence de 1Hz, pour un nombre de cycles de 100 000. L'indice de densité du massif est égal à 0,40, les contraintes de consolidation appliquées sont;  $\sigma_v = 125\text{kPa}$  et  $\sigma_h = 50\text{kPa}$ .

La procédure adoptée pour les essais à grand nombre de cycles est la suivante :

- Après la phase de fonçage de la sonde, on réalise un chargement quasi-statique (monotone) à déplacement contrôlé jusqu'à la rupture (7 mm, soit 2d), avec une vitesse de 0,3 mm/min, et cela pour évaluer la capacité portante initiale du pieu avant le chargement cyclique ;
- Déchargement à force contrôlée avec une vitesse de 10N/s, jusqu'à zéro ;
- Temps de latence de 10 min (pause de 600 s) ;
- Chargement cyclique à déplacement contrôlé ( $\pm p_c$ ) avec un nombre de cycles de 100 000. Pour l'essai M12, l'amplitude cyclique est de  $\pm 0,25$  mm ;
- Temps de latence de 10 min (pause de 600 s) ;
- chargement quasi-statique final (post-cyclique) à déplacement contrôlé jusqu'à la rupture (7 mm), avec une vitesse de 0.3 mm/min, et cela pour évaluer la nouvelle capacité portante obtenue après la séquence cyclique.

La figure 5.12 montre les résultats de l'évolution des boucles de l'effort en tête pour les premiers cycles. Les boucles fluctuent entre des valeurs positives (compression) et des valeurs négatives (traction). On remarque bien la dégradation de la capacité portante à partir du premier cycle, qui est très accentuée au cours des 5 premiers cycles. Si on compare les valeurs maximales de l'effort en tête obtenues lors des premiers cycles, on remarque bien un taux de dégradation élevé par rapport aux cycles suivants (mêmes observations trouvées par FAKHARIAN, 2001[114]). En effet, entre le 3<sup>ème</sup> cycle et le 5<sup>ème</sup> cycle, on a une dégradation relative de l'ordre de 11%, par contre entre le 5<sup>ème</sup> cycle et le 7<sup>ème</sup> cycle, on a une dégradation de l'ordre de 6%. La dégradation enregistrée au cours des premiers cycles de chargement a été observée également pour les essais cycliques réalisés sur la sonde Ø20.

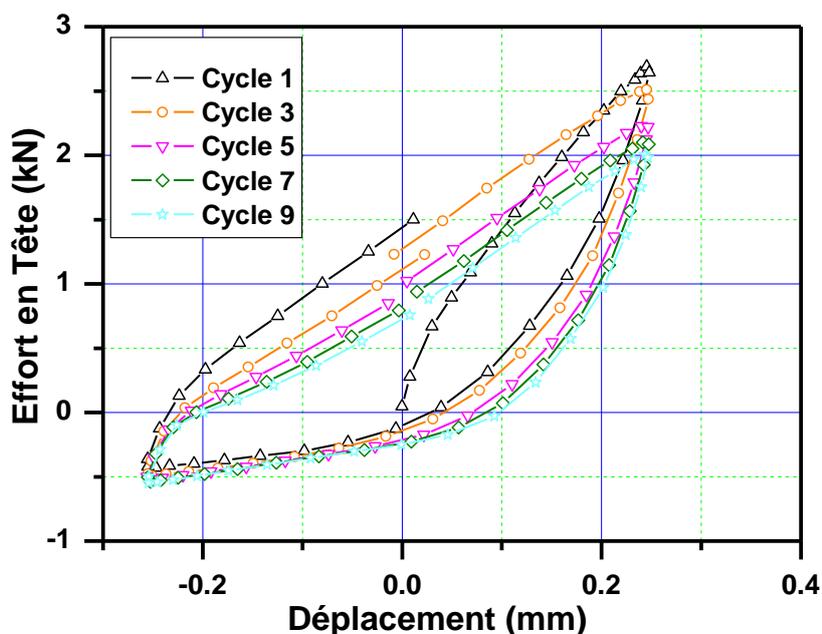


Figure 5.12 : Évolution de l'effort en tête en fonction du déplacement au cours des premiers cycles du chargement cyclique (M12).

Sur la figure 5.13, on présente l'évolution de l'effort en tête, de la résistance en pointe et du frottement latéral en fonction du temps.

On remarque que les courbes relatives à l'effort en tête et à la résistance en pointe ont la même allure sur la partie positive des grandeurs mesurées puisque la résistance en pointe ne prend pas de valeurs négatives, au début il y a une diminution des efforts puis une augmentation. Par contre, la courbe du frottement latéral possède une allure différente. On remarque au début une augmentation jusqu'au 10<sup>ème</sup> cycle, puis une diminution et en fin une ré-augmentation.

Étant donné qu'on a remarqué une augmentation des efforts mesurés au cours du chargement cyclique pour les essais menés à grand nombre de cycles, on a préféré remplacer les termes  $D_{Q,i}$ ,  $D_{q,i}$  et  $D_{\tau,i}$  par  $F_{e Q,i}$ ,  $F_{e q,i}$  et  $F_{e \tau,i}$  respectivement, ainsi on utilisera des facteurs d'évolution au lieu de facteurs de dégradation.

En vue de mieux visualiser l'évolution de la capacité portante, on présente sur la figure 5.14 les courbes de d'évolution des trois grandeurs mesurées. Il est évident que ces courbes ont les mêmes allures que celles présentées en fonction du temps. On remarque également que l'effort en tête et la résistance en pointe suivent la même allure (diminution puis augmentation), ceci s'explique par le fait que la résistance en pointe reprend la quote part de l'effort en tête (la section droite de la pointe est de 10 cm<sup>2</sup>). On observe une forte dégradation jusqu'à 70% pour le cycle 1000, (un plus tôt pour la résistance en pointe). Mais le plus remarquable c'est l'augmentation observée à partir du cycle 2000, on s'attendait à ce que la dégradation se poursuive au cours des cycles du chargement, mais on a observé l'inverse, c'est-à-dire au bout d'un nombre de cycle relativement élevé, le sol se renforce de nouveau ce qui augmente par conséquent la capacité portante.

La légère augmentation du frottement latéral au cours des premiers cycles est attribuée à la redistribution des contraintes autour du pieu (JARDINE et STANDING, 2000[157]).

La dégradation initiale a été déjà observée durant les essais cycliques réalisés sur la sonde Ø 20. Cette dégradation cyclique est un phénomène classique, elle a été observée par plusieurs chercheurs (LEE et POULOS, 1990[127]; CHIN et POULOS, 1996[128]; AL-DOURI et POULOS, 1995[159], LE KOUBY et al., 2004[183]; FORAY et al., 2010[151]).

Par contre, la ré augmentation des facteurs de dégradation est un phénomène nouveau qui n'a pas été observé auparavant puisque les essais cycliques qu'on a trouvé dans la littérature concernent quelques centaines jusqu'à quelques milliers de cycles, à l'exception des travaux réalisés très récemment par TALI (2011)[178] qui a effectué des essais cycliques similaires mais dans des massifs de sable très denses ( $I_D=0,90$ ).

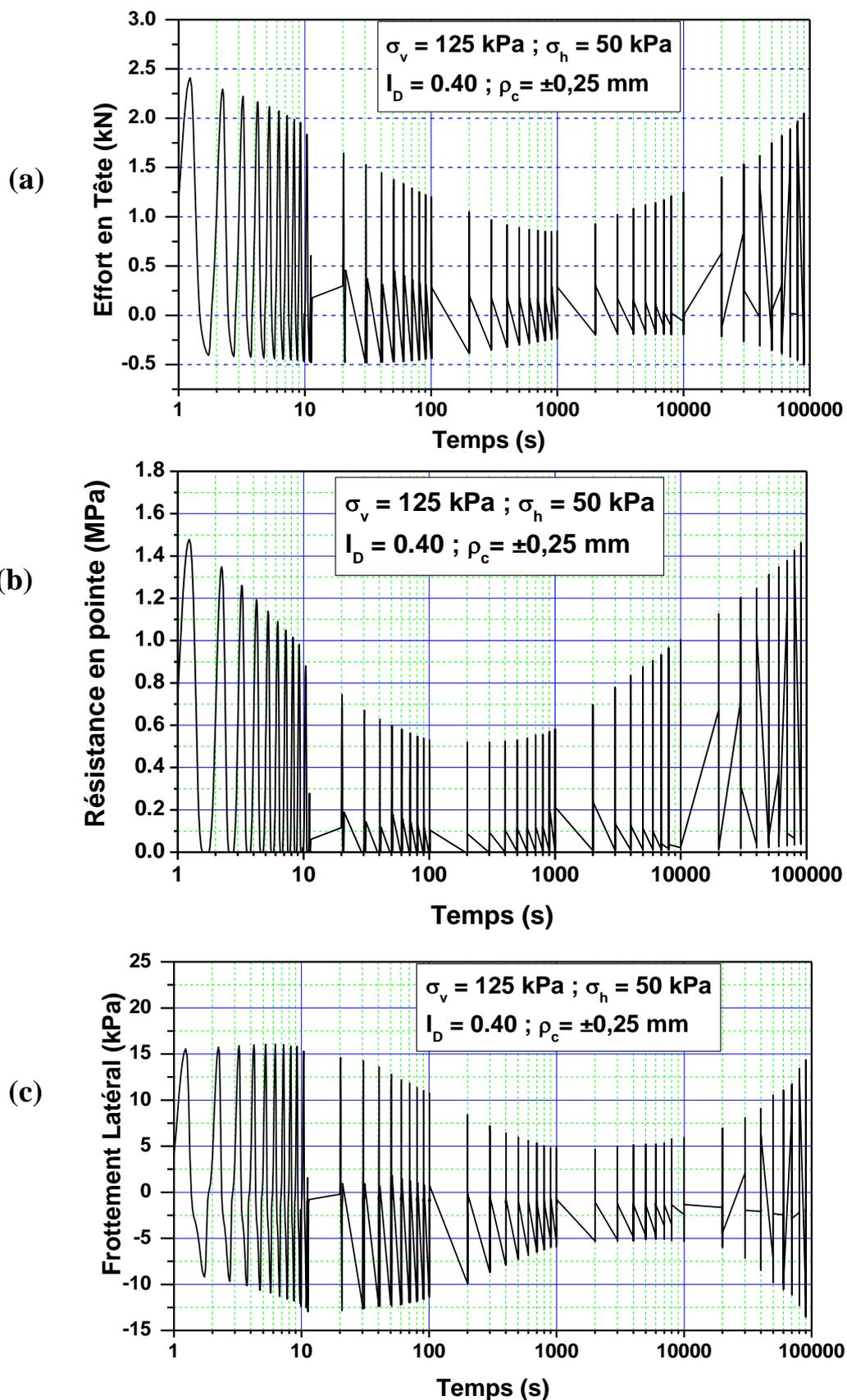


Figure 5.13 : Évolution de l'effort en tête(a), de la résistance en pointe(b) et du frottement latéral(c) en fonction de temps au cours du chargement cyclique (M12).

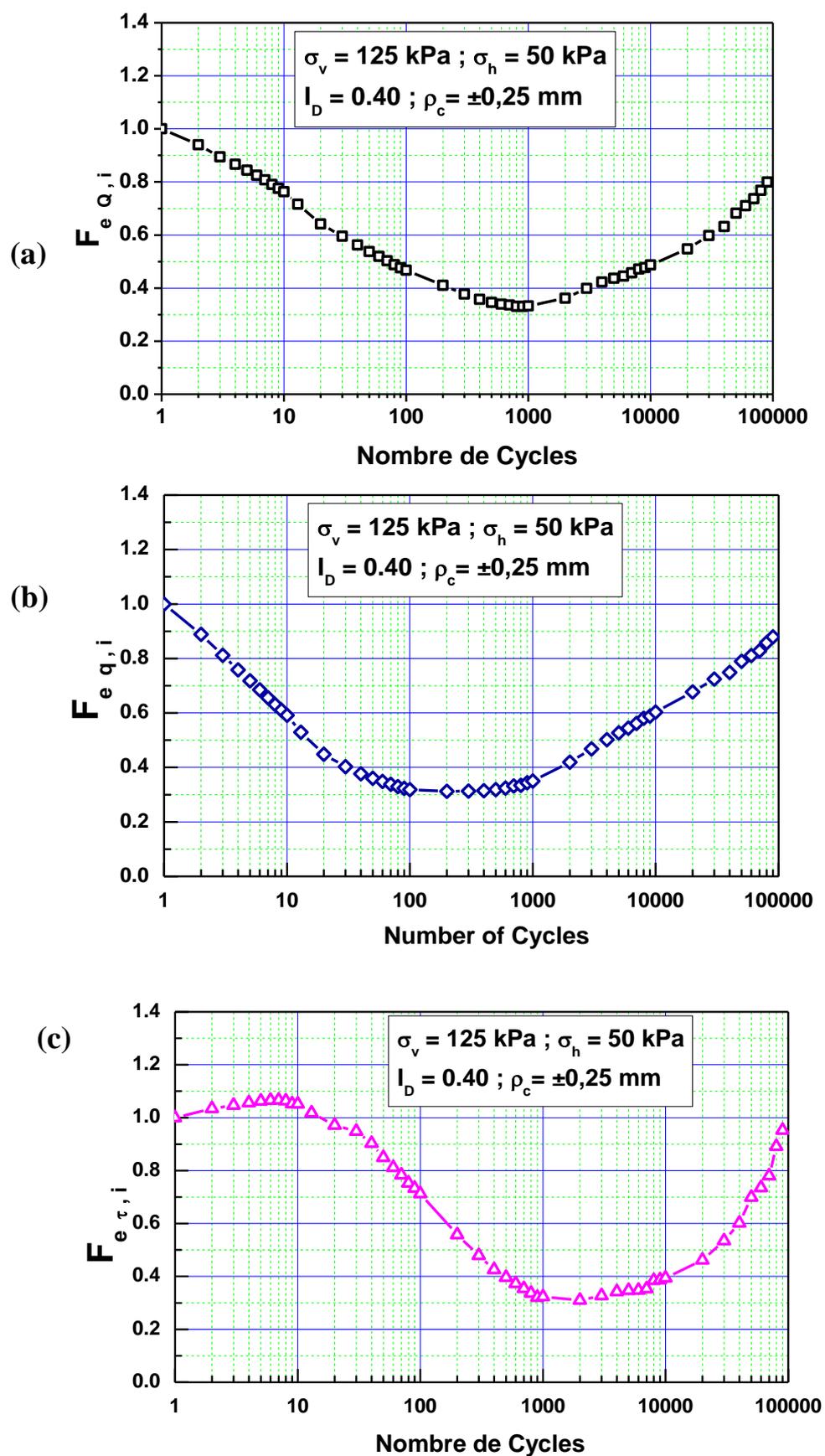


Figure 5.14 : Facteurs d'évolution de : (a) Effort en tête ; (b) Résistance en pointe ; (c) Frottement latéral en fonction du nombre de cycles (M12).

En effet, sur la figure 5.15 qui représente les boucles de références des trois grandeurs mesurées, on remarque bien l'augmentation des valeurs mobilisées à partir du cycle 1000 pour le frottement latéral et bien avant pour l'effort en tête et la résistance en pointe.

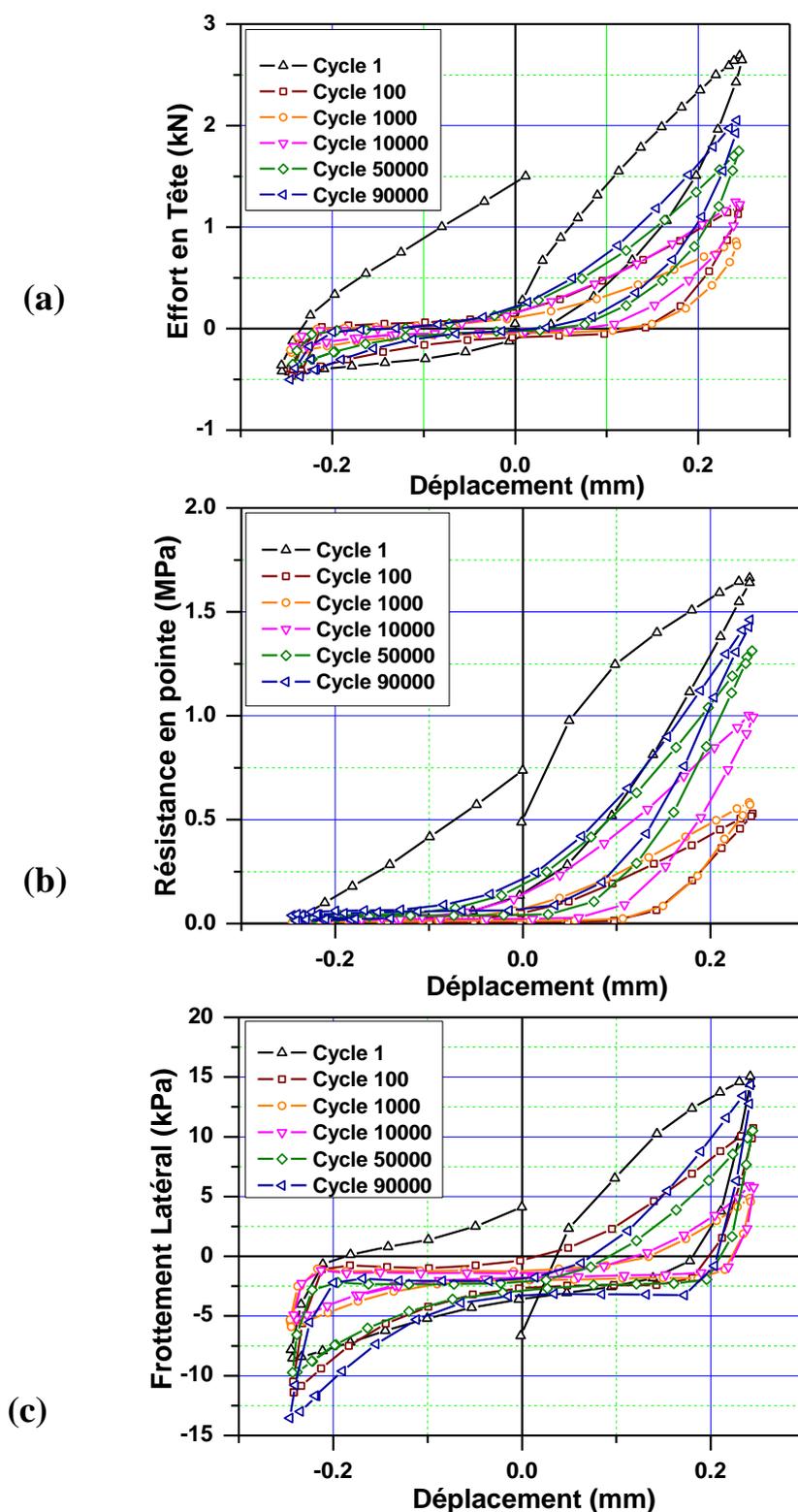


Figure 5.15 : Boucles de référence de l'effort en tête (a), de la résistance en pointe (b) et du frottement Latéral(c) lors du chargement cyclique à grand nombre de cycles (M12).

En ce qui concerne le frottement latéral, l'interprétation des deux phases dégradation puis renforcement est faite en utilisant un schéma conceptuel de comportement d'interface basé sur le principe de la rigidité constante du sol entourant le pieu représenté par un ressort de rigidité  $k_0$  (figure 5.16). Ce modèle a été utilisé pour interpréter le comportement d'interfaces sous chargements monotones (LEHANE et al., 1993[15] ; LEHANE et WHITE, 2005[184]) et la dégradation du frottement latéral sous sollicitations cycliques (WHITE et LEHANE, 2004[185] ; TALI, 2011[178]).

La mobilisation du frottement latéral durant la séquence cyclique est le résultat de la combinaison de deux mécanismes en évolution: la dégradation progressive de la contrainte normale effective  $\sigma_h$ , due à la contractance cyclique (schématisé par l'élongation du ressort) et la densification du sable à l'intérieure de la zone d'interface produite également par la contractance cyclique. En fait, il y a une compétition des deux mécanismes, la diminution de  $\sigma_h$  induisant la dégradation cyclique du frottement latéral «radoucissement cyclique», d'une part et la densification du sol induisant un comportement dilatant «durcissement cyclique» résultant de la dilatance partiellement empêchée, d'autre part.

Dans la phase de radoucissement, la diminution de  $\sigma_h$  correspondant à la diminution de l'épaisseur de l'interface ( $t < t_0$ ) est prédominant, ce qui se traduit par un comportement de type radoucissement cyclique. Ce comportement se poursuit jusqu'à un point où on atteint la dégradation maximale du frottement latéral (CHIN et POULOS, 1996[128]). A partir de ce point, le sable dans la zone d'interface continue à se densifier mais à faible taux et le caractère dilatant augmente d'un cycle à un autre. Du fait que la dilatance est partiellement empêchée (SCHLOSSER et GUILLOUX, 1980[27] ; BOULON et FORAY, 1986[106] ; LERAT et al., 1997[117]), ce phénomène devient prédominant par rapport à la diminution de  $\sigma_h$  et provoque un durcissement progressif de l'interface avec des valeurs maximales du frottement mobilisé et ce jusqu'à la fin de la séquence cyclique (pour un nombre élevé de cycles).

On remarque qu'au début du chargement cyclique les boucles du frottement latéral (Figure 5.15) ne sont pas symétriques, c'est-à-dire, on mobilise plus de frottement en enfoncement qu'en arrachement, cela est dû au fait que suite au fonçage, la structure du sol autour du pieu est orientée vers le sens de l'enfoncement.

En ce qui concerne la résistance en pointe, l'évolution du facteur de dégradation (dégradation et renforcement par la suite) est interprétée par la mise en compétition de deux mécanismes ; le premier est la densification du sable sous la pointe lors du mouvement alterné du pieu et le deuxième est le compactage par intercalation des grains du même sable sous la pointe également. En effet, lors de la première phase de dégradation, c'est le premier mécanisme qui prédomine et provoque la dégradation de la résistance en pointe, mais après avoir atteint une valeur limite (Maximum de dégradation), c'est le mécanisme de compactage qui devient prépondérant et engendre par conséquent une augmentation de la résistance en pointe.

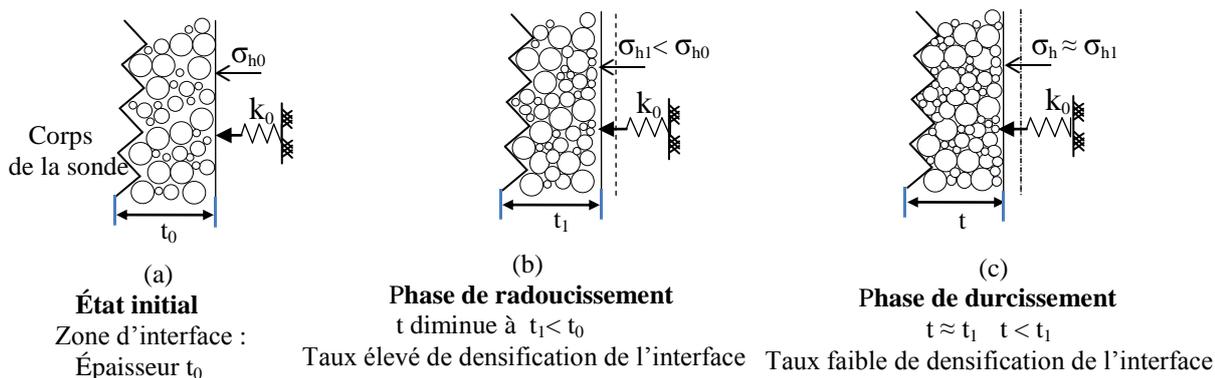


Figure 5.16 : Schéma conceptuel pour l'interprétation de l'évolution du frottement latéral au cours du chargement cyclique

### 5.3.2. Essai de répétabilité

La répétabilité des essais en chambre d'étalonnage a été justifiée pour les essais réalisés sur la sonde  $\varnothing 20$ , mais il est préférable de vérifier la répétabilité des essais cycliques réalisés sur la  $\varnothing 36$ , en particulier à grand nombre de cycles. Pour cela, on va présenter les essais (M20 et M21) qui ont été effectués sur un massif fabriqué à un indice de densité  $I_D$  de l'ordre de 0,40, les contraintes de consolidation appliquées sont 125kPa en vertical et 50kPa en latéral, l'essai cyclique est effectué à une fréquence de 1Hz, l'amplitude cyclique appliquée est  $\pm 0,05\text{mm}$  (soit un rapport de  $\rho_c/d = \pm 0,0014$ ). Il est à noter que pour l'essai M20, on a acquis les données à partir du cycle 10, c'est la raison pour laquelle qu'on a refait cet essai, d'une part et on l'a utilisé aussi pour justifier la répétabilité des essais, d'autre part.

Sur la figure 5.17, on présente l'évolution du facteur de dégradation de l'effort en tête pour les deux essais M20 et M21, en utilisant les données du système de pilotage MTS, acquises à partir du 1<sup>er</sup> cycle. On remarque une légère différence entre les deux courbes, mais cette différence est petite et ne dépasse pas 0,25.

On présente sur la figure 5.18 les courbes de dégradation de la capacité portante pour l'effort en tête, la résistance en pointe et le frottement latéral et cela en prenant le cycle 10 comme référence, puisque pour l'essai M20 on a raté les 9 premiers cycles. Pour l'effort en pointe, les courbes sont très proches, mais il y a une légère différence entre les deux courbes à partir du cycle 100 jusqu'au cycle 2000, mais cette différence est très faible, de l'ordre de 0,05. Pour la résistance en pointe, pratiquement l'allure suit bien celle de l'effort en pointe, sauf qu'il y a une différence un peu plus, jusqu'à un écart de l'ordre de 0,15.

Quant au frottement latéral, on observe une différence plus accentuée que dans les deux premiers cas (0,45 d'écart), mais qui reste acceptable à l'exception de la fin des essais

où on a remarqué une forme étrange des courbes (pics), néanmoins on peut dire qu'on a obtenu une bonne répétabilité des essais cycliques.

Ces résultats nous permettent aussi d'analyser les résultats des essais de l'étude paramétrique en comparant les écarts trouvés à ceux de la répétabilité pour estimer l'importance de l'influence des paramètres étudiés.

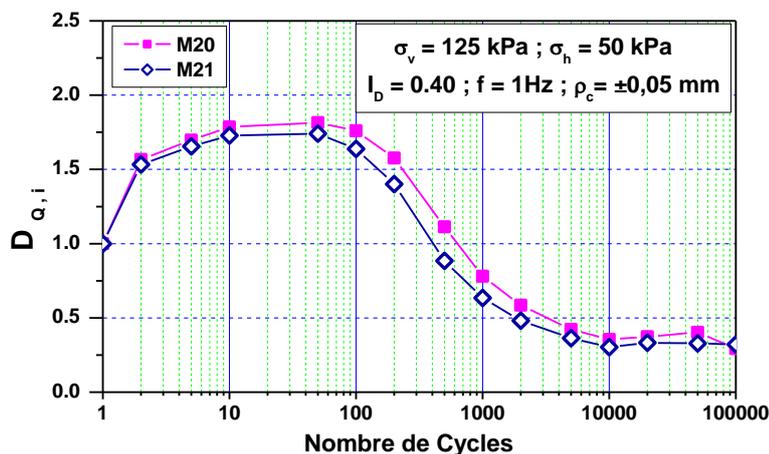


Figure 5.17 : Courbes de dégradation de l'effort en tête obtenues sur le système MTS  
Pour les essais M20 et M21

### 5.3.3. Influence de la fréquence du chargement cyclique

Étant donné que notre objectif était de réaliser des essais à grand nombre de cycles et par conséquent, il faut chercher un ordre de grandeur pour la fréquence du chargement cyclique permettant de simuler les actions naturelles, d'une part et de pouvoir réaliser des essais à grand nombre de cycles dans un temps raisonnablement faisable, d'autre part, le paramètre à étudier, en premier lieu est celui de l'influence de la fréquence de chargement cyclique sur le comportement des pieux sous l'effet des sollicitations cycliques appliquées.

On a prospecté cinq fréquences de chargement, tout en restant dans la gamme des petites fréquences pour être toujours dans le domaine des sollicitations quasi-statiques, à savoir ; 0,05Hz, 0,1Hz, 0,5Hz, 1Hz et 2Hz.

On a fabriqué 4 massifs à cet effet (massifs M13, M14, M15 et M16) à la même densité ( $I_D = 0,40$ ) et consolidés avec le même niveau de contraintes ( $\sigma_h=50\text{kPa}$  ;  $\sigma_v =125\text{kPa}$ ), ensuite on a appliqué le même chargement que pour le massif de référence (M12), sauf qu'on a varié la fréquence pour chaque massif. Les résultats des essais sont présentés sur la figure 5.19. On peut remarquer que pour les trois grandeurs mesurées, toutes les courbes suivent la même allure.

En ce qui concerne l'effort en tête, on observe au début une phase de dégradation jusqu'au cycle 1000 où l'on atteint une valeur, la plus basse, de l'ordre de 0,25 (pour la fréquence de 0,1Hz), puis une phase de ré augmentation jusqu'à la fin de l'essai sans dépasser la valeur de l'unité. Mis à part la fréquence de 2Hz, la différence entre les courbes extrêmes est de l'ordre de 0,2 (inférieure à 0,25, écart obtenu lors de l'essai de répétabilité), ce qui nous permet de dire que pour des fréquences variant de 0,1Hz à 1Hz, l'évolution de la dégradation de l'effort en tête n'est pas influencé par ce paramètre.

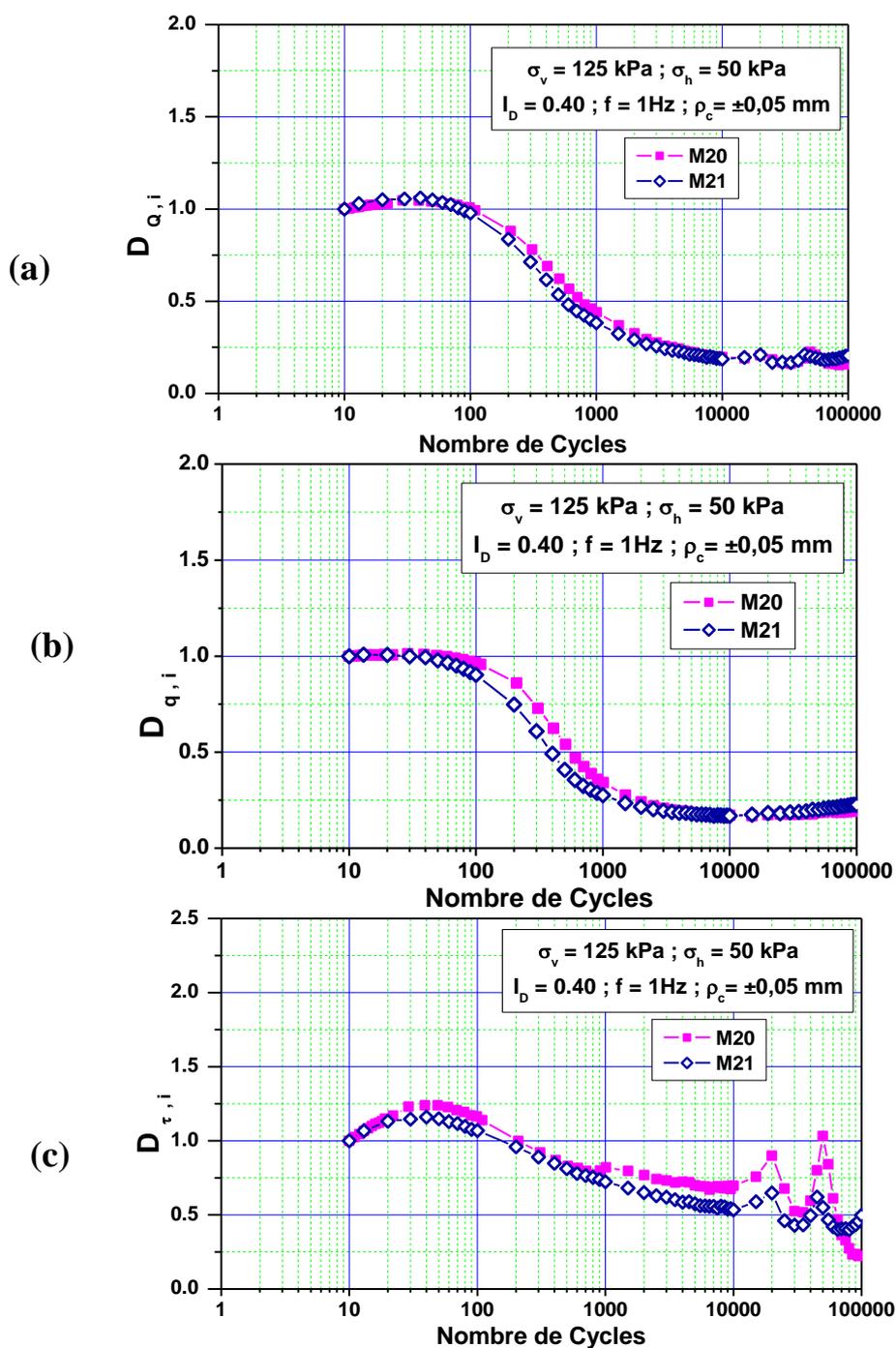


Figure 5.18: Courbes des facteurs de dégradation de l'effort en tête (a), de la résistance en pointe (b) et du Frottement latéral (c) des deux essais M20 et M21 (Répétabilité)

En ce qui concerne la résistance en pointe, elle suit pratiquement la même allure que celle de l'effort en pointe. En effet, on observe au début une phase de dégradation jusqu'au cycle 300 où l'on atteint une valeur, la plus basse, de l'ordre de 0,23 (pour la fréquence de 0,1Hz), puis une phase de ré augmentation jusqu'à la fin de l'essai sans dépasser la valeur de l'unité pour les fréquences comprises entre 0,01Hz et 1Hz. Mis à part la fréquence de 2Hz, la différence entre les courbes extrêmes est de l'ordre de 0,25, ces courbes sont très proches les unes des autres et suivent la même allure, ce qui nous permet de dire que pour des fréquences variant de 0,1Hz à 1Hz, l'évolution de la résistance en pointe n'est pas influencée par ce paramètre.

Quant au frottement latéral, on a trois phases bien distinctes ; une première phase de d'augmentation du frottement durant les dix premiers cycles, qui est d'autant plus importante quand la fréquence est très faible (soit une augmentation de l'ordre de 42% par rapport au frottement initial), puis une deuxième phase de dégradation jusqu'au cycle 1000 où on enregistre une dégradation très forte de l'ordre de 68% pour la fréquence 1Hz, et enfin une phase de ré augmentation qui débute par une pseudo - stabilisation du facteur de dégradation du frottement. On remarque que le frottement est influencé par la fréquence de chargement ; les courbes ont la même allure mais elles ne sont pas très proches les unes aux autres, la différence est plus accentuée pour un nombre de cycles plus élevé (10 000 cycles). Le maximum d'écart entre les courbes extrêmes (à l'exception de la fréquence de 2Hz) est de l'ordre de 0,35 (qui est inférieure à la marge d'incertitude observée lors de l'essai de répétabilité).

Il est à signaler que LE KOUBY (2003)[22] a étudié l'influence du paramètre de la fréquence sur le comportement cyclique des pieux en réalisant des essais à force contrôlée et il a trouvé qu'il y avait une succession de courbes jusqu'à la fréquence 1Hz (à l'exception de l'essai réalisé avec une charge cyclique de  $0,4 Q_c$ ), chose qu'on a pas obtenue, cependant toutes les courbes appartiennent à un seul fuseau.

Par ailleurs, il à noter que LEE et VERNESE (1978)[181] ainsi que TATSUOKA et al. (1986)[182] ont trouvé que le comportement des sables sous sollicitations cycliques n'est pas influencé par la fréquence du chargement cyclique pour la gamme des fréquences comprises entre 0.05Hz et 1 Hz.

En fonction de cela, on peut conclure que la fréquence de chargement n'a pas d'influence significative sur le comportement des pieux, et cela pour des fréquences comprises entre 0,1Hz et 1Hz

La réalisation des essais à grand nombre de cycles nécessite le choix d'une fréquence qui permet d'effectuer des essais dans un temps faisable, si on prend, par exemple, la fréquence de 0,1 Hz, l'essai prendra à peu près deux semaines, ce qui n'est pas pratique du tout. Étant donné que le facteur de dégradation de la résistance en pointe n'est pas influencé par les petites fréquences, d'une part et en acceptant certaine influence de la fréquence sur le facteur de dégradation du frottement latéral, d'autre part, il a été décidé d'adopter la fréquence de 1Hz pour l'ensemble des essais restants.

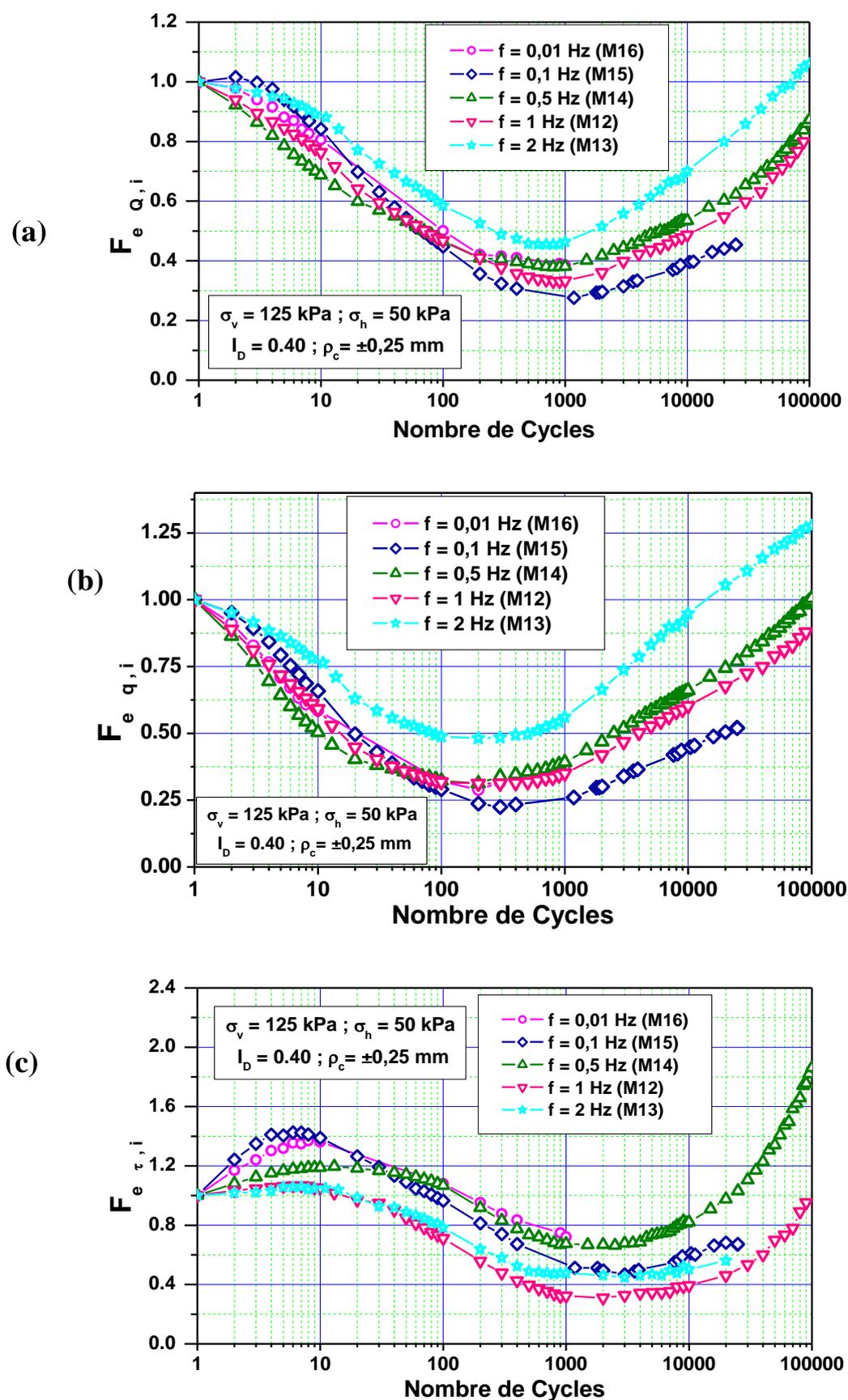


Figure 5.19 : Influence de la fréquence du chargement cyclique sur l'évolution des facteurs de dégradation de l'effort en tête (a), de la résistance en pointe (b) et du Frottement latéral (c)

### 5.3.4. Étude paramétrique

Dans cette partie, on étudiera l'influence des paramètres significatifs sur l'évolution de la capacité portante durant et après le chargement cycle. On s'intéressera particulièrement à l'étude de l'influence de l'amplitude cyclique, la densité du massif et le niveau de contraintes de consolidation. On étudiera également l'influence du sens de chargement cyclique (type du chargement cyclique ; alterné et non alterné).

Pour ce qui est de la fréquence de chargement, cela représente également un paramètre qui a été fixé à 1 Hz, après avoir prospecté la gamme des petites fréquences (quasi-statiques), afin de pouvoir réaliser les essais cycliques à grand nombre de cycles.

#### 5.3.4.1. Influence de l'amplitude cyclique

Pour un chargement cyclique donné, le déplacement n'est pas uniforme le long du pieu. Sous un tel chargement, le pieu subira des mouvements descendants et ascendants avec des amplitudes élevés au niveau de la tête et des amplitudes faibles au niveau de la pointe, c'est la raison pour laquelle il est intéressant de faire varier ce paramètre pour voir l'évolution du frottement latéral à plusieurs niveaux du pieu.

Par ailleurs, on signale que la dégradation du frottement latéral est gouvernée par le critère de l'amplitude cyclique normalisée qui représente le déplacement absolu par rapport au diamètre du pieu (CHIN et POULOS, 1996[128]).

Dans ce cadre, on a étudié cinq amplitudes cycliques ( $\rho_c = \pm 0,05 \text{ mm}$  ;  $\pm 0,1 \text{ mm}$  ;  $\pm 0,25 \text{ mm}$  ;  $\pm 0,5 \text{ mm}$  et  $\pm 1 \text{ mm}$ ) qui représentent des faibles déplacements par rapport au diamètre de la sonde ( $\rho_c = \pm 0.14\% d$  ;  $\pm 0.28\% d$  ;  $\pm 0.7\% d$  ;  $\pm 1.4\% d$  et  $\pm 2.8\% d$ , avec  $d$  diamètre de la sonde). Le choix des petites amplitudes cycliques a été fait pour pouvoir étudier l'effet d'un grand nombre de cycles sur l'évolution de la capacité portante des pieux.

L'étude de l'influence de ce paramètre a été faite pour un état de densité lâche ( $I_D = 0,40$ ), le niveau de contraintes appliqué a été fixé à 125 kPa en vertical et à 50 kPa en horizontal. On a fabriqué cinq massifs, à cet effet, le M12 (essai de référence), le M17, M18, M19 et le M20.

On présente sur la figure 5.20 l'évolution des facteurs de dégradation du frottement latéral et de la résistance en pointe en fonction du nombre de cycles pour chaque amplitude cyclique.

On remarque que pour les différents facteurs de dégradation, il existe deux types de comportement ; ceux qui commencent au début par une dégradation (cas des grandes amplitudes) et ceux qui commencent par une augmentation (cas des petites amplitudes).

Concernant la résistance en pointe, on remarque que pour la plus petite amplitude (0,05 mm), le facteur de dégradation augmente pour atteindre la valeur de 1,1 après 30 cycles, puis il diminue pour atteindre un palier de stabilisation de valeur 0,19. Pour la deuxième amplitude (0,1 mm), on observe dès le début une dégradation qui s'accroît à partir du 10ème cycle pour atteindre ensuite un pseudo- palier de stabilisation à partir du cycle 300 (la valeur du facteur d'évolution est de l'ordre de 0,20 à 0,25). Pour les autres amplitudes (0,25mm ; 0,5mm et 1mm), on a une diminution importante jusqu'au 13<sup>ème</sup> cycle, puis une légère stabilisation qui est plus marquée pour l'amplitude de 0,5 mm, ensuite une augmentation de plus en plus élevée pour les amplitudes les plus grandes, la valeur atteinte à la fin de l'essai pour l'amplitude de 1 mm est très importante, elle est de l'ordre de 3.

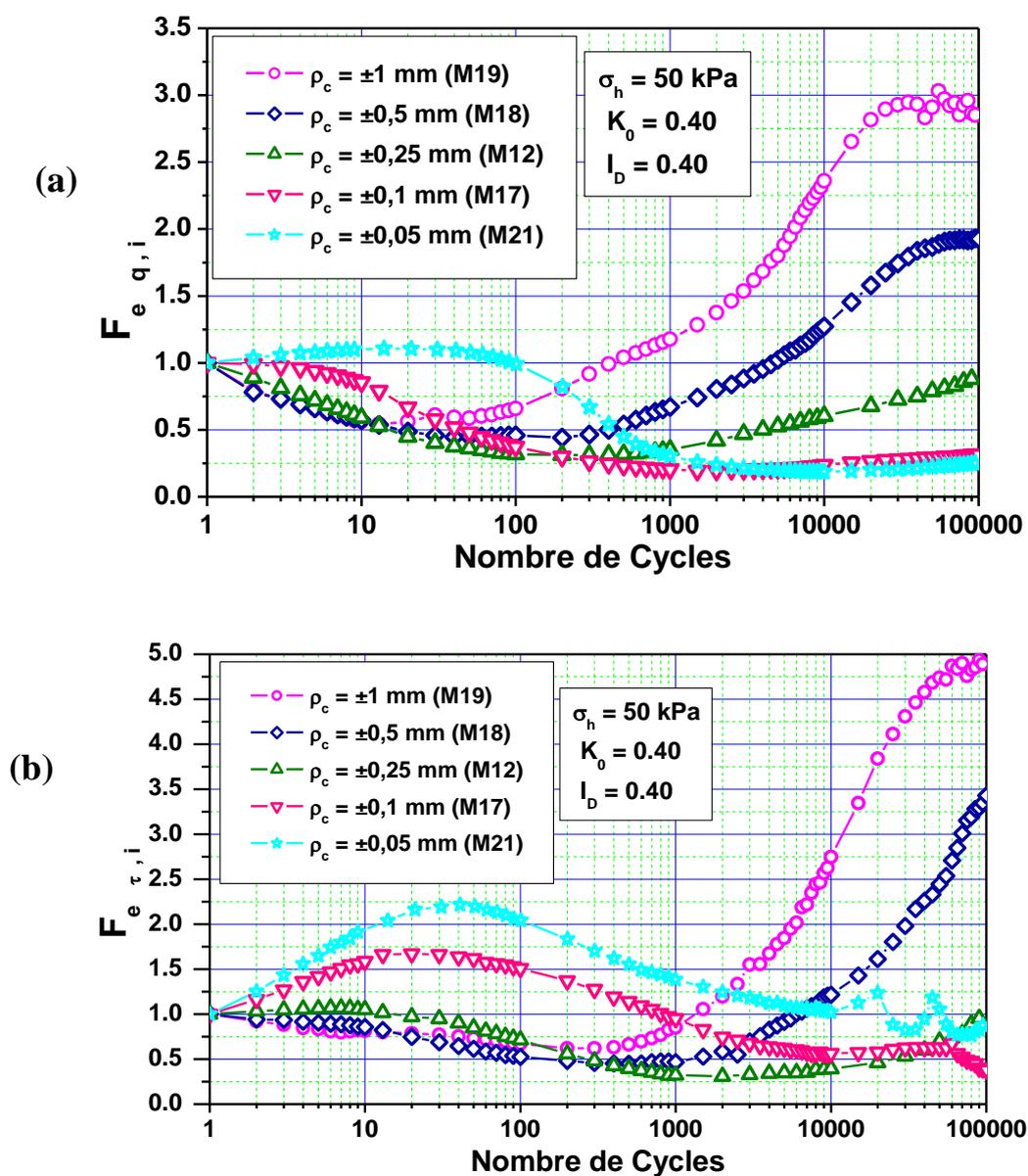


Figure 5.20 : Influence de l'amplitude cyclique sur l'évolution des facteurs de dégradation de la résistance en pointe (a) et du frottement latéral (b).

Pour ce qui est du frottement latéral, on observe une allure similaire aux courbes des facteurs d'évolution de la résistance en pointe. Pour les fortes amplitudes ; soient 0,5 mm et 1 mm, les courbes de dégradations sont aplaties au début par rapport aux autres, ce qui montre une diminution progressive, mais après avoir atteint un palier, les deux facteurs augmentent rapidement et enregistrent des taux très élevés (près de 5 pour l'amplitude de 1 mm et près de 3,5 pour l'amplitude de 0,5). Pour l'amplitude de 0,25 mm, le frottement enregistre au début une légère augmentation, puis une dégradation pour atteindre un palier et à la fin une légère augmentation qui reste inférieure à l'unité. Pour les faibles amplitudes (0,05 mm et 0,1mm), on enregistre une augmentation au début qui atteint après 40 cycles la valeur de 2,2 pour l'amplitude de 0,05 mm et la valeur de 1,7 pour l'amplitude de 0,1mm. Cette phase est suivie d'une dégradation, puis une légère augmentation à la fin de l'essai.

L'augmentation du frottement latéral au début du chargement cyclique s'explique par le fait que les petites amplitudes de déplacement cyclique provoquent une redistribution des contraintes et par conséquent un renforcement du sol autour du pieu qui se traduit par une augmentation des contraintes normales et par conséquent une augmentation du frottement latéral. Ce phénomène est plus prépondérant par rapport à celui de la densification du sol qui a tendance à réduire les contraintes normales. Par contre, les grandes amplitudes favorisent le phénomène de densification, c'est la raison pour laquelle on enregistre une diminution des facteurs de dégradation dès le début de la séquence cyclique. Cette dégradation est suivie par une phase d'augmentation qui est d'autant plus élevée que l'amplitude est importante, cela s'explique par le phénomène de la dilatance empêchée, expliquée plus haut, qui est plus accentué pour les grandes amplitudes.

Il est à signaler que sur les courbes d'évolution du frottement latéral pour les petites amplitudes, on a une allure peu courante à la fin (diminution du frottement), cela est dû, probablement, au fait que les petites amplitudes provoquent des zones de cisaillement très rétrécies qui ne permettent pas d'avoir une prédominance de la dilatance en continue, à grand nombre de cycles, mais une alternance entre ce dernier phénomène et celui de la contraction cyclique.

Concernant la résistance en pointe, l'évolution peut être expliquée par la mise en compétition des deux phénomènes : la densification du sable sous la pointe et le compactage par intercalation des grains de sable sous la pointe également. Au début de la séquence cyclique, c'est le phénomène de densification qui prédomine et engendre la dégradation de la résistance en pointe par contre pour la plus petite amplitude, on a le compactage qui prédomine ce qui permet d'augmenter la résistance en pointe dans ce cas. Après la phase de dégradation, c'est le dernier phénomène qui prédomine et provoque une augmentation de la résistance en pointe qui est d'autant plus accentuée que l'amplitude est plus grande.

Les paragraphes suivants montrent que le comportement observé est fonction du niveau de contraintes appliqué au massif de sol. Il est à rappeler qu'ici, les amplitudes cycliques ont été testées pour des massifs de sol préparés à un indice de densité  $I_D$  de l'ordre de 0,40 et soumis à un faible niveau de contraintes.

On peut conclure que plus l'amplitude de déplacement cyclique augmente, plus la résistance et le frottement latéral se dégradent rapidement, pour la première phase, et plus se renforcent pour la deuxième phase (Figure 5.20). Cela montre bien que le taux de dégradation dépend de l'amplitude cyclique du chargement appliqué sur le pieu (CHIN et POULOS, 1996[128]), du fait que l'amplitude cyclique cause beaucoup de contraction d'après Kelly (2001) (rapporté par WHITE, 2005[186]).

Sur la figure 5.21, on présente les valeurs minimales et maximales des facteurs d'évolution en fonction des amplitudes cycliques. On remarque que les valeurs maximales sont obtenues pour des amplitudes de déplacement supérieures à 0,25 mm, les valeurs maximales pour les amplitudes 0,05 mm, 0,1 mm et 0,25 mm sont en décroissance, puisque les petites amplitudes renforcent au début, retardent la dégradation et renforcent moins à la fin. Pour les valeurs minimales, il y a une différence entre la résistance en pointe et le frottement latéral, pour ce dernier, la valeur minimale diminue en fonction de l'amplitude, ce qui confirme que la dégradation du frottement latéral est proportionnelle à l'amplitude cyclique. Au contraire, les valeurs minimales du facteur de dégradation de la résistance en pointe augmentent en augmentant les amplitudes cycliques, cela s'explique par le fait que dans le cas d'une dégradation importante du frottement, la pointe reprend la grande partie de l'effort appliqué en tête.

Il a été noté plus haut que sous chargement cyclique, le déplacement n'est pas le même le long du pieu et par conséquent, pour voir l'évolution de la capacité portante totale du pieu, il est intéressant de présenter l'évolution du facteur d'évolution du frottement latéral pour des cycles caractéristiques et cela pour les différentes amplitudes cycliques testées.

En analysant les courbes présentées sur la figure 5.22, on peut conclure que pour un nombre de cycles inférieur à 100, la dégradation du frottement latéral est plus importante en tête du pieu que dans les autres parties du pieu, elle est pratiquement similaire pour un nombre de cycles avoisinant les 1000 cycles, mais pour un nombre très élevé de cycles (10000 cycles), il y a une augmentation très importante du frottement latéral au niveau de la tête du pieu causée par le phénomène de la dilatance empêchée évoquée auparavant.

D'autre part, pour le dimensionnement des pieux, la capacité portante devra être calculée pour le cas le plus défavorable, c'est-à-dire celui correspondant au maximum de dégradation possible du frottement latéral, ce qui est obtenue pour un nombre de cycles de 1000 environ (dans notre cas), parce que au-delà de ce nombre, il y a une amélioration de la capacité portante causée par une augmentation du frottement latéral au niveau de la tête (grandes amplitudes cycliques) qui compense la dégradation du frottement latéral dans les autres parties du pieu (petites amplitudes cycliques).

Ces résultats rejoignent l'analyse de BEA (1992)[187] qui a montré qu'au voisinage de la tête du pieu (estimé à deux tiers de la longueur du pieu), le sol subira entièrement un chargement alterné et par conséquent une forte dégradation de l'interface pieu-sol, par contre

pour la partie inférieure (le tiers restant), le sol ne subira pas de chargement alterné et par conséquent, il n'y aura pas de dégradation de la capacité portante dans cette partie du pieu.

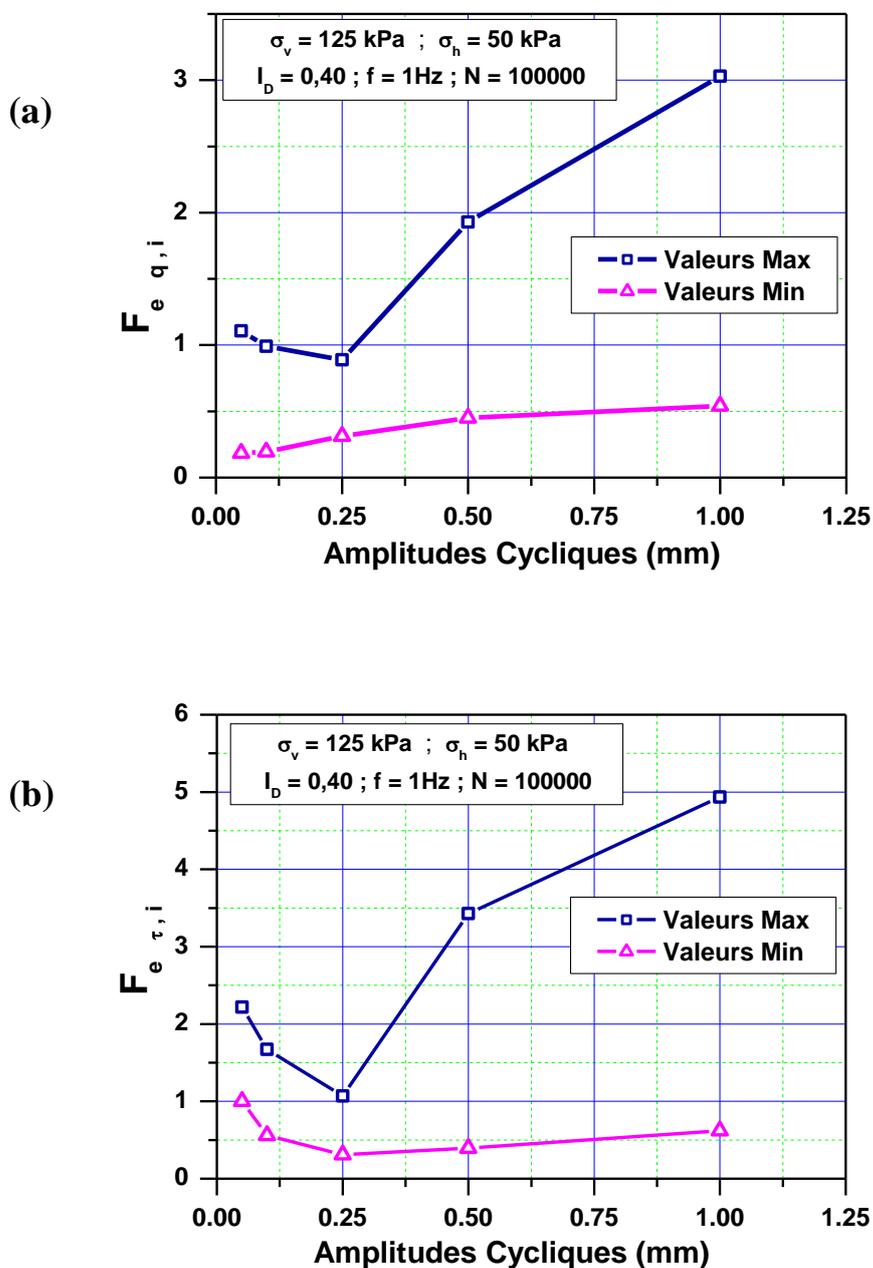


Figure 5.21: Valeurs maximales et Minimales des facteurs d'évolution en fonction des amplitudes de déplacement cyclique: (a) Résistance en pointe ; (b) Frottement Latéral

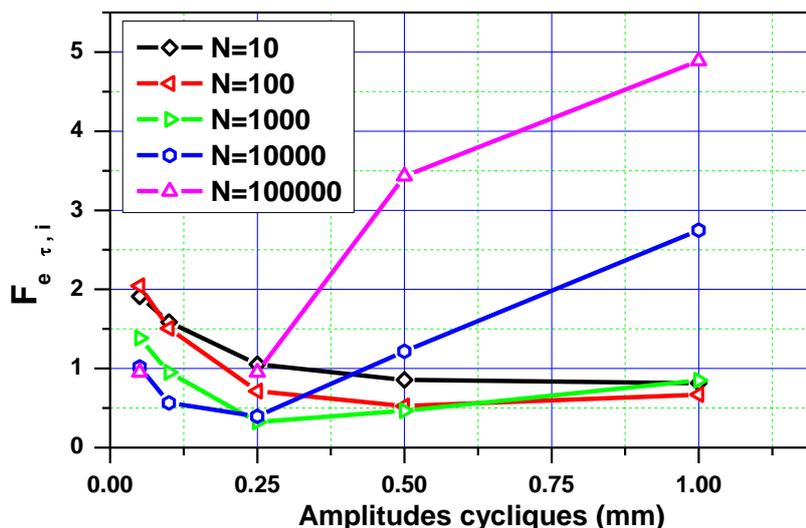


Figure 5.22 : Influence de l'amplitude cyclique sur le facteur d'évolution du frottement Latéral pour des cycles caractéristiques

#### 5.3.4.2. Influence du niveau de contraintes de consolidation

Ce paramètre a été étudié pour trois amplitudes cycliques différentes ;  $\rho_c = \pm 0,1$  mm,  $\rho_c = \pm 0,25$  mm et  $\rho_c = \pm 0,5$  mm.

Pour étudier l'effet du niveau de contraintes appliquées au sol pour l'amplitude cyclique moyenne, on a fabriqué deux massifs à la même densité que M12 ( $I_D = 0,40$ ), le premier M26 mis sous contraintes intermédiaires ( $\sigma_h = 100$  kPa et  $\sigma_v = 250$  kPa) et le deuxième M29 mis sous fortes contraintes ( $\sigma_h = 200$  kPa et  $\sigma_v = 500$  kPa). Les deux massifs ont été soumis par la suite au même chargement cyclique que le massif M12, en appliquant une amplitude cyclique  $\rho_c = \pm 0,25$  mm, à la même fréquence de 1 Hz.

La variation des contraintes de consolidation a pour objet de simuler des profondeurs différentes des pieux, ainsi pour une densité lâche du massif ( $I_D = 0,40$ ), on peut simuler des profondeurs de 8,25 m, 16,5 m et de 33 m pour les trois niveaux de contraintes.

On présente sur la figure 5.23 les courbes de dégradations de la résistance en pointe et du frottement latéral pour l'amplitude 0,25 mm et pour les différents niveaux de contraintes.

Le fait marquant est que le troisième niveau de contraintes a une grande influence par rapport au deuxième niveau de contrainte.

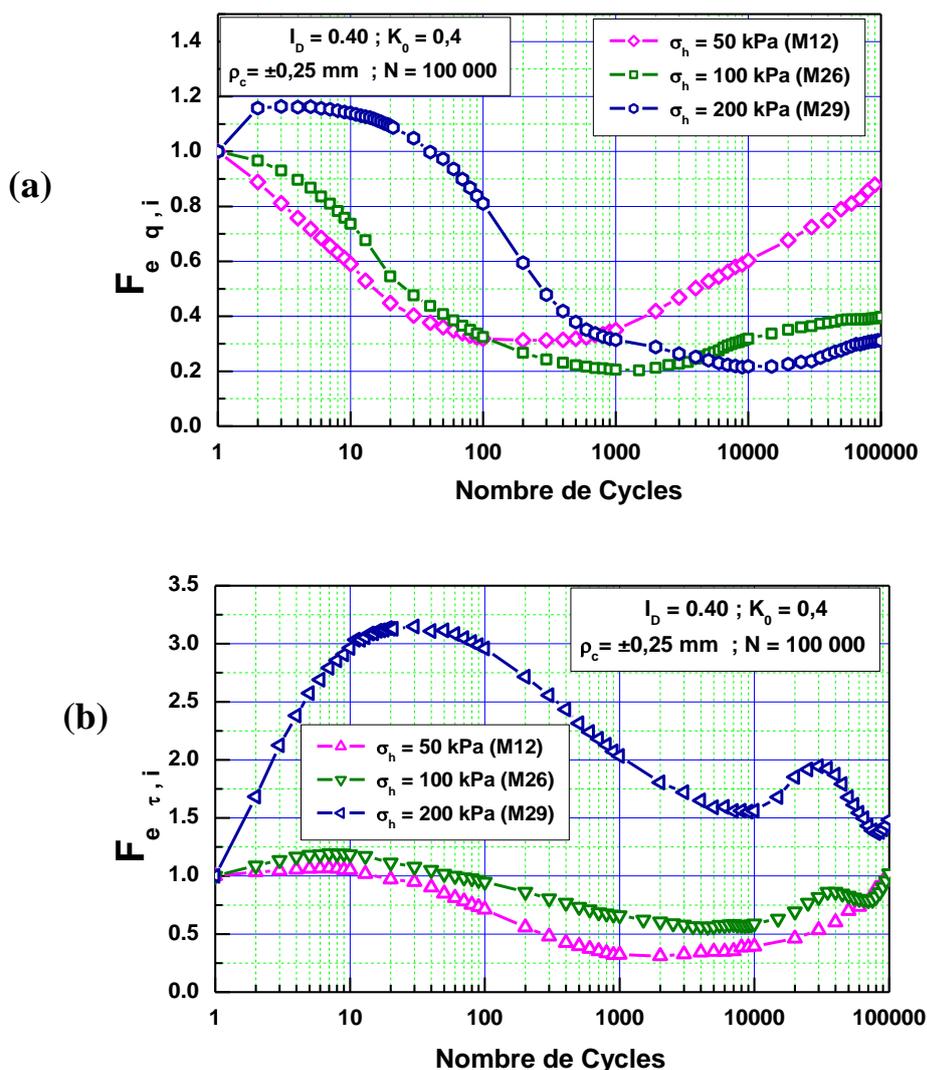


Figure 5.23 : Influence du niveau de contraintes de confinement sur les facteurs d'évolution de la résistance en pointe (a) et du frottement latéral (b) pour l'amplitude  $\rho_c = \pm 0,25$  mm

Pour la résistance en pointe, on remarque, au début, que le facteur d'évolution augmente pour le massif le plus consolidé, puis diminue après quelques cycles. Par contre, pour les massifs les moins consolidés, la dégradation est amorcée dès le début du chargement cyclique. Pour la phase de renforcement de la résistance en pointe, le taux le plus élevé a été enregistré pour le massif le moins consolidé par rapport aux deuxième et troisième niveaux de contraintes. Un tel comportement est dû aux fortes contraintes appliquées au sol qui rendent le système pieu-sol très rigide et retardent, ainsi, la dégradation, c'est la raison pour laquelle qu'on a une faible augmentation à la fin de l'essai. En examinant les boucles d'hystérésis de la résistance en pointe (figure 5.24.a) pour des cycles caractéristiques ( $N=1$  ; 100 ; 1000, 10000 et 100000), on remarque qu'au début les boucles sont pratiquement fermées et en plus la résistance n'est pas nulle dans la phase arrachement, ce qui nous laisse dire que le sol suit le mouvement du pieu, à cause des fortes contraintes, et renforce, par conséquent, la résistance en pointe. Après la phase de dégradation, les boucles deviennent légèrement ouvertes et on enregistre des valeurs nulles en arrachement ce qui permet aux grains de sables

de s'intercaler au fur et à mesure pour provoquer une légère ré-augmentation de la résistance en pointe à la fin de la séquence cyclique.

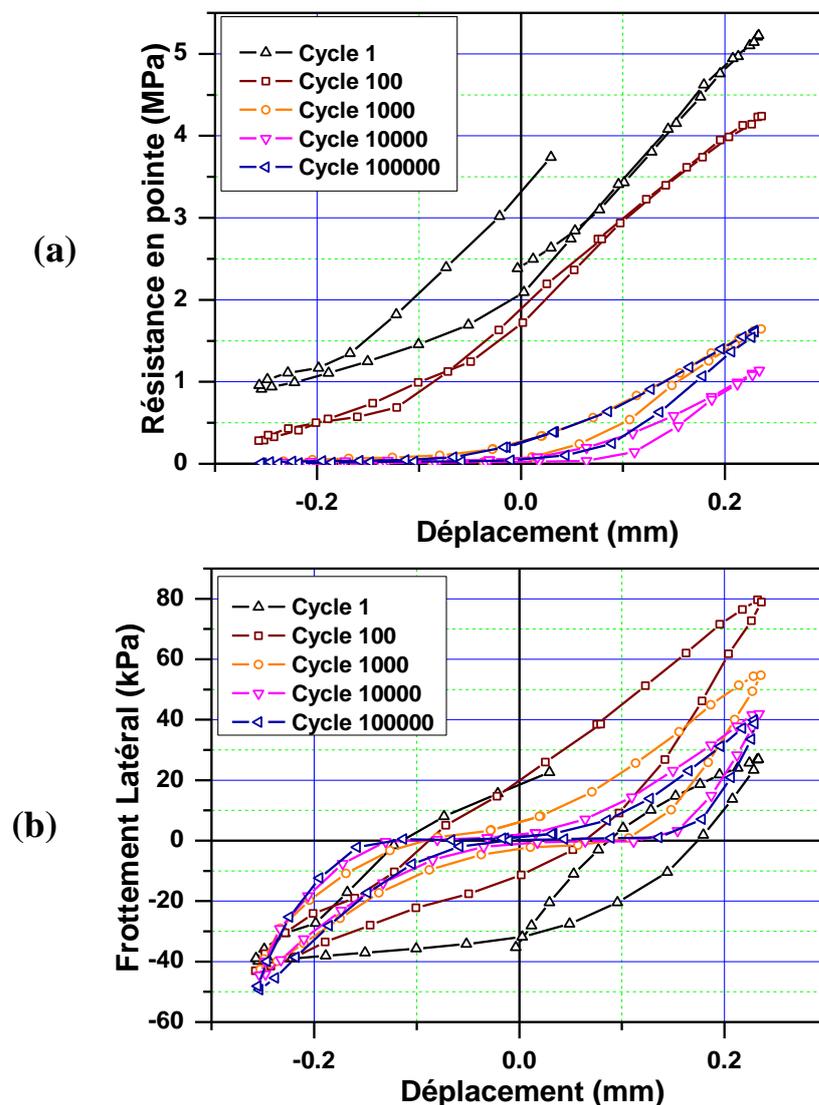


Figure 5.24 : Boucles caractéristiques obtenues lors de l'essai M29 ( $\rho_c = \pm 0,25\text{mm}$ ):  
(a) Résistance en pointe ; (b) Frottement latéral.

Quant au frottement latéral, on peut dire que les courbes pour différents niveaux de contraintes sont bien classées avec une amplification très marquante de la courbe de dégradation pour le massif le plus consolidé par rapport au deuxième niveau de contraintes, c'est-à-dire les contraintes fortes provoquent une forte rigidification du sol au tour du manchon du pieu qui empêche la dégradation et il faut plusieurs dizaines de cycles pour amorcer la dégradation. En quelque sorte, cette amplitude cyclique est relativement faible pour cet état de contrainte et par conséquent il y aura au début une redistribution des contraintes qui amplifie le frottement latéral. On peut remarquer sur la figure 5.24.b représentant quelques cycles caractéristiques que les boucles sont plutôt ouvertes au début que

par rapport aux cycles subséquents malgré les efforts importants enregistrés. On remarque également que le facteur d'évolution du frottement latéral pour le massif le plus confiné est toujours supérieur à l'unité malgré qu'il y a une dégradation au cours du chargement cyclique.

On observe également que pour les niveaux de contraintes moyen et élevé, le frottement ré-diminue et ré-augmente, à partir de 30 000 cycles, ceci peut être expliqué par le fait que sous de tels niveaux de contraintes la zone de cisaillement est très rétrécie, ce qui engendre une alternance entre les deux phénomènes, contractance cyclique et dilatance, à grand nombre de cycles.

Pour la deuxième amplitude cyclique ( $\rho_c = \pm 0,5\text{mm}$ ), on remarque qu'on a la même allure (figure 5.25) pour la phase d'amélioration initiale et la phase de dégradation avec une amplification moins prononcée par rapport à la petite amplitude (qui représente un faible déplacement provoquant une augmentation des contraintes autour du pieu, par une redistribution de ces dernières) (figure 5.26).

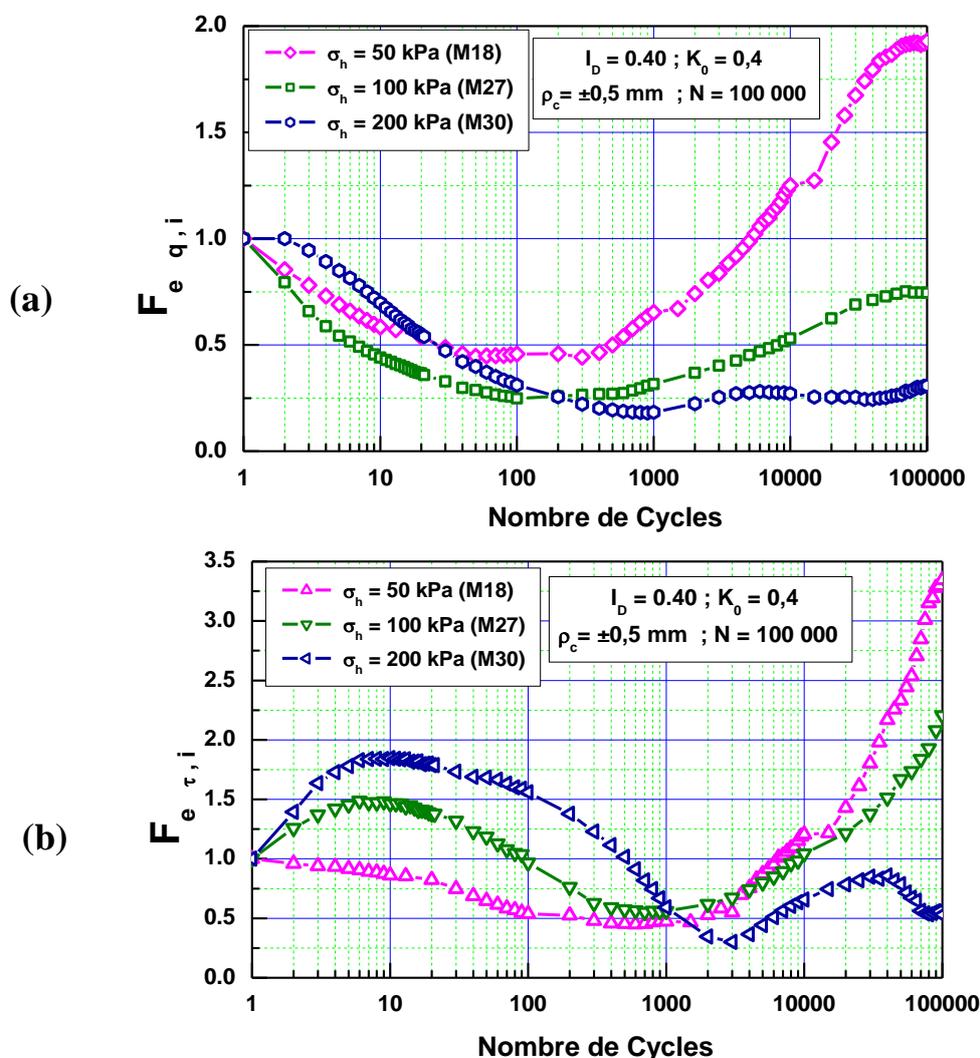


Figure 5.25: Influence du niveau de contraintes de confinement sur les facteurs d'évolution de la résistance en pointe (a) et du frottement latéral (b) pour l'amplitude  $\rho_c = \pm 0,5\text{mm}$

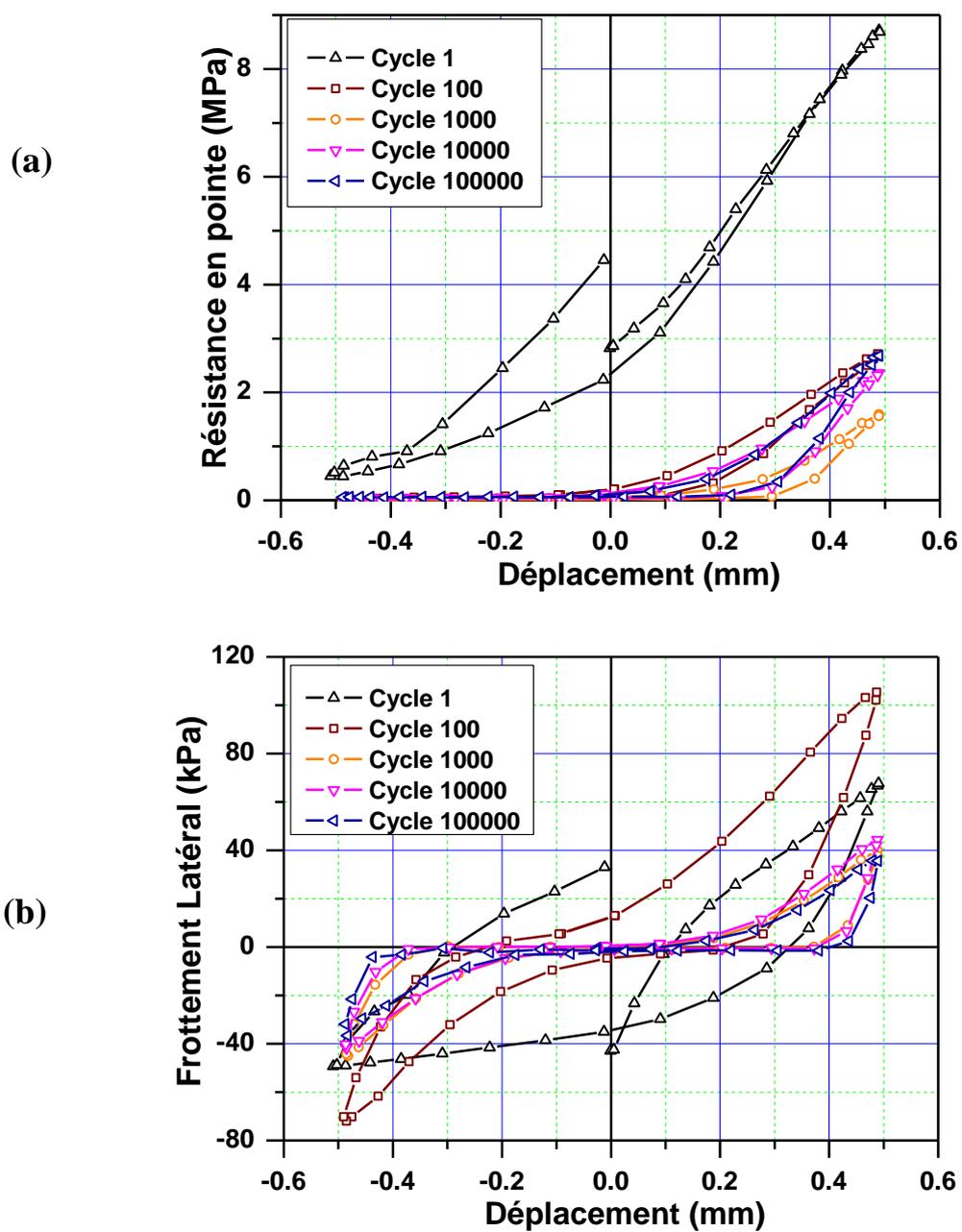


Figure 5.26 : Boucles caractéristiques obtenues lors de l'essai M30 ( $\rho_c = \pm 0,5\text{mm}$ ):  
 (a) Résistance en pointe ; (b) Frottement latéral.

Par contre, pour la phase de ré augmentation des facteurs d'évolution de la résistance en pointe et du frottement latéral, il y a des différences par rapport aux courbes obtenues pour la petite amplitude. Pour ce qui est de la résistance en pointe, malgré qu'on a le même classement des courbes, l'amplitude de  $\pm 0,5$  mm améliore considérablement, à la fin, le facteur d'évolution par rapport à l'amplitude  $\pm 0,25$  mm soumis au même niveau de contraintes. Quant au frottement latéral, on n'a pas le même classement des courbes pour la phase de ré augmentation. En effet, la dégradation la plus importante est obtenue pour le troisième niveau de contraintes, contrairement à l'essai effectué avec la faible amplitude sous le même niveau de contraintes, ceci est dû à l'importance de l'amplitude cyclique ( $\rho_c = \pm 0,5$  mm) qui provoque une dégradation importante du frottement latéral sous les contraintes les plus élevées, en fait, sous un tel état de contraintes le sol est très rigide autour du pieu, mais un déplacement alterné de 0,5 mm est suffisamment important pour provoquer la dégradation au niveau de l'interface pieu – sol.

L'étude de l'influence du niveau de contraintes pour la 3<sup>ème</sup> amplitude ( $\rho_c = \pm 0,1$  mm), montre une amplification plus prononcée avec une phase d'amélioration des facteurs de dégradations plus prolongée pour le 3<sup>ème</sup> niveau de contraintes (figure 5.27). On note également un changement dans l'ordre de classement des courbes des facteurs d'évolution du frottement latéral pour le 1<sup>er</sup> et le 2<sup>ème</sup> niveaux de contraintes, du fait que la petite amplitude renforce le frottement au début en appliquant les contraintes de consolidation les plus faibles.

Il est à signaler que le facteur d'évolution de la résistance en pointe atteint la valeur de 12 pour les cycles 300 et 400, une telle valeur est très importante. En fait, cela représente le rapport entre la résistance maximale en pointe obtenue pour ces cycles et celle obtenue pour le premier cycle, mais si on fait une comparaison entre les variations de la résistance en pointe pour chaque cycle, on pourra obtenir des valeurs modérées.

On présente sur la figure 5.28 les boucles des cycles caractéristiques de la résistance en pointe et du frottement latéral obtenues pour le niveau de contraintes le plus élevé (massif M31). On remarque que la résistance en pointe est toujours positive même en arrachement, ce qui s'explique par le fait que les grains de sables suivent le mouvement du pieu à cause des fortes contraintes appliquées et la faible amplitude de déplacement cyclique. Concernant le frottement latéral, on remarque que les boucles sont moins ouvertes cela est dû à la redistribution des surcontraintes autour du pieu du fait de la forte consolidation du massif.

En comparant les cycles caractéristiques de l'essai M30 (figure 5.26) et les cycles obtenues pour l'essai M31 (figure 5.28), on peut remarquer que la forme des cycles n'est pas la même dans les différentes phases de l'essai ce qui confirme que l'amplitude change complètement le comportement pour le même état de contrainte.

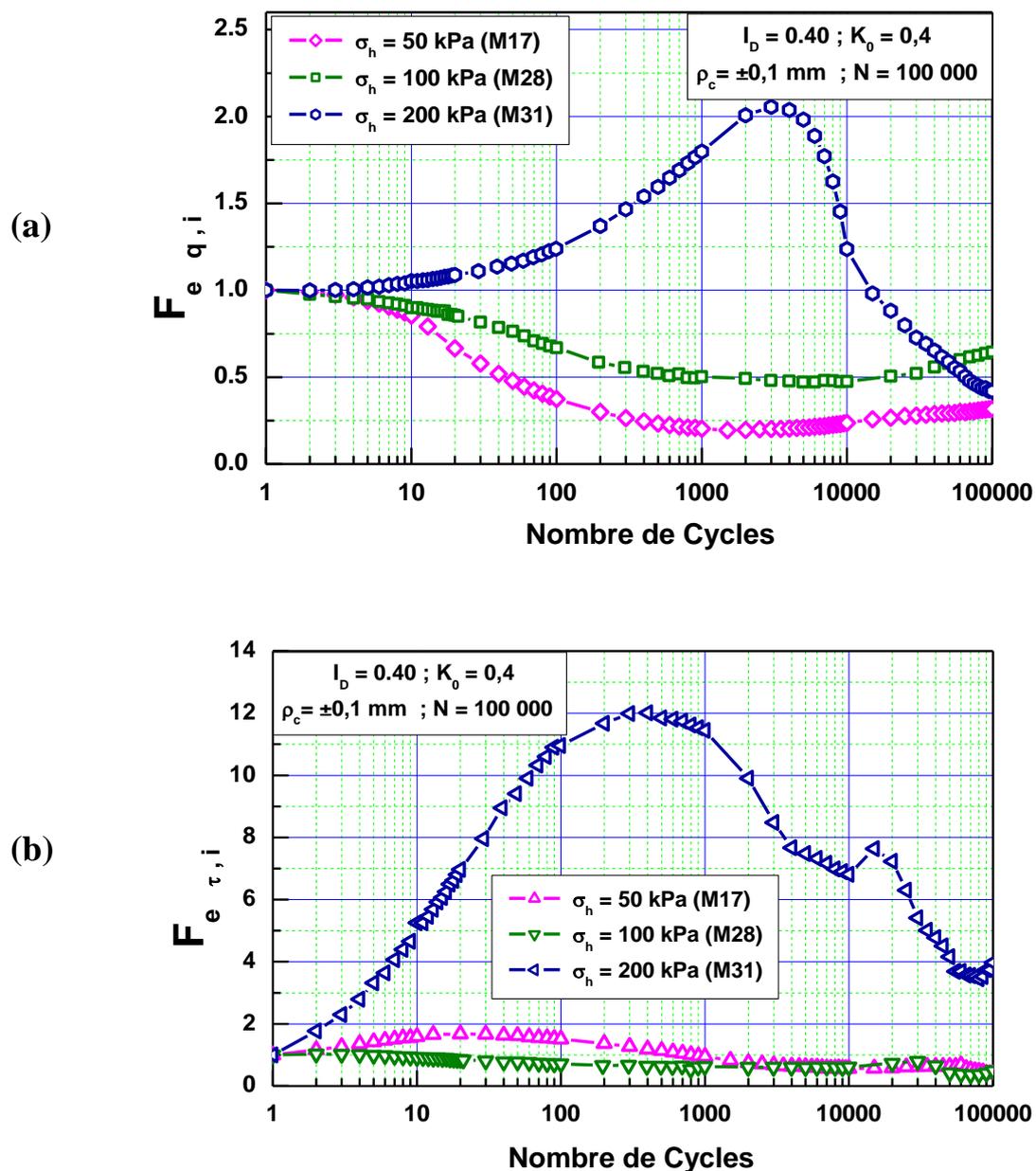


Figure 5.27: Influence du niveau de contraintes de confinement sur les facteurs d'évolution de la résistance en pointe (a) et du frottement latéral (b) pour l'amplitude  $\rho_c = \pm 0.1$  mm

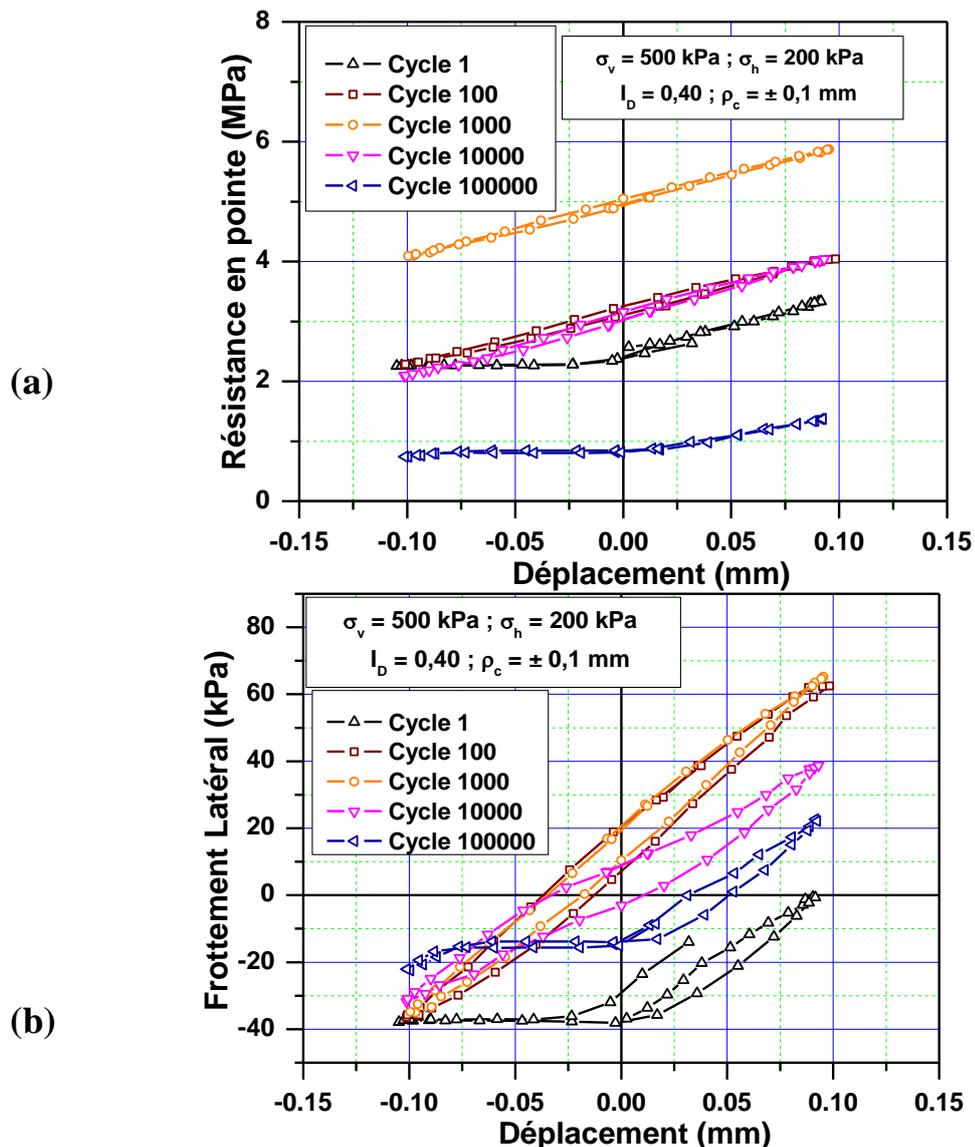


Figure 5.28 : Boucles caractéristiques obtenues lors de l'essai M31 ( $\rho_c = \pm 0,1\text{mm}$ ) :  
 (a) Résistance en pointe ; (b) Frottement latéral.

A travers les résultats trouvés pour les différents niveaux de contraintes et les différentes amplitudes cycliques appliquées, on peut conclure que la combinaison des deux paramètres modifie considérablement le comportement du pieu sous sollicitations cycliques installé dans un massif lâche, et il faut voir l'influence de l'état de densité sur le comportement du pieu en fonction des contraintes appliquées et des amplitudes de déplacement imposées.

#### 5.3.4.3. Influence de la densité du massif

L'étude de l'influence de la densité du massif sur l'évolution de la capacité portante des pieux sous chargement cyclique a été faite pour deux états de densité ; lâche ( $I_D = 0,40$ ) et dense ( $I_D = 0,65$ ), en variant l'amplitude cyclique ( $\rho_c = \pm 0,25\text{ mm}$  et  $\rho_c = \pm 0,5\text{ mm}$ ) et cela pour les trois niveaux de contraintes, c'est la raison pour laquelle, il est préférable de présenter les résultats pour chaque niveau de contraintes.

### (a) Contraintes faibles

Pour ce niveau de contraintes, on va présenter les résultats des essais cycliques réalisés pour deux amplitudes cycliques 0,25 mm et 0,5 mm.

Pour la première amplitude cyclique, les résultats montrent une amélioration des facteurs de dégradations au début de chargement cyclique (Figure 5.29). En effet, pour la résistance en pointe, on remarque que pour le massif le plus dense, la dégradation commence à partir du deuxième cycle et continue à diminuer avec un taux plus élevé par rapport au massif le moins dense pour atteindre au cycle 400 la valeur de 0,14. Cela peut être expliqué par le fait qu'au début, le massif est plus rigide, la résistance de la pointe est très importante, mais suite au mouvement alterné du pieu, la résistance diminue considérablement jusqu'à une valeur minimale puis il y aura une prédominance du phénomène de compactage du sable sous la pointe qui provoquera une ré augmentation de la résistance en pointe.

En ce qui concerne le frottement latéral, on remarque que pour le massif le plus dense, le facteur de dégradation augmente considérablement sur les 6 premiers cycles et atteint la valeur de 1,85 alors que pour le massif lâche, le facteur atteint à peine la valeur de 1,07, puis il commence à diminuer pour rejoindre les mêmes valeurs que le massif le moins dense ensuite il ré augmente avec un taux plus élevé. L'amplitude de 0,25 mm représente une faible valeur pour le massif le plus dense, du fait que cet état provoque une rigidification du sol autour du pieu c'est la raison pour laquelle on a observé un renforcement du frottement latéral au début de chargement, ensuite c'est le phénomène de dilatance qui prédomine, après la phase de dégradation, ceci confirme la tendance du comportement des sables denses qui sont caractérisés par une faible diminution de volume (contractance) suivie par une forte phase de dilatance (DE GENNARO, 1999[45]).

En comparant l'effet de densité pour les essais cycliques réalisés avec une amplitude de  $\rho_c = \pm 0,5$  mm, on remarque qu'on a la même allure que pour la première amplitude, mais sans amplification de la courbe relative à l'état le plus dense pour le frottement latéral (Figure 5.30). Cela confirme bien l'influence du paramètre de densité sur l'évolution des facteurs de dégradations de la résistance en pointe et du frottement latéral pour un faible niveau de contraintes. La faible amplitude provoque, en fait, une rigidification du sol autour du pieu, suite à une redistribution des contraintes, ce qui se traduit par une amplification de la courbe relative au facteur d'évolution du frottement latéral. Quant à la résistance en pointe, quoi que l'allure est la même, les valeurs enregistrées du facteur d'évolution sont pratiquement doublés par rapport à la première amplitude, cela est dû au fait que l'amplitude de 0,25 mm permet aux grains de sables de s'intercaler sous la pointe et par conséquent un renforcement de la résistance en pointe.

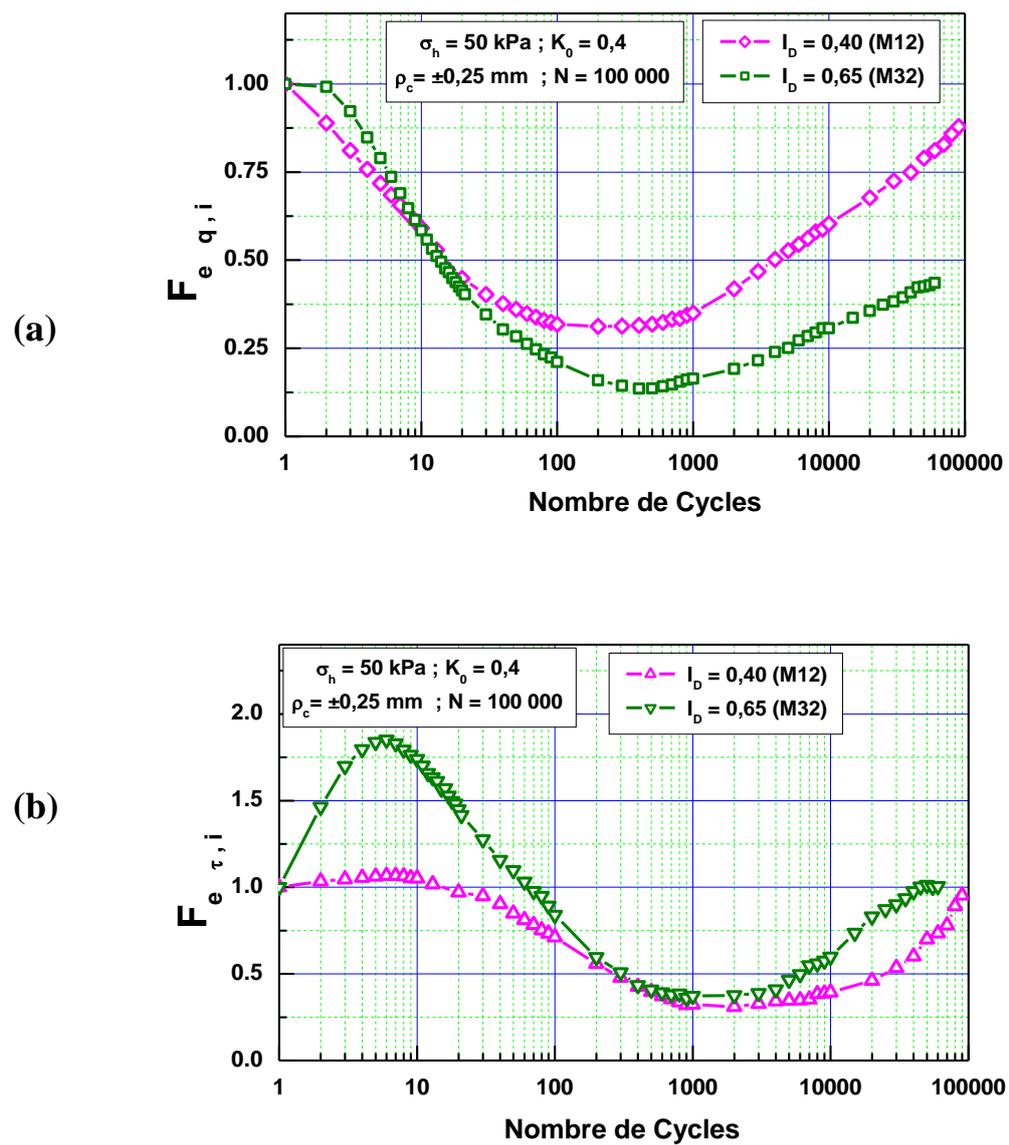


Figure 5.29: Influence de l'indice de densité sur les facteurs d'évolution de la résistance en pointe (a) et du frottement latéral (b) pour l'amplitude  $\rho_c = \pm 0,25$  mm (contraintes faibles)

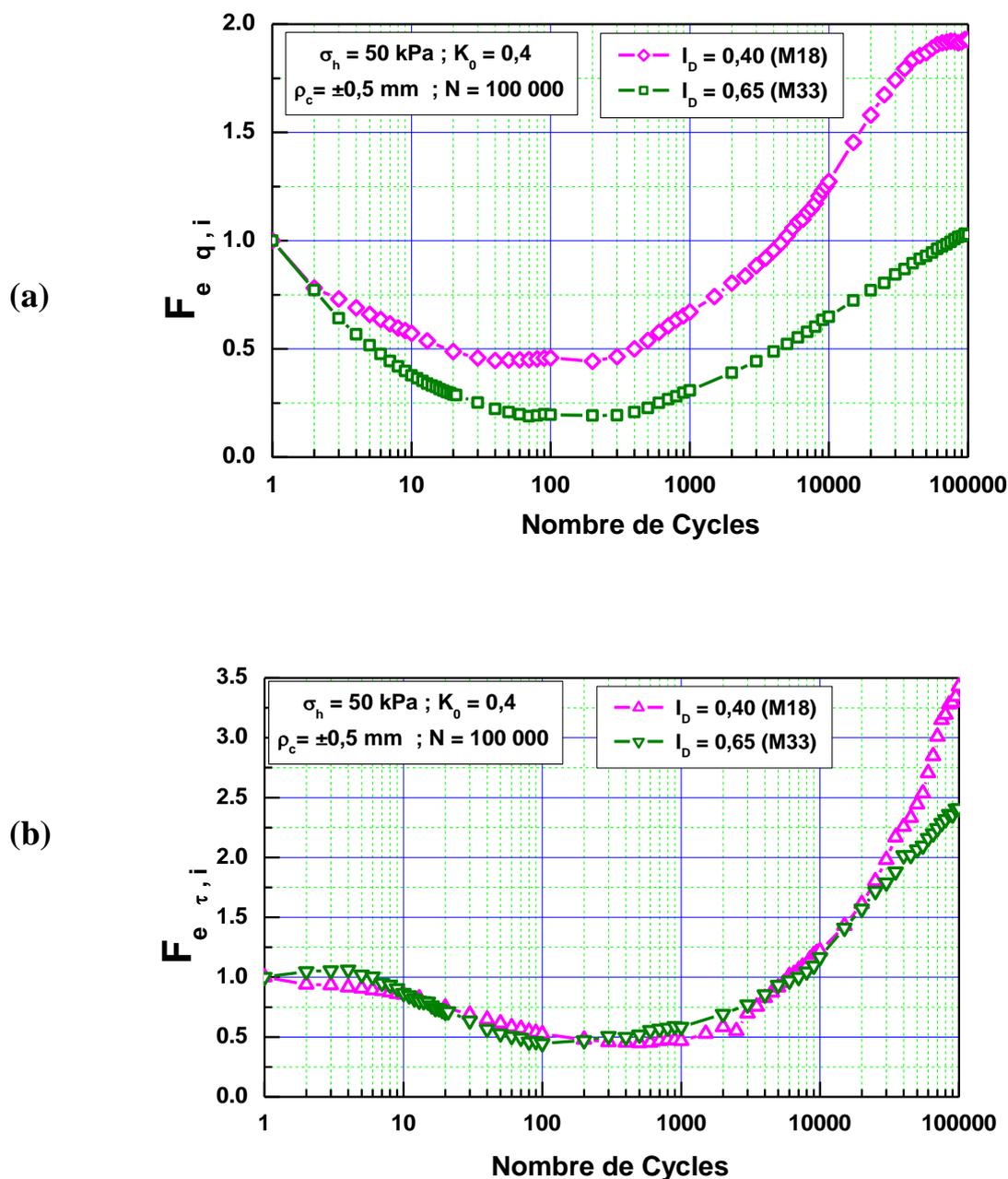


Figure 5.30: Influence de l'indice de densité sur les facteurs d'évolution de la résistance en pointe (a) et du frottement latéral (b) pour l'amplitude  $\rho_c = \pm 0,5 \text{ mm}$  (contraintes faibles)

#### (a) Contraintes moyennes

Pour cet état de contraintes et pour la faible amplitude cyclique ( $\rho_c = \pm 0,25 \text{ mm}$ ), on remarque une légère influence de la densité pour la résistance en pointe (Figure 5.31a). Par contre, pour le frottement latéral (Figure 5.31b), on observe une grande influence de la densité, en particulier pour la première phase de renforcement du frottement latéral. En effet, sur les 10 premiers cycles le facteur d'évolution du frottement latéral a atteint 1, 2 pour le massif lâche alors que pour le massif dense, ce même facteur a atteint une valeur de 4,5, une

telle amplification est peut être due au phénomène de redistribution des contraintes qui est très accentuée par cette amplitude cyclique.

Pour la deuxième amplitude cyclique ( $\rho_c = \pm 0,5$  mm), on remarque qu'il y a une légère différence entre les deux états de densité que ce soit pour la résistance en pointe ou pour le frottement latéral (Figure 5.32). Ce qui nous permet de conclure que pour cette amplitude cyclique c'est les contraintes de consolidation qui prédominent par rapport à l'état de densité.

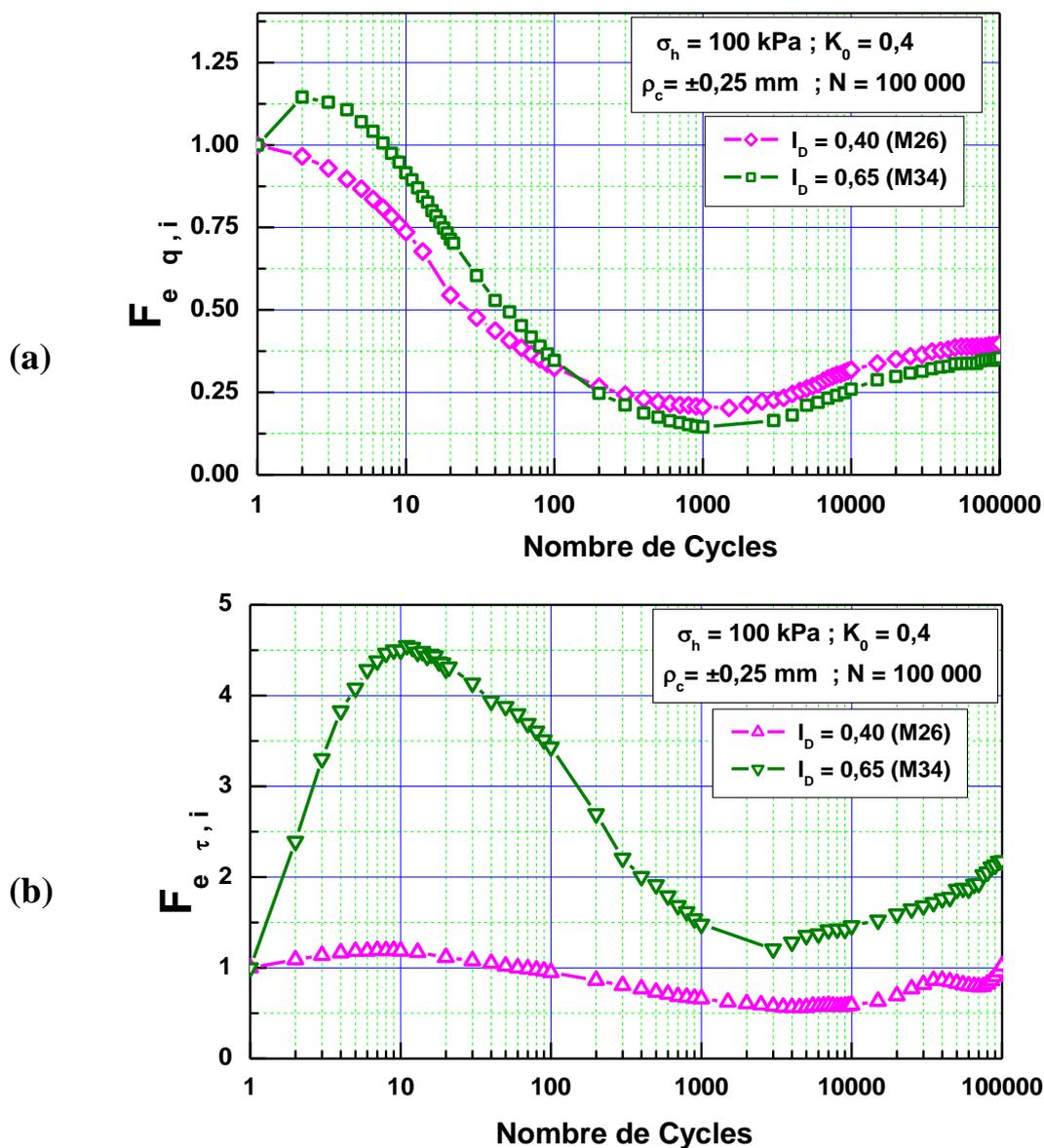


Figure 5.31: Influence de l'indice de densité sur les facteurs d'évolution de la résistance en pointe (a) et du frottement latéral (b) pour l'amplitude  $\rho_c = \pm 0,25$  mm (contraintes moyennes)

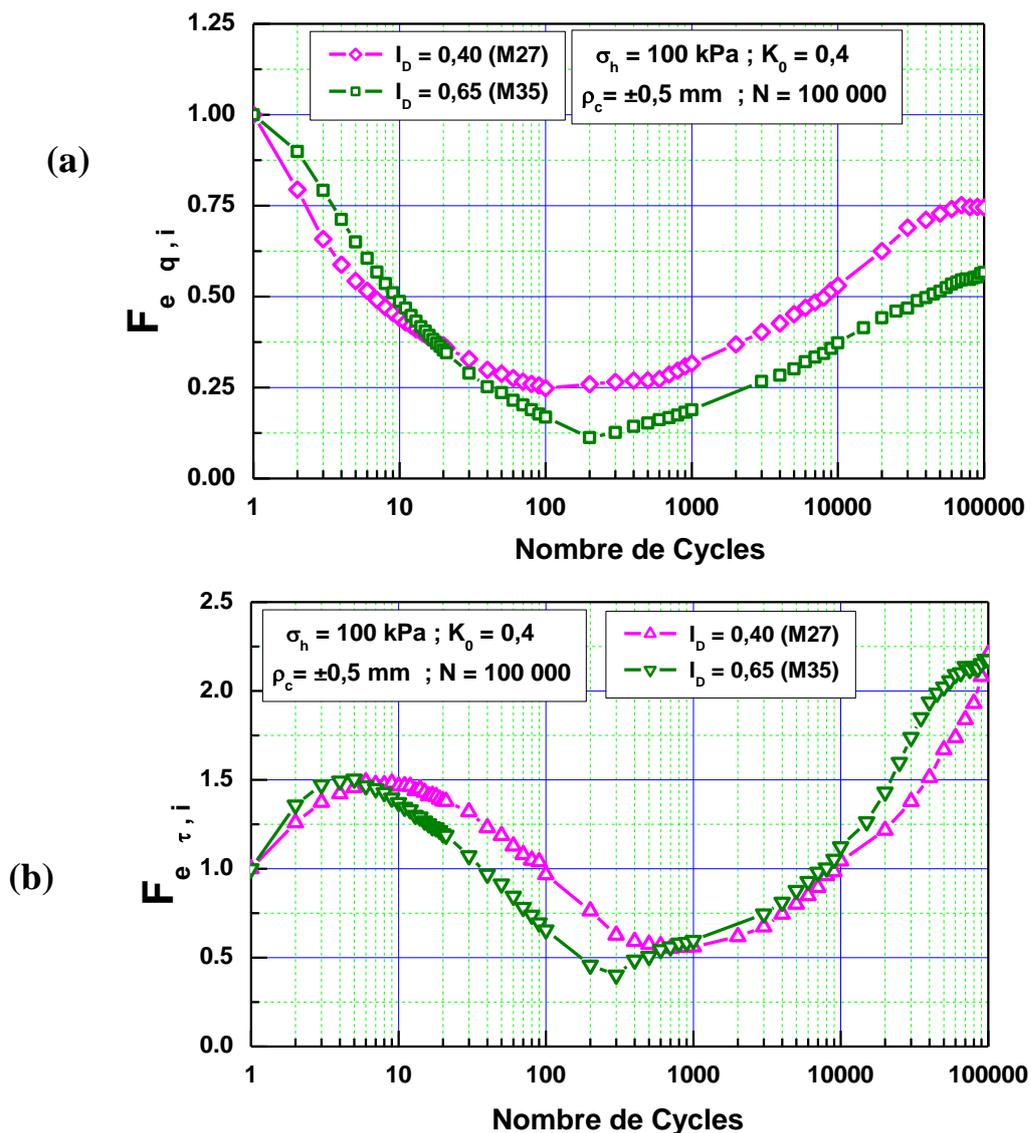


Figure 5.32: Influence de l'indice de densité sur les facteurs d'évolution de la résistance en pointe (a) et du frottement latéral (b) pour l'amplitude  $\rho_c = \pm 0,5$  mm (contraintes moyennes)

#### (a) Fortes contraintes

Pour cet état de contraintes et pour les deux amplitudes cycliques (figures 5.33 et 5.34), on remarque qu'il y a la même allure des facteurs d'évolution de la résistance en pointe et du frottement latéral. On note des différences plus ou moins variables pour le frottement latéral, tandis que pour la résistance en pointe les deux courbes sont proches les unes aux autres. Les valeurs maximales et minimales ont été enregistrées pour le massif le plus dense, cela est dû au fait qu'un tel état de densité rigidifie davantage le sol et par conséquent cela engendra une dégradation plus importante de la capacité portante.

On peut conclure que pour ce niveau de contrainte, la densité a une influence uniquement sur le frottement latéral qui intervient beaucoup plus dans la phase de dégradation.

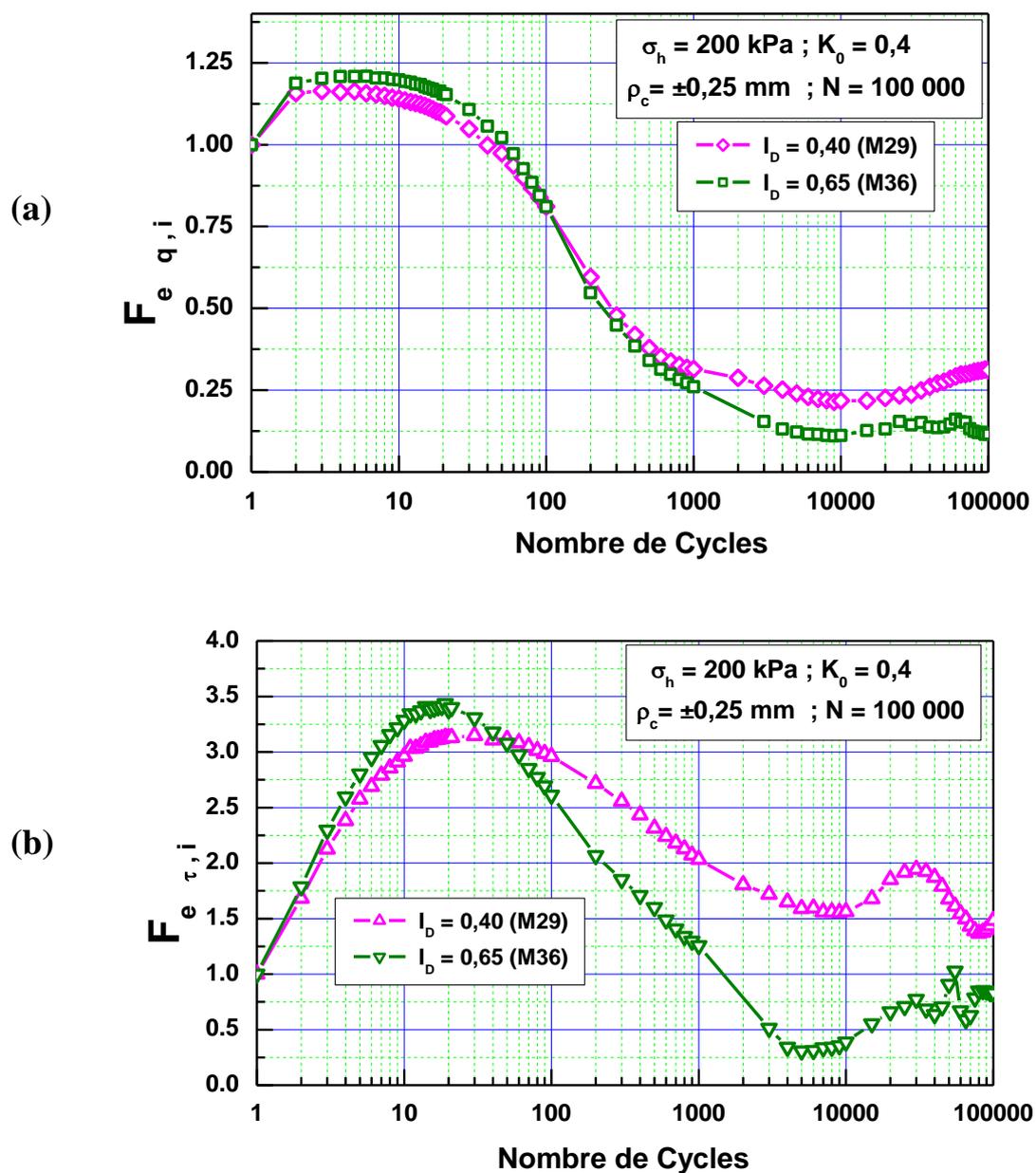


Figure 5.33: Influence de l'indice de densité sur les facteurs d'évolution de la résistance en pointe (a) et du frottement latéral (b) pour l'amplitude  $\rho_c = \pm 0,25 \text{ mm}$  (contraintes fortes)

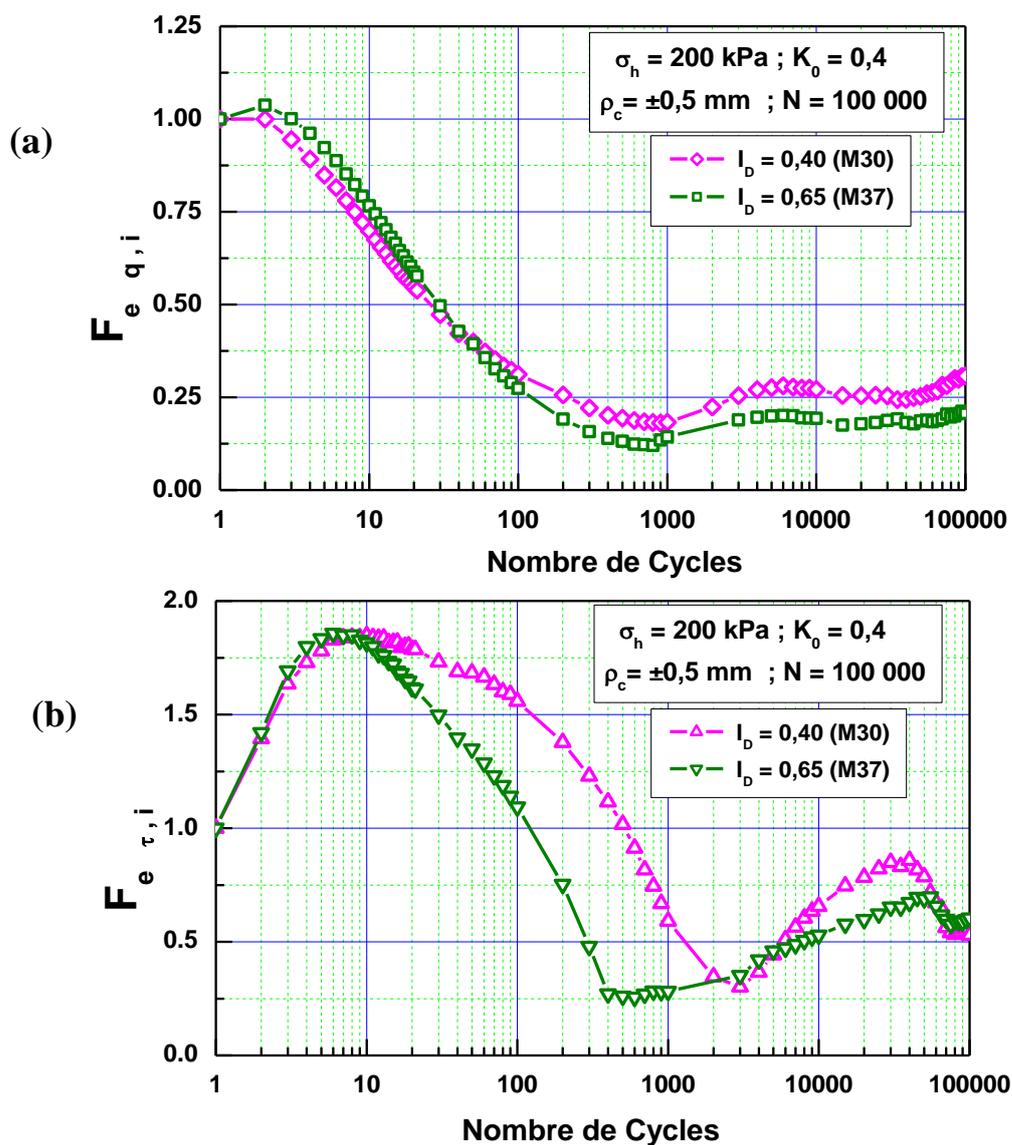


Figure 5.34: Influence de l'indice de densité sur les facteurs d'évolution de la résistance en pointe (a) et du frottement latéral (b) pour l'amplitude  $\rho_c = \pm 0,5 \text{ mm}$  (contraintes fortes)

D'une façon générale, on peut dire que la densité a une influence plus importante sur le frottement latéral, en particulier, pour un état de contraintes faible et moyen (BEKKI et al., 2013[188]). Par contre, pour les fortes contraintes on a remarqué que c'est l'état de consolidation qui prédomine par rapport à l'état de densité du massif.

#### 5.3.4.4. Influence du type de chargement cyclique (alterné et non alterné)

Pour examiner l'effet du type de chargement (alterné ou non alterné), on a fabriqué deux massifs à la même densité que le massif M12 ensuite on les a mis sous contraintes identiques que l'essai de référence. Le premier massif a été soumis à un chargement cyclique dans le sens de traction avec une amplitude de  $\rho_c = -0,5$  mm et le deuxième a été soumis à un essai cyclique dans le sens de compression avec une amplitude de  $\rho_c = +0,5$  mm. Les résultats des essais sont comparés à ceux obtenus pour l'essai de référence (Figure 5.35).

On remarque que pour la résistance en pointe et le frottement latéral, les courbes des facteurs d'évolution relatives à l'essai cyclique en traction sont situées au-dessus, cela veut dire que ce type d'essai est le moins dégradant et le plus renforçant pour un nombre de cycles important, cela s'explique par le fait que le mouvement ascendant du pieu (chargement cyclique dans le sens de traction) permet le compactage du sable sous la pointe, d'une part et une prédominance du phénomène de dilatance, d'autre part, ce qui renforce à la fois la résistance en pointe et le frottement latéral.

Pour la résistance en pointe, on remarque qu'il y a un classement des courbes, c'est-à-dire on a l'essai cyclique en compression qui est le plus dégradant, puis l'essai alterné et enfin l'essai en traction, cela s'explique par le fait que le mouvement ascendant pour le premier cas (0mm à -0,5mm) va permettre le compactage (la concentration) du sable sous la pointe et par conséquent des valeurs de résistance en pointe élevées, tandis que pour l'essai en compression le mouvement descendant du pieu (0mm à 0,5mm) va provoquer une désorganisation des grains sous la pointe et par conséquent une dégradation de la résistance en pointe. La courbe de dégradation relative à l'essai alterné est située au milieu puisque ce cas représente l'état intermédiaire.

Quant au frottement latéral, on observe pratiquement la même allure avec un rapprochement des deux courbes relatives à l'essai alterné et à l'essai non alterné en compression, cela confirme que le mouvement du pieu dans le cas de l'essai cyclique en traction favorise le phénomène de dilatance du sol autour du pieu et par conséquent une augmentation du frottement latéral. Par contre l'essai le plus dégradant est l'essai alterné puisque le mouvement ascendant et descendant du pieu accentue le phénomène de cisaillement du sol au niveau de l'interface pieu – sol, mais à grand nombre de cycle c'est le phénomène de dilatance qui prédomine également.

L'influence de l'amplitude de déplacement pour le chargement cyclique non alterné a été également étudiée pour voir cet effet sur l'évolution de la résistance en pointe et le frottement latéral.

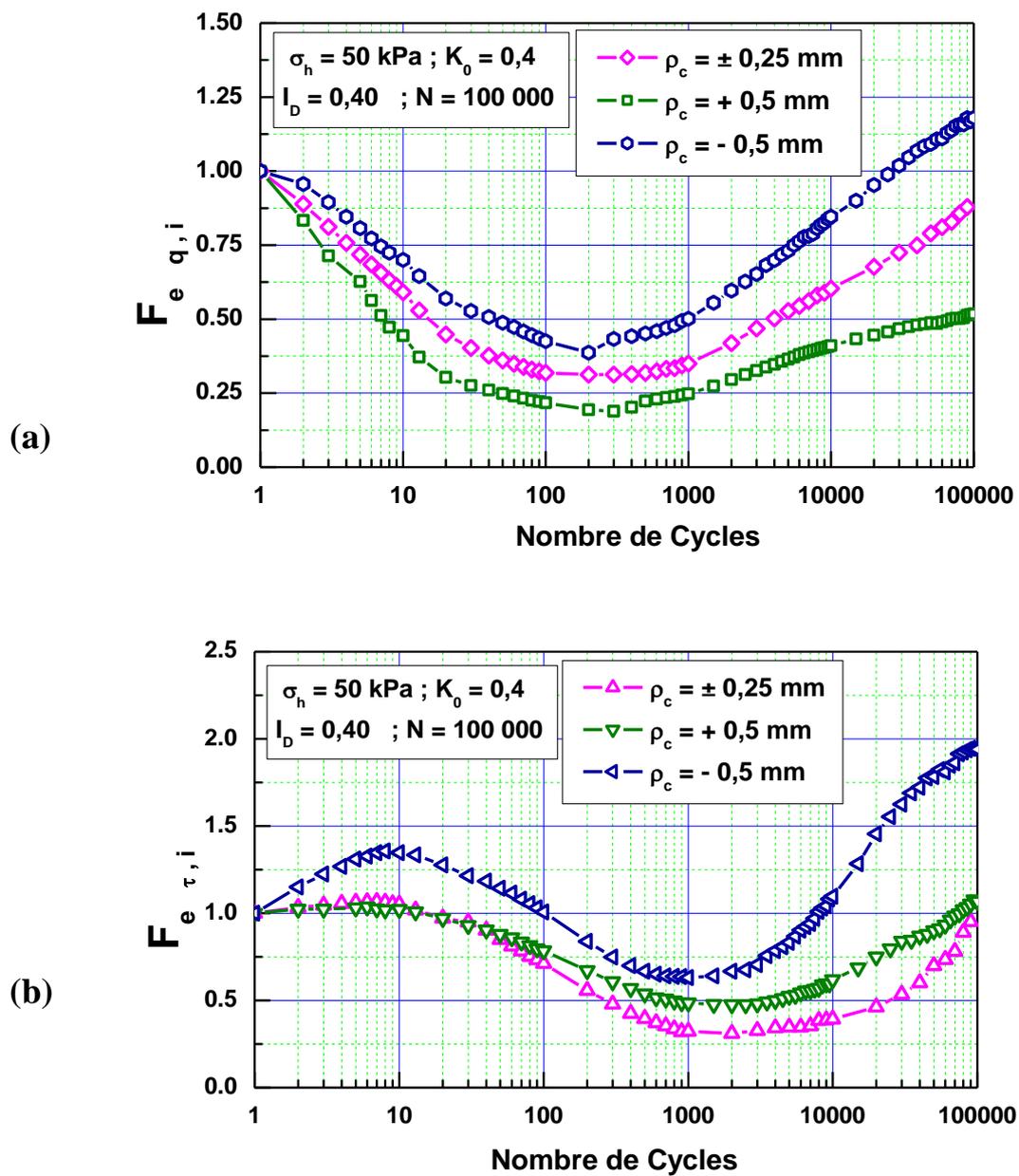


Figure 5.35: Influence du type de chargement alterné et non alterné sur les facteurs d'évolution de la résistance en pointe (a) et du frottement latéral (b)

Les résultats des essais de chargement non alterné en traction (figure 5. 36) montrent que pour la résistance en pointe, la grande amplitude provoque une dégradation plus rapide suite à la densification du sable sous la pointe, mais une fois cet état est atteint, c'est le phénomène de compactage qui prédomine après, ce qui permet d'avoir un renforcement de la résistance en pointe pour un nombre de cycles important.

Concernant l'évolution du frottement latéral, on remarque que la grande amplitude provoque plus de dégradation du frottement latéral qui peut être expliquée par le fait qu'une amplitude élevée provoque une désorganisation des grains de sable autour du pieu et par conséquent une dégradation du frottement latéral, mais pour un grand nombre de cycles important, les grains de sable commencent à s'organiser de nouveau et le sol entourant le pieu devient de plus en plus dense ce qui permet, par conséquent, un renforcement du frottement latéral.

En ce qui concerne l'essai non alterné en compression (Figure 5.37), les résultats montrent que la plus grande amplitude provoque une dégradation rapide de la résistance en pointe et du frottement latéral dans la première phase (jusqu'à 1000 cycles) du fait de l'importance du cisaillement de l'interface sol-pieu et la densification du sable sous la pointe, mais après des milliers de cycles, le sol devient de plus en plus dense ce qui permet de renforcer à la fois le frottement latéral et la résistance en pointe.

D'une façon générale, pour les deux types de chargement cyclique non alterné, on peut conclure que les grandes amplitudes cycliques engendrent une dégradation plus rapide, au début, puis un renforcement du frottement latéral et de la résistance en pointe pour un nombre important de cycles (au delà de 1000 cycles). Donc, l'effet de l'amplitude cyclique est le même sur le comportement des pieux soumis à un chargement cyclique, que ce soit alterné ou non alterné.

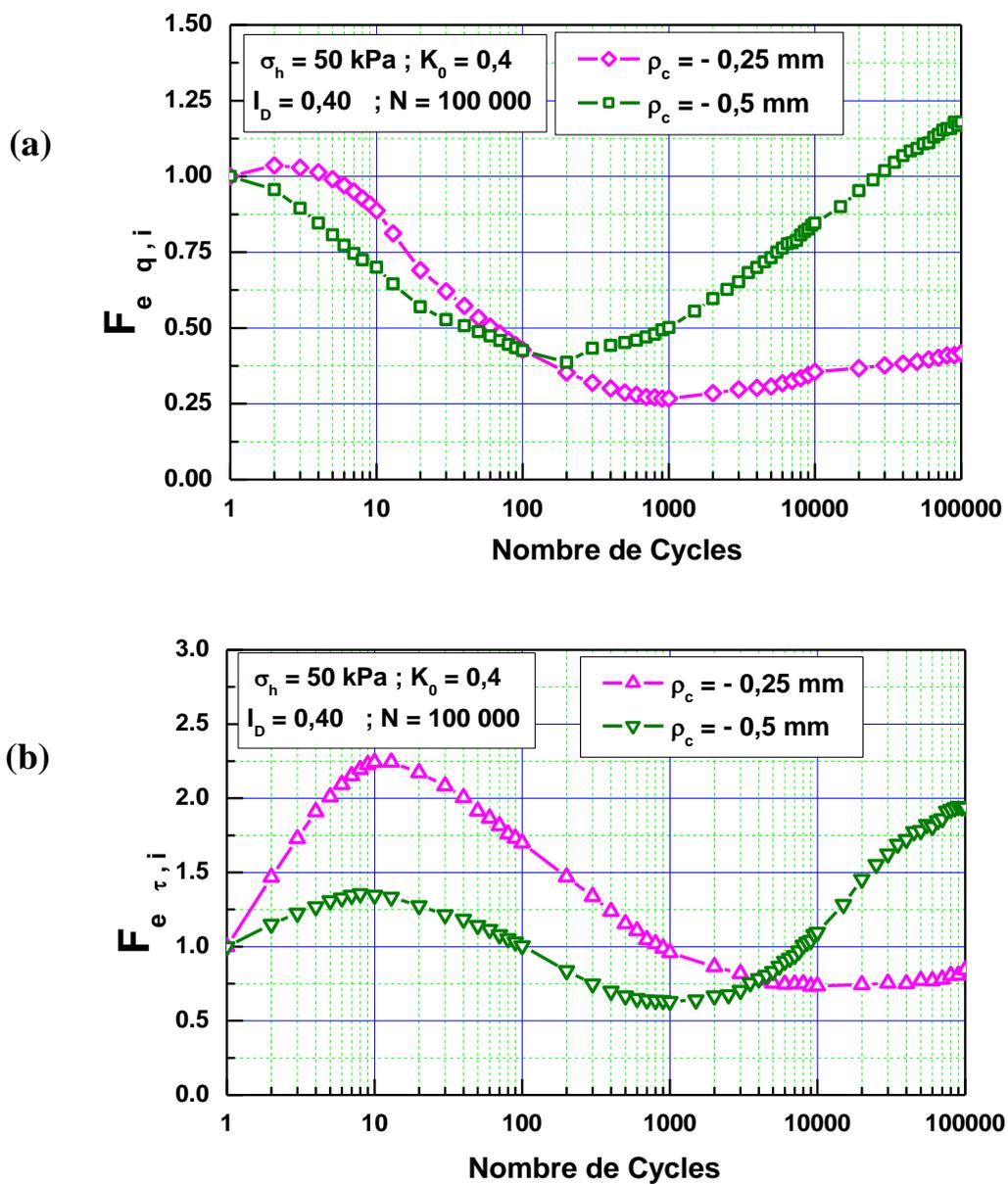


Figure 5.36: Influence de l'amplitude cyclique dans le cas du chargement cyclique non alterné en traction sur l'évolution de la résistance en pointe (a) et du frottement latéral (b)

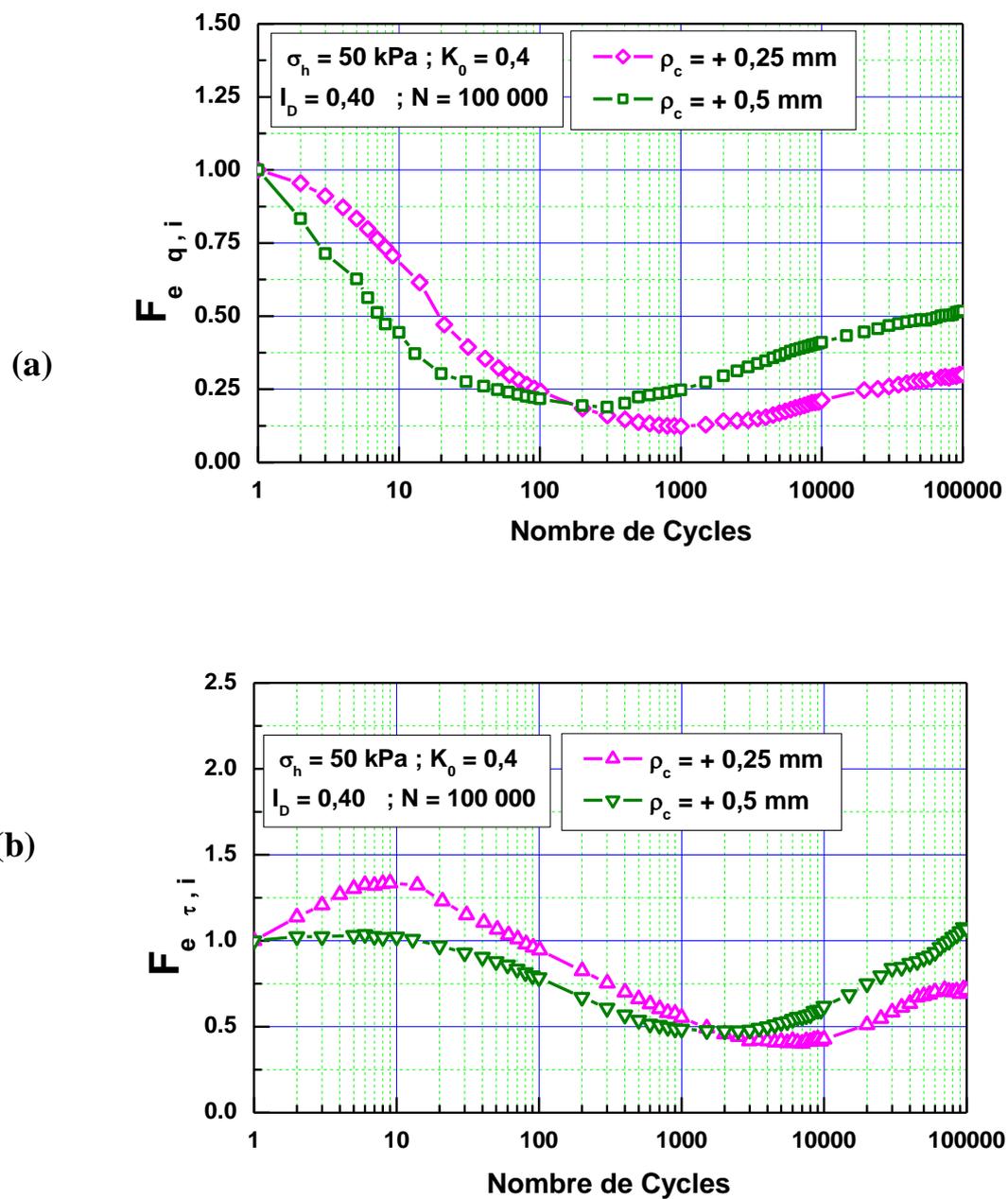


Figure 5.37: Influence de l'amplitude cyclique dans le cas du chargement cyclique non alterné en compression sur l'évolution de la résistance en pointe (a) et du frottement latéral (b)

### 5.3.5 Étude du comportement post-cyclique des pieux

En vue d'étudier l'évolution de la capacité portante des pieux ayant subi une séquence cyclique à grand nombre de cycle, on définit, également, des facteurs d'évolution globale  $F_{eQ}$ ,  $F_{eq}$  et  $F_{e\tau}$  représentant une comparaison entre les efforts mobilisés lors du chargement monotone initial et ceux mobilisés lors du chargement monotone final (après le chargement cyclique):

$$F_{eQ} = Q_f / Q_i$$

$$F_{eq} = q_{p,f} / q_{p,i}$$

$$F_{e\tau} = q_{s,f} / q_{s,i}$$

On rappelle que le chargement monotone final est réalisé avec la même procédure d'essai que l'essai monotone initial, c'est-à-dire, on effectuera un chargement quasi-statique à déplacement contrôlé avec une vitesse de 0,3 mm/min jusqu'à 7mm de déplacement, ensuite, on réalisera un déchargement à force contrôlé à raison de 10N/s jusqu'à zéro.

Pour étudier le comportement post-cyclique des pieux, on présentera tout d'abord les résultats des essais de chargements monotones avant et après la séquence cyclique réalisés sur le massif de référence M12 (figure 5.38).

On remarque qu'il y a une amélioration importante de la capacité portante engendrée par le chargement cyclique. En effet, l'augmentation de la capacité portante globale est de l'ordre de 21%, une telle amélioration est due au fait que le chargement cyclique a provoqué une densification du sol au voisinage du pieu. On observe un pic très marqué sur la courbe du frottement latéral ce qui traduit une forte dilatance due à la densification très importante du sable au niveau de la zone d'interface. Le frottement mobilisé en ce point est de l'ordre de 35,54 kPa, soit une augmentation de 35% par rapport au frottement mobilisé au même déplacement avant le chargement cyclique.

On remarque également sur la courbe de l'effort en tête que la partie initiale, s'étendant jusqu'à 1mm de déplacement, est presque la même avant et après la séquence cyclique, ensuite l'effort en tête continue à augmenter pour le chargement final pour atteindre une valeur de 6,85 kN pour les grands déplacements, cependant, pour le chargement initial, le palier est atteint rapidement, ce qui confirme la dominance du mécanisme de dilatance empêchée pour le cas du chargement monotone post-cyclique.

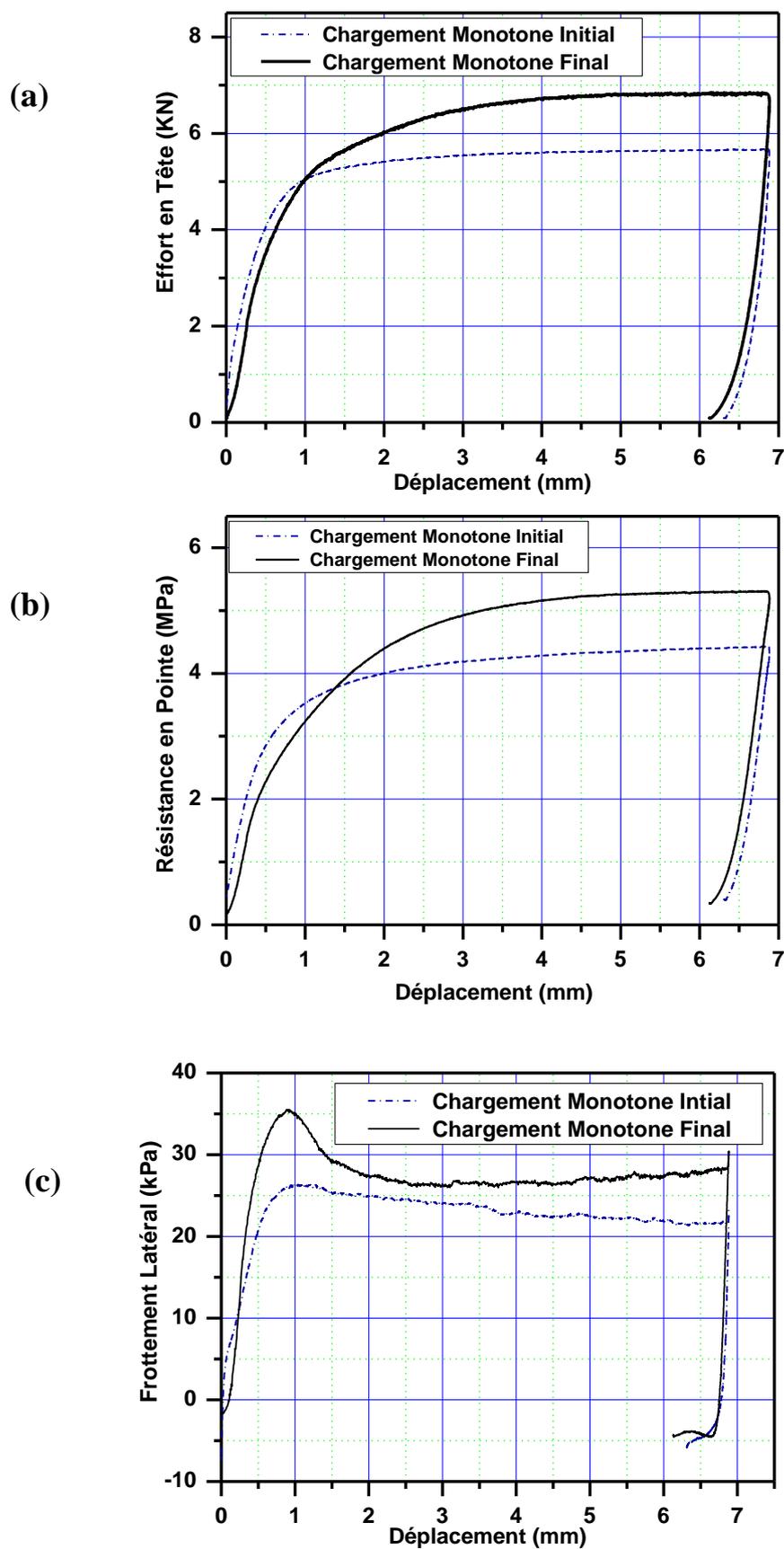


Figure 5.38: Chargements monotones initial et post-cyclique (M12) : Effort en tête (a); résistance en pointe (b) et frottement latéral (c)

Concernant la résistance en pointe, on remarque que les efforts mobilisés, avant et après la séquence cyclique, suivent les mêmes allures que celles observées pour l'effort en tête.

Cependant pour le frottement latéral, la mobilisation de cette grandeur est très rapide pour le chargement monotone post-cyclique avec l'apparition d'un pic très marqué, traduisant la forte dilatance au niveau de l'interface, suivie d'une phase de radoucissement jusqu'à un déplacement de l'ordre de 3 mm de déplacement, ensuite une ré augmentation du frottement jusqu'à la fin de l'essai. Ceci montre que le mouvement alterné du pieu lors de la séquence cyclique a provoqué une forte densification du sol autour du pieu par rapport au sable compacté sous la pointe.

#### 5.3.5.1 Effet de l'amplitude cyclique

Il a été trouvé que le chargement cyclique améliore la capacité portante du pieu après un grand nombre de cycles (100 000 cycles). En effet, les facteurs d'évolution globale sont, pratiquement, supérieurs à l'unité sauf pour le cas des petites amplitudes cycliques de  $\pm 0,05\text{mm}$  et  $\pm 0,1\text{mm}$  où le facteur d'évolution globale du frottement latéral atteint, respectivement, les valeurs de 0,97 et 0,79 (Figure 5.39).

En terme de résistance en pointe, on remarque que pour les plus petites amplitudes cycliques ( $\pm 0,05\text{mm}$  et  $\pm 0,1\text{mm}$ ), il n'y a pas d'amélioration significative dans la capacité portante du fait que ces amplitudes ne permettent pas un compactage intense sous la pointe, la légère amélioration est attribuée au phénomène de densification du sable . Pour les autres amplitudes cycliques, l'amélioration est d'autant plus importante que les déplacements cycliques sont plus grands.

En ce qui concerne le frottement latéral, on remarque qu'on a un comportement similaire à celui qu'on a obtenu à la fin de la séquence cyclique (figure 5.20b), c'est-à-dire un comportement dilatant. En effet, pour les grandes amplitudes, le facteur d'évolution globale du frottement latéral augmente en fonction de l'amplitude cyclique, ce qui est en parfaite concordance avec les résultats obtenus lors de la séquence cyclique. Cependant, pour les plus petites amplitudes, on observe une légère diminution du facteur d'évolution globale du frottement latéral (pour les amplitudes de  $\pm 0,05\text{mm}$  et  $\pm 0,1\text{mm}$ ). Ceci peut être dû au fait que ces amplitudes réamorcent le phénomène de la contractance cyclique compte tenu de la faible épaisseur de la zone de cisaillement contractant l'interface et par conséquent, des valeurs mobilisées du frottement latéral relativement faibles.

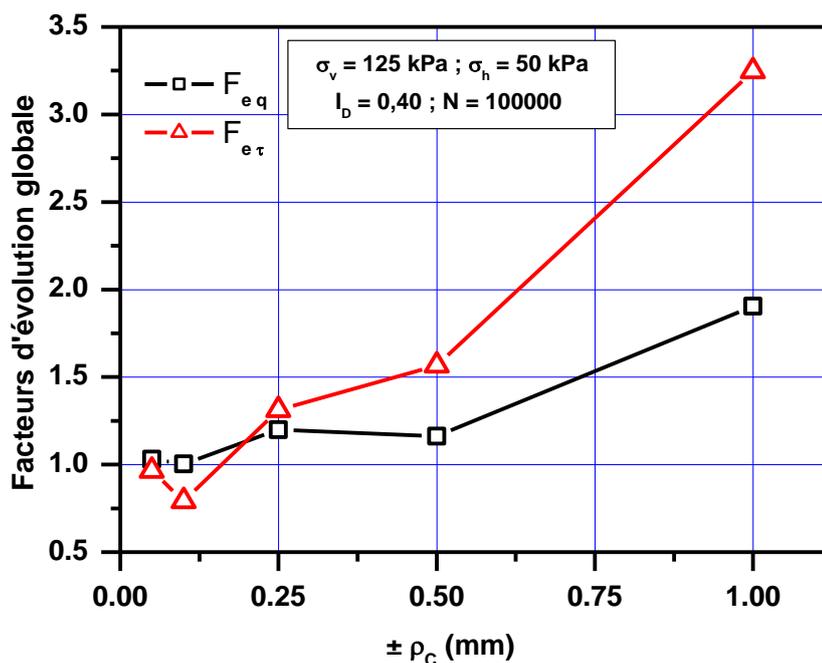


Figure 5.39: Variation des facteurs de dégradation globale en fonction des amplitudes cycliques

### 5.3.5.2. Effet du niveau de contraintes de consolidation

D'après la figure 5.40, on remarque que pour les contraintes de consolidation les plus élevées, les facteurs de dégradation diminuent avec un taux plus marquant pour le frottement latéral. Les contraintes de consolidation appliquées au massif rigidifient le système pieu-sol ce qui retarde de ce fait la dégradation au cours du chargement cyclique. Ceci influe sur la réaugmentation des efforts mobilisés à la fin de la phase cyclique, ce qui engendra une diminution de la capacité portante, et il faudra peut être un nombre de cycles plus élevé pour avoir une amélioration des efforts mobilisés. WHITE (2005)[186] a remarqué une forte dégradation pour un sol très rigide dans lequel des petits modèles de pieux sont installés.

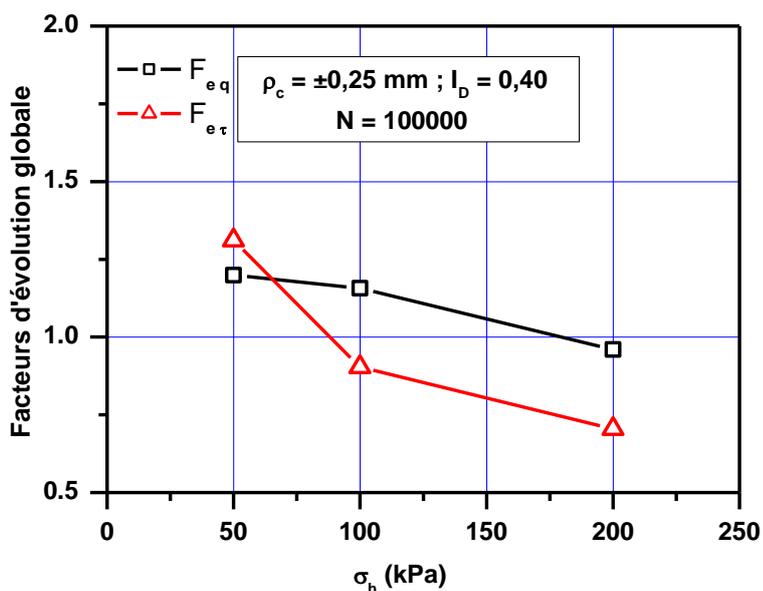


Figure 5.40: Variation des facteurs de dégradation globale en fonction du niveau de contraintes de consolidation

### 5.3.5.3. Effet de la densité

La figure 5.41 montre que pour le massif le plus dense, il y aura une amélioration importante de la capacité portante, en particulier pour le frottement latéral, et cela pour des niveaux de contraintes faibles et moyens. Ceci s'explique par la densification additionnelle de l'interface engendrée par le chargement cyclique qui a renforcé le sol autour du pieu. Le taux d'accroissement de la capacité portante de la résistance en pointe, relativement faible, nous laisse dire que l'effet de la densité agit plus sur le frottement (en rigidifiant le sol au tour du manchon) que sur la pointe (diminution du champ de contraintes sous la pointe suite au mouvement alterné du pieu).

Les images prises sur 3 échantillons de sable d'essai : sable neuf avant essai, sable usé au voisinage du manchon de frottement et sable usé sous la pointe (Figure 3.5) nous ont permis de constater que le sable autour du manchon subira une usure des grains au niveau des angles (les grains deviennent plus arrondis) mais le sable sous la pointe subira, quant à lui, un broyage des grains (cassure des grains), ce qui produit un taux d'amélioration de la résistance en pointe moins important que le frottement latéral.

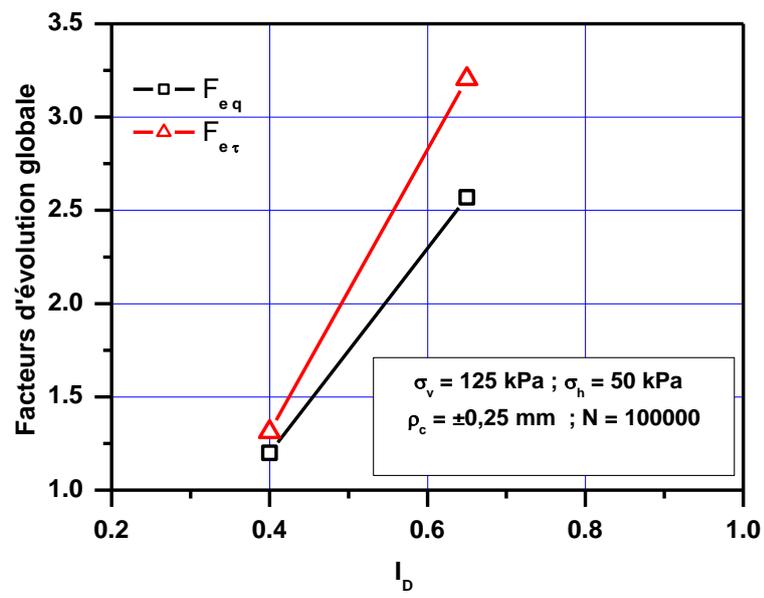


Figure 5.41: Variation des facteurs de dégradation globale en fonction de la densité du massif

- **Conclusions**

Dans cette partie, on a présenté les résultats des essais cycliques à déplacements contrôlés pour mettre en évidence la dégradation cyclique et étudier l'évolution de la capacité portante au cours et après chargement cyclique.

Pour les essais cycliques réalisés sur la sonde Ø20, les résultats sont présentés en termes de facteurs de dégradation du frottement latéral et de la résistance en pointe et cela pour un nombre de cycles relativement faible ( $N = 100$ ), en réalisant plusieurs séquences de chargement à amplitudes cycliques variables. Plusieurs paramètres ont été étudiés, à savoir le niveau de contraintes appliquées, la fréquence de chargement, l'ordre des séquences cycliques et l'histoire de chargement. Le phénomène de la dégradation cyclique a été bien observé dès les premiers cycles et se poursuit jusqu'à la fin du chargement cyclique réalisé à 100 cycles.

Pour les essais cycliques réalisés sur la sonde Ø 36, l'objectif consistait en l'étude de l'évolution du frottement latéral et de la résistance en pointe pour un nombre de cycles très élevé, de l'ordre de 100 000 cycles. Contrairement à ce qu'on s'attendait, au lieu d'avoir une dégradation continue ou à la limite une stabilisation de la dégradation (palier), il a été observé un phénomène nouveau montrant une augmentation du frottement latéral ainsi que de la résistance en pointe. De ce fait, les facteurs de dégradation définis initialement ont été remplacés par des facteurs d'évolution qui présentent une phase de diminution et une autre phase d'augmentation. Ces deux phases ont été interprétées selon un schéma conceptuel qui explique à la fois le phénomène de dégradation comme étant le résultat de la réduction de l'épaisseur de l'interface (contractance cyclique largement observé dans la littérature) et le phénomène de durcissement cyclique comme étant le résultat de la dilatance partiellement empêchée de la zone d'interface. Enfin, L'influence des paramètres significatifs du chargement cyclique à grands nombre de cycles sur le comportement des pieux, tels que le niveau des contraintes appliquées, la densité du massif, l'amplitude du déplacement cyclique ainsi que le type de chargement cyclique (alterné et non alterné) a été présentée.

## CONCLUSIONS GÉNÉRALES ET PERSPECTIVES

On présentera ci-dessous les principales conclusions et remarques auxquels on est arrivés et on proposera également quelques perspectives quant à la poursuite de ce travail de recherche.

Le travail consistait en l'étude du comportement des pieux soumis à un chargement cyclique à grand nombre de cycles en utilisant une modélisation physique en chambre d'étalonnage. Dans ce travail, on s'est intéressé, plus particulièrement, à l'évolution du frottement à l'interface pieu-sol, dans le but d'étudier les problèmes liés aux comportements pathologiques de type fatigue des fondations profondes.

Pour mettre en évidence le phénomène de la dégradation cyclique, les essais cycliques ont été réalisés à déplacement contrôlé.

Il a été question d'étudier en premier lieu le comportement des pieux sous chargement monotone en vue de comparer la capacité portante des pieux avant et après l'application d'un chargement cyclique. Les essais monotones ont été réalisés sur deux sondes de diamètres différents, et il a été mis en évidence l'influence des paramètres clés sur le comportement des pieux sous chargement monotone, tels que la densité du massif et le niveau de contraintes de confinement. Il a été observé également que le frottement mobilisé sur le fût est pratiquement indépendant du diamètre de pieu, dans la marge des diamètres étudiés.

En ce qui concerne l'étude du comportement des pieux sous chargement cyclique, les essais ont été effectués en appliquant un nombre de cycle de l'ordre de 100 cycles, en utilisant la sonde Ø20, et en appliquant un nombre de cycles élevé, de l'ordre de 100 000 cycles pour lequel on a utilisé la sonde Ø36 qui est bien adaptée aux fréquences de chargements cycliques relativement élevées.

Pour les essais réalisés sur la sonde Ø20 avec l'application d'un nombre de cycles relativement faible, il a été mis en évidence le phénomène de la dégradation cyclique du frottement latéral et de la résistance en pointe. Il a été observé, particulièrement, une forte diminution du frottement latéral et de la résistance en pointe à partir des premiers cycles et qui se poursuit jusqu'à la fin de la séquence cyclique. Il a été remarqué que la dégradation est plus accentuée sur les premiers cycles que sur les cycles subséquents. Il a été mis en évidence l'influence du niveau de chargement, de l'amplitude du déplacement cyclique et de la densité du massif. En ce qui concerne la fréquence de chargement, il a été noté que pour les faibles

fréquences variant entre 0,1 Hz et 1 Hz (domaine quasi-statique), la dégradation du frottement latéral et de la résistance en pointe n'est pas influencée par cette variation, ce qui nous a permis de réaliser, par la suite, des essais cycliques à une seule fréquence de chargement.

En ce qui concerne les essais cycliques à grand nombre de cycles réalisés sur la sonde Ø36, notre objectif initial était de chercher la fréquence du chargement cyclique à adopter pour l'ensemble des essais et qui répond à la fois à l'aspect 'représentativité' des sollicitations réelles et à l'aspect 'faisabilité' des essais permettant d'effectuer un grand nombre de cycles pendant une durée pratique.

Après avoir prospecté plusieurs fréquences allant de 0,01 Hz jusqu'à 1 Hz, il a été constaté qu'il n'y a pas d'influence significative de ce paramètre sur le comportement des pieux soumis à un chargement cyclique à grand nombre de cycles, pour cette gamme de fréquences se situant dans le domaine quasi-statique. Suite à un tel résultat, il a été adopté la fréquence de 1 Hz pour le chargement cyclique, ce qui nous a permis de réaliser les essais cycliques à grand nombre de cycles dans un temps raisonnable, de l'ordre de 28H/essai.

Pour le comportement des pieux sous chargement cyclique, il a été remarqué qu'au début il y a une dégradation du frottement latéral due à la contractance cyclique qui caractérise le comportement des pieux pour un nombre de cycles relativement faible. Un tel phénomène a été largement observé par plusieurs chercheurs ayant étudié cet aspect que ce soit au laboratoire ou in-situ. Mais, après avoir atteint un maximum de dégradation (pour des milliers de cycles environ), le frottement ne continue pas à diminuer mais au contraire il se renforce de nouveau jusqu'à la fin de la séquence cyclique. On a défini d'ailleurs des facteurs d'évolution du frottement latéral et de la résistance en pointe au lieu des facteurs de dégradation qui ont été utilisés auparavant.

Pour interpréter l'évolution du frottement latéral durant le chargement cyclique, on utilisé un schéma conceptuel de comportement d'interface basé sur le principe de la rigidité constante du sol entourant le pieu, dû à White et Lehane (2004). La première phase est expliquée par le fait que la diminution de la contrainte normale à l'interface est engendrée par la diminution de l'épaisseur de cette zone (contractance cyclique). Quant à la phase de durcissement cyclique, cela est expliqué par le phénomène de la dilatance partiellement empêchée du sol au niveau de l'interface.

En ce qui concerne l'évolution de la résistance en pointe durant la séquence cyclique, ce comportement est interprété par la mise en compétition de deux mécanismes ; la densification du sable sous la pointe et le compactage par intercalation des grains du même sable sous la pointe. Lors de la première phase de dégradation, c'est le premier mécanisme qui prédomine par contre pour la deuxième phase du renforcement, la prédominance revient au deuxième mécanisme.

L'influence des paramètres significatifs du chargement cyclique a été également étudiée pour voir leur effet sur le comportement des pieux pour un grand nombre de cycles. Il s'agissait du niveau de contraintes appliquées, de l'amplitude du déplacement cyclique, de la densité du massif ainsi que le type du chargement cyclique (Alterné ou non alterné).

Pour le comportement post-cyclique des pieux soumis à un grand nombre de cycles, il a été observé une importante amélioration de la capacité portante.

Comme perspectives de recherche, ce travail peut être poursuivi en traitant les thèmes suivants :

- Réaliser des essais cycliques pour un nombre de cycles plus élevé, de l'ordre de 1 million, pour voir la tendance du durcissement cyclique, c'est-à-dire vérifier si on pourra avoir une stabilisation ou une diminution des efforts mobilisés à la fin du chargement cyclique.
- Réaliser des essais cycliques dans les sols fins (argiles).
- Réaliser des essais cycliques sur un groupe de pieux pour examiner l'effet de groupe sous sollicitations cycliques à grand nombre de cycles.
- Élaborer des modèles de comportement en tenant compte de l'effet d'un grand nombre de cycles sur l'évolution de la capacité portante des pieux.

## APPENDICE

### LISTE DES SYMBOLES ET ABRÉVIATIONS

#### Minuscules latines

$d$	: diamètre de pieu	[mm]
$e_{\min}$	: Indice des vides minimal	[.]
$e_{\max}$	: Indice des vides maximal	[.]
$f$	: Fréquence du chargement cyclique	[Hz]
$q_s$	: Frottement latéral	[kPa]
$q_{s, i}$	: Frottement latéral initial	[kPa]
$q_{s, f}$	: Frottement latéral final	[kPa]
$q_{s, \max, 1}$	: Frottement latéral maximal mobilisé au cycle 1	[kPa]
$q_{s, \max, i}$	: Frottement latéral maximal mobilisé au cycle $i$	[kPa]
$q_p$	: Résistance en pointe	[kPa]
$q_{p, f}$	: Résistance en pointe finale	[kPa]
$q_{p, i}$	: Résistance en pointe initiale	[kPa]
$q_{p, \max, 1}$	: Résistance en pointe maximale mobilisé au cycle 1	[kPa]
$q_{p, \max, i}$	: Résistance en pointe maximale mobilisé au cycle $i$	[kPa]

#### Majuscules latines

$C_c$	: Coefficient de courbure des grains (analyse granulométrique)	[.]
$C_U$	: Coefficient d'uniformité des grains (analyse granulométrique)	[.]
$C_{e \tau, i}$	: Coefficient d'évolution du frottement latéral au cours du chargement cyclique	[.]

$C_{e,q,i}$	: Coefficient d'évolution de la résistance en pointe au cours du chargement cyclique	[.]
$C_{e,Q,i}$	: Coefficient d'évolution de l'effort en tête au cours du chargement cyclique	[.]
$D_{50}$	: Diamètre moyen des grains	[mm]
$D_{\tau,i}$	: Coefficient de dégradation du frottement latéral au cours du chargement cyclique	[.]
$D_{q,i}$	: Coefficient de dégradation de la résistance en pointe au cours du chargement cyclique	[.]
$D_{Q,i}$	: Coefficient de dégradation de l'effort en tête au cours du chargement cyclique	[.]
$D_{\tau}$	: Facteur de dégradation du frottement latéral après la séquence cyclique	[.]
$D_q$	: Facteur de dégradation de la résistance en pointe après la séquence cyclique	[.]
$D_Q$	: Facteur de dégradation de l'effort en tête après la séquence cyclique	[.]
$F_{e\tau}$	: Facteur d'évolution globale du frottement latéral après la séquence cyclique	[.]
$F_{e,q}$	: Facteur d'évolution globale de la résistance en pointe après la séquence cyclique	[.]
$F_{e,Q}$	: Facteur d'évolution globale de l'effort en tête après la séquence cyclique	[.]
$I_D$	: Indice de densité	[.]
$I_d$	: Intensité de déposition du sable au cours de la pluviation	[g/cm <sup>2</sup> /s]
$K_0$	: Coefficient de poussée des terres au repos	[.]
$N$	: Nombre de cycles	[.]
$P_m$	: Charge Cyclique Moyenne	[kN]
$P_c$	: Charge Cyclique	[kN]
$Q$	: Effort en Tête	[kN]
$Q_i$	: Effort en tête initial	[kN]
$Q_f$	: Effort en tête final	[kN]

$Q_{\max, 1}$	: Effort en tête maximale mobilisé au cycle 1	[kN]
$Q_{\max, i}$	: Effort en tête maximale mobilisé au cycle i	[kN]
$Q_C$	: Capacité portante en compression	[kN]
$Q_l$	: Charge limite totale du pieu	[kN]
$Q_p$	: Charge limite de la pointe du pieu	[kN]
$Q_s$	: Charge limite du frottement latéral du pieu	[kN]
$Q_T$	: Capacité portante en traction	[kN]

### Minuscules grecques

$\rho_c$	: Amplitude de déplacement cyclique	[mm]
$\rho_s$	: Densité des grains solides	[.]
$\rho_{d \max}$	: Poids volumique maximal	[g/cm <sup>3</sup> ]
$\rho_{d \min}$	: Poids volumique minimal	[g/cm <sup>3</sup> ]
$\sigma'_{h0}$	: Contrainte de consolidation horizontale	[kPa]
$\sigma'_{v0}$	: Contrainte de consolidation verticale	[kPa]
$\varphi$	: Angle de frottement interne du sol	[°]

### Majuscules grecques

$\emptyset$	: Diamètre de la sonde	[mm]
-------------	------------------------	------

## RÉFÉRENCES

1. Estephan, R. (2003). Contributions aux méthodes de calcul des groupes et des réseaux de micropieux. . Thèse de Doctorat de l'École Nationale des Ponts et Chaussées de Paris.
2. Institut de Recherche en Expérimentation. IREX. (2007). Étude de Faisabilité en vue du montage d'un projet de recherché sur la thématique 'Sollicitations Cycliques en Géotechnique'. Rapport final, IRX, France.
3. Koreck H.W. et Schwarz P.S. (1988). Axial Cyclic Loaded Piles. Deep Foundations on Bored and Auger Piles, Van Impe (ed), 1988 Belkema, Rotterdam, pp. 395-399.
4. Frank, R. (2001). Fondations Profondes. Techniques de l'ingénieur, Presses de l'École Nationales de Ponts et Chaussées.
5. Meyerhof, G.G. (1959). Computations of sands and bearing capacity of piles. J. Soil Mech. and Foundations Div., ASCE, 85 (SM6), pp. 1-27.
6. Robinsky, E.I. et Morrison, C.F. (1964). Sand displacement and compaction around model friction piles. Revue Canadienne de Géotechnique, Vol 1, N°: 2, pp. 81-93.
7. Vesic, A.S. (1965). Ultimate Loads and settlements of deep foundations in sand. Proceedings of a symposium on bearing capacity and settlements of foundations, Duke Univ. pp. 53-68.
8. Vesic, A.S. (1977). Design of pile foundations. National co-operative highway research program. Synthesis of highway practice.
9. Sid-Ahmed, R. (1989). Frottement latéral des pieux dans les sables – Influence de la compressibilité des sables et la géométrie de la pointe. Thèse de Doctorat de l'Université de Nantes.
10. Shakhirev, V., Magnan, J.P. & Ejjaaouani, H. (1996). Étude expérimentale du comportement du sol lors du fonçage des pieux. Bulletin de liaison des laboratoires des Ponts et Chaussées, N° : 206, pp. 95-116.
11. White, D.J. et Bolton, M.D. (2004). Displacement and strain paths during plan-strain model pile installation in sand. Géotechnique, Vol. 54, No. 6, pp. 375-397.

12. Yang, Z.X., Jardine, R.J., Zhu, B.T., Foray, P. et Tsuha, C.H.C. (2010). Sand grain crushing and interface shearing displacement pile installation in sand. *Géotechnique*, Vol. 60, No. 6, pp. 469-482.
13. Mokrani, L. (1991). Simulation physique du comportement des pieux à grande profondeur en chambre de calibration. Thèse de Doctorat de l'Institut National Polytechnique de Grenoble.
14. Boulon, M., Plytas, C. et Foray, P. (1986a). Comportement d'interface et prévision du frottement latéral le long des pieux battus et tirants d'ancrage. *Revue Française de Géotechnique*. Vol. 35, pp. 31-48.
15. Lehane, B.M., Jardine, R.J, Bond, A.J. & Frank, R. (1993). Mechanisms of Shaft Friction in Sand From Instrumented Pile Tests. *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 119, No. 1, pp. 19-35.
16. Kraft, L. (1991). Performance of axially loaded pipe piles in sand. *Journal of geotechnical Engineering*, Vol. 117, No. 2, pp. 272-296.
17. Briaud, J.L. et Tucker, L. (1984). Piles in Sand : A method including Residual Stresses. *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 110, No. 11, pp. 1966-1979.
18. Poulos, H.G. (1987). Analysis of residual stress effects in piles. *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 113, N°3, pp. 216-229.
19. Foray, P., Genevois, J.M., Labaneih, S. & Goulois, A. (1989). Effets de la mise en place sur la capacité portante des pieux dans les sables. *Compte-rendu du douzième Congrès International de Mécanique des sols et des travaux de Fondations*. Rio de Janiero, Vol. 2, pp. 913-914.
20. Lehane, B.M. (1992). Experimental investigations of displacement pile behaviour using instrumented field piles. PhD Thesis, Imperial College of Science, Technology & medicine.
21. Chow, F. (1995). Field measurements of stress interactions between displacement piles in sand. *Ground Engineering*, July/August 1995, pp. 36-40.
22. Le Kouby, A. (2003). Étude du comportement des micropieux sous chargements monotones et cycliques – Application aux effets de groupes. Thèse de Doctorat de l'École Nationale des Ponts et Chaussées de Paris.
23. Bustamante, M. et Doix, B. (1985). Une méthode pour le calcul des tirants et des micropieux injectés. *Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussées*. N°140, pp. 75-92.
24. Paik, K. Et Salgado, R. (2004). Effect of Pile Installation Method On Pipe Pile Behavior in Sands. *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 27, No. 1, pp. 78-88.

25. Meyerhof, G.G. (1976). Bearing Capacity and Settlement of Pile Foundations. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 102, No. 3, pp.197-228.
26. American Petroleum Institute (1989). Recommended Practice for planning. *Designing and Construction Fixed Offshore Platforms*.
27. Schlosser, F. et Guilloux, A. (1981). Le frottement dans le renforcement des sols. *Revue française de Géotechnique*, N° 16, pp. 65-67.
28. Francis, R. (1997). Étude du comportement mécanique des micropieux modèles en chambre d'étalonnage. Application aux effets de groupe. Thèse de Doctorat de l'École Nationale des Ponts et Chaussées de Paris.
29. Potyondy, J.G. (1961). Skin friction between various soils and construction materials. *Géotechnique* 11(4), pp. 339-353.
30. Desai, C.C., Drumm, E.C. et Zaman, M.M. (1985). Cyclic testing and modeling of interfaces. *Journal of Geotechnical Engineering Division*. ASCE, Vol. 111, N°: 6, pp. 793-815.
31. Uesugi, M. et Kishida, H. (1986). Influence factors of friction between steel and dry sands. *Soils and foundations*, Vol. 26, N°: 2, pp. 33-46.
32. Uesugi, M., Kishida, H. and Uchikawa, Y. (1990). Friction between Dry Sand and Concrete Under Monotonic and Repeated Loading. *Soils and Foundations*, Vol. 30, No. 1, pp. 115-128.
33. Tabucanon, J.T. et Airy, D.W. (1992). Interface tests to investigate pile skin friction in sands. School of Civil and mining engineering, Centre for Geotechnical Research. Research report, N°: R662, 23 pages.
34. Uesugi, M. et Kishida, H. (1986). Frictional resistance at yield between dry sand and mild steel. *Soils and foundations*, Vol. 26, N°: 4, pp. 139-149.
35. Puech, A., Foray, P., Boulon, M. et Desrues, J. (1979). Calcul des pieux à l'arrachement à partir d'un modèle numérique en contraintes effectives – premiers résultats. *Proceeding of the 7th European conference on soils Mechanics and Foundation Engineering*, Brighton, Vol. 1, pp. 227-233.
36. Balachowski , L. (1995). Différents aspects de la modélisation physique du comportement des pieux : Chambre d'étalonnage et centrifugeuse. Thèse de Doctorat de l'Institut National Polytechnique de Grenoble.
37. Eissautier, M. (1986). Frottement latéral des pieux en milieu pulvérulent. Thèse de Doctorat, Institut National Polytechnique de Grenoble.
38. Schmertman, J.H. (1978). Guidelines for cone penetration test-performance and design. FHWA-TS-786-209, U.S. Dept. of Transportation, Washington, D.C.

39. Baldi, G., Bellotti, R. Ghionna, V., Jamiolkowski, M. et Pasqualini, E. (1981). Cone resistance of dry medium sand. Proc. of the 10<sup>th</sup> International Conference on SMFE, Stochholm, Vol. 2, pp. 427-432.
40. Houslyby, G.T. et Hitchman, R. (1988). Calibration Chamber test of a cone penetrometer in sand. Géotechnique 38, N°1, pp. 39-44.
41. Canou, J. (1989). Contribution à l'étude et à l'évaluation des propriétés de liquéfaction des sables. Thèse de Doctorat de l'École Nationale des Ponts et Chaussées de Paris.
42. AFNOR NF P 94-150 (1991). Essai statique du pieu sous compression axiale. Norme française, Paris, 24 P.
43. Dayal, U. et Allen, J. (1975). The effect of penetration rate on the strength of remolded clay and sand samples. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 12, N° 3, pp. 336-348.
44. Juran, I., Tumay, M.T. (1989). Soil stratification using the dual pore-pressure piezocone test. Transportation Research Record, Vol.1235, pp.68-78.
45. DE GENNARO, V. (1999). Étude du comportement des interfaces sol-structure. Application à l'analyse du comportement des pieux. Thèse de Doctorat de l'École Nationale des Ponts et Chaussées de Paris.
46. El Naggar, M.H. et Wei, J.Q., (2000). Uplift behaviour of tapered pile established from model tests. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 37, N° 1, pp. 56-74.
47. De Nicola, A. et Randolph, M.F. (1993). Tensile and Compressive Shaft Capacity of Piles in Sands. Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 119, No. 12, pp. 1952-1973.
48. Kraft, L.M. (1990). Computing Axial Pile Capacity in Sands for Offshore Conditions, Marine Geotechnology, Vol. 9, No. 1, pp.61-92.
49. Jardine, R., Chow, F., Overy, R. et Standing, J (2005). ICP design methods for driven piles in sands and clays. Thomas Telford Ltd, pp.105
50. Jardine, R., Chow, F. (1996). New design methods for offshore piles. The Marine Technology Directorate LTD.
51. Chow, F., Jardine, R.J., Nauroy J.F. & Bruzy, F. (1997). Times-related increases in the shaft capacities of driven piles in sands. Géotechnique, Vol. 47, No. 2, pp. 353-361.
52. Bouafia, A. (2011). Conception et calcul des ouvrages géotechniques. Éditions Pages bleues Internationales, Alger, 392 P, 2<sup>ème</sup> édition.
53. Cassan, M., (1978). Les essais in-situ en Mécanique des sols- Application et méthodes de calcul. Edition Eyrolles.

54. Bouafia, A. (2010). Les essais in- situ dans les projets de fondations. Éditions O.P.U (Office des Publication Universitaire), Alger, 299 P, 3<sup>ème</sup> édition.
55. De Beer, E. (1984). Different behavior of bored and driven piles. Proc. of VI Conf. On Soil Mechanics and Foundations Engineering, G. Petrasovits, ed., Budabest, Hungary, pp. 307-318.
56. Ghionna, V.N., Jamiolkowski, M., Lancellotta, R. and Pedroni, S. (1993). Base capacity of bored piles in sands from in-situ tests. Proc. 2<sup>nd</sup> Int. Geotechnical Seminar on Deep Foundations on Bored and Auger Piles, Van Impe, ed., Belkema, Rotterdam, The Netherlands, 67-74.
57. Lee, J. et Salgado, R. (1999). Determination of pile base resistance in sands. J. Geotech. Geoenviron. Eng. Vol. 125, No. 8, pp. 673-683.
58. Lee, J., Salgado, R. et Paik, K. (2003). Estimation of Load Capacity of Pipe Piles in Sand Based on Cone Penetration Test Results. J. Geotech. Geoenviron. Eng. Vol. 129, No. 6, pp. 391-403.
59. Le Tirant, P., Nauroy, J.F. et Brucy, F. (1991). Dimensionnement des pieux de fondation offshore dans les sables denses. Comptes rendus du colloque international Fondations Profondes, paris, presses de l'ENPC, pp. 267-275.
60. Bustamante, M. et Gianceselli, L. (1981). Prévion de la capacité portante des pieux isolés sous charge verticale. Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussées. N°113, mai-juin 1981, pp. 83-108.
61. Bustamante, M., Frank, R. et Gianceselli, L. (1987). Le dimensionnement des fondations profondes – L'expérience des Laboratoires des Ponts et Chaussées. Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussées. N°149, mai-juin 1987, pp. 13-22.
62. Bustamante, M. et Frank, R. (1997). Design of Axially Loaded piles –French Practice. Design of Axially Loaded Piles – European Practice (Proc. ERTC3), Brussels, Belkema, Rotterdam, pp. 161-175.
63. Philipponnat, G. et Zerhouni, M.I. (1991). L'apport de l'essai au phicomètre pour la détermination du frottement latéral des pieux. Comptes rendus du colloque international Fondations Profondes, paris, presses de l'ENPC, pp. 267-275.
64. Philipponnat, G. et Zerhouni, M.I. (1993). Interprétation de l'essai au phicomètre. Revue Française de Géotechnique, No 65, pp. 3-28.
65. Baguelin, F., Bustamante, M., Frank, R. et Jezequel, J.P. (1974). La capacité portante des pieux. Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics. Série Sols et Fondations. N°116.

66. Bustamante, M., Gianceselli, L., Ledoux, J.L., Seigle, B. et Klos, J. (1983). Portance d'un micropieu dans les marnes. Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussées. N°128, nov-déc 1983, pp. 47-54.
67. Frank, R. et Mestat, P. (2000). Aspects expérimentaux et numériques du frottement latéral des pieux. Éditions scientifiques et médicales Elsevier.
68. Djafari, D. et Frank, R. (1983). Contribution à l'étude théorique en grandes déformations du poinçonnement dans les sols. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, 1983.
69. Randolph, M.F., Dolwin, J., Beck, R.D. (1994). Design of driven piles in sand. Géotechnique, Vol. 44 (3), pp. 427-448.
70. Randolph, M.F (2003). Science and empirism in pile foundation design. Géotechnique, Vol. 53 (10), pp. 847-875.
71. Yu, H.S. et Houlsby, G.T. (1991). Finite cavity expansion in dilatant soils : Loading analysis. Géotechnique, Vol. 41(2), pp. 173-183.
72. Baguelin, F., Frank, R. et Jezequel, J.P. (1975). Quelques résultats théoriques sur l'essai d'expansion dans les sols et sur le frottement latéral des pieux. Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussées. N°78, pp. 131-136.
73. Frank, R. (1975). Étude théorique du comportement des pieux sous charge verticale. Introduction à la dilatance. Rapport de recherche No. 46, Laboratoire des Ponts et Chaussées.
74. Salgado, R., Mitchell, J.K., Jamiolkowski, M. (1997). Cavity Expansion and Penetration Resistance in sand. J. Geotech. Geoenviron. Eng. Vol. 123, No.4, pp. 491-497.
75. Farhad, E. et Favre, J.L. (2002). Analogy between analyze of pile and penetrometer tip resistance by cavity expansion method. Proc. 9<sup>th</sup> International Conference on Piling and Deep Foundations, Nice, France.
76. Canou, J. et Tumay, M.T. (1984). Calibration and field evaluation of french self-boring pressuremeter (PAF 76). Louisiana State University, Dpt of Civil Engineering, Geotech. Report, n° GE-84/04.
77. Dormieux, L. (1985). Étude du chargement d'un sable à l'aide de l'appareil à cylindre creux. PFE de l'ENPC.
78. Fahey, M. (1986). Expansion of a thick cylinder of sand: a laboratory simulation of the pressuremeter test. Géotechnique, Vol. 36, No. 3, pp. 397-424.
79. Juran, I. et Bensaid, M.A. (1987). Cavity Expansion Tests in a Hollow Cylinder cell. Geotechnical Testing Journal, Vol. 10, No. 4, pp. 203-212.

80. Dupla, J.-C. (1995). Application de la sollicitation d'expansion de cavité cylindrique à l'évaluation des caractéristiques de liquéfaction d'un sable. Thèse de Doctorat de l'École Nationale des Ponts et Chaussées de Paris.
81. Dupla, J.-C., Canou, J. (2003). Cyclic pressuremeter loading and liquefaction properties of sands. *Soils and Foundations*, vol. 43, n° 2, pp. 17-31.
82. Barbas, A. et Frank, R. (1982). Utilisation de la méthode des éléments finis en mécanique des sols dans le domaine de l'élastoplasticité. Laboratoire Central des ponts et chaussées. Rapport de recherche LPC No. 146, Paris, France.
83. Tadjbakhsh, S. (1984). Étude par la méthode des Éléments finis du comportement de sols dilatants – Application aux pieux sous charge axiale. Thèse de Doctorat de l'École Nationale des Ponts et Chaussées de Paris.
84. Cabella, E. et Passalacqua, R. (1998). Axially loaded pile: Numerical models and experimental data. *Proc. of the fourth European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering*, pp. 97-106.
85. Das Neves, M., Mestat, P., Frank, R. et Degny, R. (2001). Étude du comportement des pieux forés – Modélisation par éléments finis. *Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussées*. No. 231, pp. 55-67.
86. Wehnert, M. Et Vermeer, P.A.A. (2004). Numerical analysis of load tests on bored piles. *Proce. Of Numerical Models in Geomechanics NUMOG IX*, pp. 505-511.
87. DE GENNARO, V. et FRANK, R. (2002). Insight into the simulation of calibration chamber tests. *Methods in geotechnical Engineering (NUMGE 2002)*. Mestat ED., Presses de l'ENPC/LCPC, Paris, pp. 169-177.
88. Said, I. (2006). Comportement des interfaces et modélisation des pieux sous charge verticale. Thèse de Doctorat de l'École Nationale des Ponts et Chaussées de Paris.
89. Gambin, M. (1963). Calcul du tassement d'une fondation profonde en fonction des résultats pressiométriques. *Sols-soils*, n°7, pp. 11-31.
90. Frank, R. et Zhao, S.R. (1982). Estimation par les paramètres pressiométriques de l'enfoncement sous charge axiale des pieux forés dans les sols fins. *Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées*. Vol. 119 mai-juin, pp. 17-24.
91. Baguelin, F., Frank, R. et Jezequel, J.P. (1982). Parameters for Friction Piles in Marine Soils. 2<sup>nd</sup> International Conference on Numerical Methods in Offshore Piling, University of Texas at Austin, pp. 197-214.
92. Hirayama, H. (1990). Load-Settlement Analysis for bored piles using hyperbolic transfer function. *Soils and Foundations*, Vol. 30, No. 1, pp. 55-64.

93. Maleki, K.(1995). Contribution à l'étude du comportement des micropieux isolés et en groupe. Thèse de Doctorat de l'École Nationale des Ponts et Chaussées de Paris.
94. Garnica-Anguas, P. (1993). Simulation numérique du frottement entre solides par équations intégrales aux frontières et modèle d'interface non linéaire. Applications aux pieux. Thèse de doctorat de l'Université Joseph Fourier- Grenoble I, Grenoble, France.
95. Huang, A.B., M.A., M.Y., LEE, J.S. (1991). Numerical simulation by calibration chamber. Proc. 1<sup>st</sup> Int. Symp. On calibration chamber testing, Postdam, New York, 28-29 June, PP. 175-184.
96. Boulon, M., Garnica, P. et Eissautier, M. (1995). Simulation numérique 3D du frottement sol-inclusion en chambre d'étalonnage par équations intégrales. Revue Française de Géotechnique. Vol. 73, pp. 35-62
97. Poulos, H.G. et Davis, E.H. (1990). Pile foundation analysis and design. Rober E. Kriger Publishing Company, Malibar, Florida.
98. Andersen, K.H., Kleven, A. et Heien, D. (1988). Cyclic Soil Data for Design of Gravity Structures. Journal of Geotechnical Engineering. ASCE. Vol. 114, No. 5, pp.517-539.
99. Andersen, K.H., Pool, J.H., Brown, S.F. et Rosenbrand, W.F. (1980). Cyclic and Laboratory tests on Drammen Clay. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 106, No. GT5, Proceedings paper 15434, May 1980, pp. 499-529.
100. Cuellar, V., Bazant, Z.P., Krizek, R.J. and Silver, M.L. (1977). Densification and Hysteresis of Sand Under Cyclic Shear. Journal of Geotech. Engineering ASCE, Vol. 103, No. 5, pp. 399-416.
101. Silver, M. L. and Seed, H.B. (1971). Deformation characteristics of sands under cyclic loading. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Div, ASCE, 97(SM8), pp. 1081-1098.
102. Youd, T.L. and Craven, T.N. (1975). Lateral Stress in Sands During Cyclic Loading. Technical Note, Journal of the Geotechnical Division, ASCE, Vol. 101, No. 2, pp. 217-221.
103. Chan, S. et Hanna, T.H. (1980). Repeated loading on single piles in sand. Journal of the Geotechnical Engineering Division. Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol. 106, N°. GT2.
104. Acar, Y.B., Durgunoglu, H.T. et Tumay, M.T. (1982). Interface properties of sand. Journal of Geotechnical Division, ASCE, Vol. 108, No. GT4, April 1982.
105. Luong, M.P. (1980). Phénomènes cycliques dans les sols pulvérulents. Revue Française de Géotechnique, N° 10, pp. 39-53.

106. Boulon, M. et Foray, P. (1986). Physical and numerical simulation of lateral shaft friction along offshore piles in sand. Proc. 3rd International Conference on Numerical methods in offshore piling, Nantes, France, pp. 127-147.
107. Airy, D.W., Al-Douri, R.H. and Poulos, H.G. (1992). Estimation of Pile Friction Degradation from Shearbox Tests. Geotechnical Testing Journal, Vol. 15, No. 4, pp. 388-392.
108. De Jong, J.T., Randolph, F.M. et White, D.J. (2003). Interface Load Transfer Degradation During Cyclic Loading: A microscale Investigations. Soil and Foundations, Japanese Geotechnical Society, Vol. 43, No. 4, pp. 81-93.
109. Mortara, G., Mangiola, A. et Ghionna, V.N. (2007). Cyclic Shear Stress Degradation and Post-Cyclic Behaviour from Sand-Steel Interface Direct Shear Tests. Can. Geotech. J. No. 44, pp. 739-752.
110. Al-Douri, R.H. (1992). Behaviour of Single Pile and Pile groups in Calcareous Sediments. Ph.D. Thesis, University of Sydney. Australia.
111. Ghionna, V.N., Mortara, G. and Vita, G.P. (2003). Sand-Structure Interface Behavior Under Cyclic Loading From Constant Normal Stiffness Direct Shear Tests. Proc. of the International Symposium on Deformation Characteristics of Geomaterials, Lyon, pp. 231-237.
112. Evgin, E. and Fakharian, K. (1997). "Cyclic degradation of shaft resistance for piles embedded in Silica sand". Proceedings, 14<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Hamburg Germany, September 6-12.
113. Randolph, F.M. (1988). The Axial Capacity of Deep Foundations in Calcareous soil. Proc. of the International Conference on Calcareous Sediments, Perth, Belkema, pp. 837-857.
114. Fakharian, K. (2001). Friction Pile-Soil Interaction Subjected to Cyclic Axial Loads. Proceedings of the Eleventh International Offshore and Polar Engineering Conference Stavanger, Norway, June 17-22, 2001.
115. Corfdir, A., Lerat, P. et Vardoulakis, I. (2004). A cylinder Shear Apparatus. Geotechnical Testing Journal, Vol. 27, No. 5, pp. 1-9.
116. Lerat, P. (1996). Étude de l'interface sol – structure dans les milieux granulaires à l'aide d'un nouvel appareil de cisaillement annulaire. Thèse de Doctorat de l'École Nationale des Ponts et Chaussées de Paris.
117. Lerat, P., Boulon, M. et Schlosser, F. (1997). Étude expérimentale de l'interface sol-structure dans les milieux granulaires. Revue Française de Génie Civil, Vol. 1, No. 2, pp. 345-366.

118. Nauroy, J.F., Brucy, F., et Le Titrant, P. (1985). Static end cyclic load tests on a drilled and grouted pile in calcareous sand. Boss' 1985', Delt University, The Netherlands.
119. Karlsrud, K. et Haugen, T. (1986). Behaviour of piles in clay under cyclic axial loading – Results of field tests. "Proc. 4<sup>th</sup> Int. Conf. on behaviour offshore structures, Boss'85, Delt University, The Netherlands, 677-691.
120. Karlsrud, K. et Haugen, T. (1984). Cyclic Loading of Piles and Pile anchors – Field model tests. Final report. Norwegian Geotechnical Institute, Report, 40010-28.
121. Randolph, F.M. , Joer, H.A. , Khorshid, M.S. et Hyden, A.M. (1996). Field and Laboratory Data from Pile Load Tests in Calcareous Soil. The 28<sup>th</sup> Offshore Technology Conference, Texas, U.S.A, 6-9 may 1996.
122. Cavey, J.K., Lambert, D.V., Miller, S.M., and Krhounek, R.C. (2000). Observations of minipile performance under cyclic loading conditions. Ground Improvement, Vol. 4, pp. 23-29.
123. Gavin, K.G. et O'Kelly, B.C. (2007). Effect of Friction Fatigue On Pile Capacity in Dense Sand. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. Vol. 133, No. 1, January 2007, pp.63-71.
124. Doherty, P. et Gavin, K. (2008). Degradation of Axial Shaft Capacity of Piles in Soft Clay Due to Cyclic Loading. Proc. of the 6<sup>th</sup> International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, Arlington, VA, 2008, pp. 1-8.
125. Poulos, H.G. (1981). Cyclic axial response of single pile. Journal of Geotechnical Engineering Division, Proceedings of ASCE, Vol. 107, No. GT1.
126. Matlock, H., Bogard, D., Cheang, L. (1982). A Laboratory Study of Axially Loaded Piles and Pile Groups Including Pore Pressure Measurements. Proc. of the 3<sup>rd</sup> International Conference on The Behavior of Offshore Structure. Vol. 1, pp. 105-121.
127. Lee, C.Y. et Poulos, H.G. (1990). Experimental investigations of axial capacity of model grouted piles in marine calcareous sediments, The University of Sydney, School of Civil and Mining Engineering, Research report No. R618.
128. Chin, J.T. et Poulos, H.G. (1996). Tests on Model Jacked Piles in Calcareous Sand. Geotechnical Testing Journal, GTJODJ, Vol. 19, No. 1, June 1996, pp. 164-180.
129. Bea, R.G., Audibert, J.M.E. et Dover, A.R (1980). Dynamic response of laterally and axially loaded piles. Paper OTC 3749, Proceedings, 12<sup>th</sup> offshore Technology conference, Houston, Tex., 1980, pp. 129-139.
130. Poulos, H.G. (1984). "Cyclic Degradation of Pile Performance in Calcareous Soils", Analysis and Design of Pile Foundations, ASCE. 99-118.

131. Karlsrud, K., Nadim, F. et Haugen, T. (1992). Piles in clay under cyclic axial loading – Field tests and computational modelling. Publication N° 169, Norwegian Geotechnical Institute.
132. Poulos, H.G. (1981). Some aspects of skin friction of piles in clay under cyclic loading. *Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol. 12, No. 12, pp. 1- 17.
133. Broms, B.B. (1972). Bearing capacity of cyclically loaded piles. Report N° 44, Swedish Geotechnical Institute Stockholm, Sweden, 1972, pp. 1-16.
134. Bea, R.G. (1975). Parameters acting axial capacity of piles in clays. Proceedings 7<sup>th</sup> off. Tech. Conf., Houston, paper No OTC2307.
135. Holmquist, D.V. et Matlock, H. (1976). Resistance- displacement relationships for axially-loaded piles in soft clay. Paper OTC 2474. Proceedings, 8<sup>th</sup> offshore technical conference, Houston, Texas., pp. 554-569.
136. McAnoy, R.P.L., Cashman, A.C. et Purvis, D. (1982). Cyclic Tensile Testing of a Pile in Glacial Till. 2<sup>nd</sup> International Conference on Numerical Methods in offshore Piling, pp. 1-35.
137. Matlock, H. and Foo, S.H.C. (1980). Axial Analysis of Piles Using a Hysteretic and Degrading Soil Model. Proc. of Numerical Methods in Offshore Piling, ICE, London, pp. 127-133.
138. Poulos, H.G. (1983). Cyclic axial pile response – Alternative analyses. Proc. Conf. on Geotech. Practice in offshore Eng., ASCE, 455-490.
139. Briaud, J.L. et Felio, G.Y. (1986). Analysis of Existing Cyclic Vertical Load Tests for Piles in Clay. Proc. of the 18<sup>th</sup> Annual OTC in Houston, Texas, USA, pp. 31-37.
140. Kagawa, T. (1986). Cyclic and Loading-Rate Effects on Pile Responses. Proc. 3rd International Conference on Numerical methods in offshore piling, Nantes, France, pp. 417-432.
141. Randolph, F.M. (1989). Load Transfer Model for Piles in Calcareous Soil. Proc. of The 12<sup>th</sup> International Conference On Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio De Janeiro, pp. 479-484.
142. Chin, J.T. et Poulos, H.G. (1991). A ‘T-Z’ Approach for Cyclic Axial Loading Analysis of Single Piles. *Computers and Geotechnics*, Vol. 12, pp. 289-320.
143. Reddy, E.S.B., O’Reilly M. et Chapman, D.N. (1998). Modified T-Z model – A Software for Tension Piles. *Computers & Structures*, No. 68, pp. 613-625.
144. Rojas, E., Valle, C. and Romo, M.P. (1999). Soil-Pile Interface Model for Axially Loaded Single Piles. *Soils and Foundations*, Vol. 39, No. 4, pp. 35-45.

145. Puech, A. (1982). Basic Data for Design of Tension Piles in Silty Soils. 3<sup>rd</sup> International Conference on Behavior of Offshore Structures, Vol.1, pp. 141-157.
146. Turner, J.P et Khuhawy, F.H. (1990). Drained uplift capacity of drilled shafts under repeated axial loading. *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 116, No. 3, pp. 470-492.
147. Karlsrud, K. et Nadim, F. (1990). Axial Capacity of Offshore Piles in Clay. *Proceedings of the 22<sup>nd</sup> Annual Offshore Technical Conference in Houston, Texas.*, pp. 405-415.
148. Youd, T.L. (1972). Compaction of Sands by Repeated Shear Straining. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 98 (SM7), pp. 709-725.
149. Swinianski, J. et Tejchman, A. (1991). Behaviour of Pile Under Vertical Cyclic Loading. *Colloque International Organisé par L'ENPC, Paris*, pp. 541-551.
150. Boulon, M., Desrus, J., Foray, P. et Forgue, M. (1980). Numerical model for foundation under cyclic loading, application to piles. *International Symposium on soils under cyclic and transient Loading*, Swansea, Wales, A. Belkema, Rotterdam, pp. 681-694.
151. Foray, P., Tsuha, C.H.C., Silva, M., Jardine, R.J. et Yang, Z.X. (2010). Stress Paths Measured Around A Cyclically Loaded Pile in Calibration Chamber. *Physical Modelling in Geotechnics -Springman, Laue & Seward (eds)*, pp. 933-939.
152. Puech, A. et Jezequel, J-F. (1980). The Effect of Long Time Cyclic Loadings on The Behavior of a Tension Pile. *Proc. of the 12<sup>th</sup> Annual OTC in Houston, Texas, USA*, pp. 153-162.
153. Goulois, A.M. (1982). Contribution to The Study of Tensile Piles Under Cyclic Loading. Ph.D. Thesis, Massachusetts Institute of technology, USA.
154. Boulon, M. et Puech, A. (1984). Calcul des pieux sous sollicitations cycliques par la méthode des éléments finis. *Revue Française de Géotechnique*, No. 26, pp. 7-20.
155. Eitaher, A., Rajapaksa, Y. et Chang, K-T. (2003). Industry Trends for Design of Anchoring Systems for Deepwater Offshore Structures, *Offshore Technology Conference (OTC)*, Houston, Texas, USA.
156. Andersen, K.H. (2009). Bearing Capacity Under Cyclic Loading-Offshore, Along the Coast, and on Land. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 46, pp. 513-535.
157. Jardine, R. & Standing, J.R. (2000). Pile load performed for HSE cyclic loading study at Dunkirk (France), *Offshore Technology Report*, vol. 2, July 2000.
158. Poulos, H.G. (1988). Cyclic Stability Diagram for Axially Loaded Piles. *Journal of Geotechnical Engineering Divsion, ASCE*, Vol. 114, N°8, pp. 877-895.

159. Al-Douri, R.H. et Poulos, H. G. (1995). Predicted and observed cyclic performance of piles in calcareous sand. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol. 121, No. 1, pp. 1-16.
160. Andersen, K.H. (1976). Behaviour of Clay Subjected to Undrained Cyclic Loading. *Proc. Of the International Conference on The Behaviour of Offshore Structures, BOSS'76*, Vol. 1, pp. 392-403.
161. Poulos, H.G. et Lee, C.Y. (1988). Model Test on Grouted Piles in Calcareous Sediments. *Proc. of the International Conference on Calcareous sediments, Perth, Australia*, pp. 255-261.
162. Lee, C.Y. et Poulos, H.G. (1992). Static and Cyclic Load Tests On Model Grouted Piles. *Journal of Geotech. Engineering*, Vol. 23, No. 1, pp. 5-27.
163. Chen, Z.C., Wang, J.X. et Ye, B.Q. (1993). Behavior of Shaft Capacity for Pile Under Cyclic Axial Loading in Clay. *Proc. of the 3<sup>rd</sup> International Offshore and Polar Engineering Conference, Singapore*, pp. 479-485.
164. Weinstein, G. M. (2008). Long-Term Behavior of Micropiles Subject to Cyclic Axial Loading. Ph.D. Thesis of Polytechnic University. USA.
165. Golait, Y.S. et Katti, R.K. (1988). Some aspects of behaviour of piles in calcareous sand media under off-shore loading conditions. *Engineering For Calcareous Sediments, Jewell & Andrews, Balkema*, PP. 199-207.
166. Poulos, H.G. (1989). Cyclic Axial Loading Analysis of Piles in Sand. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol. 115, No. 6, pp. 836-852.
167. Parkin, A.K. et Lunne, T. (1982). Boundary effects in the Laboratory Calibration of a Cone Penetrometer for Sand. *Proc. of the 2<sup>nd</sup> European Symposium On Penetration Testing, Amsterdam*, pp. 761-767
168. Schnaid, F. et Houlsby, G.T. (1992). Measurement of the Properties of Sand in a Calibration Chamber by the Cone Pressiometer Test. *Géotechnique*, Vol. 42, No. 4, pp. 587-601.
169. Salgado, R., Mitchell, J.K. et Jamiolkowski, M. (1998). Calibration Chamber Size Effects On Penetration Resistance in Sand. *Journal of Geoenvironmental Engineering*, Vol. 124, No. 9, pp. 878-888.
170. Garnier, J. et Koenig, D. (1998). Scale effects in Piles and nails Loading Tests in Sand. *Proc. of the International Conference on Centrifuge 98, Kimura, Japan*, pp. 205-210.
171. Bekki, H., Apergi, A., Canou, J., Dupla, J-C, Tali, B. et Boufia, A. (2009). Expérimentation en chambre d'étalonnage sur modèles réduits de pieux. *Colloque*

- International sur le développement de la géotechnique au Maghreb, Casablanca, Maroc, 2009.
- 172.** Le Thiet, T. (2005). Étude du processus de vibrofonçage d'inclusions cylindriques en chambre d'étalonnage. Application aux pieux. Thèse de Doctorat, UMR Navier, ENPC de Paris, pp.65-97.
  - 173.** Levacher, D., Garnier, J. et Chambon, P. (1994). Reconstitution d'éprouvettes de sable -Appareils de pluviation. *Revue Française de Géotechnique*, No. 68, pp. 49-56.
  - 174.** Rad, N. S. et Tumay, M.T. (1987). Factors affecting sand specimen preparation by raining. *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 10, No. 1, pp. 31-37.
  - 175.** Hanke, R., Phillips, R. et Eigenbrod, K.D. (2002). Response of Pile Shaft Resistance to Cyclic Axial Loading. *International Conference on Physical Modelling in Geotechnics*, pp. 655-659.
  - 176.** Dupla, J-C., Canou, J. (1994). Caractérisation mécanique du sable de Fontainebleau à partir d'essais triaxiaux de compression et d'extension. Rap. de synthèse Projet National ClouterreII -CERMES/ENPC, Paris, France.
  - 177.** Kempfert, H-G., Thomas, S. et Gebreselassie, B. (2010). Observation of Pile-soil-Interaction During Cyclic Axial Loading Using Particle Image Velocimetry. *GeoShanghai 2010 International Conference*, pp. 67-72.
  - 178.** Tali, B. (2011). Comportement de l'interface sol-structure sous sollicitations cycliques – Application au calcul des fondations profondes. Thèse de Doctorat de l'École Nationale des Ponts et Chaussées de Paris.
  - 179.** Poulos, H.G. et Chan, K.F. (1986). Laboratory Study of Pile Skin Friction Piles in Calcareous Sediments. *Proc. Geotechnical Engineering*, Vol. 17, No. 2, pp. 235-257.
  - 180.** Turner, J.P. et Kulhawy, F.H. (1989). 'Load Transfer in Deep Foundations Under Repeated Axial Loading', *Proceeding Foundations Engineering: Current Principles and Practices*, Illinois, Vol. 1, pp. 511-525.
  - 181.** Lee, K., and Vernese, F.J. (1978). End restraint effects on cyclic triaxial strength of sand. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol. 104, No. 6, pp. 705-719.
  - 182.** Tatsuoka, F., Toki, S., Miura, S. Kato, H., Okamoto, M., Yamada, S., Yasuda, S., and Tanizawa, F. (1986). Some factors affecting cyclic undrained triaxial strength of sand. *Soils and Foundations, Japanese Geotechnical Society*, Vol. 26, No. 3, pp. 99-116.
  - 183.** Le Kouby, A., Canou, J. et Dupla, J-C. (2004). Behaviour of Model Piles Subjected to Cyclic Axial Loading. *Proc. of the International Conference on Cyclic Behavior of Soils and Liquefaction Phenomena*, Bochum, Germany, pp. 159-166.

184. Lehane, B.M. & White, D.J. (2005). Lateral Stress Changes and Shaft Friction for Model Displacement Piles in Sand. *Can. Geotech. J.*, Vol. 42, pp. 1039-1052.
185. White, D.J. et Lehane, B.M. (2004). Friction Fatigue on Displacement Piles in Sand. *Géotechnique*, Vol. 54, No. 10, pp. 645-658.
186. White, D.J. (2005). A General Framework For Shaft Resistance on Displacement Piles in Sand.. *Proc. Int. Symp. on Frontiers in Offshore Geotechnics*, pp. 697-703.
187. Bea, R.G. (1992). Pile Capacity for Axial Loading. *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 118, No. 1, January, 1992. pp. 34-50
188. Bekki, H., Canou, J., Tali, B., Dupla, J-C. et Bouafia, A. (2013). Evolution of Local Friction along a Model Pile Shaft in a Calibration Chamber for a large number of Loading Cycles. *C.R. Mécanique* (2013), Vol. 341, pp. 499-507.