HAL
open science

Etude en chambre d'étalonnage du frottement sol-pieu sous grands nombres de cycles. Application au calcul des fondations profondes dans les sols fins saturés

Rawaz Dlawar Muhammed

▶ **To cite this version:**

Rawaz Dlawar Muhammed. Etude en chambre d'étalonnage du frottement sol-pieu sous grands nombres de cycles. Application au calcul des fondations profondes dans les sols fins saturés. Géotechnique. Université Pierre et Marie Curie - Paris VI, 2015. Français. NNT : 2015PA066603 . tel-01335671

HAL Id: tel-01335671

https://theses.hal.science/tel-01335671v1

Submitted on 22 Jun 2016

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

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

Université Pierre et Marie Curie

Ecole doctorale Géosciences, Ressources Naturelles et Environnement (GRN)

Laboratoire Navier / Equipe Géotechnique

Étude en chambre d'étalonnage du frottement sol-pieu sous grands nombres de cycles. Application au calcul des fondations profondes dans les sols fins saturés

Par Rawaz Dlawar MUHAMMED

Thèse de doctorat de Géotechnique

Dirigée par Alain Tabbagh (directeur), Jean-Claude Dupla (co-directeur) et Jean Canou (co-encadrant)

Présentée et soutenue publiquement le 7 octobre 2015

Devant un jury composé de :

Pierre BREUL	Professeur des universités	Rapporteur
Fabrice EMERIAULT	Professeur des universités	Rapporteur
Marc BOULON	Professeur émérite	Examinateur
Jean CANOU	Chercheur ENPC	Examinateur
Daniel LEVACHER	Professeur des universités	Examinateur
Fayçal REJIBA	Maître de conférences	Examinateur
Alain TABBAGH	Professeur émérite	Directeur de thèse
Jean-Claude DUPLA	Chercheur ENPC	Co-directeur
Alain PUECH	Directeur Scientifique de Fugro – France	Invité

"Nothing in life is to be feared, it is only to be understood. Now is the time to understand more, so that we may fear less."

Marie Curie

Remerciements

Ce travail de thèse est le résultat de quatre années de recherche réalisées à l'Ecole des Ponts ParisTech, au sein de l'équipe Géotechnique du laboratoire Navier.

En tout premier lieu, je tiens à remercier profondément M. Alain Tabbagh, mon directeur de thèse, professeur émérite à l'UPMC, pour avoir supervisé et accepté de prendre en charge la responsabilité scientifique de ce travail de thèse. Ses qualités pédagogiques, humaines et scientifiques sont pour moi un exemple qui me servira tout au long de ma carrière.

Je tiens également à exprimer mes sincères remerciements à M. Jean-Claude Dupla, co-directeur de thèse et chercheur à l'ENPC, pour m'avoir suivi, encadré, et accompagné pendant ces quatre années. Ses connaissances expérimentales, ses compétences, sa confiance en moi et sa patience m'ont été très précieuses pour trouver des réponses aux diverses questions auxquelles j'ai été confronté.

Mes vifs remerciements vont également à mon co-encadrant de thèse M. Jean Canou, chercheur à l'ENPC, pour avoir assuré, de près, la supervision et le suivi de cette thèse. Ses qualités de leader, sa grande expérience et ses compétences font de lui un grand enseignant et un bon chercheur. Je le remercie également pour les discussions que l'on a eues ensemble et dans lesquelles j'ai trouvé les réponses à de nombreuses questions. Je le remercie, encore une fois, pour la confiance qu'il m'a accordée dans l'orientation de mon travail, chose qui m'a permis de résoudre divers problèmes. Cela m'a permis, entre autre, de gagner davantage en confiance en moi.

Je tiens particulièrement à remercier M. Fabrice Emeriault, professeur à l'université Joseph Fourier – Grenoble et M. Pierre Breul, professeur à l'université Blaise Pascal - Clermont-Ferrand II de m'avoir fait l'honneur d'accepter le rôle de rapporteur de ce mémoire.

Je remercie également M. Daniel Levacher, professeur à l'université de Caen, d'avoir présidé mon jury de thèse ; M. Marc Boulon, professeur à l'université Joseph Fourier – Grenoble, M. Fayçal Rejiba, maître de conférences à l'UPMC, et M. Alain Puech, Directeur Scientifique de Fugro – France, d'avoir accepté de participé à mon jury de thèse et pour l'intérêt qu'ils ont porté à mon travail, pour leur soutien et leurs remarques pertinentes.

Ce travail à forte composante expérimentale, n'aurait jamais pu aboutir sans l'aide précieuse et le support d'une équipe technique très compétente. Pour cela, je voudrais remercier tous les membres de cette équipe du laboratoire Navier (équipe Géotechnique). C'est un grand plaisir de travailler dans un laboratoire possédant une équipe technique aussi compétente. Pour cela, je tiens, tout d'abord, à remercier M. Emmanuel De Laure, chef de l'équipe, pour la qualité de ses conseils techniques ainsi que pour sa bonne humeur. Ses qualités humaines sont un exemple. Je voudrais également remercier Mme Marine Lemaire, M. Hocine Delmi, M. Xavier Boulay et M. Baptiste Chabot pour leur aide, leur apport technique et leurs fortes contributions dans le développement et la mise au point des dispositifs expérimentaux et des systèmes d'acquisition. Vous faites partie de ma famille.

Je tiens aussi à exprimer toute ma gratitude au gouvernement régional du Kurdistan pour m'avoir donné l'opportunité de continuer mes études dans un pays aussi formidable que la France. Je tiens à associer à ces remerciements M. Mannan Seuleiman, maître de conférences à l'UPMC, ainsi que M. Ali Dolamari, responsable des étudiants kurdes de France, pour leur aide, leur soutien et leur disponibilité permanente.

Je remercie également mes collègues du laboratoire Navier pour leur soutien, leur encouragement et tous les moments très agréables que j'ai passés avec eux.

Je tiens aussi à exprimer ma gratitude à toute l'équipe enseignante de l'université de Koya – département de génie civil et de géotechnique, notamment M. Lukman Maghded Mohamad, M. Dlair Obaid Ramadan, M. Anwar Hazim Dawid, et M. Bestun Jumaa Nareman qui sont de très bons exemples pour moi.

Je ne pourrais pas terminer ces remerciements sans penser à mon père Dlawar et à ma mère Nazanin, que je n'ai pas vus pendant ces derniers trois ans et demi. Qu'ils me pardonnent. Je souhaite de tout mon cœur qu'ils vivent aussi longtemps que possible dans les meilleures conditions.

A mes sœurs Razha et Saya, mon frère Rebaz, pour leur aide, leur disponibilité, leurs encouragements… Ils m'ont été d'un grand soutien. A toute ma grande famille et à tous mes amis.

Résumé

Ce travail de thèse porte sur l'étude du comportement de l'interface sol-pieu sous sollicitations cycliques dans les sols fins. Dans ce cadre, un important programme expérimental a été réalisé en chambre d'étalonnage, à partir d'une sonde-pieu et d'un piézocône testés dans des massifs d'argile saturée. Pour réaliser cette étude, on a, en particulier, développé un consolidomètre prototype pour la reconstitution des massifs d'argile.

On s'est intéressé plus particulièrement, lors de chargements cycliques réalisés à déplacement contrôlé, aux évolutions du frottement local mobilisé à l'interface sol-pieu et de la résistance en pointe. L'étude expérimentale a permis de mettre en évidence l'influence des paramètres clés sur le comportement observé et, plus spécifiquement, sur l'évolution des propriétés de frottement d'interface. On s'est intéressé, en particulier, à l'influence de l'amplitude du chargement cyclique, de la fréquence des sollicitations, ainsi que du nombre de cycles appliqués. L'accent a été mis sur le cas des grands nombres de cycles, typiquement quelques centaines de milliers, encore peu étudié dans la littérature. Il faut également ajouter l'étude de l'influence du niveau des contraintes initiales appliquées au massif.

Les résultats expérimentaux ont permis de mettre en évidence, après une phase de dégradation initiale, une phase de renforcement du frottement local. Ce type de comportement n'a pas encore été décrit dans la littérature. La phase de dégradation est attribuée à l'augmentation progressive de la surpression interstitielle à l'interface au cours des cycles, tandis que la phase de renforcement est attribuée à la dissipation progressive de la surpression interstitielle. Par ailleurs, un essai de chargement cyclique sur un piézocône a été réalisé afin de quantifier précisément la variation des surpressions interstitielles à l'interface sol-pieu et dans le massif, lors des différentes phases de chargement, et ainsi valider les interprétations faites concernant les phases de dégradation et de renforcement.

Mots clés : chambre d'étalonnage, sonde-pieu, piézocône, sol fin, argile saturée, frottement local, chargement cyclique, grand nombre de cycles, dégradation, renforcement, surpression interstitielle

Abstract

This Ph.D. dissertation focuses on the behavior of the pile-soil interface under cyclic loading. In this context, an experimental program was conducted on the Navier calibration chamber using an instrumented pile-probe and a piezocone installed in saturated clay samples. In order to carry out this study, we developed, in particular a slurry consolidometer prototype to reconstitute fully saturated clay samples.

Special attention was given, during displacement controlled cyclic tests, to local friction evolution mobilized at the pile-soil interface and mobilized tip résistance. The experimental study has allowed the demonstration of the influence of the key parameters on the observed behavior and more specifically, on the local friction at the interface. We examined, in particular, the influence of amplitude of cyclic displacement, the frequency of cyclic loading and the applied number of cycles. Emphasis was put on the case of large number of a few hundred thousand of cycles that is still little studied in the literature. We also study the influence of initial consolidation pressure.

The experimental results allowed us to identify, after an initial phase of stress softening, a new phase of stress hardening of local friction. This behavior is not yet described in the literature. The stress softening phase is related to the progressive generation of pore water pressure while the stress hardening, for its part, is related to a gradual dissipation of the generated pore water pressure. Furthermore, a complete sequence of monotonic and cyclic tests were conducted on a piezocone in order to quantify, in a precise manner, the generated pore water pressure at the pile-soil interface during different loading phases and thus validate interpretations given for stress-softening and stress-hardening phases based on the observed results.

Keywords: calibration chamber, pile-probe, piezocone, fine-grained soil, saturated clay, local friction, cyclic loading, displacement controlled, large number of cycles, stress-softening, stress-hardening, excess pore water pressure.

Liste des symboles

Symbole	Unité	Signification
ρ	mm	Déplacement de la tête de la sonde
γ_a	mm	Distorsion moyenne
γ_{cy}	mm	Distorsion cyclique
ρ_f	mm	Déplacement nécessaire pour atteindre le pic de résistance
ρ_m	mm	Déplacement moyen lors d'un essai de chargement cyclique à déplacement contrôlé
ρ_s	g/cm^3	Masse volumique des grains solides
$2\rho_c$	mm	Amplitude de déplacement cyclique
$2P_c$ *ou* $2Q_c$	kPa	Amplitude du chargement cyclique
B	m	Largeur équivalente d'une fondation
B 1	-	Type de fondation - battu
$C_{e,f}$	-	Coefficient d'évolution du frottement local unitaire
$C_{e,F}$	-	Coefficient d'évolution de la force en tête
$C_{e,f,\ max}$	-	Coefficient de dégradation maximale du frottement local
$C_{e,f,\ min}$	-	Coefficient de renforcement maximum du frottement local
$C_{e,q}$	-	Coefficient d'évolution de la résistance en pointe
$C_{e,q,\ max}$	-	Coefficient de dégradation maximale de la résistance en pointe
$C_{e,q,\ min}$	-	Coefficient de renforcement maximum de la résistance en pointe
c_u	kPa	Résistance au cisaillement non drainé (cohésion non drainée)
D_e	m	Hauteur d'encastrement équivalent
D_τ	-	Facteur de dégradation du frottement latéral lors du chargement monotone post-cyclique (utilisé dans la littérature)
f	Hz	Fréquence de chargement cyclique
F	kN	Force en tête
F1	-	Type de fondation - foré
f_s	kPa	Frottement local unitaire
$f_{s,max\ (1)}$	kPa	Frottement local maximal mesuré au cycle 1
$f_{s,max\ (i)}$	kPa	Frottement local maximal mesuré au cycle i
$f_{s,min\ (1)}$	kPa	Frottement local minimal mesuré au cycle 1
$f_{s,min\ (i)}$	kPa	Frottement local minimal mesuré au cycle i
K_0	-	Coefficient des terres au repos
N	-	Nombre de cycles
N_f	-	Nombre de cycles à la rupture
OCR	-	Rapport de surconsolidation
p'	kPa	Contrainte moyenne effective

P_{max} *ou* Q_{max}	kN	Charge maximale appliquée sur la tête du pieu lors d'un essai de chargement cyclique à force contrôlée
P_{min}	kN	Charge minimale appliquée sur la tête du pieu lors d'un essai de chargement cyclique à force contrôlée
P_{moy} *ou* Q_{ave}	kN	Charge moyenne lors d'un essai de chargement cyclique à force contrôlée
P_{uc}	MN	Capacité portante ultime du pieu après le chargement cyclique
Q	kN	Charge appliquée en tête du pieu
Q_f	kN	Force de frottement le long du fût du pieu
Q_p	kN	Force de résistance en pointe
q_p	MPa	Résistance en pointe
Q_u	kN	Capacité portante du pieu
r	cm	Distance radiale dans le massif par rapport à l'axe du pieu
r_0	cm	Rayon du pieu
R_a	µm	Rugosité moyenne
R_z	µm	Rugosité maximale
S_{us}	kPa	Résistance au cisaillement non drainé
S1	-	Type de fondation - vissé
U1	kPa	Surpression interstitielle mesurée sur la pointe du piézocône
U2	kPa	Surpression interstitielle mesurée sur le corps du piézocône
V_f	mm/s	Vitesse de fonçage
V_{stat}	µm/min	Vitesse de chargement monotone
α	-	Frottement maximal normalisé
Δ_{acc}	mm	Déplacement cyclique cumulé
δ_{moy}	mm	Déplacement moyen permanent
Δu	kPa	Surpression interstitielle
ρ_f	mm	Déplacement nécessaire pour atteindre la rupture
σ'_{h0}	kPa	Contrainte effective de consolidation horizontale
σ'_{v0}	kPa	Contrainte effective de consolidation verticale
τ	kPa	Frottement
τ_α	kN	Charge moyenne
τ_{cy}	kN	Charge cyclique
τ_s	kPa	Frottement maximal

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE 1

CHAPITRE I – ELEMENTS BIBLIOGRAPHIQUES 3

I.1 PROBLEMATIQUE GENERALE DES PIEUX SOUS SOLLICITATIONS CYCLIQUES . 3

I.2 COMPORTEMENT MECANIQUE DES PIEUX ISOLES DANS LES SOLS FINS SOUS CHARGEMENT MONOTONE AXIAL 5

I.2.1 Généralités 5
I.2.2 Influence des principaux paramètres 6
I.2.3 Conclusions partielles 18

I.3 COMPORTEMENT MECANIQUE DES PIEUX ISOLES SOUS CHARGEMENT CYCLIQUE AXIAL 19

I.3.1 Généralités et définitions concernant les chargements cycliques 19
I.3.2 Paramètres influençant le comportement d'un pieu sous chargement cyclique axial 21
I.3.3 Conclusions partielles 26

I.4 CAPACITE PORTANTE DES PIEUX SOUS CHARGEMENT AXIAL CYCLIQUE 27

I.4.1 Diagramme-contour 27
I.4.2 Diagramme de stabilité cyclique 30
I.4.3 Dégradation de la capacité portante des pieux sous chargement axial cyclique dans les sols fins 32

I.5 COMPORTEMENT DE L'INTERFACE SOL-STRUCTURE 36

I.5.1 Comportement de l'interface sous chargement monotone à partir des essais de cisaillement direct 36
I.5.2 Comportement de l'interface sous chargement cyclique à partir des essais de cisaillement direct 39

I.6 LOI DE DEGRADATION ET MODULES D'INTERFACE 46

I.6.1 Loi de dégradation de l'interface sol-structure 47
I.6.2 Modèles de calcul des pieux sous chargement cyclique 49
I.6.3 Conclusions partielles 50

1.7 CONCLUSIONS 51

CHAPITRE II DISPOSITIFS D'ESSAI, PROTOCOLES EXPERIMENTAUX ET MATERIAU 53

II.1 DISPOSITIFS D'ESSAI 53

II.1.1 Dispositif d'essai en chambre d'étalonnage 54
II.1.1.1 La chambre d'étalonnage 55
II.1.1.2 Système de mise sous contrainte du massif 57
II.1.2 Sondes pieux 58
II.1.2.1 La sonde-pieu 58
II.1.2.2 Le piézocône 59
II.1.2.3 Piézomètres radiaux 61
II.1.2.4 Dispositif d'accrochage de la sonde 63
II.1.3 Dispositifs d'installation et de chargement de la sonde 63
II.1.3.1 Dispositifs d'installation de la sonde 63
II.1.3.2 Dispositif de chargement de la sonde 64

II.1.4 Système d'acquisition 65
II.1.5 Le dispositif de reconstitution des massifs d'argile (consolidomètre) 66
II.1.5.1 Principe de fonctionnement du consolidomètre 67
II.1.5.2 Présentation détaillée du dispositif de reconstitution des massifs d'argile 68
II.1.5.2.1 Le réservoir de consolidation 68
II.1.5.2.2 Dispositif de chargement 69
II.1.5.2.3 Dispositif d'acquisition de données 72

II.2 PROTOCOLE EXPÉRIMENTAL DÉTAILLÉ 72

II.2.1 Pré-consolidation du massif dans le consolidomètre 73
II.2.1.1 Préparation de la boue 73
II.2.1.2 Déversement de la boue d'argile dans le consolidomètre 75
II.2.1.3 Consolidation 77
II.2.2 Mise en place du massif d'argile dans la chambre d'étalonnage 77
II.2.3 Mise sous contrainte du massif 78
II.2.4 Installation de la sonde-pieu instrumentée 80
II.2.5 Chargement de la sonde-pieu 80
II.2.6 Démontage de l'essai 82
II.2.7 Evaluation de l'homogénéité du massif d'argile 83

II.3 IDENTIFICATION DU SOL ETUDIE 83

II.3.1 Matériau utilisé 83
II.3.2 Essai d'identification 84
II.3.3 Evaluation des propriétés de compressibilité 86
II.3.3.1 Etude de la compressibilité à l'œdomètre (ϕ 70 mm) et mesure de la perméabilité 86
II.3.3.2 Etude de la compressibilité du matériau au consolidomètre (ϕ 524 mm et ϕ 100 mm) 90
II.3.4 Homogénéité des massifs (ϕ 524 mm) 93
II.3.5 Etude du comportement en cisaillement de la kaolinite à l'appareil triaxial 94
II.3.5 .1 Dispositif d'essai 95
II.3.5.2 Procédure expérimentale 96
II.3.5.3 Programme d'essais 97
II.3.5.4 Résultats obtenus 98

II.4 CONCLUSIONS 101

CHAPITRE III - PRESENTATION D'ESSAIS TYPIQUES 103

III.1 RAPPEL DU PROTOCOLE EXPERIMENTAL 103

III.2 PRESENTATION DE L'ESSAI TYPIQUE 104

III.2.1 Caractéristiques du massif 104
III.2.2 Phase d'installation par fonçage 104
III.2.3 Phase de chargement monotone initial 106
III.2.4 Phase de chargement cyclique 109
III.2.5 Phase de chargement monotone final 116
III.2.6 Interprétation de l'évolution du frottement pendant la séquence cyclique 118

III.3 EVALUATION DE LA RÉPÉTABILITÉ DES ESSAIS 120

III.4 CONCLUSIONS 126

CHAPITRE IV - ETUDE PARAMETRIQUE 127

IV.1 INFLUENCE DE L'AMPLITUDE DU DEPLACEMENT CYCLIQUE 128

IV.1.1 Phase de chargement monotone initial 129
IV.1.2 Phase de chargement cyclique 129
IV.1.3 Phase de chargement monotone final 132

IV. 2 INFLUENCE DE LA FREQUENCE DE SOLLICITATION CYCLIQUE 135

IV.2.1 Phase de chargement monotone initial 135
IV.3.1 Phase de chargement cyclique 136

IV.3 INFLUENCE DU NIVEAU DE CONSOLIDATION 137

IV.3.1 Phase d'installation de la sonde 138
IV.3.2 Phase de chargement monotone initial 139
IV.3.3 Phase de chargement cyclique 142
IV.3.4 Phase de chargement monotone final 143

IV.4 ESSAIS DE CHARGEMENT MONOTONE ET CYCLIQUE AU PIEZOCÔNE 145

IV.4.1 Phase d'installation du piézocône 145
IV.4.2 Phase de chargement monotone initial 150
IV.4.3 Phase de chargement cyclique 153
IV.4.4 Phase de chargement monotone final 161
IV.4.5 Effet de l'installation et des différentes phases de chargement sur l'interface 166

IV.5 SYNTHESE ET COMPARAISON DES RESULTATS 169

IV.5.1 Comportement lors de l'installation et des essais monotones initiaux 169
IV.5.1 Comportement cyclique 171
IV.5.1 Comportement post-cyclique (monotones finaux) 173

IV.6 CONCLUSIONS 177

CONCLUSIONS GENERALES ET PERSPECTIVES 179

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES 181

LISTE DES FIGURES 189

LISTE DES TABLEAUX 197

ANNEXE A 199

INTRODUCTION GENERALE

Un grand nombre d'ouvrages de génie civil sont souvent soumis, en plus des sollicitations permanentes telles que les forces gravitaires, à des sollicitations variables dans le temps, pouvant présenter un caractère de répétition, que l'on qualifie de manière générique de sollicitations « cycliques ». On peut en particulier citer, pour ce qui est des actions environnementales, la houle, les séismes et le vent. Pour ce qui est des sollicitations industrielles, on peut citer les chargements liés au roulement de véhicules et engins divers (trafic routier, ferroviaire, ponts roulants…), les machines tournantes, vibrantes, les éoliennes, etc. Lorsque ces ouvrages sont réalisés sur des fondations profondes (pieux), elles doivent reprendre la composante verticale (ou latérale) des efforts, qui entraîne, au niveau de l'interface sol-pieu, un cisaillement « cyclique » qui peut éventuellement modifier de manière significative les propriétés de l'interface, avec, en général, une dégradation et une réduction correspondante de la capacité portante du pieu.

Ce travail s'inscrit dans le cadre du Projet National ANR SOLCYP (**Sol**licitations **Cy**cliques sur les **P**ieux) dont l'objectif principal a été d'étudier le comportement des pieux soumis à des sollicitations cycliques (axiales et latérales) afin de développer et de valider des méthodes de calcul et de dimensionnement.

Le but de ce travail est l'étude du comportement de l'interface sol-pieu lors de chargements cycliques axiaux dans une argile saturée sous différentes conditions de contraintes et différents paramètres de chargement. Cette étude fait suite à une thèse précédemment réalisée par Tali (2011) dans les sols grenus (sable sec). Les objectifs principaux de ce travail sont : d'étudier l'évolution du frottement local à l'interface sol-pieu au cours du chargement cyclique, de quantifier l'influence des paramètres clés (amplitude du déplacement cyclique, fréquence de chargement, et niveau de consolidation) sur l'évolution du frottement ; de déterminer l'impact des cycles de chargement sur l'évolution de la pression interstitielle à l'interface sol-pieu ; de quantifier l'évolution de la pression interstitielle au cours du chargement cyclique dans le massif .

Pour atteindre ces objectifs, on a réalisé une étude expérimentale, essentiellement basée sur l'utilisation de la chambre d'étalonnage et de la sonde de frottement spécifique de l'équipe géotechnique du laboratoire Navier. Ces dispositifs permettent de simuler un mode d'installation représentatif et de mesurer le frottement local sol-pieu, lors de l'application de différents types de chargement.

Ce mémoire comporte quatre chapitres.

Le premier chapitre est consacré à une synthèse bibliographique des travaux effectués dans ce domaine. On met l'accent sur l'aspect expérimental, en particulier, sur les travaux liés au comportement mécanique des pieux installés dans les sols fins sous chargement monotone et cyclique.

Le deuxième chapitre décrit les dispositifs expérimentaux, les procédures expérimentales et les caractéristiques du matériau utilisé. On présente en détail les dispositifs utilisés dans cette étude tels que le dispositif de reconstitution des massifs d'argile (le consolidomètre) développé dans le cadre de cette étude, la chambre d'étalonnage et la sonde-pieu permettant d'étudier le comportement de l'interface sol-pieu.

Le troisième chapitre est consacré à la présentation et analyse des résultats expérimentaux. On présente les résultats typiques des essais effectués avec la sonde-pieu installée par fonçage et soumise à des chargements monotones et cycliques axiaux ainsi que les interprétations des résultats des essais. L'accent est mis sur le comportement de l'interface sol-pieu sous chargement cyclique à grand nombre de cycles, typiquement plusieurs dizaines, voire centaines de milliers, analogue à un problème de type fatigue.

Le quatrième chapitre est consacré à l'étude paramétrique permettant de mettre en évidence l'influence de paramètres clés sur les comportements observés et, en particulier, sur l'évolution des propriétés de frottement d'interface. On s'est intéressé, en particulier, à l'influence de l'amplitude et de la fréquence des sollicitations, ainsi que du niveau de consolidation initiale appliqué au massif sur les comportements observés. On présente dans la dernière partie de ce chapitre, un essai réalisé avec un piézocône afin de quantifier précisément la variation des surpressions interstitielles à l'interface sol-pieu, lors des différentes phases de chargement. Ces mesures sont accompagnées par des mesures complémentaires, comme celles des pressions interstitielles au sein du massif.

Ce mémoire se termine par une conclusion générale, présentant les principaux enseignements auxquels on a pu arriver et quelques perspectives de recherches intéressantes.

CHAPITRE I – ELEMENTS BIBLIOGRAPHIQUES

Ce premier chapitre présente une synthèse des principaux travaux trouvés dans la littérature sur le comportement mécanique des pieux isolés en relation étroite avec les objectifs de cette thèse.

Nous nous intéresserons dans la première partie au comportement mécanique des pieux sous chargement monotone axial.

Dans une deuxième partie, nous passerons en revue les résultats relatifs au comportement des pieux isolés sous chargement cyclique axial.

I.1 PROBLEMATIQUE GENERALE DES PIEUX SOUS SOLLICITATIONS CYCLIQUES

Les fondations profondes ou pieux constituent un type de fondations de plus en plus utilisé en liaison avec le développement de la construction dans des zones où les sols sont de plus en plus médiocres. L'intérêt des pieux est de permettre de transmettre aux couches résistantes les efforts transmis par les ouvrages lorsqu'on traverse des couches qui présentent des caractéristiques mécaniques insuffisantes, grâce à la mobilisation du frottement le long du pieu et à la mobilisation de la résistance en pointe. Souvent, les fondations profondes sont soumises, en plus des sollicitations permanentes telles que le poids propre de l'ouvrage, à des sollicitations très variées et variables dans le temps, complexes, qui posent alors le problème de leur dimensionnement et peuvent provoquer de sérieux dommages. Ces sollicitations présentent le plus souvent un caractère de répétition très marqué, et on les qualifie de sollicitations « cycliques » ou variables. On peut citer à titre d'exemple, pour ce qui est des actions environnementales, la houle, le vent, les séismes, qui sont généralement caractérisées par un nombre de cycles moyen de 10 à 10 000. Pour ce qui est des actions industrielles, on peut citer le trafic routier et ferroviaire, les éoliennes, les ponts roulants, les machines tournantes, les fondations de plates-formes pétrolières, qui sont souvent caractérisées par un grand nombre de cycles (> 100 000 cycles). On présente quelques exemples d'ouvrages sur pieux soumis à des sollicitations cycliques sur la Figure I - 1.

Dans le domaine offshore, suite à l'accroissement de la demande en hydrocarbures après la deuxième guerre mondiale, l'industrie pétrolière s'est lancée dans la construction de plates-formes pétrolières en mer (plus de 10000 aujourd'hui) (IREX, 2007). Ces plates-formes pétrolières doivent résister à divers

types de sollicitations. La plupart des structures pétrolières utilisent des pieux métalliques tubulaires qui sont soumis à des charges qui comportent des composantes cycliques basses et hautes fréquences. Le nombre de cycles varie de plusieurs dizaines pour un séisme à quelques milliers pour une tempête. Dans ce domaine, des travaux importants ont été développés, dans les années quatre-vingt, pour prendre en compte l'influence des sollicitations cycliques sur le comportement des pieux (problématique de la houle). On peut en particulier citer les travaux de Poulos (1981a) ; Matlock *et al.* (1982) ; Karlsrud *et al*. (1993), etc.. Ces travaux ont conduit au développement de plusieurs codes et recommandations, ce qui n'est pas encore le cas pour le génie civil « terrestre », pour lequel il n'existe pas encore de recommandations claires dans le domaine.

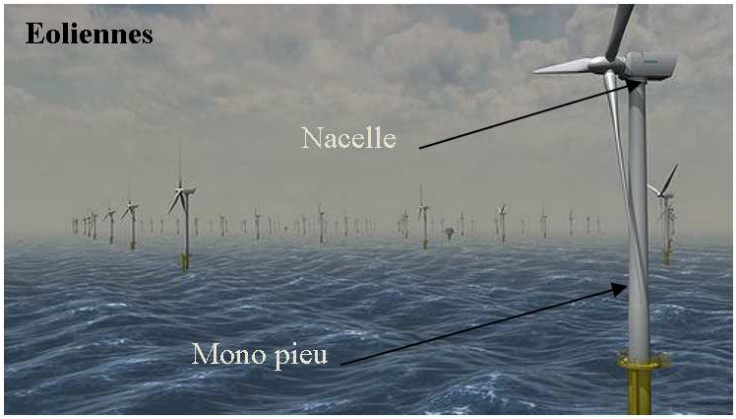


Figure I - 1 - Exemples d'ouvrages soumis à des sollicitations de nature cyclique

On peut citer notamment les documents techniques des organismes de classification, comme les recommandations norvégiennes éditées par DNV « Det Norske Veritas » ou les documents britanniques par « Lloyd's Register of Shipping (G.B.) ». On peut citer également les recommandations professionnelles éditées par l'A.P.I « American Petroleum Institute » qui sont basées sur une approche globale de la sécurité. API RP2A (1993), API RP2SK (1996), API RP2T (1997), et finalement API RP2FPX 1999 sont les principaux exemples de ces recommandations qui sont basées sur WSD (*Working stress design*). Cependant, ces notes techniques et recommandations sont encore loin d'être complètes, car la prise en compte des sollicitations cycliques n'est pas explicitée d'une manière suffisamment précise. On utilise généralement des facteurs de sécurité assez élevés pour la prise en

compte de sollicitations cycliques dans le dimensionnement des fondations profondes qu'on a souvent du mal à évaluer d'une manière précise.

Dans ce contexte, le projet de recherche SOLCYP (2010-2015) a pour objectif d'étudier cette problématique et doit déboucher sur une meilleure compréhension des mécanismes de fonctionnement des interfaces sous sollicitations cycliques contrôlant le frottement local mobilisable (lois d'évolution) et sur des recommandations concernant les méthodes de dimensionnement des pieux sous sollicitations cycliques, dans le domaine terrestre. Dans ce cadre, un nombre important de travaux ont été menés sur la problématique des pieux soumis à des sollicitations cycliques tant axiales que latérales dans deux types de sol : sable et argile. Nous nous intéresserons dans ce travail de thèse au problème des pieux installés dans des sols fins saturés, soumis à des sollicitations cycliques axiales. L'étude sera basée sur l'utilisation de la chambre d'étalonnage de l'équipe géotechnique du laboratoire Navier et de sondes-pieux spécifiques permettant de simuler un mode d'installation représentatif d'un pieu et de mesurer le frottement local sol-pieu et de la résistance de pointe, lors de l'application de différents types de chargements (monotones et cycliques).

I.2 COMPORTEMENT MECANIQUE DES PIEUX ISOLES DANS LES SOLS FINS SOUS CHARGEMENT MONOTONE AXIAL

I.2.1 Généralités

Il est important, avant de s'intéresser aux sollicitations cycliques, de rappeler le comportement mécanique d'un pieu sous chargement monotone, car les observations montrent que le comportement cyclique est contrôlé en partie par des paramètres et des seuils décrivant le comportement monotone.

Une fondation est considérée comme profonde lorsque le rapport entre la hauteur d'encastrement équivalent D_e et la largeur équivalente de la fondation B est plus grand que cinq ($D_e / B > 5$). Il existe différentes façons de classer les fondations profondes, soit suivant la nature du matériau constitutif (métal, béton, bois …), soit selon le mode d'installation du pieu (pieux foncés, pieux battus, pieux forés …). On peut aussi classer les pieux selon leur mode de fonctionnement dans lequel on distingue trois cas (Figure I - 2):

- pieux flottants : lorsque l'on ne tient compte que du frottement le long du pieu (cas des pieux installés dans les sols mous) ;
- pieux colonnes : lorsque l'on ne tient compte que de la résistante en pointe ;
- pieux combinant les deux types précédents : lorsqu'on tient compte à la fois du frottement local mobilisé le long du pieu et de la résistance en pointe.

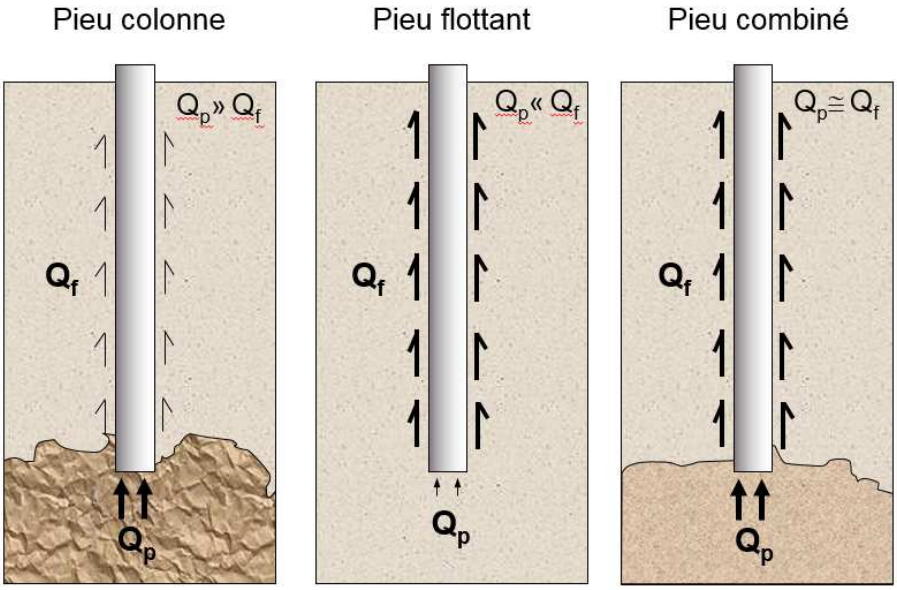


Figure I - 2 - Classification des pieux selon leur mode de fonctionnement

Dans le cas d'un chargement monotone en compression, la charge appliquée en tête du pieu est équilibrée par le frottement mobilisé à l'interface sol-pieu (force de frottement le long du fût du pieu Q_f) et par la résistance en pointe Q_p. Dans le cas d'un chargement monotone en traction, la charge appliquée est équilibrée seulement par le frottement, tout en négligeant le poids propre du pieu. L'équilibre des charges s'écrit donc sous la forme :

$Q = Q_p + Q_f$ *(en compression)* *Équation I - 1*

$Q = Q_f$ *(en traction)* *Équation I - 2*

L'équation d'équilibre doit être valable à chaque instant pendant le chargement jusqu'à la rupture.

I.2.2 Influence des principaux paramètres

Plusieurs paramètres peuvent influencer le comportement mécanique d'un pieu, à savoir les caractéristiques du pieu lui-même (sa forme, son diamètre, le matériau constitutif), la méthode d'installation du pieu et les propriétés du sol au voisinage du pieu.

Dans cette partie, on étudie les paramètres influençant le comportement des pieux isolés, sous chargement monotone axial, installés dans les sols fins. L'accent sera mis, en particulier, sur l'effet de l'installation du pieu, du temps écoulé après l'installation, de la génération éventuelle de surpressions interstitielles, de la vitesse de chargement et de la contrainte de consolidation horizontale et verticale.

I.2.2.1 Effet du mode d'installation du pieu

L'effet du mode d'installation du pieu est un paramètre important à prendre en compte. Celui-ci peut avoir une influence sur le comportement de l'interface sol-pieu et peut changer l'état des contraintes et l'état du sol au voisinage du pieu. On présente, ici, quelques éléments relatifs à l'influence du mode d'installation du pieu sur sa réponse.

Lorsqu'un pieu est battu ou foncé dans le sol (pieu refoulant), il déplace un volume de sol égal à celui du volume du pieu. De ce fait, de fortes contraintes normales ainsi que des surpressions interstitielles se développent dans le sol au voisinage du pieu dans une argile saturée. Les surpressions interstitielles générées pendant l'installation du pieu se dissipent avec le temps et diminuent avec l'augmentation de la distance radiale au pieu. Cela induit une augmentation de la contrainte effective dans le sol, essentiellement due à la reconsolidation du sol qui conduit à l'augmentation de la capacité portante du pieu dans l'argile avec le temps après son installation (Konrad and Roy, 1987; Whittle and Sutabutr, 1999; Svinkin and Skov, 2000; Randolph, 2003).

Doherty and Gavin (2011) ont montré que, quelle que soit l'approche utilisée pour déterminer le frottement local le long d'un pieu, il est nécessaire de prendre en considération l'histoire des contraintes et des déformations qui inclut : les conditions initiales *in situ*, la phase d'installation et l'équilibrage des charges (Figure I -3).

Soares and Dias (1989) ont obtenu des valeurs relativement faibles de la contrainte effective latérale immédiatement après l'installation du pieu par fonçage, puis une augmentation significative dans le temps. Ces résultats ont été confirmé par ceux de Lehane and Jardine (1994) qui ont montré, sur l'argile marine molle de Bothkennar, que la valeur finale de la contrainte radiale effective (quatre jours après l'installation) est trois fois plus grande que la valeur mesurée à la fin de l'installation du pieu. Les auteurs observent une diminution rapide de la contrainte radiale effective quelques minutes après l'installation par fonçage (essentiellement due à l'augmentation de la surpression interstitielle), pour arriver à des valeurs proches (mais supérieures) de zéro notamment bien au-dessous de la contrainte initiale effective de consolidation σ'_{h0} (Figure I - 4).

Flaate (1968, 1971) a constaté que l'installation du pieu et la reconsolidation peuvent significativement changer la résistance du sol autour de celui-ci et que la résistance au cisaillement non drainé peut varier considérablement en fonction de la distance à la surface du pieu. L'auteur a observé, pour les pieux foncés dans une argile molle, que la résistance non drainée du sol diminue et la teneur en eau du sol augmente avec l'accroissement de la distance au pieu.

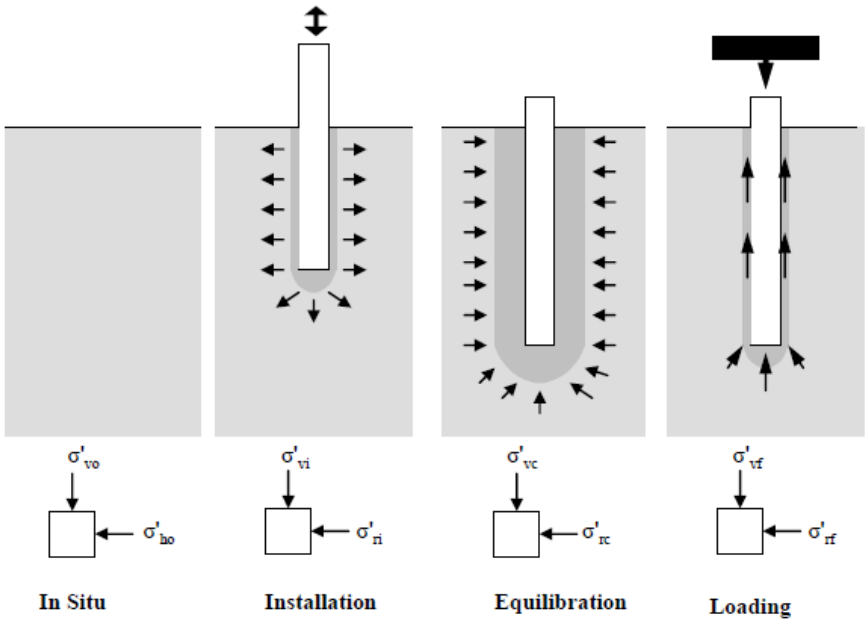


Figure I - 3 - Evolution de l'état des contraintes effectives autour du pieu en fonction du temps (Doherty and Gavin, 2011)

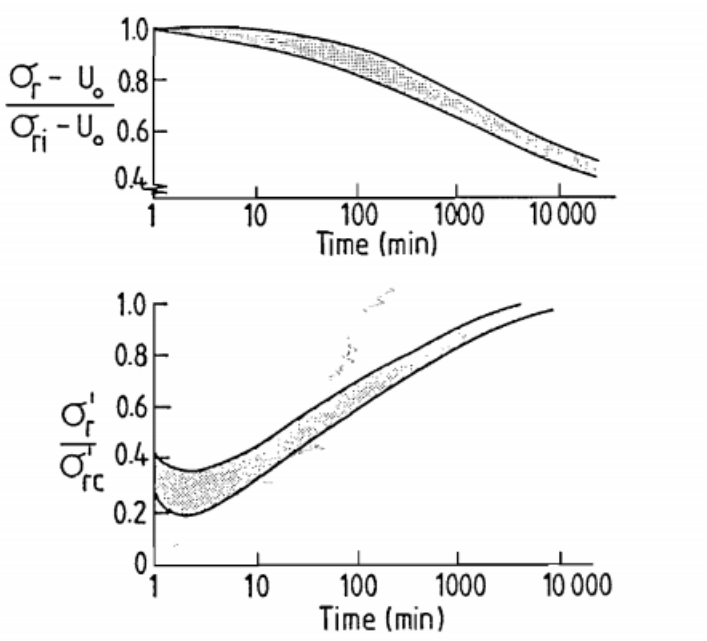


Figure I - 4 - Evolution de la contrainte radiale effective après l'installation (Lehane and Jardine, 1994)

Karlsrud and Haugen (1984, 1985a, 1986b) ont effectué une série d'essais sur des pieux foncés dans une argile surconsolidée et ont étudié le sol autour du pieu par radiographie aux rayons X et par des observations visuelles à partir de coupes du sol. Ces auteurs ont distingué trois zones différentes autour du pieu (Figure I - 5) :

- zone A (zone-RR (Remaniée et Reconsolidée)) : une zone très proche de la surface du pieu (jusqu'à environ 0,1 fois le diamètre du pieu). Dans cette zone, le sol a été complètement remanié et la teneur en eau a diminué, à cause de la phase de reconsolidation.
- zone B (zone perturbée) : cette zone semble avoir subi moins de déformations et de distorsions que la zone A. La teneur en eau est plus grande par rapport à la zone A mais la résistance au cisaillement est plus faible.
- zone C (zone intacte) : cette zone n'est pas influencée par l'installation du pieu, et commence à une distance d'environ 1.3 fois le diamètre du pieu.

Il est aussi important de noter que lorsqu'un pieu est foncé ou battu dans des sols fins saturés, qui sont généralement les sols les plus problématiques, une augmentation de la pression interstitielle autour du pieu est observée. Il n'y a que le temps qui permet à cette surpression interstitielle de se dissiper, entraînant une augmentation de la résistance au cisaillement. Cet aspect sera traité dans la section (I.2.2.3).

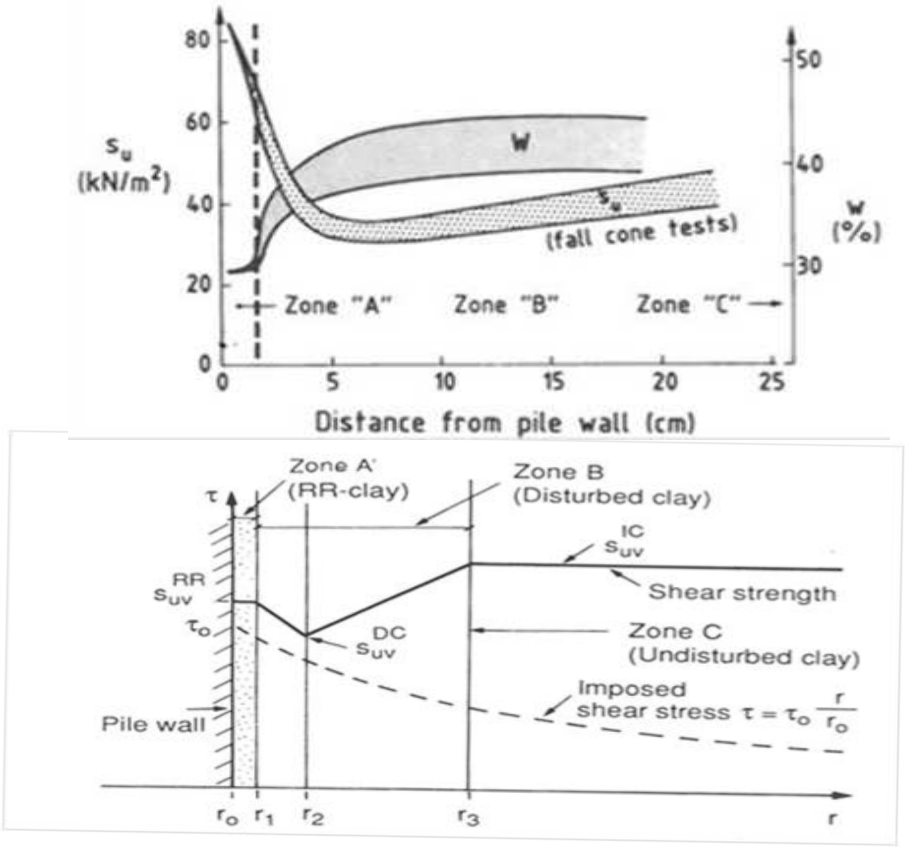


Figure I - 5 - Représentation schématique de l'effet d'installation d'un pieu sur les propriétés des argiles (Karlsrud and Nadim, 1990)

En ce qui concerne l'effet du mode d'installation sur le comportement de l'interface sol-pieu, Puech and Benzaria (2013) ont étudié l'effet du mode de mise en place sur le comportement mécanique des pieux dans une argile des Flandres fortement surconsolidée. Les auteurs ont testé trois modes

d'installation différents (pieu battu, pieu foré et pieu vissé). Les pieux ont été équipés d'extensomètres amovibles LCPC (Rocher-Lacoste *et al.*, 2011) afin de mesurer la répartition des efforts le long de leur fût. La Figure I - 6 montre les courbes de mobilisation du frottement latéral en fonction du déplacement local pour les trois types de pieux dans une couche située entre 8,4 m et 9,4 m. Les résultats montrent qu'il y a une grande différence entre les valeurs maximales du frottement à l'interface sol-pieu. Ces résultats mettent en évidence l'effet du mode de mise en place. On peut également constater que les courbes correspondant aux pieux forés et vissés présentent des paliers tandis que la courbe correspondant au pieu battu présente un pic avec radoucissement et que le déplacement local nécessaire pour mobiliser le frottement maximal est sensiblement plus faible pour les pieux refoulants (3 mm pour B1; 4 mm pour S1) que pour le pieu foré (6 mm).

Ces auteurs ont aussi mesuré la mobilisation de l'effort en pointe pour les trois pieux (Figure I - 7). La pression sous la pointe, pour les trois pieux, est de l'ordre de 1,5 MPa, ce qui montre que le mode de mise en place n'a pas d'effet significatif sur la résistance en pointe.

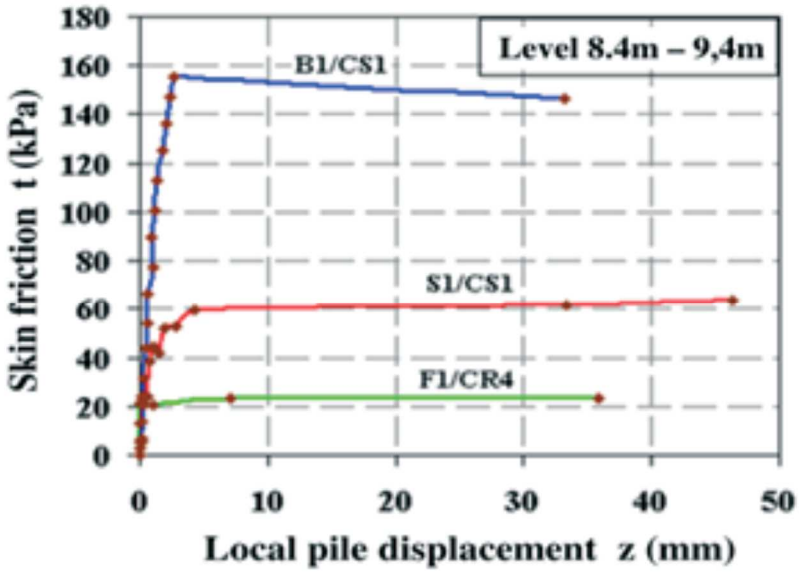


Figure I - 6 - Frottements latéraux mobilisés le long de trois types de pieux (Puech and Benzaria, 2013)

1.2.2.2 Effet du temps après l'installation

De nombreuses études ont permis d'observer que le frottement local mesuré le long du fût du pieu après son installation peut être influencé par le temps. Pour les pieux foncés et les pieux battus (qui génèrent normalement une zone perturbée autour du pieu), on peut distinguer deux phases différentes, la phase de reconsolidation et la phase de vieillissement.

La composition minéralogique complexe des argiles peut aussi avoir un effet sur leur résistance. Andersen and Jostad (2002) ont constaté qu'après cent jours, les argiles normalement consolidées

présentent une résistance de 1,5 à 2,5 fois supérieure à celle mesurée immédiatement après la reconstitution. La majeure partie de cet accroissement s'est produit pendant les premiers jours.

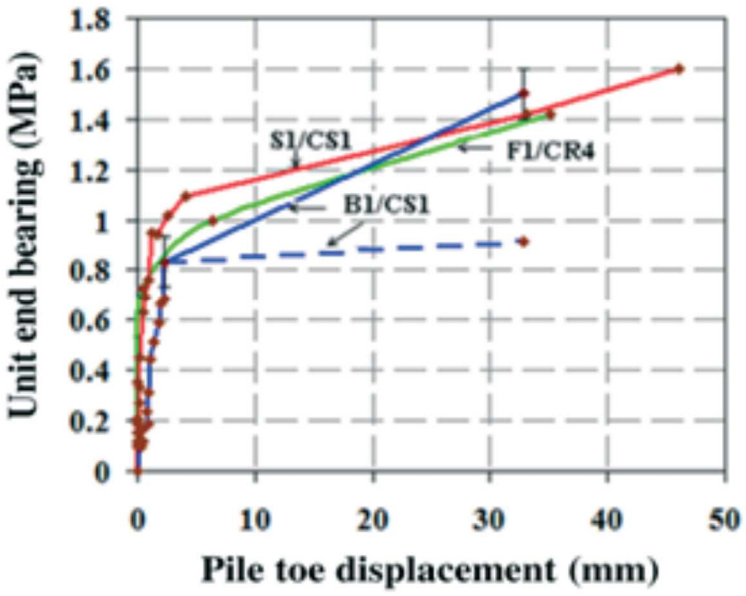


Figure I - 7 - Mobilisation de la résistance en pointe pour trois types de pieux (Puech and Benzaria, 2013)

Poulos (1981b) a réalisé une série d'essais de chargements monotones sur un pieu modèle de 20 mm de diamètre installé dans une argile reconstituée de Hurstville (w_L= 65 %, et w_P = 20 %). L'auteur a réalisé plusieurs essais de chargement monotone à différents intervalles de temps après l'installation et il a mis en évidence une augmentation significative de la capacité portante avec le temps (Figure I - 8).

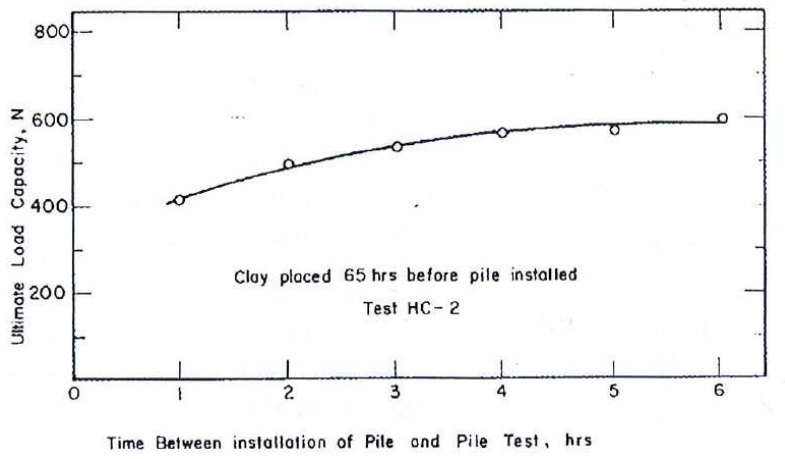


Figure I - 8 - Effet du temps sur la capacité portante des pieux (Poulos, 1981b)

De même, Bogard *et al.* (2000) ont trouvé des résultats similaires. Ces auteurs ont réalisé plusieurs essais sur différentes sondes-pieux instrumentées dans une argile molle de *West Delta* du golfe du Mexique. Ces auteurs ont remarqué, pour les argiles normalement consolidées, une augmentation avec le temps

du frottement autour du pieu après l'installation pour un degré de consolidation supérieur à 0,5. Les auteurs ont aussi observé que cette augmentation est due à la dissipation des surpressions interstitielles et à l'augmentation de la contrainte effective autour du pieu. Les résultats obtenus en terme de frottement maximal normalisé par la résistance au cisaillement non drainée ($\alpha = \tau_s/\tau_{us}$) sont présentés sur la Figure I - 9.

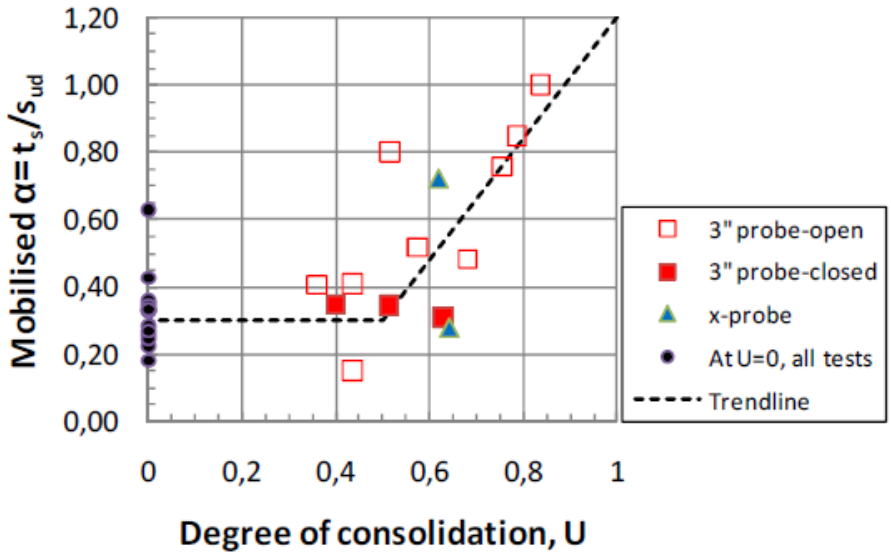


Figure I - 9 - Mobilisation du frottement normalisé en fonction du degré de consolidation (d'après Bogard et al., 2000)

En ce qui concerne l'effet du temps après la reconsolidation autour du pieu (effet de vieillissement), l'augmentation de la capacité portante peut être due à une modification des liaisons physico-chimiques entre des plaquettes d'argile (effet de géochimie) (d'après Karlsrud (2012)).

Clausen and Aas (2000) ont proposé l'Équation I - 3 pour évaluer l'effet du temps. Ces auteurs ont constaté que cette augmentation de la capacité portante est liée à l'indice de plasticité du sol, I_p.

$$Q(t) = Q(100) * \left[1 + \Delta_{10} * \log_{10}\left(\frac{t}{100}\right)\right] \qquad \textit{Équation I - 3}$$

$$\Delta_{10} = 0{,}1 + 0{,}4 * \left(1 - \frac{I_p}{50}\right) * OCR^{-0{,}8} \qquad \textit{Équation I - 4}$$

avec $Q(100)$: capacité portante du pieu après 100 jours ou après la reconsolidation complète de sol autour du pieu ;

t : temps écoulé en jours ;

Δ_{10} : facteur adimensionnel qui dépend de l'indice de plasticité Ip et du degré de surconsolidation OCR.

I.2.2.3 Dissipation des surpressions interstitielles

De nombreuses études ont permis d'observer l'évolution de la pression interstitielle lors de l'installation de pieu et lors des essais de chargement.

La Figure I - 10 synthétise les résultats d'essais réalisés en chambre d'étalonnage par Kim (2004) en termes des courbes de dissipation de la surpression interstitielle générée due à l'installation en fonction du temps, à la pointe, *U1*, et à l'interface sol-pénétromètre, *U2*. Ces données expérimentales ont été obtenues en enregistrant la pression interstitielle lorsque la pénétration a été arrêtée. L'auteur a constaté que la dissipation de la surpression interstitielle prend plus de temps pour les sols normalement consolidés que pour les sols surconsolidés.

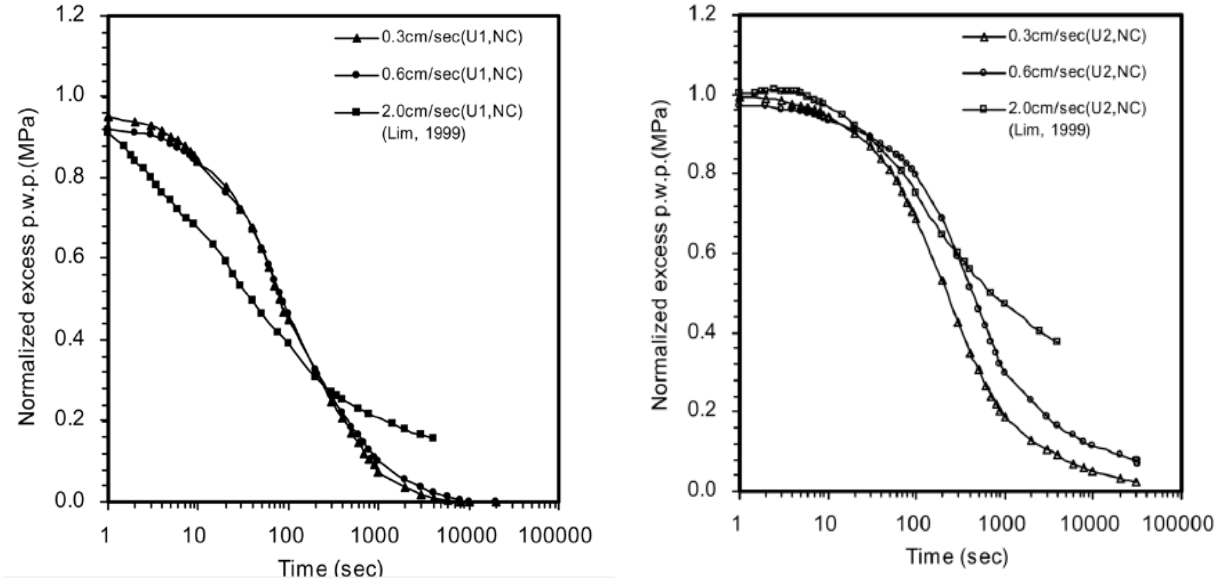


Figure I - 10 - Courbes de dissipation de la surpression interstitielle autour du pieu (Kim, 2004)

En se basant sur des essais *in situ*, Meyerhof (1976) a montré que la surpression interstitielle Δu à proximité du fût d'un pieu battu dans des argiles molles saturées peut être de l'ordre de 5 à 7 c_u, c_u étant la résistance au cisaillement non drainé (ou cohésion non drainée) du sol.

En ce qui concerne la pression interstitielle à l'interface sol-pieu, Poulos and Davis (1980) ont montré que l'augmentation de la pression interstitielle à l'interface peut atteindre, voire dépasser, la contrainte verticale effective. Cette génération de Δu diminue avec la distance radiale. Les surpressions interstitielles deviennent négligeables à partir d'une distance radiale r/r_0, avec r_0 le rayon du pieu, supérieure à 25 pour les argiles peu et moyennement sensibles (d'après Prakash and Sharma, 1990) (Figure I - 11).

Mais d'un autre côté Jardine and Bond (1989) et Bond and Jardine (1991) ont signalé des valeurs négatives de la surpression interstitielle lors de l'installation de pieux (100 mm de diamètre) dans une argile fortement surconsolidée (London clay).

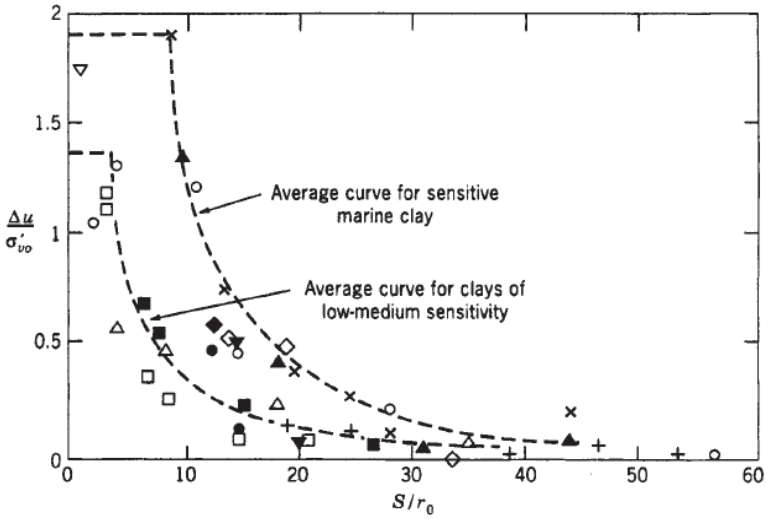


Figure I - 11 - Dissipation de la surpression interstitielle en fonction de la distance radiale (d'après Prakash and Sharma, 1990)

I.2.2.4 Vitesse de chargement

L'influence de la vitesse de chargement a été étudiée par plusieurs chercheurs, celle-ci pouvant avoir un effet sur le comportement de l'interface sol-pieu et du sol autour de la pointe.

Dans le cas des sols fins, de nombreux essais ont été effectués en laboratoire (chambre d'étalonnage) (Tumay and Acar, 1985 ; Almeida and Parry, 1988 ; Kurup *et al.*, 1994 ; Kim and Tumay, 2007) et *in situ* (Kraft *et al.*, 1981 ; Karlsrud and Haugen, 1986a, 1986b ; etc.) pour quantifier l'effet de ce paramètre sur la capacité portante des pieux, le frottement local, la résistance en pointe et la génération des surpressions interstitielles.

Kim (2004); Kim and Tumay (2007) ont réalisé des essais de pénétration avec un piézocône de 10 mm de diamètre, dans un massif d'argile reconstituée dans une chambre d'étalonnage de 524 mm de diamètre (Figure I - 12). Les essais ont été réalisés à trois vitesses différentes (0,3 cm/s, 0,6 cm/s et 2,0 cm/s). La Figure I - 13 présente l'évolution de la résistance en pointe, et de la pression interstitielle, mesurée sur la pointe, au cours de l'enfoncement. On observe que la résistance en pointe et la pression interstitielle augmentent avec l'augmentation de la vitesse d'enfoncement. Ces auteurs remarquent également que la surpression interstitielle mesurée sur la pointe (position U1) était plus grande que celle mesurée sur le corps du piézocône (position U2).

Almeida and Parry (1985) ont réalisé des essais de pénétration avec un pénétromètre de 10 mm de diamètre installé dans deux argiles (kaolinite et argile de Gault). La Figure I - 14 montre les résultats obtenus en terme de résistance en pointe. On peut voir que pour la kaolinite et l'argile de Gault, la vitesse de chargement n'a pas d'influence significative sur la résistance en pointe.

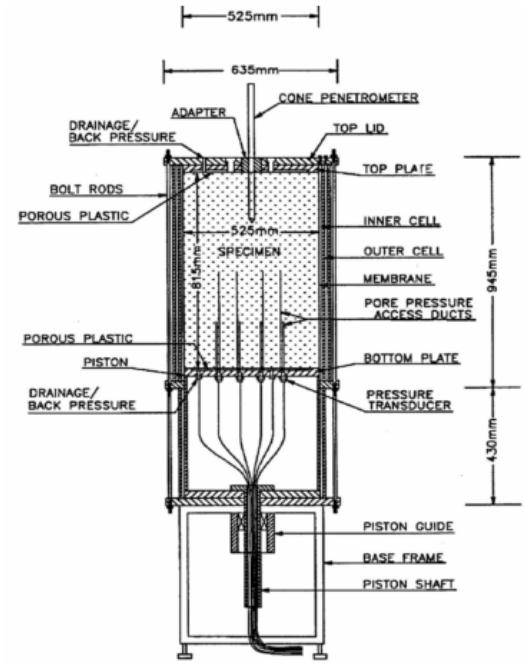


Figure I - 12 - Schéma de la chambre d'étalonnage utilisée par Kim and Tumay (2007)

En ce qui concerne les essais *in situ*, Karlsrud and Haugen (1985b) ont montré, à partir d'essais sur pieux réels installés dans l'argile de Haga, que l'accroissement de la vitesse de chargement peut augmenter la capacité portante et la rigidité d'un pieu de 10 à 20 % (Figure I - 15).

Pour quantifier l'influence de la vitesse de chargement sur la capacité portante des pieux, Briaud and Garland (1985) ont proposé une corrélation basée sur 62 essais sur pieux réels :

$$\frac{Q_{u1}}{Q_{u2}} = \left(\frac{t_2}{t_1}\right)^n \qquad \textit{Équation I - 5}$$

avec Q_{u1} : capacité portante du pieu obtenue lors d'un essai qui a duré un temps t1

Q_{u2}: capacité de pieu obtenue lors d'un essai qui a duré un temps t2

n : exposant de la vitesse (n_{moyen}= 0,068 pour 31 valeurs de n déterminées à partir de 62 essais de pieux).

1.2.2.5 Effet de l'état de contrainte

Mochtar and Edil, (1988) ont étudié l'effet des contraintes effectives horizontale et verticale sur le frottement local le long d'un modèle de pieu installé dans un massif de kaolinite saturée (sol fin) au laboratoire. Ces auteurs ont utilisé un dispositif spécial qui permet de mesurer le frottement unitaire à l'interface sol-modèle (Figure I - 16). Trois modèles de pieux de 10, 17 et 27 mm de diamètre ont été utilisés. La Figure I - 17 montre les résultats obtenus. La Figure I - 17 (a) présente l'effet de la contrainte de consolidation horizontale sur le frottement unitaire. On peut observer que le frottement maximal

augmente avec l'augmentation de la contrainte effective de consolidation horizontale σ'_{h0}. L'auteur a observé des évolutions similaires pour la charge totale axiale. On observe que la valeur maximale de la charge axiale est obtenue (rupture) pour un déplacement compris entre 0,03 et 0,2 mm (Figure I - 17 (b)).

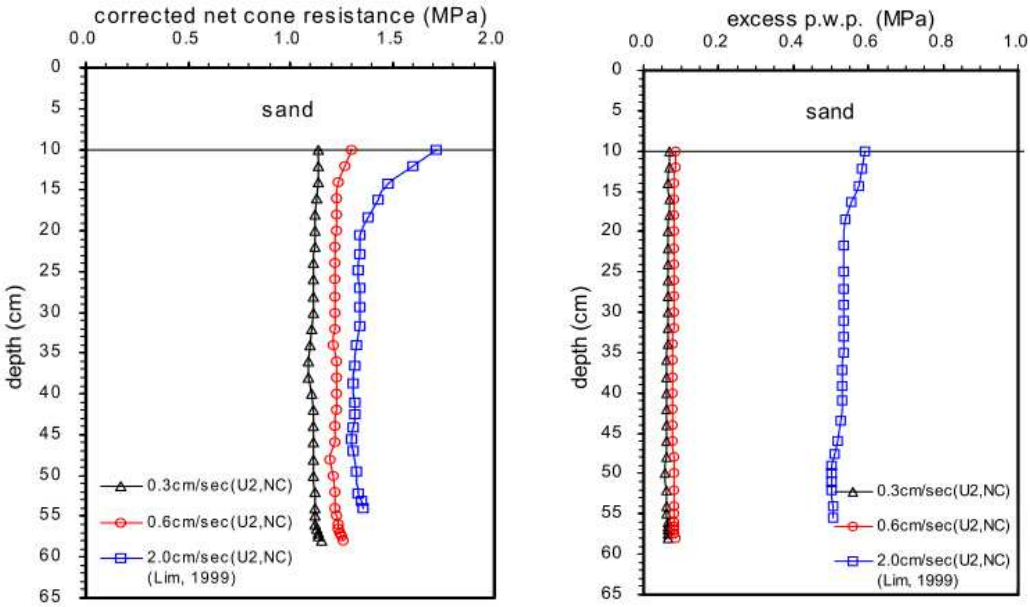


Figure I - 13 - Effet de la vitesse d'enfoncement sur la résistance en pointe et sur la surpression interstitielle dans un massif de kaolinite (Kim, 2004)

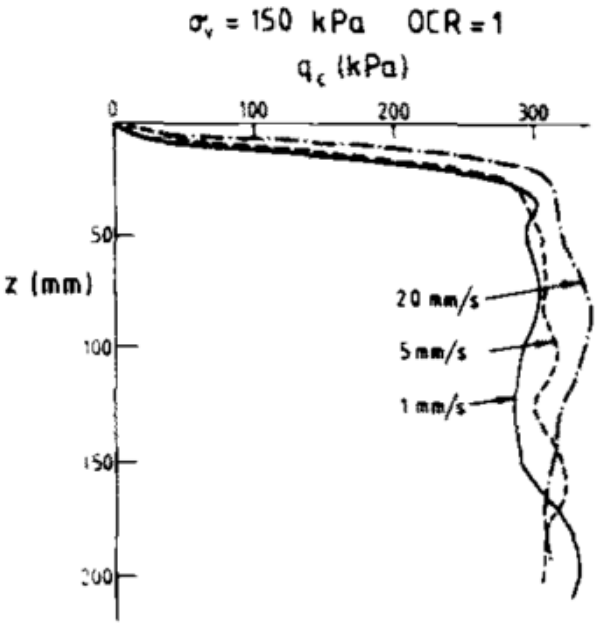


Figure I - 14 - Evolution de la résistance en pointe en fonction de la vitesse de pénétration (Almeida and Parry, 1985)

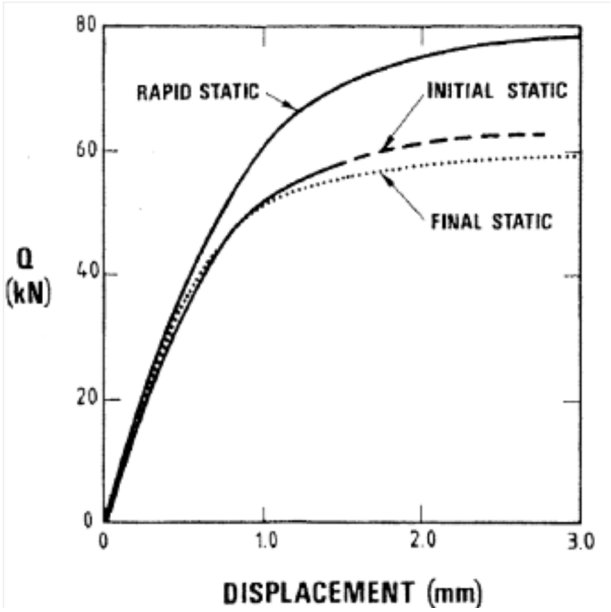


Figure I - 15 - Effet de la vitesse de chargement sur la capacité portante des pieux in situ installés dans l'argile de Haga (Karlsrud et al., 1985b)

Afin de mettre en évidence l'effet de la contrainte de consolidation verticale, les auteurs ont réalisé plusieurs essais à différentes contraintes de consolidation verticale. Les résultats montrent que la contrainte effective de consolidation verticale, σ'_{v0}, n'a pas d'influence significative sur le frottement unitaire le long du pieu lorsque la contrainte effective de consolidation horizontale σ'_{h0} reste constante (Figure I - 18).

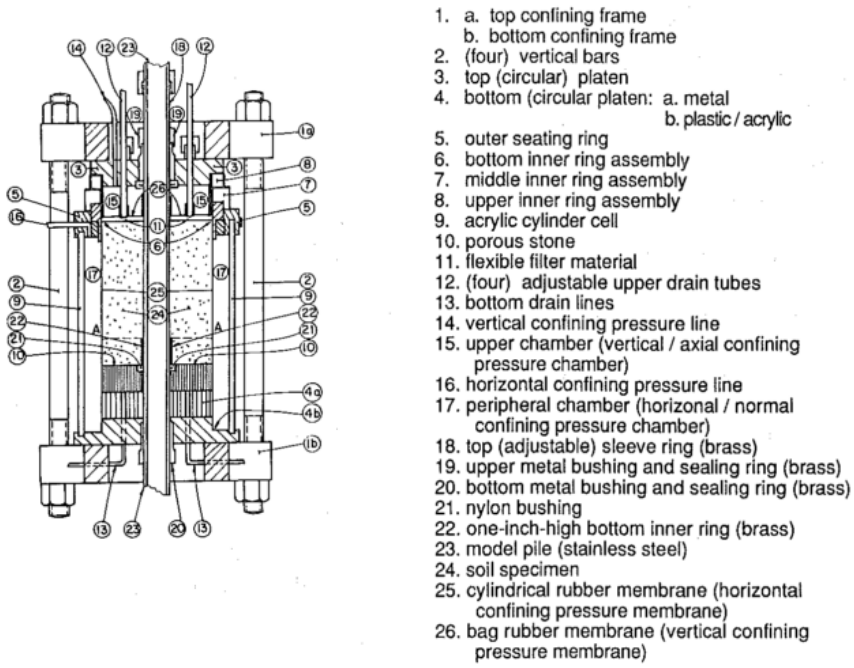


Figure I - 16 - Dispositif de mesure du frottement unitaire à l'interface sol-pieu (Mochtar and Edil, 1988)

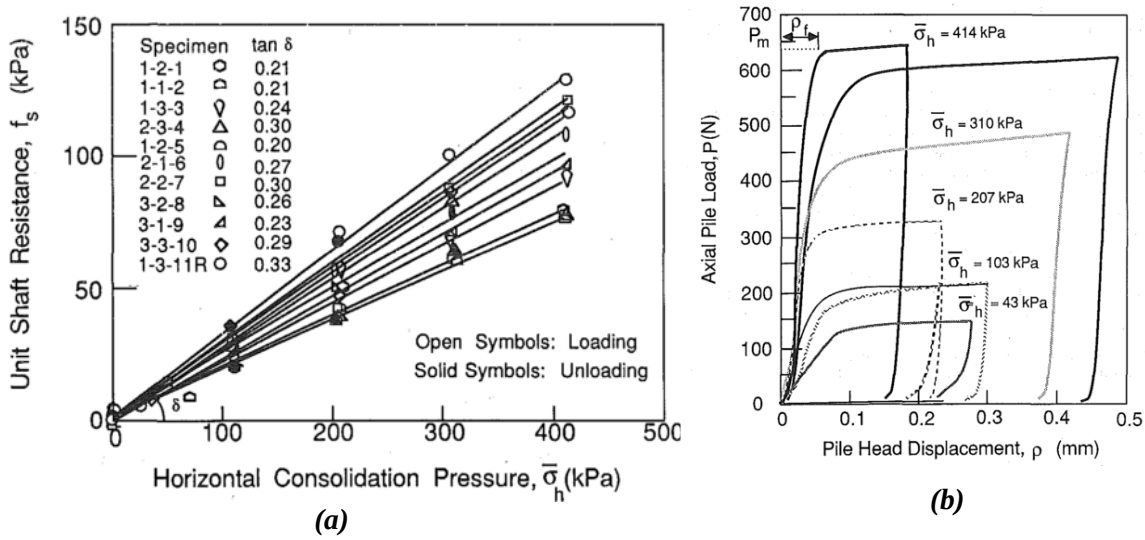


Figure I - 17 - Effet de la contrainte de consolidation horizontale sur : (a) le frottement local unitaire ; (b) la capacité portante de pieu (Mochtar and Edil, 1988)

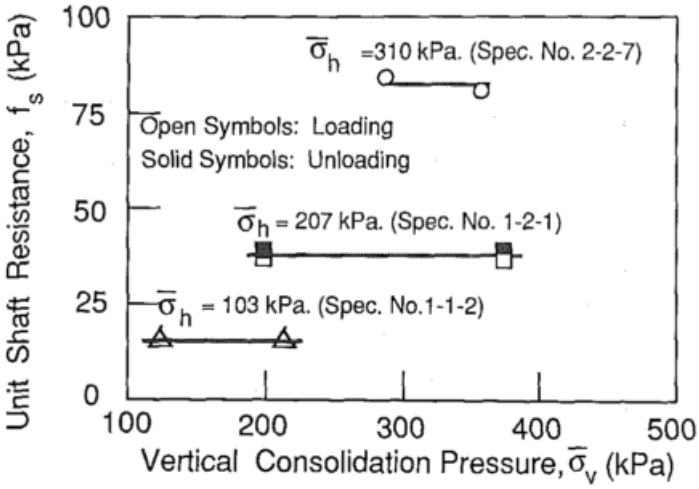


Figure I - 18 - Effet de la contrainte de consolidation verticale sur le frottement local unitaire (Mochtar and Edil, 1988)

I.2.3 Conclusions partielles

Cette partie a permis de faire quelques rappels concernant le comportement mécanique des pieux sous chargement monotone. On a pu voir l'effet de nombreux paramètres sur le comportement des pieux et on peut en tirer les conclusions suivantes :

1- le mode d'installation est un paramètre important qui a une forte influence sur le comportement mécanique de pieu, car il modifie l'état des contraintes du sol au voisinage du pieu. Il a été également montré que le mode d'installation influence le frottement local à l'interface sol-pieu.

Certains modes d'installation (par exemple : fonçage, battage, ou vissage) peuvent provoquer une forte génération de surpression interstitielle dans le sol au voisinage du pieu ;

2- le temps écoulé après l'installation est un autre paramètre qui influence le comportement d'un pieu installé dans l'argile. Après l'installation du pieu, la capacité portante augmente pendant la phase de reconsolidation correspondant à la dissipation des surpressions interstitielles dans le sol autour du pieu. On a vu aussi que l'augmentation du frottement local est reliée à l'accroissement du degré de consolidation. Après la phase de reconsolidation, la capacité portante peut augmenter, augmentation que l'on peut relier au vieillissement ;

3- la génération des surpressions interstitielles, après l'installation du pieu, dépend de la sensibilité des argiles, du degré de surconsolidation OCR et de la distance radiale ;

4- la vitesse de chargement semble avoir peu d'influence sur la résistance en pointe et sur le frottement local. Par contre, elle a une influence significative sur la génération des surpressions interstitielles lorsque la vitesse de chargement est importante ;

5- La contrainte effective horizontale semble avoir un effet sur le frottement ainsi que sur la résistance en pointe. Il a été montré que le frottement local et la résistance en pointe augmentent avec l'augmentation de la contrainte horizontale effective. En ce qui concerne l'effet de la contrainte effective verticale, les résultats montrent que cette dernière n'a pas d'influence significative sur la résistance en pointe et sur le frottement lorsque cette contrainte reste constante.

I.3 COMPORTEMENT MECANIQUE DES PIEUX ISOLES SOUS CHARGEMENT CYCLIQUE AXIAL

Dans cette partie, on s'intéresse au comportement mécanique d'un pieu soumis à des sollicitations axiales cycliques appliquées en tête, à partir de résultats d'essais de chargement cyclique axial sur des modèles de pieu (laboratoire) et sur des pieux en vraie grandeur (*in situ*).

I.3.1 Généralités et définitions concernant les chargements cycliques

Les termes « répété » ou « chargement cyclique » sont utilisés généralement pour les charges variables aussi bien en amplitude qu'en fréquence. En pratique, les composantes cycliques de la charge appliquée sur un pieu ne sont pas toujours uniformes, aussi bien en amplitude qu'en fréquence (effet des vagues, des tempêtes, etc.). En laboratoire, ces chargements cycliques sont idéalisés et sont appliqués sous la forme de séries de cycles uniformes en amplitude et en fréquence.

Il est donc important de caractériser les chargements cycliques. Les chargements cycliques (Figure I - 19) sont généralement caractérisés par : la charge maximale P_{max} ; la charge minimale P_{min} ;

la charge moyenne P_m ; l'amplitude du chargement cyclique $2P_c$; la fréquence f et le nombre de cycles N.

La réponse à un chargement cyclique à force contrôlée est caractérisée par un déplacement moyen permanent δ_{moy} à la fin de chaque cycle et par l'amplitude du déplacement cyclique δ_{cyc} sur un cycle.

On peut distinguer deux types d'essais de chargement cyclique à force contrôlée ou à déplacement contrôlé selon le signe de la charge ou du déplacement appliqué :

- les chargements du type non alterné (one-way) : lorsque la valeur absolue de la charge moyenne (ou du déplacement moyen) est égale à ou plus grande que la demie-amplitude du chargement cyclique (ou demie-amplitude du déplacement cyclique) : $\rho_m \geq \rho_c$. Dans ce cas, il n'y a pas de changement de signe du paramètre appliqué (force ou déplacement) ;
- les chargements du type alterné (two-way) : lorsque le rapport entre la valeur absolue de la valeur moyenne et la demi-amplitude est telle que$(0 \leq \frac{P_m}{p_c} \leq 1)$, il y a un changement de signe du paramètre appliqué, correspondant au passage de la compression à la traction ou inversement.

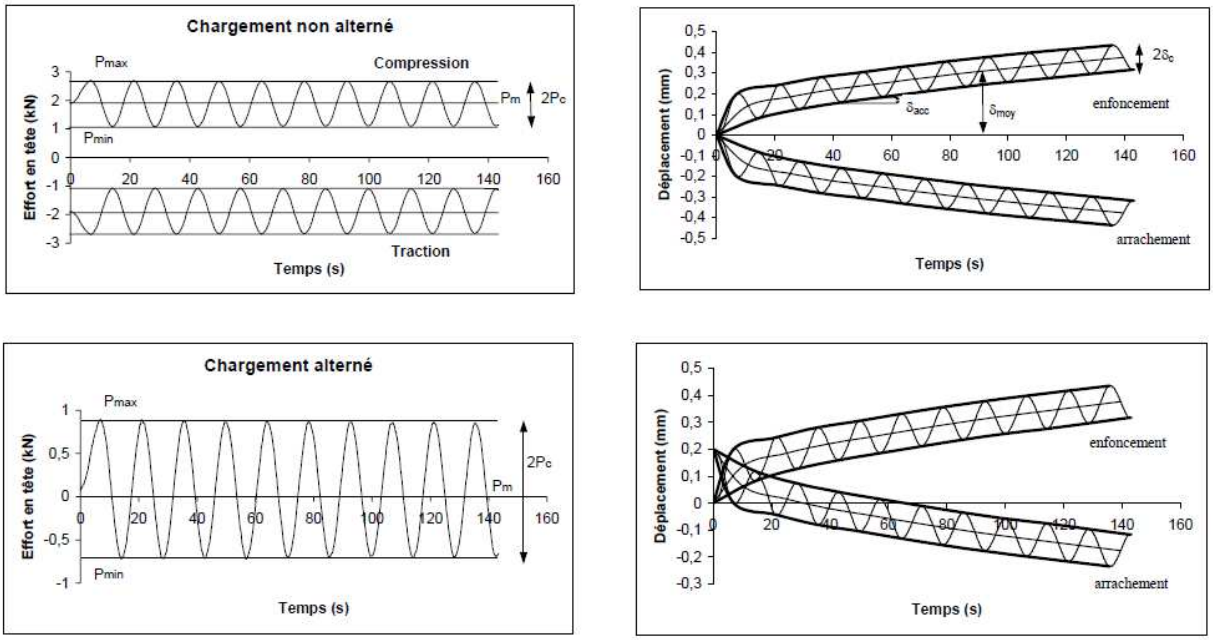


Figure I - 19 - Définition des différents types de chargements cycliques (se lit de gauche à droite) – chargement non alterné et alterné (IREX, 2007)

Pour étudier le comportement des pieux sous sollicitations cycliques axiales, on peut envisager deux types d'essais de chargement selon le paramètre contrôlé :

- chargement cyclique à force contrôlée, lorsqu'on contrôle l'amplitude de la charge cyclique. Ce type d'essai est généralement appliqué pour étudier la stabilité globale du pieu ;

- chargement cyclique à déplacement contrôlé, lorsqu'on contrôle l'amplitude du déplacement cyclique. Ce type d'essai est généralement adapté pour évaluer l'évolution du frottement local à l'interface sol-pieu (dégradation ou renforcement du frottement)

I.3.2 Paramètres influençant le comportement d'un pieu sous chargement cyclique axial

De nombreux paramètres influencent le comportement des pieux sous chargement cyclique. L'étude de l'influence de certains paramètres comme le type de chargement cyclique, l'amplitude de la charge moyenne et de la charge cyclique par rapport à la charge de rupture du pieu sous chargement monotone, le nombre de cycles, la fréquence du chargement, etc., est essentielle à la compréhension des phénomènes. Dans le cadre de cette étude, on s'intéresse uniquement au cas des chargements cycliques axiaux dans les sols fins.

I.3.2.1 Influence du type de chargement

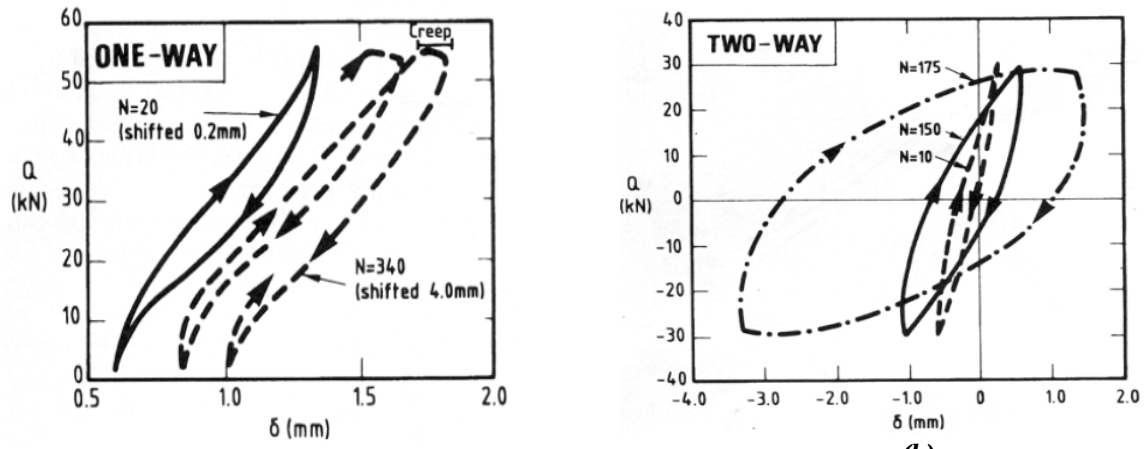
L'influence du type de chargement a été étudiée par plusieurs auteurs. On va présenter dans cette partie l'influence du type de chargement (alterné ou non alterné) sur le comportement mécanique des pieux.

Holmquist and Matlock (1976) et Steenfelt *et al.* (1981) ont indiqué qu'un chargement de type alterné sur un pieu installé dans une argile peut réduire considérablement le frottement local (jusqu'à 75% pour de grandes amplitudes de charge cyclique ou de grandes amplitudes de déplacement cyclique). Ces auteurs ont aussi observé qu'un chargement de type non-alterné ne provoque qu'une petite détérioration de la performance du pieu.

Karlsrud and Haugen (1986a, 1986b) ont réalisé des essais sur un pieu en acier (15,3 cm de diamètre et 5,15 m de longueur) instrumenté dans une argile surconsolidée (site de Haga). Les auteurs ont réalisé des essais monotones et cycliques.

La Figure I - 20 présente l'effet des deux types de chargement cyclique (alterné et non alterné) en termes des courbes effort-déplacement.

Pour la même amplitude de chargement, ces auteurs ont observé que l'essai alterné provoque des déplacements cumulés permanents beaucoup plus importants que ceux observés lors des essais non-alternés. La rupture est caractérisée dans le cas des essais non alternés par une accumulation de déplacement moyen, tandis que dans le cas des essais alternés, la rupture est caractérisée par une augmentation du déplacement cyclique sur un cycle.



(a) *(b)*

Figure I - 20 - Courbes effort-déplacement pour des essais de chargement cyclique sur pieux dans l'argile du site de Haga (a) cas non alternés ; (b) cas alternés (Karlsrud and Haugen, 1986a)

Cela signifie que l'essai alterné est plus défavorable que l'essai non alterné. De plus, pour le cas du chargement alterné, à 175 cycles, la valeur du déplacement en traction vaut 3,5 mm, alors qu'il n'est que de 1,5 mm en compression. Cela indique que la résistance du pieu en traction est plus faible qu'en compression. Cette différence peut être expliquée par le fait que, lors de la phase de traction, la charge est reprise uniquement par le frottement latéral, tandis que dans le cas de la phase de compression elle est reprise par le frottement latéral et la pointe.

I.3.2.2 Influence de la charge moyenne et de l'amplitude du chargement cyclique

Karlsrud *et al.* (1987) ont effectué une série d'essais pour étudier l'interaction pieu-argile sous sollicitations monotones et cycliques. Le type de pieu et d'argile ont été décrits précédemment (I.3.2.1). Les essais sont effectués sous plusieurs combinaisons de charge moyenne et de charge cyclique (amplitude cyclique). Le Tableau I - 1 synthétise les paramètres de chargement et le nombre de cycles à la rupture.

Les résultats montrent que, dans le cas d'essais non alternés (3 et 4), la rupture est due à l'accumulation rapide des déplacements permanents (Figure I – 21 (a)). Ces déplacements augmentent avec l'augmentation de la valeur de la charge moyenne. En comparant les essais 3 et 4, on peut constater que la vitesse d'accumulation des déplacements permanents est plus élevée dans l'essai 3 (avec une rupture après 60 cycles) qui a été réalisé avec l'amplitude de la charge moyenne la plus importante, par rapport à l'essai 4 (rupture après 320 cycles).

Tableau I - 1 - Paramètres des essais cycliques (Karlsrud et al., 1987)

Test	$\frac{Q_{max}}{Q_{us}}$	$\frac{Q_{ave}}{Q_{us}}$	$\frac{Q_c}{Q_{us}}$	N_f
1	0.40	0.00	0.40	160
2	0.39	0.10	0.29	100
3	0.83	0.46	0.37	60
4	0.75	0.39	0.36	320
5	0.97	0.26	0.71	460

Pour l'essai 1 (alterné symétrique), même si le pieu est soumis à une charge cyclique légèrement supérieure à celle des essais 3 et 4, la rupture se produit quand le déplacement cyclique devient important et non par accumulation de déplacements permanents.

Les résultats montrent aussi l'effet du type d'essai. Si l'on compare l'essai 1 (alterné symétrique) à l'essai 2 (alterné non symétrique), on remarque que la rupture se produit quand le déplacement cyclique devient important dans le cas où la valeur moyenne du chargement est nulle (alterné symétrique) (l'essai 1), tandis que la rupture est due à la fois à l'accumulation des déplacements permanents et du déplacement cyclique pour l'essai 2.

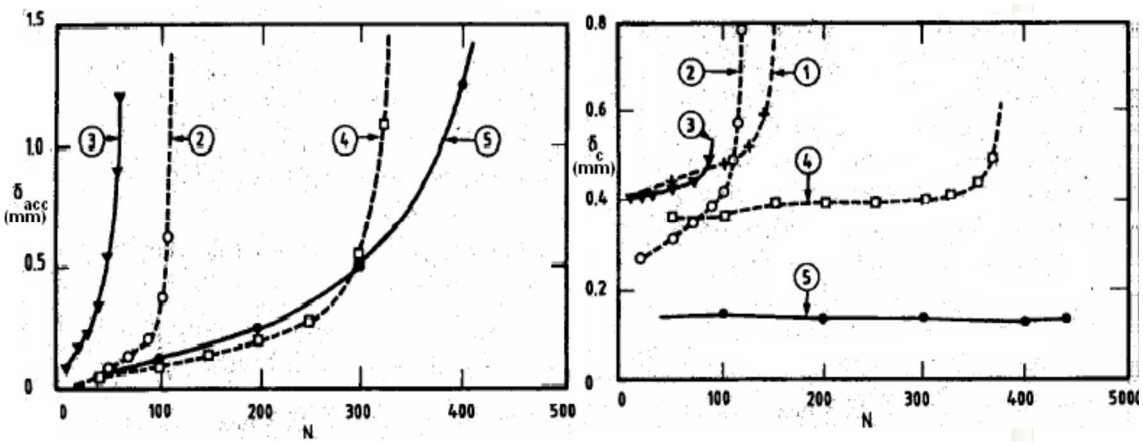


Figure I - 21 - Réponse en fonction du nombre de cycles en terme de : (a) déplacement moyen cumulé ; (b) amplitude du déplacement cyclique (Karlsrud et al., 1987)

L'amplitude de la charge cyclique, quant à elle, influence fortement le comportement du pieu. Poulos (1982) a réalisé des essais cycliques sur des pieux en acier, de 1,4 m de diamètre et 72 m de longueur, foncés dans une argile raide (argile d'Hurstville), afin d'examiner l'effet de l'amplitude de la charge cyclique, du nombre de cycles et de la vitesse de chargement. La Figure I - 22 présente les résultats des essais réalisés sur un pieu isolé et sur des groupes de 4 et 8 pieux. L'auteur a réalisé des essais de chargement statique initiaux, puis des essais cycliques (1000 cycles, plusieurs amplitudes) et finalement des essais monotones finaux pour évaluer la capacité portante des pieux après le chargement cyclique. Il a été observé que, pour le cas des pieux isolés, plus l'amplitude de charge cyclique est importante et plus la capacité portante du pieu diminue après les chargements cycliques. L'auteur a aussi observé que

pour les petites amplitudes de la charge cyclique, la capacité portante finale dépasse la capacité initiale du pieu (18.5 MN) à cause de l'effet de la vitesse de chargement.

Doherty and Gavin (2008) et Doherty *et al.* (2013) ont réalisé des essais de chargement cyclique sur un pieu modèle sur site (diamètre 76 mm et longueur 2 m) dans l'argile molle de Belfast afin d'étudier la stabilité du pieu et la dégradation de l'interface sol-pieu sous chargement cyclique.

Afin d'avoir une dissipation complète de la surpression interstitielle générée pendant l'installation du pieu, le chargement cyclique a été réalisé 30 jours après l'installation du pieu. Un chargement cyclique non alterné du type « storm-loading » en compression a été effectué par paliers successifs de charge correspondant à 37%, 48%, 59% et 81% de la valeur de la résistance obtenue lors de l'installation du pieu. Le pieu a subi, pendant le premier palier de chargement, 720 cycles. 200 cycles ont été ensuite appliqués pour chaque palier (palier 48% et palier 59%).

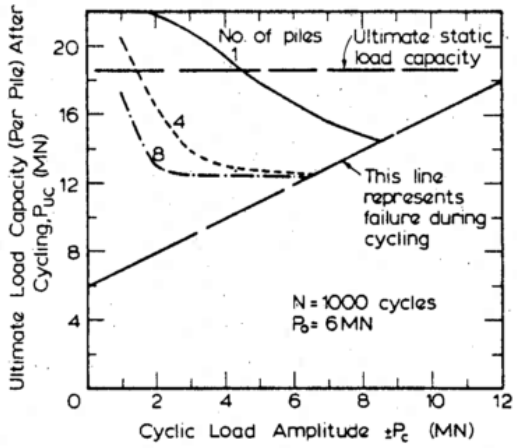


Figure I - 22 - Effet de l'amplitude de la charge cyclique sur la capacité portante des pieux (Poulos, 1982)

Les résultats montrent qu'aux faibles niveaux de chargement (37%, 48% et 59%), les cycles de chargement génèrent de faibles déplacements. L'accumulation du déplacement plastique démarre lorsque le niveau de charge est augmenté jusqu'à 81% de la résistance statique et le taux d'accumulation du déplacement s'accélère rapidement avec le nombre de cycles (Figure I - 23).

I.3.2.3 Influence du nombre de cycles

Le nombre de cycles semble avoir une forte influence sur le comportement des pieux sous chargement cyclique axial. Dans les argiles saturées, l'augmentation du nombre de cycles joue un rôle important sur l'accumulation de la surpression interstitielle ainsi que sur les déformations non réversibles. C'est donc un facteur qui peut conduire à la rupture du système sol-pieu.

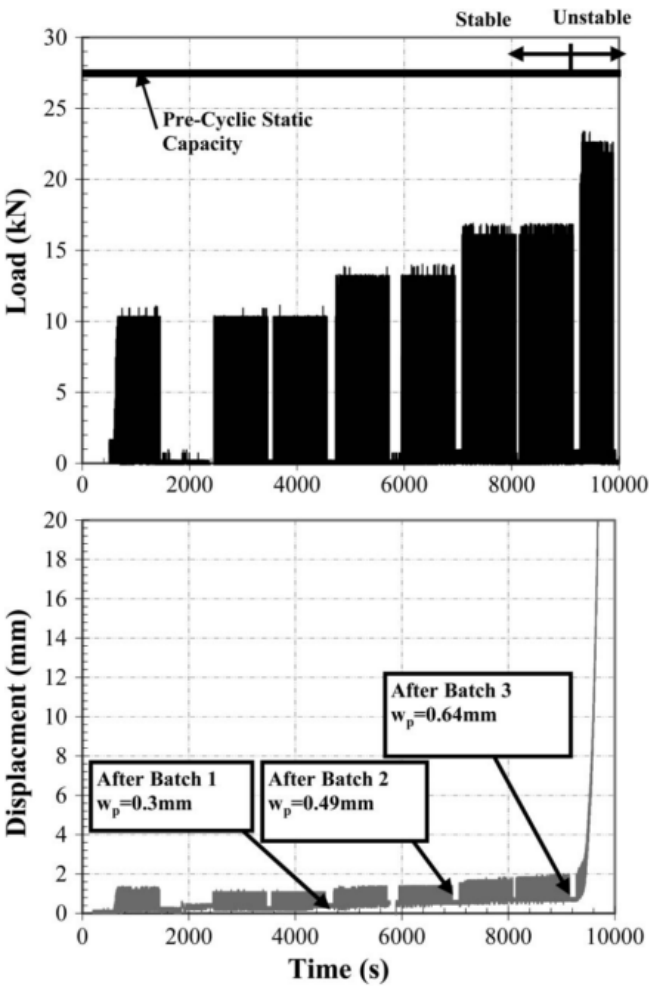
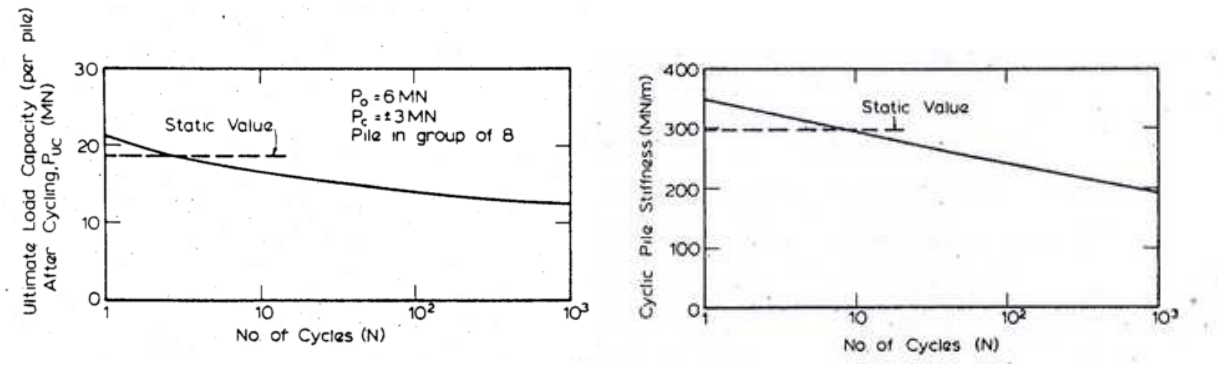


Figure I - 23 - Influence de l'amplitude de la charge cyclique sur l'accumulation des déplacements (Doherty and Gavin, 2013)

(Poulos 1982) a étudié l'influence du nombre de cycles sur la dégradation de la capacité portante ainsi que sur le frottement local. Les caractéristiques des essais sont identiques à celles indiquées dans le paragraphe I.3.2.2. On peut remarquer sur la Figure I - 24 (a) que la capacité portante ultime diminue en fonction du nombre de cycles et passe au-dessous de la valeur obtenue en statique.

Afin d'examiner l'influence du nombre de cycles sur le comportement du pieu, Karlsrud *et al.* (1987) ont réalisé des essais cycliques alternés symétriques avec une amplitude de chargement cyclique constante Q_c =0,41Q_{us} (Q_{us} est la charge ultime en statique), et des essais cycliques non alternés avec Q_{max} = 0,75Q_{us} et Q_{min} proche de zéro. On observe que dans les deux cas, le nombre de cycles appliqués conduit à la rupture du pieu.

Dans le cas des essais alternés, l'amplitude de déplacement cyclique augmente lentement pendant les 150 premiers cycles, puis une augmentation plus rapide est observée jusqu'à la rupture. Dans le cas non alterné, le déplacement moyen cumulé augmente rapidement à partir de 300 cycles et conduit à la rupture du pieu (Figure I - 25).



(a) *(b)*

Figure I - 24 - Influence du nombre de cycles : (a) sur la capacité portante du pieu ; (b) sur la dégradation du frottement local (Poulos, 1982)

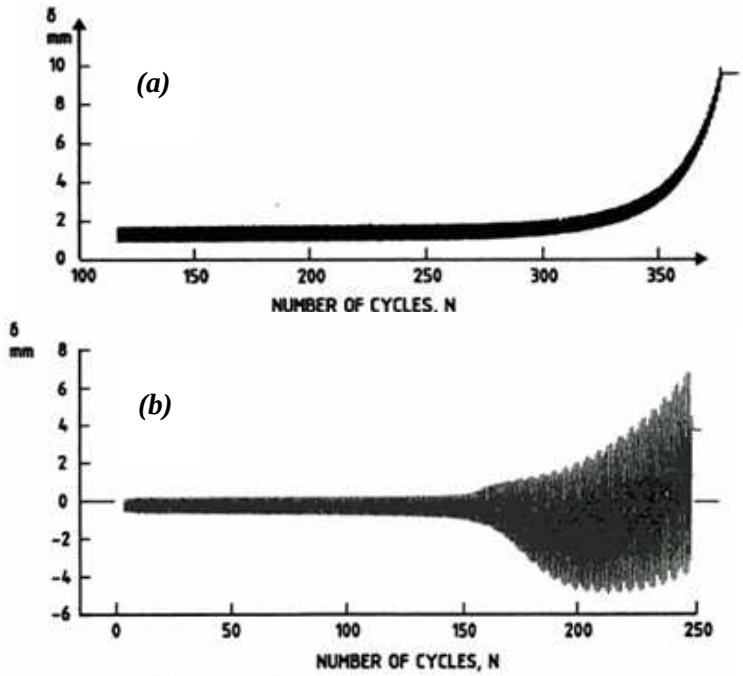


Figure I - 25 - Effet du nombre de cycles sur l'accumulation des déplacements pour un essai : (a) non alterné ; (b) alterné (Karlsrud et al., 1987)

I.3.3 Conclusions partielles

A partir de ces différents travaux, on peut observer que le comportement des pieux sous chargement cyclique est assez complexe. On peut cependant conclure sur les points suivants :

1- l'essai cyclique de type alterné (two-way) est plus défavorable que l'essai de chargement de type non alterné (one-way) et induit généralement davantage de déplacements permanents que l'essai non-alterné. La rupture pour un essai alterné symétrique se produit par augmentation du

déplacement cyclique tandis que pour un chargement non alterné la rupture se produit par accumulation du déplacement moyen permanent ;

2- l'augmentation de la charge moyenne ou de l'amplitude de la charge cyclique provoque un accroissement du taux d'accumulation du déplacement permanent et donc un déplacement critique (rupture) pour un nombre de cycles plus faible ;

3- le nombre de cycles a un effet très important sur la capacité portante et sur la stabilité du pieu. Pour une combinaison donnée de la charge moyenne et de la charge cyclique, le pieu peut se retrouver dans un état stable, méta-stable ou instable.

I.4 CAPACITE PORTANTE DES PIEUX SOUS CHARGEMENT AXIAL CYCLIQUE

I.4.1 Diagramme-contour

Dans le but de rendre compte de l'influence combinée des paramètres de chargement cyclique (charge moyenne, charge cyclique et nombre de cycles à la rupture), on représente différents essais sur un même graphe, qu'on appelle diagramme-contour. Andersen *et al.* (1988) ont introduit un diagramme qui permet de prévoir, pour chaque combinaison d'amplitude cyclique et de charge moyenne, le nombre de cycles pour atteindre la rupture. La construction de ces diagrammes-contour est basée sur des essais en laboratoire du type triaxial et cisaillement simple direct (DSS) sur l'argile de Drammen normalement consolidée. Les résultats de ces essais sont présentés sur la Figure I - 26. Les points et les numéros correspondants montrent les résultats des essais. Les contraintes de cisaillement, τ_a et τ_{cy}, sur les axes horizontal et vertical sont normalisées par rapport à la contrainte verticale effective de consolidation σ'_{vc} et à la résistance au cisaillement statique s_u.

Pour les essais triaxiaux (Figure I - 26 (a)), l'intersection du côté gauche avec l'axe des abscisses correspond à la résistance au cisaillement triaxiale d'extension statique non drainée, et l'intersection du côté droit correspond à la résistance au cisaillement statique en compression triaxiale. Pour les essais DSS (Figure I - 26 (b)), l'intersection correspond à la résistance statique non drainée s_u. Les combinaisons des déformations moyennes (γ_a) et cycliques (γ_{cy}) de cisaillement à la rupture sont indiquées sur les courbes. Les points sur les courbes de rupture correspondant à la même combinaison de $\gamma_a \pm \gamma_{cy}$ à la rupture (iso valeurs) sont reliés par des courbes en pointillés.

Ce diagramme-contour exprime explicitement les influences combinées de la charge moyenne, de la charge cyclique et du nombre de cycles à la rupture. Dans les essais triaxiaux (Figure I - 26 (a)), pour les petites et moyennes valeurs de la charge moyenne, les principales déformations de cisaillement à la rupture seront de grandes déformations cycliques. Par contre, ce sont de grandes déformations moyennes de cisaillement de compression pour les charges moyennes τ_a approchant la résistance à la

compression, et de grandes déformations moyennes de cisaillement en extension pour les charges moyennes τ_a approchant la résistance au cisaillement en extension. Dans les essais DSS (Fig. I- 25(b)), pour les petites et moyennes valeurs de la charge moyenne τ_a, les déformations prédominantes de cisaillement à la rupture sont de grandes déformations cycliques de cisaillement. En revanche, ce sont de grandes déformations moyennes pour τ_a approchant la résistance au cisaillement statique. Pour les faibles amplitudes de la charge moyenne et de la charge cyclique, la rupture ne peut avoir lieu que sous très grand nombre de cycles.

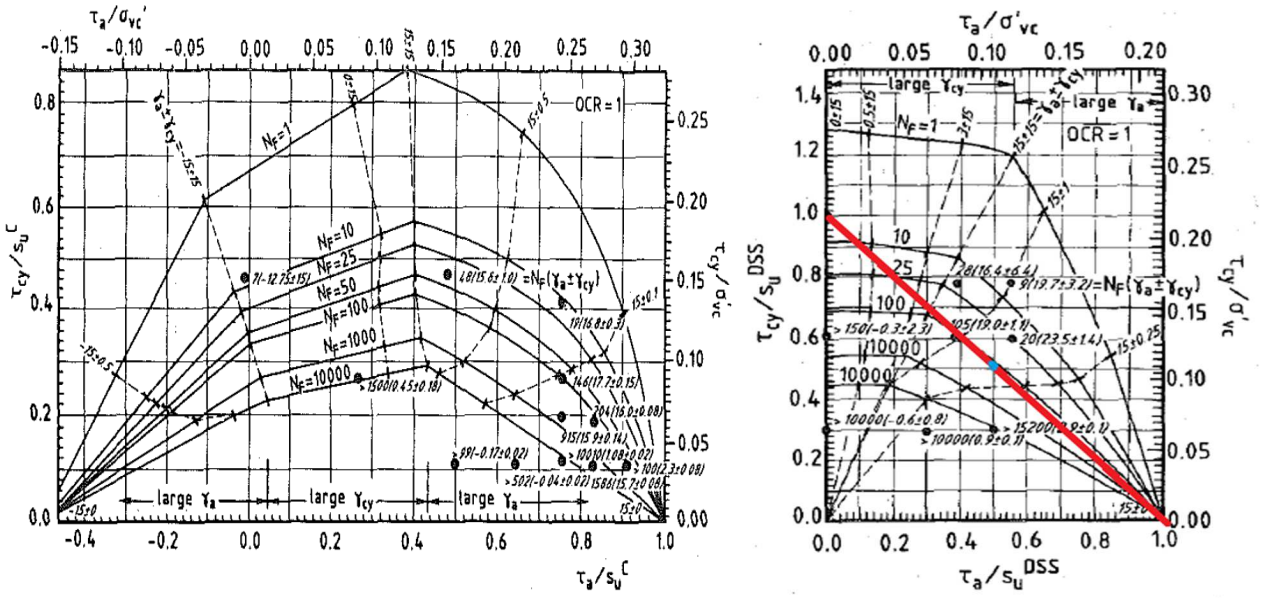


Figure I - 26 - Nombre de cycles à la rupture, Nf, pour diverses combinaisons de charge moyenne et cyclique dans les essais triaxiaux (a) et les essais DSS (b) sur l'argile de Drammen normalement consolidée (Andersen et al., 1988)

Le diagramme-contour reflète clairement l'effet de la vitesse de chargement dans le cas des sols argileux. En effet, un élément de sol, sollicité à une contrainte de cisaillement maximale (somme des contraintes de cisaillement moyenne et cyclique) supérieure à la résistance au cisaillement statique, c'est-à-dire sur et au-dessus de la ligne rouge sur la Figure I - 26 (b), devrait rompre dès le premier cycle. Du fait de l'effet de vitesse, la rupture demandera plusieurs cycles. On observe que le comportement de l'argile de Drammen dépend de manière significative de la vitesse : à une contrainte moyenne de cisaillement nulle, l'argile a gagné plus de 20% de résistance au cisaillement entre une sollicitation statique de référence et une sollicitation cyclique de période 0,1 Hz. L'effet de vitesse est encore plus marqué lorsque le taux moyen de cisaillement est de l'ordre de 0,50 : il faut alors une centaine de cycles pour provoquer la rupture de l'échantillon sous une contrainte de cisaillement totale égale à la valeur du cisaillement statique ultime (point visible au milieu de la droite rouge). L'effet de la vitesse de chargement provient de la viscosité de l'argile.

Karlsrud and Haugen (1985a) ont présenté un exemple de diagramme-contour basé sur des essais sur pieux *in situ* réalisés à force contrôlée dans l'argile surconsolidée de Haga.

Les résultats sont présentés sur la Figure I - 27 (a). On peut constater que la capacité portante cyclique, sous chargement cyclique à force contrôlée, correspondant à la charge maximale $Q_{max} = Q_{moy} + Q_{cyc}$ à la rupture dépend des amplitudes relatives des charges moyennes et cycliques et du nombre de cycles de chargement.

On peut aussi remarquer que la réduction de la capacité portante sous chargement cyclique alterné est beaucoup plus importante que sous chargement non alterné et la capacité cyclique est égale à 42 % de la capacité statique pour le chargement alterné symétrique avec un nombre de cycles à la rupture correspondant $N_f = 50$. En fait, en étudiant précisément les courbes, on observe que plus la valeur de la charge moyenne diminue, et plus la distance entre la droite typique représentant la capacité statique du pieu et les courbes représentant la capacité portante cyclique s'éloigne, ce qui indique une réduction de plus en plus grande de la capacité portante. On peut conclure que l'argile de Haga est plus sensible au chargement cyclique alterné que non alterné.

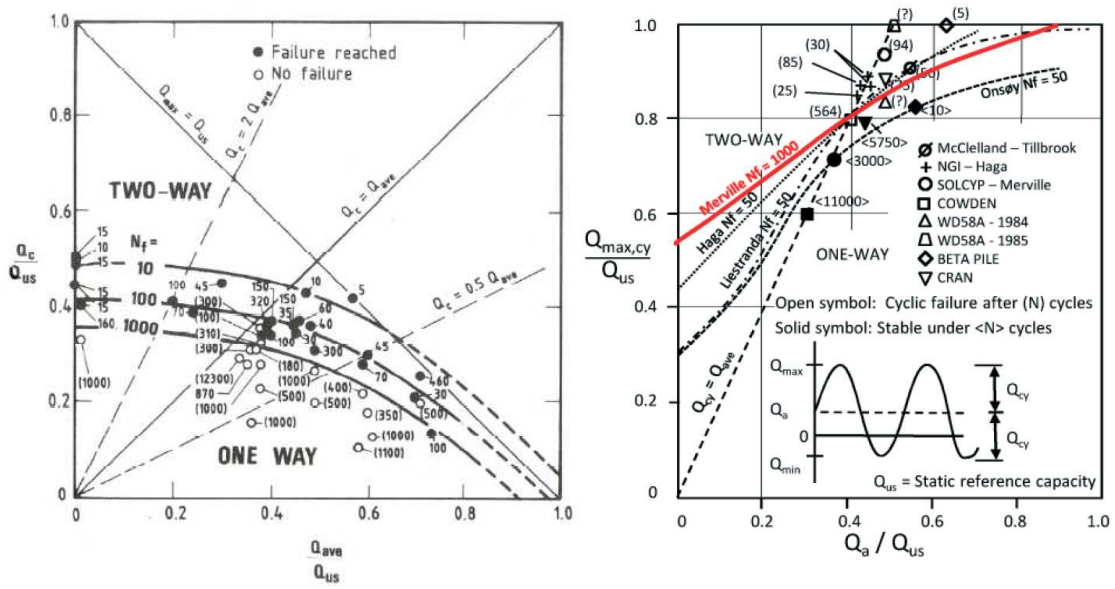
De plus, pour la même amplitude de charge cyclique, l'augmentation de la charge moyenne (passage du cas alterné au cas non alterné) devient de plus en plus défavorable, car on s'approche des courbes de rupture. Dans la zone non alternée, la capacité cyclique peut effectivement être supérieure à la capacité de référence statique si seulement un petit nombre de cycles de charge sont appliqués. Cela est dû aux effets liés au taux de chargement.

On constate également que le nombre de cycles provoquant la rupture des pieux diminue quand la charge cyclique augmente aussi bien dans le cas non alterné qu'alterné. Cela signifie que l'augmentation de l'amplitude de charge cyclique réduit la capacité portante des pieux.

Une comparaison a été effectuée sur la Figure I - 27(b) entre les résultats précédents sur argile de Haga, les résultats d'essais réalisés sur trois types de pieux ayant des diamètres de 21,9 cm, 21,9 cm, et 81,2 cm et des longueurs correspondantes de 10 m, 37,5 m, et 10 m, installés dans les argiles à OnsØy et Lierstranda en Norvège par Karlsrud *et al.* (1992) et les résultats des essais réalisés sur des pieux installés dans l'argile des Flandres (Puech, 2013). Le nombre de cycles à la rupture dans les trois premiers cas est N=50, tandis que dans le dernier cas, le nombre de cycles à la rupture est égal à 1000. On peut conclure que les résultats obtenus sont très similaires dans le cas des essais non alternés. Dans le cas des essais alternés, les résultats dans l'argile des Flandres sont au-dessus des autres argiles, ce qui signifie que l'argile des Flandres est moins sensible au chargement alterné. On peut également observer que dans le cas des essais non alternés (one-way), la séparation entre la zone stable et instable est très étroite.

Dans ce diagramme-contour, on prend le rapport Q_{max} / Q_{us} au lieu du rapport Q_c / Q_{us} sur l'axe vertical, ce qui donne une impression plus directe de l'effet du chargement cyclique sur la capacité portante. Les

tests réalisés à Onsøy et Lierstranda suggèrent un effet plus important des charges cycliques que les tests dans l'argile de Haga, en particulier dans la zone alternée.



(a) *(b)*

Figure I - 27 - (a) Diagramme-contour pour les essais de pieux in situ sur l'argile de Haga (Karlsrud and Haugen, 1985a) ; (b) comparaison entre la capacité portante cyclique des pieux à Haga, Onsøy, Lierstranda, et Merville (Puech, 2013)

Cependant, il faut remarquer la conséquence de l'effet de vitesse de chargement pour les deux types de diagrammes-contour décrits ci-dessus. En fait, un diagramme-contour n'est valable que pour une valeur fixée de la fréquence de sollicitation**.** Les diagrammes existants ont été construits pour des fréquences de 0,1 Hz correspondant à celle de la houle pour les essais réalisés par Andersen *et al.* (1988) et 0,5 Hz pour les essais réalisés au NGI. Lorsque les phénomènes cycliques à simuler présentent des caractéristiques fréquentielles nettement différentes, ces diagrammes doivent être refaits ou modifiés sur la base d'une évaluation de l'effet de vitesse.

I.4.2 Diagramme de stabilité cyclique

Afin de mettre en évidence le caractère défavorable d'un chargement cyclique par rapport au chargement monotone, Poulos (1988) a élaboré le diagramme de stabilité cyclique général (Figure I - 28). Ce diagramme se compose de trois zones correspondant à trois types de comportement différents du pieu :

- zone (A) : région stable dans laquelle le déplacement moyen cumulé est quasiment stabilisé ;
- zone (B) : région métastable dans laquelle le chargement cyclique provoque une légère augmentation du déplacement cumulé (une certaine dégradation de la capacité axiale du pieu) ;

- zone (C) : région instable dans laquelle le chargement cyclique a une forte influence sur le déplacement moyen cumulé du pieu en provoquant la rupture de ce dernier.

Ce diagramme est défini pour un nombre de cycles N fixé. La rupture du pieu est atteinte lorsque l'accumulation des déplacements permanents dépasse 10% du diamètre du pieu.

Ce diagramme est tracé dans les axes Q_0/Q_c, Q_{cyc}/Q_c. avec Q_0 ($\equiv Q_m$) : charge moyenne, Q_{cyc} : amplitude de chargement cyclique, Q_c : charge à la rupture sous chargement monotone en compression, Q_t : charge à la rupture sous chargement monotone en traction. La zone instable est limitée par deux droites qui correspondent aux combinaisons d'amplitude cyclique et de chargement permanent qui correspondent à la capacité portante monotone. Dans ce cas, le pieu va subir des grands déplacements dès le premier cycle. La droite limite en compression est obtenue de la manière suivante : pour $Q_0=Q_c$, la rupture est obtenue pour $Q_{cyc}=0$; pour $Q_0=0$, la rupture est obtenue pour $Q_{cyc}= Q_c$. La droite limite en traction est obtenue par : pour $Q_0=Qt$, la rupture est obtenue pour $Q_{cyc}=0$; pour $Q_0=0$, la rupture est obtenue pour $Q_c= Q_t$. L'intersection des deux droites limites est le point F= $(Q_c+Q_t)/2Q_c$. Les combinaisons de charge situées à droite de F provoquent la rupture en compression, tandis qu'à gauche de F, on a une rupture en traction. Le diagramme de stabilité permet de mettre en évidence le caractère défavorable du chargement cyclique par rapport au chargement monotone, la rupture se produit pour des efforts appliqués inférieurs à ceux nécessaires pour atteindre la rupture en chargement statique.

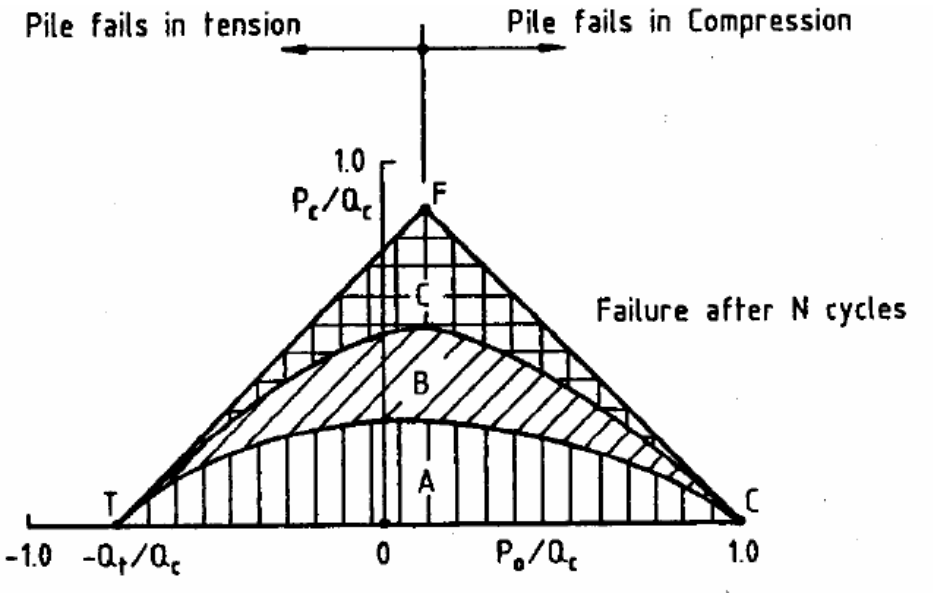


Figure I - 28 - Concept de diagramme de stabilité cyclique (Poulos, 1988)

Plus récemment, Benzaria (2012) a réalisé des essais de chargement cyclique sur des pieux forés de 420 mm de diamètre installés dans l'argile des Flandres sur le site expérimental de Merville. L'auteur a étudié le comportement des pieux sous chargements cycliques axiaux, en compression non alternés et alternés et il a tracé les résultats sous la forme d'un diagramme de stabilité du type de celui introduit par Poulos (1988) (Figure I - 29).

Le diagramme permet de visualiser l'effet de la charge moyenne et de l'amplitude de la charge cyclique. Les séquences pour atteindre la rupture (déplacement égal à 10% du diamètre) ont en commun un chargement cyclique maximal qui atteint au moins 90% de la charge limite du pieu en compression Q_{uc}. L'auteur a observé que pour une combinaison de chargement cyclique (charge moyenne + amplitude de chargement cyclique) au-dessous de 800 kPa (correspondant à 90% de la charge ultime statique), le déplacement en tête du pieu reste négligeable, même après un grand nombre de cycles (quelques milliers). La zone métastable est quasi inexistante.

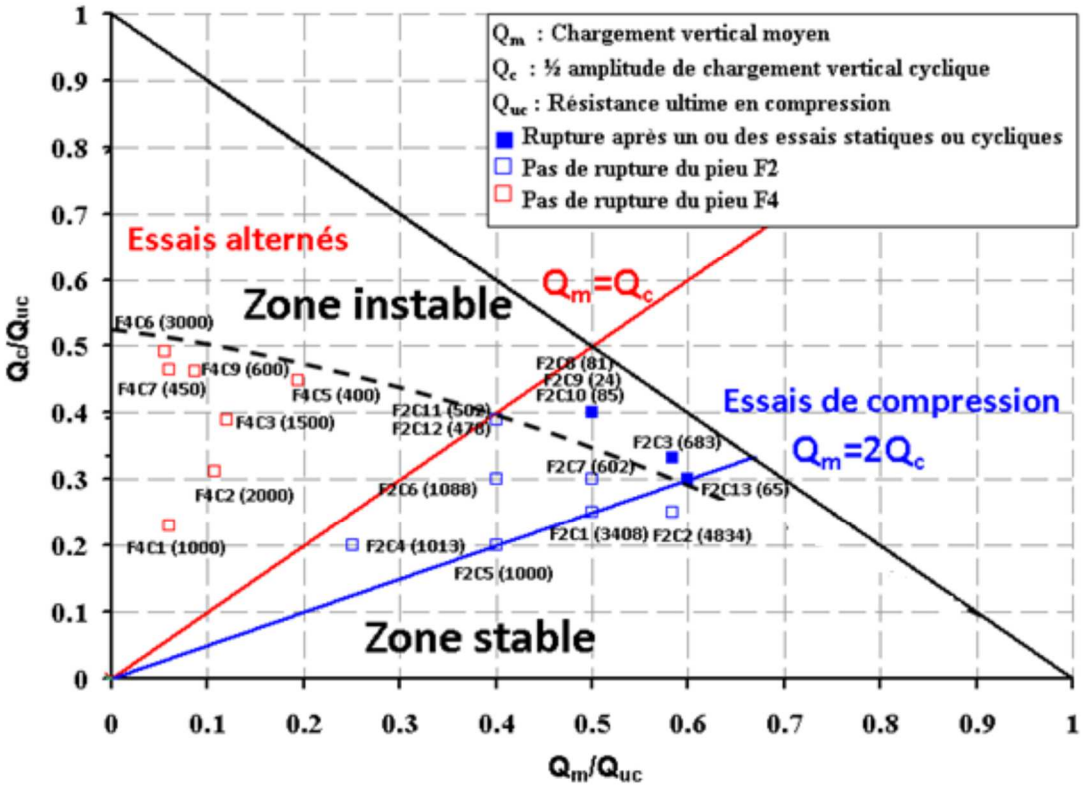


Figure I - 29 - Diagramme de stabilité cyclique pour les pieux forés de Merville (Benzaria, 2012)

I.4.3 Dégradation de la capacité portante des pieux sous chargement axial cyclique dans les sols fins

I.4.3.1 Dégradation du frottement local

Pendant le chargement cyclique, on observe généralement une dégradation du frottement local à l'interface sol-pieu (Felio and Berthold, 1989). D'après Matlock *et al.* (1982); Poulos (1982), les deux mécanismes principaux pouvant expliquer la dégradation du frottement à l'interface sol-pieu installé dans l'argile sont :

- le changement de la pression interstitielle à l'interface ;
- le réalignement des particules d'argile adjacentes au pieu.

Afin de quantifier cette dégradation Poulos (1982) a réalisé des essais à déplacement contrôlé sur un modèle de pieu de 20 mm dans un massif d'argile de 152 mm de diamètre. L'auteur a fait varier l'amplitude du déplacement cyclique de ±0,2 à ±2,0 % du diamètre du pieu. Les résultats de ces essais sont présentés sur la Figure I - 30.

L'auteur a remarqué que pour une amplitude inférieure à ±0,2%, il n'y a quasiment aucune diminution du frottement latéral, voire une légère augmentation. L'auteur a observé également que la dégradation du frottement latéral augmente avec l'augmentation de l'amplitude du déplacement cyclique. Le taux d'augmentation de la dégradation diminue et devient très faible quand le rapport de l'amplitude de déplacement par rapport au diamètre du pieu dépasse 1,5%. De plus, la majorité de la dégradation se produit lors des 10 à 20 premiers cycles.

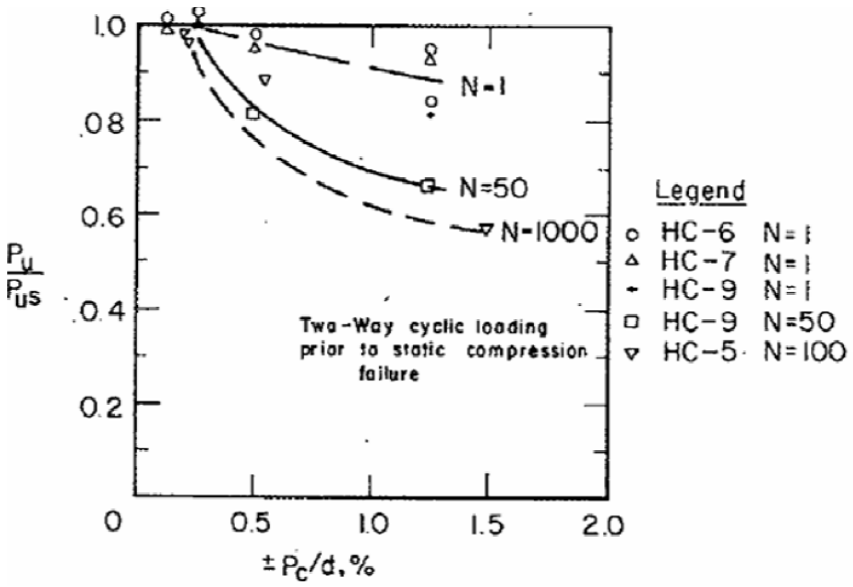


Figure I - 30 - Influence de l'amplitude du déplacement cyclique sur la dégradation du frottement latéral (Poulos, 1982)

Doherty and Gavin (2008) ont réalisé des essais sur un pieu instrumenté dans l'argile molle de Belfast. Ils ont montré que pour un niveau de chargement cyclique faible, la réponse de la surpression interstitielle et des contraintes effectives sont stables, ce qui entraîne une dégradation légère. Quand le niveau de chargement s'élève à 92 % de la capacité statique, une grande augmentation de la surpression interstitielle est observée, la contrainte effective, pour sa part diminue et cela entraîne une dégradation significative de l'interface. Cette dégradation est reliée à l'évolution de la surpression interstitielle sous chargement cyclique.

Bogard and Matlock (1979) ont réalisé des essais sur des argiles très molles en mesurant la surpression interstitielle à l'interface sol-pieu. Le comportement observé dans les essais sur pieu était incompatible avec les concepts actuels de contraintes effectives. En effet, la diminution de la résistance dans certains

essais cycliques était accompagnée par une diminution de la surpression interstitielle. Dans ces essais, la dégradation pourrait donc être principalement liée aux changements structuraux de l'argile.

On peut également mentionner ici quelques résultats intéressants obtenus sur les facteurs de dégradation de l'interface sol-pieu.

Andersen *et al.* (1976), après avoir réalisé des essais triaxiaux et des essais de cisaillement direct sous chargement cyclique non-alterné et alterné sur l'argile de Drammen, ont remarqué que l'argile surconsolidée se dégrade plus rapidement que l'argile normalement consolidée.

En réalisant les essais triaxiaux cycliques non drainés, Hicher (1979) a montré que la dégradation due au chargement cyclique diminue quand le drainage est autorisé au cours de l'essai. En effet, dans le cas de la condition non drainée, le seuil est de 0,40 alors que cette valeur vaut 0,60 quand le drainage est autorisé. On peut conclure que le drainage au cours de l'essai a un effet favorable sur l'interface sol-pieu sous chargement cyclique.

I.4.3.2 Dégradation de la rigidité du sol à l'interface

Afin de quantifier la dégradation de la rigidité du sol à l'interface sol-pieu sous sollicitation cyclique, Briaud and Felio (1985) ont défini un modèle cyclique à partir de 16 études basées sur des essais de chargement cyclique *in situ.* Le modèle comporte deux paramètres de dégradation à savoir le module sécant β et la dégradation du module cyclique δ qui sont définis de la manière suivante :

- Le paramètre de dégradation du module sécant $\beta = G_{S(N)} / G_{S(0)} = N^{-a}$. $G_{S(N)}$ étant le module sécant au cycle *N*, $G_{S(0)}$ le module sécant à l'état initial, *a* étant un paramètre du modèle.
- Le paramètre de dégradation du module cyclique $\delta = G_{C(N)} / G_{C(0)} = N^{-b}$. $G_{C(N)}$ étant le module cyclique, $G_{C(0)}$ le module cyclique à l'état initial et *b* étant un paramètre du modèle.

La Figure I - 31 montre un schéma de principe représentatif de la réponse cyclique d'un sol. L'axe vertical peut représenter les contraintes de cisaillement dans un essai de cisaillement simple, le frottement latéral, ou la charge appliquée sur le pieu dans un essai de chargement cyclique. L'axe horizontal peut être la déformation de cisaillement pour un essai de cisaillement simple ou le déplacement axial local pour un essai de chargement sur un pieu.

Les auteurs ont utilisé les paramètres cycliques R1 et R2 pour décrire respectivement l'amplitude cyclique normalisée et la contrainte moyenne cyclique normalisée, correspondantes. Tous les paramètres mentionnés sont définis sur la Figure I - 31.

$$R1 = \frac{\tau_{\max(0)} - \tau_{\min(0)}}{2\tau_{ult}}$$

$$R2 = \frac{\tau_{\max(0)} + \tau_{\min(0)}}{2\tau_{ult}}$$

$$G_{S(N)} = \frac{\tau_{\max(N)}}{\gamma_{\max(N)}}$$

$$G_{C(N)} = \frac{\tau_{\max(N)} - \tau_{\min(N)}}{\gamma_{\max(N)} - \gamma_{\min(N)}}$$

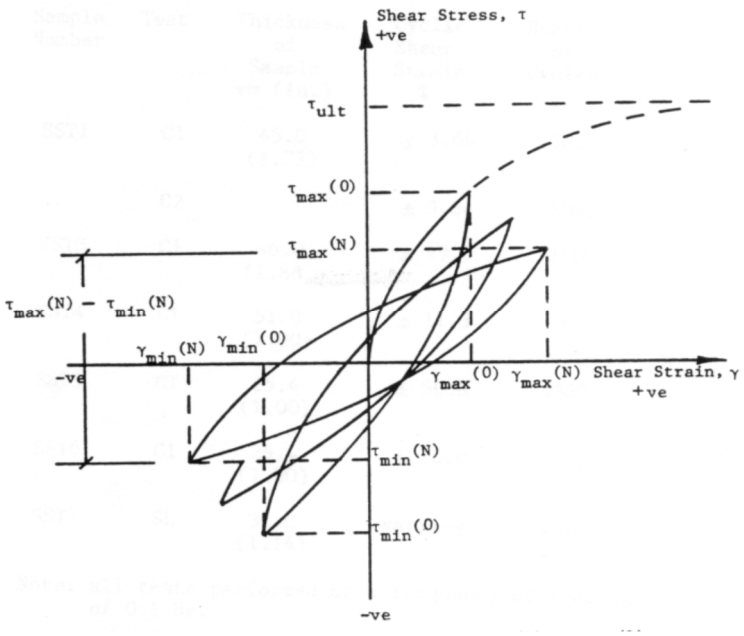


Figure I - 31 - Définition des paramètres cycliques (Briaud and Felio, 1985)

Les valeurs de a et b dépendent du niveau de chargement. Dans le cas des essais en vraie grandeur et des essais en laboratoire, on obtient :

in situ : a = 0,09 (R1+R2), b = 0,03 (R1+R2)

laboratoire : a = 0,60 (R1+R2), b = 0,60 (R1+R2)

On trouve que les valeurs de *a* et de *b* pour les essais de chargement sur pieu en vraie grandeur sont beaucoup plus petites que pour les essais en laboratoire. La différence est due, en partie, au fait que la contrainte de cisaillement dans le sol diminue avec la distance au pieu, et d'autre part, au fait que les pieux sont compressibles. En effet, pour la même valeur (R1 + R2) mesurée sur la courbe de réponse d'un pieu, la valeur (R1 + R2) sur les courbes locales du transfert de frottement diminue avec la profondeur. De plus, pour une valeur donnée (R1 + R2) mesurée sur une courbe de transfert de cisaillement, la valeur (R1 + R2) sur les courbes locales de contrainte - déformation pour les éléments du sol sollicités en cisaillement simple autour du pieu diminue radialement en s'éloignant du pieu.

Briaud and Felio (1986) ont démontré qu'il existe un seuil, appelé aussi pic de contrainte cyclique (R1 + R2), au-dessus duquel la dégradation du sol ou du système sol-pieu devient importante et entraine la rupture. Inversement, au-dessous du seuil, une certaine dégradation se produit, mais l'augmentation du nombre de cycles ne produit pas un endommagement important du sol ou de l'interface sol-pieu.

Un exemple de la courbe de dégradation en fonction du nombre de cycles est donné par Floess (1979). Pour élaborer ces courbes, des essais de chargement cyclique de type alterné symétrique avec variation de l'amplitude de la charge cyclique ont été réalisés sur l'argile d'Alaska (Figure I - 32).

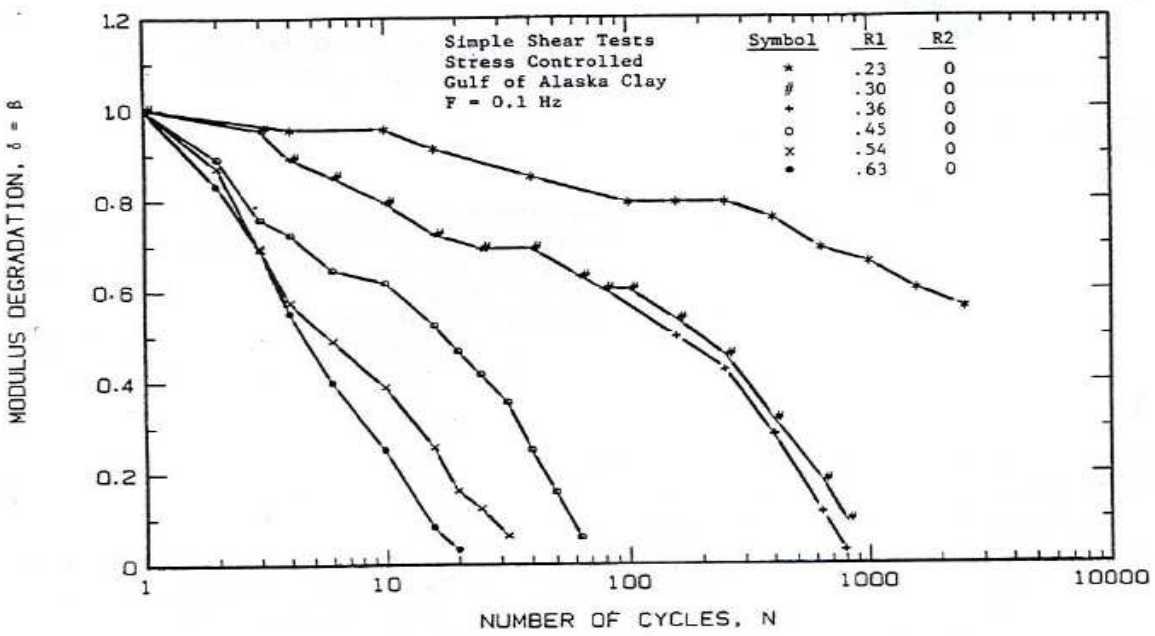


Figure I - 32 - Courbe de dégradation du module de l'argile de Gulf d'Alaska (Floess, 1979)

I.5 COMPORTEMENT DE L'INTERFACE SOL-STRUCTURE

La dégradation de l'interface sol-pieu sous chargement cyclique dépend de différents paramètres tels que les propriétés de l'interface, des paramètres de chargement, etc. Différents essais ont été réalisés sur différents types d'argiles sous différentes conditions de chargement par plusieurs auteurs pour quantifier la dégradation de l'interface sol-structure.

On présente dans cette partie quelques éléments importants sur le comportement des interfaces sol-structure ainsi que sur les mécanismes de fonctionnement des interfaces sol-structure en cisaillement. On aborde dans un premier temps quelques éléments de base sur le comportement des interfaces sous sollicitation monotone. On présente ensuite les comportements observés sous chargement cyclique.

I.5.1 Comportement de l'interface sous chargement monotone à partir des essais de cisaillement direct

L'interface peut être définie comme étant une limite entre deux systèmes. Dans le cas des fondations, cette interface se compose de la structure qui peut être considérée comme rigide et du sol au voisinage de la structure. Le comportement de l'interface sol-structure est lié directement au comportement du sol au voisinage de la structure, aux conditions aux limites imposées au système, aux conditions de contact entre le sol et la structure, mais aussi à l'état initial (l'état du système avant le chargement) qui joue un rôle très important sur le comportement de l'interface sol-pieu.

Dans le cas des sols fins saturés, lors d'une sollicitation de cisaillement d'une interface sol-structure, on aura un comportement principalement non drainé du sol à l'interface avec génération de surpressions interstitielles, couplée avec un phénomène de dissipation.

Tan *et al.* (2008) ont réalisé des essais de cisaillement direct sur une kaolinite dans une boîte de cisaillement (100 mm x 100 mm) afin d'étudier le comportement de l'interface sol-structure. Ces auteurs ont étudié l'effet de la rugosité de l'interface et de la contrainte normale imposée sur la résistance au cisaillement et l'angle de frottement de l'interface. Pour étudier l'effet de la rugosité, ils ont utilisé différentes surfaces comme le montre la Figure I - 33. Les résultats obtenus ont montré que l'angle de frottement de l'interface sol-structure augmente lorsque la rugosité de l'interface augmente. Ils ont aussi observé que la résistance au cisaillement augmente avec l'augmentation de la contrainte normale (Figure I - 34).

Selon Lupini *et al.* (1981), il existe trois modes de cisaillement dans les sols argileux : par glissement, par turbulence et par un mode combinant les deux premiers selon la fraction argileuse. Lorsque la fraction argileuse est dominante et que les particules granulaires sont dispersées, les particules d'argile glissent les unes sur les autres. Par contre, lorsque les particules granulaires sont dominantes, la création de la zone de cisaillement se produit par la rotation des particules et le mécanisme de cisaillement est du type régime turbulent.

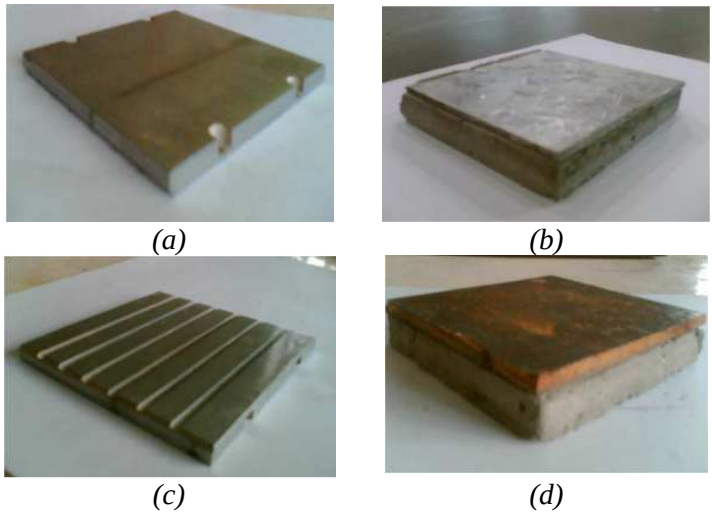


Figure I - 33 - Différentes surfaces utilisées : (a) surface lisse en acier ; (b) surface lisse avec une base en béton ; (c) surface rainurée ; (d) surface en acier rouillée (Tan et al., 2008)

D'un autre côté, Lemos and Vaughan (2000) ont remarqué que la résistance au cisaillement résiduelle à l'interface se rapproche de celle de l'argile et elle ne dépend pas de la rugosité de la surface pour les argiles dont la fraction argileuse est très importante.

Desai and Rigby (1997) ont réalisé des essais de chargement monotone et cyclique dans une boîte de cisaillement spécifique afin d'étudier le comportement de l'interface sol-structure dans l'argile de

Villarbeney (w_L = 33.5 %, w_P = 21.4 %). Ces auteurs ont réalisé des essais de cisaillement simple et de cisaillement direct à une contrainte normale σ_n = 200 kPa. On présente sur la Figure I - 35 les résultats obtenus par ces auteurs correspondant à deux essais quasi statiques (la vitesse de cisaillement est de l'ordre de 0,0127 mm/min). Dans le cas de l'essai de cisaillement simple, la valeur au pic de la contrainte de cisaillement est de l'ordre de 100 kPa avec un comportement durcissant qui se poursuit jusqu'à la fin d'essai. On peut observer que dans le cas de l'essai de cisaillement direct, la courbe de cisaillement présente un maximum de 107 kPa, puis la valeur de la contrainte de cisaillement diminue progressivement montrant un comportement radoucissant.

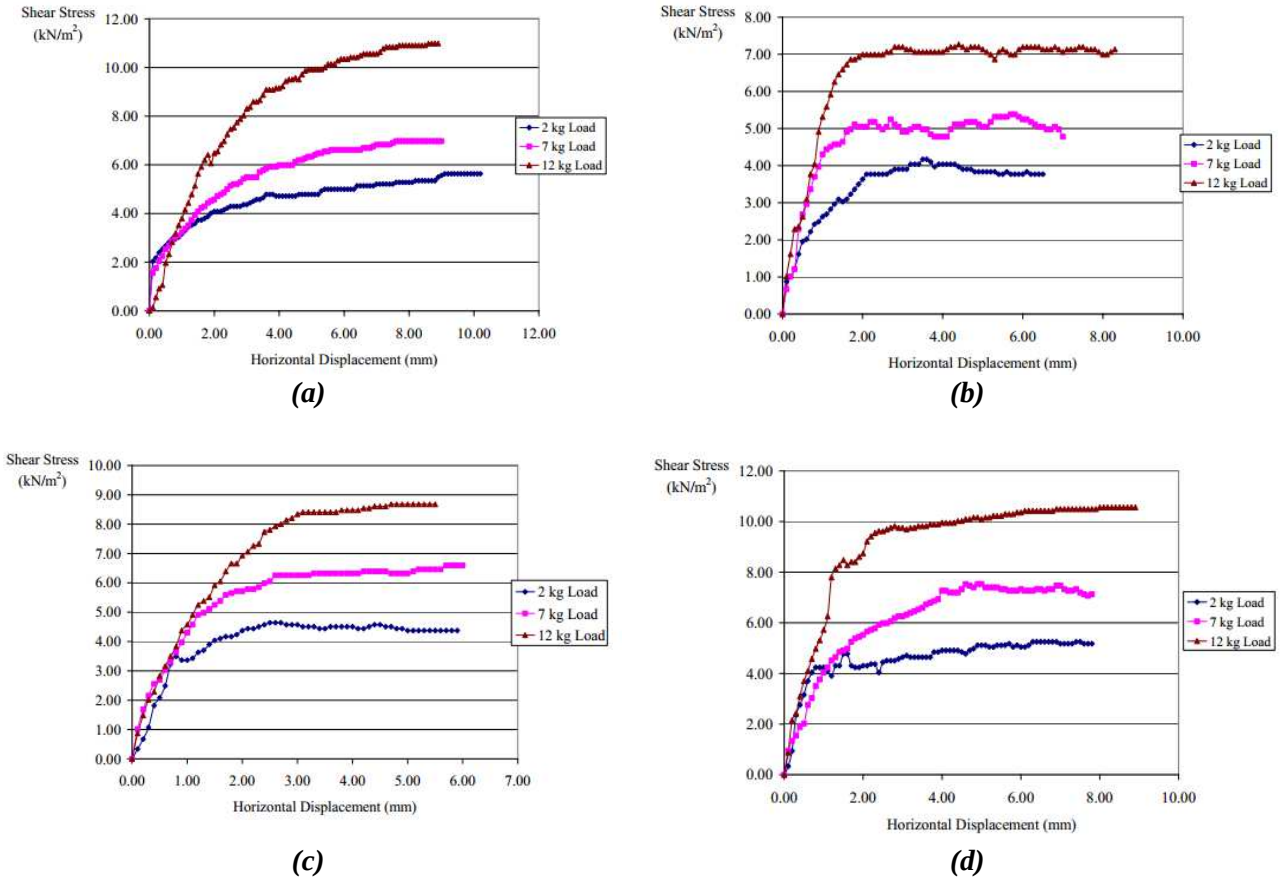
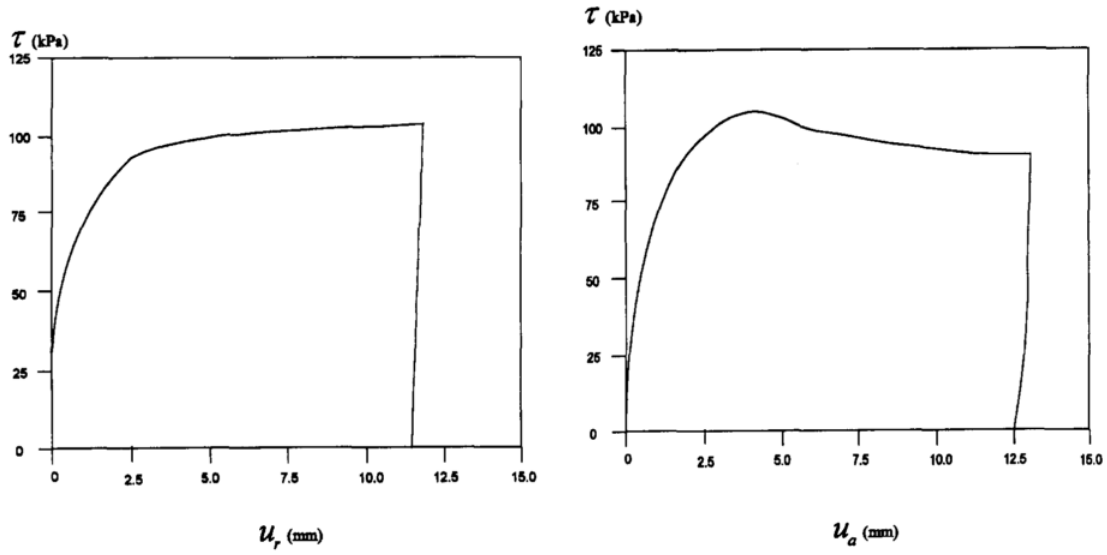


Figure I - 34 - Courbes de résistance de cisaillement en fonction du déplacement horizontal pour différentes interfaces : (a) kaolinite-kaolinite (saturé) ; (b) kaolinite-acier (surface lisse) ; (c) argile-béton interface ; (d) kaolonite-acier (acier rouillé) (Tan et al., 2008)

Ces auteurs ont montré que la réponse du sol d'un essai de cisaillement simple est différente de sa réponse dans un essai de cisaillement direct (le cisaillement se produit à l'interface). D'après ces auteurs, la raison de cette différence est que dans le cas du cisaillement simple, la rupture se produit à une certaine distance de l'interface et donc il y a plus de possibilité de redistribution des contraintes dans le sol.



(a) ***(b)***

Figure I - 35 - Courbes de cisaillement de l'argile de Villarbeney : (a) cisaillement simple ; (b) cisaillement direct de l'interface roche-argile (Desai and Rigby, 1997)

I.5.2 Comportement de l'interface sous chargement cyclique à partir des essais de cisaillement direct

Le comportement de l'interface sol-structure sous sollicitation cyclique est un des problèmes cruciaux à étudier afin de comprendre le comportement du système sol-pieu et la dégradation de la capacité portante du pieu. De nombreuses recherches expérimentales ont été réalisées dans ce domaine. On peut citer, à titre d'exemple, les travaux de *Poulos (1981), Matlock et al. (1982),* Uesugi *et al.* (1988) et Felio and Berthold (1989). On présente dans cette partie le comportement de l'interface à partir des essais de chargement cyclique sur des pieux-modèles et des essais de cisaillement direct DSS à déplacement contrôlé. Ce type d'essai (déplacement contrôlé) permet de quantifier des pertes de capacité portante et notamment la dégradation du frottement local le long des pieux.

Pour les pieux dans les sols fins sous sollicitation axiale cyclique, la dégradation du frottement latéral influence fortement la dégradation de la capacité portante. C'est dans le but de mesurer cette dégradation que Matlock *et al.* (1982) ont réalisé une série d'essais de chargement cyclique à déplacement contrôlé sur un modèle de pieu de 25 mm de diamètre foncé dans un massif d'argile reconstitué (762 mm de diamètre avec une limite de liquidité de 80 % et un indice de plasticité de 60 %). Le modèle de pieu est instrumenté par des capteurs de mesure du frottement à l'interface ainsi que de pression interstitielle. La Figure I - 36 montre la dégradation du frottement latéral en fonction du nombre de cycles pour une amplitude du déplacement cyclique de ± 0,5 in (±12,7 mm).

On peut constater que la valeur maximale du frottement est de l'ordre de 1,74 psi (12 kPa) pour le premier cycle tandis qu'après 100 cycles on atteint 0,68 psi (4,7 kPa). Cela signifie qu'après 100 cycles, l'interface sol-pieu a été dégradée de plus de 50 %.

Afin de déterminer l'influence de différents paramètres sur la dégradation du frottement local, ces auteurs ont réalisé plusieurs séries de chargement alterné à déplacement contrôlé en faisant varier l'amplitude du déplacement cyclique de ±0,05 mm à ±1,02 mm. La vitesse de chargement est de 1,57 mm par minute pour toutes les séquences. Les évolutions du frottement latéral au pic et de la pression interstitielle correspondante sont présentées sur la Figure I - 37. On peut constater que, pour les faibles amplitudes de déplacement cyclique, le frottement local augmente avec l'augmentation de l'amplitude du déplacement cyclique jusqu'au niveau de déplacement de ±0,38 mm (0,015 in.). Puis, on observe une diminution du frottement latéral avec le nombre de cycles. La pression interstitielle correspondante est plus ou moins stable pour la première gamme d'amplitude de déplacement, puis elle augmente au moment du passage à une amplitude de déplacement supérieure à ±0,38 mm et diminue par la suite.

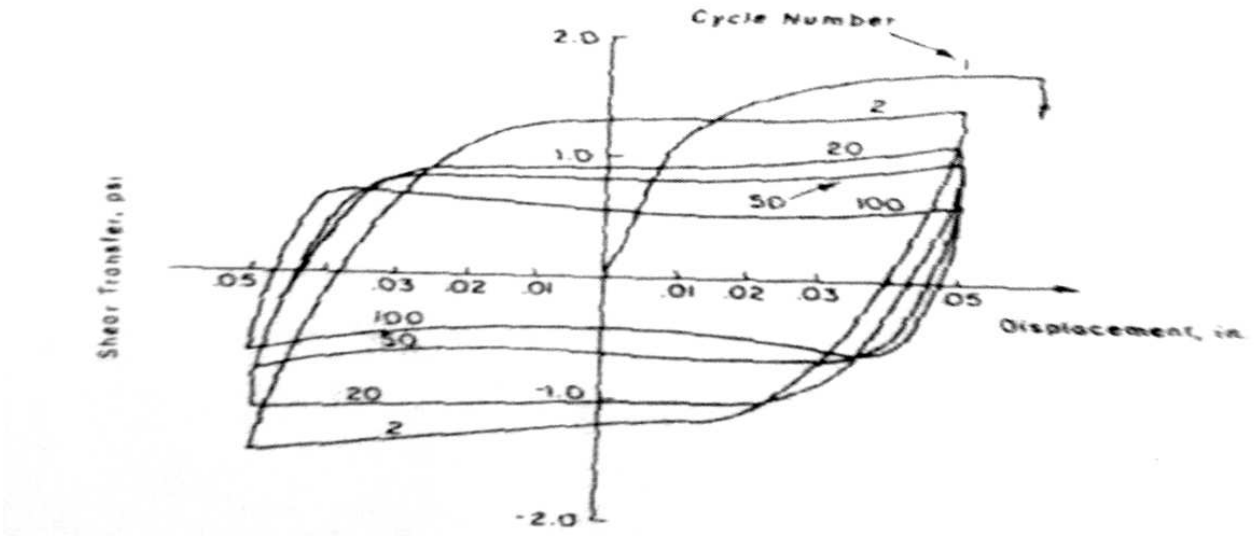


Figure I - 36 - Dégradation du frottement latéral en fonction de nombre de cycles (Matlock et al., 1982)

En ce qui concerne les essais de cisaillement « DSS (*direct simple shear*) » on peut présenter les travaux de Desai and Rigby (1997) qui ont réalisé des essais cycliques à déplacement contrôlé de type alterné sur un argile reconstituée de Villarbeney. Ces auteurs ont utilisé un dispositif spécifique qui permet de mesurer la variation de la pression interstitielle au cours des cycles dans un essai de cisaillement simple ou de cisaillement direct, comme le montre la Figure I - 38. Afin de simuler l'interface, les auteurs ont utilisé l'acier avec une surface lisse.

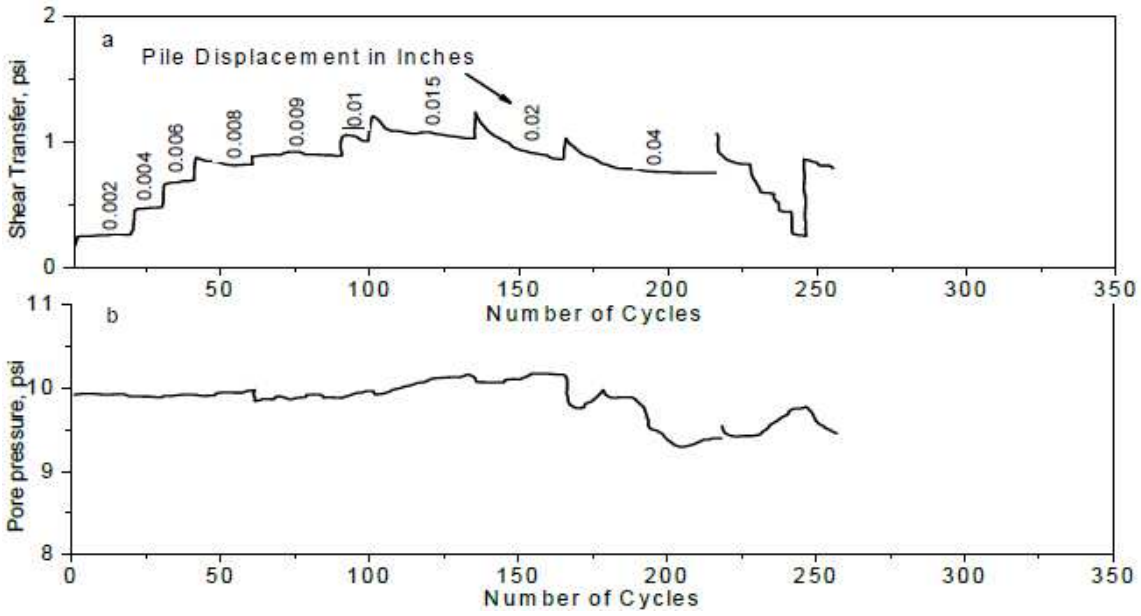


Figure I - 37 - Chargement de type tempête en déplacement : (a) frottement latéral au pic ; (b) pression interstitielle générée (Matlock et al., 1982)

Ces auteurs ont étudié la dégradation de l'interface et l'accumulation progressive des surpressions interstitielles en fonction du nombre de cycles appliqué. Les résultats en terme de contrainte de cisaillement en fonction du déplacement appliqué sont présentés sur la Figure I - 39. Les résultats en termes de contrainte de cisaillement, de pression interstitielle et de contrainte normale effective en fonction du temps, sont présentés sur la Figure I - 40. Le degré de consolidation de l'argile est d'au moins 90%. Les auteurs ont réalisé des essais de chargement cyclique alterné symétrique avec une amplitude de déplacement appliqué de 1,524 mm et une fréquence de 0,25 Hz. La Figure I - 39 montre la réponse de l'interface en terme de courbe « contrainte-déplacement ». On peut observer un pic de la contrainte de cisaillement pendant le premier cycle. La réponse au premier cycle est très similaire à celle obtenue pour l'essai monotone. Les résultats montrent une dégradation du frottement à l'interface de plus de 40 % après 100 cycles. On peut observer sur la Figure I - 40 une augmentation progressive de la pression interstitielle lors des 20 premiers cycles, se traduisant par une diminution de la composante normale de la contrainte effective à l'interface. Au-delà du 20ème cycle, on observe une stabilisation de la valeur de la pression interstitielle.

Mortara *et al.* (2007) ont étudié l'effet de l'amplitude de déplacement cyclique à déplacement contrôlé sur un sol granulaire dans une boîte de cisaillement. Les essais sont réalisés à contrainte normale constante et à rigidité normale constante. Le but de ces essais était l'évaluation de l'effet de l'amplitude du déplacement cyclique sur la dégradation d'interface.

Les résultats (Figure I - 41) montrent que plus l'amplitude de déplacement est importante, plus le taux de dégradation est important. Autrement dit, l'interface se dégrade plus vite pour les amplitudes les plus importantes.

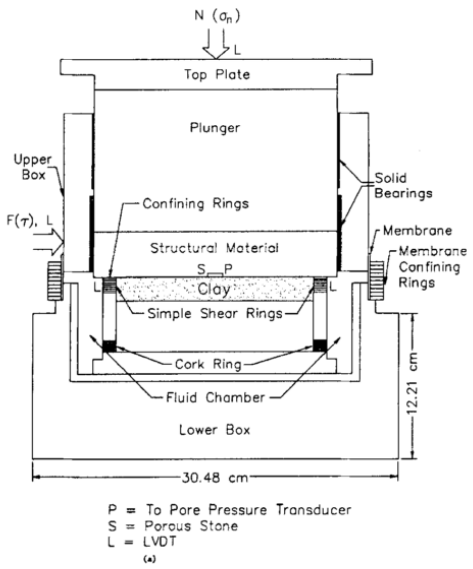


Figure I - 38 - Dispositif d'essai de cisaillement simple et de cisaillement direct (CYMDOF[1]) (Desai and Rigby, 1997)

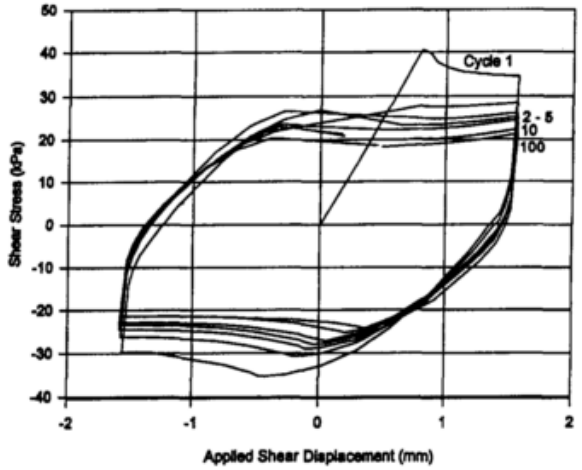


Figure I - 39 - Courbe contrainte-déplacement pour l'interface acier-argile dans un essai de chargement cyclique alterné sur l'argile de Villarbeney (Desai and Rigby, 1997)

Fakharian and Evgin (1997) ont montré l'influence de la rigidité normale, *K*, sur la diminution de la contrainte normale effective ainsi que sur la résistance maximale à l'interface τ. On peut définir la rigidité normale comme la variation de la contrainte normale à la variation du déplacement normal dans la partie supérieure de l'échantillon, c'est-à-dire, $K = d\sigma_n/d\upsilon$. Ces auteurs ont réalisé quatre essais de chargement cyclique à déplacement contrôlé de type alterné symétrique avec une amplitude de déplacement cyclique de 0,75 mm. Les essais ont été réalisés à rigidité normale constante et la valeur

[1] Cyclique multi-degree-of-freedom testing device (en anglais)

initiale de la contrainte normale est σ_n = 300 kPa. La Figure I - 42 (a) montre les résultats obtenus en termes de contrainte de cisaillement τ en fonction du nombre de cycles, et la Figure I - 42 (b) montre les résultats en termes de la contrainte normale en fonction du nombre de cycles. Pour le même nombre de cycles, les résultats montrent que la dégradation est plus accentuée et que la résistance maximale est plus faible, pour les valeurs élevées de *K*. Les résultats montrent aussi que la diminution de la contrainte normale à l'interface est plus importante pour les valeurs élevées de *K*. La Figure I - 43 présente l'effet de la valeur de la rigidité normale sur la variation de la contrainte normale et la résistance au cisaillement maximale à l'interface après 30 cycles.

Ces auteurs ont conclu que les interfaces peuvent se dégrader et la résistance au cisaillement peut diminuer même pour des amplitudes de déplacement cyclique plus petites que celles nécessaires pour mobiliser la résistance maximale dans un essai statique. Ces auteurs ont aussi indiqué que la dégradation de la résistance à l'interface dépend de la compressibilité du sol et de l'amplitude du déplacement mobilisé. La densification du sol entraîne une diminution de la contrainte normale effective à l'interface et, par conséquent, une réduction de la contrainte de cisaillement.

D'après ces auteurs, la contrainte normale à l'interface sol-pieu ne reste pas constante pendant le cisaillement. Toute variation de volume dans la zone d'interface est limitée par le sol au voisinage de cette zone. Autrement dit, le sol au voisinage de l'interface impose une rigidité normale sur l'interface sol-pieu et par conséquent la contrainte normale peut diminuer ou augmenter, selon que le sol à l'interface sol-pieu à la tendance de se contracter ou se dilater. C'est la raison pour laquelle les auteurs proposent de déterminer les propriétés de l'interface sous la condition de rigidité normale constante dans les essais d'interface.

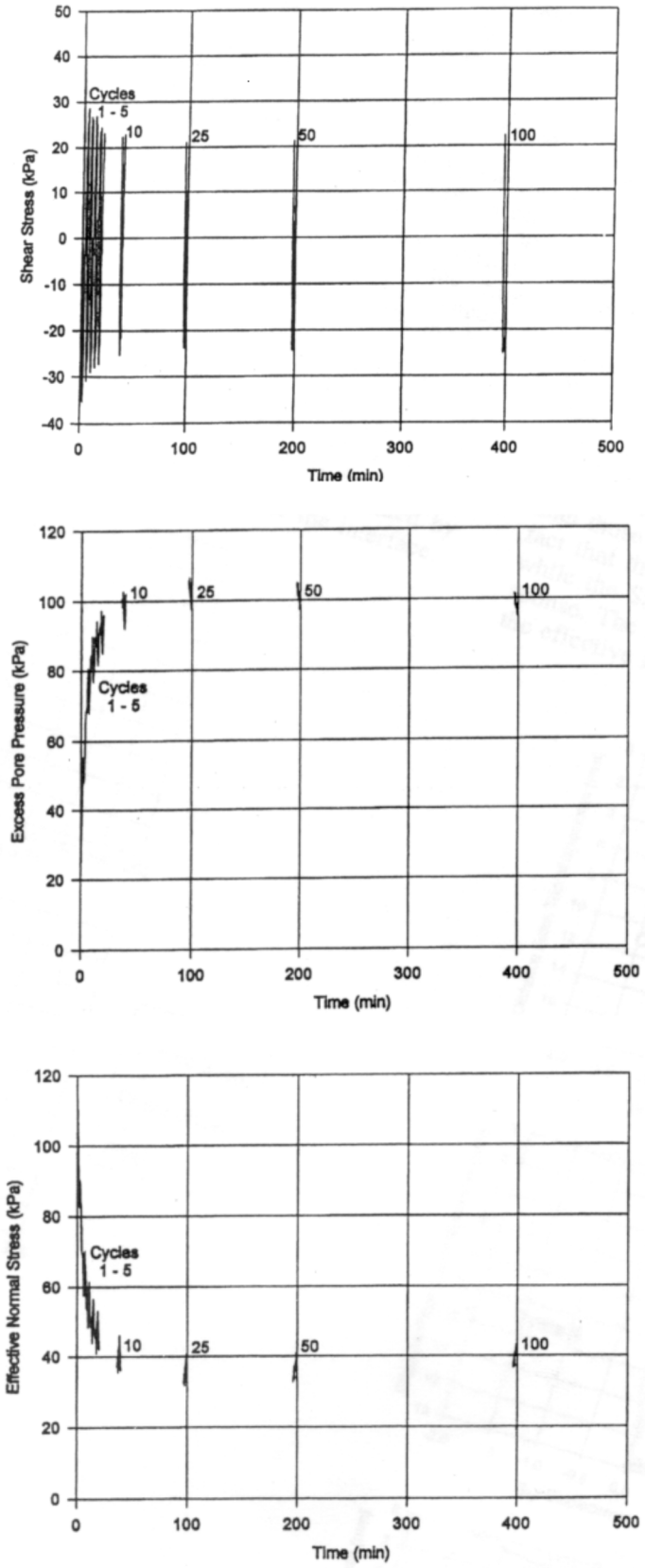


Figure I - 40 - Essai de cisaillement cyclique alterné d'interface à la boîte de cisaillement direct sur l'argile de Villarbeney : (a) contrainte de cisaillement en fonction de temps en fonction du temps ; (b) accumulation des surpressions interstitielles en fonction du temps; (c) évolution de la contrainte normale effective, en fonction du temps (Desai and Rigby, 1997)

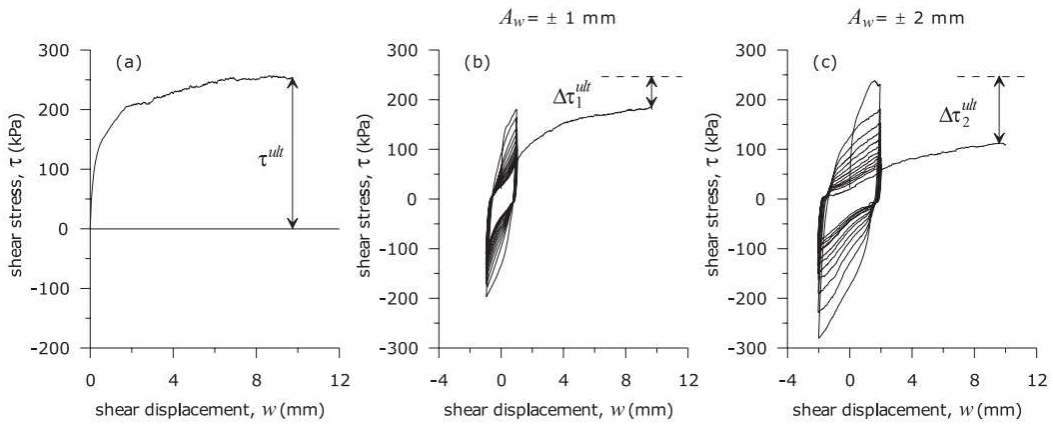
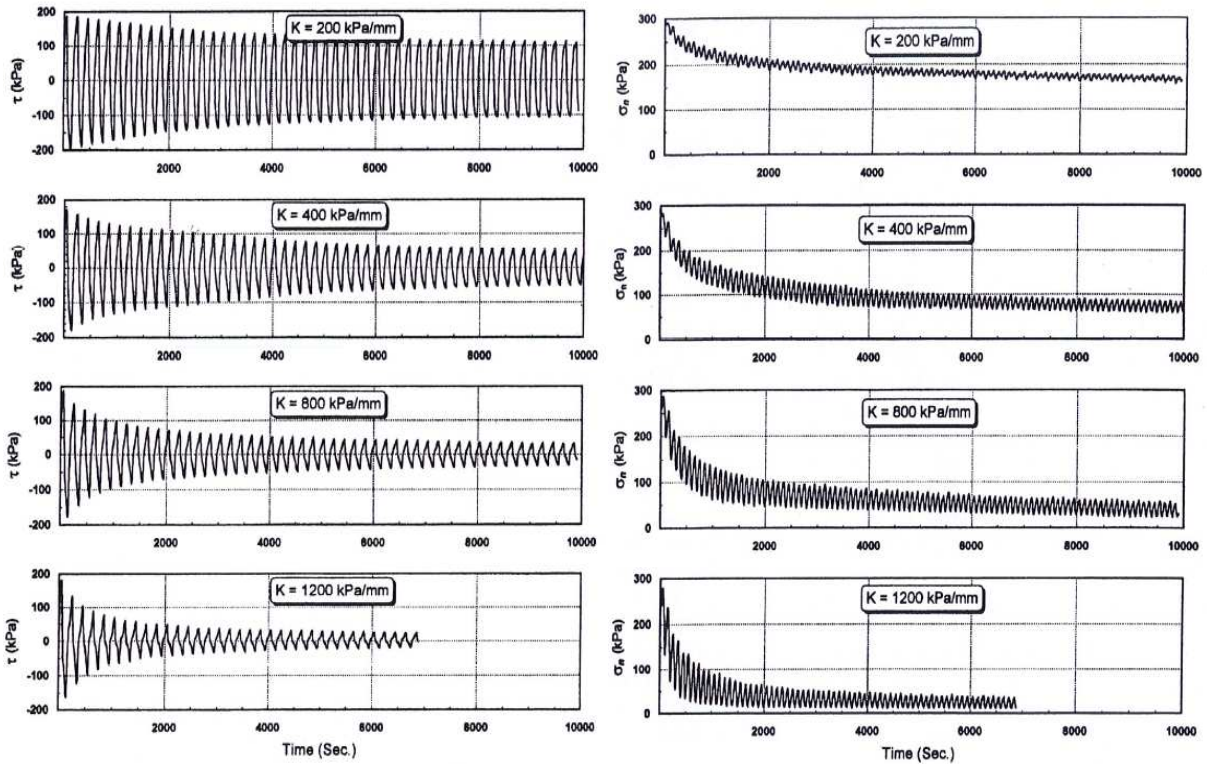


Figure I - 41 - Effet de l'amplitude du déplacement de cisaillement sur le comportement post-cyclique d'un sol granulaire (Mortara et al., 2007)



(a) ***(b)***

Figure I - 42 - Essais de cisaillement pour différentes valeurs de K sur un sable. Résultats présentés en fonction du temps : (a) contrainte de cisaillement ; (b) contrainte normale (Fakharian and Evgin, 1997)

De même, les essais de cisaillement à rigidité imposée ont été développés dans l'équipe de Boulon au laboratoire 3S-R de Grenoble. En particulier, Pra-ai (2013) a réalisé dans le cadre du projet SOLCYP, un programme expérimental important sur le sable de Fontainebleau destiné à mettre en évidence l'influence de différents paramètres sur les propriétés de dégradation de l'interface sol-structure. La Figure I - 44 présente le dispositif expérimental utilisé pour ces recherches. Cet auteur montre que

l'augmentation de la rigidité normale K et de l'amplitude cyclique $\Delta\tau$ résultent une diminution de la contrainte moyenne, et par conséquent, l'état des contraintes évolue progressivement vers l'état critique.

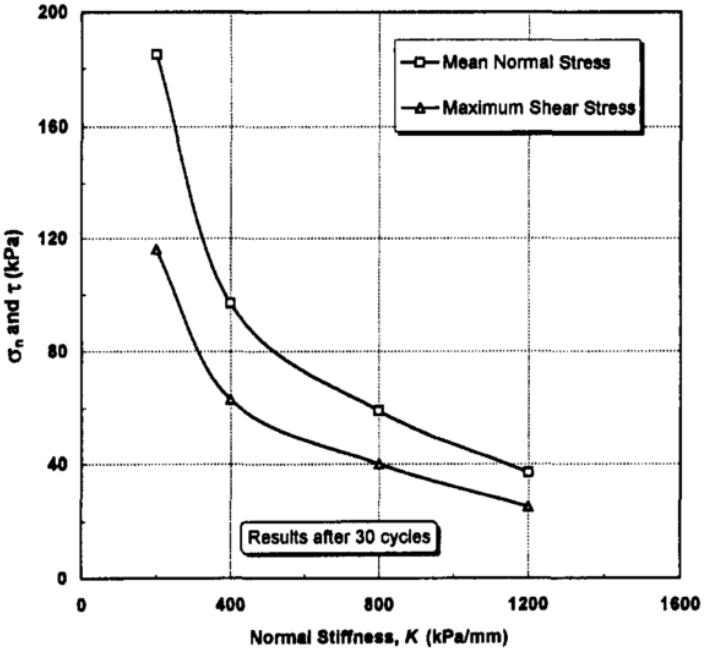


Figure I - 43 - Influence de la rigidité normale sur la variation de la contrainte normale et de la résistance au cisaillement maximale après 30 cycles dans un sable (Fakharian and Evgin, 1997)

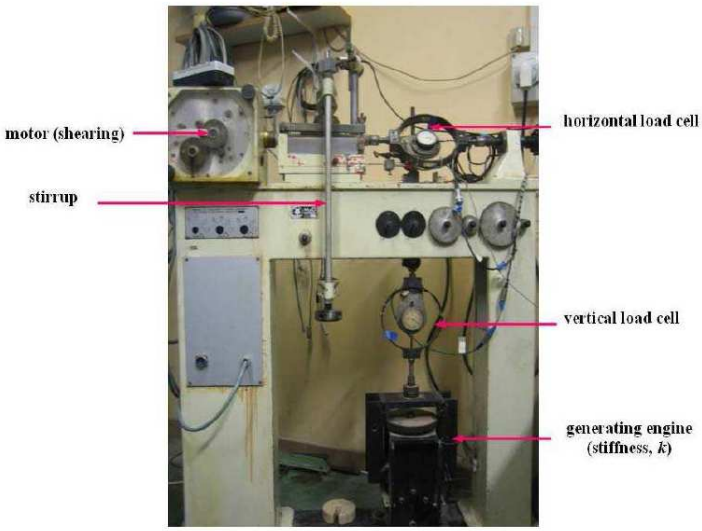


Figure I - 44 - L'appareil de cisaillement direct (Pra-ai, 2013)

I.6 LOI DE DEGRADATION ET MODULES D'INTERFACE

On a pu voir, à travers les résultats présentés, que le comportement des fondations profondes sous sollicitation axiale cyclique est assez complexe et dépend de nombreux paramètres. Le développement d'une loi de dégradation ou de modèles numériques capable de simuler le comportement d'un pieu

soumis à des chargements cycliques nécessite une bonne compréhension du comportement local de l'interface sol-pieu.

I.6.1 Loi de dégradation de l'interface sol-structure

Afin de quantifier la dégradation de l'interface sol-structure sous sollicitation cyclique, la notion de facteur de dégradation a été introduite. Le facteur de dégradation a été défini, d'après Poulos (1981) comme :

$$D = \frac{propriétés\ après\ la\ séquence\ cyclique}{propriétés\ avant\ la\ séquence\ cyclique} \qquad \textit{Équation I - 6}$$

Ce facteur de dégradation peut être déterminé en réalisant un chargement monotone initial jusqu'à la rupture, un chargement cyclique et un chargement monotone final. Si la valeur du facteur de dégradation est supérieure à 1, il s'agit d'une amélioration des caractéristiques de l'interface, et inversement si on a une valeur plus petite que 1. On peut donc remplacer le mot « dégradation » utilisé souvent dans la littérature par « évolution » des propriétés d'interface, ce terme ayant déjà été utilisé par plusieurs auteurs (Bekki *et al.*, 2013).

Le facteur de dégradation du frottement latéral peut s'écrire sous la forme :

$$D_\tau = \frac{f_c}{f_s} \qquad \textit{Équation I - 7}$$

avec f_c : frottement local, sous chargement monotone, après le chargement cyclique ;

f_s : frottement local, sous chargement monotone, avant le chargement cyclique.

Ce facteur de dégradation ne permet pas de mesurer la dégradation du frottement latéral pendant l'essai de chargement cyclique. On trouve dans la littérature plusieurs lois de dégradation des propriétés d'interface qui permettent de mesurer les propriétés d'interface au cours des cycles. On peut donner à titre d'exemple la loi de Matlock and Foo (1980) basée sur deux paramètres à savoir la limite de dégradation et le taux de dégradation. Ce modèle est dédié aux cas des chargements cycliques alternés. D'après ce modèle, la dégradation du frottement latéral est principalement due aux changements de direction successifs dans les deux sens lors du chargement (compression et traction). Ce modèle s'exprime sous la forme :

$$D_\tau = (1 - \lambda)\,(D' - D_{min}) + D_{min} \qquad \textit{Équation I - 8}$$

avec D_τ : valeur actuelle du facteur de dégradation

D' : facteur de dégradation du cycle précédent

D_{min} : valeur minimale du facteur de dégradation

λ : taux de dégradation

On peut présenter la dégradation de frottement local sous chargement cyclique sous la forme :

$$\tau_{max}(N+1) = [\tau_{max}(N) - \tau_{min}](1-\lambda) + \tau_{min} \qquad \textit{Équation I - 9}$$

avec τ_{max} : contrainte de cisaillement maximale ;

τ_{min} : contrainte de cisaillement minimale ;

N : cycle courant.

La valeur du facteur de dégradation au cycle N est calculée par l'itération effectuée sur tous les cycles précédents en commençant par le cycle N=1 (premier cycle).

La réponse non drainée du sol est influencée par la vitesse de chargement. Poulos (1981) propose de multiplier le facteur de dégradation par un facteur de vitesse D_r qui s'écrit de la manière suivante :

$$D_r = 1 - F_p * \ log_{10}\left(\frac{\lambda_r}{\lambda}\right) \qquad \textit{Équation I - 10}$$

avec :

λ_r : vitesse de référence (vitesse de l'essai statique) ;

λ : vitesse actuelle de l'essai ;

F_p : facteur de vitesse (varie entre 0,05 to 0,3).

Afin de modéliser l'évolution de la contrainte normale au cours des cycles de chargement, Dejong *et al.* (2006) ont proposé une loi de dégradation de la contrainte normale, qui s'écrit sous la forme :

$$\sigma_n = \sigma_{n0} - kh_t \frac{(e_0 - e_{min})\left(1 - e^{-\frac{N}{N_{char}}}\right)}{(1+e_0)} \qquad \textit{Équation I - 11}$$

Cette loi prend en considération la contractance cyclique du sol par la diminution de l'indice des vides du sol à l'interface due à l'application du chargement cyclique. On peut décrire l'indice des vides dans la zone d'interface sol-structure sous la forme :

$$e_{sb} = \left(1 - \frac{\Delta z}{h_t}\right)(1+e_0) - 1 \qquad \textit{Équation I - 12}$$

Et l'indice des vides au cycle N est :

$$e_{sb}(N) = e_{min} + (e_0 - e_{min})e^{\left(-\frac{N}{N_{char}}\right)} \qquad \textit{Équation I - 13}$$

avec e_{sb} (N) : indice des vides au cycle N ;

Δz : variation de l'épaisseur de la bande de cisaillement ;

h_t : épaisseur initiale de la bande de cisaillement ;

e_0 : indice des vides initial ;

e_{min} : indice des vides minimal ;

N_{char} : nombre de cycles caractéristique.

I.6.2 Modèles de calcul des pieux sous chargement cyclique

Plusieurs modèles de calcul de pieux sous sollicitations cycliques axiales ont été développés et présentés dans la littérature. On peut mentionner par exemple les travaux de : Matlock and Foo (1980), Randolph and Jewell (1989), Swinianski and Sawicki (1991), Chin and Poulos (1991). La rigidité et la résistance du sol sont influencées par la vitesse de chargement et la dégradation cyclique. Kagawa (1986) a présenté un modèle de dégradation de la rigidité du sol qui dépend du nombre de cycles *N*. Le paramètre de dégradation *t* s'écrit sous la forme :

$$\frac{K_n}{K_1} = N^{-t} \qquad \textit{Équation I - 14}$$

avec :

K_n et K_1 : module sécant de la rigidité au cycle *N* et au cycle 1 respectivement.

Dans ce modèle, le paramètre t est supposé constant jusqu'à un nombre de cycles donné sous un chargement cyclique à déplacement contrôlé. Cependant le paramètre *t* dépend fortement du niveau de chargement.

La fonction donnant les déformations volumiques plastiques en fonction du nombre de cycles et de l'amplitude des déformations cycliques peut s'écrire de la manière suivante (Sawicki and Swidzinski, 1995) :

$$\in^p = C_1\, ln(1 + C_2\xi) \qquad \textit{Équation I - 15}$$

$$\xi = \frac{1}{4}\,\gamma_c^2 N \qquad \textit{Équation I - 16}$$

avec :

$\in^p$: potentiel de compactage;

C_1, C_2 : constantes déterminées expérimentalement, en fonction du matériau utilisé ;

ξ : module du matériau qui dépend du nombre de cycles, *N*, et l'amplitude de déformation cyclique, γ_c.

La fonction donnant le déplacement permanent du sol à la fin de chaque cycle peut s'écrire comme (Chin and Poulos (1992) basée sur l'expression de Diyaljee and Raymond (1982)) :

$$\delta S_p = S_{pN}[n\delta X + (m\delta N/N)] \qquad \textit{Équation I - 17}$$

$$X = (P_0 + 0.5\, P_c) \qquad \textit{Équation I - 18}$$

avec :

δS_p : incrément de déplacement permanent du sol entre le cycle *N* et *N*+δN ;

δX : changement dans l'amplitude de charge entre le cycle *N* et *N*+δN ;

S_{pN} : déplacement permanent au cycle *N* ;

m, n : constantes, qui peuvent être déterminées expérimentalement et qui sont différentes pour le frottement latéral et la résistance en pointe ;

P_0 : amplitude de la charge moyenne ;

P_c : amplitude de la charge cyclique ;

Q_c : capacité portante ultime statique du pieu.

D'un autre coté, on peut utiliser les diagrammes-contour et les diagrammes de stabilité cyclique en première approche pour avoir une première évaluation de l'effet du chargement cyclique sur la réponse du pieu (Jardine and Standing, 2012). Ces diagrammes d'interaction fournissent une synthèse de la réponse des pieux sous chargement cyclique axial. Pour les sols fins, les diagrammes d'interaction ont été introduits pour la première fois par le NGI (Karlsrud *et al.*, 1987). L'utilisation de ces diagrammes est très utile lorsqu'on a une estimation du nombre de cycles. Ces modèles ont été expliqués en détail dans les parties I.4.1 et I.4.2.

I.6.3 Conclusions partielles

On peut donner des éléments de conclusions suivantes :

- On trouve dans la littérature quelques lois de dégradation et des modèles de calcul des pieux sous chargement cyclique, mais l'effet complexe de l'interaction sol-pieu qui influence la réponse du pieu est pris en compte de manière très approximative en utilisant des lois empiriques simples.

- L'utilisation de diagrammes d'interaction (diagrammes-contour et diagrammes de stabilité cyclique) peut donner une estimation de l'effet du chargement cyclique sur la réponse d'un pieu.
- Davantage de recherche reste nécessaire pour approfondir les connaissances de l'interface sol-structure sous sollicitation cyclique et proposer des lois d'évolution de l'interface pour différents sols.

1.7 CONCLUSIONS

Dans ce premier chapitre, une étude bibliographique sur le comportement des pieux isolés sous chargements monotones et cycliques axiaux a été menée afin de fournir des éléments ainsi qu'un cadre général pour la présente thèse.

Les travaux présentés montrent que la réponse du sol au voisinage du pieu ainsi que les propriétés locales de l'interface sol-pieu sous divers chargements déterminent le comportement mécanique global du pieu. Bien que de nombreux travaux puissent être trouvés dans la littérature sur le comportement des pieux isolés sous chargement cyclique à faibles nombres de cycles, très peu de données peuvent être trouvées sur le comportement de l'interface sol-argile sous sollicitation cyclique de faible amplitude pour de grands nombres de cycles (10^5 à 10^6, fatigue de l'interface).

Le comportement des interfaces sol- pieu a été étudié depuis les années 1970. Cependant, des études expérimentales complémentaires restent nécessaires afin de développer une base de données plus riche sur la réponse de l'interface sol-pieu dans différents types de sols et sous différents types de chargements.

Dans ce contexte, ce travail de thèse a pour objectif de mieux comprendre, à partir d'une approche du type modélisation physique, la réponse des pieux et les mécanismes contrôlant le comportement local de l'interface sol-structure sous sollicitation cyclique en étudiant l'évolution du frottement local mobilisable au cours des cycles. L'accent est mis sur le cas des argiles saturées soumises à de grands nombres de cycles de faible amplitude, qui sont généralement les sols les plus problématiques, et pour lesquels se pose le problème de l'accumulation progressive de surpressions interstitielles au cours de la succession des cycles.

Pour atteindre cet objectif, un dispositif d'essai spécifique ainsi que des protocoles expérimentaux appropriés ont été développés en vue d'apporter des éléments de réponse sur les différentes questions soulevées dans l'étude bibliographique, concernant le comportement cyclique des pieux dans les sols fins saturés.

CHAPITRE II - DISPOSITIFS D'ESSAI, PROTOCOLES EXPERIMENTAUX ET MATERIAU

II.1 DISPOSITIFS D'ESSAI

Afin de mieux comprendre certains phénomènes et répondre aux questions liées à l'interaction sol-pieu en vraie grandeur, il est indispensable d'observer le comportement de l'interface sol-pieu sous diverses sollicitations (monotones et cycliques). L'idéal serait de réaliser des essais de chargement *in situ*, mais on serait alors confronté aux difficultés propres à ces essais telles que l'impossibilité de contrôler les paramètres *in situ* du sol au voisinage du pieu ou les coûts financiers et temporels importants.

C'est la raison pour laquelle dans le domaine des fondations profondes, la réalisation des essais en laboratoire est fréquente et pour cela, les chercheurs ont développé deux types d'approches expérimentales à savoir : les essais d'interface à la boîte de cisaillement modifiée qui permettent de suivre le comportement élémentaire de l'interface (Uesugi *et al.*, 1989; Mortara *et al.*, 2007) et la modélisation physique dans laquelle des sondes instrumentées, représentant des pieux ou des tronçons de pieu, sont installées et chargées dans des massifs de sol. Dans ce dernier cas, on a une première famille d'approches de type « 1g », comme l'expérimentation en chambre d'étalonnage, où l'on modélise une tranche élémentaire du système sol-pieu à paramètres constants, et dans une seconde approche du type « macrogravité » en centrifugeuse dans laquelle on a affaire à un vrai modèle réduit du système sol-pieu pour lequel on va chercher à respecter les règles de similitude (Al-Douri and Poulos, 1995).

La chambre d'étalonnage est l'outil expérimental utilisé dans le cadre de cette thèse et permet de réaliser des essais sur une tranche de sol représentative dans laquelle on installe des sondes instrumentées permettant de faire des mesures spécifiques. Dans ce travail, une sonde instrumentée prototype ainsi qu'un piézocône ont été utilisés. Un dispositif de chargement servohydraulique permet d'appliquer des sollicitations cycliques à différentes amplitudes et fréquences. Un système d'acquisition rapide de National Instruments est également utilisé pour l'acquisition et le stockage des mesures réalisées.

Dans cette partie, nous allons présenter les différents équipements développés et utilisés dans le cadre de cette thèse, ainsi que les protocoles expérimentaux détaillés qui ont été mis au point pour réaliser les essais présentés dans la suite.

II.1.1 Dispositif d'essai en chambre d'étalonnage

La chambre d'étalonnage de l'équipe Géotechnique du laboratoire Navier (CERMES) a été initialement développée dans le cadre d'une collaboration entre les universités américaines de Clarkson et de Louisiane et le CERMES en France.

Sa conception est basée sur un modèle similaire de chambre d'étalonnage (Louisiana State University Calibration Chamber, LSU/CALCHAS) développée par De Lima (1990), Tumay and De Lima (1991, 1992) et (Voyiadjis *et al*., 1993). Elle a été utilisée pour la première fois dans le cadre de la thèse de Dupla (1995) consacrée au pressiomètre cyclique, puis des développements importants ont été réalisés (bâti de chargement) pour compléter le système dans le cadre de la thèse de Francis (1997), Le Kouby (2003), Le Thiet (2005), et Tali (2011), afin d'étudier le comportement des pieux et des micropieux. La Figure II - 1 montre un schéma de principe du dispositif d'essai en chambre d'étalonnage.

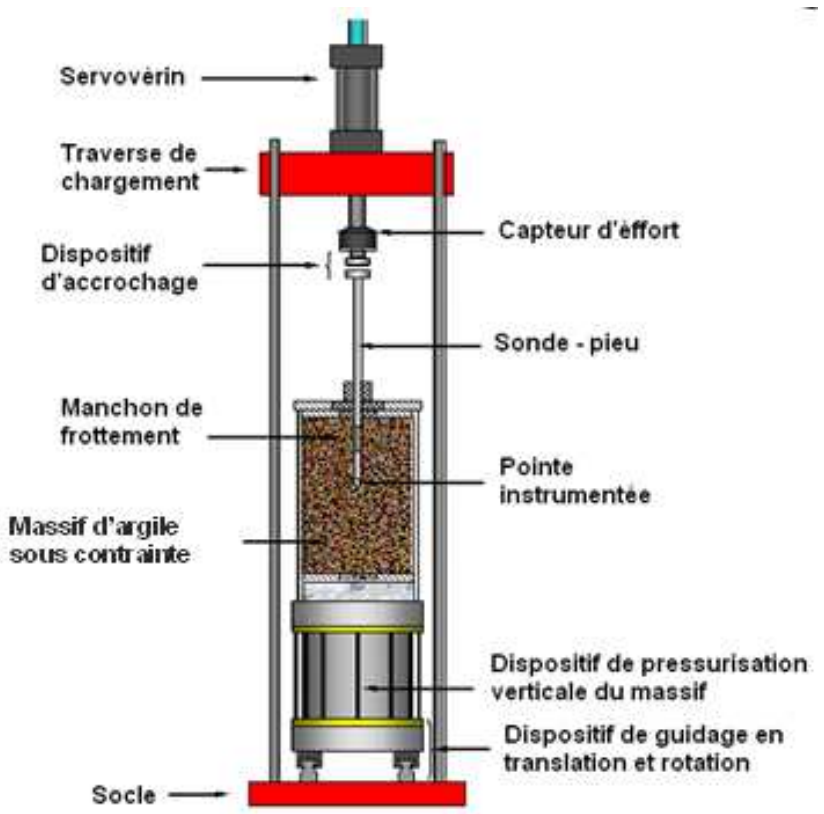


Figure II - 1 - Principe de l'essai de chargement d'une sonde-pieu en chambre d'étalonnage (d'après Le Thiet 2005)

Le dispositif est conçu pour tester des massifs de sable ou de sol fin de grande taille (524 mm de diamètre et 700 mm de hauteur) soumis à un état de contrainte anisotrope ou isotrope, représentatif de l'état de contraintes auquel serait soumis le sol à une profondeur donnée.

La chambre d'étalonnage se compose de trois parties distinctes, à savoir : la chambre proprement dite, le bâti de chargement, équipé d'un vérin d'installation et d'un vérin de chargement (système servohydraulique) et enfin une sonde instrumentée. Sur la Figure II - 2, on présente une vue générale du dispositif d'essai en chambre d'étalonnage.

Figure II - 2 - Vue générale du dispositif d'essai en chambre d'étalonnage

II.1.1.1 La chambre d'étalonnage

La chambre d'étalonnage dont un schéma fonctionnel est présenté sur la Figure II - 3, se compose d'un piston (n°5 sur le schéma), de deux embases (inférieure et supérieure, n°7 sur le schéma), d'un couvercle (n° 6 sur le schéma) et d'une enceinte métallique de confinement (n° 3 sur le schéma).

Le piston constituant la base du dispositif est un cylindre de 524 mm de diamètre sur lequel vient se poser l'embase inférieure du massif. L'étanchéité entre ces deux derniers est assurée par un joint torique.

Le piston a un diamètre égal à celui du massif (524mm) et il est connecté à un système de pressurisation (cellule air-eau) qui permet d'appliquer la contrainte verticale (n°16 sur le schéma).

Les embases ont une épaisseur de 38 mm. Elles sont équipées d'un système de drainage équipé de disques de plastique poreux d'une épaisseur de 3 mm (n° 16 sur le schéma).

L'embase supérieure est solidaire du couvercle et repose sur le haut du massif. Une ouverture centrale permet le guidage de la sonde à travers cette dernière et le sol.

Le massif de sol est contenu dans une membrane en néoprène d'une épaisseur de 2 mm, maintenue par 2 joints toriques sur chaque embase.

L'enceinte de confinement métallique (cerce métallique) est un tronçon de tube de 650 mm de diamètre et d'une épaisseur de 6,35 mm pouvant supporter une pression maximale de 1,4 MPa. Le couvercle supérieur vient s'ajouter directement sur la cerce métallique. Il est fixé par des tirants qui le relient à la partie inférieure de la chambre d'étalonnage et permet de créer une enceinte étanche pour accueillir le massif.

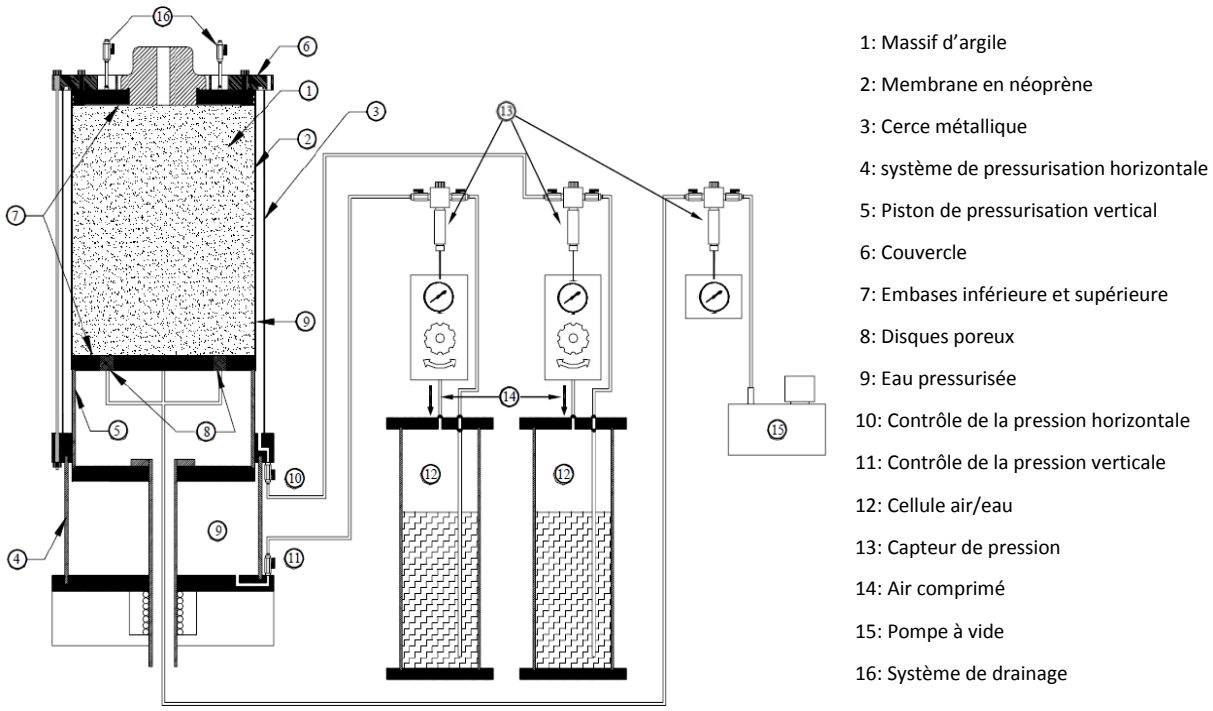


Figure II - 3 - Schéma fonctionnel de la chambre d'étalonnage de l'équipe Géotechnique du laboratoire Navier et de ses équipements auxiliaires

La chambre d'étalonnage est positionnée sur un support mobile en translation et en rotation sur un système de rails qui permet le positionnement du dispositif lors des différentes phases : mise en place

du massif d'argile, positionnement sous le vérin d'installation et translation sous le vérin de chargement (Figure II - 4).

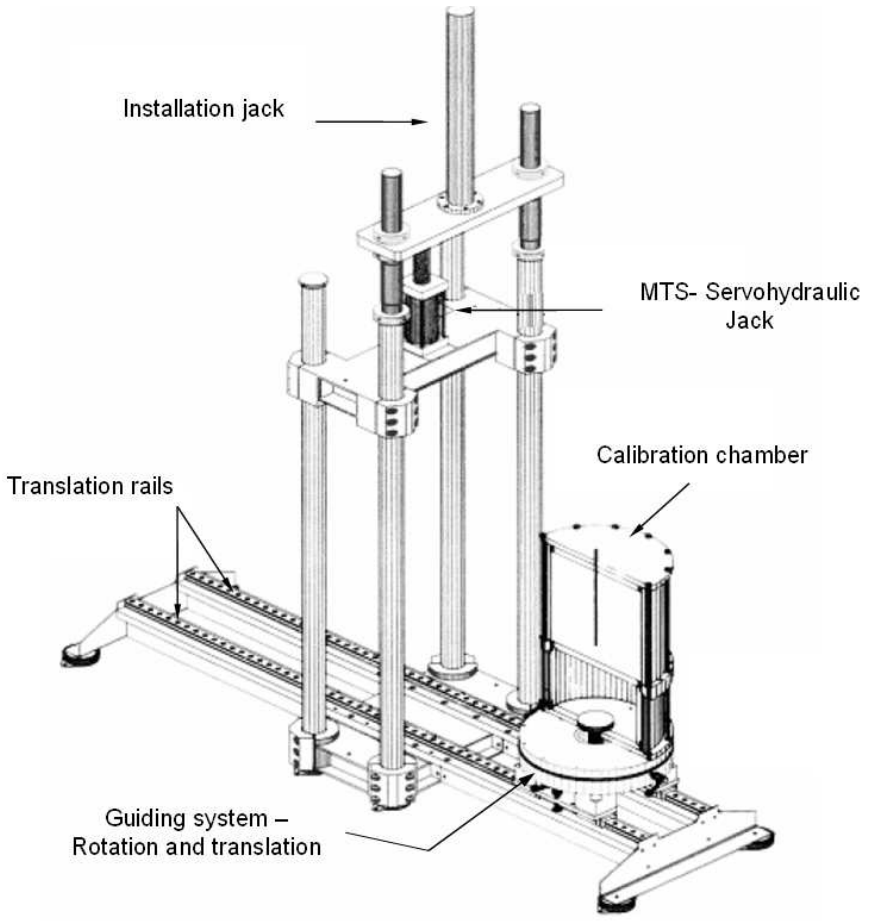


Figure II - 4 - Schéma d'ensemble du dispositif d'essai en chambre d'étalonnage (Le Kouby, 2003)

II.1.1.2 Système de mise sous contrainte du massif

Les contraintes verticales et horizontales sont imposées manuellement et de manière indépendante, permettant d'appliquer différents états initiaux de contraintes et de générer différents chemins de consolidation (isotropes ou anisotropes).

Le système de la mise sous contrainte du massif se compose de deux cellules air - eau pour l'application des contraintes de consolidation, latérale et verticale, et d'un système de drainage relié à l'intérieur du massif.

La contrainte de consolidation horizontale est appliquée via une mise en pression de l'eau remplissant l'espace annulaire entre le massif de sol contenue dans sa membrane en néoprène et la cerce métallique. La contrainte de consolidation verticale, quant à elle, est appliquée au sol à l'aide du piston sur lequel

repose le massif de sol. La contrainte verticale est appliquée après la solidarisation de l'embase supérieure du massif avec le couvercle.

Sur chacun des systèmes de pressurisation, verticale et horizontale, on retrouve un capteur de pression permettant de contrôler les pressions appliquées durant toutes les phases de l'essai.

II.1.2 Sondes pieux

Deux types de sondes ont été utilisés dans le cadre de cette thèse.

Dans cette partie, nous allons donner une description des deux sondes utilisées, ainsi qu'une description du système d'accrochage permettant d'assurer le contact entre le vérin de chargement et les sondes pieux.

II.1.2.1 La sonde-pieu

La sonde-pieu prototype instrumentée a un diamètre de 36 mm (section droite de 10 cm^2) et une longueur de 950 mm (Figure II - 6). Elle a été développée initialement dans le cadre de thèse de Le Thiet (2005) pour une application liée à une étude du vibrofonçage. Le principe de fonctionnement de la sonde est présenté sur la Figure II - 5. La sonde est équipée de trois capteurs à savoir : un capteur d'effort en pointe d'une capacité de 20 kN, un manchon de frottement instrumenté d'une capacité de ±5 kN, permettant la mesure du frottement mobilisé le long du manchon et finalement un accéléromètre situé dans la pointe de la sonde, mais qui n'a pas été utilisé dans le cadre de ce travail. Afin d'augmenter la course du servoverin qui est limitée à 15 cm, des rallonges de 5, 10 et 15 cm peuvent être utilisées.

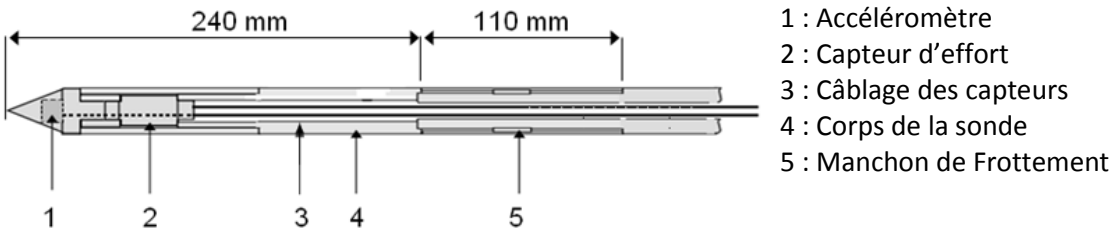


Figure II - 5 - Schéma de principe de la sonde-pieu (Ø 36 mm)

Le manchon de frottement à une longueur de 11 cm (correspondant à une surface de 124,3 cm^2) et il est situé à 24 cm de la pointe afin de diminuer les interactions entre la pointe et le manchon. La sonde-pieu permet alors d'avoir des mesures découplées et indépendantes de la résistance en pointe Q_p et du frottement local Q_s.

Figure II - 6 - Vue de la sonde-pieu instrumentée (Ø 36 mm)

La surface latérale de la sonde a été filetée horizontalement dans le but de simuler une surface rugueuse et d'assurer une bonne mobilisation du frottement local sur le manchon de frottement. La rugosité de la surface latérale de la sonde a été mesurée à l'aide d'un rugosimètre électronique par Tali (2011). La rugosité maximale R_z et la rugosité moyenne R_a obtenues sont présentées dans le Tableau II - 1.

Tableau II - 1 - Rugosités maximale et moyenne de la sonde pieu (Φ36 mm) (Tali 2011)

Manchon de frottement		Près de la pointe	
R_a (μm)	R_z (μm)	R_a (μm)	R_z (μm)
11,19	34,22	11,67	39,99

II.1.2.2 Le piézocône

Dans le cadre de ce travail, un piézocône électrique de la société Gouda Geo-Equipment B.V. (modèle (S10CFIIP)), d'un diamètre de 36 mm (aire de 10 cm^2), a aussi été utilisé. Il a été conçu selon les normes internationales y compris la norme française NF P94-113 et l'Eurocode 7. Le schéma de principe du piézocône est présenté sur la Figure II - 7.

Le piézocône est équipé de cinq capteurs à savoir : un capteur d'effort de 25 kN pour la mesure de la résistance en pointe Q_p, un capteur de force de 25 kN pour la mesure du frottement local $Q_{f,p}$, un capteur de pression interstitielle d'une capacité de 2 MPa et un inclinomètre biaxial (pour mesurer l'inclinaison de la sonde dans les directions X et Y). Dans le cadre de cette thèse, l'inclinomètre n'a pas été utilisé.

Le piézocône est de type « subtraction » ce qui veut dire que les deux capteurs d'effort mesurant la résistance en pointe Q_p et le frottement $Q_{f,s}$ sont montés sur le même corps. La résistance de pointe

statique q_p qui est égale au rapport entre l'effort de pointe Q_p et la section droite A_c de la base du cône peut être calculée de la manière suivante :

$$q_p = \frac{Q_p}{A_c} \qquad \textit{Equation II - 1}$$

A chaque instant, la valeur du frottement unitaire moyen f_s mobilisé sur le manchon de frottement peut être calculée de la manière suivante :

$$f_s = \frac{Q_{p,f} - Q_p}{A_s} \qquad \textit{Equation II - 2}$$

avec f_s, la valeur du frottement unitaire mobilisé le long du manchon de frottement, $Q_{p,f}$ somme du frottement et de la résistance en pointe, Q_p la valeur de la résistance en pointe et A_s, la surface latérale du manchon.

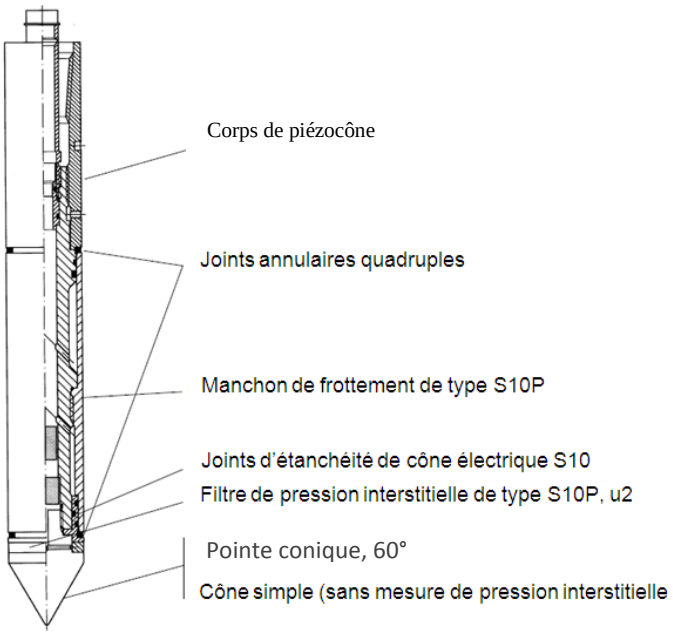


Figure II - 7 - Schéma du piézocône S10CFIIP (Ø 36 mm)

Le piézocône utilisé a une longueur de 29 cm et peut être relié à des rallonges de longueur variable (75, 80 et 85 cm). On présente sur la Figure II - 8 une vue du piézocône.

La pointe du piézocône a un angle de 60° (identique à celle de la sonde-pieu instrumentée). Le manchon de frottement a une longueur de 13,5 cm (aire du manchon de 150 cm^2) et se trouve à 5 cm de la pointe du piézocône. Dans le but d'assurer une bonne mobilisation du frottement local le long du manchon de

frottement et de la résistance en pointe, la surface externe du piézocône est filetée horizontalement afin d'avoir une rugosité moyenne R_a = 0,4 µm ± 0,25 µm.

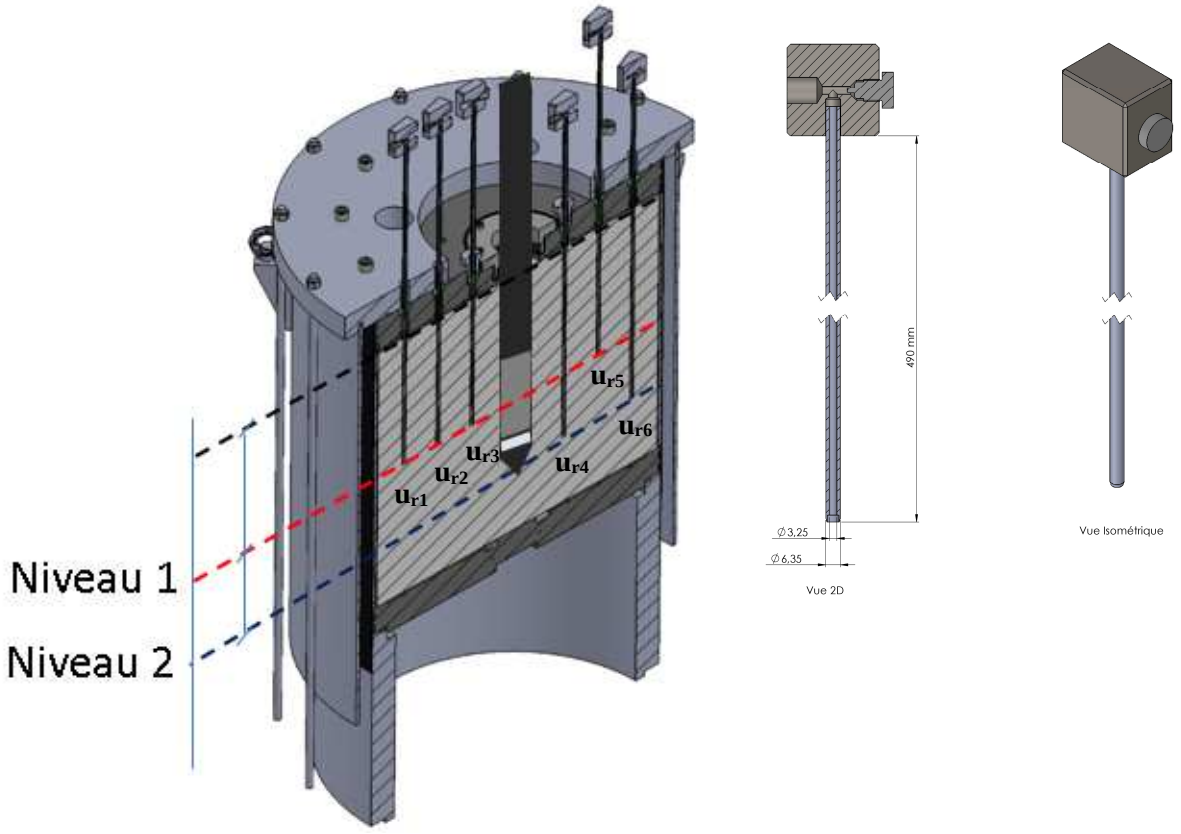
Figure II - 8 - Vue du piézocône S10CFIIP (Ø 36 mm)

Dans le cadre de ce travail, l'utilisation d'un piézocône a eu pour objectif de mesurer l'évolution de la pression interstitielle à l'interface sol-pieu au cours de différentes phases d'essai (monotones et cycliques). Le capteur de pression interstitielle du piézocône est situé dans la position U2. La chambre de mesure est protégée par une couronne en plastique poreux (filtre) qui doit être saturée au préalable avant de commencer l'essai.

II.1.2.3 Piézomètres radiaux

Un des objectifs importants de la présente recherche a été de mieux comprendre l'évolution de la pression interstitielle au cours de différentes phases d'essais monotones et cycliques aussi bien à l'interface sol-pieu qu'à différentes distances de la sonde dans le massif d'argile. La variation de la pression interstitielle à l'interface sol-pieu est mesurée directement par le piézocône (position U2) tandis que la variation de la pression interstitielle à différentes distances radiales du pieu (r/r_0) nécessite l'installation de piézomètres dans le massif. Afin d'atteindre cet objectif, on a profité des développements qui ont été réalisés dans le cadre de thèse de Feia (2015). L'auteur a étudié l'effet de l'injection d'eau de production sur la perméabilité des réservoirs pétroliers non cimentés et pour cela, il a modifié l'embase supérieure et le couvercle de la chambre d'étalonnage afin de mettre en place six piézomètres dans le massif pour mesurer la pression de fluide à différentes distances radiales. On a utilisé les mêmes capteurs radiaux pour notre essai au piézocône afin de mesurer la variation de pression interstitielle à différentes distances radiales de la sonde. La Figure II - 9 présente deux schémas (vue 3D des tubes de mesure de la pression interstitielle et coupe schématique et 3D du tube de pression radial).

Les tubes de pression ont une longueur de 490 mm et un diamètre interne de 3,25 mm. Un tamis de 80 µm complété par du papier filtre est placé au bout de chaque tube afin d'empêcher l'argile de remonter dans le tube lors de leur fonçage dans le massif. Chaque tube est équipé, à sa partie supérieure, d'un capteur de pression et d'une chambre de mesure de la pression.



(a) ***(b)***

Figure II - 9 - (a) Schéma de la chambre d'étalonnage équipée de piézomètres lors d'un essai au piézocône (d'après Feia 2015) ; (b) coupe et dessin 3D des piézomètres radiaux

Les six piézomètres seront installés dans le massif par fonçage avant l'installation du piézocône et ceci pour deux niveaux différents. La configuration finale de la mise en place des piézomètres est faite de telle façon qu'après l'installation de la sonde-pieu, quatre capteurs (u_{r1}, u_{r2}, u_{r3}, et u_{r5}) seront au niveau du manchon (niveau 1, environ 30 cm de profondeur dans le massif) les autres deux capteurs (u_{r4}, et u_{r6}) étant au niveau de la pointe. Le piézomètre u_{r5} situé à la même distance radiale de l'interface permet de vérifier la symétrie de réponse du massif.

II.1.2.4 Dispositif d'accrochage de la sonde

Il est indispensable, lors de l'essai de chargement cyclique alterné, que la sonde-pieu soit parfaitement solidaire du piston du servovérin de chargement. Pour cela un dispositif spécial d'accrochage du pieu a été utilisé (Figure II - 10). Ce dispositif est du type rotule (pour éviter d'appliquer un moment de flexion à la sonde) et se compose de deux parties : une partie inférieure qui est liée à la tête du pieu et une partie supérieure qui est fixée au servovérin. Après l'installation du pieu, les deux parties sont solidarisées par six vis.

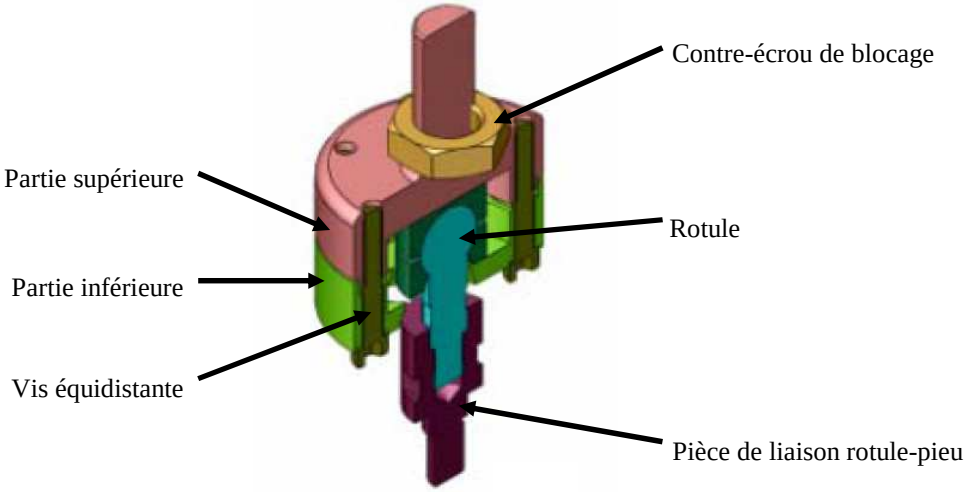


Figure II - 10 - Dessin 3D du dispositif d'accrochage de la sonde-pieu

II.1.3 Dispositifs d'installation et de chargement de la sonde

Les dispositifs d'installation et de chargement de la sonde se composent principalement d'un bâti quatre colonnes, sur lequel deux vérins hydrauliques sont positionnés : un vérin longue course (1 m) et un servovérin de chargement dédié aux opérations de chargement de la sonde.

II.1.3.1 Dispositifs d'installation de la sonde

Le système hydraulique utilisé pour la mise en place de la sonde instrumentée par fonçage est un vérin hydraulique à double effet d'une course maximale de 1 m (Figure II - 11 (a)), monté sur le bâti quatre colonnes.

Le vérin est équipé au bout de sa tige d'un capteur de force d'une capacité de 100 kN en compression et 70 kN en traction mesurant l'effort appliqué sur la tête de la sonde, ainsi que d'un capteur de déplacement mesurant le déplacement de la sonde dans le massif.

Un groupe hydraulique (Figure II - 11 (c)) permet de contrôler la vitesse de pénétration de la sonde dans une gamme allant de 0,1 mm/s à 10 mm/s grâce à deux régulateurs de débit. Ce vérin est contrôlé par un panneau de contrôle manuel permettant de faire monter et descendre la tige de vérin comme le montre la Figure II - 11 (b).

(b)

(a) **(c)**

Figure II - 11 - Vue du dispositif d'installation : (a) vérin longue course de fonçage (100 kN) ; (b) panneau de contrôle ; (c) groupe hydraulique

II.1.3.2 Dispositif de chargement de la sonde

Un servovérin hydraulique MTS d'une capacité de ±100 kN (traction et compression) est utilisé pour le chargement de la sonde pieu (essais monotones et cycliques). Ce servovérin est alimenté par un groupe hydraulique (100 l/min). Il est piloté par un système digital Flextest (système MTS) qui permet de solliciter la sonde en chargement monotone ou cyclique, à déplacement ou force contrôlée. La Figure II - 12 montre une vue du dispositif de chargement.

Le vérin de chargement dispose de quatre gammes d'étalonnage à savoir : 10, 20, 50 et 100 % de sa capacité maximale (hystérésis = 0,05 %; non linéarité = 0,1 %) qui permettent de mesurer les efforts très précisément. Le vérin est également équipé d'un capteur de déplacement de type LVDT d'une course maximale de ±75 mm. Ce dernier est calibré sur deux gammes correspondant à 10 % et 100 % de sa course maximale avec une excellente linéarité et une très faible hystérésis.

(a) ***(b)***

Figure II - 12 - Vu du dispositif de chargement : (a) servovérin hydraulique; (b) groupe hydraulique MTS

II.1.4 Système d'acquisition

Le dispositif d'essai en chambre d'étalonnage est connecté à un système de pilotage et d'acquisition qui permet de collecter l'ensemble des données importantes des essais. La Figure II - 13 présente un schéma de principe du système d'acquisition.

Deux microordinateurs sont utilisés pour le pilotage du dispositif et l'acquisition des données. La procédure d'essai est réalisée via le premier poste PC « microordinateur de commande » en utilisant un logiciel MultiPurposeTestware v.793.10 qui gère un contrôleur digital de type FlexTest SE. Sur le second poste, spécialement dédié à l'acquisition de données, on collecte les mesures réalisées par les capteurs pendant l'essai via un système d'acquisition rapide « PXI » de chez National Instruments, qui permet d'enregistrer sur huit voies différentes, en simultané, à une fréquence de balayage qui peut atteindre 100 kHz. Toutes les données enregistrées sur l'ordinateur d'acquisition sont traitées sous LabView.

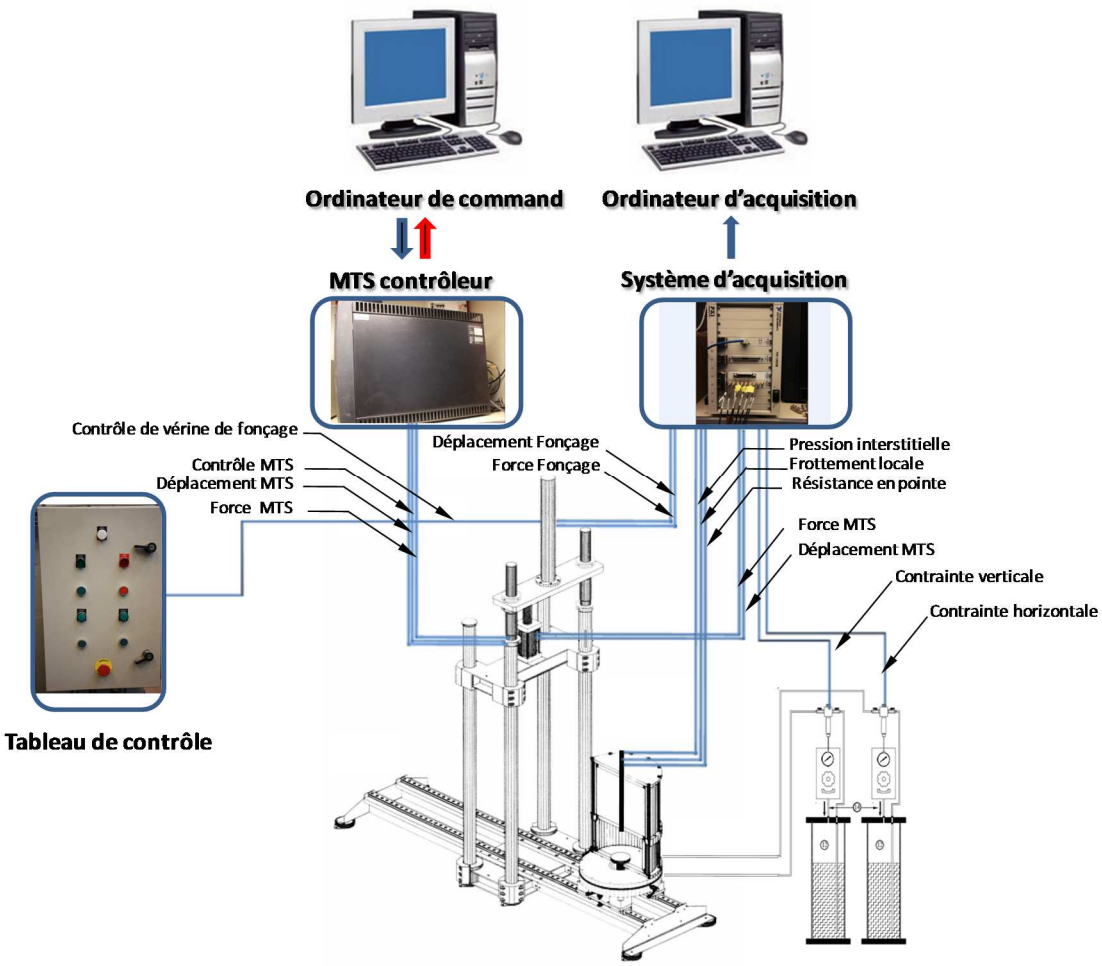


Figure II - 13 - Schéma de principe des systèmes de pilotage et d'acquisition

II.1.5 Le dispositif de reconstitution des massifs d'argile (consolidomètre)

La reconstitution du massif de sol fin par consolidation est la méthode la plus utilisée pour la reconstitution de massifs de sol fin. Elle permet d'obtenir des massifs de sol fin saturés, homogènes et répétables, reconstitués sous une contrainte de consolidation contrôlée.

Dans le cadre du projet SOLCYP et afin d'étudier le comportement des fondations profondes dans les sols fins sous chargement cyclique en laboratoire, il a été nécessaire de concevoir et de fabriquer un consolidomètre de grande taille dans lequel les massifs d'argile puissent être reconstitués par consolidation. Le consolidomètre développé permet la reconstitution de massif de sol fin de 524 mm de diamètre et d'une hauteur maximale de 700 mm. La Figure II - 14 montre une vue générale du consolidomètre développé.

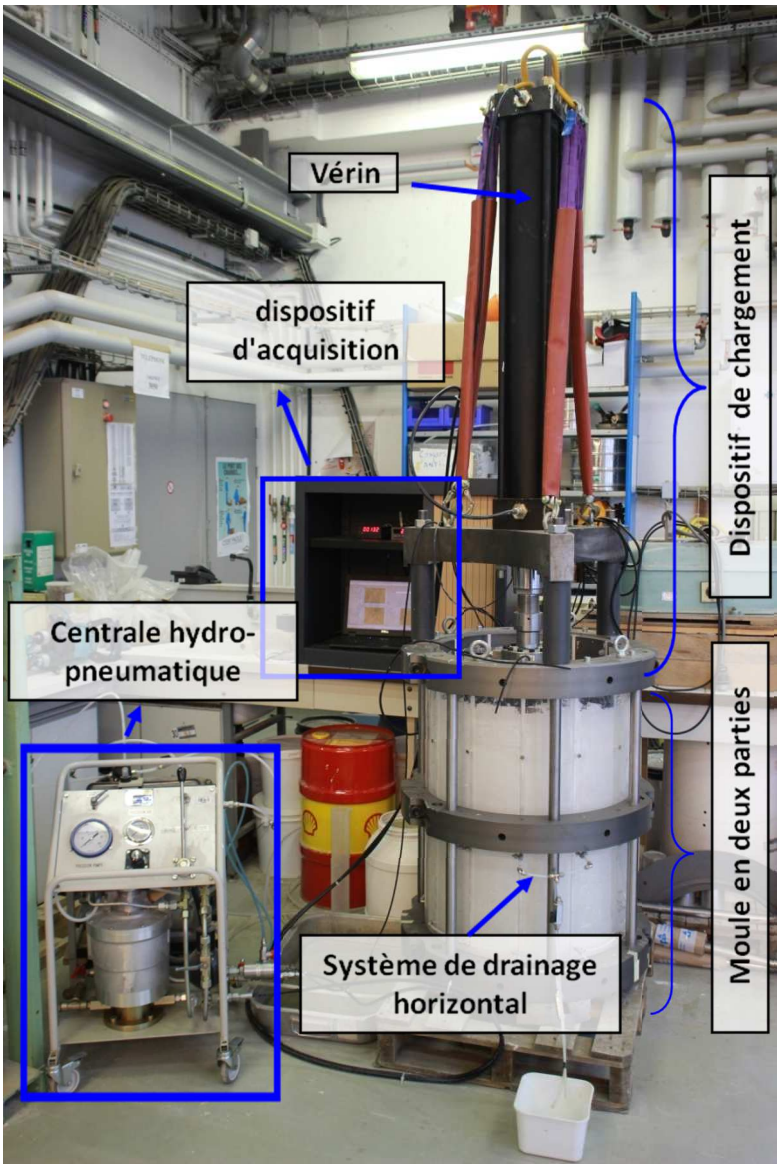


Figure II - 14 - Vue générale du dispositif de consolidation (consolidomètre)

II.1.5.1 Principe de fonctionnement du consolidomètre

Les massifs d'argile sont préparés par consolidation unidimensionnelle, sous conditions K_0, pendant une durée de trois semaines. Après la phase de préparation de la boue d'argile, le mélange est mis en place dans le consolidomètre et il est consolidé par paliers de chargement successifs. Pour chaque palier, on obtient ainsi une courbe de consolidation correspondant à la variation du degré de consolidation $U = \Delta h(t)/\Delta h_s$ en fonction du temps (où : $\Delta h(t)$ et Δh_s sont respectivement le tassement à l'instant t et le tassement final).

La contrainte de consolidation verticale (σ_{V0}) est appliquée à l'aide d'une pompe hydro-pneumatique agissant sur un vérin à double effet. Le consolidomètre permet à la fois, un drainage vertical (haut et

bas) et radial (vers l'extérieur) pour accélérer la dissipation de la surpression interstitielle générée lors de l'application des charges et ainsi minimiser le temps de consolidation.

II.1.5.2 Présentation détaillée du dispositif de reconstitution des massifs d'argile

Le consolidomètre prototype développé est constitué de trois parties principales, à savoir le réservoir de consolidation, le système de chargement et le système d'acquisition de données. Dans cette partie, on présente une description détaillée de chaque partie.

II.1.5.2.1 Le réservoir de consolidation

La Figure II - 15 présente un dessin 3D du dispositif de reconstitution des massifs d'argile par consolidation. Le consolidomètre est composé d'un réservoir cylindrique (pièce numéro 11) en plexiglas équipé d'embases, inférieure et supérieure (pièces numéros 9 et 12 respectivement), et est posé sur un support tripode (pièce numéro 15). Ce réservoir est constitué de deux demi-tubes assemblés permettant un démoulage relativement aisé des massifs d'argile. Il a un diamètre interne et externe de 524 et 560 mm respectivement et une hauteur de 900 mm.

Les demi-tubes sont assemblés grâce à six demi-colliers (pièce numéro 10) métalliques qui assurent la rigidité d'ensemble.

Le réservoir est muni d'un système de drainage latéral composé de 36 ouvertures de drainage réparties sur trois niveaux, qui assure le drainage radial vers l'extérieur. Les ouvertures sont reliées les unes aux autres par 12 plastiques poreux (longueur 90 cm, largeur 1 cm et épaisseur 0,3 cm) qui sont placés verticalement sur le côté intérieur du moule cylindrique.

L'embase inférieure, d'une épaisseur de 50 mm, et l'embase supérieure d'une épaisseur de 48 mm, en aluminium, se placent à l'intérieur du moule cylindrique. L'embase inférieure, de 525 mm de diamètre, est munie d'un réseau de drainage pour récupérer l'eau lors de la consolidation. L'embase supérieure, de 520 mm de diamètre, quant à elle, est munie de 8 ouvertures. Deux disques en plastique poreux (diamètre égal au diamètre intérieur du cylindre) recouverts d'un papier filtre sont placés entre les embases et la boue d'argile pour empêcher l'extrusion de cette dernière et pour assurer le drainage vertical du massif.

Le dispositif est dimensionné pour appliquer une force verticale maximale de 110 kN, correspondant à une contrainte maximale d'environ 460 kPa.

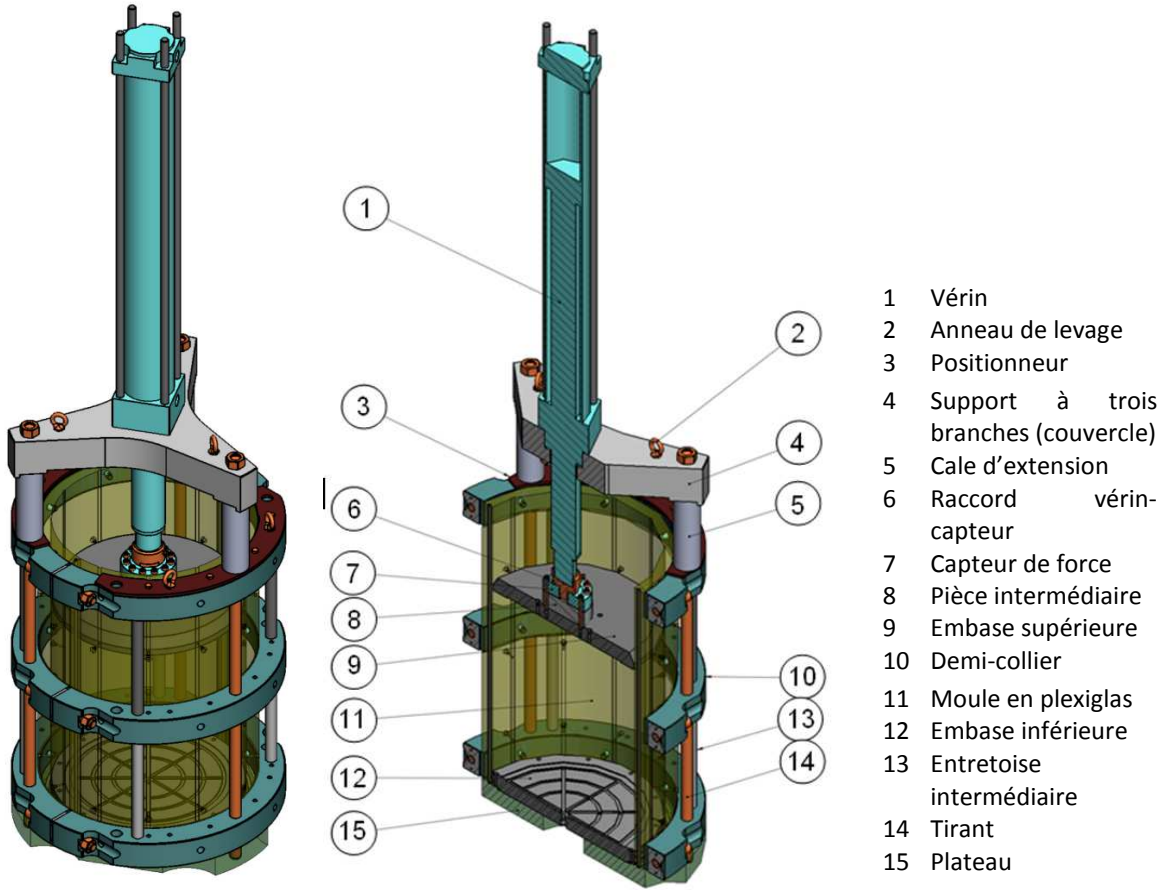
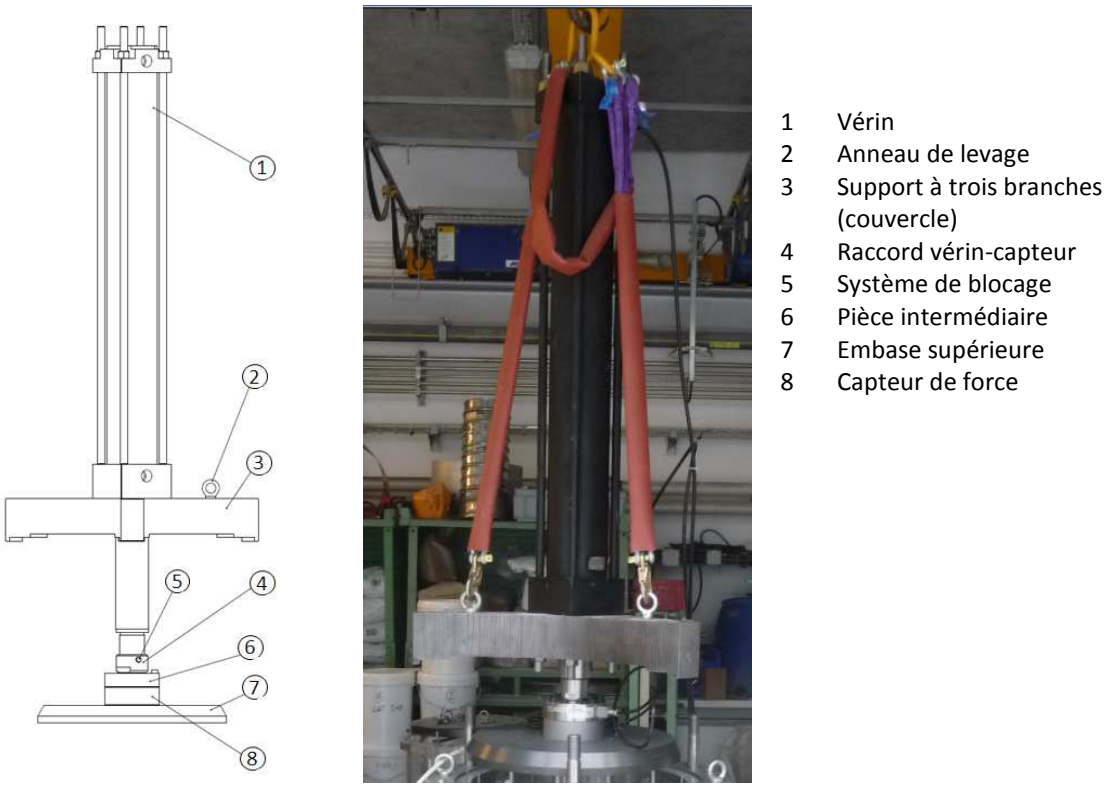


Figure II - 15 – Dessin 3D représentant le dispositif de reconstitution des massifs d'argile par consolidation (consolidomètre)

II.1.5.2.2 Dispositif de chargement

Le système de chargement se compose d'un vérin hydraulique à double effet alimenté par une pompe hydro-pneumatique et positionné sur la partie supérieure du consolidomètre. Il est relié au support (socle) à l'aide des trois tirants. La Figure II - 16 montre un schéma du dispositif de chargement ainsi qu'une vue générale. Le vérin utilisé a une course de 100 cm et il est positionné sur un support à trois branches. Un capteur de force d'une capacité de 110 kN, placé entre le plateau supérieur et la tige du vérin, permet de mesurer la charge axiale appliquée sur le massif de manière précise. Le système de chargement est également équipé d'un capteur de déplacement à fil pour mesurer le déplacement axial du piston afin de déterminer la fin de la consolidation pour chaque palier de charge appliqué et pour établir le courbe de compressibilité du sol. Le capteur de déplacement utilisé a une course de 100 cm et une précision de 0,1% de l'étendue de mesure. Les capteurs sont reliés à un système d'acquisition de données.



(a) **(b)**

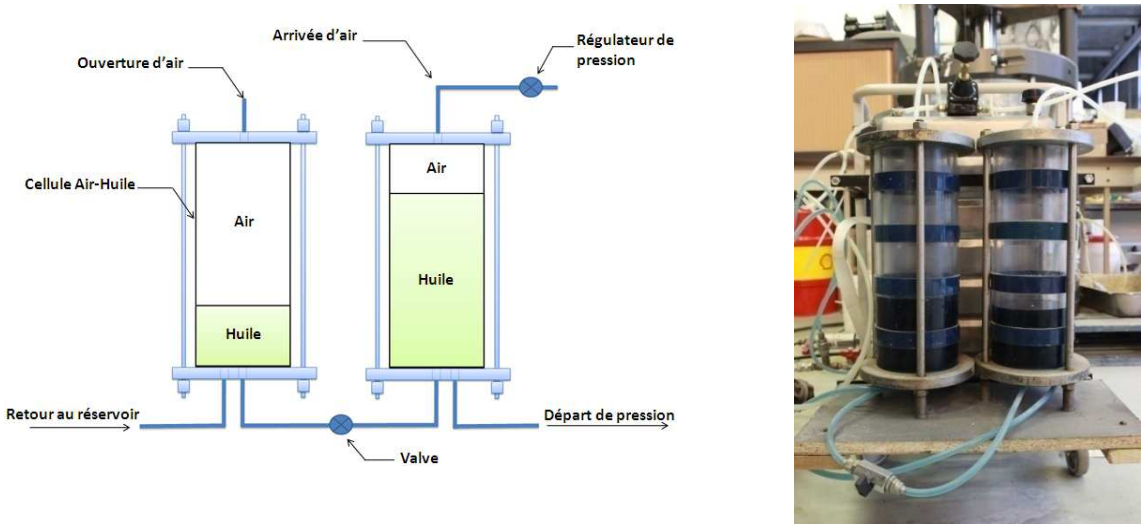
Figure II - 16 - (a) Schéma du dispositif de chargement du consolidomètre ; (b) vue du dispositif de chargement

Pour l'alimentation du vérin hydraulique à double effet, deux dispositifs d'application de la pression d'huile ont été utilisés. Un premier de type cellule air-huile pour les basses pressions jusqu'à 7 bars (correspondant à une contrainte d'environ 15 kPa sur la tête du massif) et un second de type groupe hydropneumatique pour l'application des paliers suivants jusqu'à 63 bars de pression d'huile.

Le système d'alimentation des basses pressions se compose de deux cellules air-huile qui sont reliées entre elles par un tuyau pour transférer l'huile d'une cellule à l'autre. La première cellule est reliée à une source d'air comprimé et à un détendeur qui permet de réguler la pression d'air, et par conséquent la pression d'huile dans le vérin. La deuxième cellule est mise en place pour récupérer le retour d'huile du vérin. Lors de l'application de la pression, la liaison hydraulique entre les deux cellules est fermée à l'aide d'une valve. La Figure II - 17 montre un schéma de principe de dispositif ainsi qu'une vue du système air-huile utilisé.

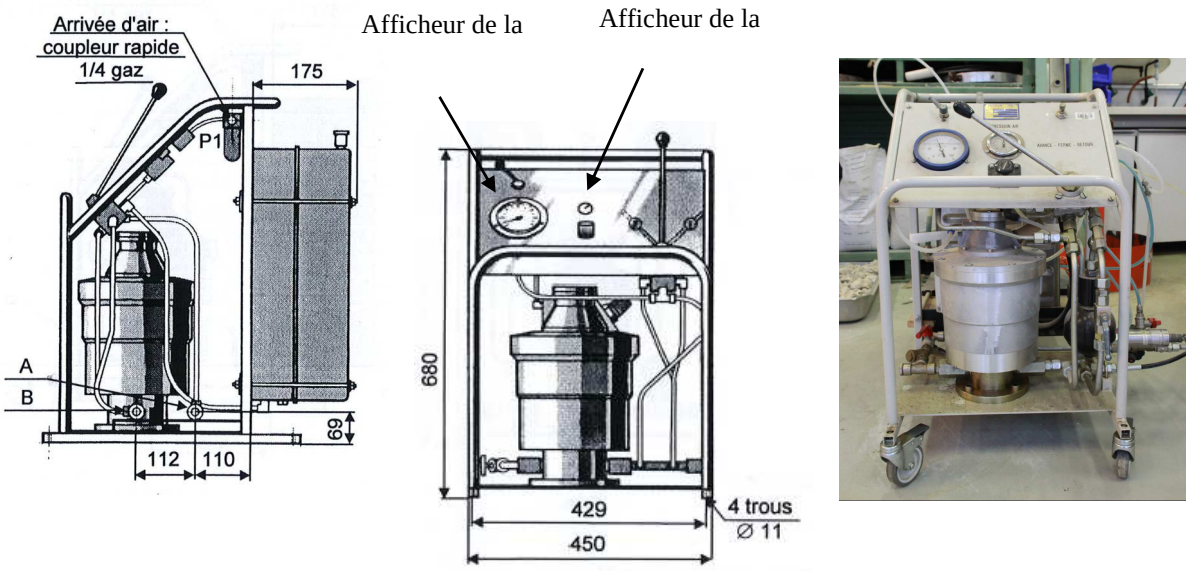
Le groupe hydropneumatique, quant à lui, permet, en utilisant l'air comprimé comme source d'énergie, de mettre en pression un fluide (l'huile dans notre cas) de manière continue, ou de maintenir une valeur de pression choisie. Cette caractéristique permet de maintenir le niveau de la contrainte constant pendant la consolidation du sol. Dans ce cas, le rapport de la pompe (pression d'huile/ pression d'air) vaut

approximativement neuf. Avec ce rapport de pression, on arrive à appliquer une contrainte de consolidation maximale de 420 kPa sur la tête de massif. La Figure II - 18 montre des schémas ainsi qu'une vue générale de la pompe hydropneumatique.



(a) *(b)*

Figure II - 17 - Système d'alimentation basse pression du vérin du consolidomètre : (a) schéma ; (b) vue du dispositif



(a) *(b)* *(c)*

Figure II - 18 - Pompe hydropneumatique (a) vue latérale ; (b) vue frontale ; (c) vue générale

II.1.5.2.3 Dispositif d'acquisition de données

Le système d'acquisition de données se compose d'une carte d'acquisition (National Instruments, modèle NI USB-6009) qui relie les entrées analogiques des trois capteurs (le capteur de force, le capteur de pression d'huile et le capteur de déplacement) à un ordinateur portable intégrant le logiciel LabVIEW (National Instruments).

La Figure II - 19 présente un schéma de principe du dispositif d'acquisition de données pour le consolidomètre.

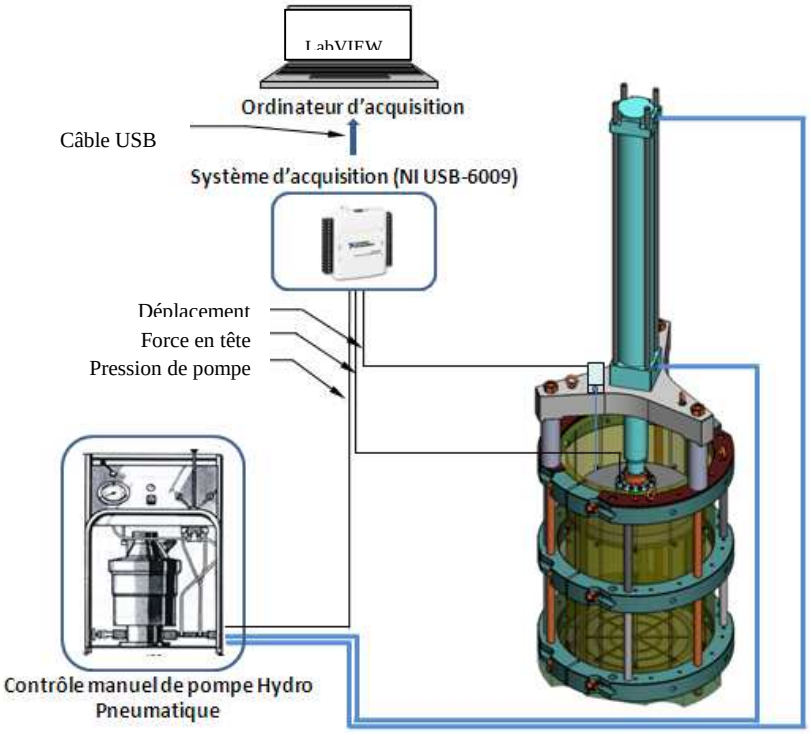


Figure II - 19 - Système d'acquisition du consolidomètre

II.2 PROTOCOLE EXPÉRIMENTAL DÉTAILLÉ

Dans le cadre de ce travail de thèse, pour assurer la répétabilité des essais, il a été décidé d'utiliser un sol reconstitué pour étudier le comportement de l'interface sol-pieu sous cisaillement cyclique. Cette recherche a nécessité le développement d'une procédure spécifique dans laquelle les massifs d'argile sont d'abord pré-consolidés dans un consolidomètre, sous conditions K_0, à une contrainte de consolidation pré-déterminée, puis placés dans la chambre d'étalonnage.

On décrit, dans ce paragraphe, la procédure expérimentale, en commençant par la préparation de la boue d'argile pour finir par le chargement du pieu.

Le protocole complet relatif à l'essai de chargement d'une sonde-pieu instrumentée en chambre d'étalonnage comprend les opérations suivantes :

- Pré-consolidation du massif d'argile dans le consolidomètre ;
- Transport et installation du massif dans la chambre d'étalonnage ;
- Mise sous contraintes du massif dans la chambre d'étalonnage ;
- Installation de la sonde-pieu instrumentée (ou piézocône) par fonçage ;
- Réalisation de l'essai de chargement proprement dit ;
- Démontage de l'essai.

II.2.1 Pré-consolidation du massif dans le consolidomètre

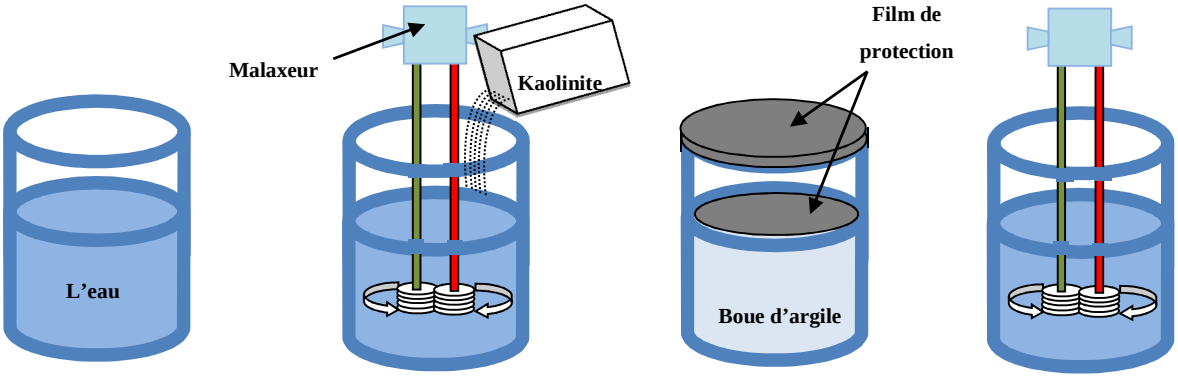
La première étape de l'expérimentation est la préparation du massif de kaolinite. Cette étape comporte plusieurs opérations à savoir la préparation de la boue d'argile, l'homogénéisation du matériau, le versement de la boue d'argile dans le consolidomètre et finalement la consolidation de la boue d'argile.

II.2.1.1 Préparation de la boue

La poudre de kaolinite Speswhite est mélangée avec de l'eau (pour atteindre une teneur en eau de 87%) avec un malaxeur afin de préparer une boue de kaolinite homogène sans agglomération de particules (grumeaux). Cette teneur en eau est d'environ 1,5 fois sa limite de liquidité (kaolinite Speswhite w_L = 58%) qui est en accord avec les recommandations suggérées par Sheeran and Krizek (1971) et les travaux expérimentaux de plusieurs auteurs (Anderson *et al.*, 1991 ; Anderson *et al.*, 2006 ; Cardoso and Nogueira, 2013).

On présente sur la Figure II - 20, la procédure de préparation de la boue d'argile. Afin d'avoir une boue homogène, on verse tout d'abord dans un grand récipient (de 200 litres) la quantité totale d'eau voulue (eau du robinet) puis on y ajoute petit à petit la poudre de kaolinite.

Pour réaliser le mélange, on utilise un malaxeur électrique à double turbine. Lorsque le premier malaxage est réalisé, on isole la boue à l'aide d'un film de protection placé à sa surface et on la laisse au repos pendant au moins 48 heures, afin de favoriser l'homogénéisation du mélange. Après le repos, on réalise un deuxième malaxage pour améliorer encore l'homogénéité du massif. Cette procédure de préparation de la boue d'argile permet d'obtenir une boue maniable sans eau libre à la surface. La Figure II - 21 montre différentes étapes de la procédure de préparation de la boue de kaolinite.



(a) *(b)* *(c)* *(d)*

Figure II - 20 – Différentes étapes de la procédure de préparation de la boue : (a) mise en place de l'eau ; (b) premier malaxage ; (c) homogénéisation de la boue ; (d) deuxième malaxage

(a) *(b)*

(c) *(d)*

Figure II - 21 - Différentes étapes de la préparation de la boue : (a) mise en place de l'eau ; (b) versement de la kaolinite dans l'eau ; (c) malaxage de la kaolinite et de l'eau ; (d) mise en place d'un film plastique sur les bacs

II.2.1.2 Déversement de la boue d'argile dans le consolidomètre

La première étape consiste au montage et à la préparation du consolidomètre dans lequel on va placer la boue. Il s'agit tout d'abord de réunir les deux demi-coquilles en plexiglas, de mettre en place les 12 bandes de plastique poreux recouvertes avec du papier filtre pour assurer le drainage latéral, puis de mettre une couche de graisse sur la surface intérieure du moule entre chaque bande de plastique poreux et de recouvrir la graisse par une couche de film plastique pour minimiser le frottement pendant la consolidation et faciliter le démoulage, de mettre en place l'embase inférieure avec son disque poreux sur le socle et finalement de mettre le moule sur le socle.

Une fois que le consolidomètre est prêt, la boue d'argile est déversée dans le moule progressivement (Figure II - 22 (b)). L'objectif étant de préparer le massif en une seule couche, le volume mis en œuvre est déterminé au préalable à partir d'une estimation de la hauteur finale souhaitée sous la contrainte qui sera appliquée. Figure II – 23 montre différentes étapes de la fabrication des massifs d'argile.

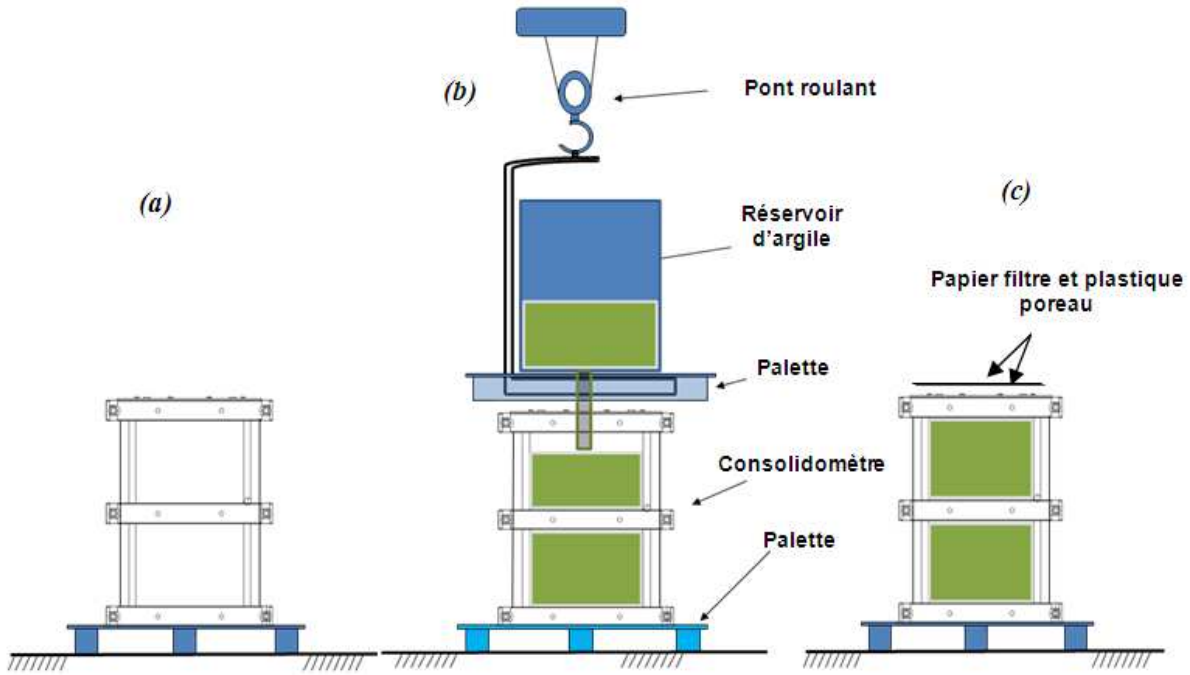


Figure II - 22 - Présentation schématique du déversement de la boue d'argile dans le consolidomètre : (a) préparation du consolidomètre ; (b) versement de la kaolinite ; (c) mise en place du papier filtre et du disque de plastique poreux

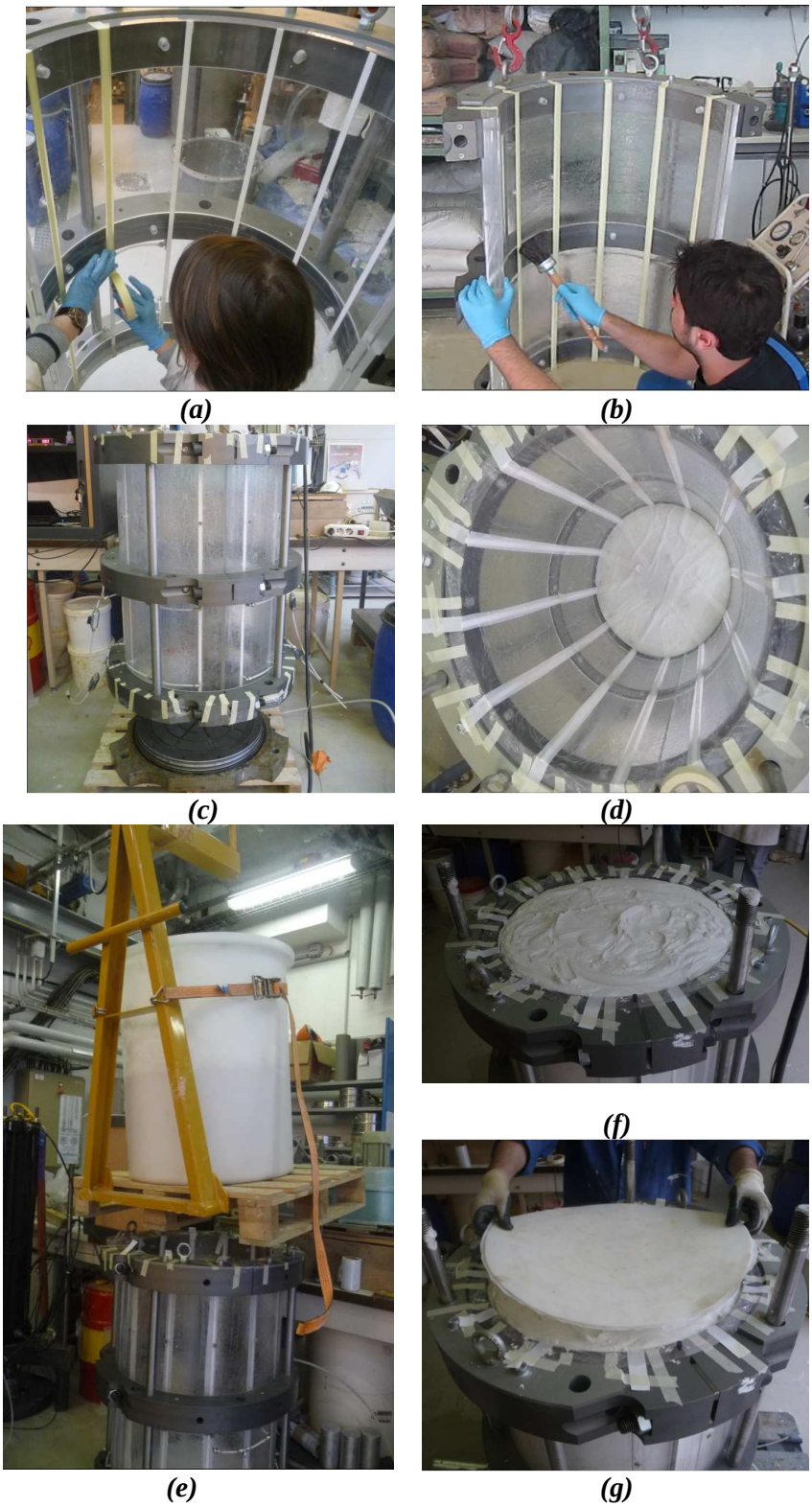


Figure II - 23 - Différentes étapes concernant la fabrication des massifs d'argile : (a) mise en place des bandes de plastiques poreux ; (b) mise en place de la graisse ; (c) descente du moule sur l'embase inférieure et le socle ; (d) mise en place du disque plastique poreux sur l'embase inférieure avec du papier filtre ; (e) déversement de la boue ; (f) fin de la mise en place de la boue ; (g) mise en place du disque poreux supérieur et du papier filtre

II.2.1.3 Consolidation

La boue d'argile est laissée sous son poids propre pour une durée minimale de 30 minutes, puis le système de chargement (vérin hydraulique) est monté sur le consolidomètre et relié avec le socle en utilisant les trois tirants en acier solidaires du socle (Figure II – 24). La boue de kaolinite est ensuite consolidée par paliers de charge constante, avec un taux d'augmentation de la charge, $\Delta\sigma_v / \sigma_{v0} = 3$, jusqu'à une contrainte verticale effective maximale prédéterminée. Ce taux d'augmentation de la charge a été choisi pour réduire le temps de consolidation. Les premiers paliers de chargement (jusqu'à 15 kPa) sont appliqués en utilisant une cellule air-huile avec un rapport de $P_{huile}/ P_{air} = 1$. En revanche, les paliers de charge supérieurs à 15 kPa sont appliqués en utilisant la pompe hydro-pneumatique décrite plus haut avec un rapport de $P_{huile}/ P_{air} = 9$. Durant la consolidation, le déplacement vertical est mesuré pour déterminer la fin de la consolidation primaire et établir la courbe de consolidation. Pour chaque palier de charge, On attend normalement la fin de la consolidation avant de passer au prochain palier.

Figure II - 24 - (a) Mise en place du système de chargement ; (b) consolidation en cours

II.2.2 Mise en place du massif d'argile dans la chambre d'étalonnage

Lorsque la pré-consolidation du massif est terminée, la charge appliquée sur le massif est enlevée et l'embase supérieure l'est aussi. Le système de chargement et le socle sont retirés. Deux pièces de

maintien sont mises en place sous le consolidomètre pour reprendre le poids de l'embase inférieure et du massif d'argile et ainsi empêcher le massif de glisser lors de l'opération de levage. Le massif d'argile est ensuite transféré vers la chambre d'étalonnage à l'aide d'un pont roulant. Une fois le consolidomètre positionné sur le piston de la chambre (Figure II – 25 (a)), les deux pièces de maintien sont retirées et le massif est démoulé avec soin afin de ne pas endommager le massif d'argile (Figure II – 25 (b)).

Tableau II - 2 - Changement de diamètre du massif avant et après le démoulage (massif N°5)

Location	Avant transport (mm)	Après démoulage (mm)	$\Delta D/D_{Initial}$ (%)
Haute	524	526	0,38
Milieu	524	527	0,57
Base	524	526	0,38

Les observations visuelles faites après le démoulage des massifs d'argile vers la chambre d'étalonnage n'ont montré aucun signe de déformation. Afin de vérifier qu'il n'y avait pas de déformations (perturbations) des massifs lors de démoulage, leur diamètre a été mesuré après démoulage. A titre d'exemple, le Tableau II - 2 présente les mesures prises avant et après le transport du massif numéro cinq. La variation de diamètre après le démoulage est très faible ($\Delta D \cong 0{,}57\%$), confirmant que le processus de transport n'induit pas de déformations significatives du massif d'argile.

II.2.3 Mise sous contrainte du massif

Après le démoulage du massif, on réalise successivement les opérations suivantes : mise en place de la membrane en néoprène autour de massif d'argile à l'aide d'un plaqueur de membrane conçu spécialement pour cette opération (Figure II – 25 (c)), mise en place de l'embase supérieure sur laquelle on a vissé au préalable la pièce de guidage et l'on rabat la membrane (Figure II – 25 (d)).

Une fois que le massif est isolé de l'extérieur, on peut mettre en place successivement la cerce métallique (Figure II – 25 (e)), le couvercle suivi par la mise en place des tirants (Figure II – 25 (f)). On remonte ensuite le piston de pressurisation verticale de la chambre d'étalonnage en augmentant légèrement la pression dans la chambre inférieure afin de plaquer l'embase supérieure sur le couvercle puis on solidarise ces deux dernières à l'aide de 12 vis. On remplit l'espace annulaire entre le massif et la cerce métallique par de l'eau.

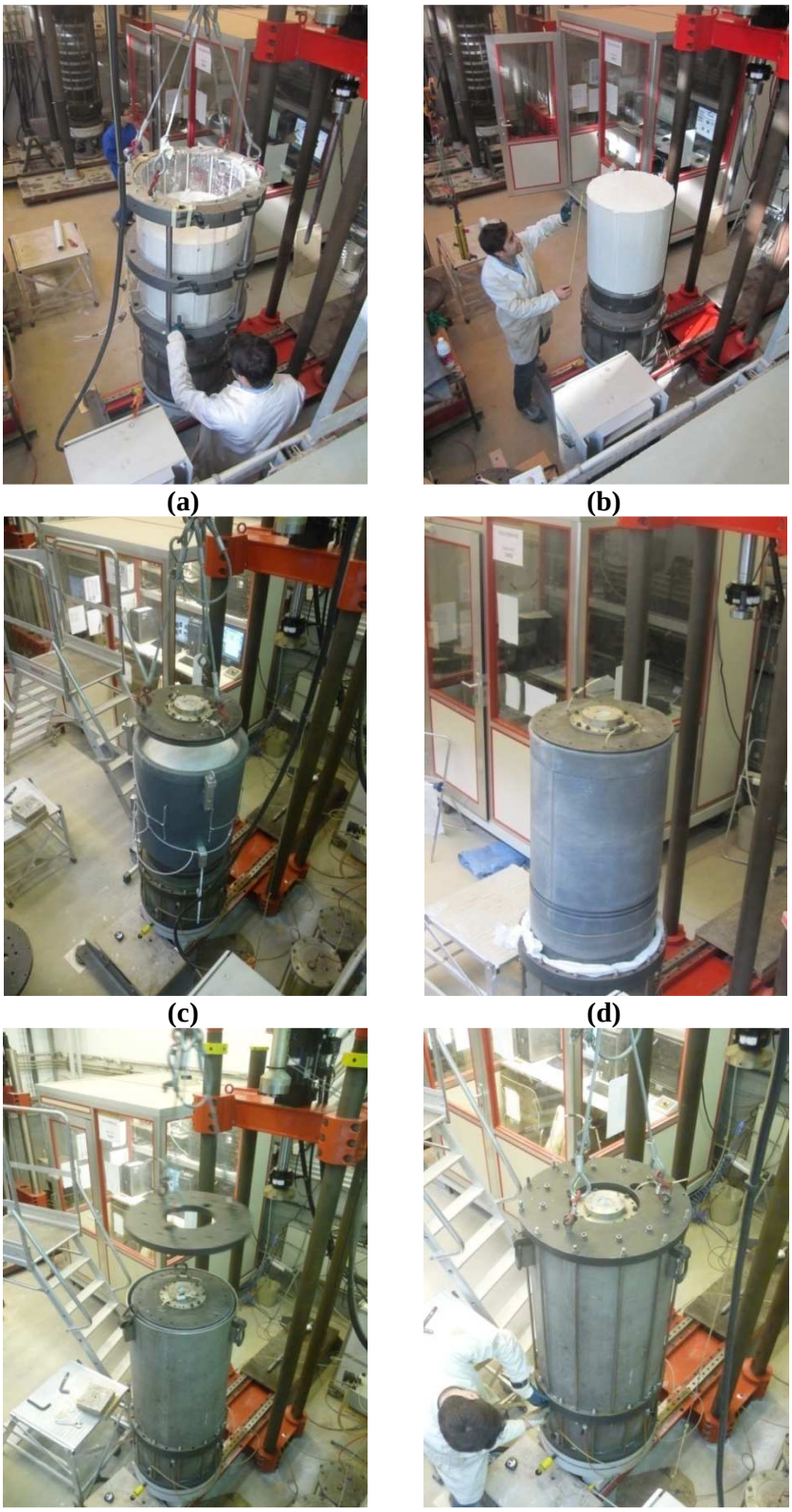


Figure II - 25 - Installation et mise sous contrainte du massif : (a) moule au-dessus du piston de la chambre d'étalonnage ; (b) démoulage du massif ; (c) mise en place de la membrane et de l'embase supérieure ; (d) massif dans sa membrane ; (e) installation de la cerce métallique et du couvercle ; (f) massif prêt pour l'installation de la sonde

On applique, indépendamment, les contraintes de consolidation horizontale et verticale voulues par paliers de faible amplitude tout en respectant le rapport K_0 choisi. Une fois que les contraintes de consolidation ont été à nouveau appliquées, on peut procéder à la mise en place de la sonde.

II.2.4 Installation de la sonde-pieu instrumentée

Deux sondes ont été utilisées : la sonde-pieu instrumentée et le piézocône, décrits plus haut, les deux sondes ont un diamètre de 36 mm, ce qui permet d'avoir une seule procédure d'installation pour les deux sondes. Dans le cas du piézocône, il est impératif de saturer le circuit de mesure de la pression interstitielle avant sa mise en place dans le massif d'argile afin de réaliser des mesures correctes de la pression interstitielle. Une mauvaise saturation du circuit de mesure conduirait à une sous-estimation de la pression interstitielle lors des différentes phases de chargement.

Le protocole de saturation étant relativement long, il ne sera pas traité ici en détail, mais on pourra se reporter à l'annexe A pour plus de détails.

Une fois le massif sous contrainte, on positionne la chambre sous le vérin de fonçage et on s'assure que la sonde soit bien centrée sous le vérin. Cette opération de centrage permet d'assurer un enfoncement parfaitement vertical.

La sonde est ensuite foncée à déplacement contrôlé dans le massif d'argile en utilisant le vérin d'installation de longue course jusqu'à la profondeur de pénétration ciblée (Figure II – 26 (a et b)). La profondeur de pénétration est choisie de façon que, après l'installation, le manchon de frottement soit approximativement centré à l'intérieur du massif d'argile afin de minimiser l'influence des conditions aux limites. Pendant le fonçage du pieu, le frottement local mobilisé sur le manchon de frottement, la résistance en pointe ainsi que la force en tête (réponse globale) sont mesurés grâce au système d'acquisition des données.

II.2.5 Chargement de la sonde-pieu

Une fois la phase d'installation de la sonde réalisée, la chambre d'étalonnage est déplacée et positionnée sous le servovérin de chargement. La tête du vérin est positionnée manuellement sur la sonde. Après avoir réalisé le contact, on procède à l'accrochage de la sonde sur le vérin moyennant une pièce spécialement conçue à cet effet (Figure II – 26 (c)). Celle-ci permet de réaliser, en plus des essais monotones en compression, des essais cycliques alternés (compression/traction).

On procède ensuite à la programmation du logiciel de pilotage pour réaliser le programme de chargement sélectionné.

En ce qui concerne les essais monotones initiaux et finaux, on suit toujours la même procédure décrite ci-dessous. Pour réaliser un essai monotone en compression à déplacement contrôlé, on suit un programme composé de deux séquences successives :

- une phase de chargement à déplacement contrôlé (100, 300, ou 1000 µm/mn) jusqu'à la rupture (estimée à 10% de diamètre) ;
- une phase de déchargement à force contrôlée (10 N/sec) jusqu'à 10 N

En ce qui concerne l'essai de chargement cyclique, dans le cadre de ce travail de thèse, tous les essais réalisés sont de type alterné symétrique à déplacement contrôlé. Le programme de chargement se compose d'une seule séquence comprenant le chargement cyclique à une amplitude de déplacement cyclique prédéfinie (amplitude de déplacement cyclique ρ_c = ±100, ± 250, ou ± 500 µm), à une fréquence donnée (f = 0,01, 0,1, 1 ou 10 Hz) et un nombre de cycles appliqués de 10^5 cycles pour la majorité des essais.

Pendant chaque phase d'essai sur la sonde-pieu (chargements monotones initiaux, chargements cycliques, chargements monotones finaux) on enregistre les paramètres suivants :

- effort appliqué en tête de la sonde (charge globale) Q;
- déplacement de la tête de la sonde ρ ;
- frottement local f_s et la résistance en pointe mobilisés q_p, sur la sonde instrumentée ;
- pression de confinement horizontale et verticale.

Dans le cas des essais au piézocône, nous rajoutons à la liste des paramètres enregistrés, la mesure de la surpression interstitielle Δu au cours des essais à la position U2 (sur le piézocône) ainsi que les mesures de la pression interstitielle dans le massif sur six capteurs de type piézométrique (II.1.2.3).

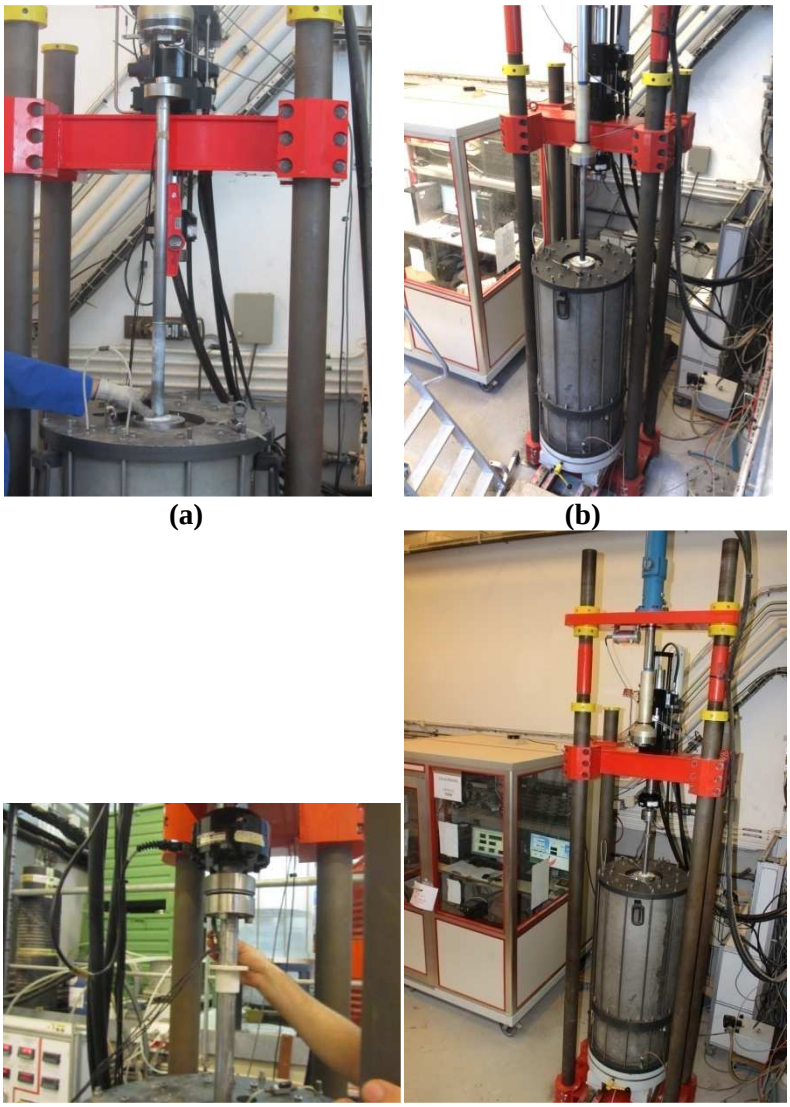


Figure II - 26 - Installation et chargement de la sonde-pieu (ou du piézocône) ; (a) vérification de la verticalité de la sonde ; (b) installation par fonçage ; (c) solidarisation du vérin et de la sonde ; (d) chargement en cours

II.2.6 Démontage de l'essai

Après avoir terminé l'essai, on peut procéder au démontage de l'expérience en décrochant la sonde-pieu de la tête du piston du vérin de chargement. Ensuite, on diminue la pression de confinement horizontale et verticale progressivement jusqu'à zéro. Une fois ces pressions annulées, l'eau à l'intérieur de l'espace annulaire entre la cerce métallique et la membrane est vidée. On démonte par la suite le couvercle, la cerce métallique et l'embase supérieure respectivement à l'aide du pont roulant, suivi par la dépose de la membrane en néoprène. Les dimensions finales du massif d'argile sont mesurées et neuf valeurs de teneur en eau sont prises en différents points du massif afin de vérifier son homogénéité, décrite dans le paragraphe suivant.

II.2.7 Evaluation de l'homogénéité du massif d'argile

L'homogénéité des massifs de kaolinite a été évaluée par la mesure de la teneur en eau à la fin de chaque essai, et en comparant les courbes de consolidation des massifs d'argile préparés. Puisque le massif est saturé, la valeur de la teneur en eau reflète la valeur de l'indice des vides.

Pour chaque massif, au moins neuf échantillons ont été prélevés pour mesurer la teneur en eau après essai. On détaillera les résultats plus loin dans la partie concernant la caractérisation des matériaux utilisés. Les mesures de la teneur en eau dans les massifs d'argile ont montré que les massifs sont tout à fait uniformes et homogènes et que la procédure développée permet de préparer des massifs d'argile reconstituée relativement uniformes et répétables.

II.3 IDENTIFICATION DU SOL ETUDIE

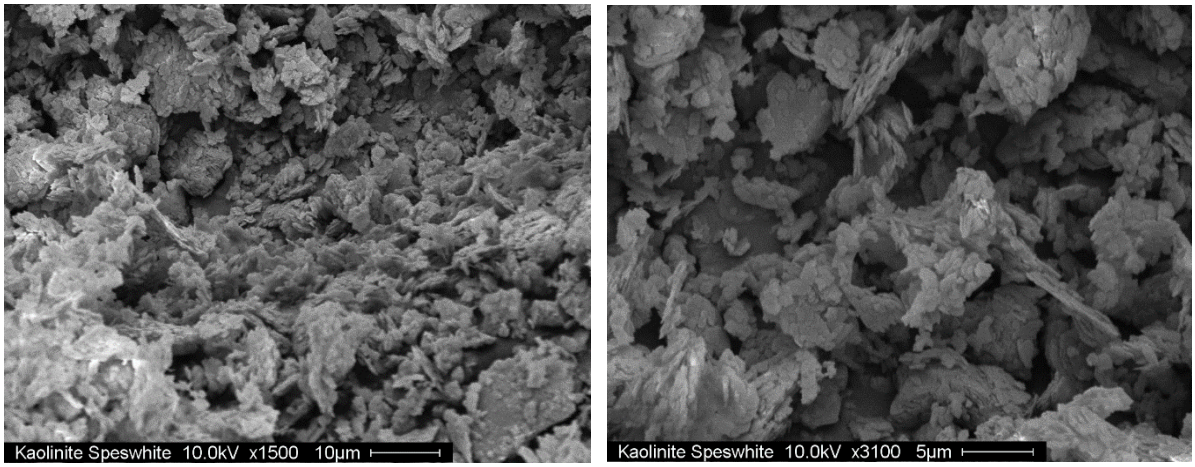
Cette partie de la thèse a consisté à déterminer les caractéristiques principales du matériau utilisé. Elle a eu pour objectif de caractériser l'argile par des mesures d'identification classiques et de valider la procédure de reconstitution et de consolidation des massifs d'argile. Nous présentons dans un premier temps le matériau utilisé qui est la kaolinite Speswhite. Nous donnons quelques exemples d'utilisation de ce matériau de référence dans le cadre d'études réalisées sur les argiles molles. Ensuite, nous présentons les résultats de quelques essais d'identification qui ont été réalisés pour déterminer les paramètres physiques de la kaolinite. On peut citer, à titre d'exemple, l'analyse granulométrique, les limites d'Atterberg, les résultats des essais de compressibilité et de perméabilité réalisés à l'œdomètre, etc.

Finalement, on présente les résultats d'essais triaxiaux non drainés avec mesure de la pression interstitielle (CU + u), afin de déterminer les caractéristiques non drainées en termes d'angle de frottement interne ϕ' et de cohésion c' de la kaolinite Speswhite.

II.3.1 Matériau utilisé

La kaolinite Speswhite est une argile peu plastique qui est très fréquemment utilisée en géotechnique, dans les essais de laboratoire en tant qu'argile de référence. Elle est généralement considérée comme un matériau de référence dans la plupart des laboratoires de modélisation physique en France et dans le monde. Elle est utilisée en modélisation physique dans l'équipe centrifugeuse de Nantes (Boussaid, 2005), en modélisation physique par le laboratoire Navier – équipe géotechnique (Yavari, 2014) et au niveau international (on peut citer les travaux de Almeida and Parry (1988), Anderson *et al.* (1991 et 2006) qui utilisent la kaolinite dans leurs études). La kaolinite est composée de silicates d'aluminium hydratés (Si_4 O_{10}) Al_4 $(OH)_8$. Sa microstructure est constituée d'un feuillet de

silice et d'un feuillet d'alumine. Les particules de kaolinite sont particulièrement stables. La Figure II - 27 présente quelques photos réalisées au Microscope Électronique à Balayage (MEB).



(a) ***(b)***

Figure II - 27 - Vues de la kaolinite Speswhite au microscope électronique à balayage (MEB) (a) : grossissement X1500 ; (b) grossissement X3100)

La Speswhite est, en particulier, utilisée, car sa perméabilité est assez importante par rapport à d'autres types d'argile. La phase de consolidation est donc assez rapide. De plus, la kaolinite ne gonfle pas en présence d'eau, car celle-ci ne parvient pas à s'intercaler entre les feuillets.

II.3.2 Essais d'identification

On présente sur la Figure II - 28 la courbe granulométrique de la kaolinite Speswhite, déterminée par la méthode de la sédimentométrie selon la norme NF P 94- 057, ainsi que la courbe granulométrique donnée par le fournisseur (IMERYS). On remarque que les deux courbes sont très proches. Les résultats montrent que 98 % des particules ont une taille inférieure à 10 µm, et entre 76 et 83% des particules ont une taille inférieure à 2µm. Les résultats obtenus sont donc en accord avec les données du fournisseur.

Sur le Tableau II - 3, on présente les caractéristiques physiques obtenues pour la Speswhite. On observe que la limite de liquidité est de l'ordre de 58 % et la limite de plasticité est d'environ 28%, ce qui donne un indice de plasticité de 30 %. Ces résultats sont très proches de ceux obtenus par Frikha (2007) et Boussaïd (2005).

En plaçant les résultats obtenus sur l'abaque de classification des sols (Figure II - 29), on voit que la kaolinite appartient à la famille des argiles moyennement plastiques.

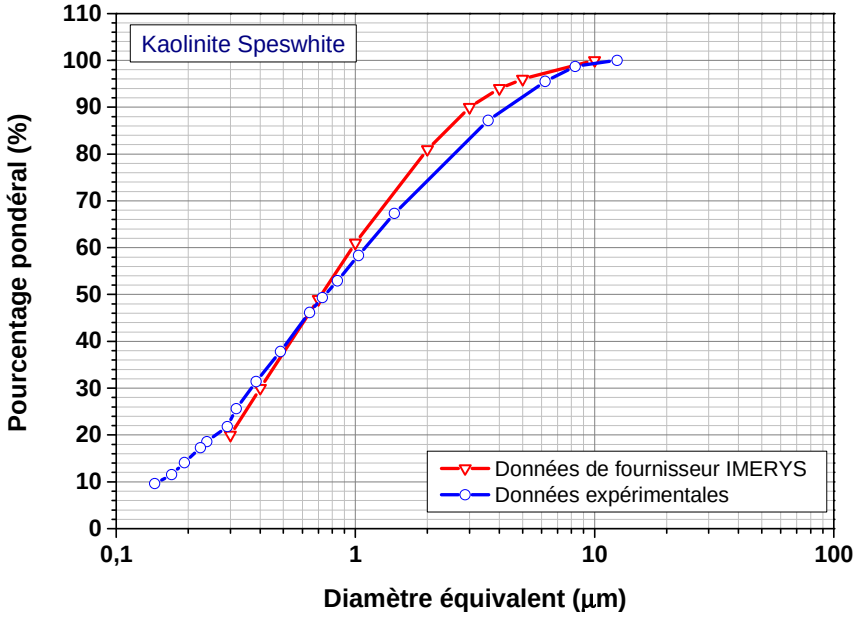


Figure II - 28 - Courbe granulométrique de la kaolinite Speswhite obtenue par sédimentométrie

Tableau II - 3 - Caractéristiques de la kaolinite Speswhite

Minéralogie	Limite de liquidité w_L (%)	Limite de plasticité w_P (%)	Indice de Plasticité I_P (%)	Masse volumique ρ_s(g/cm3)	Pourcentage inférieur à 80 µm (%)
kaolinite	58	28	30	2,64	98

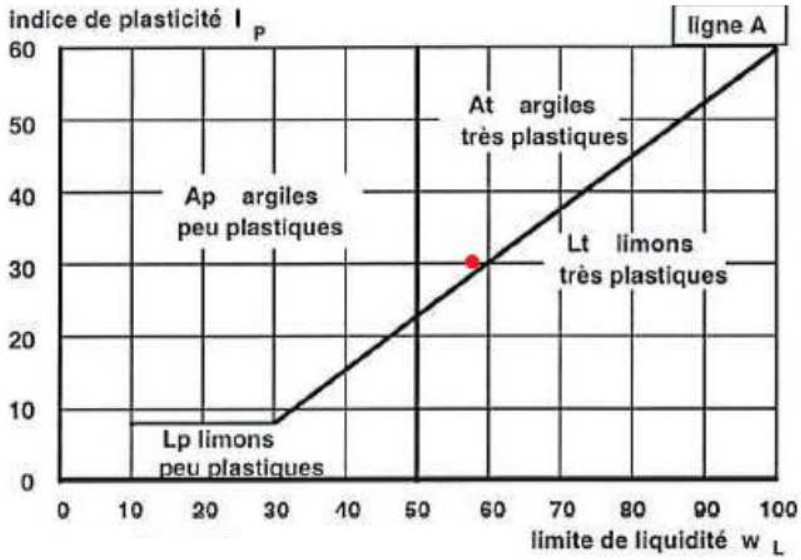


Figure II - 29 - Classification de la kaolinite

II.3.3 Evaluation des propriétés de compressibilité

II.3.3.1 Etude de la compressibilité à l'œdomètre (ϕ 70 mm) et mesure de la perméabilité

L'essai œdométrique a été réalisé pour déterminer les caractéristiques de compressibilité de la kaolinite en termes de C_s et C_c qui permettent de calculer le tassement de consolidation du sol et le coefficient de consolidation verticale c_v pour l'estimation de la durée du tassement. Ces caractéristiques nous permettent, dans un premier temps, d'estimer le temps approximatif de consolidation des massifs d'argile, mais aussi de comparer les résultats obtenus en termes de C_s, C_c et c_v avec ceux obtenus pour le moyen et grand consolidomètre détaillés dans le paragraphe suivant.

L'essai est effectué sous charges statiques constantes selon la norme française P94-090-1. Il s'agit d'un chargement par paliers de contrainte croissants maintenus pendant 24 h. Si la fin de la consolidation n'a pas été atteinte, ce temps d'attente peut être prolongé jusqu'à 72 h. D'un palier à un autre, le chargement est doublé. A la fin de chaque palier, une mesure de la perméabilité à charge variable est faite selon la norme française (P94-512-11). Durant l'essai, la température de la salle d'essai est maintenue constante (≈ 20 °C).

La Figure II - 30 présente la coupe d'une cellule œdométrique ainsi qu'une vue schématique d'un essai de perméabilité à charge variable. La Figure II - 31 présente une vue du dispositif utilisé.

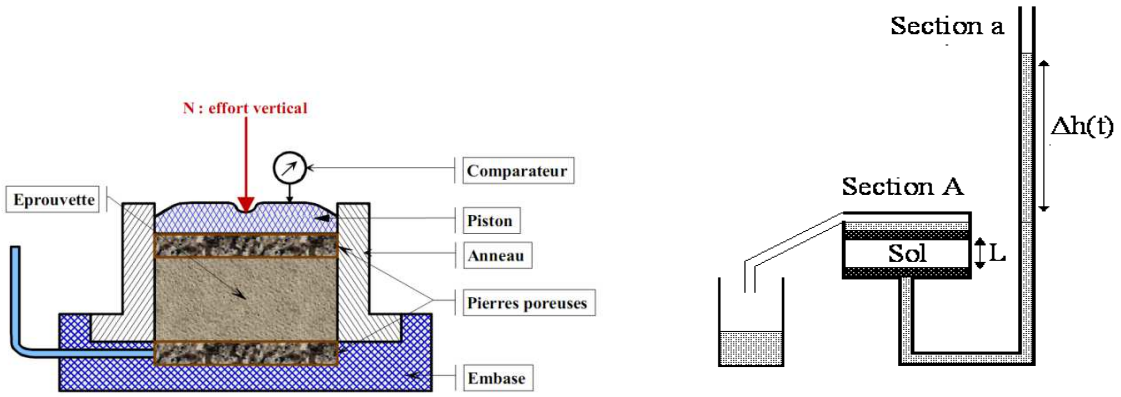


Figure II - 30 - (a) Schéma de principe de l'essai œdométrique ; (b) schéma de principe de l'essai de perméabilité à charge variable

Pour la réalisation de l'essai, on place une boue d'argile à une teneur en eau initiale de 0,87 (1.5 * w_L) dans un moule (h=40mm, ϕ=70 mm) indéformable et on applique sur l'embase de chargement une série de paliers de chargements verticaux correspondants à des contraintes verticales constantes à chaque palier. La dissipation des surpressions interstitielles générées lors de l'application des paliers de chargement dans l'éprouvette est assurée par deux pierres poreuses représentant les couches drainantes du sol. L'œdomètre est équipé d'un comparateur qui permet de mesurer les variations de hauteur de

l'éprouvette au cours du temps. Il s'agit d'un comparateur de 12,5 mm de course, et de 0,001 mm de précision. Il est relié à un ordinateur équipé d'un système d'acquisition qui enregistre les données à intervalles de temps donnés. Cet intervalle peut être modifié au cours de l'essai. Les charges appliquées sont augmentées par paliers jusqu'à 600 kPa. Ensuite, on réalise un déchargement par paliers jusqu'à 25 kPa puis un rechargement par paliers jusqu'à 2300 kPa.

La variation de l'indice des vides, calculée par rapport aux déformations à la fin de chaque palier de chargement (consolidation primaire atteinte), en fonction de la contrainte effective verticale est présentée sur la Figure II - 32, On déduit à partir de cette figure les paramètres de compressibilité suivants :

- L'indice de décompression (ou de gonflement) C_s=0,069
- L'indice de compression C_c=0,41

Figure II - 31 - Vue générale des dispositifs d'essais

L'indice de compression peut aussi être estimé à partir de l'indice de plasticité de l'argile. Wroth *et al.* (1979) ont proposé une relation empirique entre ces deux derniers paramètres. D'après ces auteurs, la compressibilité peut être exprimée par :

$$C_c = 0{,}013 * I_p \qquad \textit{Equation II - 3}$$

Si on estime la valeur de C_c pour notre argile, on obtient une valeur de C_c = 0,39 avec l'indice de plasticité I_p = 30%. Terzaghi and Peck (1967) ont aussi proposé une relation empirique entre l'indice de compressibilité et la limite de liquidité du sol. Cette équation empirique s'écrit :

$$C_c = 0.009\ (w_L - 10) \qquad \textit{Equation II - 4}$$

On peut donc obtenir une valeur de C_c =0,43 à partir de cette équation. La valeur mesurée lors de l'essai œdométrique (C_c =0,41) est comparable aux deux valeurs obtenues à partir des équations empiriques.

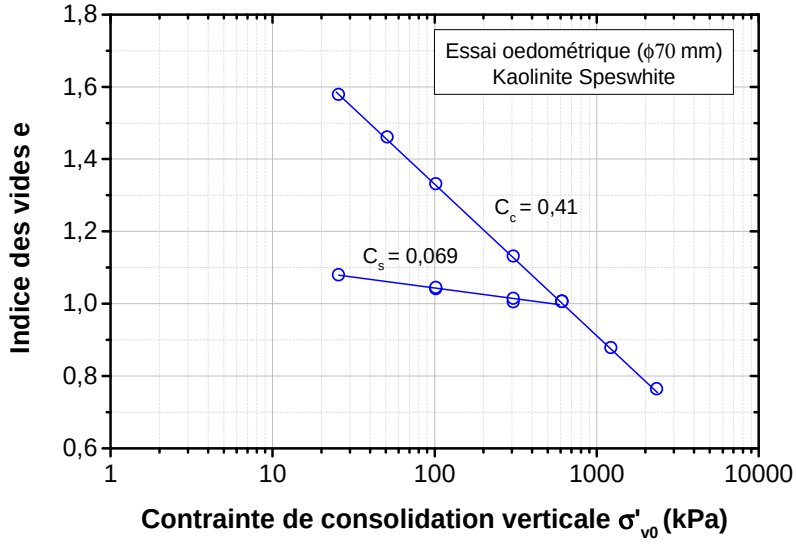


Figure II - 32 - Courbe de compressibilité œdométrique de la kaolinite Speswhite

A partir des courbes de consolidation (s – log t), on détermine le coefficient de consolidation verticale c_v de la kaolinite à 90% de consolidation en fonction du palier de chargement (selon la méthode de Casagrande). Les résultats calculés sont présentés sur la Figure II - 33. On observe une augmentation de la valeur de c_v avec la charge.

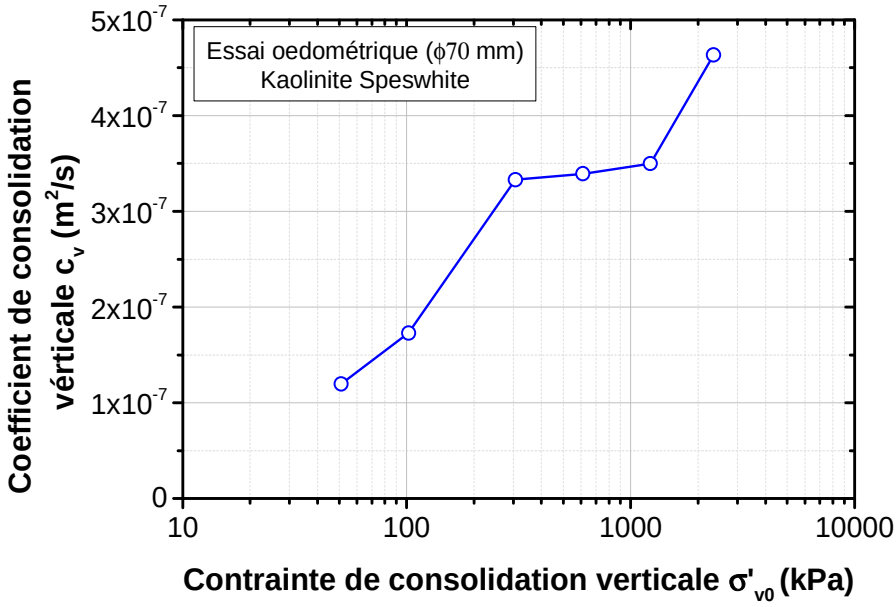


Figure II - 33 - Evolution du coefficient c_v (m^2/s) en fonction de la contrainte de consolidation

En ce qui concerne le coefficient de perméabilité, des mesures à charge variable ont été effectuées à la fin de chaque palier. On mesure le volume d'eau qui s'écoule à travers l'éprouvette, à l'aide de l'eau

contenue dans un long tube gradué de faible section, en fonction du temps. Le coefficient de perméabilité *k* peut être calculé à partir de l'équation suivante :

$$k = \frac{aL}{A}\frac{1}{t_1 - t_0}\ln\left(\frac{\Delta h_0}{\Delta h_1}\right) \qquad \textit{Equation II -5}$$

avec : a : section du tube, L : hauteur de l'éprouvette, A : section de l'éprouvette, t : temps, h : hauteur enregistrée sur le tube.

Les résultats obtenus, pour la perméabilité verticale en fonction de la contrainte de consolidation, sont présentés sur la Figure II - 34. On observe que le coefficient de perméabilité diminue avec l'augmentation de la contrainte ce qui est normal, car l'indice des vides diminue avec l'augmentation de la contrainte de consolidation. Pane et Shiffman (1997) ont établi une relation qui lie l'indice des vides à la perméabilité verticale *k* (m/s) pour la Speswhite, qui s'écrit :

$$\log\left(\frac{e}{1{,}38}\right) = 2{,}27 + 0{,}256\log k \qquad \textit{Equation II - 6}$$

Les valeurs de perméabilité obtenues à partir de cette formule sont aussi présentées sur la Figure II - 34. On observe que les valeurs mesurées sont plus importantes que les valeurs calculées, mais restent assez comparables. On présente sur la Figure II - 35 une vue de l'éprouvette après l'essai œdométrique.

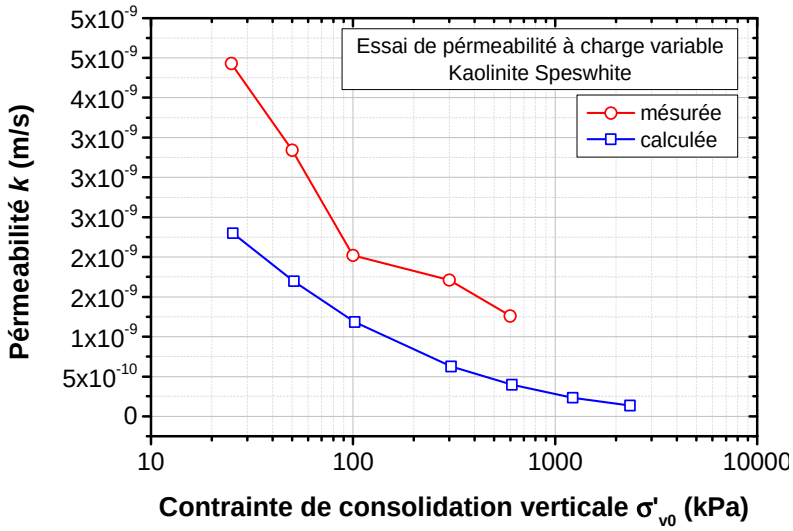


Figure II - 34 - Evolution de la perméabilité en fonction de la contrainte de consolidation

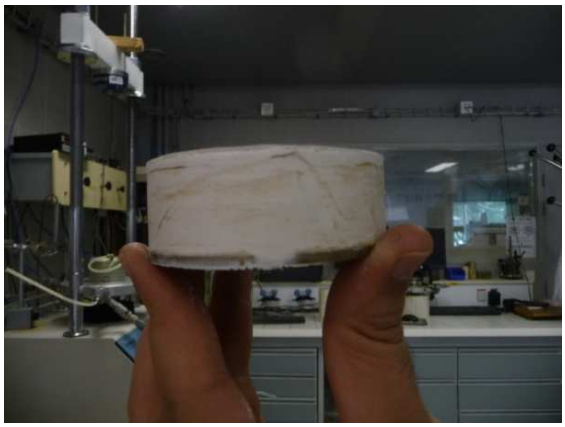


Figure II - 35 - Vue de l'éprouvette après l'essai de compressibilité œdométrique

II.3.3.2 Etude de la compressibilité du matériau au consolidomètre (ϕ 524 mm et ϕ 100 mm)

On présente dans cette partie le suivi de la consolidation durant la préparation des massifs de sols fins. Cette phase d'étude à deux objectifs. Elle permet, d'une part, de vérifier la répétabilité de la procédure de reconstitution des massifs d'argile et, d'autre part, de faire une étude comparative entre les paramètres obtenus à l'œdomètre, et ceux obtenus lors de la consolidation des éprouvettes de 100 mm et des massifs de 524 mm de diamètre. On présente donc dans un premier temps les résultats typiques obtenus pour un massif d'argile représentatif (massif M4), puis on montre la répétabilité de reconstitution des massifs en présentant les résultats obtenus pour cinq autres massifs. On réalise dans un second temps une comparaison entre les courbes de consolidation obtenues pour l'essai œdométrique et celles correspondant aux massifs d'argile de 524 mm de diamètre et aux éprouvettes de 100 mm de diamètre. Ces dernières ont été consolidées dans un consolidomètre de taille moyenne, de 100 mm de diamètre et de 200 mm de hauteur, et sont testées par la suite à l'appareil triaxial pour étudier le comportement au cisaillement non drainé de la kaolinite.

Les massifs d'argile ont été reconstitués à partir d'une boue d'argile avec une teneur en eau initiale de 0,87 (1,5* w_L) et consolidés dans le consolidomètre ϕ 524mm. Pour la préparation des éprouvettes en ϕ100 mm, la même procédure (détaillée dans la partie II.2.1.1) a été respectée, mais à une échelle plus petite. Cela permet de faire des études comparatives entre des éprouvettes de différents diamètres.

On présente sur la Figure II – 36 les résultats typiques de tassement obtenus pour le grand massif en fonction du temps. Ce massif (massif M4) est reconstitué en une seule couche par application de paliers de chargement successifs de : 5, 15, 45 et 125 kPa. Comme cela a été décrit précédemment, les drainages horizontal et vertical sont ouverts pendant la consolidation afin d'accélérer la dissipation des surpressions interstitielles et ainsi diminuer le temps de consolidation. La variation de hauteur de l'éprouvette est mesurée pendant l'essai en fonction de la durée d'application de la charge. On peut alors calculer, à partir de ces courbes, le coefficient de consolidation verticale c_v. Ce dernier est détérminé à

partir de la courbe de consolidation (s – log (t)) ou (Δh – log (t)) avec : s (ou Δh) tassement du massif sous une charge donnée. La valeur de c_v calculée à partir de la méthode de Casagrande pour le dernier palier (σ'_{v0} =125 kPa) est de c_v= 8,70 * 10^{-7} m^2/sec.

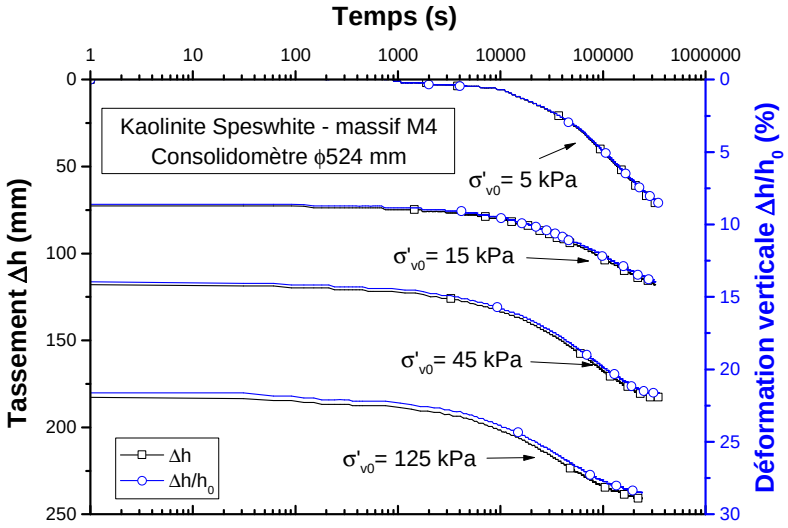


Figure II - 36 - Courbes de tassement en fonction du temps

On présente sur la Figure II - 37 la courbe de compressibilité (e – log σ'_{v0}) de la kaolinite Speswhite représentant la variation de l'indice des vides en fonction du logarithme décimal de la contrainte de consolidation verticale. Faute de temps, on n'a pas pu décharger le massif par paliers afin de déterminer la variation d'indice des vides lors du déchargement et ainsi déduire la pente C_s. On constate alors, à partir de la Figure II - 37, que la valeur approchée de l'indice de compression C_c est égale à 0,46. Cette valeur est légèrement supérieure à la valeur obtenue à partir de l'essai œdométrique et les résultats obtenus à partir des équations empiriques. Il est important de noter que, dans le cas de nos massifs, on a augmenté la charge, pour les premiers paliers avant la fin de la consolidation totale ce qui donne une pente plus importante de C_c.

Afin de montrer la répétabilité des massifs reconstitués, on présente sur la Figure II - 38 les courbes de compressibilité correspondant aux six premiers massifs. On observe une bonne répétabilité en terme d'indice des vides surtout lors des derniers paliers pour lesquels on a atteint au moins 95 % de la consolidation primaire.

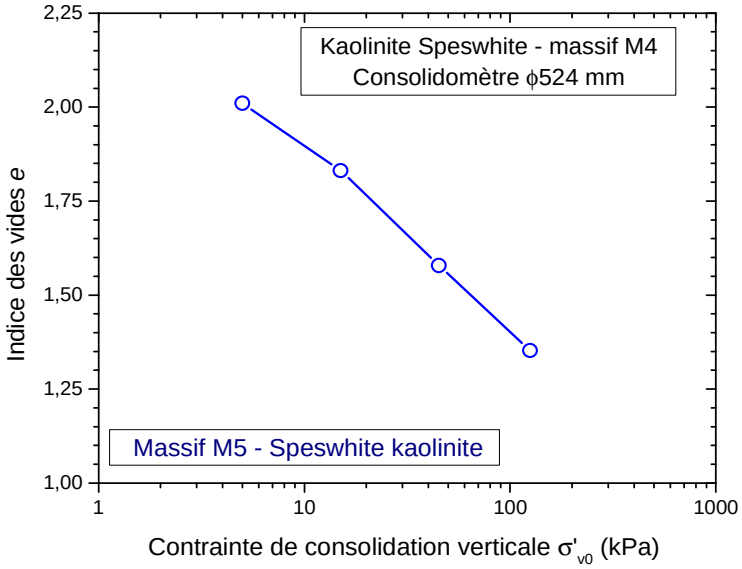


Figure II - 37 - Courbes de compressibilité (e – log σ'$_{v0}$) pour le massif M4

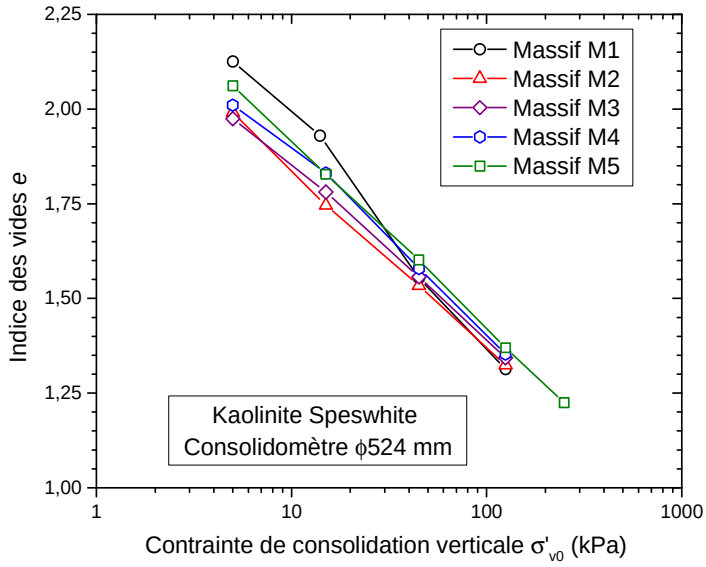


Figure II - 38 - Synthèse des courbes de compressibilité pour les massifs de 524 mm de diamètre

Enfin, pour valider la procédure de reconstitution des massifs, on a réalisé une comparaison entre les courbes de consolidation obtenues pour les massifs d'argile de 524 mm de diamètre et celles obtenues pour les éprouvettes de 100 mm de diamètre et l'éprouvette œdométrique (Figure II – 39). La procédure de préparation de l'éprouvette de 100 mm de diamètre est détaillée dans la partie II.3.5.2. On observe un bon accord entre les résultats obtenus pour les deux consolidomètres (moyenne et grande taille). On observe que la courbe de compressibilité à l'œdomètre est légèrement au-dessous des deux autres courbes. A partir de ces résultats, on a déduit différents paramètres qui sont récapitulés dans le Tableau II - 4. On peut alors valider la répétabilité de reconstitution des massifs dans cette partie.

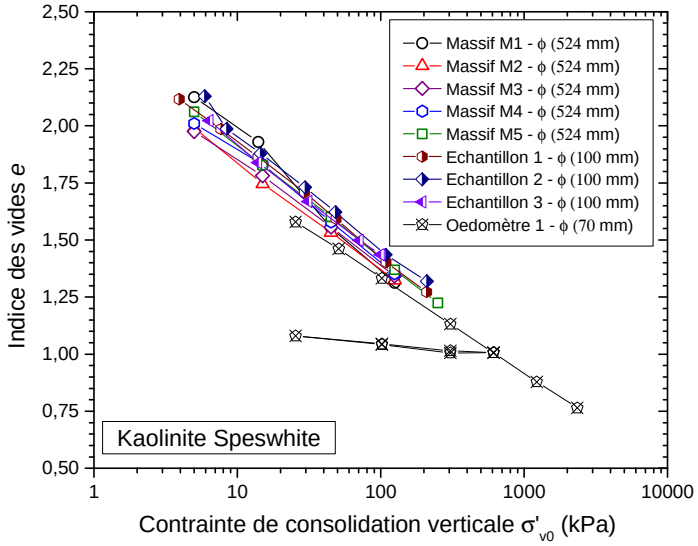


Figure II - 39 - Comparaison entre les massifs (ϕ 524 mm) et les éprouvettes (ϕ 100 mm)

Tableau II - 4 – Synthèse de l'étude de compressibilité

Massif	**w**	**σ'$_{v,f}$ (kPa)**	**e_0**	**e_f**	***C_c***	***C_s***	***c_v**** **(m²/sec)**
M1	1,56 * w_L	125	2,38	1,31	0,50	-	3,29*10^{-7}
M2	1,50 * w_L	125	2,30	1,32	0,41	-	7,91*10^{-7}
M3	1,50 * w_L	125	2,30	1,34	0,45	-	7,92 * 10^{-7}
M4	1,50 * w_L	125	2,29	1,35	0,46	-	8,70*10^{-7}
M5	1,50 * w_L	250	2,30	1,22	0,47	-	8,18*10^{-7}
Éprouvette 1	1,50 * w_L	258	2,33	1,27	0,46	-	8,40*10^{-7}
Éprouvette 2	1,70 * w_L	210	2,47	1,31	0,40	-	5,55*10^{-7}
Éprouvette 3	1,50 * w_L	100	2,30	1,43	0,42	0,039	4,54*10^{-7}
Œdomètre	1,50 * w_L	2350	2,20	1,43	0,41	0,069	1,73*10^{-7}

*** valeur approchée ; ** calculée pour le palier de 125 kPa pour les massifs M1 à M5, et pour le palier 100 kPa pour les éprouvettes de 100 mm et 70 mm**

II.3.4 Homogénéité des massifs (ϕ 524 mm)

Après avoir présenté la répétabilité de reconstitution des massifs à partir des courbes de compressibilité, il est aussi important de vérifier l'homogénéité des massifs eux-mêmes. Pour cela, on prend sur chaque

massif, neuf mesures de la teneur en eau à différentes positions dans le massif directement après le démontage de l'essai. Pour les sols saturés, cette mesure de teneur en eau est représentative de l'indice des vides du matériau. On présente sur la Figure II - 40 les résultats correspondant au massif M4. On constate une bonne homogénéité de la teneur en eau dans le massif avec une valeur moyenne de 49,7 % avec 1% d'écart type. En ce qui concerne les autres massifs, on a obtenu une valeur moyenne, pour les quatre autres massifs comparables qui sont consolidés à 125 kPa, de la teneur en eau de 50,1 % avec 1,2 % d'écart type. Ces résultats permettent alors de conclure à une bonne homogénéité des massifs.

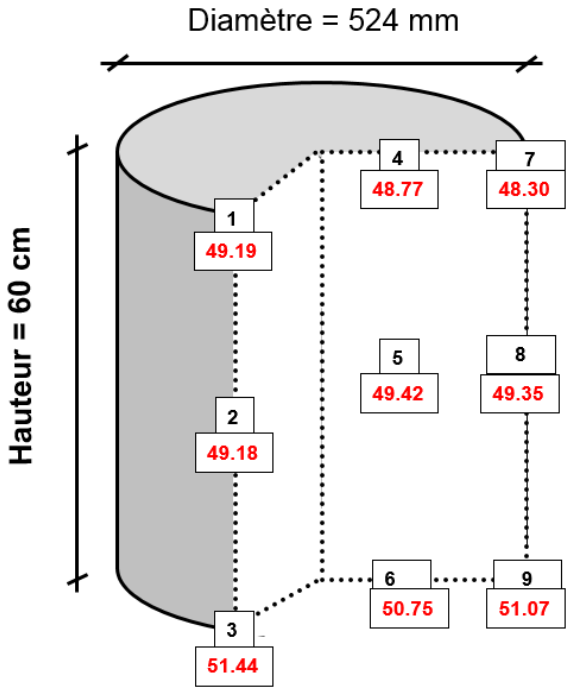


Figure II - 40 – Evaluation de l'homogénéité du matériau pour le massif M4 à partir des mesures de la teneur en eau

II.3.5 Etude du comportement en cisaillement de la kaolinite à l'appareil triaxial

Cette partie est consacrée à la caractérisation des propriétés de cisaillement du matériau étudiées à l'appareil triaxial. Il s'agit de réaliser des essais triaxiaux classiques non drainés pour l'identification des caractéristiques de rupture en termes d'angle de frottement interne ϕ' et de cohésion apparente c' de la kaolinite.

II.3.5 .1 Dispositif d'essai

Pour la réalisation de ces essais, on a utilisé un dispositif triaxial classique de taille moyenne (éprouvette de 100 mm de diamètre) qui permet de réaliser des essais à déplacement contrôlé. Le dispositif est composé des éléments suivants :

- une cellule triaxiale placée sur une presse mécanique, de marque TRI-SCAN de 50 kN dont le plateau peut être piloté en déplacement;
- un dispositif de désaération d'eau ;
- des cellules air/eau pour l'application des pressions (confinement et contre-pression) ;
- deux capteurs de force : un interne et un externe. On utilise pour nos essais le capteur de force interne de marque GDS et d'une capacité de 32 kN;
- un capteur de déplacement de type LVDT pour la mesure du déplacement axial (gamme de mesure de 40 mm) ;
- trois capteurs de pression : pression de cellule, pressions interstitielles haute et basse ;
- un système d'acquisition et de traitement des données, développé sous Labview.

La Figure II - 41 présente une vue de la cellule avec ses dispositifs annexes.

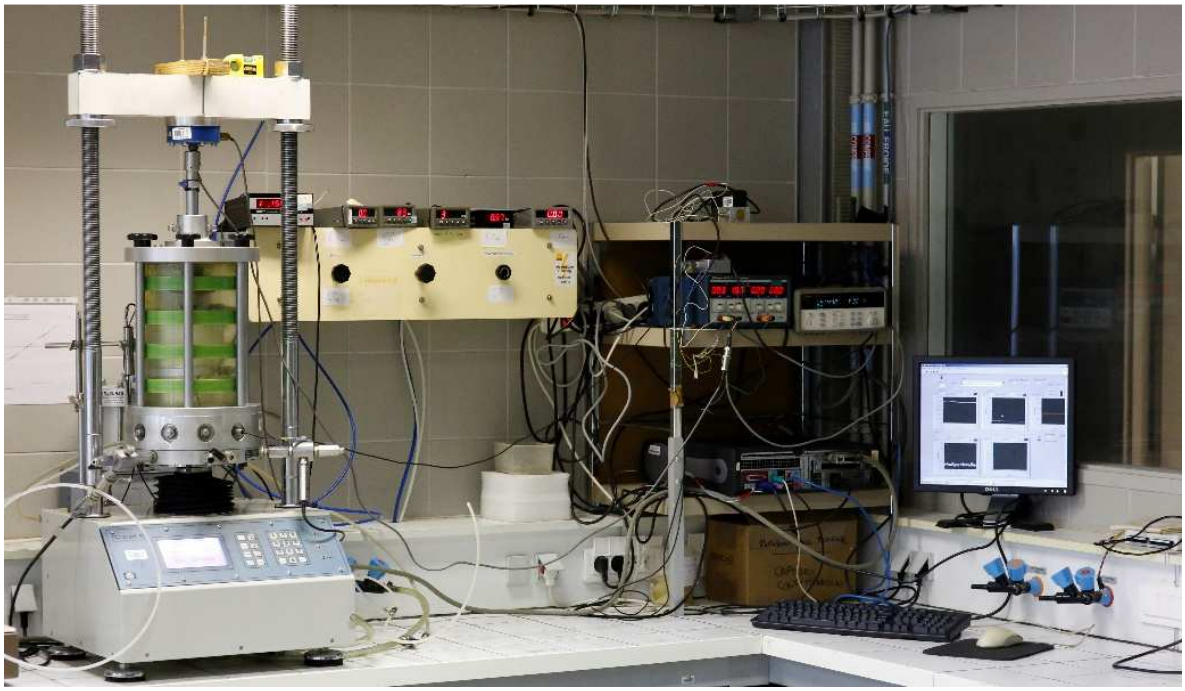


Figure II - 41 - Dispositif d'essai triaxial (ϕ 100 mm)

Les essais sont réalisés sur des éprouvettes de diamètre 100 mm et de hauteur 200 mm. Ces éprouvettes ont été préparées de la même manière que celles obtenues avec le grand consolidomètre (II.2.1.1).

II.3.5.2 Procédure expérimentale

On a adopté une procédure spécifique pour la préparation des éprouvettes qui est analogue à celle utilisée pour la préparation des massifs d'argile. Le reste de la procédure (la saturation, la consolidation et le

cisaillement) est conforme à la procédure classique et aux normes NF P 94-074. Les essais réalisés sont de type consolidé non drainé avec mesure de la pression interstitielle (CU+u).

Toutes les éprouvettes ont été préparées par consolidation à partir d'une boue de kaolinite préparée à une teneur en eau de (1,5*w_L). Les étapes de préparation de la boue sont similaires à celles décrites dans le paragraphe II.2.1.1 sauf que, ici, on utilise un petit consolidomètre pour la reconstitution des éprouvettes. Une fois préparée, la boue d'argile est versée soigneusement dans un consolidomètre de 100 mm de diamètre et 300 mm de hauteur. La boue d'argile est ensuite consolidée par paliers de chargement successifs (en condition K_0) jusqu'à la contrainte de consolidation verticale visée. Pendant la consolidation, le déplacement de la tête de l'éprouvette est mesuré à l'aide d'un comparateur de déplacement. On peut alors suivre précisément la consolidation de l'éprouvette et ainsi déduire les courbes de consolidation. Le suivi de la consolidation est présenté dans la partie II.3.3.2.

La contrainte de consolidation verticale finale appliquée sur l'éprouvette dans le consolidomètre est légèrement plus faible que celle appliquée dans la cellule triaxiale. On satisfait alors l'hypothèse d'un sol normalement consolidé. Cette procédure permet la reconstitution d'éprouvettes saturées qui peuvent être utilisées pour réaliser les essais triaxiaux. Une fois la consolidation terminée, on suit les étapes suivantes :

- extrusion de l'éprouvette du consolidomètre ;
- mise en place de l'éprouvette sur l'embase inférieure et mise en place de la membrane en latex ;
- prise de dimensions exactes du diamètre et de la hauteur finale de l'éprouvette ;
- application de la contrainte de consolidation isotrope ;
- vérification de la saturation de l'éprouvette et application de la contre-pression permettant d'avoir un coefficient de Skempton B>98 %. ;
- cisaillement triaxial avec mesure de la pression interstitielle (CU+u) à déformation contrôlée (0,02 %/min).

On présente sur la Figure II - 42, les différentes étapes de la réalisation de l'essai triaxial.

Figure II - 42 - Différentes étapes de l'essai triaxial : (a) mise en place de la boue de kaolinite dans le consolidomètre ; (b) consolidation ; (c) extrusion de l'éprouvette ; (d) mise en place de l'éprouvette sur l'embase inférieure ; (e) mise en place de la membrane (f) phase de cisaillement

II.3.5.3 Programme d'essais

Les essais sont réalisés sur trois éprouvettes sous trois contraintes de consolidation différentes (σ_c'=90, 180 et 290 kPa). Le Tableau II - 5 récapitule les caractéristiques des essais réalisés. Ces contraintes ont été choisies pour quantifier l'influence de la contrainte de consolidation sur le comportement observé. Faute de temps, on n'a pas pu réaliser d'essais de répétabilité.

Tableau II - 5 - Programme des essais triaxiaux sur la kaolinite Speswhite

Code d'essai	Type of test	σ'_c (kPa)	u_0 (kPa)	$\acute{\varepsilon}_a$ (% /mn)	B (%)
TM1	CU + u	90	200	0.03	95
TM2	CU + u	180	200	0.03	95
TM3	CU + u	280	200	0.03	95

σ'_c : contrainte de consolidation isotrope ; u_0 : contre-pression ; $\acute{\varepsilon}_a$: vitesse de cisaillement ; B : coefficient de Skempton

II.3.5.4 Résultats obtenus

Les Figure II - 43 présente une vue des éprouvettes de kaolinite après un essai de cisaillement triaxial, où la surface de rupture est bien nette.

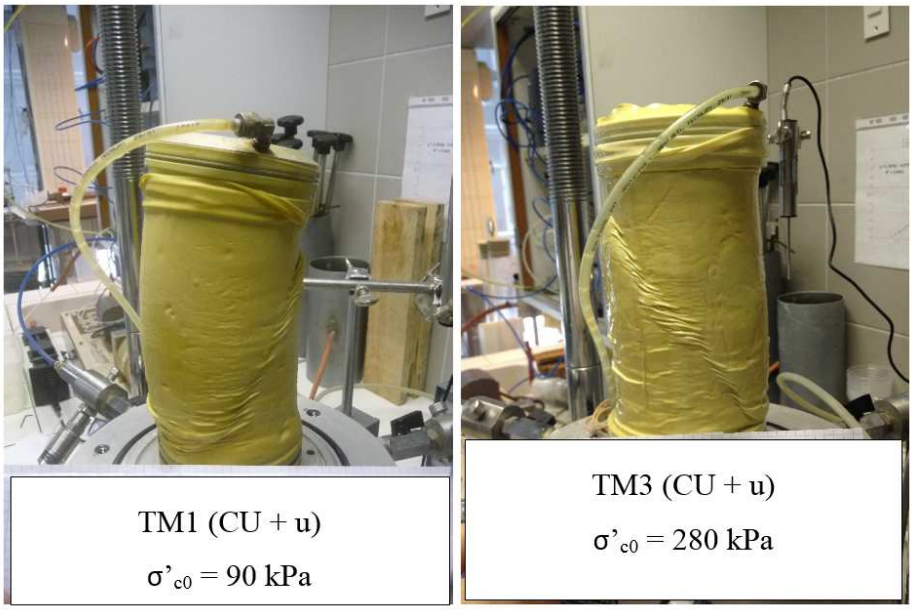


Figure II - 43 - Vue des éprouvettes après l'essai : (a) TM1 ; (b) TM3

On présente sur les Figure II - 44 (a) et (b) successivement l'évolution du déviateur de contrainte et de la surpression interstitielle en fonction de la déformation axiale et ceci pour les trois contraintes de consolidation mises en œuvre (σ'_c= 90, 180 et 290 kPa). En termes de déviateur de contrainte, on remarque, pour les trois essais, une augmentation rapide pour atteindre un palier avec une diminution, sauf pour TM1 à 90 kPa, à grande déformation. La valeur maximale atteinte est quasi proportionnelle à la contrainte de consolidation. Le déviateur maximal atteint pour les essais TM1, TM2, TM3 est respectivement de 53, 104 et 132 kPa. En terme de surpression interstitielle, on observe les mêmes évolutions, à savoir une augmentation initiale rapide suivie d'une stabilisation jusqu'à la fin d'essai.

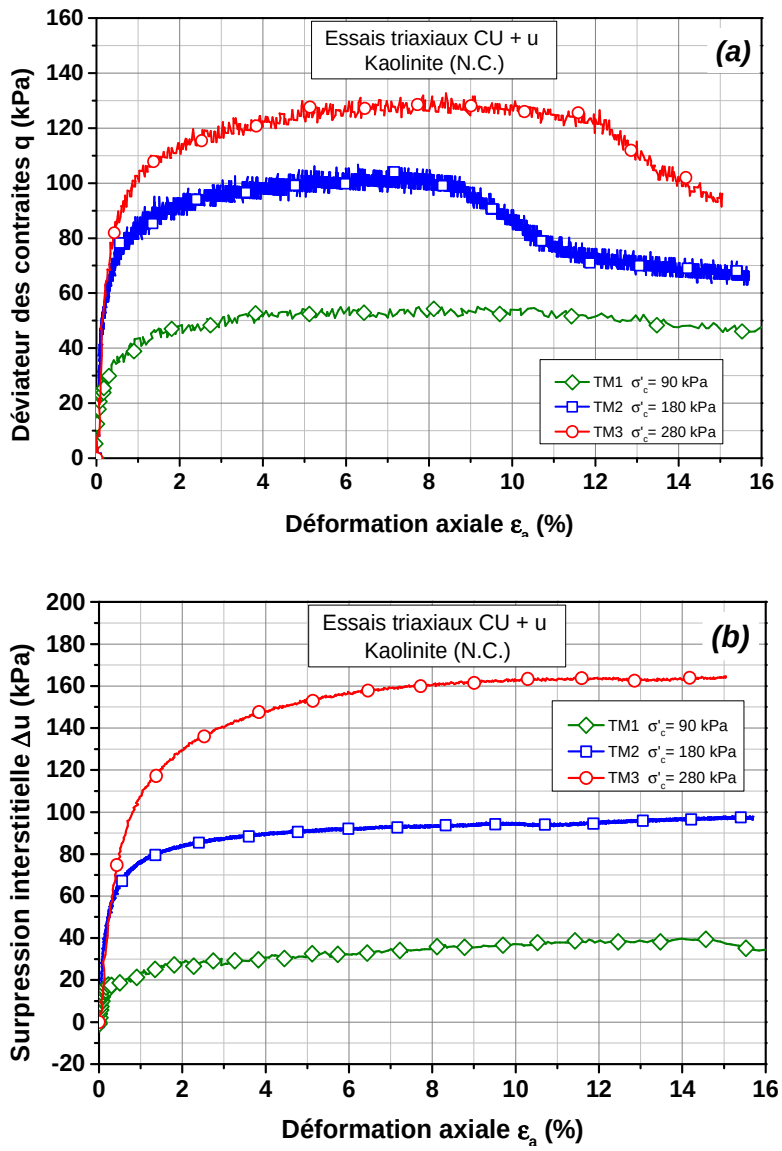


Figure II - 44 - Résultats des essais CU + u obtenus pour TM1, TM2 et TM3 : (a) déviateur des contraintes ; (b) Evolution des surpressions interstitielles

En terme de chemins des contraintes (plan de Cambridge *q-p'*), une bonne cohérence est observée entre les trois essais (Figure II - 45). Le chemin des contraintes effectives évolue pour rejoindre l'enveloppe de rupture de Mohr-Coulomb. Les résultats donnent une valeur moyenne de l'angle de frottement interne ϕ' d'environ 21° (ce qui paraît un peu faible), et une cohésion apparente *c'* d'environ 5 kPa.

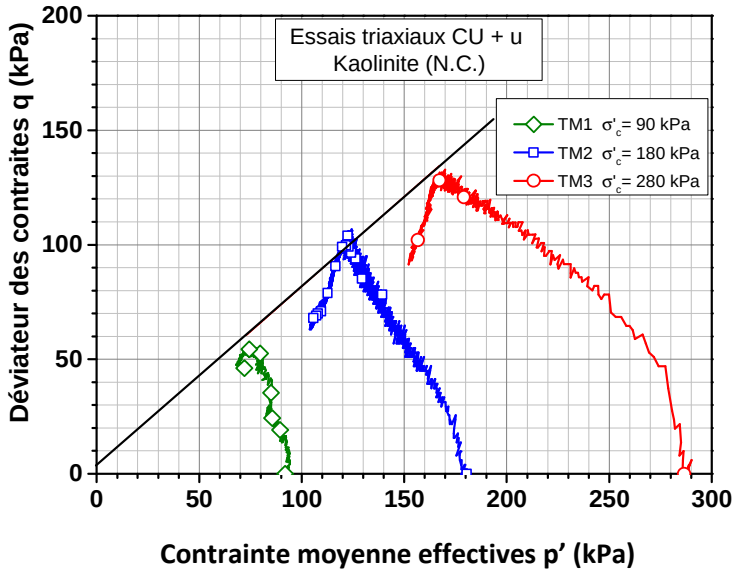


Figure II - 45 - Résultats des essais CU + u obtenus pour TM1, TM2 et TM3 dans le plan (q-p')

La Figure II - 46 montre l'évolution de la résistance au cisaillement non drainé (appelée aussi "cohésion non drainée") pour les trois essais réalisés. On observe une évolution quasi linéaire de c_u avec le niveau de consolidation.

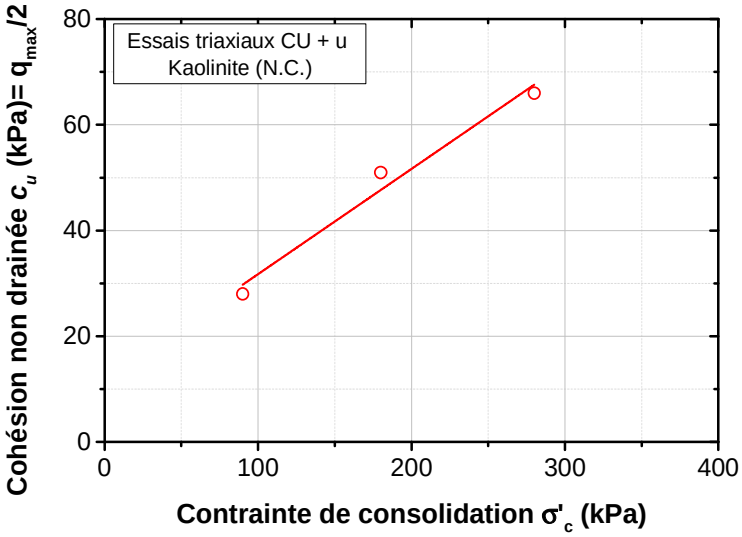


Figure II - 46 - Evolution de la résistance au cisaillement non drainé c_u en fonction de la contrainte de consolidation

II.4 CONCLUSIONS

Dans ce chapitre, on a présenté les dispositifs expérimentaux utilisés dans le cadre de ce travail. On a utilisé, pour la réalisation des essais de modélisation physique, la chambre d'étalonnage de l'équipe Géotechnique du laboratoire Navier. On a donc présenté les principales caractéristiques de ce dispositif. On a aussi mis l'accent sur les dispositifs d'installation et de chargement, les systèmes de pressurisation horizontale et verticale ainsi que le système d'acquisition des données (un châssis PXI de National Instruments équipé de deux cartes d'acquisition spécifiques) qui permet d'enregistrer simultanément les données sur plusieurs voies de mesure à une fréquence de balayage qui peut atteindre 100 kHz.

En ce qui concerne la reconstitution des massifs de sols fins homogènes et répétables, des développements significatifs ont été réalisés dans le cadre de cette thèse et a conduit à la mise en œuvre d'un nouveau dispositif de reconstitution des massifs de sols fins de grande taille (consolidomètre). Le consolidomètre développé permet, par consolidation d'une boue d'argile, de reconstituer des massifs de sols fins saturés. On a en particulier présenté en détail la procédure développée pour la reconstitution des massifs de sols fins et la réalisation de divers essais.

On a présenté les caractéristiques de la sonde-pieu instrumentée ainsi que du piézocône qui ont été utilisés dans le cadre de ce travail. La sonde-pieu permet de réaliser une mesure découplée de la résistance en pointe et du frottement local. Elle a été développée dans le cadre de la thèse de Le Thiet (2005). Le piézocône utilisé permet, quant à lui, de réaliser des mesures de la pression interstitielle proche de l'interface au cours des essais, et en parallèle, des mesures de la résistance en pointe et du frottement local.

Dans la dernière partie, on a présenté les essais de caractérisation de la kaolinite à partir d'essais classiques de la mécanique des sols. Ces essais s'avèrent, d'une part, indispensables pour la reconnaissance de l'argile, et d'autre part pour maîtriser la préparation des massifs et valider la procédure de reconstitution des grands massifs d'argile.

CHAPITRE III - PRESENTATION D'ESSAIS TYPIQUES

L'objectif de ce chapitre est de présenter les résultats d'essais typiques réalisés à partir de la sonde-pieu installée dans un massif d'argile, pour lesquels on détaillera le comportement observé lors des différentes phases de chargement telles que l'installation par fonçage, les essais de chargement statique initiaux, l'essai de chargement cyclique à déplacement contrôlé, et enfin les essais de chargement statique finaux. Afin de valider la procédure expérimentale, on présente également les résultats obtenus sur deux massifs identiques (essais de répétabilité). L'effet des paramètres cités ci-dessus sera abordé dans le chapitre suivant.

III.1 RAPPEL DU PROTOCOLE EXPERIMENTAL

Après l'installation de la sonde par fonçage, à une vitesse de 1 mm/s, on procède aux phases successives de chargements statiques et cycliques. Le choix de chaque phase de chargement sera donné plus loin. On présente sur la Figure III - 1, de manière schématique, les différentes phases typiques réalisées sur le massif M4.

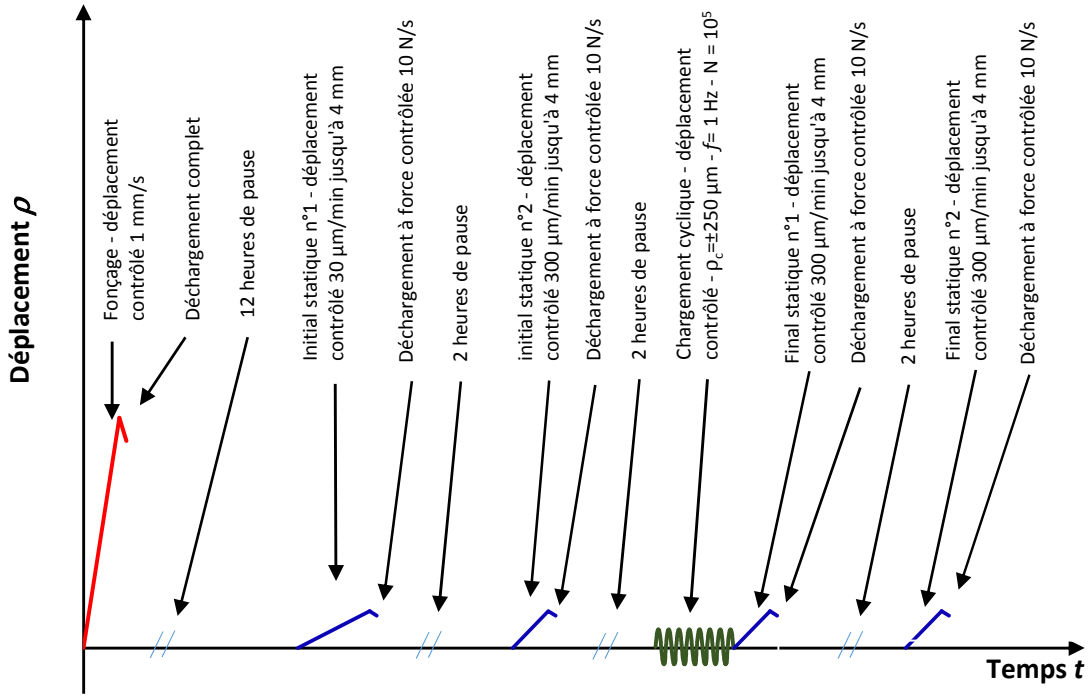


Figure III - 1 - Représentation schématique du programme expérimental réalisé sur le massif M4

III.2 PRESENTATION DE L'ESSAI TYPIQUE

III.2.1 Caractéristiques du massif

On va décrire l'essai réalisé dans le massif d'argile identifié massif M4. Les contraintes effectives de consolidation verticale (σ'_{v0}) et horizontale (σ'_{h0}) sont respectivement 125 kPa et 72 kPa. L'état final de consolidation a été appliqué en quatre étapes, correspondant à 5, 15, 45, et 125 kPa. Les courbes typiques du tassement pour ce massif en fonction du temps sont présentées sur la Figure II – 36. On présente les résultats obtenus au cours des différentes phases de l'essai en termes de force en tête, de frottement local et de résistance en pointe.

III.2.2 Phase d'installation par fonçage

L'installation de la sonde été réalisée par fonçage à une vitesse constante V_f de 1 mm/s jusqu'à une profondeur de 460 mm, correspondant à une position du manchon du frottement à peu près au centre du massif. Ce processus d'installation est représentatif de celui des pieux refoulants. On présente les résultats obtenus pendant cette phase de fonçage en termes de charge en tête, de résistance en pointe et de frottement latéral en fonction de l'enfoncement de la sonde (Figure III - 2).

La Figure III - 2(a) présente l'évolution de la résistance en pointe. On observe une mobilisation rapide jusqu'à environ 50 mm, suivie d'une phase d'accroissement plus lent et finalement d'une stabilisation jusqu'à la fin du fonçage (460 mm). Cette stabilisation (plateau) de la résistance en pointe au cours de l'enfoncement permet de vérifier la bonne homogénéité du massif. Comme celle-ci a été validée dans le chapitre précédent à partir de la mesure de l'indice des vides et des courbes de consolidation, les résultats de la résistance en pointe confirment bien la validité de l'hypothèse d'une tranche de sol homogène simulant une portion de massif.

La Figure III - 2 (b) montre l'évolution du frottement local au cours du fonçage du pieu. La valeur du frottement local reste nulle jusqu'à un enfoncement de la tête du pieu de 240 mm, car le frottement local est calculé à partir de la surface latérale du manchon du frottement et jusqu'à cette profondeur le manchon de frottement est à l'extérieur du massif. Une fois que le manchon de frottement est dans le massif, la valeur du frottement augmente progressivement jusqu'à la fin du fonçage (460 mm) et atteint une valeur de 10 kPa.

S'agissant de la force en tête au cours du fonçage (Figure III - 2(c)), on remarque une phase initiale de mobilisation rapide de l'effort jusqu'à 50 mm (due essentiellement à la mobilisation rapide de la résistance en pointe lors de la phase initiale de fonçage (Figure III - 2(a)), suivie d'une deuxième phase à un taux d'augmentation plus faible. Cette deuxième phase est due uniquement à l'augmentation régulière et progressive du frottement local (Figure III - 2 (b)) et à l'accroissement de la surface de frottement dans le massif.

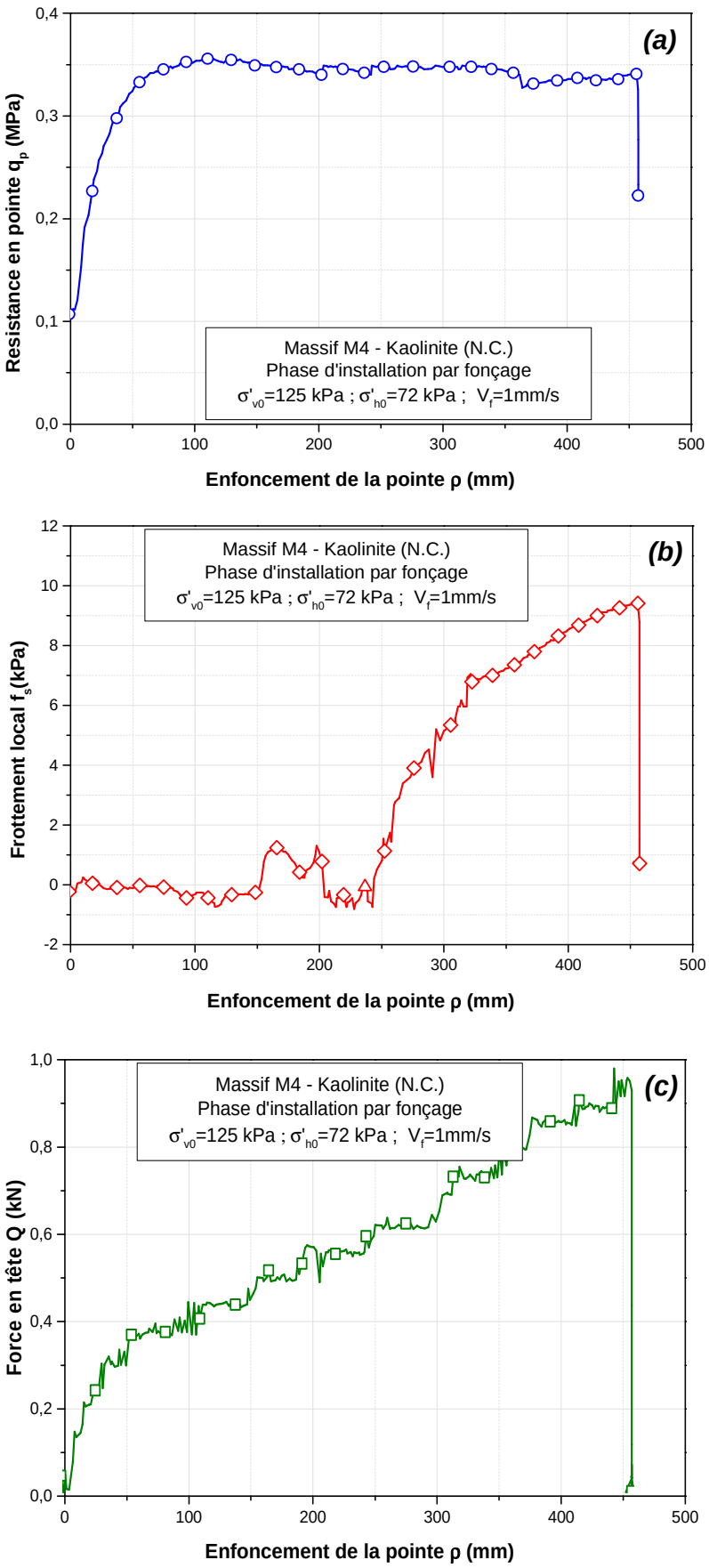


Figure III - 2 - Courbes de fonçage : (a) résistance en pointe ; (b) frottement local ; (c) force en tête

III.2.3 Phase de chargement monotone initial

Une fois la phase d'installation de la sonde par fonçage terminée, celle-ci est laissée au repos pendant au moins 12 heures. Ce temps de repos a été choisi pour s'assurer de la dissipation totale des surpressions interstitielles générées pendant la phase d'installation. La sonde est ensuite chargée à déplacement contrôlé jusqu'à la rupture afin d'obtenir les caractéristiques de rupture en frottement et en pointe. On présente ci-dessous les résultats des essais de chargement monotones initiaux. Les deux essais de chargement initiaux sont réalisés jusqu'à un déplacement de 4 mm (10 % du diamètre), la vitesse de changement est de V_{stat}= 30 µm/min pour l'essai 1 et V_{stat}= 300 µm/min pour l'essai 2, avec une pause de deux heures entre les deux essais. Ces deux valeurs de vitesse de chargement ont été choisies pour étudier l'influence de la vitesse de chargement sur la valeur du frottement local mobilisé. A la fin de chaque essai monotone, on effectue un déchargement à force contrôlée (10 N/s). La Figure III - 3 montre les résultats obtenus en termes de résistance en pointe q_p, de frottement local unitaire f_s et de charge globale en tête Q.

Frottement local

On peut remarquer que le comportement de l'interface en terme de frottement local unitaire se compose de trois phases différentes (Figure III - 3 (b)) :

- Une première phase quasi-linéaire où l'on observe une augmentation très rapide du frottement à l'interface sol-pieu jusqu'à environ 12 kPa pour un enfoncement ρ= 50 µm (0,001d). Cette première phase correspond à une réponse de type élastique Figure III - 4 ;
- une deuxième phase non-linéaire d'accroissement plus lent rendant compte d'une plastification progressive ;
- une troisième phase où l'on observe une stabilisation de la valeur du frottement jusqu'à la fin de l'essai. La valeur limite de frottement maximal à la rupture atteint environ 17 kPa pour un enfoncement ρ_f = 250 µm d'enfoncement (0,007d).

La phase de déchargement, réalisée à force contrôlée, commence dès que le déplacement a atteint une valeur de 4 mm (≈ 10 % du diamètre de la sonde).
Le déplacement nécessaire pour atteindre la rupture ρ_f varie entre 0,7 % à 1,0 % du diamètre de la sonde. Dans tous les essais monotones initiaux, la valeur du frottement reste constante après avoir atteint la rupture. On peut observer, dans la littérature, que d'autres auteurs ont également observé ce plateau pour les sondes-pieux métalliques installées dans des massifs de sable (Le Kouby, 2003), les colonnes en *soil-mix* installées dans des massifs de sol fin reconstitué du type limon (Le, 2014) et les modèles de pieu installés dans des massifs d'argile reconstitués du type kaolinite Hydrite PX (Mochtar and Edil, 1988).

La rupture de l'interface sol-pieu est causée, après le pic, par le glissement du pieu jusqu'à la fin du chargement. Les résultats indiquent qu'un faible déplacement de la sonde-pieu est nécessaire pour mobiliser et atteindre le frottement maximal et la rupture de ce dernier. On peut trouver dans la littérature des résultats similaires concernant le déplacement nécessaire pour mobiliser la totalité de la valeur du frottement des modèles de pieux à faible diamètre installés dans différents types de sols. On peut donner à titre d'exemple les résultats obtenus par Mochtar and Edil (1988). Ces auteurs ont réalisé des essais de chargement monotone sur un pieu métallique de 27 mm de diamètre, installé dans un massif d'argile de 143 mm de diamètre, dans une chambre d'étalonnage. Ces auteurs ont observé que le déplacement nécessaire pour atteindre la rupture variait de 0,03 à 0,2 mm, correspondant à 0,1% et 0,7% du diamètre du modèle. D'après ces auteurs, le déplacement nécessaire pour atteindre la rupture, ρ_f, dépend de la longueur de contact sol-pieu et de la compressibilité du sol autour du pieu.

La deuxième phase de chargement monotone est quasi identique à la première (vitesse plus rapide), avec une rampe en déplacement jusqu'à 4 mm puis un déchargement final. Toujours en terme de frottement, on observe une réponse similaire à celle observée lors du premier chargement avec une mobilisation rapide initiale suivie d'un accroissement moins important, et finalement une stabilisation de celui-ci après la rupture. Il est intéressant de noter qu'on n'observe pas d'effet significatif de la vitesse de chargement sur le frottement local. Cela peut être expliqué par le fait que ces deux vitesses de chargement sont relativement lentes pour générer une surpression interstitielle significative qui pourrait diminuer la contrainte normale effective à l'interface.

Résistance en pointe

En ce qui concerne la résistance en pointe (Figure III - 3 (a)), pour l'essai 1 à 30 µm/min, après une phase initiale de mobilisation rapide, la résistance en pointe continue à augmenter progressivement jusqu'à la fin de l'essai. Pour l'essai 2 à 300 µm/min, une mobilisation plus rapide est observée, suivie d'une stabilisation jusqu'à la fin d'essai. Il est intéressant de noter que la valeur finale obtenue est de l'ordre de 0,45 MPa pour les deux essais.

Les réponses locales sont bien confirmées par la réponse globale de la force en tête. On peut conclure que les caractéristiques de rupture en frottement et en pointe ne dépendent pas de la vitesse (dans la gamme étudiée) et que le premier chargement monotone n'influence pas le deuxième chargement.

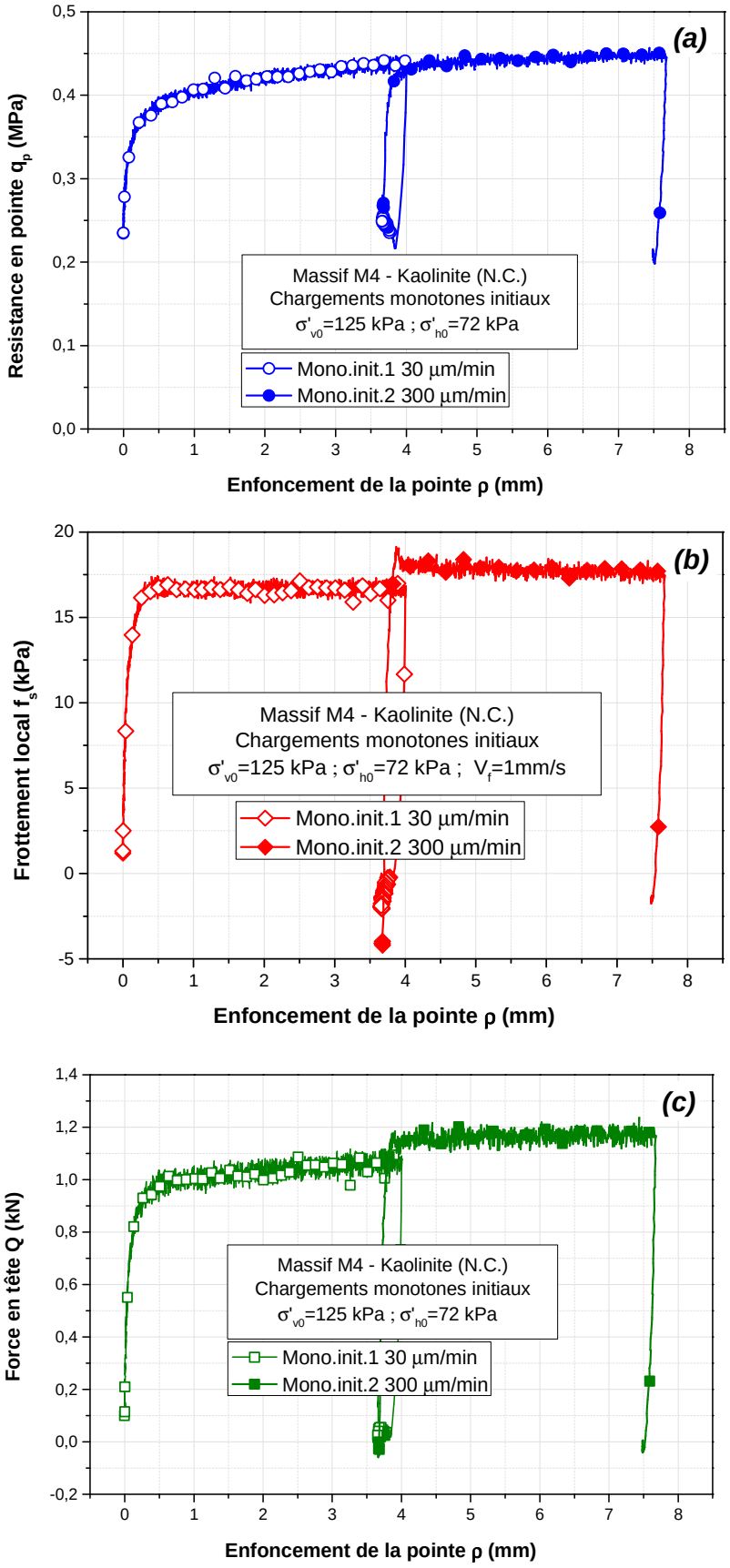


Figure III - 3 - Chargements statiques initiaux (massif M4) : (a) résistance en pointe ; (b) frottement local ; (c) charge en tête, lors des chargements monotones initiaux

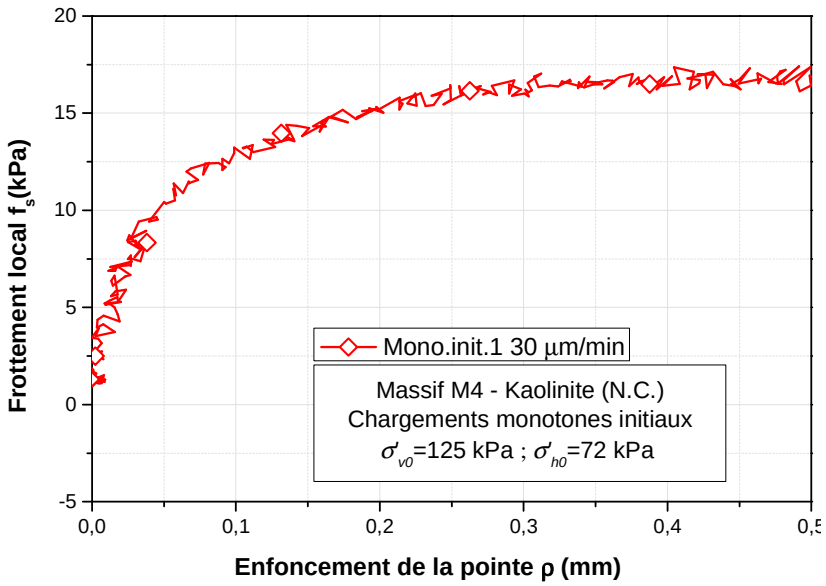


Figure III - 4 - Mobilisation du frottement local aux faibles déplacements (chargement monotone initial 1)

III.2.4 Phase de chargement cyclique

Après avoir déchargé complètement la sonde et attendu deux heures de pause pour la dissipation de la surpression interstitielle générée après le deuxième chargement statique, la phase de deuxième essai monotone, on procède à la réalisation d'un essai de chargement cyclique alterné symétrique à déplacement contrôlé. Cet essai a pour objectif d'observer l'effet d'un chargement cyclique à grand nombre de cycles sur la mobilisation du frottement local et de la résistance en pointe. L'essai est réalisé à une amplitude moyenne de déplacement ρ_{moy}= 0, à une amplitude de déplacement cyclique imposée ρ_c = ±250 µm (essai alterné en déplacement) et à une fréquence f = 1 Hz. Le nombre de cycles imposés est N=10^5 cycles. Afin de vérifier la qualité de l'asservissement, on présente sur la Figure III - 6 le déplacement mesuré en tête de la sonde en fonction du nombre de cycles. La sonde étant considérée comme rigide, on fait l'hypothèse que le déplacement de la tête de la sonde est exactement le même que le déplacement local au niveau du manchon de frottement. On peut observer que le déplacement mesuré correspond parfaitement à la commande pendant toute la phase du chargement cyclique. Les paramètres d'essais de chargement cycliques sont définis sur la Figure III - 5 :

- Le déplacement moyen ρ_{moy}
- L'amplitude de déplacement cyclique ρ_{cyc} ($\rho_{cyc} = \rho_{max} - \rho_{moy}$)
- La fréquence de chargement f, ($f = \frac{1}{T}$)

La Figure III - 7 montre les résultats obtenus en termes de résistance en pointe, de frottement local et d'effort en tête en fonction du nombre de cycles.

Si on regarde de près la valeur du frottement (Figure III - 7-b), on remarque qu'avant le chargement cyclique, la valeur du frottement est légèrement négative. Cela est dû au fait qu'après le chargement monotone, la sonde est complètement déchargée (la charge en tête est nulle), mais le sol autour de la pointe de la sonde continue à pousser la sonde vers le haut à cause de l'effort résiduel sous la pointe. Cet effort résiduel est alors équilibré par un frottement négatif. Lors du chargement cyclique, on constate tout d'abord une forte dégradation des efforts de frottement local à l'interface provoquée par le chargement cyclique. Cette dégradation est observée lors des 50 premiers cycles aussi bien sur les phases d'enfoncement que sur les phases d'arrachement. Cette dégradation est attribuée à l'augmentation progressive de la surpression interstitielle à l'interface provoquée par le chargement cyclique. On détaillera cette interprétation plus loin, lorsque l'on présentera l'essai de chargement cyclique réalisé au piézocône. Cette première phase de dégradation est classique et a été observée par plusieurs auteurs (Chan and Hanna, 1980 ; Le Kouby, 2003 ; Le, 2014; Matlock *et al.*, 1982; Poulos, 1982).

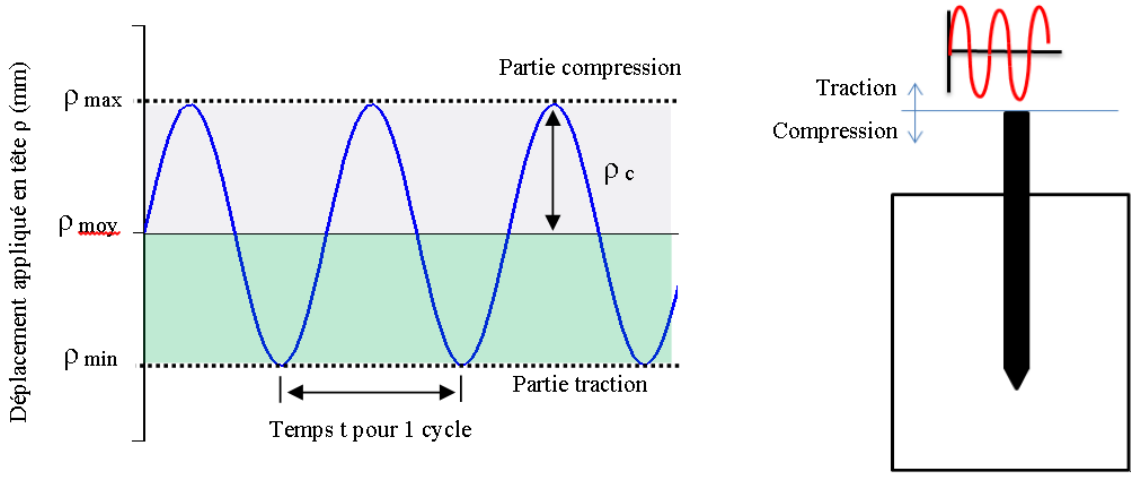


Figure III - 5 - Définition des paramètres du chargement cyclique appliqué en tête de la sonde-pieu

Après la phase de dégradation, on observe une phase de renforcement progressive du frottement local mobilisé, jusqu'au dernier cycle (10^5) avec une légère rediminution entre les cycles 300 à 900. Cette deuxième phase de renforcement progressive n'a pas été, à notre connaissance, observée dans la littérature pour les sols fins saturés (argiles). Cette phase de renforcement est attribuée à la dissipation progressive de la surpression interstitielle et par conséquent à une augmentation de la contrainte normale effective à l'interface sol-pieu. Cette interprétation sera détaillée par la suite.

En ce qui concerne la résistance en pointe (Figure III - 7 (a)) on observe, comme pour le frottement, une décroissance initiale jusqu'au cycle 50 puis une augmentation jusqu'à la fin de l'essai. La même interprétation que précédemment peut-être adoptée pour interpréter les deux phases : dégradation et renforcement.

L'évolution de la force en tête est présentée sur la Figure III - 7 (c). On observe des évolutions similaires à celles observées sur les courbes locales. La réponse globale est en bon accord avec les réponses locales du frottement local et de la résistance en pointe.

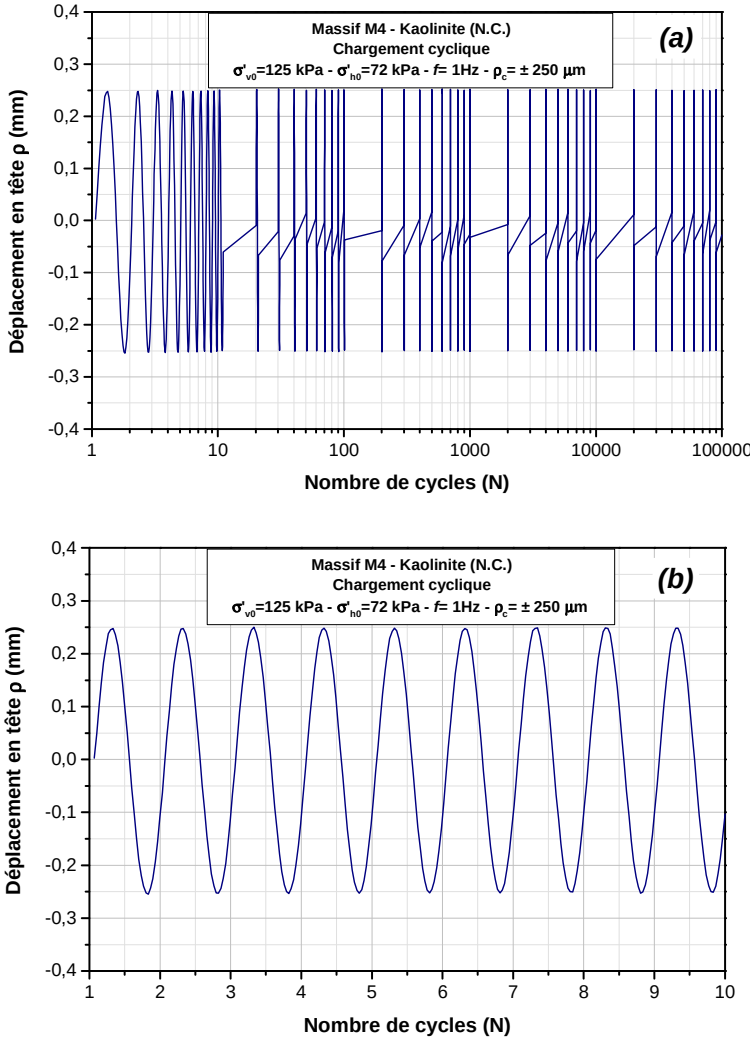


Figure III - 6 - Sollicitation à déplacement imposé lors de la phase de chargement cyclique (± 250 µm) : (a) séquence complète de 1 à 10^5 cycles ; (b) zoom sur les dix premiers cycles

Afin de mieux comprendre le comportement de l'interface sol-pieu sous chargement cyclique, on présente sur les Figure III - 8 et Figure III – 9 des cycles typiques en termes de frottement local et de résistance en pointe. Ce type de représentation permet d'analyser précisément les réponses locales. La Figure III - 8 (a) montre la phase de dégradation du frottement local pour les cycles : 1, 10, 30 et 50.

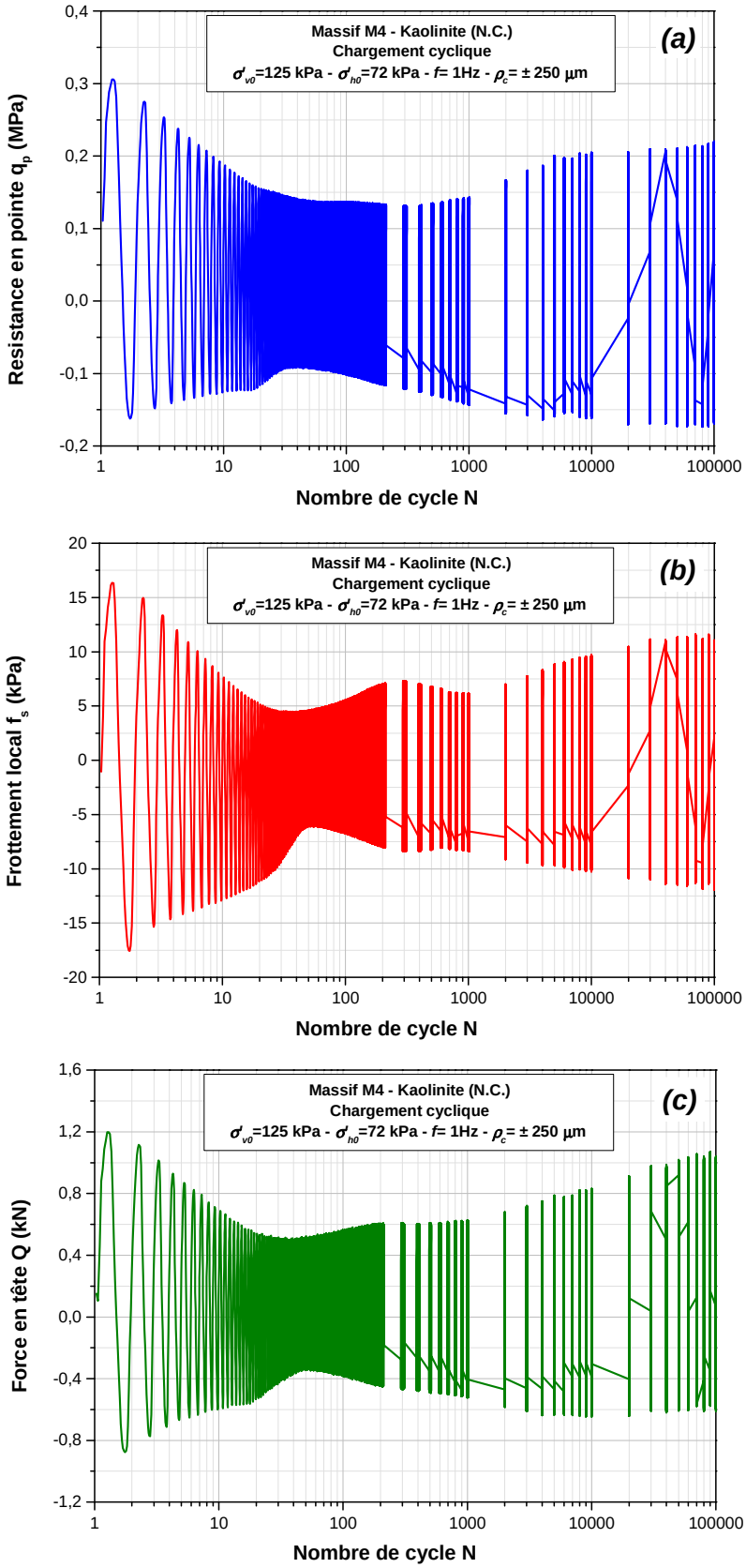
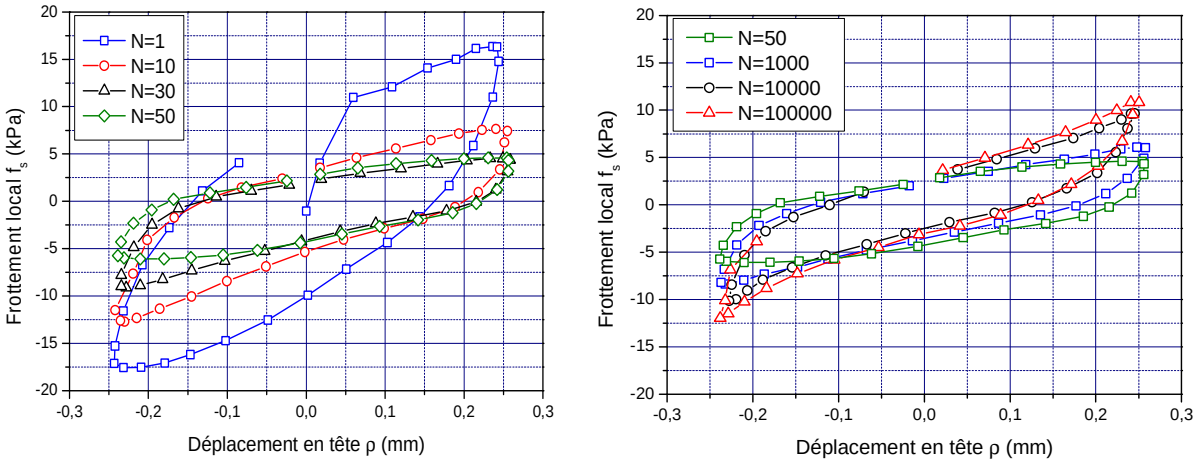


Figure III - 7 - Essai de chargement cyclique à déplacement contrôlé (massif M4) : (a) mobilisation de la résistance en pointe ; (b) mobilisation du frottement local ; (c) mobilisation de la force en tête

On constate, sur ces courbes, la décroissance très importante de la résistance dès les premiers cycles. En effet, la valeur positive du frottement diminue d'une valeur de 17 kPa à 8 kPa lors des 10 premiers cycles, tandis que la valeur négative diminue d'une valeur de 18 kPa à 13 kPa. On peut observer qu'après 50 cycles, la dégradation maximale est atteinte. La valeur du frottement mobilisé diminue de plus de 65% par rapport à la valeur initiale mesurée au premier cycle.

On peut aussi voir que l'évolution de la forme des cycles pendant la phase de dégradation n'est pas symétrique et que la vitesse de dégradation en compression est plus importante que celle en traction. Autrement dit, la dégradation maximale est atteinte à 40 cycles en compression, et à 50 cycles en traction. Après cette phase de dégradation, on observe une augmentation progressive de la valeur du frottement jusqu'à la fin de la séquence cyclique.

La Figure III - 8 (b) montre la phase de renforcement du frottement local à grand nombre de cycles (correspondant aux cycles numéro 1000 à 100 000). Il est intéressant de noter que la forme des cycles devient de plus en plus symétrique à grand nombre de cycles.

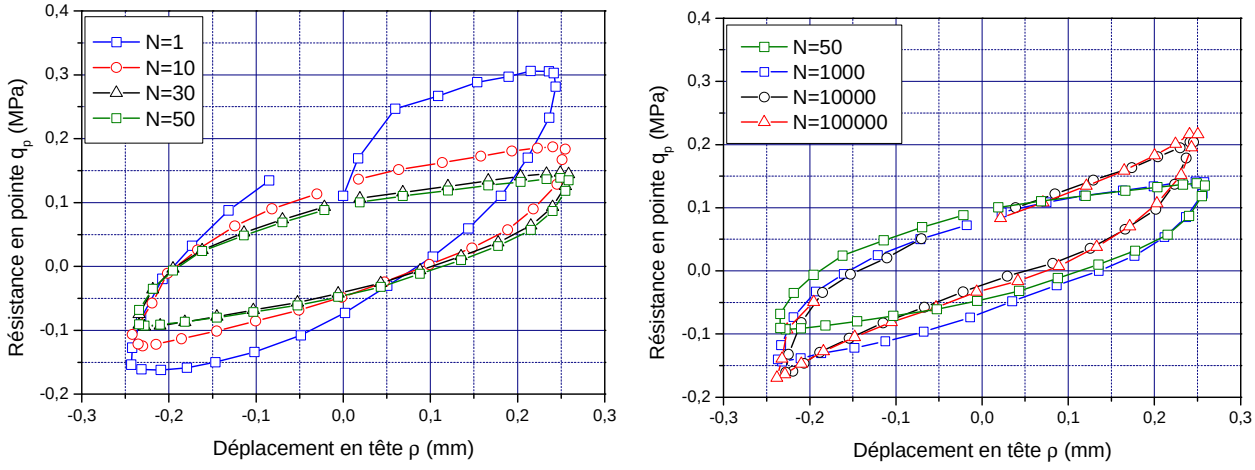


(a) ***(b)***

Figure III - 8 - Tracé de cycles typiques concernant le frottement local mobilisé : (a) phase de dégradation ; (b) phase de renforcement

Sur la Figure III – 9, on présente les courbes d'évolution de la résistance en pointe. Les cycles présentés sur cette figure correspondent aux mêmes cycles que ceux tracés pour le frottement (Figure III -8). La Figure III – 9 (a) permet de visualiser la diminution de la résistance en pointe. On remarque que la valeur positive de la résistance en pointe diminue de 0,31 MPa pour finalement atteindre 0,18 MPa au bout de 10 cycles et 0,14 MPa (une diminution de 50%) au 50ème cycle. On observe également des valeurs négatives (lors des phases d'arrachement) de la résistance en pointe. Il est important de rappeler que dans le cas des sols non cohérents, la résistance de pointe devient nulle lors des phases d'arrachement. Ces valeurs négatives peuvent être expliquées par le fait que lors des essais de chargements cycliques

alternés, quand le déplacement cyclique passe de l'enfoncement à l'arrachement, il peut y avoir des efforts négatifs de succion.



(a) ***(b)***

Figure III - 9 - Tracé de cycles typiques concernant la résistance en pointe mobilisée : (a) phase de dégradation ; (b) phase de renforcement

Afin de quantifier l'effet du chargement cyclique sur le comportement de l'interface sol-pieu, on utilise le coefficient d'évolution des efforts locaux (du frottement local et de la résistance en pointe) et de la force en tête qui a été introduit par Tali (2011) , Bekki *et al.* (2013 ; 2014) et Le (2014). Ce coefficient, noté C_e, permet de quantifier l'évolution des grandeurs frottement ou pointe mobilisés et de visualiser clairement les différentes phases de dégradation, qui correspondent à une diminution de la valeur de C_e, et/ou de renforcement, qui correspond à une augmentation de ce paramètre, en fonction du nombre de cycles et ainsi de quantifier l'importance de la dégradation et du renforcement par rapport à la mobilisation initiale observée lors du premier cycle.

On peut définir le coefficient d'évolution du frottement local de la manière suivante :

$$C_{e,f} = \frac{f_{s,\max(i)} - f_{s,\min(i)}}{f_{s,\max(1)} - f_{s,\min(1)}} \qquad \textit{Equation III - 1}$$

avec :

$C_{e,f}$: coefficient d'évolution du frottement latéral ;

$f_{s,\max(1)}$ et $f_{s,\max(i)}$: valeurs maximales du frottement atteintes au cycle numéro un et au cycle numéro *i* (partie enfoncement) ;

$f_{s,\min(1)}$ et $f_{s,\min(i)}$: valeurs minimales du frottement atteintes au cycle numéro un et de cycle numéro i (partie arrachement).

La Figure III - 10 présente les courbes donnant les coefficients d'évolution relatifs au frottement latéral, à la résistance en pointe et à la force en tête. Le coefficient d'évolution relatif à la résistance en pointe ainsi que celui correspondant à la force en tête sont définis de manière analogue à $C_{e,f}$ et sont notés $C_{e,p}$ et $C_{e,Q}$ respectivement. On observe que le coefficient d'évolution minimal (dégradation maximale) obtenu dans la phase de dégradation est de l'ordre de 0,32 pour le frottement. Si l'on compare les résultats obtenus avec les résultats de la littérature, on peut trouver des résultats comparables. L'auteur Le (2014) a réalisé des essais de chargement cyclique à déplacement contrôlé sur une colonne en « soil-mix ». L'auteur a réalisé 100 000 cycles à déplacement contrôlé avec une amplitude de déplacement cyclique de ±200 µm sur une colonne en sol-mixing installée dans un limon reconstitué et a trouvé un coefficient d'évolution minimal de 0,34 proche de celui obtenu dans notre essai (0,32). Par contre, les nombres de cycles correspondants sont assez différents : 5000 pour Le (2014) et 60 pour notre essai. Il est important de noter que ni l'interface ni l'état initial du sol ne sont exactement les mêmes. Dans notre cas, le sol fin est saturé, ce qui induit une génération locale de surpression interstitielle qui se cumule avec les cycles. De plus, dans notre essai, l'amplitude du déplacement cyclique est de ±250 µm, ce qui est suffisant pour mobiliser 90 % du frottement maximal mesuré lors du chargement monotone initial au cours des premiers cycles. Dans le cas des essais de Le (2014), l' amplitude de déplacement imposé, correspond à une mobilisation de seulement 40 % du frottement maximal obtenu lors du chargement monotone initial. Cela doit se traduire, dans nos essais, par une dégradation plus rapide, ce qui est confirmé par les résultats expérimentaux.

On peut aussi mentionner les résultats de Tali (2011) qui a réalisé des essais à déplacement contrôlé alterné avec des sondes métalliques dans un massif de sable sec. L'auteur a réalisé 100 000 cycles à une amplitude de déplacement de ±250 µm et a observé une phase initiale de renforcement avant d'observer une deuxième phase de dégradation. Bien qu'on ne puisse pas comparer directement les résultats obtenus par cet auteur avec nos résultats, car à la fois les sols et l'état de saturation sont différents, la dégradation maximale obtenue par cet auteur est de 0,50 ce qui reste comparable à notre résultat (0,32). Après la phase de dégradation, on remarque une phase de renforcement du frottement. Cette phase de renforcement a également été observée par Tali (2011) et Le (2014). Tali (2011) a observé un renforcement maximal qui vaut 1 après 100 000 cycles pour une sonde-pieu métallique installée dans un massif de sable sec, alors que Le (2014) a mesuré un coefficient de 0,52 après 100 000 cycles pour une colonne de « soil-mix » réalisée dans un massif de limon. Le renforcement maximal atteint dans le cas de notre essai est de 0,68 après 100 000 cycles.

En terme de résistance en pointe, une tendance similaire est observée avec une dégradation maximale de la valeur de la résistance en pointe au 40ème cycle. La valeur de $C_{e,q}$ est alors égale à 0,50. Le renforcement maximum observé dans la phase suivante correspond à une valeur de $C_{e,q}$ de 0,83 à la fin de l'essai.

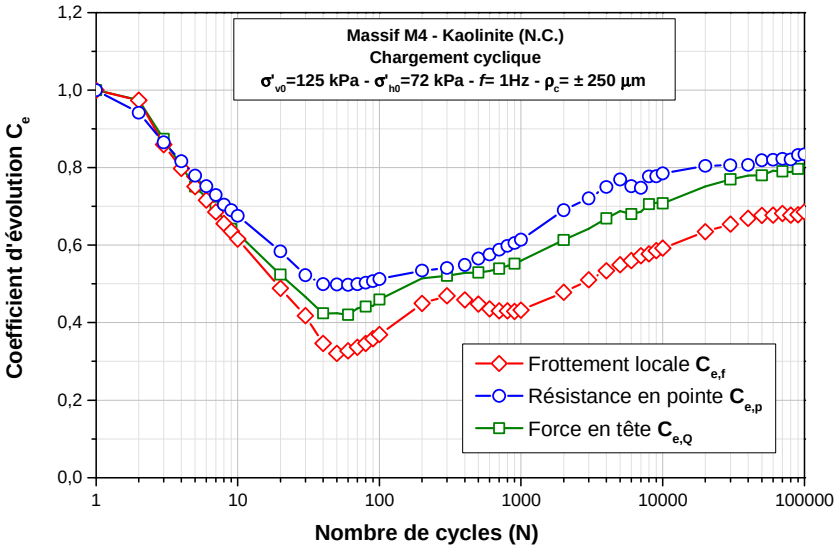


Figure III - 10 - Coefficients d'évolution correspondant au frottement latéral, à la résistance en pointe et à la force en tête

III.2.5 Phase de chargement monotone final (post cyclique)

Pour évaluer l'influence des chargements cycliques sur le comportement post-cyclique de l'interface, après 100 000 cycles de chargement, on réalise deux essais de chargement monotone finaux. Comme cela a été mentionné auparavant, les chargements sont effectués à déplacement contrôlé à la même vitesse de chargement que celle utilisée lors du deuxième essai de chargement monotone initial (300 µm/min). Ici aussi, le déplacement final est de 4 mm. À la fin de chaque essai, on procède au déchargement de la sonde à force contrôlée jusqu'à 10 N.

Le premier chargement monotone est réalisé directement après le chargement cyclique, le deuxième étant réalisé après deux heures de pause.

La Figure III - 11(a) présente les réponses en termes de frottement local et de résistance en pointe obtenues lors des essais de chargement monotone finaux (massif M4).

En terme de frottement local, une différence significative est observée entre les deux essais. Les résultats, pour l'essai 1, montrent une mobilisation rapide du frottement local jusqu'à un déplacement de 800 µm qui correspond au pic de résistance ($f_{s,max}$= 23 kPa). On observe ensuite une phase de radoucissement rapide jusqu'à une valeur résiduelle de 13 kPa atteinte pour un déplacement de 3 mm. Lors du deuxième essai statique, on n'observe pas de pic. Une augmentation très rapide de la valeur du frottement local est observée jusqu'à 200 µm de déplacement pour atteindre une valeur de 11 kPa. Dans cet essai, on remarque une forte rigidité de l'interface suivie par la rupture de ce dernier. Lorsque la rupture a été atteinte, le frottement unitaire se maintient à une valeur parfaitement constante (plateau) jusqu'à la fin de l'essai. Le comportement pour l'essai statique final n°2 est similaire à celui observé pour l'essai statique initial n°2. Il est aussi important de noter que la valeur limite du frottement $f_{s,lim}$

(estimé à un déplacement égal à 10% du diamètre du pieu) est quasi identique pour les deux essais statiques finaux.

En ce qui concerne la résistance en pointe, moins de différences sont observées. On remarque d'abord, pour le premier essai statique post-cyclique, une augmentation rapide jusqu'à 400 µm d'enfoncement pour atteindre une valeur de 0,3 MPa. On observe une forte rigidité sur cette partie, qui serait dû à la reconsolidation de l'argile sous la pointe. Ensuite, le taux d'augmentation diminue jusqu'à 3 mm de déplacement pour se stabiliser à une valeur de 0,35 MPa jusqu'à la fin d'essai (4mm). L'évolution de la résistance en pointe, lors de la deuxième phase de chargement monotone final, est presque identique à celle observée lors du chargement monotone initial. On retrouve une mobilisation rapide initiale jusqu'à 200 µm, suivie d'un accroissement plus lent jusqu'à un palier après 1,5 mm de déplacement. La valeur limite de la résistance en pointe au plateau $q_{p,lim}$ vaut 0,35 MPa.

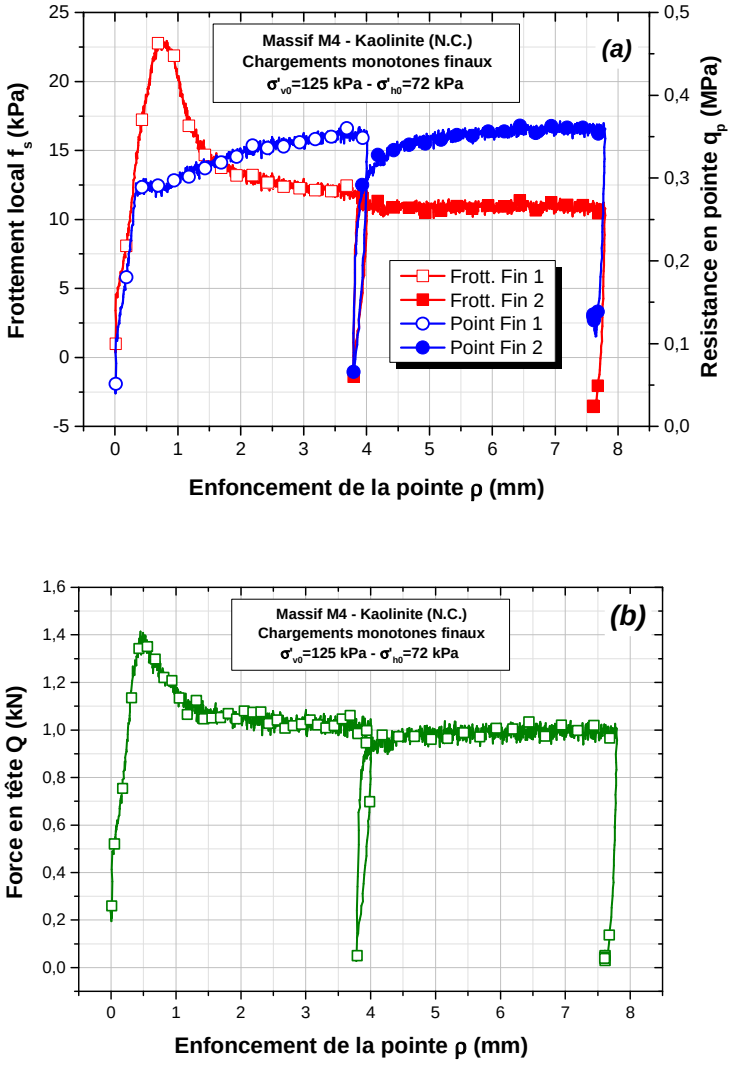


Figure III - 11 - Essais de chargement statique réalisés après la séquence cyclique (essais post-cycliques) : (a) frottement local et résistance en pointe ; (b) force en tête

Les réponses locales sont validées par la réponse globale de la force en tête. En effet, la courbe donnant la force en tête présente une augmentation rapide jusqu'à 500 µm d'enfoncement pour atteindre une valeur de 1,4 kN. On note également l'apparition d'un pic suivi par une diminution progressive jusqu'à 1,05 kN, due au radoucissement de l'interface, pour un déplacement de 2,5 mm. On observe ensuite une stabilisation de cette valeur jusqu'à la fin d'essai.

Afin de mettre en évidence l'influence des chargements cycliques sur le comportement post-cyclique de l'interface, après 100 000 cycles de chargement, on présente sur la Figure III - 12 les efforts mobilisés avant et après chargement cyclique en termes de frottement local, de résistance en pointe et de force en tête.

En ce qui concerne le frottement local, on peut remarquer que la pente de la partie initiale de la courbe, de 0 à 700 µm, est légèrement plus faible dans le cas du chargement statique final que celle obtenue dans le cas du chargement statique initial. On observe aussi l'apparition d'un pic très marqué dans le cas du chargement statique final avec une valeur au pic nettement supérieure à celle mobilisée dans le cas du chargement statique initial. En ce qui concerne le comportement à la rupture, on observe que l'interface post-cyclique présente une résistance nettement inférieure par rapport à celle de l'interface initiale. Ce résultat montre une dégradation de l'interface sol-pieu après le chargement cyclique. Cette comparaison montre que le chargement cyclique induit un renforcement significatif du frottement statique mobilisé après les cycles, mais aussi la « mémoire » de l'interface, due au chargement cyclique, est fragile et peut être facilement effacée par un chargement jusqu'à la rupture (on détaillera ce point plus loin dans le paragraphe IV.1.3). On a évalué la dégradation du frottement latéral par le coefficient d'évolution D_τ défini dans le chapitre I (Poulos, 1981b). On trouve que l'interface post-cyclique présente une dégradation de 31% par rapport à l'état initial. Cette valeur correspond assez bien à la valeur du coefficient d'évolution du frottement local, après 100 000 cycles, qui vaut $C_{e,f}$ = 0,68 (32% de dégradation). En terme de résistance en pointe, on observe également une dégradation de la résistance post-cyclique par rapport à celle du chargement monotone initial.

III.2.6 Interprétation de l'évolution du frottement pendant la séquence cyclique

On présente schématiquement sur la Figure III - 13 les différentes phases de comportement observées pendant le chargement cyclique. L'analyse du frottement mobilisé peut être basée sur l'évolution de la contrainte normale effective σ'_n agissant sur la sonde. Le frottement mobilisé étant égal à $f_s = \sigma'_n \operatorname{tg} \delta_{mob}$, δ_{mob} représentant l'angle de frottement d'interface mobilisé. Pendant le chargement cyclique, deux phases de comportement sont observées. La première, correspondant à une dégradation, serait due à une augmentation progressive de la surpression interstitielle et donc à une réduction de la contrainte normale effective à l'interface.

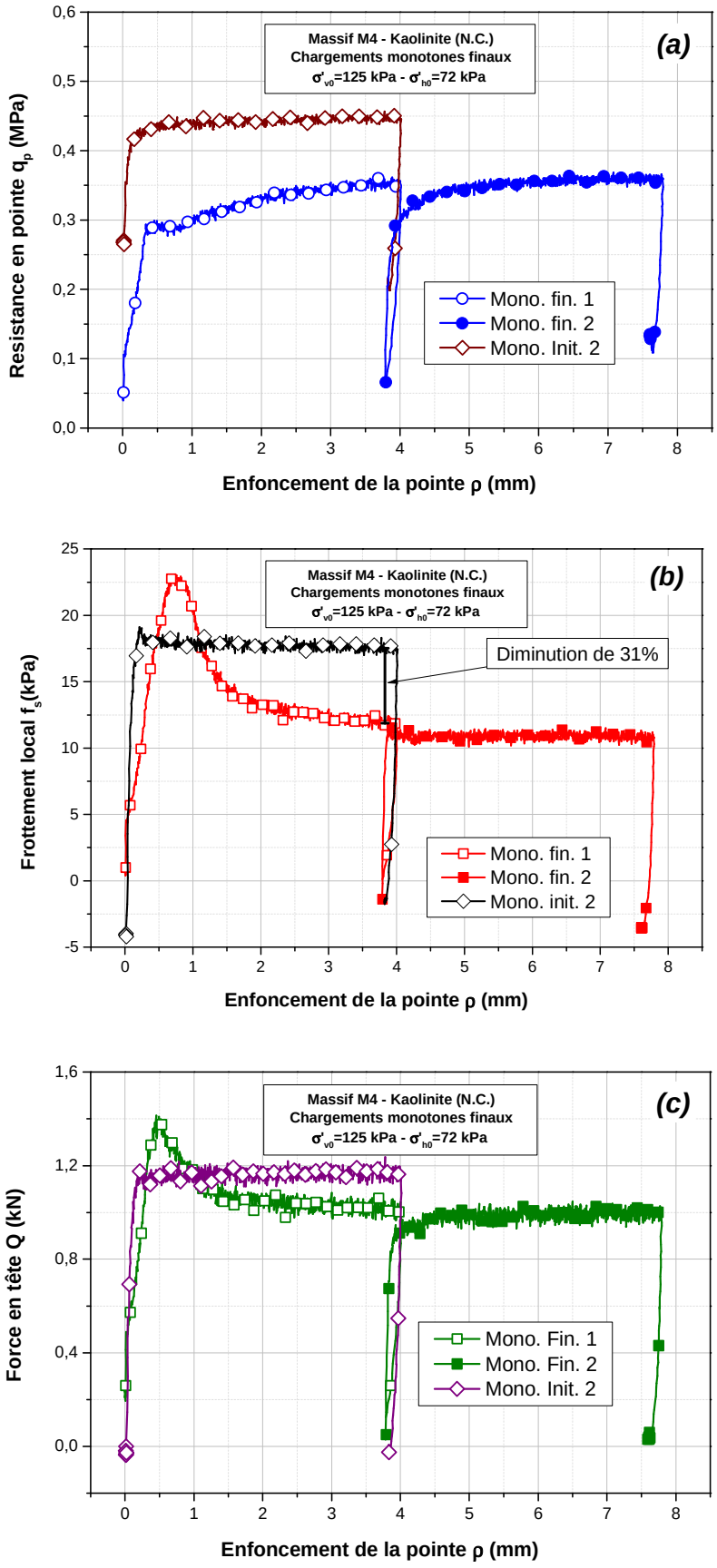


Figure III - 12 - Comparaison entre les chargements statiques initiaux et les chargements statiques post-cycliques : (a) résistance en pointe ; (b) frottement local ; (c) force en tête

Il existe en effet une compétition entre deux mécanismes différents à savoir le mécanisme de génération de la surpression interstitielle et le phénomène de dissipation qui commencent dès les premiers cycles (gradient hydraulique radial provoqué par le champ de surpression interstitielle). Durant cette première phase de dégradation, le mécanisme de génération de la surpression interstitielle est prédominant par rapport à celui de la dissipation, ce qui se traduit par une augmentation progressive de la surpression interstitielle, une diminution de la contrainte effective donnant lieu à une diminution correspondante du frottement mobilisé.

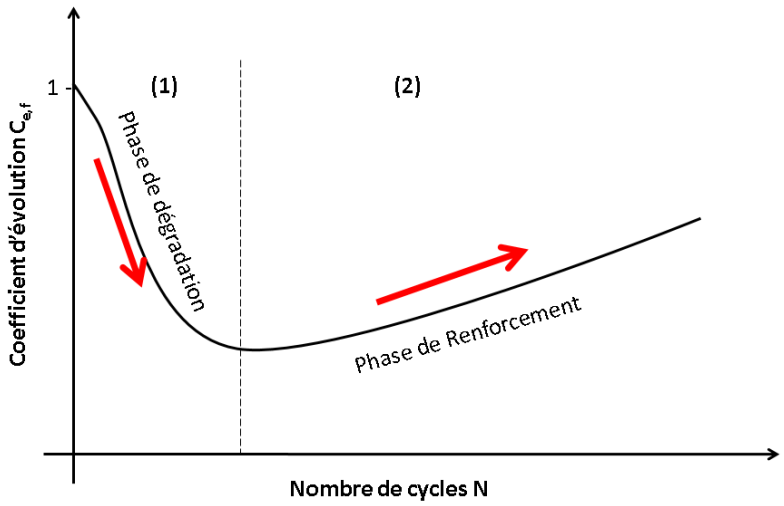


Figure III - 13 - Représentation schématique des phases de diminution et d'augmentation du coefficient d'évolution du frottement local $C_{e,f}$ lors d'un chargement cyclique

Après cette première phase de dégradation, une seconde phase de réaugmentation progressive du frottement latéral est observée. Elle serait due à la dissipation progressive de la surpression interstitielle entraînant une réaugmentation progressive de la contrainte normale à l'interface. En effet, dans cette seconde phase, la dissipation devient prédominante et se traduit par une diminution progressive de la surpression interstitielle, une réaugmentation de la contrainte normale effective et donc une réaugmentation du frottement mobilisé. L'étude paramétrique ainsi que l'essai au piézocône, que l'on va présenter dans le chapitre suivant, permettront de confirmer ces interprétations.

III.3 EVALUATION DE LA RÉPÉTABILITÉ DES ESSAIS

On présente dans ce paragraphe les résultats d'essais spécifiques consacrés à vérifier la répétabilité de l'expérimentation. Ces essais, correspondant aux massifs M7 et M10, ont été réalisés avec les mêmes paramètres de consolidation (σ'_{v0} = 250 kPa, σ'_{h0} = 150 kPa). On présente les résultats de ces deux essais en terme de frottement local, de résistance en pointe et de charge globale en tête.

On présente tout d'abord sur la Figure III - 14 la répétabilité concernant la phase d'installation de la sonde par fonçage (frottement latéral, résistance en pointe et force en tête).

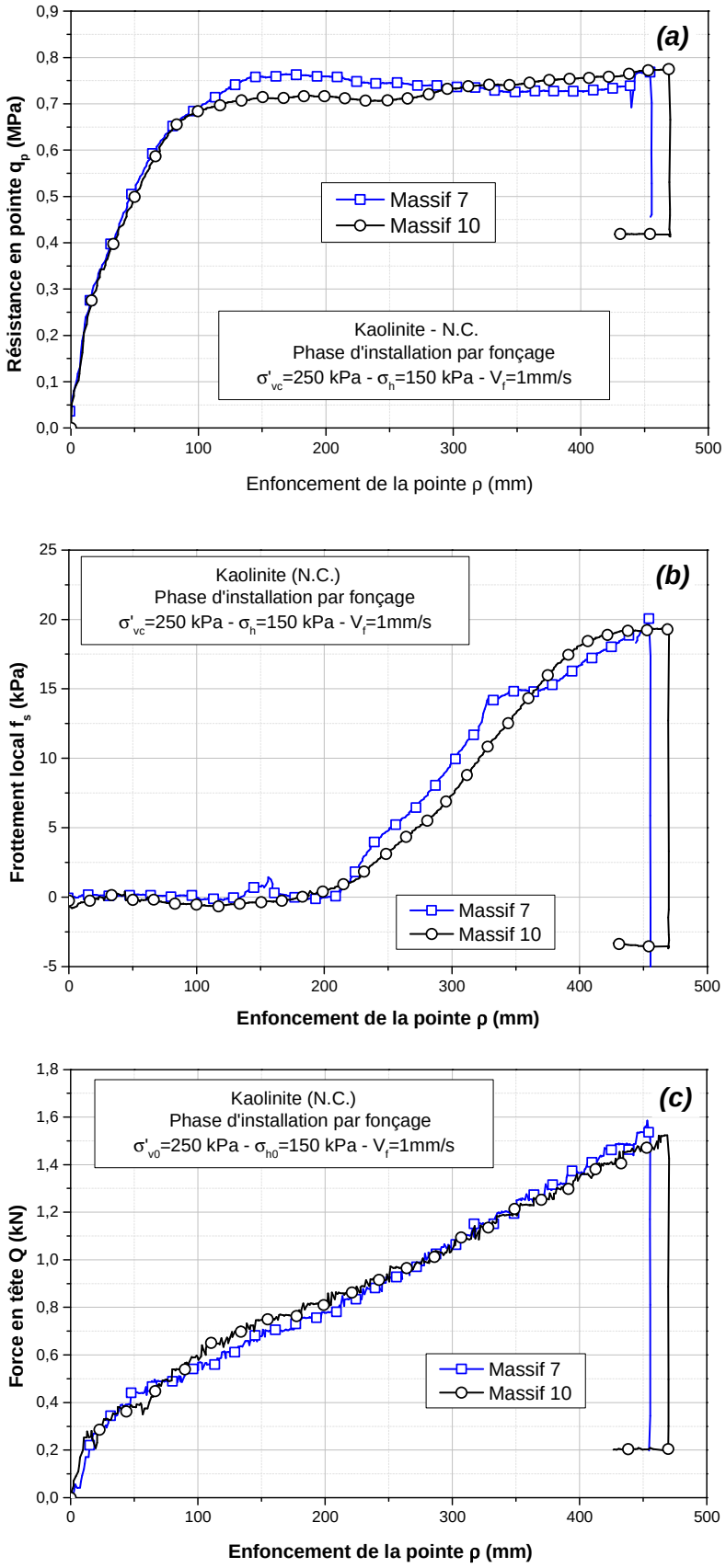


Figure III - 14 - Essais de répétabilité - Phase d'installation par fonçage de la sonde-pieu : (a) résistance en pointe ; (b) frottement local ; (c) force en tête

On remarque que l'on obtient une assez bonne répétabilité sur le frottement local et sur la résistance en pointe avec une différence entre les résultats des deux essais qui n'excède pas 10 %. Sur la Figure III - 15, on présente la répétabilité des résultats concernant la phase de chargement statique initial. On remarque que l'on a, tant sur le frottement local, la résistance en pointe, que sur la force en tête, une très bonne répétabilité notamment en termes des valeurs de rupture.

Après avoir vérifié la répétabilité des résultats concernant les phases d'installation et de chargement statique initial, la Figure III - 16 permet de mettre en évidence la bonne répétabilité sur le frottement local, sur la résistance et sur la force en tête lors de la séquence de chargement cyclique. La répétabilité est excellente pour le frottement local. En ce qui concerne la résistance en pointe, on remarque que l'on a une bonne répétabilité même si l'on observe une petite différence entre les deux courbes à faible nombre de cycles (jusqu'à 1000 cycles), avec un écart maximal entre deux massifs d'environ 7%.

Enfin, on présente sur la Figure III - 17 la répétabilité sur le frottement local, la résistance en pointe et la force en tête lors des chargements statiques finaux. On peut remarquer la bonne répétabilité concernant la réponse globale de la force en tête. En ce qui concerne les réponses locales, quelques différences sont à mentionner sur la valeur du frottement local et la résistance en pointe avec un écart qui ne dépasse pas 17%.

En ce qui concerne les déplacements nécessaires pour l'obtention des charges de palier, ils sont également très proches pour les deux essais et ceci pour les trois grandeurs mesurées (300 µm pour le frottement latéral, supérieur à 3 mm pour la résistance en pointe et compris entre 2 et 3 mm pour l'effort en tête). Ainsi, on peut conclure que la répétabilité des essais est bonne, ce qui valide l'ensemble de la procédure expérimentale.

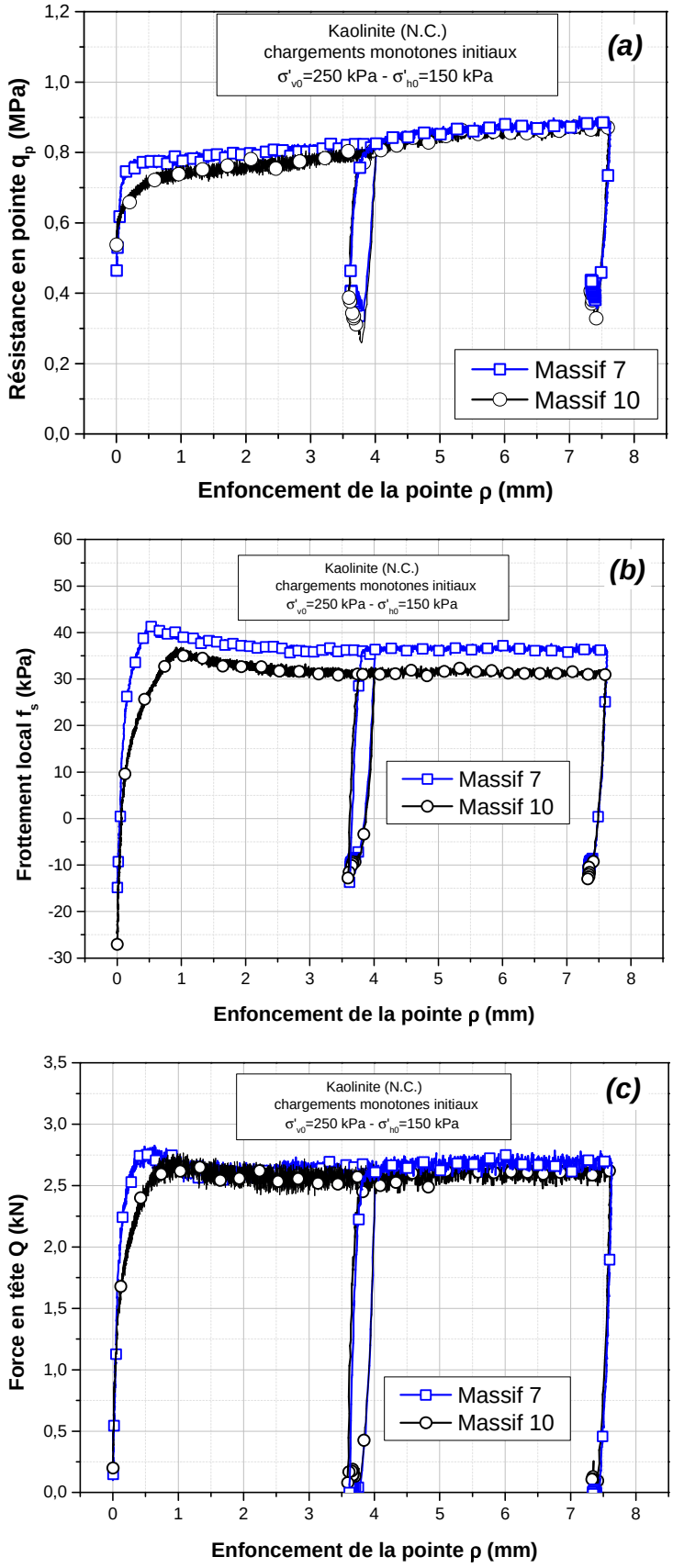


Figure III - 15 - Essais de répétabilité –Chargements monotones initiaux : (a) résistance en pointe ; (b) frottement local ; (c) force en tête

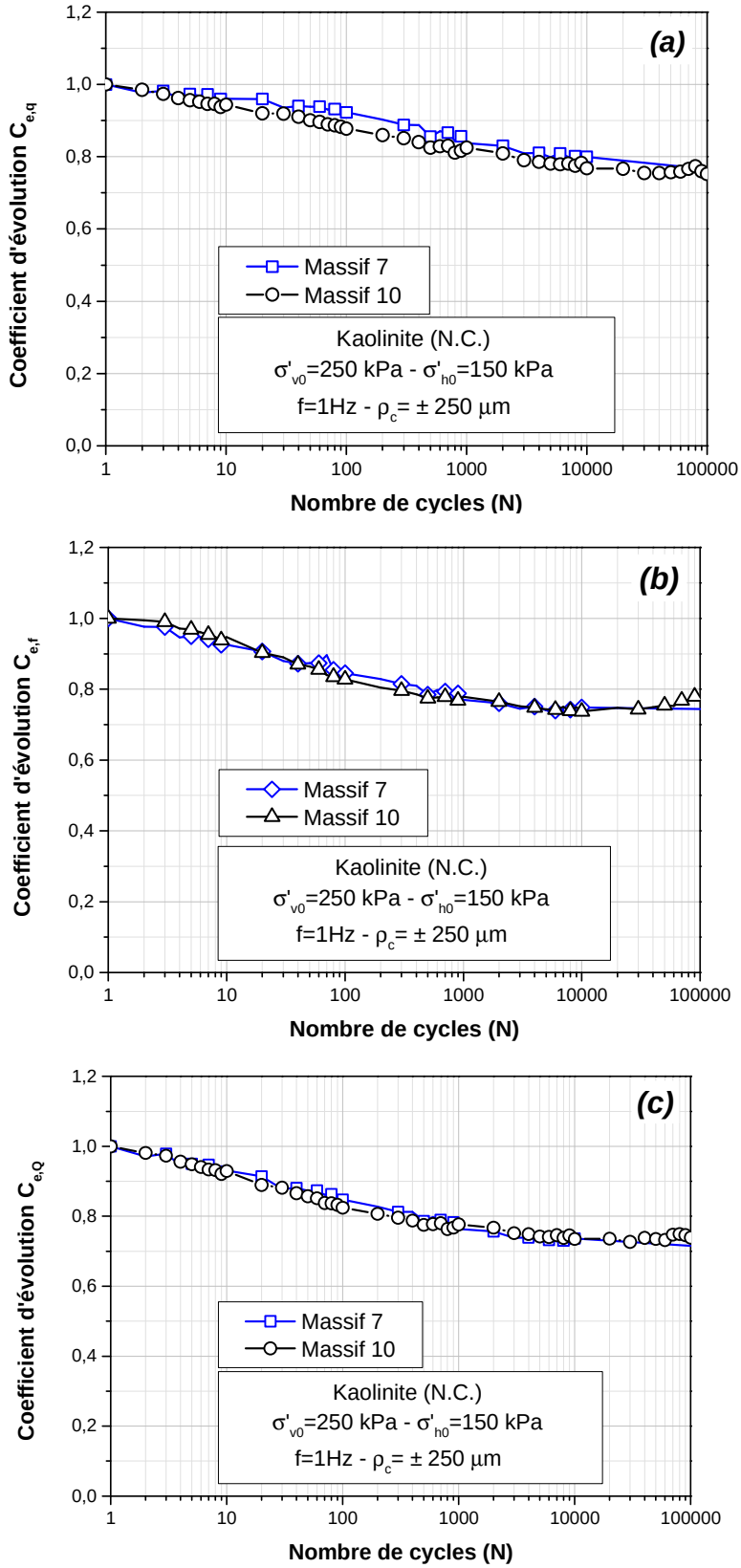


Figure III - 16 - Essais de répétabilité – Chargement cyclique : (a) résistance en pointe ; (b) frottement local ; (c) force en tête

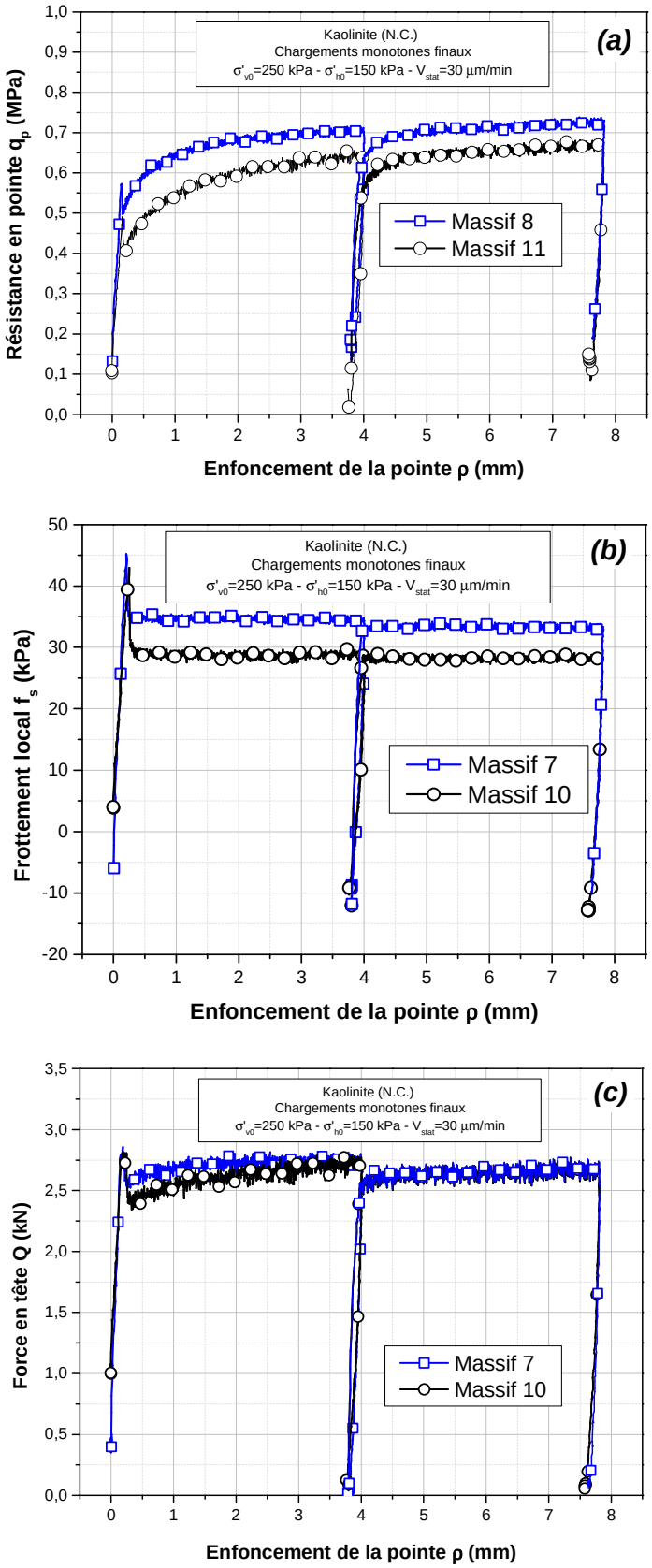


Figure III - 17 - Essais de répétabilité - Chargements monotones finaux : (a) résistance en pointe ; (b) frottement local ; (c) force en tête

III.4 CONCLUSIONS

Dans ce chapitre, les résultats typiques obtenus lors des différentes phases d'essai réalisées sur la sonde-pieu instrumentée ont été présentés. Les résultats sont montrés en termes de frottement local, de résistance en pointe et de force en tête.

Pendant la phase d'installation de la sonde, l'homogénéité du massif a pu être vérifiée par la mesure de la résistance en pointe. Les deux chargements monotones initiaux ont permis d'obtenir les caractéristiques de rupture en termes de frottement local et de résistance en pointe. Ces résultats ont montré que les massifs d'argile reconstitués correspondent bien à des argiles molles. En ce qui concerne le chargement cyclique à grand nombre de cycles, les résultats expérimentaux montrent qu'après une phase significative de dégradation du frottement local à l'interface sol-pieu, une phase de renforcement progressive de ce dernier est observée. La phase de dégradation peut être attribuée à la génération progressive d'une surpression interstitielle qui est responsable de la diminution de la contrainte normale effective. La deuxième phase (renforcement), quant à elle est attribuée à la dissipation progressive de la pression interstitielle et à l'augmentation, de nouveau, de la contrainte normale effective agissant sur la surface latérale de la sonde. Le chargement monotone post-cyclique présente un pic remarquable de frottement suivi par une phase de radoucissement.

Ces résultats ont permis de valider la procédure de préparation et le protocole d'essai expérimental développé dans le cadre de ce travail.

Dans le chapitre suivant, une étude paramétrique sera présentée. Cette étude a pour objectif d'évaluer l'effet de différents paramètres influençant le comportement du pieu tels que les paramètres liés au chargement cyclique (l'amplitude du déplacement cyclique et la fréquence) et un paramètre lié au massif (la contrainte de consolidation appliquée au massif). Une dernière partie sera consacrée à la réalisation d'un essai spécifique au piézocône qui a eu pour but de quantifier la génération et/ou la dissipation des surpressions interstitielles autour ainsi qu'à différentes distances de la sonde au cours des différentes phases d'essais et ainsi de confirmer les interprétations présentées.

CHAPITRE IV - ETUDE PARAMETRIQUE

Après avoir présenté, dans le chapitre précédent, les résultats d'un essai typique (massif M4), on s'intéresse dans ce chapitre, à l'effet de paramètres significatifs influençant le comportement de l'interface argile-pieu. L'accent sera mis, en particulier, sur les paramètres de chargement (amplitude de déplacement cyclique et fréquence de sollicitation cyclique), et sur la contrainte de consolidation appliquée au massif. Comme cela a été mentionné auparavant, l'étude du comportement de l'interface sol-pieu en chambre d'étalonnage ne simule qu'une tranche de sol à une profondeur donnée. *In situ*, les contraintes verticales et horizontales augmentent avec la profondeur, et il est donc important d'étudier l'effet du niveau de consolidation sur le comportement de l'interface sol-pieu. On présente également un essai réalisé au piézocône afin de quantifier les générations de surpressions interstitielles au cours des différentes phases d'essai de chargement.

Dans le but d'étudier l'influence de ces paramètres, un programme important d'essais a été réalisé. Le programme expérimental est présenté dans le Tableau IV - 1. Pour les massifs M5, M6 et M7 qui correspondent aux mêmes états de consolidation et aux mêmes fréquences de sollicitation, on a testé l'effet de trois amplitudes de déplacement cyclique (ρ_c=±100 µm, ±250 µm et ±500 µm). En ce qui concerne les massifs M5, M8 et M11, qui présentent les mêmes contraintes de consolidation et les mêmes amplitudes de chargement cyclique, on a étudié quatre fréquences de sollicitation (f= 0,01 Hz, 0,1 Hz, 1 Hz et 10 Hz). Pour évaluer l'effet de l'amplitude et de la fréquence, on a choisi des valeurs assez élevées des contraintes de consolidation pour tous les massifs afin de pouvoir mobiliser un frottement local significatif entre la sonde et l'argile. Enfin, pour les mêmes amplitudes de déplacement et les mêmes fréquences de chargement, on a étudié, sur les massifs M4, M5 et M9, trois niveaux de contrainte de consolidation (σ'_{v0} = 125, 250, 420 kPa).

Tableau IV - 1 - Récapitulatif des essais réalisés

Massif N°	Etat de Consolidation	σ'_{v0} (kPa)	σ'_{h0} (kPa)	Type de chargement	Amplitude cyclique ρ_c (µm)	Fréquence f (Hz)	Nombre de cycles	Observations
1	NC	125	62	DC-alterné	±250	1	7000	
2	NC	125	62	DC-alterné	±250	1	100000	
3	NC	125	72	DC-alterné	±250	1	100000	
4	NC	125	72	DC-alterné	±250	1	100000	Typique
5	NC	250	148	DC-alterné	±250	1	100000	
6	NC	250	148	DC-alterné	±500	1	100000	
7	NC	250	148	DC-alterné	±100	1	100000	Répétabilité
8	NC	250	150	DC-alterné	±250	0,01-0,1-10	200,1000, 500000	
9	NC	420	252	DC-alterné	±250	1	100000	
10	NC	250	150	DC-alterné	±100	1	100000	Répétabilité
11	NC	250	150	DC-alterné	±250	10	1000000	
12	NC	250	150	DC-alterné	±250	1		Piézocône

IV.1 INFLUENCE DE L'AMPLITUDE DU DEPLACEMENT CYCLIQUE

On présente dans ce paragraphe l'influence de l'amplitude du déplacement cyclique ρ_c, appliqué en tête de la sonde, sur le comportement de l'interface argile-pieu. On décrit les résultats observés au cours des cinq phases d'un essai, en commençant par les deux chargements monotones initiaux, puis le chargement cyclique et on termine par les deux chargements monotones finaux. La présentation des résultats correspondant aux chargements monotones initiaux a pour objectif de montrer la bonne répétabilité des massifs et que les différences observées lors de la phase cyclique sont dues, uniquement, à l'effet du paramètre étudié.

Les massifs concernés pour l'étude de l'amplitude cyclique sont M5, M6 et M10. Ce sont des massifs d'argile saturés et normalement consolidés, pour lesquels les contraintes de consolidation verticale σ'_{v0} et horizontale σ'_{h0} sont respectivement de 250 kPa et 148 kPa. Pendant l'expérimentation, le drainage du massif a été maintenu ouvert.

IV.1.1 Phase de chargement monotone initial

Sur la Figure IV- 1 , on présente les résultats des deux chargements monotones initiaux en termes de frottement local unitaire et de résistance en pointe. On remarque que les valeurs mobilisées du frottement sont très proches pour les trois massifs. L'écart maximal entre les courbes est d'environ 7 % ce qui confirme la bonne répétabilité de reconstitution des massifs. En ce qui concerne la résistance en pointe, on observe que la valeur limite mobilisée est de l'ordre de 0,9 MPa, à l'exception de l'essai M5. L'écart maximal entre les courbes est de l'ordre de 16 % au maximum de résistance, ce qui reste acceptable.

Dans la phase suivante, on procède à la quantification de l'effet de trois amplitudes de déplacement cyclique sur le comportement de l'interface argile-pieu.

IV.1.2 Phase de chargement cyclique

Afin de montrer l'influence des différentes amplitudes de déplacement cyclique testées, on utilise à nouveau les coefficients d'évolution dont la définition est décrite dans le chapitre III. Ces coefficients permettent de quantifier clairement l'évolution du frottement local et de la résistance en pointe en fonction du nombre de cycles. La Figure IV- 2 présente les coefficients d'évolution correspondant au frottement local unitaire et à la résistance en pointe pour trois amplitudes différentes du déplacement cyclique (ρ_c=±100 µm (M10), ±250 µm (M5) et ±500 µm (M6)). La fréquence des cycles pour les trois massifs est fixée à 1 Hz et le niveau des contraintes à σ'_{v0}=250 kPa et σ'_{h0}=150 kPa.

En terme de frottement local, les évolutions sont qualitativement similaires. On observe tout d'abord une diminution du coefficient en fonction du nombre de cycles, suivi d'une phase de renforcement jusqu'à la fin de l'essai (10^5 cycles). Quantitativement, pour la partie de dégradation, on observe que le taux de dégradation est d'autant plus important que l'amplitude est grande. De plus, en terme de niveau de dégradation final, on observe que plus l'amplitude du déplacement cyclique est élevée, plus le taux de dégradation est important. Pour le cas des grandes amplitudes de déplacement cycliques (±500 µm), la dégradation est la plus importante ($C_{e,f}$ = 0,35 après 40 cycles). En revanche, pour l'amplitude de déplacement la moins importante (±100 µm), $C_{e,f}$ atteint une valeur de 0,72 après 10 000 cycles. Comme on l'a présenté dans le chapitre précédent, la phase de dégradation est due à une génération locale de surpressions interstitielles qui augmentent progressivement avec le nombre de cycles.

Cette génération de surpressions interstitielles est d'autant plus importante que l'amplitude du déplacement cyclique est grande ce qui engendre, par conséquent, une diminution plus importante de la contrainte normale effective.

A titre de comparaison Le (2014) a obtenu des résultats comparables. Cet auteur a réalisé des essais de chargement cyclique à déplacement contrôlé sur une colonne en sol-mixing et ceci pour trois amplitudes différentes : 200 µm, 400 µm et 800 µm (essais non-alternés). Le massif de sol est un sol fin non saturé

de type limon reconstitué au laboratoire (70 % Millisil C10 et 30 % kaolinite Speswhite). L'auteur a utilisé le coefficient d'évolution pour identifier les phases d'évolution du frottement local (Figure IV- 3).

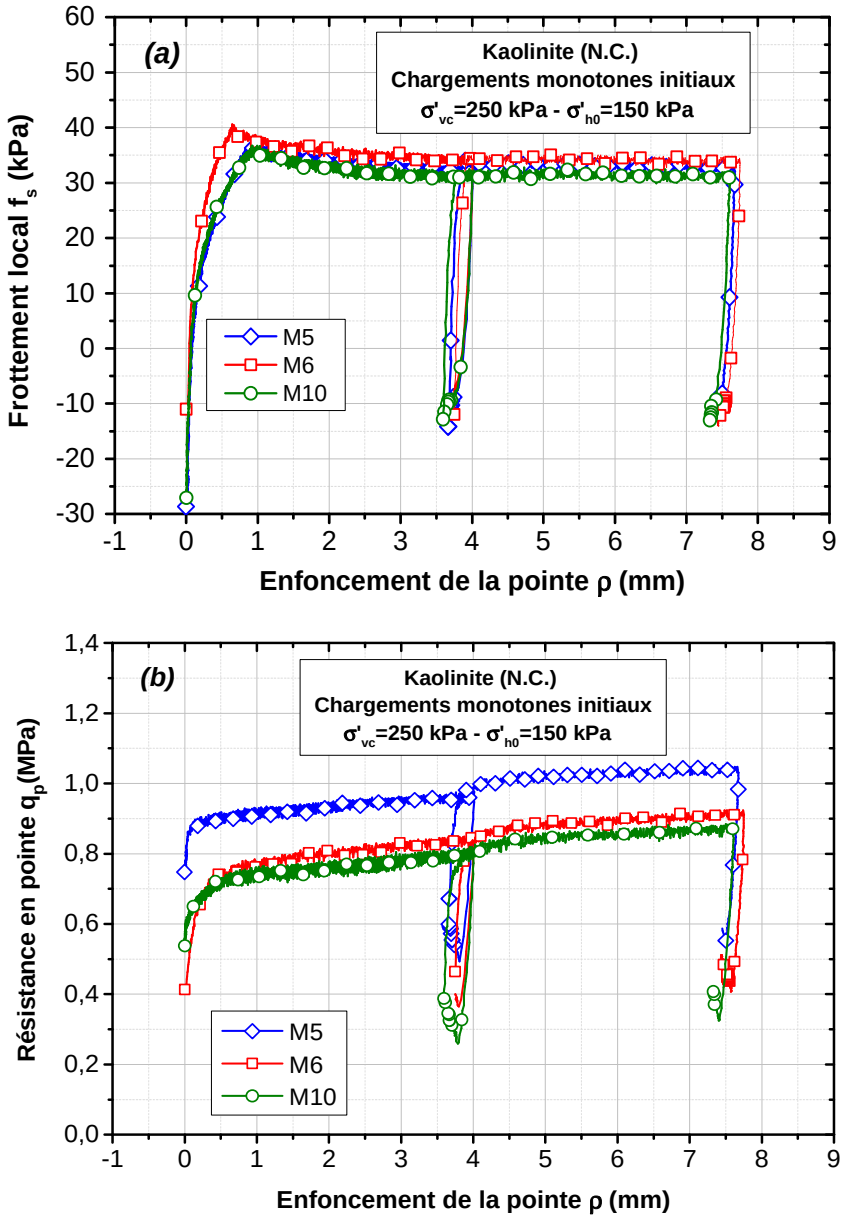


Figure IV- 1 - Chargements monotones initiaux (massifs M5, M6 et M10) : (a) frottement local ; (b) résistance en pointe

L'auteur a interprété la phase de dégradation, par la diminution de la contrainte normale à l'interface à cause de la contractance cyclique du sol. Tandis que l'auteur explique la phase de renforcement par le fait que la contrainte verticale appliquée à la surface du massif de sol est constante et au cours du temps, cette contrainte verticale est transmise dans le sol et arrive sur l'interface, ce qui compense la diminution de la contrainte normale sur l'interface. Les évolutions du frottement observées par Le (2014) sont

cohérentes avec celles observées dans nos essais. L'auteur observe que plus l'amplitude du déplacement cyclique est importante et plus le frottement local se dégrade.

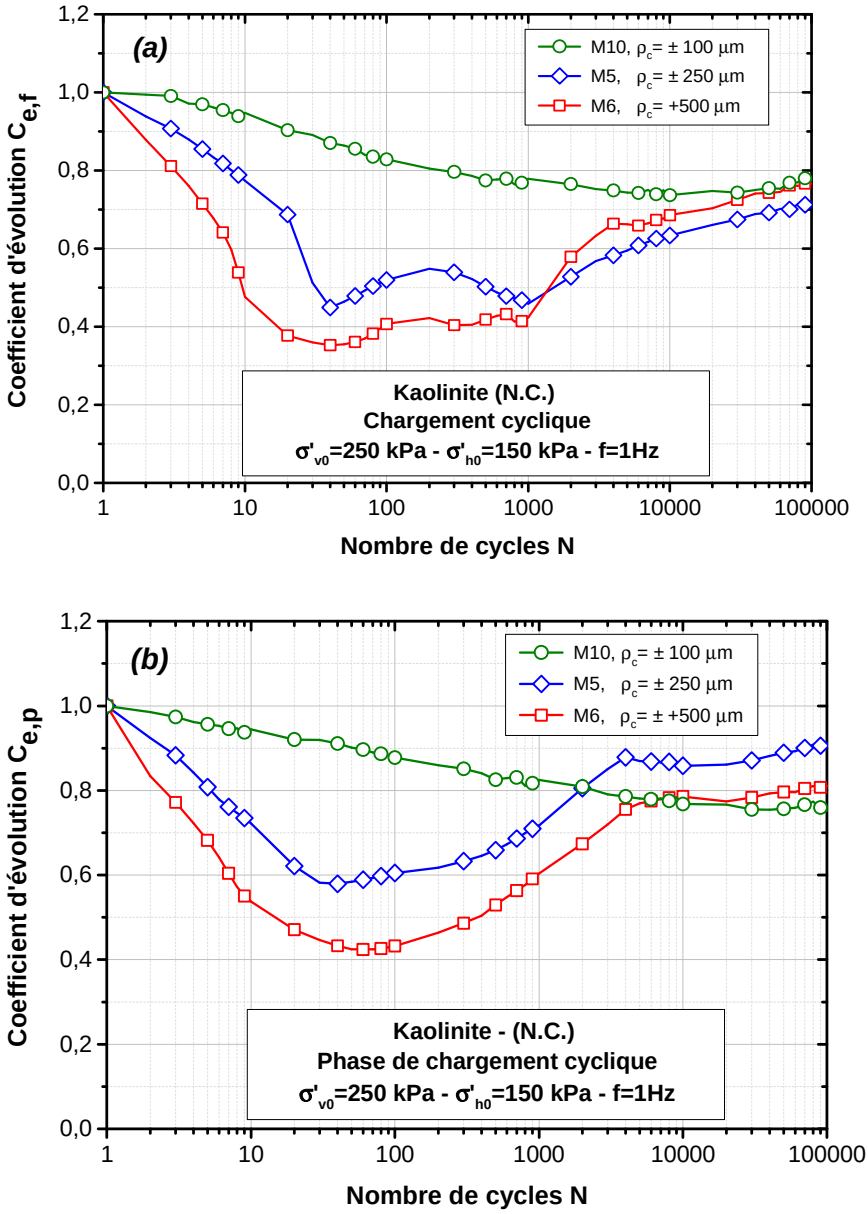


Figure IV- 2 - Influence de l'amplitude du déplacement cyclique sur les coefficients d'évolution (massifs M5, M6 et M10) : (a) frottement local unitaire ; (b) résistance en pointe

Pour la phase de renforcement, en observe que, pour les trois amplitudes testées, les coefficients $C_{e,f}$ tendent vers une même valeur à grand nombre de cycles et que le taux de renforcement est d'autant plus important que l'amplitude est grande. Cette phase de renforcement serait due à la dissipation progressive de la surpression interstitielle générée lors des premiers cycles. Donc lors de cette phase, la contrainte normale effective réaugmente progressivement (reconsolidation). L'effet couplé de la dissipation des surpressions interstitielles et du chargement cyclique, induit une modification de la zone d'interface, qui

présente une résistance plus importante lors du chargement monotone final. L'épaisseur de cette zone est d'autant plus importante que l'amplitude cyclique est grande. On détaille cette interprétation plus loin lors des essais de chargement monotone finaux (IV.1.3).

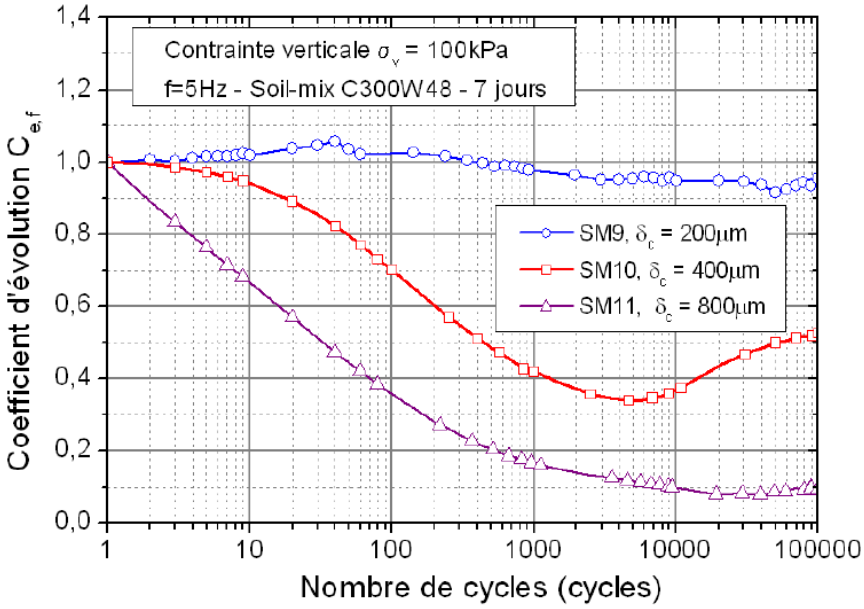


Figure IV- 3 - Influence de l'amplitude du déplacement cyclique sur le coefficient d'évolution $C_{e,f}$ (Le, 2014)

En ce qui concerne la résistance en pointe, on remarque des évolutions similaires à celles du frottement local. On constate d'abord une phase de dégradation, puis une phase de renforcement. Concernant la phase de dégradation, le taux et la valeur maximale de la dégradation augmentent avec l'augmentation de l'amplitude cyclique. Les valeurs maximales de $C_{e,p}$ lors de la phase de dégradation pour les trois amplitudes ±100 µm, ±250 µm et ±500 µm sont respectivement 0,75, 0,58 et 0,41. Cela signifie que l'amplitude du déplacement cyclique a également un effet négatif sur la résistance en pointe. Concernant la phase de renforcement, pour les amplitudes ±250 µm et ±500 µm, les courbes sont très similaires, avec le même taux d'augmentation. En revanche, la phase de renforcement est très peu marquée pour l'amplitude cyclique ±100 µm. En effet, le nombre de cycles pour chaque essai est limité à 10^5, ce qui n'a pas permis d'observer clairement une phase de renforcement pour cette faible amplitude de déplacement, car la dégradation maximale est observée après 30 000 cycles.

IV.1.3 Phase de chargement monotone final

Après avoir étudié les évolutions du frottement local et de la résistance en pointe au cours du chargement cyclique, on a réalisé deux essais monotones finaux à déplacement contrôlé à une vitesse de 300 µm/min. Ces essais ont pour objectif d'étudier l'effet de l'amplitude du chargement cyclique sur le

frottement local et la résistance en pointe mobilisés après cycles (comportement post-cyclique). On présente les résultats sur la Figure IV- 4.

En terme de frottement local, on remarque que plus l'amplitude du déplacement cyclique est importante, et plus le pic de frottement local pendant le chargement monotone final est important. De plus, le déplacement nécessaire pour mobiliser la totalité du frottement local $f_{s,max}$ (déplacement correspondant au pic ρ_{rup}) croît également avec l'augmentation de l'amplitude de déplacement cyclique. Ceci serait dû à l'épaisseur de la zone d'interface influencée par le chargement cyclique. En effet, la plus petite amplitude (±100 µm) correspond au frottement et au déplacement relatifs au pic les plus faibles (43 kPa à 0,25 mm). Ce frottement est proche de celui mobilisé lors des chargements monotones initiaux. Pour l'amplitude ±250 µm, on observe que la valeur de frottement, correspondant au pic, est plus grande que celle de l'amplitude ±100 µm. Le déplacement maximal au pic vaut 0,45 mm correspondant à 53 kPa de frottement. Ce déplacement est à peu près deux fois plus grand que celui obtenu pour ±100 µm. Cela indique, que la zone d'interface altérée par le chargement cyclique à ±250 µm est quasiment deux fois plus grande que celle pour ±100 µm. Pour l'amplitude ±500 µm, le frottement mobilisé (pic et limite) correspond au frottement mobilisé le plus important. La valeur du frottement mobilisé est quasiment deux fois plus grande que la valeur du pic de frottement lors du chargement monotone initial et le déplacement est quadruplé (0,95 mm) (Figure IV- 5). On observe alors que plus l'amplitude du chargement cyclique est importante, plus la zone d'interface modifié est grande. La Figure IV- 6 montre un schéma conceptuel pour l'interprétation de l'influence de l'amplitude de déplacement cyclique sur la zone d'interface sol-pieu. Comme on l'a mentionné précédemment, le déplacement relatif au pic ρ_{pic} augmente avec l'augmentation de l'amplitude du déplacement cyclique. Cela se traduit par la création d'une zone d'interface dans laquelle les propriétés du sol sont modifiées. Après le pic, on observe un comportement radoucissant pour les trois amplitudes de déplacement. On constate que les valeurs limites pour les trois courbes sont très proches, à savoir 29, 23, et 28 kPa pour respectivement ±100, ±250 et ±500 µm. Si l'on compare ces valeurs limites à celles observées lors des chargements monotones initiaux, on observe bien une dégradation des valeurs du frottement.

On peut conclure alors que l'amplitude du déplacement cyclique permet d'obtenir une structure modifiée plus résistante présentant un pic significatif. Cette zone sera nommée la zone d'interface modifiée. L'épaisseur de cette zone croît avec l'augmentation de l'amplitude du déplacement. Cependant, un grand déplacement peut altérer la zone d'interface modifiée lors du chargement cyclique.

En ce qui concerne la résistance en pointe, on constate que pour la plus faible amplitude (±100 µm) la valeur limite mobilisée est plus faible que pour les deux autres amplitudes. En revanche, la raideur est plus importante. Pour les deux autres amplitudes (±250 µm et ±500 µm), on observe un comportement quasi identique.

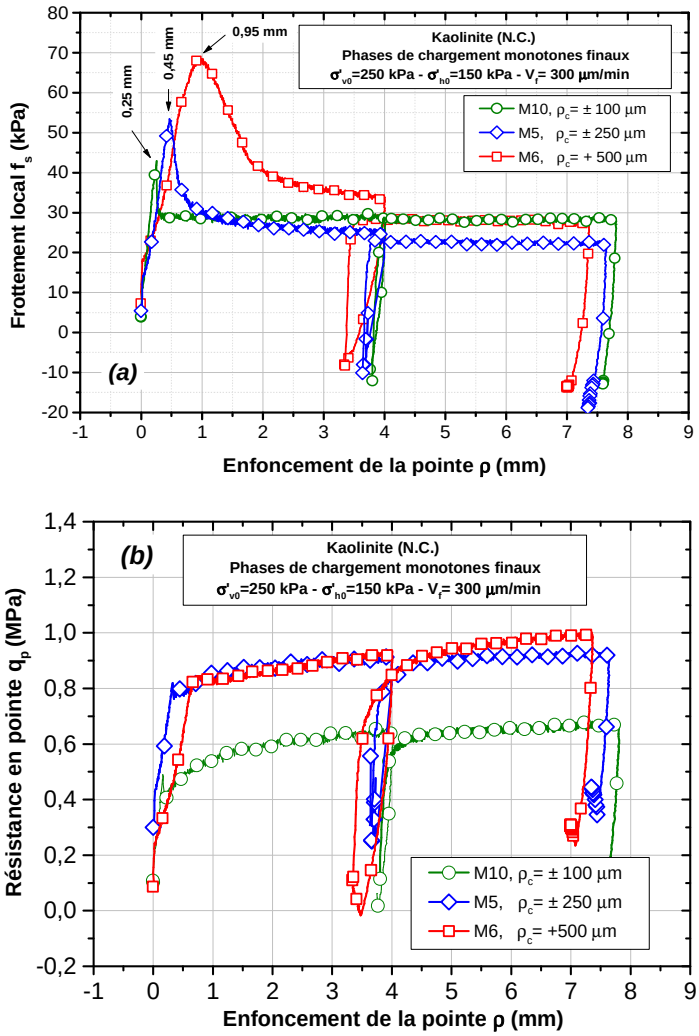


Figure IV- 4 - Influence de l'amplitude du déplacement cyclique sur les chargements monotones finaux (massifs M5, M6 et M10) : (a) frottement local ; (b) résistance en pointe

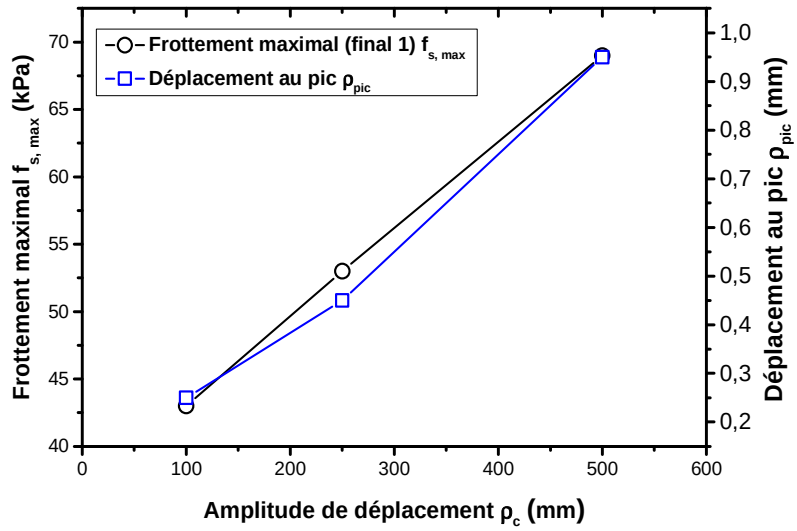


Figure IV- 5 - Influence de l'amplitude cyclique sur le frottement maximal et le déplacement au pic lors des chargements monotones finaux

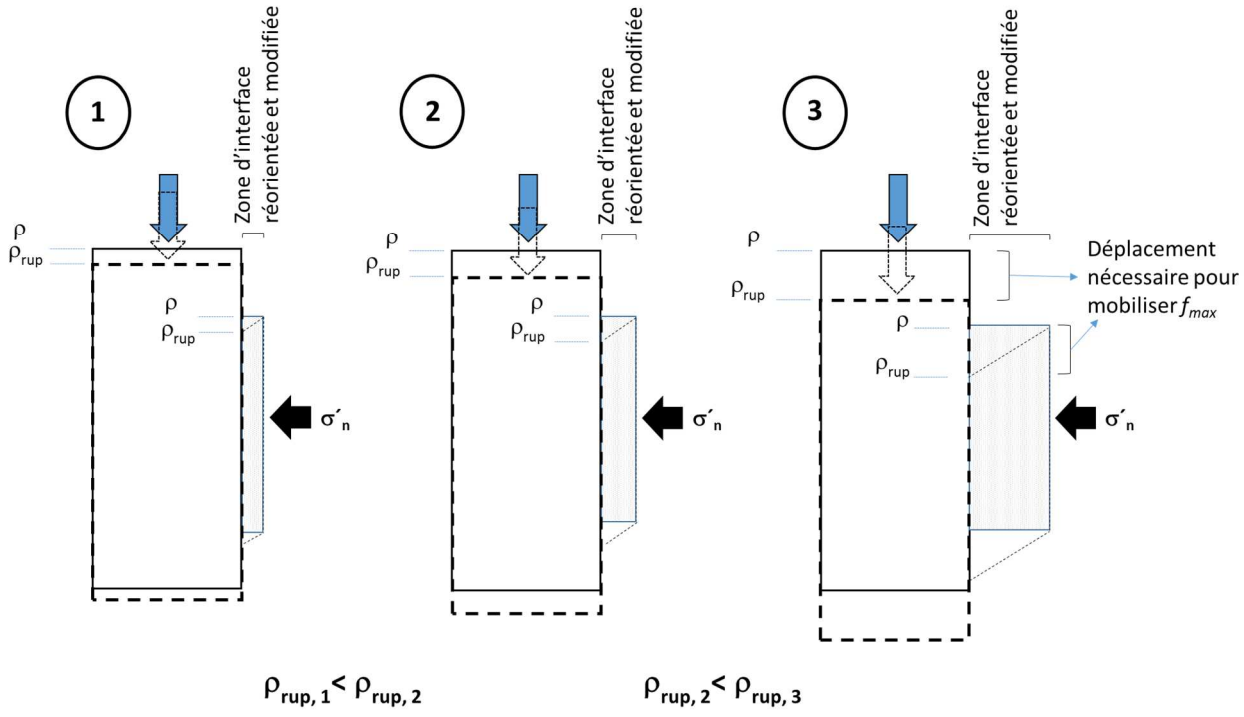


Figure IV- 6 - Schéma conceptuel pour l'interprétation de l'effet de l'amplitude du chargement cyclique sur la zone d'interface

IV. 2 INFLUENCE DE LA FREQUENCE DE SOLLICITATION CYCLIQUE

Afin de mettre en évidence l'influence de la fréquence de chargement cyclique sur le comportement de l'interface sol-pieu, nous avons comparé quatre essais correspondant à des fréquences allant de 0,01 Hz à 10 Hz. Ces essais ont été réalisés sur trois massifs différents (M5, M8 et M11) avec une contrainte de consolidation verticale de 250 kPa (contrainte horizontale de 150 kPa). On présente dans cette partie les résultats d'essais de chargement monotone suivis par les essais de chargement cyclique. On ne présente pas l'effet de la fréquence sur le comportement post-cyclique de l'interface, car les résultats ne sont pas comparables du fait de l'histoire du chargement (en particulier le nombre de cycles) (voir Tableau IV - 1).

IV.2.1 Phase de chargement monotone initial

Afin de montré la bonne répétabilité des massifs correspondants, on présente sur la Figure IV- 7 les résultats des essais de chargement monotone initiaux en termes de frottement local unitaire et de résistance en pointe. On observe de nouveau une très bonne répétabilité des résultats en terme de frottement local avec une légère différence dans le cas de M5. En ce qui concerne la résistance en pointe, les résultats montrent également une très bonne répétabilité.

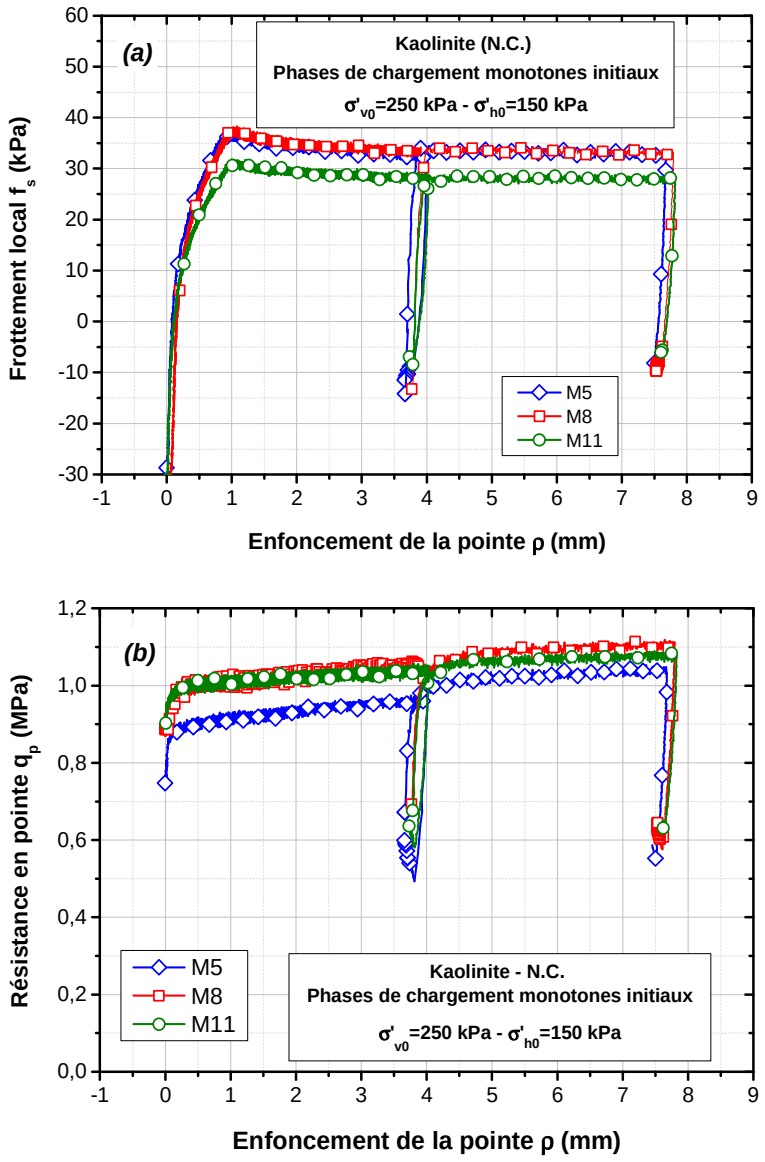


Figure IV- 7 - Chargements monotones initiaux (massifs M5, M8 et M11) : (a) frottement local ; (b) résistance en pointe

IV.3.1 Phase de chargement cyclique

Les résultats des quatre essais de chargement cyclique sont présentés sur la Figure IV- 8. On a réalisé dans un premier temps, sur le massif M8, 200 cycles à une fréquence de 0,01 Hz, suivis de 1000 cycles à 0,1 Hz avec une pause de deux heures entre les deux essais cycliques. Sur les massifs M5 et M11, on a réalisé 100 000 cycles à une fréquence de 1 Hz et 10^6 cycles à 10 Hz respectivement. La comparaison entre les résultats des essais à une fréquence de 0,01, 1 et 10 Hz est quantitative puisqu'on les a réalisés sur des massifs différents. Par contre, pour l'essai réalisé à la fréquence de 0,1 Hz, la comparaison reste qualitative, car l'interface a déjà été soumise à 200 cycles à 0,01 Hz lors de la première séquence cyclique.

Les résultats en terme du coefficient d'évolution du frottement local unitaire montrent une différence nette entre les quatre séries d'essais (Figure IV- 8 (a)). La fréquence de 0,01 Hz ne provoque quasiment pas de dégradation, tandis que pour les fréquences plus élevées (0,1, 1 et 10 Hz), la dégradation est d'autant plus importante que la fréquence est grande. En terme de dégradation maximale, on peut clairement observer que plus la fréquence d'essai est élevée et plus la dégradation maximale l'est aussi. On peut aussi observer que lors du passage du régime quasi statique (f=0,01 Hz) au régime dynamique (f=10 Hz), le taux de dégradation augmente. On peut expliquer l'effet de la fréquence par le bilan entre la vitesse de génération des surpressions interstitielles locales autour de l'interface et la vitesse de dissipation, dans le cas des faibles fréquences, c'est la dissipation qui est dominante tandis que pour les fréquences plus importantes, la vitesse de génération des surpressions interstitielles est plus importante que la vitesse de dissipation, ce qui induit une dégradation plus significative. En ce qui concerne la phase de renforcement, on observe que le taux de renforcement est quasiment le même pour les deux fréquences de 1 et 10 Hz avec une valeur finale de $C_{e,f}$ de 0,72 et 0,60 respectivement à la fin de l'essai.

En terme de résistance en pointe (Figure IV- 8 (b)), on observe quasiment les mêmes évolutions, la vitesse et le taux de la première phase de dégradation sont d'autant plus importants que la fréquence est grande.

On peut conclure alors qu'une gamme de fréquences comprise entre 0,01 et 0,1 Hz (correspondant aux structures soumises à des sollicitations de type houle, vent, etc.) ne provoque pas de dégradation significative et on peut considérer que l'on est toujours dans le régime quasi statique. Pour les fréquences plus élevées (1 et 10 Hz) correspondant aux structures soumises à des chargements rapides de type séisme, chargement ferroviaire, trafic routier, etc., les dommages sont plus importants et les dégradations observées de l'interface dépendent fortement de la fréquence.

IV.3 INFLUENCE DU NIVEAU DE CONSOLIDATION

On étudie dans cette partie l'influence de la contrainte de consolidation sur le comportement de l'interface. Comme on a pu le constater dans la partie bibliographique, il existe une relation de proportionnalité entre le niveau de consolidation appliqué au massif et la réponse mesurée. L'étude d'une sonde-pieu en chambre d'étalonnage permet de vérifier cette évolution. En effet, lors des essais en chambre d'étalonnage, on étudie une tranche de sol élémentaire, à paramètres constants, représentative d'une profondeur donnée. On doit donc faire varier les contraintes de consolidation appliquées au massif pour simuler différentes profondeurs.

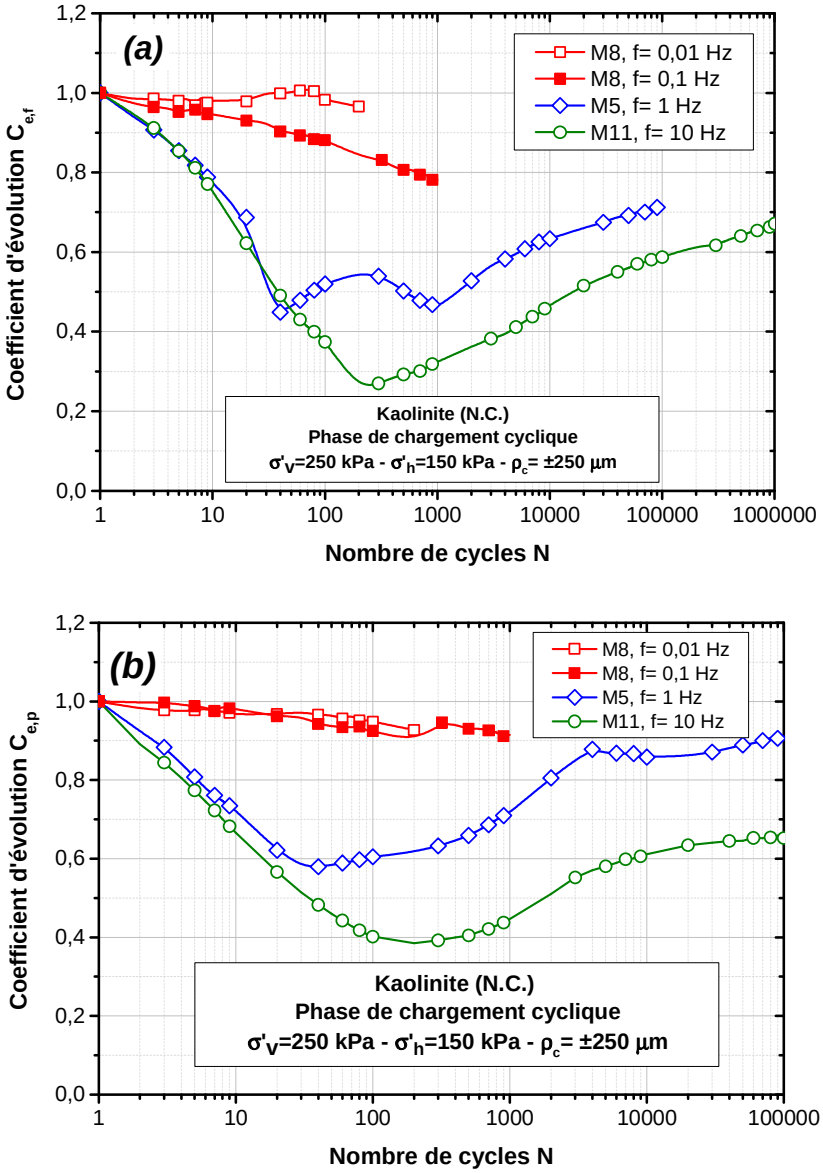


Figure IV- 8 - Influence de la fréquence de sollicitation sur les coefficients d'évolution : (a) frottement local unitaire ; (b) résistance en pointe

Pour cela, on a réalisé trois massifs correspondants à trois niveaux de consolidation différents : M4 (σ'_{v0}= 125 kPa - σ'_{h0}=72 kPa), M5 (σ'_{v0}= 250 kPa - σ'_{h0}=148 kPa) et M9 (σ'_{v0}= 420 kPa - σ'_{h0}=252 kPa). On présente ci-dessous l'influence du niveau de consolidation sur la résistance en pointe, le frottement local et la charge mesurée en tête lors des différentes phases des essais.

IV.3.1 Phase d'installation de la sonde

La Figure IV- 9 montre les résultats obtenus pour les trois massifs pendant la phase d'installation de la sonde par fonçage. En ce qui concerne le frottement local, on peut observer que les valeurs maximales en termes de frottement local mobilisé croiessent avec l'augmentation du niveau de consolidation. Pour

la résistance en pointe, on observe quasiment une proportionnalité entre le niveau de consolidation et la résistance mobilisée.

Enfin, pour la force en tête, on observe que plus la contrainte de consolidation augmente, plus la force nécessaire pour foncer la sonde dans le massif est importante.

IV.3.2 Phase de chargement monotone initial

Sur chaque massif, on a réalisé deux séquences de chargement monotone initial. On présente l'influence du niveau de consolidation sur la résistance en pointe, sur le frottement local et sur la charge globale en tête (Figure IV- 10 (a), (b) et (c)). Concernant la réponse globale (force en tête) et locale, on observe que la valeur maximale est d'autant plus importante que le niveau de consolidation est grand. On retrouve le rapport de proportionnalité pour les trois niveaux de contraintes (σ'_{v0}= 125 kPa - σ'_{h0}=72 kPa), (σ'_{v0}= 250 kPa - σ'_{h0}=148 kPa) et (σ'_{v0}= 420 kPa - σ'_{h0}=252 kPa). En effet, les valeurs d'effort en tête sont respectivement de 1,1 kN, 2,4 kN et 4,2 kN (pour un déplacement correspondant à 10% de diamètre), les valeurs du frottement local unitaire sont égales à 18, 33 et 55 kPa et les valeurs de la résistance en pointe sont égales à 0,42, 0,96 et 1,3 MPa.

En termes des valeurs résiduelles du frottement local unitaire avant le chargement, on observe que la valeur résiduelle est d'autant moins élevée que le niveau de contrainte est grand. On observe un comportement inverse pour la résistance en pointe. Cela peut être expliqué par le fait qu'après l'installation de la sonde par fonçage, cette dernière est complètement déchargée pendant quelques heures. Par conséquent le sol sous la pointe pousse la pointe vers le haut (réaction du sol), cette force est équilibrée par le frottement local. Cette réaction du sol est d'autant plus importante que le niveau de contrainte est élevé.

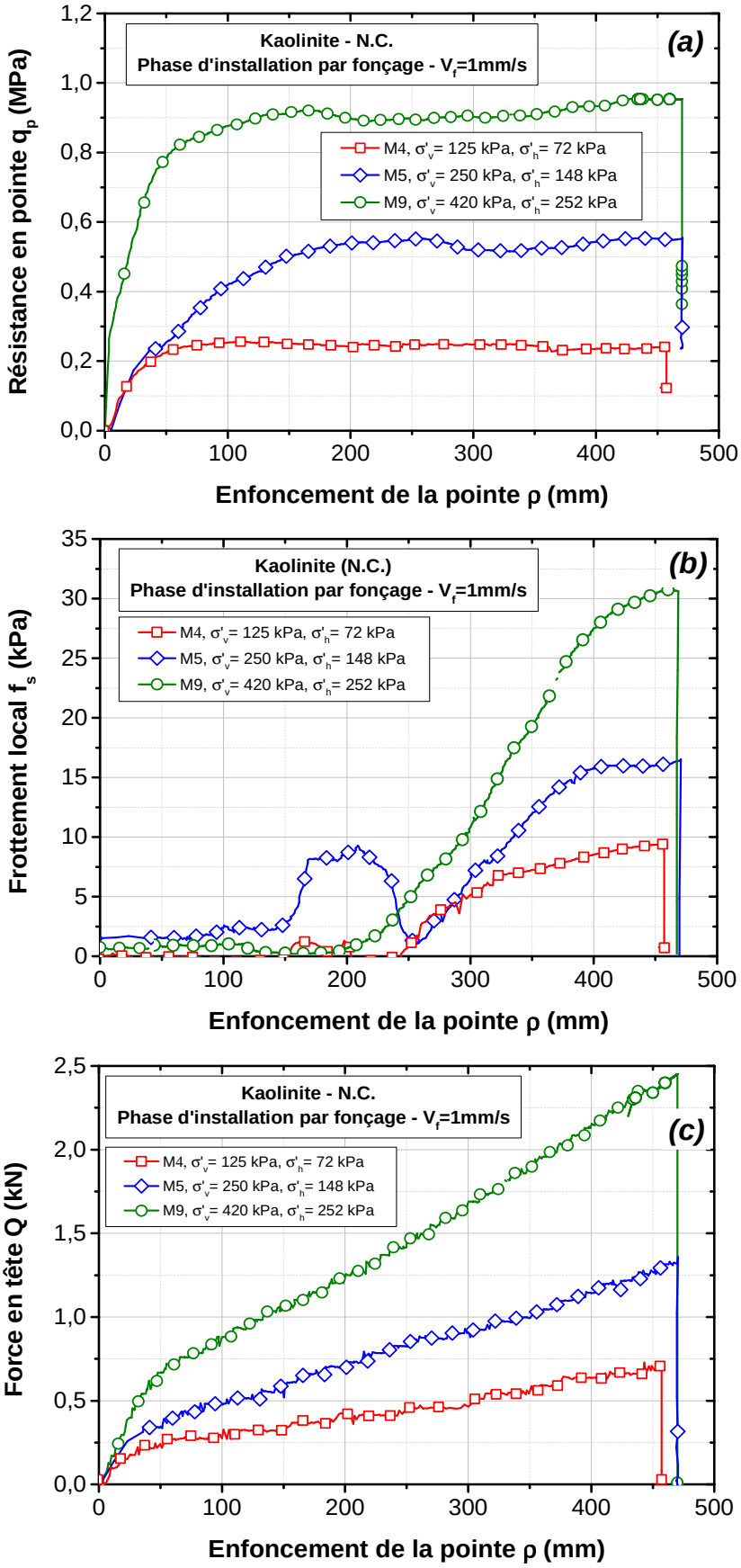


Figure IV- 9 - Influence de la contrainte de consolidation sur la phase d'installation par fonçage : (a) résistance en pointe ; (b) frottement local ; (c) force en tête

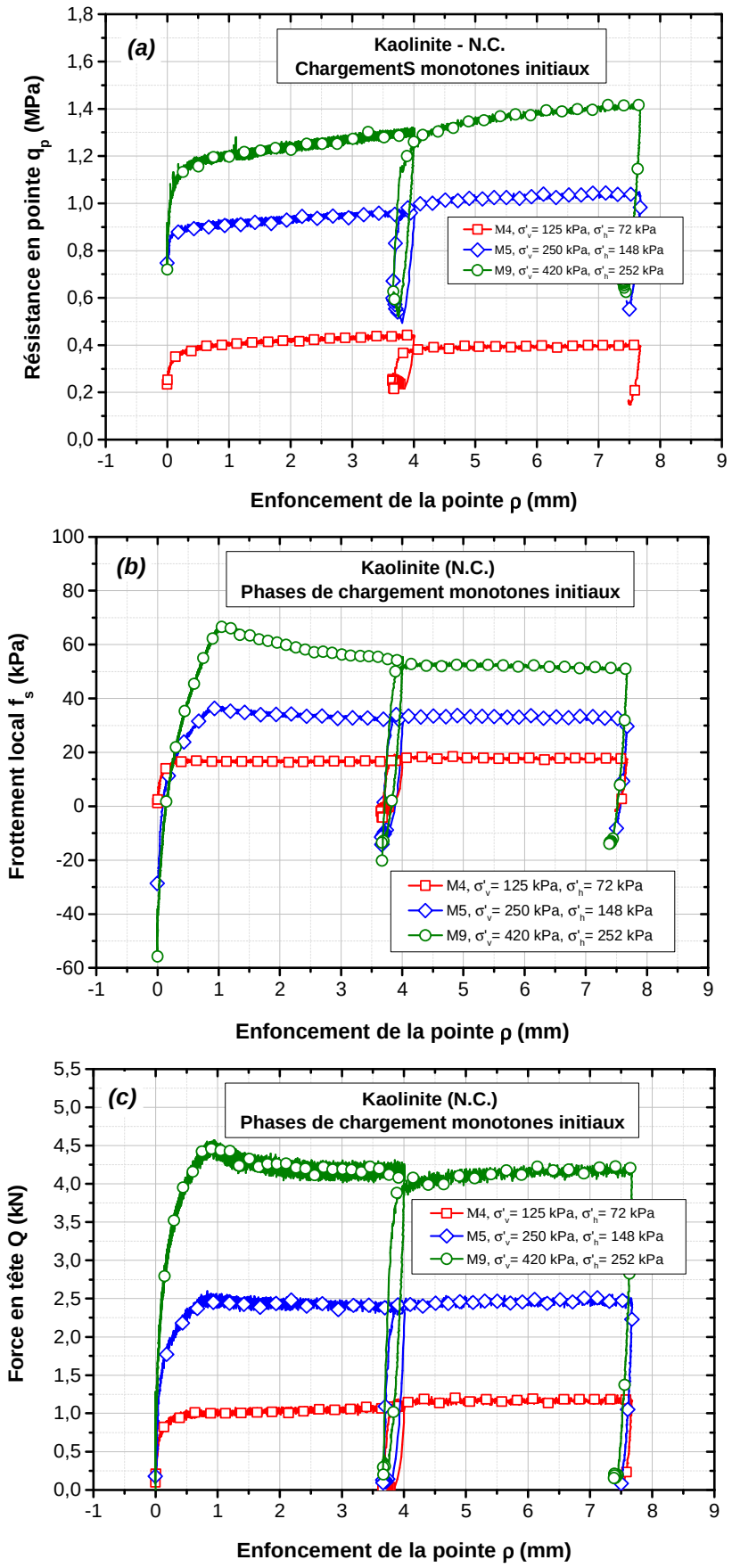


Figure IV- 10 - Influence de la contrainte de consolidation sur les chargements monotones initiaux : (a) résistance en pointe ; (b) frottement local ; (c) force en tête

En ce qui concerne la phase de chargement, les charges limites obtenues et les raideurs initiales de la force en tête, du frottement local et de la résistance en pointe augmentent avec le niveau de consolidation. S'agissant du déplacement nécessaire pour mobiliser le pic, on observe que le déplacement nécessaire pour mobiliser le pic de frottement augmente avec l'augmentation du niveau de consolidation. En revanche, on observe que la résistance en pointe ne semble pas être influencée.

IV.3.3 Phase de chargement cyclique

L'influence du niveau de consolidation est présentée sur la Figure IV- 11. Les résultats obtenus correspondent à des essais de chargement cyclique à déplacement contrôlé avec une amplitude de déplacement de ρ_c= ±250 µm. La fréquence d'essai pour les trois massifs est fixée à 1 Hz.

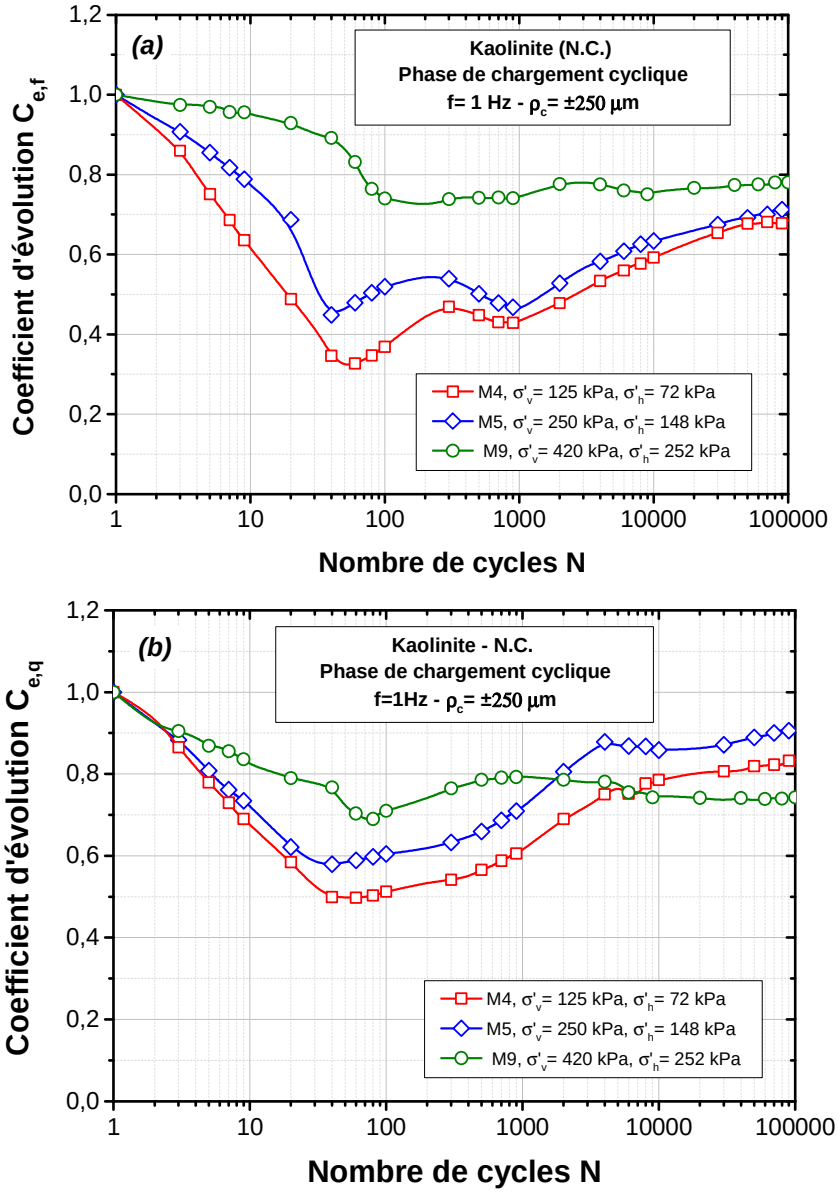


Figure IV- 11 - Influence de la contrainte de consolidation des massifs sur les coefficients d'évolution : (a) coefficient de $C_{e,f}$ (frottement local) ; (b) coefficient de $C_{e,q}$ (résistance en pointe)

Pour le coefficient d'évolution relatif au frottement local, pour les trois contraintes de consolidation, il semble que le coefficient d'évolution obtenu dans la phase de dégradation est plus important lorsque le niveau de consolidation augmente. On observe également que le taux de dégradation diminue avec l'augmentation de niveau de la contrainte. Cela veut dire que, plus le niveau de consolidation est faible, plus la valeur de frottement diminue. En ce qui concerne la partie de renforcement, on constate que le taux d'augmentation du coefficient $C_{e,f}$ diminue avec l'augmentation du niveau de consolidation. On observe que les trois valeurs de $C_{e,f}$ se rapprochent à grand nombre de cycles.

Pour la résistance en pointe, on observe des évolutions similaires dans la partie de dégradation. Le coefficient d'évolution minimal $C_{e,q\ min}$ augmente avec l'augmentation du niveau des contraintes tandis que le taux de dégradation diminue. Concernant la phase de renforcement, pour une contrainte de consolidation plus forte, on observe d'abord un renforcement suivi par une stabilisation jusqu'à la fin de l'essai. Pour les faibles niveaux de consolidation, on remarque un renforcement progressif jusqu'à la fin de l'essai.

IV.3.4 Phase de chargement monotone final

La Figure IV- 12 montre les résultats correspondant aux essais monotones finaux. En terme de valeurs résiduelles à la fin de l'essai cyclique, on constate que les valeurs résiduelles (avant le chargement monotone) pour les trois paramètres mesurés (force en tête, frottement et résistance en pointe) augmentent avec l'augmentation du niveau de consolidation.

En terme de frottement local, on observe que la valeur maximale et la valeur limite du frottement $f_{s,max}$ et $f_{s,lim,}$ augmentent avec l'augmentation du niveau des contraintes tandis que le déplacement nécessaire pour mobiliser le frottement maximal diminue. Cela veut dire que la zone modifiée dans le cas des faibles contraintes est plus grande que pour les fortes contraintes, ce qui confirme les comportements observés lors du chargement cyclique. Si l'on compare avec les résultats obtenus lors du second chargement monotone initial, on observe que pour les fortes contraintes on n'a pas de dégradation tandis que pour la faible et moyenne contrainte on observe une dégradation de l'ordre de 40% et 33% respectivement.

En ce qui concerne la résistance en pointe, on observe des comportements similaires en terme de valeurs résiduelles après le chargement cyclique. En revanche, on n'observe pas d'effet du niveau de la contrainte sur le déplacement nécessaire pour mobiliser la résistance maximale. En termes des valeurs limites, on observe que les valeurs limites de la résistance en pointe sont d'autant plus importantes que le niveau de consolidation est grand.

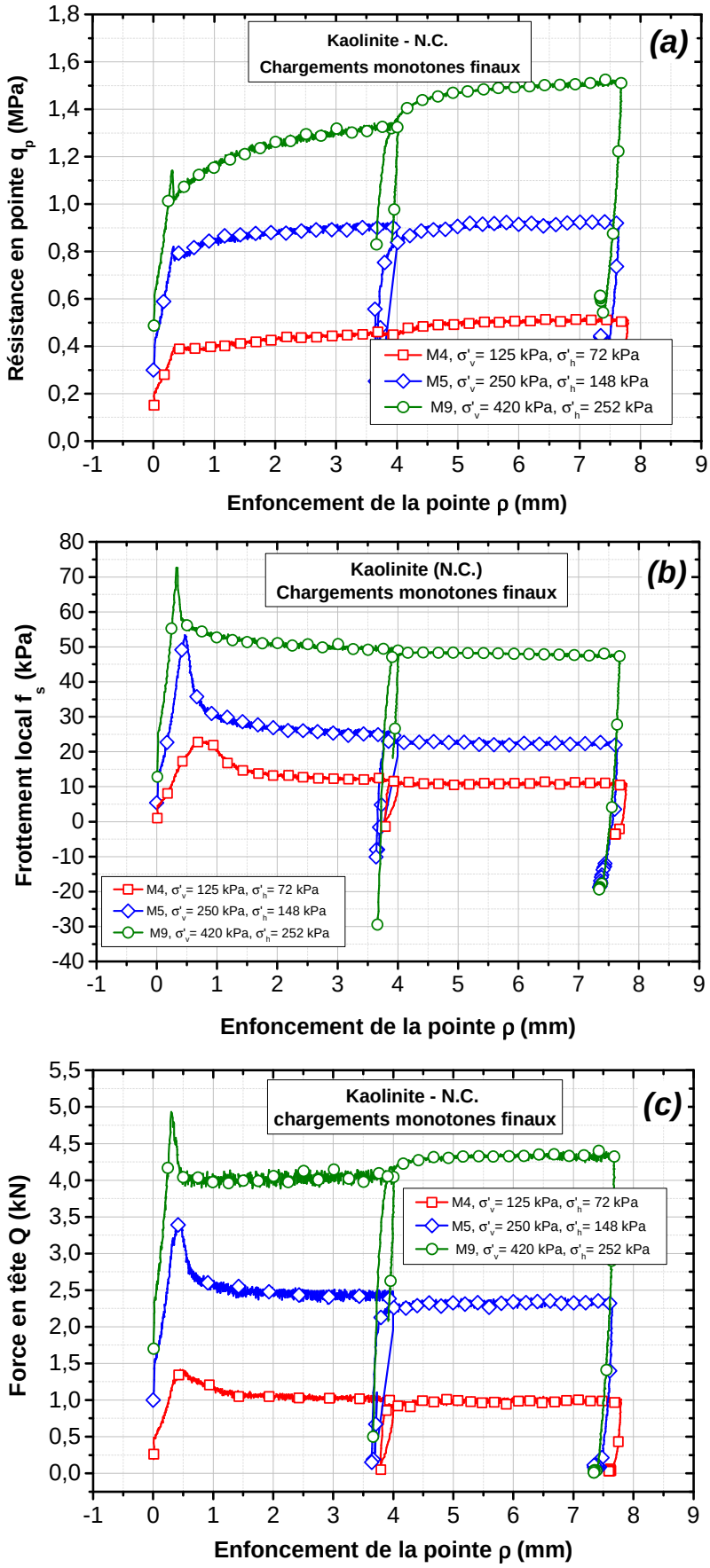


Figure IV- 12 - Influence de la contrainte de consolidation sur les chargements monotones finaux : (a) résistance en pointe; (b) frottement local ; (c) force en tête

IV.4 ESSAIS DE CHARGEMENT MONOTONE ET CYCLIQUE AU PIEZOCÔNE

Dans le but de mieux comprendre et quantifier le rôle de la pression interstitielle au cours des différentes phases de chargements monotones et de la phase de chargement cyclique, il a été décidé de réaliser une série d'essais en utilisant un piézocône au lieu de la sonde-pieu, mais aussi des piézomètres installés dans le massif afin de mesurer les surpressions interstitielles en différents points du massif. Cette partie devait permettre de déterminer :

- l'évolution de la pression interstitielle à l'interface sol-pieu et à différentes distances radiales de l'interface et de la pointe lors de différentes phases de chargement ;
- l'étude de la dissipation de la surpression interstitielle après l'arrêt du chargement.

Étant donné que le piézocône est équipé d'un manchon de frottement et d'un capteur de résistance en pointe, l'étude du frottement local et de la résistance en pointe lors des différentes phases de chargement pouvait également être faite. A la fin de l'essai, on procède à l'analyse du massif lors du démontage, afin de quantifier l'effet des chargements sur le sol au voisinage du piézocône.

Comme on a pu le voir dans la partie II.1.2.2 qui donne une description du piézocône utilisé, on rappelle que ce dernier permet de mesurer la pression interstitielle dans la position U2 qui se trouve au-dessus du cône et au-dessous du manchon de frottement. De la même façon que pour les autres essais réalisés avec la sonde-pieu instrumentée, on réalise avec le piézocône les mêmes phases de chargement. Celles-ci comprennent tout d'abord l'installation du piézocône par fonçage suivi par deux séquences d'essais monotones initiaux et un essai de chargement cyclique à déplacement contrôlé (10^5 cycles appliqués) et finalement deux séquences d'essais monotones finaux. On respecte également une pause d'au moins deux heures entre deux chargements, à l'exception du chargement monotone final n°1 qui commence juste après le chargement cyclique. On présente les résultats obtenus lors de chaque phase en termes de force en tête, de frottement local, de résistance en pointe et de la pression interstitielle à l'interface (position U2) et à différentes distances du piézocône.

IV.4.1 Phase d'installation du piézocône

On présente sur la Figure IV- 13 les résultats obtenus lors de l'installation du piézocône par fonçage. Pour ce qui est du frottement local, on observe une augmentation progressive de la valeur mesurée pour arriver à un palier constant de 18 kPa à 220 mm d'enfoncement. La valeur du frottement augmente dès le début de l'essai, car le manchon de frottement est à 5 cm de la pointe et il est en contact avec le dispositif de guidage. Ce contact entre le manchon de frottement et le dispositif de guidage donne une valeur résiduelle de frottement de 2 kPa. En ce qui concerne la résistance en pointe, celle-ci se mobilise rapidement pour atteindre un palier bien marqué après 130 mm d'enfoncement.

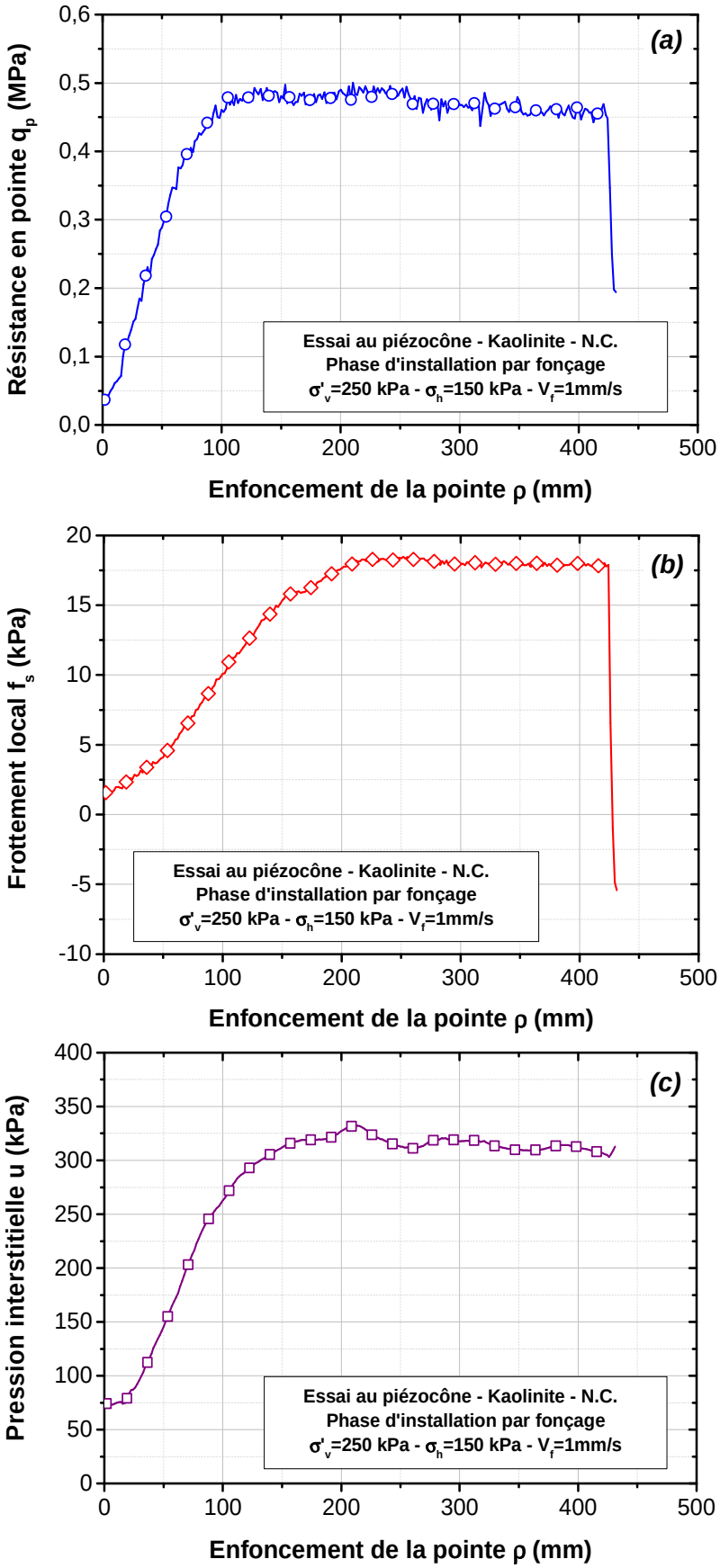


Figure IV- 13 - Phase d'installation du piézocône par fonçage (massif M12) : (a) résistance en pointe ; (b) frottement local; (c) pression interstitielle

En termes de pression interstitielle à l'interface sol-piézocône (position U2), on remarque que celle-ci se mobilise à partir d'une valeur résiduelle positive. En effet, avant la mise en place du piézocône dans le massif, le filtre de mesure de la surpression interstitielle passe dans la bague de guidage qui induit une valeur résiduelle de 75 kPa. Puis, on constate une augmentation rapide de la pression interstitielle à l'interface, dès que le filtre de mesure atteint le sol, pour arriver à un palier de 325 kPa à 220 mm d'enfoncement. Cette valeur locale de la pression interstitielle est 2,16 fois plus grande que la contrainte de consolidation horizontale σ'_{h0} et 1,3 fois plus grande que la contrainte de consolidation verticale σ'_{v0}.

On remarque que, lorsque le palier est atteint, les valeurs du frottement, de la résistance en pointe et de la pression interstitielle restent parfaitement constantes, traduisant la bonne homogénéité du massif.

Une fois le fonçage arrêté, on continue à mesurer les valeurs de la pression interstitielle afin d'avoir la courbe de dissipation de la pression interstitielle. La Figure IV- 14 présente la courbe de dissipation de la surpression interstitielle générée après l'installation du piézocône. On observe une diminution rapide de la pression interstitielle en fonction de temps. On remarque que la valeur de la pression n'augmente pas après l'arrêt de l'enfoncement. Ceci traduit la bonne saturation du piézocône. On montre aussi sur la droite de la Figure IV- 14 la valeur normalisée de la pression interstitielle ($u_{piézo}$ / $u_{piézo,\ max}$) afin de quantifier la dissipation de la surpression interstitielle en pourcentage. On constate qu'après 4 heures, plus de 90 % de la pression interstitielle s'est dissipée.

Afin de montrer l'influence de la phase d'installation par fonçage sur la génération des surpressions interstitielles à différentes distances du piézocône, on a mesuré la pression interstitielle dans le massif à l'aide de piézomètres. Le premier niveau consiste à mesurer la pression interstitielle au niveau du manchon (31 cm de profondeur à partir de la surface de massif) et à trois distances radiales 10, 16 et 21,5 cm correspondant à des distances radiales normalisées (r/r_0) de 5,5, 8,8 et 11,94 respectivement. Pour cela, on a installé quatre piézomètres, les trois premiers sont installés à gauche du piézôcone (u_{r1} u_{r2} et u_{r3}) et le quatrième (u_{r5}) se trouve à droite et permet de vérifier la symétrie et donc l'homogénéité du massif. Le deuxième niveau consiste à mesurer la pression interstitielle au niveau de la pointe (41 cm de profondeur à partir de la surface de massif). Pour cela on a installé deux piézomètres à deux distances radiales différentes de la pointe 10 cm (u_{r4}) et 21,5 cm (u_{r6}) correspondant à des distances normalisées (r/r_0) de 5,5 et 11,94 respectivement. La Figure IV- 15 (a) présente l'évolution de la pression interstitielle mesurée sur ces six capteurs lors de l'installation du piézocône.

Lorsque le fonçage commence, les valeurs de la pression interstitielle sur tous les capteurs restent constantes jusqu'à un enfoncement d'environ 100 mm qui correspond à 100 secondes. A ce stade, la pointe du piézocône est encore assez loin du premier niveau de capteurs (200 mm). Puis on observe une augmentation progressive de la pression interstitielle, sur tous les capteurs, proportionnelle à la distance radiale par rapport au piézocône. Cela veut dire que le capteur u_{r3} qui est le plus proche du piézôcone réagit en premier et montre une valeur plus importante que u_{r2} et u_{r1}. Lorsque la pointe du piézocône est

au même niveau que le manchon, la pression interstitielle sur les trois capteurs u_{r1} u_{r2} et u_{r3} vaut respectivement 9, 20, 52 kPa. A la fin de l'enfoncement, la pression interstitielle sur les trois capteurs u_{r1} u_{r2} et u_{r3} vaut 12, 33, 76 kPa. On constate que la valeur de pression sur les deux capteurs u_{r1} et u_{r2} continue à augmenter même après l'arrêt du fonçage, tandis que le pic de u_{r3} apparaît au même moment que l'arrêt de fonçage. Cela est dû à la faible perméabilité de la kaolinite. En effet lors du fonçage du piézocône, de fortes pressions interstitielles locales sont générées, ces pressions se diffusent progressivement dans le massif avec le temps et la vitesse de diffusion dépend principalement de la perméabilité du milieu. C'est la raison pour laquelle le pic de pression sur le capteur u_{r3} (le plus proche du piézocône) est atteint en premier (400 s) tandis que le pic de u_{r2} est atteint après 1400 secondes et celui de u_{r1} après 5550 secondes.

Sur la Figure IV- 15 (b), on présente les évolutions de la pression interstitielle au niveau des capteurs u_{r4} et u_{r6}. On retrouve quasiment les mêmes évolutions que celles présentées ci-avant. Les valeurs de pression restent constantes lors des 100 premiers millimètres d'enfoncement, en raison de l'éloignement encore plus important de la pointe du piézoçone. On observe, comme précédemment, une augmentation progressive avec un taux d'augmentation plus grand pour le capteur le plus proche (u_{r4}). Ici aussi, on retrouve les mêmes tendances d'augmentation de la pression en fonction de la distance radiale. Le pic de pression du capteur u_{r4} est plus grand que celui de u_{r6} avec respectivement 45 et 28 kPa tandis que le temps nécessaire pour atteindre le pic est plus petit..

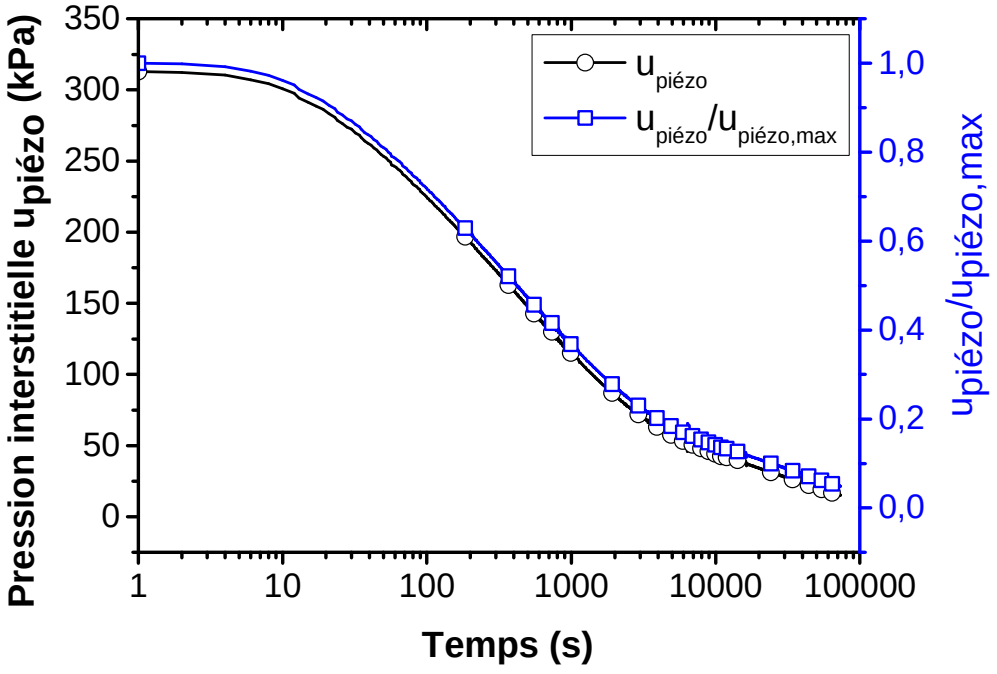


Figure IV- 14 - Courbes de dissipation de la surpression interstitielle après l'installation du piézocône (massif M12)

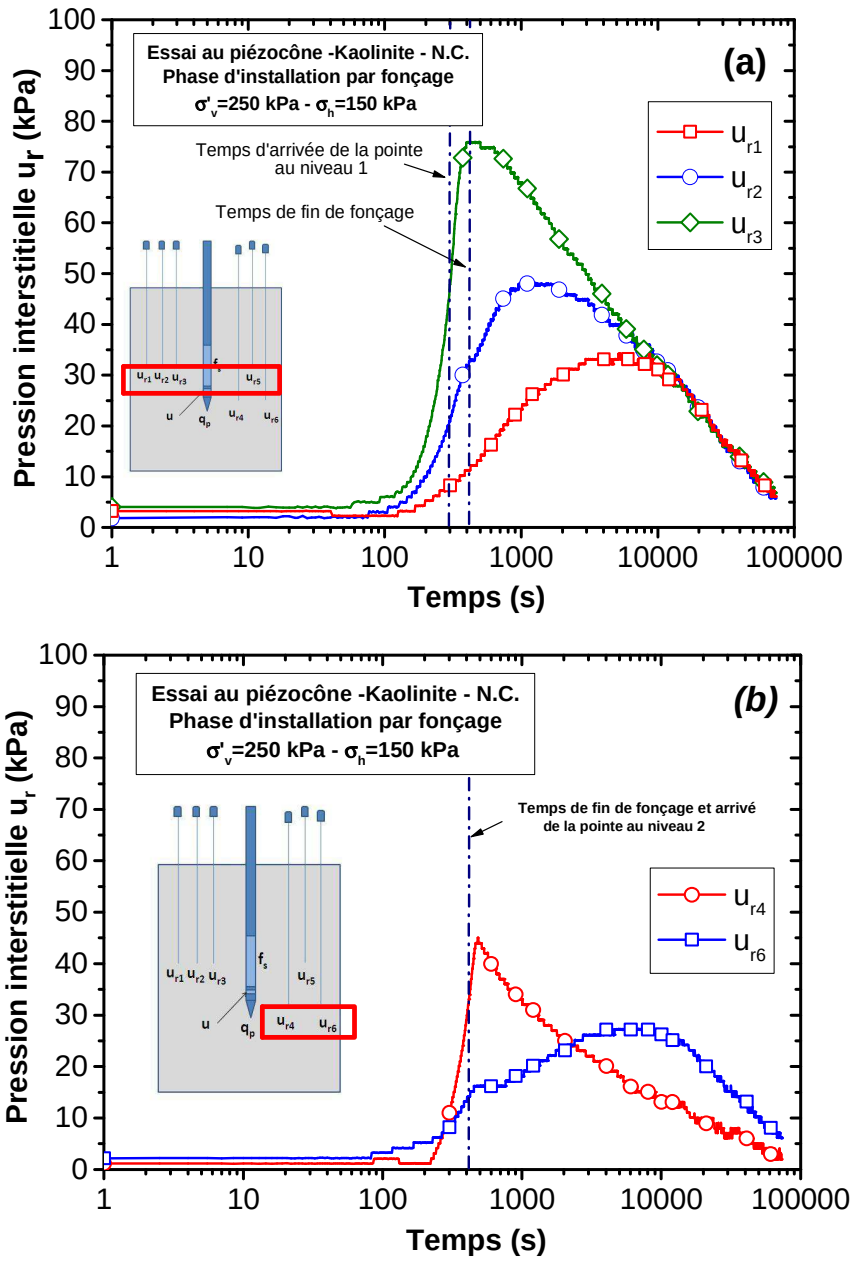


Figure IV- 15 - Courbes d'évolution de la pression interstitielle à différentes distances du piézocône pendant la phase d'installation par fonçage (massif M12) : (a) au niveau de l'interface ; (b) au niveau de la pointe

On présente sur la Figure IV- 16 une synthèse des évolutions du pic de la pression interstitielle et du temps nécessaire pour atteindre cette valeur en fonction de la distance normalisée. On observe clairement, pour les deux niveaux de mesure, que lorsque la distance radiale augmente, le pic de pression diminue et le temps nécessaire pour l'atteindre augmente. De plus, on observe une relation exponentielle entre la génération de la pression interstitielle avec la distance radiale normalisée.

En ce qui concerne la phase de dissipation des surpressions générées, on constate qu'après le pic, pour tous les capteurs de pression, une phase de dissipation est observée avec une diminution très rapide des valeurs de pression. Cette diminution commence pour $r/r_0=1$, juste après l'arrêt du fonçage

(Figure IV- 14) tandis que pour (r/r_0>1), le début de la phase de dissipation est fonction de la distance radiale normalisée.

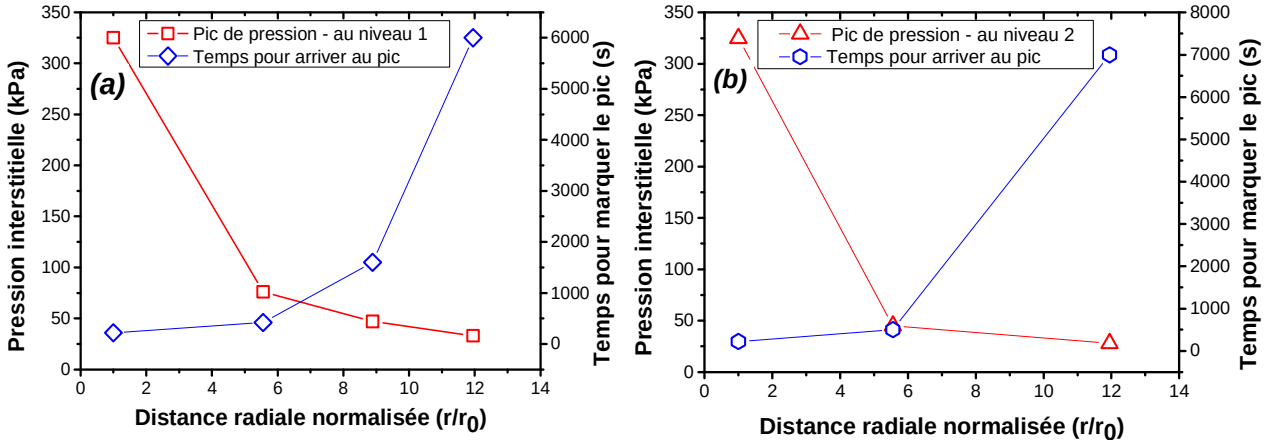


Figure IV- 16 - Evolutions du pic de la pression interstitielle et du temps pour l'atteindre en fonction de la distance radiale normalisée lors de la phase de fonçage du piézocône(massif M12): (a) niveau de l'interface ; (b) niveau de la pointe

IV.4.2 Phase de chargement monotone initial

Les essais monotones sont réalisés après une journée de pause. Le protocole est identique à celui utilisé lors des essais sur la sonde-pieu. On présente les résultats obtenus sur la Figure IV- 17. Les résultats des deux chargements monotones en termes de résistance en pointe, de frottement local et de force en tête sont très similaires à ceux obtenus sur la sonde-pieu. En terme de frottement local, on observe une mobilisation rapide lors de la première séquence monotone pour arriver à un palier (40 kPa) après un déplacement correspondant à 2 % du diamètre. Lors de la deuxième séquence, la mobilisation du frottement est encore plus rapide et le palier est atteint après 0.6 %. La valeur limite du frottement est légèrement supérieure à celle de la première séquence d'essai monotone. Si l'on compare les résultats obtenus à ceux obtenus sur la sonde, on observe que pour les deux vitesses d'enfoncement, le frottement limite obtenu est plus important dans le cas des essais avec le piézocône. Cela peut être expliqué par l'influence de la pointe sur le manchon de frottement. En effet, le manchon, sur lequel on mesure le frottement unitaire du piézocône est très proche de la pointe (5 cm) et la mesure est donc influencée par cette dernière. Par contre, dans le cas de la sonde-pieu, le manchon de frottement se trouve à 24 cm de la pointe, ce qui limite l'influence de la pointe sur la mesure du frottement. On détaillera cette interprétation plus loin lors des deux séquences d'essais monotones finaux.

Concernant la résistance en pointe, on observe une mobilisation initiale rapide suivie d'une phase plus progressive avec un taux d'augmentation moins important jusqu'à la fin de l'essai. Lors du rechargement, la résistance sous la pointe se mobilise plus rapidement que lors du premier chargement, avec une seconde phase quasi identique à la première séquence monotone. Les valeurs limites de la résistance en pointe lors du premier et du deuxième chargement monotone valent 0,6 et 0,7 MPa

respectivement. Cette différence de 0,1 MPa peut être due à l'effet de la vitesse de chargement. En effet, lorsque la vitesse de chargement augmente, une surpression plus grande peut être générée sous la pointe.

En ce qui concerne la réponse globale (force en tête), les mêmes évolutions que celles du frottement et de la résistance sont observées, validant alors les résultats obtenus sur les capteurs locaux.

En comparant les valeurs maximales obtenues dans la phase de fonçage et de chargement, on constate que les valeurs du frottement local et de la résistance en pointe sont assez différentes. En effet, les valeurs obtenues lors du chargement sont respectivement 2,2 et 1,3 fois plus importantes que celles obtenues dans la phase de fonçage.

Sur la Figure IV- 18, on présente l'évolution de la pression interstitielle pendant les deux séquences d'essais monotones. Afin de pouvoir faire une comparaison entre les deux séquences, on a présenté les résultats sur la même échelle de déplacement. On peut clairement voir l'effet de vitesse de chargement sur la génération des surpressions interstitielles. On observe que pour la vitesse quasi statique (30 µm/min) une augmentation initiale rapide de la pression interstitielle, à partir d'une valeur résiduelle de 14 kPa, jusqu'à 24 kPa au bout de 0,4 mm de déplacement (1,1 % de diamètre) suivi d'une phase de diminution de la pression interstitielle et une stabilisation de la pression autour d'une valeur résiduelle de 17 kPa jusqu'à la fin de l'essai.

Pour la deuxième vitesse de chargement (300µm/min), on observe une mobilisation progressive de la pression interstitielle à partir d'une valeur résiduelle de 13 kPa jusqu'à la fin d'essai. La valeur maximale de la pression interstitielle à la fin de l'essai vaut 28 kPa. On peut observer que la réponse de la pression interstitielle de la deuxième séquence d'essais monotones est légèrement influencée par la première. Ceci peut être observé sur la phase initiale d'augmentation de la pression interstitielle. Même si la vitesse de la deuxième séquence est plus importante, du fait de l'histoire du chargement, son taux d'augmentation reste plus faible.

Comme pour l'essai de fonçage, on a mesuré l'évolution de la pression interstitielle à différentes distances radiales du piézocône et ceci pour deux niveaux différents. La Figure IV- 19 - (a) et la Figure IV- 20 (a) présentent l'évolution de la pression interstitielle au même niveau de l'interface. On observe pour l'essai monotone 1 (30µm/min, Figure IV- 19 - (a)), une stabilisation des valeurs de pression sur les quatre capteurs pendant les premières 120 secondes, suivie d'une augmentation très progressive de la pression essentiellement sur le capteur le plus proche de l'interface $u_{r3}(r/r_0=5,5)$. Les trois autres capteurs radiaux u_{r2}, u_{r5}, u_{r1} qui sont à des distances radiales normalisées plus grandes (8,8 et 11,94), réagissent peu au chargement monotone traduisant une très faible influence du chargement monotone sur la génération des surpressions interstitielles.

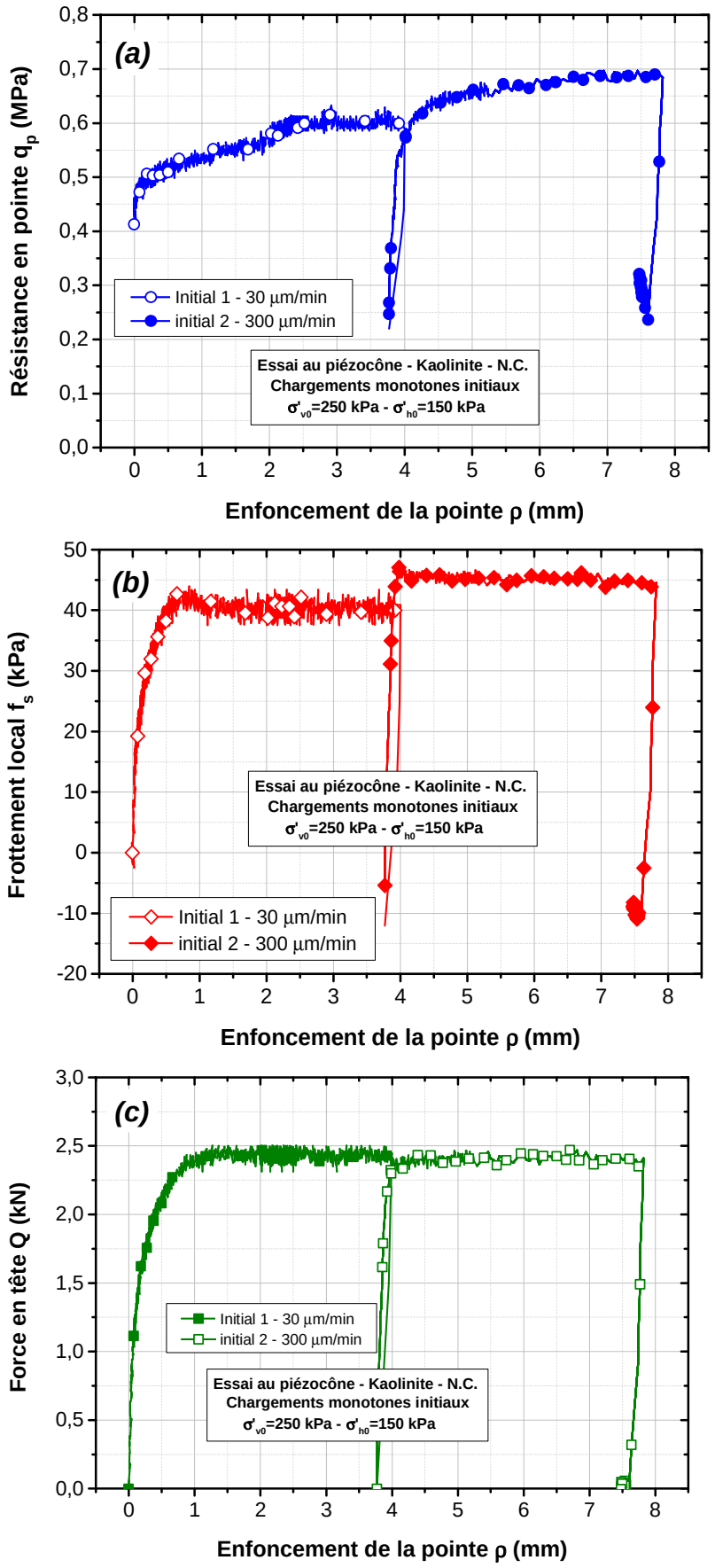


Figure IV- 17 - Essais de chargement statiques initiaux réalisés au piézocône (massif M12) : (a) résistance en pointe (b) frottement local ; (c) charge en tête

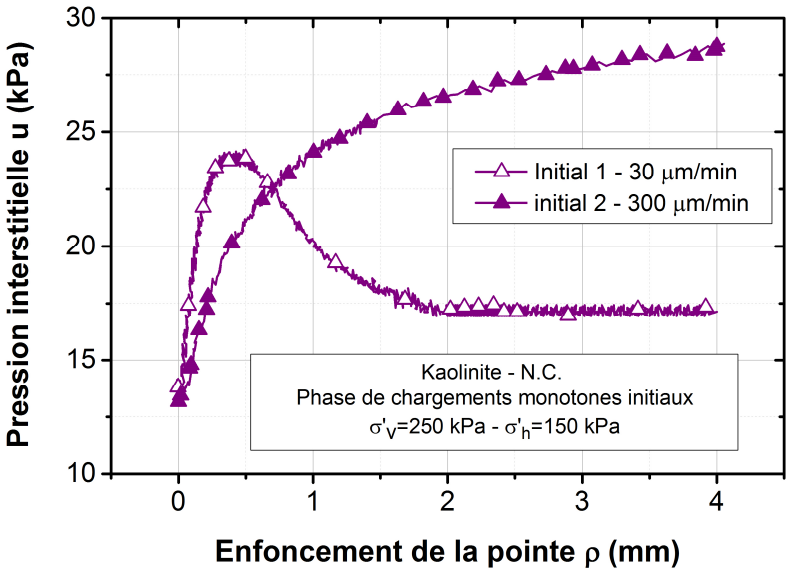


Figure IV- 18 - Evolution de la pression interstitielle (U2) lors des chargements monotones initiaux (massif M12)

Lors du deuxième essai de chargement monotone initial (300µm/min), on observe quasiment les mêmes évolutions. Le capteur le plus proche (u_{r3}) réagit le premier, ensuite les deux autres capteurs u_{r2} et u_{r5} réagissent progressivement avec une augmentation jusqu'à 6 kPa et finalement on observe une légère augmentation sur le capteur u_{r1} qui réagit en dernier.

Après l'arrêt de l'essai, on observe une dissipation de la surpression interstitielle sur tous les capteurs radiaux. On observe à nouveau l'influence de la première séquence d'essai monotone sur la réponse de la pression interstitielle à différentes distances radiales. Faute de temps, on n'a pas pu vérifier dans cette étude l'influence de l'histoire du chargement qui nécessite la réalisation de deux autres séquences d'essais monotones en appliquant la vitesse la plus rapide (300 µm/min) en premier.

Sur la Figure IV- 19 - (b) et la Figure IV- 20 (b) on présente l'évolution de la pression interstitielle dans le massif au même niveau que la pointe pour les deux vitesses de chargement. On observe les mêmes évolutions avec une augmentation de la pression interstitielle tout d'abord sur le capteur le plus proche de la pointe. La pression interstitielle mesurée sur les capteurs plus éloignés réagit plus tardivement et avec une amplitude plus faible. On observe que la vitesse de chargement de 300 µm/min génère une valeur de pression maximale plus importante (12 kPa) par rapport à celle de l'essai à 30 µm/min (6 kPa) sur le capteur u_{r4} ($r/r_0 = 5,5$).

IV.4.3 Phase de chargement cyclique

Après les essais monotones initiaux et la dissipation de la surpression interstitielle générée pendant ces essais, on procède à la réalisation de l'essai de chargement cyclique. L'essai est réalisé à une amplitude de déplacement ρ_c=±250 µm et une fréquence de f=1 Hz. Le nombre de cycles est fixé à 10^5. De façon

analogue aux essais de chargement cyclique sur la sonde-pieu, on présente l'évolution de la résistance en pointe, du frottement local et de la force en tête, mais également l'évolution de la pression interstitielle en fonction du nombre de cycles aussi bien à l'interface sol-piézocône U2 (r/r_0=1) que dans le massif. La Figure IV- 21 présente les résultats de la résistance en pointe, du frottement local et de la force en tête, en fonction du nombre de cycles. On observe une diminution des valeurs de la résistance dès le premier cycle pour les trois paramètres mesurés.

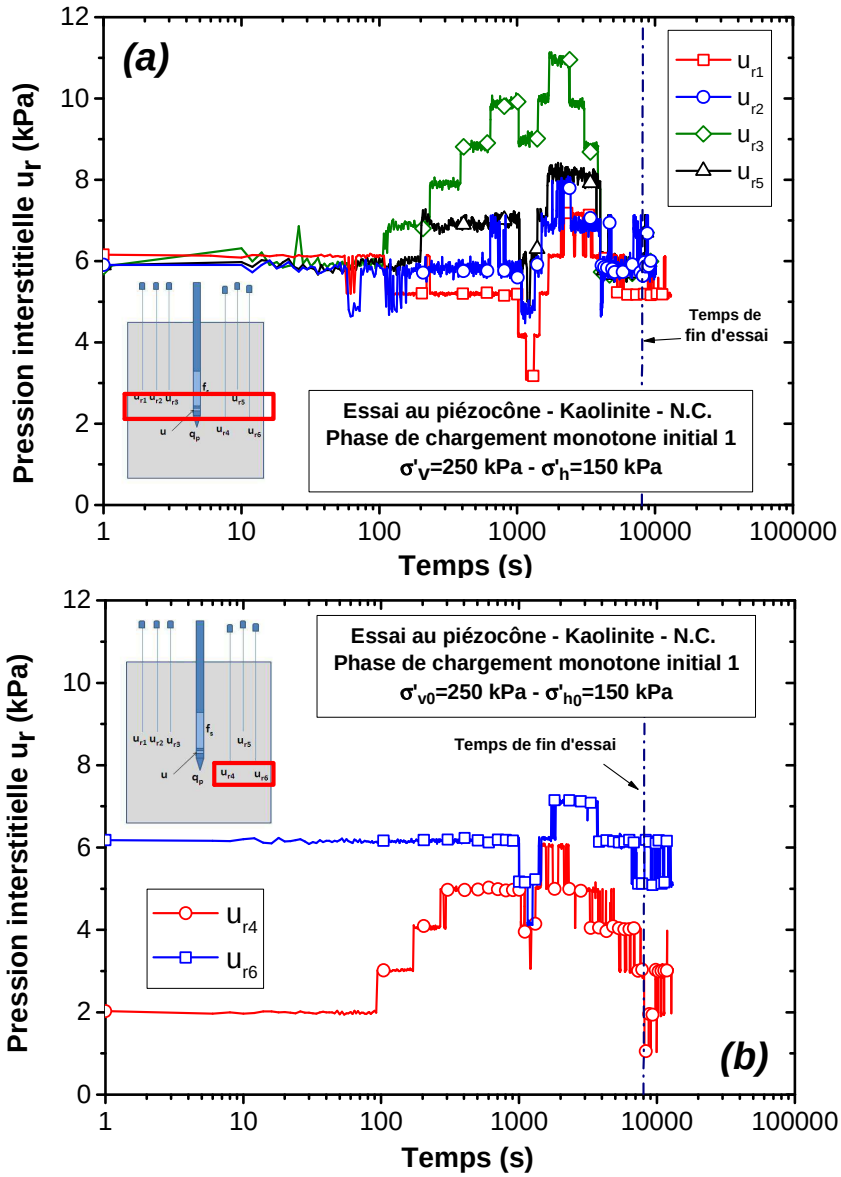


Figure IV- 19 - Evolutions de la pression interstitielle dans le massif pendant l'essai monotone initial 1 (massif M12): (a) au niveau de l'interface ; (b) au niveau de la pointe

Les valeurs maximale et minimale mobilisées lors du premier cycle pour le frottement, la résistance en pointe et la force en tête valent, 63 et -42 kPa, 0,8 et -0,12 MPa et 2,9 et -1,5 kN respectivement. Comme cela était le cas pour l'essai de chargement cyclique sur la sonde-pieu, on observe que la phase de diminution continue jusqu'à 40 cycles pour le frottement local et jusqu'à 60 cycles pour la résistance en

pointe. En terme de frottement local, après la phase de diminution, on observe une phase d'augmentation suivie à nouveau par une phase de diminution et de réaugmentation et enfin une autre diminution jusqu'à la fin d'essai. On peut relier cette variation des valeurs du frottement à l'influence de la pointe sur le frottement mobilisé. En effet le frottement local mesuré ne représente pas le frottement local mobilisé sur toute la longueur de l'interface, car le manchon de frottement est très proche de la pointe du piézocône et il est influencé par celle-ci. En ce qui concerne la résistance en pointe, on constate une augmentation progressive jusqu'à la fin d'essai.

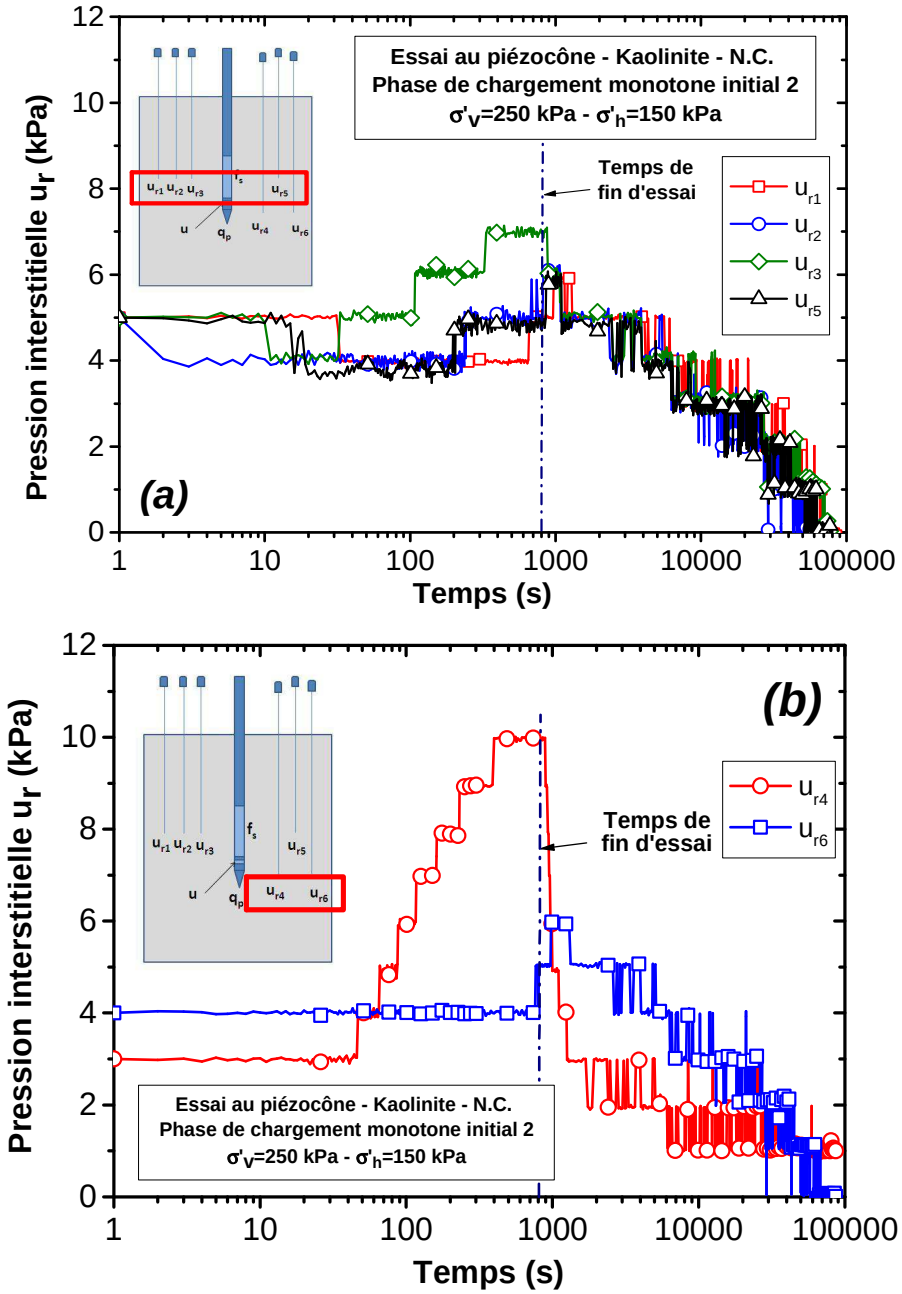


Figure IV- 20 - Evolutions de la pression interstitielle dans le massif pendant l'essai monotone initial 2 (massif M12) : (a) au niveau de l'interface ; (b) au niveau de la pointe

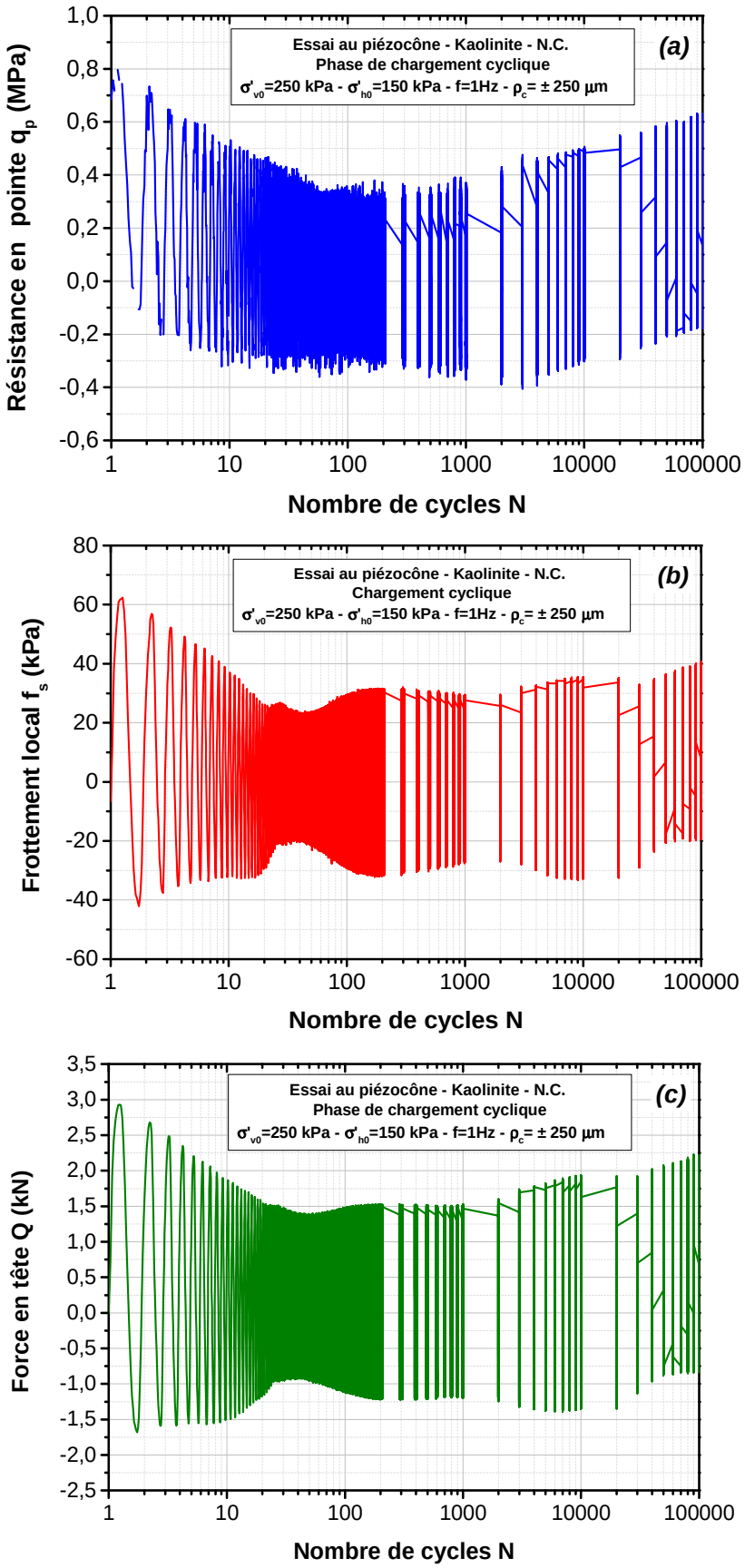


Figure IV- 21 - Essai de chargement cyclique alterné à déplacement contrôlé (massif M12) : (a) résistance en pointe ; (b) mobilisation du frottement local ; (c) force en tête

On présente sur la Figure IV- 22 la réponse cyclique de la pression interstitielle en fonction du nombre de cycles mesurée à l'interface sol-piézocône (position U2). La valeur résiduelle de la pression interstitielle après les essais monotones initiaux est de 7 kPa. On observe pendant le chargement cyclique une accumulation progressive initiale de la pression interstitielle jusqu'à 150 cycles. La valeur maximale de la pression interstitielle atteint 128 kPa. Cette augmentation de la pression interstitielle explique la diminution de la résistance à l'interface sol-pieu, car l'augmentation progressive de la pression interstitielle conduit à une diminution de la contrainte normale et par conséquent une diminution de la résistance à l'interface sol-pieu. Cette phase initiale d'augmentation progressive de la pression interstitielle n'a quasiment jamais été observée, à notre connaissance, par les autres auteurs lors de chargements cycliques. Après cette phase initiale d'augmentation de la pression interstitielle, on observe une phase de dissipation progressive qui se poursuit jusqu'à la fin de l'essai. La valeur de pression à la fin de l'essai (après 10^5 cycles) est de 10 kPa, ce qui est quasiment égal à la valeur de pression avant le chargement cyclique. Cette phase de dissipation progressive pendant le chargement cyclique n'a pas été observée, à notre connaissance, par d'autres auteurs.

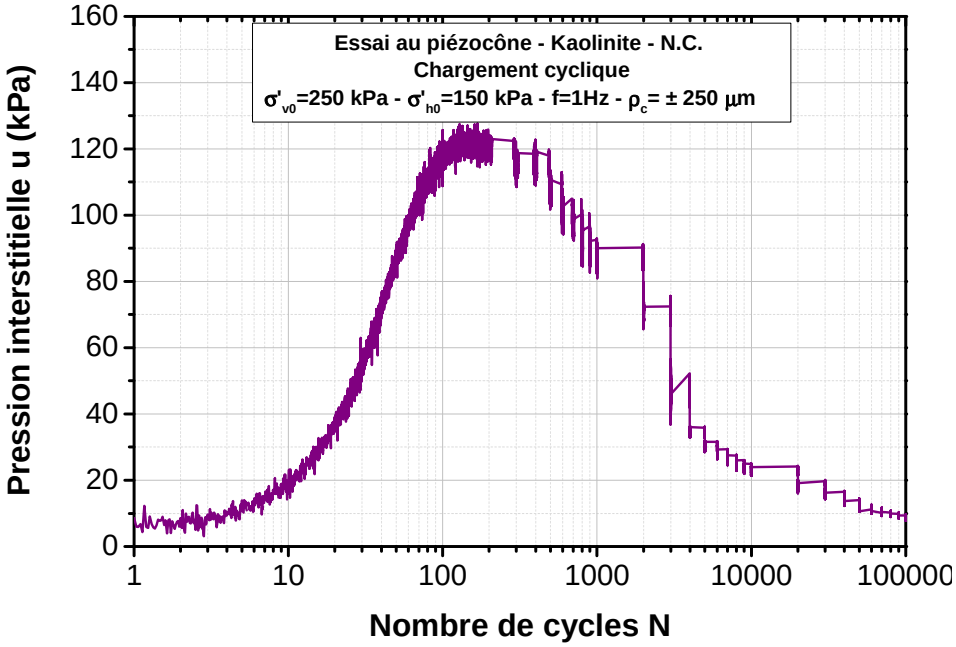


Figure IV- 22 - Evolution de la pression interstitielle lors de l'essai de chargement cyclique alterné à déplacement contrôlé mesurée au piézocône (massif M12)

Si on examine la forme de la courbe de la pression interstitielle (Figure IV- 23 (a) et (b)), on observe que l'amplitude du chargement cyclique ρ_c= ±250 µm provoque une faible amplitude cyclique de la pression interstitielle qui reste quasiment constante. C'est la valeur moyenne de la pression interstitielle qui varie en fonction du nombre de cycles avec une accumulation progressive dans la phase initiale d'augmentation et une dissipation progressive dans la phase de diminution.

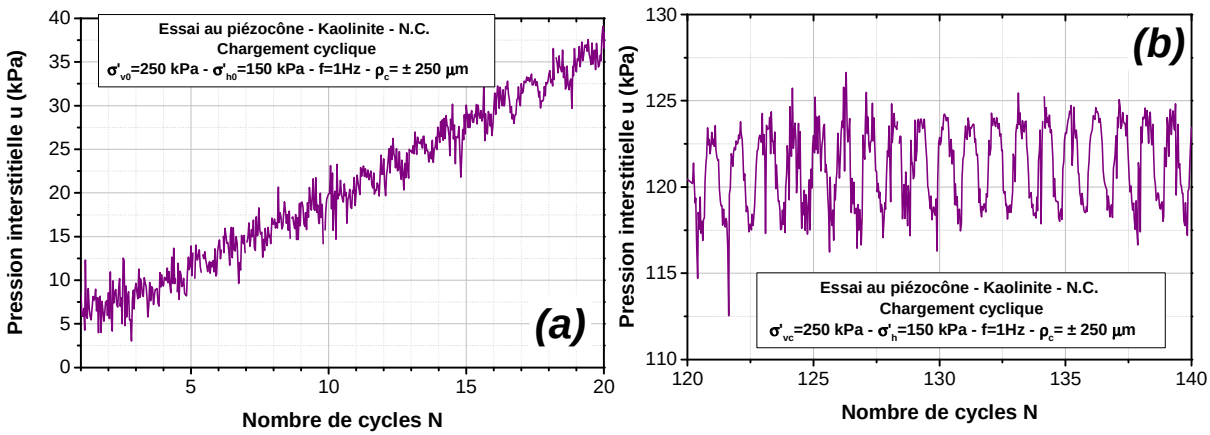


Figure IV- 23 - Présentation de quelques cycles de pression interstitielle (massif M12): (a) de 1 à 20 cycles ; (b) de 120 à 140 cycles

Sur la Figure IV- 24, on présente l'évolution de la pression interstitielle dans le massif. La Figure IV- 24 (a) présente les résultats obtenus pour les capteurs u_{r1}, u_{r2}, u_{r3}, et u_{r5} qui sont au niveau du manchon de frottement et on observe que :

- La pression interstitielle sur le capteur u_{r3} (r/r_0 = 5,5) commence à augmenter progressivement après 40 cycles. Cette augmentation progressive continue jusqu'à 3000 cycles. La valeur de la pression interstitielle à ce nombre de cycles vaut 17 kPa. Puis la pression diminue jusqu'à la fin d'essai.
- La pression interstitielle sur le capteur u_{r2} et u_{r5} (r/r_0 = 8,94) se mobilise après 100 cycles et continue à augmenter progressivement avec le nombre de cycles pour arriver à une valeur maximale de 10 kPa à 3000 cycles. Après ce nombre de cycles, la valeur de la pression interstitielle reste constante jusqu'à 20000 cycles. La valeur de pression diminue par la suite jusqu'à la fin d'essai.
- La pression interstitielle sur le capteur u_{r1} (r/r_0 = 11,9) réagit en dernier. La pression commence à augmenter après 240 cycles jusqu'à une valeur de pression de 9 kPa à 6000 cycles. La valeur de pression reste constante par la suite jusqu'à 20000 cycles et diminue ensuite jusqu'à la fin d'essai.

Sur la Figure IV- 25, on présente une comparaison entre les résultats obtenus sur chaque capteur à ceux obtenus sur le capteur de pression à l'interface sol-piézocône (position U2) en termes de pic de pression interstitielle et du temps nécessaire pour atteindre cette valeur en fonction de la distance radiale normalisée. On constate que plus la distance radiale normalisée est importante, plus le pic de pression interstitielle est faible et plus le temps correspondant est grand.

La Figure IV- 24 (b) présente les résultats obtenus pour les capteurs u_{r4}, et u_{r6} qui sont au même niveau de la pointe du piézocône. On retrouve quasiment les mêmes évolutions observées sur les capteurs de pression au niveau du manchon. On observe que l'augmentation de la pression sur le capteur

u_{r4} (r/r_0 = 5,5) se situe exactement au même temps (nombre de cycle) que pour le capteur u_{r3} (r/r_0 = 5,5). La valeur maximale de pression atteinte est de 8 kPa (qui est relativement faible par rapport à la génération de la pression interstitielle aux mêmes distances radiales au niveau du manchon). L'évolution de la pression interstitielle sur le capteur u_{r6} (r/r_0 = 11,9) commence à partir du 130e cycle avec un taux d'augmentation plus faible par rapport à celui de capteur u_{r4} (r/r_0 = 5,5) jusqu'à une valeur maximale de 8 kPa. Après le pic, la valeur de la pression interstitielle diminue progressivement jusqu'à la fin d'essai.

On peut conclure à partir des résultats obtenus que le taux d'augmentation de la pression interstitielle diminue lorsque la distance radiale augmente. Procter and Khaffaf (1987) ont obtenu qualitativement les mêmes évolutions de la pression interstitielle lors des essais de chargement à déplacement contrôlé. Ces auteurs ont réalisé 500 cycles à une amplitude cyclique de ± 200 µm sur un modèle de pieu de 25 mm de diamètre installé dans un massif d'argile de 254 mm de diamètre. Ils mesurent l'évolution de la pression interstitielle à l'interface sol-pieu ainsi qu'à trois différentes distances radiales. Les résultats montrent tout d'abord une phase d'accumulation significative de la surpression interstitielle lors des 20 premiers cycles suivie par une phase de dissipation progressive. Ces résultats montrent également que plus la distance radiale est importante, plus le pic de pression interstitielle est faible. Ces résultats sont en bon accord avec ceux obtenus dans nos essais. La Figure IV- 26 présente les résultats obtenus par ces auteurs.

Afin de quantifier les phases de dégradation et de renforcement observées lors du chargement cyclique, on présente sur la Figure IV- 27 les coefficients d'évolution du frottement local, de la résistance en pointe et de la force en tête en fonction de nombre de cycles. On observe tout d'abord une phase de dégradation initiale du frottement jusqu'à 40 cycles correspondant à une valeur de $C_{e,f}$ de 0,42. On observe que cette valeur est assez proche de celle observée sur la sonde-pieu lors de la phase de dégradation initiale ($C_{e,f}$ = 0,44 pour la sonde pieu). On observe par la suite une phase de renforcement, suivie à nouveau par une phase de dégradation et un renforcement et finalement une dégradation et un léger renforcement final. La valeur de $C_{e,f}$ à la fin d'essai vaut 0,57.

Concernant la résistance en pointe, on observe une phase de dégradation suivie par une phase de renforcement. La dégradation maximale est atteinte à 300 cycles ($C_{e,q}$ = 0,58) et le renforcement maximal est observé à la fin de l'essai correspondant à une valeur de $C_{e,q}$= 0,76.

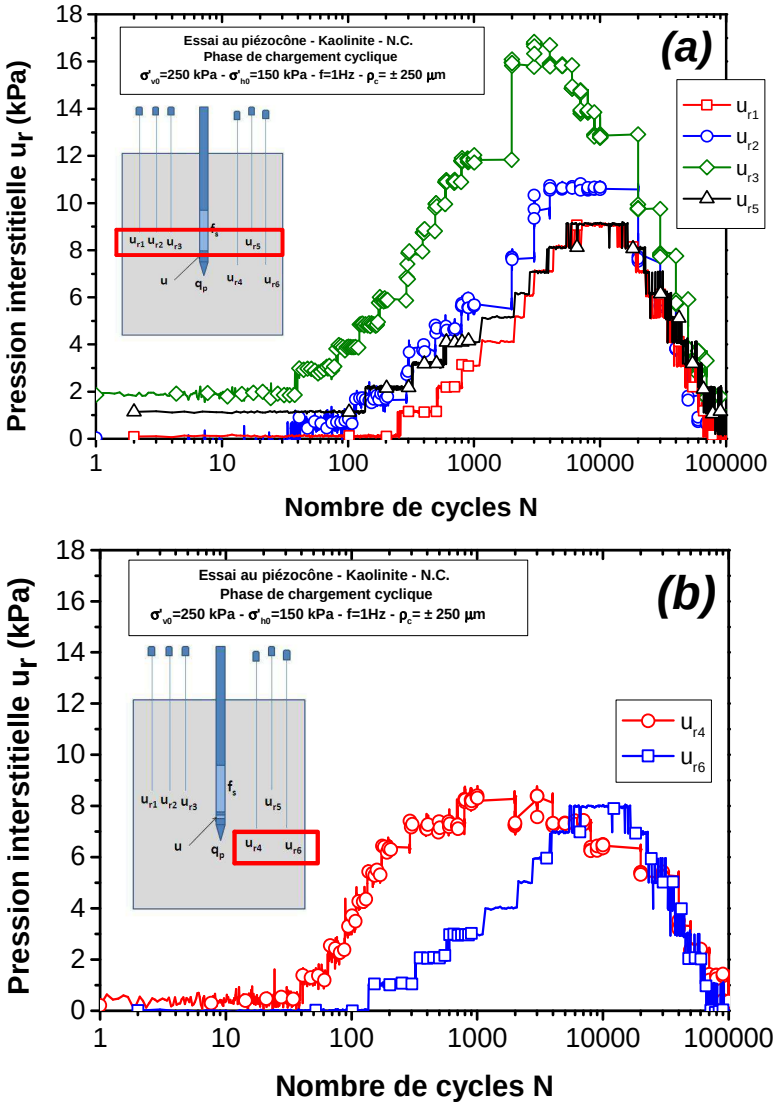


Figure IV- 24 - Evolutions de la pression interstitielle dans le massif pendant l'essai de chargement cyclique (massif M12): (a) au niveau de l'interface ; (b) au niveau de la pointe

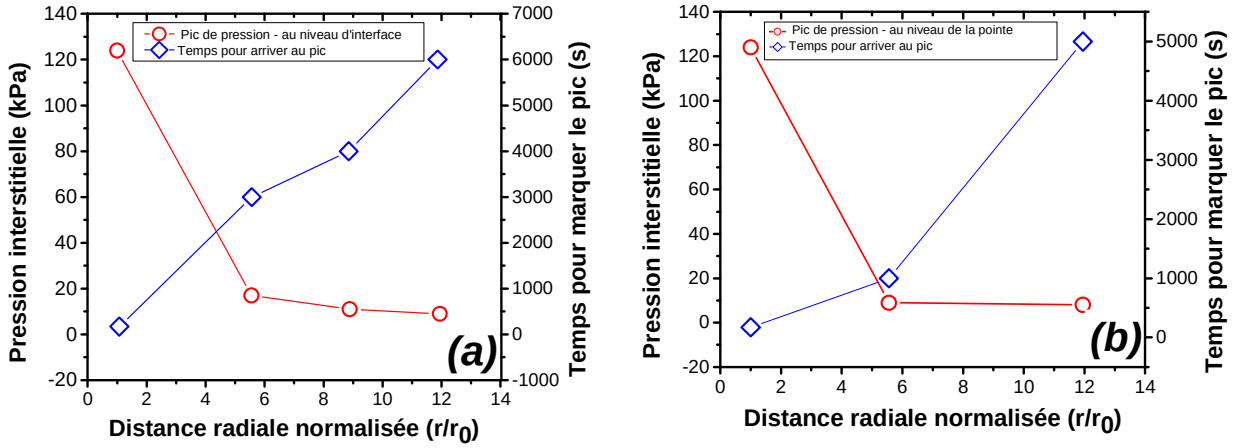


Figure IV- 25 - Evolutions du pic de pression interstitielle et du temps pour atteindre cette valeur en fonction de la distance radiale normalisée lors de chargement cyclique (massif M12): (a) au niveau de l'interface ; (b) au niveau de la pointe

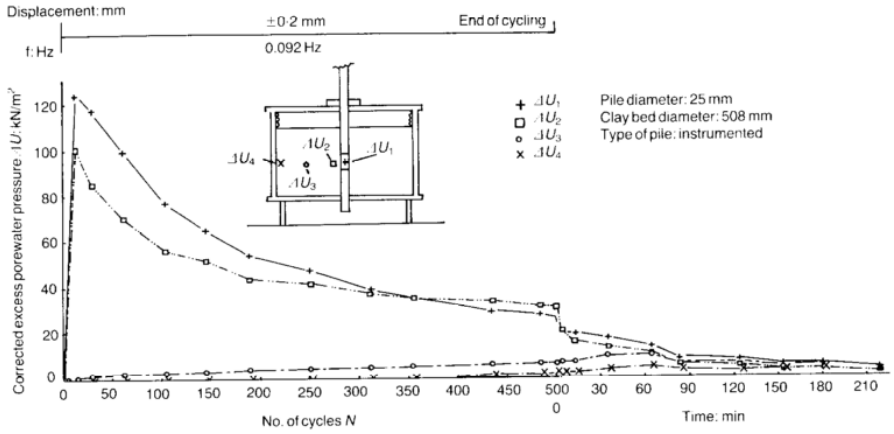


Figure IV- 26 Variation de la surpression interstitielle pendant et après le chargement cyclique (Procter and Khaffaf, 1987)

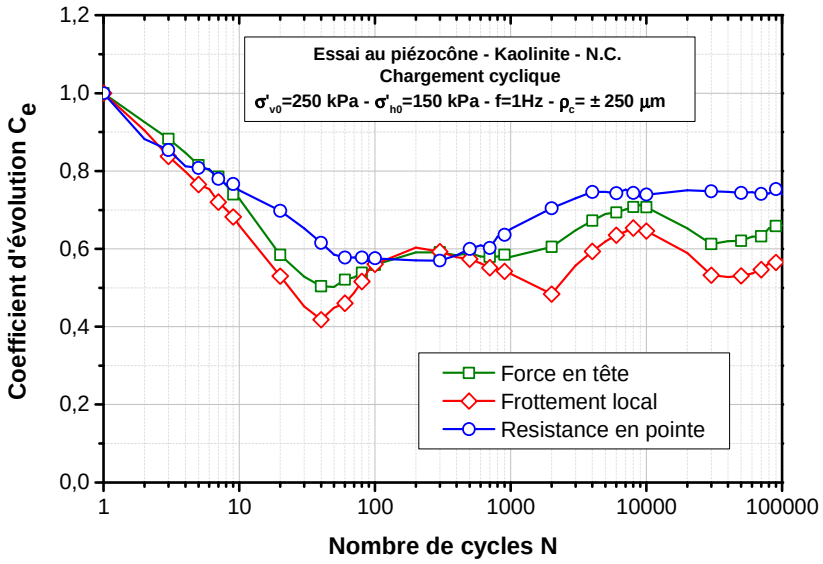


Figure IV- 27 - Evolution des coefficients d'évolution Ce correspondant au frottement latéral, à la résistance en pointe et à la force en tête (massif M12)

IV.4.4 Phase de chargement monotone final

Une fois l'essai cyclique terminé, on réalise deux séquences de chargement monotones finales à une vitesse de chargement de 300 µm/min. La première séquence est réalisée directement après la phase cyclique tandis que la deuxième séquence est réalisée deux heures après la première séquence. Les résultats obtenus en termes de force en tête, de frottement local et de résistance en pointe sont présentés sur la Figure IV- 28. Lors du premier chargement, on observe, en terme des valeurs résiduelles avant l'essai, que le frottement local se mobilise à partir d'une valeur résiduelle positive de 15 kPa et que la résistance en pointe se mobilise à partir d'une valeur positive de 0,22 MPa. Ces valeurs résiduelles sont le fruit d'un équilibre des efforts sur le piézocône à la fin de l'essai cyclique. En terme des valeurs mobilisées pendant le chargement, on remarque une augmentation très rapide du frottement local à

l'interface jusqu'à 30 kPa suivie par une deuxième phase d'augmentation avec un taux plus faible et la stabilisation après un déplacement de 0,4 mm correspondant à une valeur de l'ordre de 78 kPa. On n'observe pas, contrairement aux essais réalisés sur la sonde-pieu, de pic. Cela peut aussi expliquer par l'influence de la pointe sur le manchon de frottement. Sur la Figure IV- 28 (a), on présente les résultats de la force en tête mesurée et celle calculée à partir de la somme du frottement local et de la résistance en pointe. On observe que, pour les deux séquences d'essais monotones finaux, la valeur de la force en tête mesurée par le capteur de force est beaucoup moins importante que celle calculée à partir des valeurs locales.

Les forces en tête limites mesurées pendant la première et la deuxième séquence sont respectivement 2,4 et 2,25 kN tandis que celles calculées sont de 4,0 et 3,5 kN. De plus, lorsque l'on examine attentivement la forme de la force en tête pendant la première séquence, on observe clairement l'apparition d'un pic (2,75 kN) suivie par un radoucissement et finalement une stabilisation autour d'une valeur de 2,4 kN. On observe exactement le même comportement sur la force en tête mesurée lors des premières séquences des essais monotones finaux sur la sonde-pieu. On peut donc conclure que cette augmentation du frottement est due à l'influence de la pointe qui provoque un accroissement important des contraintes et influence la valeur du frottement local unitaire. En ce qui concerne le déplacement nécessaire pour atteindre le pic de frottement, on observe que le déplacement au pic est plus important lors de la première séquence d'essai monotone (final 1). Cela est dû à l'influence du chargement cyclique qui résulte une zone modifiée d'une certaine épaisseur.

En ce qui concerne la résistance en pointe, on observe une mobilisation initiale rapide suivie par une mobilisation moins rapide et une stabilisation vers la fin d'essai, on observe, comme cela était le cas pour le frottement local, que le déplacement nécessaire pour atteindre le pic est plus important lors de la première séquence. On observe que la valeur limite de la résistance mobilisée lors des chargements monotones finaux est moins importante que la valeur limite mobilisée lors des essais monotones initiaux.

On présente sur la Figure IV- 29 l'évolution de la pression interstitielle au cours des essais monotones finaux. En terme de valeurs résiduelles, l'essai monotone final 1 commence à partir d'une valeur résiduelle de 9 kPa, qui est la pression résiduelle à la fin de cycle numéro 10^5. L'essai monotone final 2, quant à lui, se mobilise à partir d'une valeur de 6,5 kPa. Au cours du chargement, on constate une diminution de la valeur de pression interstitielle lors des deux séquences d'essai avec un taux de diminution plus importante lors de l'essai monotone final 1. Cela pourrait résulter dû au comportement dilatant du sol à l'interface qui a été densifié au cours des cycles et qui génère des surpressions interstitielles négatives au cours de chargement.

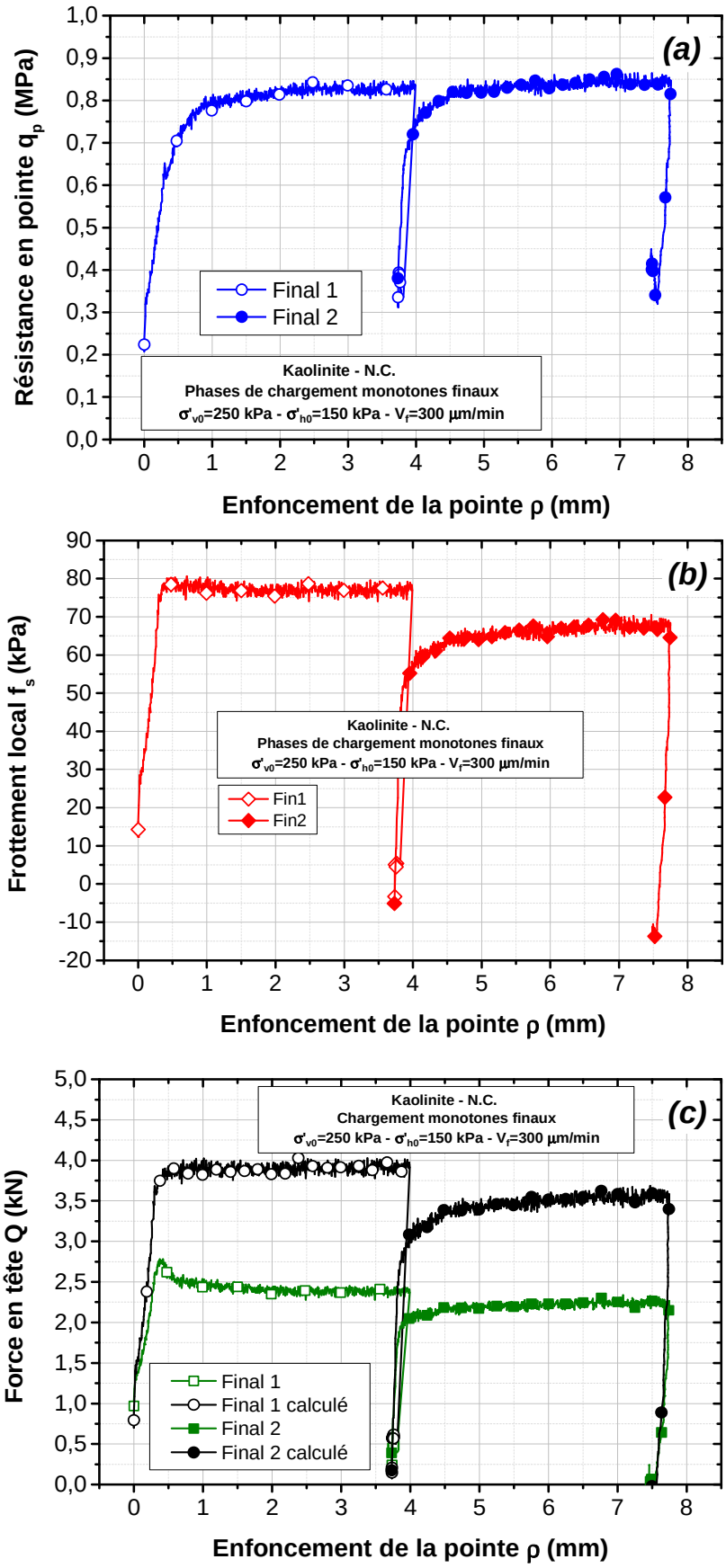


Figure IV- 28 - Essais de chargement statique finaux au piézocône (massif M12) : (a) résistance en pointe (b) frottement local ; (c) charge en tête

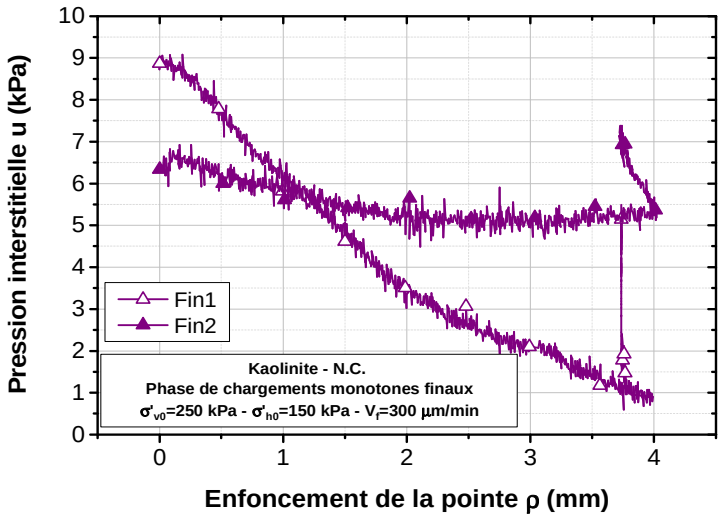


Figure IV- 29 - Evolutions typiques de la pression interstitielle mesurée au piézocône lors des chargements monotones finaux (massif M12)

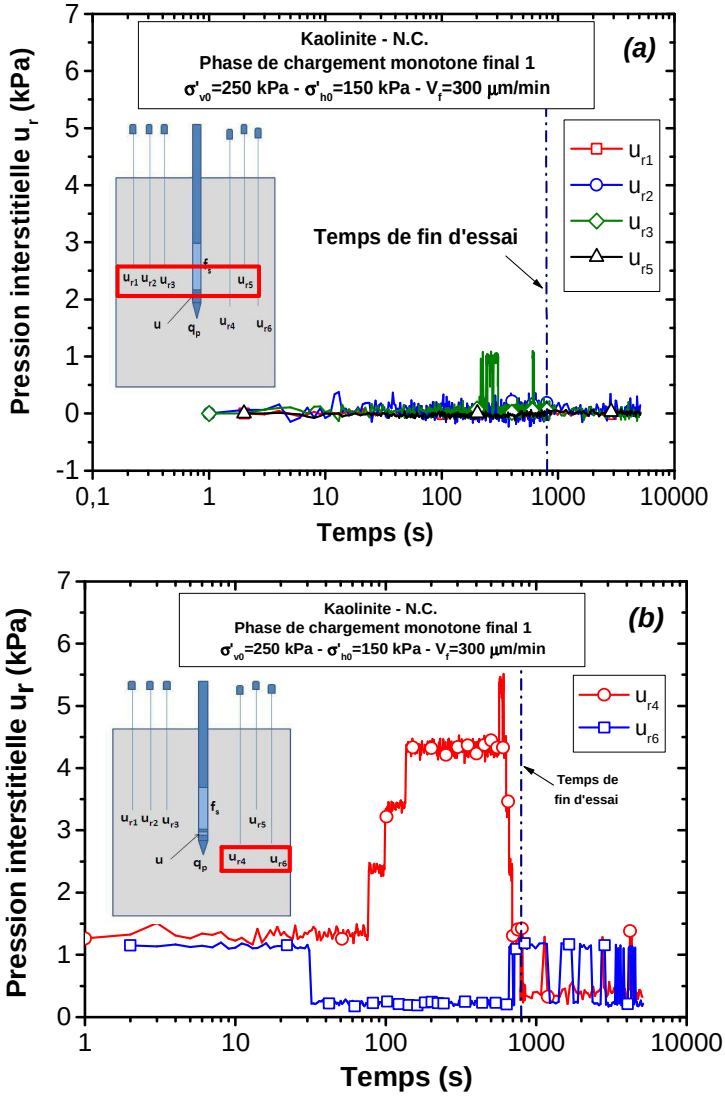


Figure IV- 30 - Evolutions de la pression interstitielle dans le massif M12 pendant l'essai monotone final 1(massif M12): (a) au niveau de l'interface ; (b) au niveau de la pointe

En ce qui concerne l'évolution de la pression interstitielle dans le massif, on constate que les quatre capteurs de pression situés à la hauteur du manchon (Figure IV- 30 (a), Figure IV- 31 (a)) donnent des valeurs quasiment constantes lors des deux séquences finales. Pour les deux capteurs de pression situés à la hauteur de la pointe (Figure IV- 30 (b), Figure IV- 31 (b)) on remarque que les réponses sont assez similaires avec celles observées au cours des chargements monotones initiaux. La pression interstitielle sur le capteur u_{r4} (au niveau de la pointe) augmente progressivement jusqu'à environ 6 kPa, puis on a une phase de dissipation.

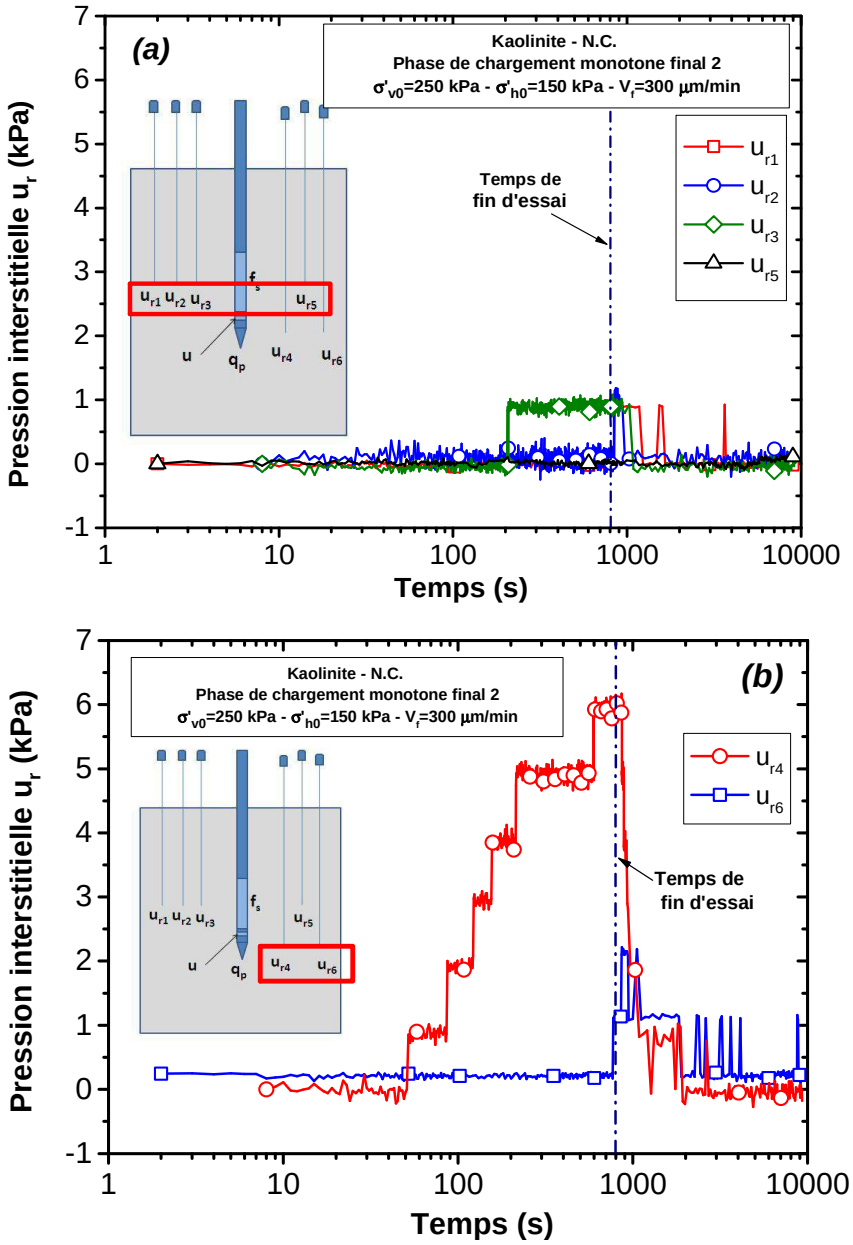


Figure IV- 31 - Evolutions de la pression interstitielle dans le massif M12 pendant l'essai monotone final 2 (massif M12): (a) à la hauteur du manchon ; (b) à la hauteur de la pointe

IV.4.5 Effet de l'installation et des différentes phases de chargement sur l'interface

Afin de montrer l'influence des différentes phases de l'essai (installation, chargements monotones initiaux, chargement cyclique, chargements monotones finaux) sur le sol à l'interface et au voisinage de la sonde, il a été décidé de prendre plusieurs mesures de la résistance au pénétromètre de poche et au scissomètre de poche mis à notre disposition par l'IFSTTAR. Pour atteindre cet objectif, on a coupé soigneusement le massif en deux à l'aide d'un fil métallique d'environ 1mm de diamètre afin de perturber le moins possible l'état de surface sur lequel on prend les mesures. La Figure IV- 32 montre quelques photos de la phase d'analyse du massif après le démontage.

Figure IV- 32 - Différentes étapes d'analyse du massif après le démontage (massif M12)

Pour les mesures de la résistance au pénétromètre, on a divisé le massif en six niveaux différents en fonction de la profondeur dans le massif. Pour chaque niveau (chaque profondeur), on a pris 16 mesures de résistance au pénétromètre à différentes distances de l'interface comme le montre la Figure IV- 33. On présente sur la Figure IV- 34 les résultats obtenus, en terme de résistance de pointe mobilisée en fonction de la distance radiale normalisée (r/r_0). On peut observer clairement l'influence de différentes phases de l'essai (histoire du chargement) sur la résistance du sol au voisinage de la sonde. En effet, la résistance au mini pénétromètre à l'interface sol-pieu ($r/r_0=1$) diminue très rapidement avec la distance radiale normalisée. On peut clairement distinguer trois zones différentes que l'on va nommer zone 1, zone 2 et zone 3.

- Zone 1 (très influencée) : cette zone est très influencée par les différentes phases d'essai et la résistance au pénétromètre est très élevée par rapport à celle du sol intact qui se trouve à une distance radiale normalisée de ($r/r0 > 6$). Cette zone peut s'étendre jusqu'à 2,5 fois le diamètre de la sonde ;

- Zone 2 (peu influencée) : cette zone semble être moins influencée que la zone 1. On observe que la résistance au pénétromètre peut varier en fonction de la hauteur dans le massif. Sur quelques niveaux, on peut même observer des valeurs de la résistance légèrement inférieures à celle du sol intact (niveau h=1 cm et 10 cm qui sont proches de la pointe). Cette zone se trouve à une distance radiale normalisée comprise entre r/r_0= 2,5 et r/r_0= 6 ;
- Zone 3 (non influencée) : cette zone ne semble pas être influencée par les différentes phases de l'essai. La résistance au pénétromètre est quasiment constante, quelle que soit la hauteur. Cette zone commence à partir d'une distance radiale normalisée de r/r_0=6.

L'augmentation de la résistance au pénétromètre de poche dans la zone 1 serait peut être due à l'effet de la phase d'installation, car pendant l'installation du pieu par fonçage, un volume de sol (qui est égal au volume du pieu) est poussé vers le bas et sur les côtés ; cela génère une zone très perturbée qui va être reconsolidée par la suite. Comme on a pu le constater, les chargements monotones et cycliques ont également une influence importante sur le comportement de l'interface, mais leur zone d'influence est plus faible (quelques millimètres).

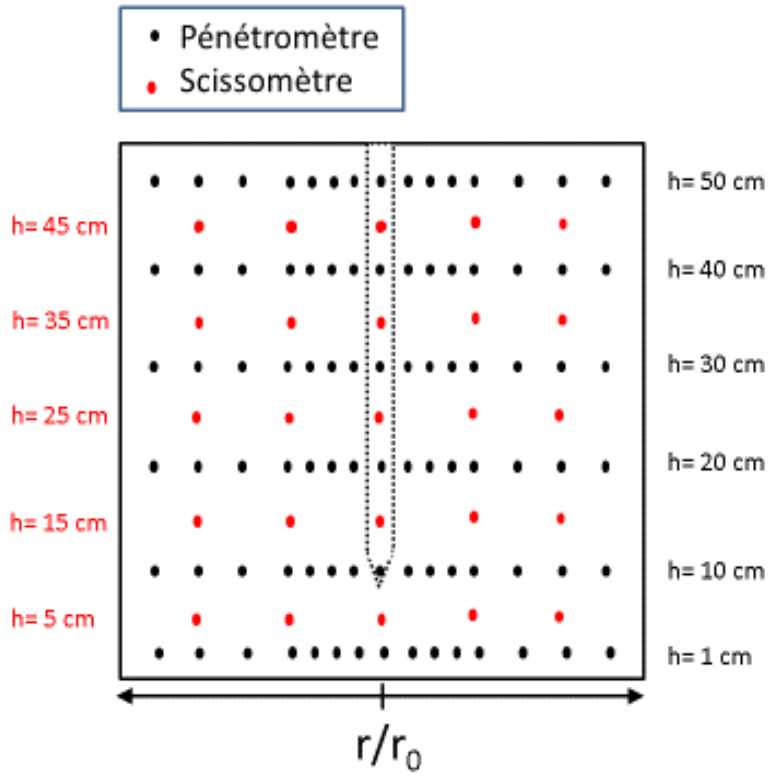


Figure IV- 33 - Schéma d'implantation des différentes mesures faites au pénétromètre de poche et au mini scissomètre après le démontage de l'essai

Ces résultats permettent aussi d'évaluer l'influence de la pointe sur le comportement observé. On peut voir que la valeur de la résistance au pénétromètre augmente lorsque l'on s'approche de la pointe du pieu. La valeur maximale de la résistance est observée pour le niveau h= 20 cm (Figure IV- 33) qui est

à quelques centimètres au-dessus de la pointe avec une valeur de la résistance qui vaut 350 kPa. Pour h= 30, 40 et 50 cm, les valeurs de résistance valent respectivement 325, 260 et 250 kPa. Cela permet de confirmer l'interprétation donnée dans la partie (IV.4.4) concernant l'effet de la pointe sur la valeur du frottement mobilisé.

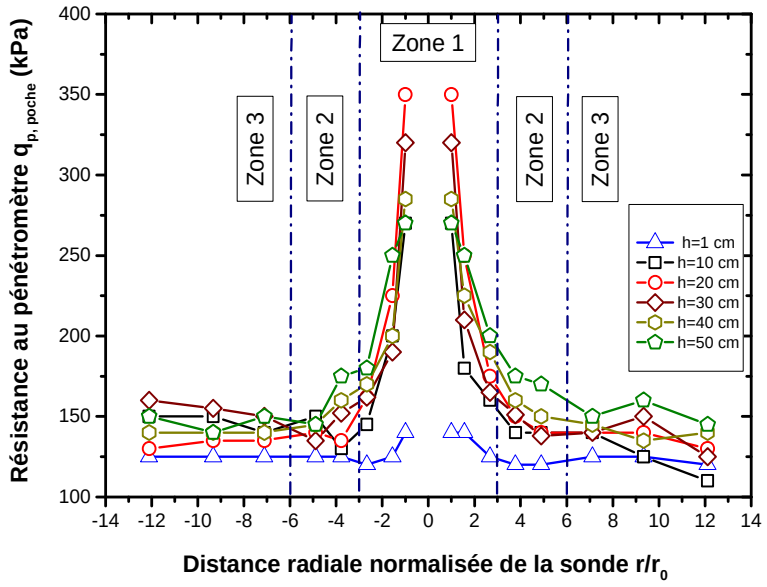


Figure IV- 34 - Cartographie des valeurs de résistance au pénétromètre de poche dans le massif d'argile (massif M12)

Pour les mesures de la résistance au cisaillement non drainé au scissomètre, on a divisé le massif en cinq niveaux différents en fonction de la profondeur dans le massif. Pour chaque niveau (chaque profondeur) on a pris 5 mesures de résistance au cisaillement à différentes distances de l'interface comme le montre la Figure IV- 33. Sur la Figure IV- 35, on présente les résultats obtenus, en termes de résistance au cisaillement mobilisée en fonction de la distance radiale normalisée (r/r_0). On observe, comme cela était le cas pour la résistance au pénétromètre, trois zones différentes. La résistance au cisaillement dans la zone 1 (proche de l'interface) est à peu près 2,5 fois plus grande que la résistance du sol à une distance radiale normalisée de (r/r0 > 6).

Ces résultats (résistance au pénétromètre et résistance au scissomètre) permettent, également de vérifier l'influence de l'effet de bord sur le comportement de l'interface sol-piézocône. Comme on l'a montré à travers les mesures de pressions interstitielles à différentes distances radiales du pieu, ces résultats indiquent qu'il y a très peu d'influence de l'effet de bord sur le comportement observé lors des différentes phases d'essai. En effet, le rayon de nos massifs est de 26,2 cm ce qui est 14,5 fois le rayon du pieu. On observe, à partir des résultats obtenus de la résistance au pénétromètre et de la résistance au cisaillement au scissomètre, que la zone influencée est de l'ordre de 6 fois le rayon du pieu ce qui est largement inférieur au rayon du massif.

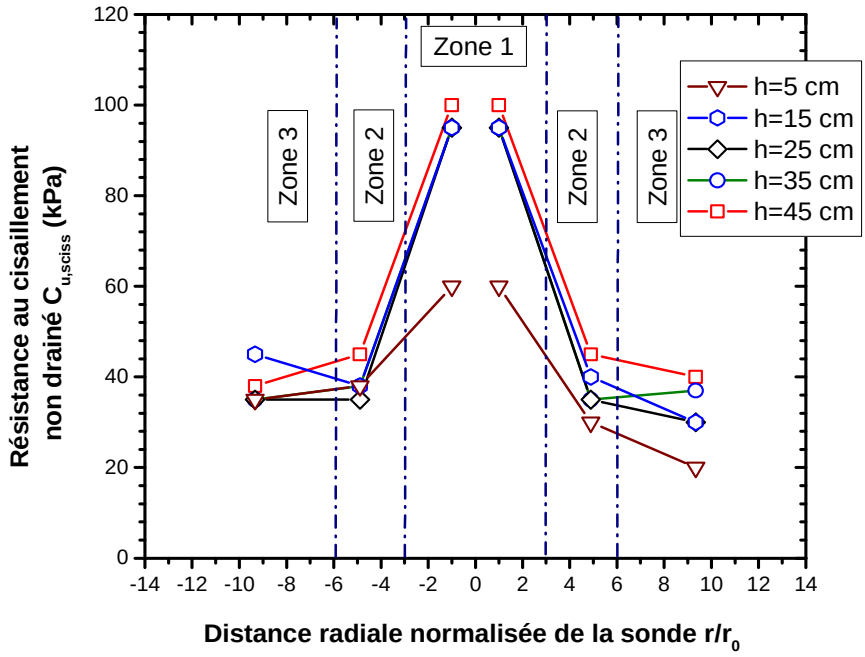


Figure IV- 35 - Cartographie des valeurs de résistance au cisaillement non drainé mesurées au mini scissomètre dans le massif d'argile (massif M12)

Afin de donner une meilleure vision de l'effet de l'histoire du chargement sur le sol au voisinage de pieu, on a tracé des isocourbes de résistance à la pénétration à partir des données obtenues au pénétromètre de poche. Les résultats sont présentés sur la Figure IV- 36.

On peut clairement voir la zone influencée par l'histoire du chargement. La zone rouge montre la résistance maximale et se situe autour de la pointe du piézocône avec une résistance qui vaut 350 kPa. La zone bleue, quant à elle, permet, avec une résistance entre 130 et 160 kPa, de vérifier l'homogénéisation du massif.

IV.5 SYNTHESE ET COMPARAISON DES RESULTATS

IV.5.1 Comportement lors de l'installation et des essais monotones initiaux

Ce paragraphe présente une synthèse des comportements observés pendant la phase d'installation du pieu et de la phase des essais monotones initiaux relatifs au frottement latéral et à la résistance en pointe. L'évolution du frottement maximal lors de l'installation est présentée sur la Figure IV- 37. La vitesse de fonçage pour tous les essais est de 1 mm/s et la profondeur de fonçage est au moins 400 mm. On observe clairement que lorsque la contrainte de consolidation augmente, le frottement maximal mobilisé augmente aussi. Sur les Figure IV- 38 (a) et (b), on présente les résultats relatifs au frottement maximal $f_{s,\ max}$ et au frottement limite $f_{s,\ lim}$ lors des deux séquences d'essais monotones initiaux (initial 1 et initial 2).

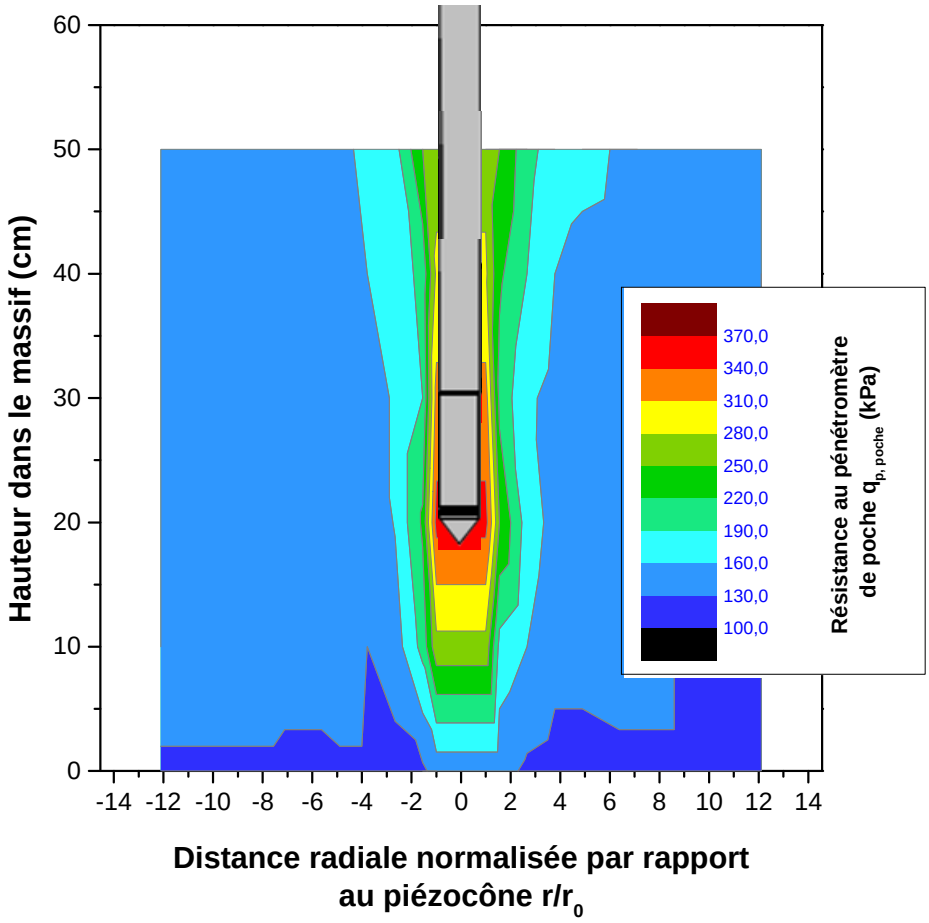


Figure IV- 36 - Isocourbes de la résistance au pénétromètre de poche dans le massif d'argile (massif M12)

On observe, ici aussi, que le frottement maximal $f_{s,\ max}$ et le frottement limite $f_{s,\ lim}$ augmentent avec l'augmentation du niveau des contraintes de consolidation. A titre de comparaison, on a présenté sur les mêmes figures, en plus des résultats monotones, les résultats obtenus lors de la phase de fonçage. On peut observer que le frottement maximal et le frottement limite sont beaucoup plus importants lors des essais de chargements monotones initiaux et que le taux d'augmentation devient plus important lorsque la contrainte de consolidation augmente. Cela peut être expliqué par le fait que lors de l'installation par fonçage, de grandes surpressions interstitielles sont générées ce qui diminue le frottement à l'interface. Après la phase d'installation et la reconsolidation (dissipation complète de la surpression interstitielle) du sol au voisinage de pieu, la résistance augmente progressivement avec le temps. On présente dans le Tableau IV - 2 une synthèse des valeurs du frottement local et de la résistance en pointe.

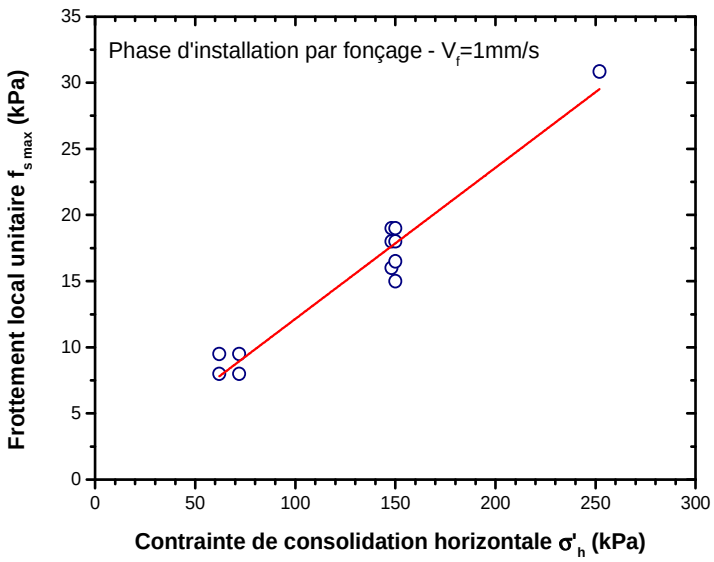


Figure IV- 37 - Synthèse des valeurs de frottement local mobilisé lors de l'installation (massif M1 à M12)

IV.5.1 Comportement cyclique

Après avoir synthétisé le comportement observé lors de la phase d'installation et lors des chargements monotones initiaux, on présente dans ce paragraphe une synthèse du comportement cyclique en termes de frottement local et de résistance en pointe au cours des différentes phases de dégradation et de renforcement cyclique. La présentation est faite à partir des coefficients d'évolution $C_{e,f\ min}$ et $C_{e,f\ max}$, présentés dans le chapitre III, ainsi que des numéros de cycles correspondant. Ce dernier sert à quantifier la vitesse de dégradation ou de renforcement de chaque phase. Les résultats récapitulatifs sont présentés dans le Tableau IV - 3.

Les évolutions du frottement local lors de la phase de dégradation sont présentées sur la Figure IV- 39. On remarque que lorsque la contrainte de consolidation augmente, la valeur de $C_{e,\ f\ min}$ augmente également, ce qui signifie que l'interface se dégrade moins. On peut aussi remarquer l'effet de l'amplitude de déplacement cyclique sur le coefficient d'évolution. Pour le même niveau de contrainte de consolidation, plus l'amplitude est importante, et plus le coefficient est faible.

Sur la Figure IV- 40, on présente les évolutions du frottement local dans la phase de renforcement à grand nombre de cycles. On observe que, ici aussi, plus le niveau des contraintes est élevé, plus le coefficient d'évolution est élevé. En revanche, on n'observe pas clairement d'effet de l'amplitude sur le coefficient d'évolution à grand nombre de cycles.

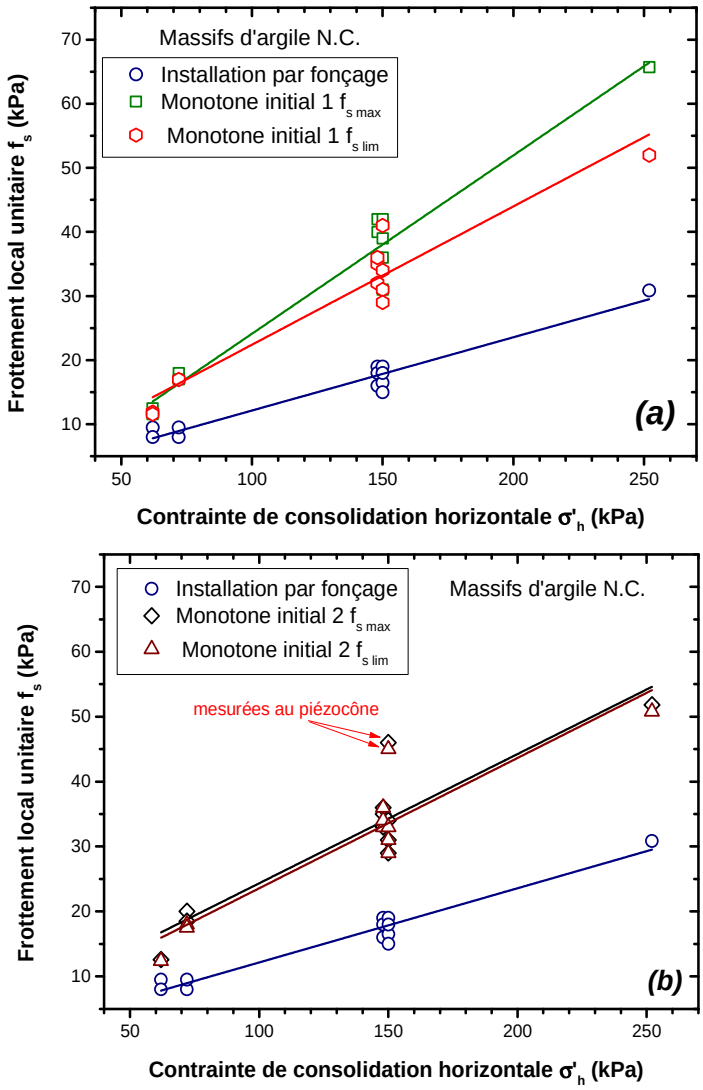


Figure IV- 38 - Synthèse des valeurs de frottement local mobilisé lors des essais de chargement monotone initiaux : (a) initial 1 ; (b) : initial 2

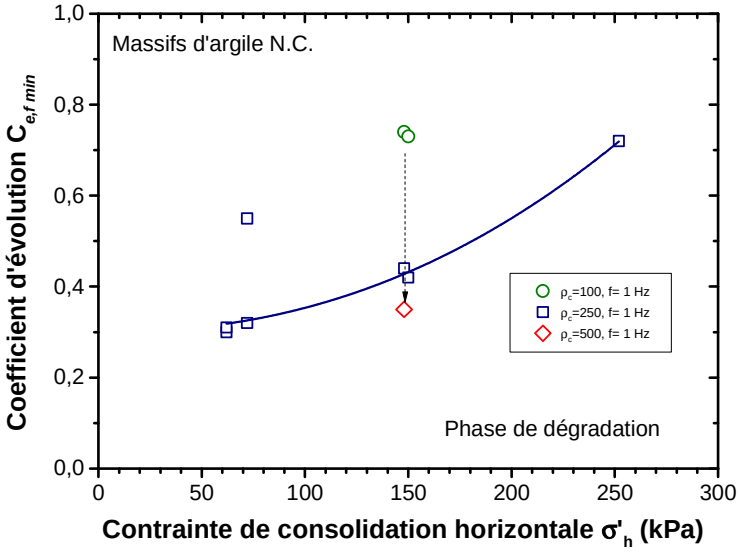


Figure IV- 39 - Synthèse des évolutions de $C_{e,f}$ lors de la phase de dégradation initiale

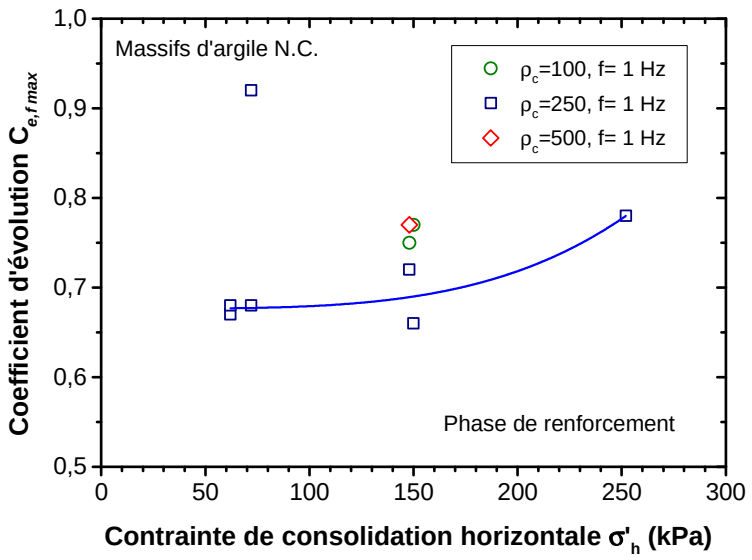


Figure IV- 40 - Synthèse des évolutions de $C_{e,f}$ lors de la phase de renforcement à grand nombre de cycles

IV.5.1 Comportement post-cyclique (monotones finaux)

On présente maintenant la synthèse des résultats obtenus au cours des chargements monotones finaux. La présentation est faite par le biais de coefficient de D_τ utilisés dans la littérature (paragraphe I.6.1) dont les résultats sont présentés sur la Figure IV- 41. On observe quasiment les mêmes évolutions que celles correspondant à la phase de renforcement à grands nombres de cycles (Figure IV- 40). Pour les faibles niveaux de contrainte, la valeur du coefficient d'évolution $C_{e,f}$ et du coefficient D_τ sont quasiment identiques, tandis que pour les niveaux de contraintes moyens et forts, le coefficient de D_τ est plus important que $C_{e,f}$. Les valeurs numériques sont présentées dans le Tableau IV - 4.

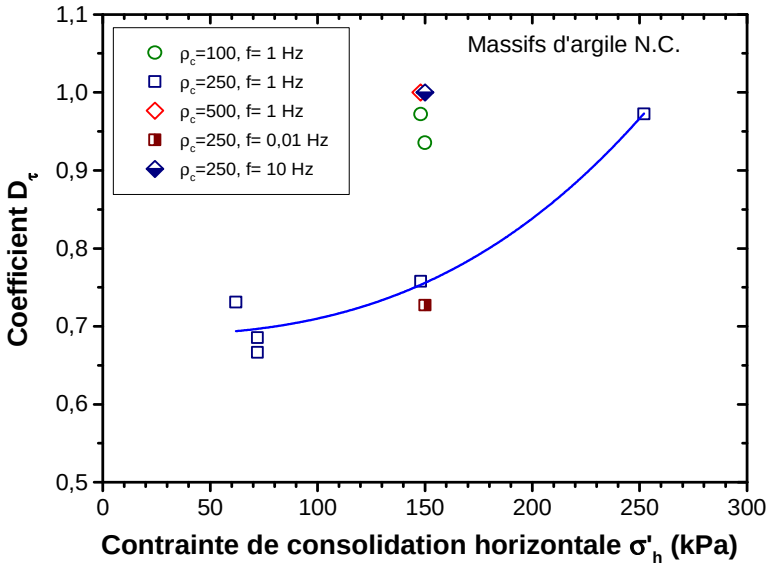


Figure IV- 41 - Synthèse du frottement local limite en termes du coefficient D_τ

Massif N°	σ'_{h0}	σ'_{v0}	Phase de fonçage			Monotone initial 1				Monotone initial 2			
			$f_{s\,max}$ (kPa)	$q_{p\,max}$ (MPa)	Q (kN)	$f_{s\,max}$ (kPa)	$f_{s\,lim}$ (kPa)	Q (kN)	$q_{p\,lim}$ (MPa)	$f_{s\,max}$ (kPa)	$f_{s\,lim}$ (kPa)	Q (kN)	$q_{p\,lim}$ (MPa)
M1	62	125	10	0,38	0,65	13	12	0,87	0,46			-	-
M2	62	125	8	0,41	0,67	12	12	0,96	0,55	13	12	1,07	0,64
M3	72	125	8		0,65	18	17	1,15	0,52	20	18	1,20	0,52
M4	72	125	10	0,35	0,72	17	17	1,08	0,41	19	18	1,19	0,40
M5	148	250	16	0,55	1,35	36	32	2,50	0,95	33	33	2,48	1,04
M6	148	250	19	0,60	1,50	40	35	2,50	0,82	35	34	2,50	0,90
M7	148	250	18	0,77	1,57	42	36	2,80		36	36	2,75	
M8	150	250	17	0,73	1,28	39	34	2,70	1,35	34	33	2,60	1,42
M9	252	420	31	0,95	2,30	66	52	4,42	1,28	52	51	4,10	1,42
M10	150	250	19	0,77	1,32	36	31	2,70	0,81	31	31	2,70	0,90
M11	150	250	15	0,85	0,79	31	29	2,45	1,03	29	29	2,25	1,08
M12	150	250	18	0,50		42	41	2,40	0,60	46	45	2,40	0,69

Tableau IV - 2 - Synthèse des résultats obtenus lors de la phase d'installation et lors des essais de chargement monotone initiaux

Massif	σ'_{h0}	σ'_{v0}	ρ_c (µm)	f (Hz)	Phase de dégradation				Phase de renforcement			
					Frottement		Pointe		Frottement		Pointe	
					$C_{e,f\ min}$	$N_{f\ min}$	$C_{e,q\ min}$	$N_{q\ min}$	$C_{e,f\ max}$	$N_{f\ max}$	$C_{e,q\ max}$	$N_{q\ max}$
M1	62	125	±250	1	0,30	60	0,41	80	0,67	5000	0,83	5000
M2	62	125	±250	1	0,31	40	0,45	60	0,68	30000	0,79	30000
M3	72	125	±250	1	0,55	100	0,61	100	0,92	100000	0,90	40000
M4	72	125	±250	1	0,32	50	0,50	50	0,68	100000	0,82	100000
M5	148	250	±250	1	0,44	40	0,57	40	0,72	100000	0,92	100000
M6	148	250	±500	1	0,35	40	0,42	60	0,77	100000	0,81	100000
M7	148	250	±100	1	0,74	10000	0,75	100000	0,75	100000		
M8	150	250	±250	0,01	0,96	200	0,93	200				
M9	252	420	±250	1	0,72	200	0,69	80	0,78	100000	0,74	100000
M10	150	250	±100	1	0,73	10000	0,75	100000	0,77	100000		
M11	150	250	±250	10	0,25	200	0,38	200	0,58	100000	0,64	100000
M12	150	250	±250	1	0,42	40	0,56	300	0,66	8000	0,76	100000

Tableau IV - 3 - Synthèse des évolutions observées lors du chargement cyclique

Massif N°	σ´h	σ´v	Monotone final 1					Monotone final 2			
			$f_{s\,max}$ (kPa)	$f_{s\,lim}$ (kPa)	Q_{max} (kN)	Q_{lim} (kN)	$q_{p\,lim}$ (MPa)	$f_{s\,max}$ (kPa)	$f_{s\,lim}$ (kPa)	Q (kN)	$q_{p\,lim}$ (MPa)
M1	62	125	17	9,5	1,00	0,83	0,45	9	9	0,89	0,43
M2	62	125	25	13	1,90	1,30		10,5	10,5	1,30	
M3	72	125	24	12	1,40	1,00	0,57	11	10	0,93	0,58
M4	72	125	23	12	1,42	1,10	0,43	13	11	1,00	0,50
M5	148	250	52	25	3,40	2,40	1,20	22	22	2,30	1,19
M6	148	250	69	34	4,40	3,10	0,90	29	29	2,90	1,00
M7	148	250	45	35	2,90	2,80	1,50	33	33	2,70	1,50
M8	150	250	46	24	3,50	2,40	1,50	24	24	2,40	1,60
M9	252	420	73	49	5,10	4,10	1,30	48	47	4,30	1,50
M10	150	250	43	29	2,80	2,70	0,65	29	29	2,70	0,67
M11	150	250	54	29	3,76	2,60	0,81				
M12	150	250	79	77	2,75	2,40	0,85	68	68	2,25	0,85

Tableau IV - 4 - Synthèse des essais de chargement monotone finaux

IV.3 CONCLUSIONS

Dans ce chapitre, on a présenté les résultats d'une étude paramétrique réalisée sur le comportement de l'interface argile-pieu. On peut en tirer les conclusions principales suivantes :

1. L'effet de l'amplitude du déplacement cyclique est très significatif. La valeur du coefficient d'évolution du frottement lors de la phase de dégradation $C_{e,f\ min}$ est d'autant plus faible que l'amplitude cyclique du déplacement est importante.
2. Pour une gamme de fréquences inférieures à 0,1 Hz, il n'y a quasiment pas ou très peu d'influence de ce paramètre sur la réponse cyclique.
3. L'effet du niveau de consolidation est le suivant :
    a. Le frottement maximal mobilisé lors de la phase d'installation et lors des chargements monotones initiaux augmente avec l'augmentation du niveau de consolidation ;
    b. Lors du chargement cyclique à déplacement contrôlé, la valeur du coefficient d'évolution du frottement est d'autant plus grande (moins de dégradation) que le niveau de consolidation est important.
4. La génération de la surpression interstitielle suit les évolutions suivantes:
    a. Lors de l'installation de la sonde, des surpressions interstitielles élevées sont générées aussi bien à l'interface qu'à différentes distances radiales du pieu. L'augmentation de la pression interstitielle est d'autant plus petite que la distance est importante.
    b. Après la phase de dissipation de la surpression, la résistance à l'interface et à la pointe du pieu augmentent, du fait de la reconsolidation du sol au voisinage du pieu.
    c. Le chargement cyclique provoque une génération progressive de la pression interstitielle à l'interface qui diminue avec la distance radiale et provoque une dégradation de l'interface.
    d. Des surpressions négatives sont générées lors des essais de chargements monotones post-cycliques.

CONCLUSIONS GENERALES ET PERSPECTIVES

L'objectif de cette thèse a été d'étudier le comportement de l'interface sol-pieu lors de chargement cyclique dans les sols fins. Un programme d'essais monotones et cycliques a été réalisé, à partir d'une modélisation physique de type chambre d'étalonnage, sur une sonde-pieu et un piézocône. Les essais avec la sonde-pieu ont été réalisés pour mettre en évidence, lors de chargement cyclique à grand nombre de cycles, l'influence des paramètres clés sur le comportement de l'interface sol-pieu, tels que l'amplitude de déplacement cyclique, la fréquence de chargement, la contrainte de consolidation initiale. L'essai de chargement cyclique avec le piézocône, quant à lui, a permis d'exploiter les mesures de la génération des surpressions interstitielles pour valider les interprétations faites concernant les différents comportements observés avec la sonde-pieu.

La première étape a consisté à développer un nouveau dispositif de reconstitution des massifs de sols fins de grande taille (consolidomètre). Celui-ci permet, par consolidation sous conditions k_0, de reconstituer de manière répétable des massifs homogènes de sols fins. Il a fallu également développer un protocole expérimental spécifique pour la reconstitution des massifs de sols fins et la réalisation de divers essais. Puis on a effectué une caractérisation complète de l'argile retenue pour l'étude (Speswhite), à partir des essais classiques de la mécanique des sols (granulométrie, limites d'Atterberg, œdomètre et triaxial). Ces essais ont également permis de valider la procédure de reconstitution des grands massifs d'argile

Le programme d'essais comprend 12 massifs. Concernant la phase d'installation, on a pu, dans un premier temps, vérifier l'homogénéité de processus de reconstitution des massifs de sols fins par la mesure de la résistance en pointe de la sonde-pieu ainsi que par la mesure du frottement local faite sur le manchon de frottement du piézocône. Ces résultats ont permis de valider la procédure de préparation et le protocole d'essai expérimental développés au cours de cette étude.

On a réalisé une étude paramétrique afin de mettre en évidence l'effet des différents paramètres sur l'évolution de frottement et de la résistance en pointe lors de différentes phases de chargement. Cette étude a permis, en particulier, de clarifier l'effet de l'amplitude du déplacement cyclique, de la fréquence de chargement et de la contrainte de chargement sur l'évolution de frottement lors de chargement cyclique et lors de chargement statique post-cyclique. Les résultats d'essais de chargement cyclique montrent que l'augmentation de l'amplitude de déplacement, ainsi que de la fréquence de chargement, accélèrent la dégradation du frottement à l'interface. Quant à la contrainte de consolidation, la tendance s'inverse.

En ce qui concerne les chargements cycliques, les résultats expérimentaux montrent, lors du chargement cyclique alterné à déplacement contrôlé et à grand nombre de cycles, qu'après une phase significative de dégradation du frottement local à l'interface sol-pieu, une phase de renforcement

progressive de ce dernier est observée. Cette dernière phase, post-dégradation, a déjà été observée dans le cas des sols grenus, mais n'avait pas encore été mis en évidence dans les sols fins. La phase de dégradation a été attribuée à la génération progressive d'une surpression interstitielle qui est responsable de la diminution de la contrainte normale effective. La deuxième phase (renforcement), quant à elle, est attribuée à la dissipation progressive de la pression interstitielle induisant la re-augmentation de la contrainte normale effective agissant sur la surface latérale de la sonde.

Lors du chargement statique post-cyclique, un pic remarquable du frottement est observé suivi par une phase de radoucissement traduisant une modification significative de la zone d'interface sous chargement cyclique. Les valeurs du coefficient D_τ (rapport des chargements statiques avant et après les cycles) valident celles du coefficient d'évolution $C_{e,f}$ final.

Finalement, une série d'essais monotones et un essai de chargement cyclique ont été réalisés sur un piézocône afin de quantifier l'influence de différentes phases de chargement sur l'évolution de la pression interstitielle. On a également mis en œuvre, lors de ces essais, une instrumentation spécifique et originale du massif (piézomètres) pour évaluer l'évolution de la pression interstitielle au cours des différentes phases de chargement. Cette configuration a permis de quantifier la valeur de la pression interstitielle à l'interface sol-sonde ainsi qu'à différentes distances radiales par rapport à la sonde. Ces résultats ont permis de valider les interprétations proposées lors des essais réalisés avec la sonde-pieu.

En termes de perspectives de prolongation de ce travail, et en vue d'approfondir les travaux présentés dans ce mémoire, on peut, entre autres, proposer les pistes de recherche suivantes :

1- réaliser un programme d'essais complémentaires avec le piézocône et les piézomètres afin d'étudier l'influence des principaux paramètres (niveau des contraintes, fréquence et amplitude du déplacement cyclique, rapport de surconsolidation (OCR)) sur l'évolution de la pression interstitielle ;
2- Réaliser des essais de chargement cyclique à force contrôlée en vue d'aborder les problèmes de stabilité/rupture ;
3- Evaluer l'influence d'autres modes d'installation des pieux, telles que le forage, le battage ... ;
4- Développer des lois d'évolution du frottement local en vue d'une intégration dans des méthodes de calcul de pieux sous sollicitation cyclique.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

AFNOR, 1992, NF P 94-057, “Sols : Reconnaissance et Essais - Analyse Granulométrique des Sols - Méthode par Sédimentation.”

AFNOR, 1994, NF P 94-074, “Sols : Reconnaissance et Essais - Essais à l'Appareil Triaxial de Révolution,”

AFNOR, 1996, NF P 94-113, “Sols : Reconnaissance et Essais - Essai de Pénétration Statique.”

AFNOR, 1997, XP P 94-090-1, “Sols : Reconnaissance et Essais – Essai oedométrique. Partie 1 : Essai de compressibilité sur matériaux fins quasi saturés avec chargement par palier.”

AFNOR, 2005, XP P 94-512-11, “Reconnaissance et Essais – Essai de laboratoire sur les sols. Partie 11 : Détérmination de permeabilité à charge constante et à charge variable décroissante.”

Al-Douri, R.H. and Poulos, H.G., 1995, “Predicted and Observed Cyclic Performance of Piles in calcareous sand,” *J. Geotech. Engrg., ASCE,* Vol. 121, No. 1, pp.1-16.

Almeida, M. S. S. and Parry, R. H. G., 1988, “Small Cone Penetrometer Tests in Laboratory Consolidated Clays,” *Proceedings of the Int. Conf. on Penetration Testing, ISOPT-1,* Orlando, Vol. 2, Balkema Pub.,Rotterdam, pp. 607-613.

Almeida, M. S. S. and Parry, R. H. G. 1985, “Small Cone Penetrometer Tests and Piezocone Tests in Laboratory Consolidated Clays,” *Geotech. Test. J.,* Vol. 8 No. 1, pp. 14-24.

Andersen, K.H., Brown, S.F., Foss, I., Poul, J.H. and Rosenbrand, W.F., 1976, “Effect of Cyclic Loading on Clay Behavior,” *Norw Geotech Inst Publ*, No. 113, pp. 1–6.

Andersen, K. H. and Jostad, H. P., 2002, “Shear Strength Along Outside Wall of Suction Anchors in Clay after Installation,” *International Offshore and Polar Engineering Conference Kitakyushu*, Japan, May, pp. 26–31.

Andersen, K. H., Kleven, A. and Heien, D., 1988, “Cyclic Soil Data for Design of Gravity Structures,” *Journal of Geotechnical Engineering,*Vol.114, No. 5, pp. 517-539.

Anderson, W. F., Nguyen, D. H. and Adrian F. L., 2006, “A New Analysis Of Data From Statnamic Tests On Piles In Clay,” *10th International Conference On Piling And Deep Foundations,* Amsterdam, 9 pages.

Anderson, W.F., Pyrah, I.C. & Fryer, S.J., 1991, “A Clay Calibration Chamber for Testing Field Devices,” *Geotech. Test. J.,* Vol. 14, No. 4, pp.440-450.

API RP 2A-LRFD, 1993, “Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms – Load and Resistance Factor Design,”

API RP 2SK, 1996, “Recommended Practice for Design and Analysis of Stationkeeping Systems for Floating Structures,” 2nd edition.

API RP 2T, 1997, “Recommended Practice for Planning, Designing, and Constructing Tention Leg Platforms,” 2nd edition.

API RP2FPX, 1999, “Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Floating production systems,”.

Bekki, H., Canou, J., Tali, B., Dupla, J.-C., and Bouafia, A., 2013, “Evolution of Local Friction Along a Model Pile Shaft in a Calibration Chamber for a Large Number of Loading Cycles,” Comptes Rendus - Mecanique, Vol. 341, No. 6, pp.499-507.

Bekki, H., Tali, B., Canou, J., Dupla, J.-C., Bouafia, A., 2014, “Evolution of Local Friction Along a Model Pile Shaft in a Calibration Chamber for a Large Number of Loading Cycles,” *J. Appl. Eng. Sci. Technol.*, Vol. 1, No.1: pp. 11-16.

Benzaria, O., 2012, “Contribution à l’Etude du Comportement des Pieux Sous Chargements Cycliques Axiaux, ” Thèse de doctorat, Universit´e Paris-Est, 260 pages.

Bogard, D. and Matlock, H., 1979, “A Model Study of Axially Loaded Pile Segments Including Pore Pressure Measurements,” *Report of the American Petroleum Institute.* Austin, TX.

Bogard, J.D., Matlock, H. and Chan, H.C., 2000, “Comparison of Probe Pile Tests” *ASCE Geot.* Special Publ., No.100, Proc. Geo-Denver, pp. 284-296.

Bond, A. J., and Jardine R. J., 1991, “Effects of Installing Displacement Piles in a High OCR Clay,” *Geotechnique*, 41(3): 341 63.

Boussaid, K., 2005, “Sols Intermidaires pour la Modélisation Physique : Application aux Fondations Superficielles,” Thèse de doctorat, Ecole Centrale de Nantes et Université de Nantes.

Briaud, J. L. and Felio, G. Y., 1985 “Influence of cyclic loading on axially loaded piles in clay,” *Rechearch Report 4980 for the American Petroleum Institute*, Civil Engineering Department , Taxas A & M University, College Station, TX.

Briaud, J. L. and Felio, G. Y., 1986, “Cyclic Axial Loads on Piles : Analysis of Existing Data. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 23, pp. 362-371.

Briaud, J.L. and Garland, E., 1985, “Loading Rate Method for Pile Response in Day,” *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol. 111, pp. 319-335.

Cardoso, R. and Nogueira, J.S., 2013, “An Experimental Study on the Consolidation of Soft Clayey Soils Using Electrochemical Methods,” *In Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. Paris, pp. 891-894.

Chan, S.-F. and Hanna, T.H., 1980, “Repeated Loading on Single Piles in Sand,” *J. Geotech. Engrg. Div.*, Vol. 106, No. 2, pp.171 188.

Chin, J. T. and Poulos, H. G., 1991, “Axially Loaded Vertical Piles and Pile Groups in Layered Soil,” *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol. 15, pp. 497-511.

Chin, J.T. and Poulos, H.G., 1992, “Cyclic Axial Loading Analyses : A Comparative Study,” *Computers and Geotechnics*, Vol. 13, pp. 137-158.

Clausen, C. J. F., and Aas, P.M., 2000, “Bearing Capacity of Driven Piles in Clays,” *NGI-report*, Norwegian Geotechnical Institute.

De Lima, D.C., 1990, “Development, Fabrication and Verification of the LSU In-Situ Testing Calibration Chamber,”. In Louisiana State University, Baton Rouge, LA.

DeJong, J.T., White, D.J. and Randolph, M.F., 2006, “Microscale Observation and Modelling of Soilstructure Interface Behaviour Using PIV,” *Soils and Foundations*, Vol. 46, No. 1, pp. 15-28.

Desai, C. S. and Rigby, D. B., 1997, “Cyclic Interface and Joint Shear Device Including Pore Pressure Effects,” *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, Vol. 123, No. 6, pp. 568-579.

Diyaljee, V. A. and Raymond, G. P., 1982, “Repetitive Load Deformation of Cohesionless Soil,” *J. Geotech. Eng. Div., ASCE*, Vol. 108, No. GT10.

Doherty, P. and Gavin, K., 2008, “Degradation of Axial Shaft Resistance of Piles in Soft Clay Due to Cyclic Loading,” *In: Shamsher Prakash eds. 6th International Conference on Case Histories Arlington*, Virginia, , pp.1-8

Doherty, P. and Gavin, K., 2011, “The Shaft Capacity of Displacement Piles in Clay,” *Geotechnical and Geological Engineering*, A State of the Art Review, Vol. 29, No. 4, pp. 389-410.

Doherty, P., and Gavin, K., 2013, “Cyclic and Rapid Axial Load Tests on Displacement Piles in Soft Clay,” Vol. 138, No. 8, pp. 1022-1026.

Dupla, J.-C., 1995, “Application de la Sollicitation d’Expension de Cavité Cylindrique à l'Evaluation des Caractéristiques de Liquéfaction d'un Sable,” Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.

Fakharian, K., and Evgin, E., 1997, “Cyclic Simple-Shear Behavior of Sand-Steel Interfaces,” *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 123, No. 12, pp. 1096-1105.

Feia, S., 2015, “Etude de l’Injection d’Eau de Production sur la Pérmeabilité des Réservoirs Pétroliers on Cimentés,” Thèse de doctorat, Université Paris-Est.

Felio, G. Y. and Berthold, C. S., 1989, “A new Rod Shear Device For the Measurement of the Degradation of Soil-Pile Interface,” *Proc. Offshore Technology Conference*, OTC 6188.

Flaate, K., 1968, “Bearing Capacity of Friction Piles in Clay,” *NGF Stipend 1967-1968*, Veglaboratoriet, Oslo, 60 pages.

Flaate, K., 1971, “Effects of Pile Driving in Clays,” *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 9, No. 1, pp. 81 88.

Floess, C. H. L., 1979, “Direct Simple Shear Behavior of Fine Grained Soils Subjected to Repeated Loads”. Ph.D. dissertation, Rensselaer Polytechhnical Institute, Troy, NY.

Francis, R., 1997, “Etude du Comportement Mécanique de Micropieux Modèles en Chambre d’Etalonnage. Application aux Effets de Groupe,” Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.

Frikha, W., 2007, “Approche Expérimentale sur Modèle pour l’Evaluation d’une Argile Molle par Colonnes Ballastées,” Thèse de doctorat, Ecole Nationale d’Ingenieurs de Tunis.

Hicher, Y., 1979, “Contribution à l’Etude de la Fatigue des Argiles,” *Thèse de Doctorat*, Ecole centrale des Arts et Manufactures, Paris, France.

Holmquist, D. V. and Matlock, H. V., 1976, “Resistance-Displacement Relationships For Axially-Loaded Piles In Soft Clay,” *Offshore Technology Conference*.

IREX, 2007, “Sollicitations Cycliques en Géotechnique,” *Rapport rédigé par le groupe de travail « Sollicitations cycliques » du pôle de compétence sols de l’IREX, 163 pages.*

Jardine, R. J. and Bond, A. J., 1989, “Behaviour of Displacement Piles in a Heavily Overconsolidated Clay,” *Proc. 12th Int. Conf. Soil Me-chanics Foundations Engineering*, Rio de Janeiro, No. II, pp. 1147-1151.

Jardine, R. J. and Standing, J. R., 2012, “Field Axial Cyclic Loading Experiments on Piles Driven in Sand,” *Soils and Foundations*, Vol. 52, No. 4, pp. 723-736.

Kagawa, T., 1986, “Cyclic and Loading-Rate Effects on Pile Responses,” *3rd International Conference on Numerical Methods in Offshore Piling*, Paris, France, pp. 417-432.

Karlsrud, K. and Haugen, T., 1984, “Cyclic Loading of Piles and Pile Anchors – Field Model Tests – Phase II,” Final report, Summary evaluation of test results computational models, Norwegian Geotechnical Institute, Oslo, Report No. 40018-11.

Karlsrud, K. and Haugen, T., 1985a, “Behaviour of Piles in Clay Under Cyclic Axial Loading-Results of Field Model Tests,” *Proc. Behaviour of Offshore Structures, BOSS’85*, pp. 589–600.

Karlsrud, K. and Haugen, T., 1985b, “Axial Static Capacity of Steel Model Piles in Overconsolidated Clay,” *Proc. 11th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng.*, San Francisco Vol. 3, pp.1401-1406.

Karlsrud, K. and Haugen, T., 1986a, “Behaviour of Piles in Clay Under Cyclic Axial Loading: Results of Field Model Tests,” *NGI-report*, Norwegian Geotechnical Institute No. 166: 10 pages.

Karlsrud, K. and Haugen, T., 1986b, “Axial Static Capacity of Steel Model Piles in Overconsolidated Clay,” Bulletin No. 163, Norwegian Geotechnical Institute, Oslo, Norway, 3.

Karlsrud, K. and Nadim, F., 1990, "Axial Capacity of Offshore Piles in Clay," *In Proceedings of the 22nd Offshore Technology Conference, Houston, Tex., 7–10 May. Offshore Technology Conference*, Richardson, Tex. Paper 6245, pp. 404–416.

Karlsrud, K., 2012, "Prediction of Load-Displacement Behaviour and Capacity of Axially Loaded Piles in Clay Based on Analysis and Interpretation of Pile Load Test Results," Ph.D thesis, Norwegian University of Science and Technology, 320 pages.

Karlsrud, K., Hansen, S.B., Dyvik, R. and Kalsnes, B., 1992. "NGI's Pile Tests at Tilbrook and Pentre – Review of Testing Procedures and Results," *Proceedings of the Conference on Recent large-scale fully instrumented pile tests in clay, London*, pp. 405–429.

Karlsrud, K., Kalsnes, B. and Nowacki, F., 1993, "Response of Piles in Soft Clay and Silt Deposits to Static and Cyclic Axial Loading Based on Recent Instrumented Pile Load Tests," *Offshore Site Investigation and Foundation Behaviour*, London, pp. 549-83.

Karlsrud, K., Nadim, F. and et Haugen, T., 1987, "Piles in Clay under Cyclic Axial Loading: Field Tests and Computational Modelling," NGI-report, Norwegian Geotechnical Institute, No.169.

Kim, D. K. and Tumay, M. T., 2007, "Miniature Piezocone Penetration Test Results in Cohesive Soils," *Jordan Journal of Civil Engineering*, Vol.1 No.1, pp. 8-28.

Kim, D. K., 2004, "Effect of Penetration Rate and Filter Location on Piezocone Test Results," *KSCE Journal of Civil Engineering*, Vol. 8, No. 3, pp. 273-279.

Konrad, J.-M. and Roy, M., 1987, "Bearing Capacity of Friction Piles in Marine Clay," *Géotechnique*,Vol.37, No. 2, pp. 163-175.

Kraft, L.M., Cox, W.R., and Verner, E.A., 1981, "Pile Load Tests: Cyclic Loads and Varying Load Rates," *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol. 107, pp. 1-19.

Kurup, P. U., Voyiadjis, G. Z., and Tumay, M .T., 1994, "Calibration Chamber Studies of Piezocone Test in Cohesive Soils," *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 120, No. 1, pp. 81-107.

Le Kouby, A., 2003, "Etude du Comportement Mécanique de Micropieux sous Chargements Monotones et Cycliques Verticaux. Application aux Effets de Groupe," Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.

Le Thiet, T., 2005, "Etude du Processus de Vibrofonçage d'Inclusions Cylindriques en Chambre d'Etalonnage . Application aux pieux," Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.

Le, V. C., 2014, "Étude Sur Modèle Physique du Renforcement des Sols par Colonnes en «Soil-Mix », Application aux Plates-Formes Ferroviaires, " Thèse de doctorat, Université Paris - Est.

Lehane, B. M. and Jardine, R. J., 1994, "Displacement Pile Behaviour in a Soft Marine Clay," *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 31, No. 1, pp. 181-191.

Lemos, L. J. L. and Vaughan, P. R., 2000, "Clay Interface Shear Resistance," *Géotechnique*, Vol. 50, No. 1, pp. 55-64.

Lupini, J. F., Skinner, A.E., and Vaughan, P.R., 1981, "The Drained Residual Strength of Cohesive Soils. *Géotechnique,* Vol. 31, No. 2, pp. 181-213.

Matlock, H. and Foo, S. H. C., 1980, "Axial Analysis of Piles Using a Hysteretic and Degrading Soil Model. *Proceedings, Numerical Methods in Offshore Piling,* Institute of Civil Engineers, London.

Matlock, H., Bogard, D. and Cheang, L., 1982, "A Laboratory Study of axially Loaded Piles and Pile Groups Including Pore Pressure Measurements," *Proceeding of the third International Conference on the Behavior of Offshore Structure (BOSS),* No. 1, pp. 105-121.

Meyerhof, G.G., 1976, "Bearing Capacity and Settlement of Pile foundations," *Joumal of Geotechnical Engineering, ASCE,* Vol. 102, No. 3, pp. 195-228.

Mochtar, I. B. and Edil, T. B., 1988, "Shaft Resistance of Model Pile In Clay," *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 114, No. 11, pp. 1227-1244.

Mortara, G., Mangiola, A. and Ghionna, V.N., 2007, "Cyclic Shear Stress Degradation and Post-Cyclic Behaviour from Sand–Steel Interface Direct Shear Tests," *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 44, No. 7, pp. 739–752.

Pane, V. and Schiffman, R.L., 1997, "The Permeability of Clay Suspensions. *Géotechnique,* Vol. 47, No. 2., pp. 273-288.

Poulos H. G., 1988, "Cyclic Stability Diagram for Axially Loaded Piles." *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 114, pp. 877-895.

Poulos, H G., 1982, "Influence of Cyclic Loading on Axial Pile Response," University of Sydney, 36 pages.

Poulos, H.G. and Davis, E.H., 1980, "Pile Foundation Analysis and Design," New York, John Wiley.

Poulos, H.G., 1981a, "Cyclic Axial Response of Single Pile," *J. Geotech. Engrg. Div.*, Vol. 107, No. 1, pp. 41-58.

Poulos, H.G., 1981b, "Some Aspects of Skin Friction of Piles in Clay Under Cyclic Loading," *Geotechnical Engineering*, 12 : pp. 1-17.

Pra-ai, S., 2013, "Essais et Modélisation du Cisaillement Cyclique Sol-Struture à Grand Nombre de Cycles. Application aux Pieux," École doctorale ingénierie - matériaux mécanique énergétique environnement procédés production (Grenoble) , en partenariat avec Sols, Solides, Structures-Risques,

Prakash, S. and Sharma, H. D., 1990, "Pile Foundations in Engineering Practice," New York, Chichester, Wiley.

Procter, D.C. and Khaffaf, J.H., 1987, “Cyclic axial displacement tests on model piles in clay,” *Géotechnique*, Vol. 37, No. 4, pp.505-509.

Puech A., 2013, “Advances in Axial Cyclic Pile Design: Contribution of the SOLCYP Project,” *In Proceedings TC 209 Workshop, 18 ICSMGE*, Paris, September, Design for cyclic loading: Piles and other foundations, pp. 1-17.

Puech, A. and Benzaria, O., 2013, “Effects of Installation Method on the Static Behaviour of Piles in Highly Overconsolidated Flanders Clay,” *Proceedings of TC 209 Workshop - 18th ICSMGE*, Paris, 4 September, Design for cyclic loading: Piles and other foundations, pp. 69-72.

Randolph M.F. and Jewell. R.J., 1989 “Load Transfer Model for Piles in calcareous,” *Proc. 12th Int. Conf. on soil Mechs. and Found. Engrg*, Rio de Janeiro, pp. 479-484.

Randolph, M. F., 2003, “Science and Empiricism in Pile Foundation Design,” *Géotechnique*, Vol. 53, No. 10, pp. 847 –875.

Rocher-Lacoste, F., Dudouyt, F. and Le Kouby A., 2011, “Méthode d’Essais N° 68 – Essai Statique de Pieu Isolé Instrumenté avec la Technique de l’Extensomètre Amovible sous Charge Axiale, ” Paris : LCPC/IFSTTAR.

Sawicki, A. and Swidzinski, W., 1995, “Cyclic Compaction of Soils, Grains and Powders,” *Powder Technology*, Vol. 85, pp. 97-104.

Sheeran, D.E. and Krizek, R.J., 1971, “Preparation of Homogeneous Soil Samples by Slurry Consolidation,”. *Journal of Materials*, Vol. 6, No.2, pp.356-373.

Soares, M. M. and Dias, C. R. R., 1989, “Behavior of an Instrumented Pile in the Rio de Janeiro Clay,” *Proc., 12th Int. Conf. on Soil Me-chanics and Foundations in Engineering*, Rio de Janeiro, No. I, p. 319-22.

Steenfelt, J. S., Randolph, M. F. and Wroth, C. P., 1981, “Model Tests on Instrumented Piles Jacked Into Clay. Cambridge University Engineering Department.

Svinkin, M.R., Skov, R., 2000, “Set-up Effect of Cohesive Soils in Pile Capacity,” *6th International Conference on Application of Stress-wave Theory to Piles*, Sao Paulo, Brazil, pp. 107–111.

Swinianski, J. and Sawicki, A., 1991, “A Model of Soil Pile Interaction Owing to Cyclic Loading,” *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 28, No. 1, pp.11–19.

Tali, B., 2011, “Comportement de l’Interface Sol-Structure sous Sollicitations Cycliques. Application au Calcul des Fondations Profondes,” Thèse de doctorat, Université Paris-Est.

Tan, W. H., Lee, C. Y. and Sivadass, T. 2008, “Behaviour of Clay-Steel Interfaces,” ICCBT – E, No. 2, pp. 11-20.

Terzaghi, K. and Peck, R. B., 1967, “Soil Mechanics in Engineering Practice,” John Wiley and Sons, New York.

Tumay, M. T. and Acar, Y. B., 1985, “Piezocone Penetration Testing in Soft Cohesive Soils,” *ASTM, STP 883, R. C. Chaney and K. R. Demars (eds.)*: pp. 72-82.

Tumay, M.T. and De Lima, D.C., 1991, “Scale Effects in Cone Penetration Tests,” *In Proceedings, Geotechnical Engineering Congress, Geotechnical Division of ASCE*, Boulder, CO, ASCE, New York. pp. 38-51.

Tumay, M.T. and De Lima, D.C., 1992, “Calibration and Implementation of Miniature Electric Cone Penetrometer and Development, Fabrication and Verification of the LSU In-Situ Testing Calibration Chamber (LSU/CALCHAS),” *FHWA Research Report No.GE-92/08*, Louisiana Transportation Research Center, Baton Rouge, LA.

Uesugi, M., Kishida, H. and Tsubakihara, Y., 1988, “Behavior of Sand Particles in Sand-Steel Friction,” *Soils Found.*, Vol. 28, No. 1, pp. 107–118

Uesugi, M., Kishida, H. and Tsubakihara, Y., 1989, “Friction Between Sand and Steel Under Repeated Loading,” *Soils Found*, Vol. 29, No. 3, pp.127-137.

Voyiadjis, G.Z., Kurup, P.U. and Tumay, M.T., 1993, “Preparation of Large-Size Cohesive Specimens for Calibration Chamber Testing,” *Geotech. Test. J.*, Vol. 16, No. 3, pp.339-349.

Whittle, A. J. and Sutabutr, T., 1999, “Prediction of Pile Setup in Clay,” Transportation research record, No. 1663, pp. 33-40.

Wroth C.P., Carter J. P. and Randolph, M.F., 1979, “Stress Changes Around a Pile Driven into Cohesive Soil,” *Proc. Conference in Recent Developments in the Design and Construction of Piles*. pp. 345-354.

Yavari, N., 2014, “Aspects Géotechniques des Pieux de Fondation Energétiques,” Thèse de Doctorat, Université Paris-Est. (En anglais)

LISTE DES FIGURES

Figure I - 1 - Exemples d'ouvrages soumis à des sollicitations de nature cyclique 4

Figure I - 2 - Classification des pieux selon leur mode de fonctionnement 6

Figure I - 3 - Evolution de l'état des contraintes effectives autour du pieu en fonction du temps (Doherty and Gavin, 2011) 8

Figure I - 4 - Evolution de la contrainte radiale effective après l'installation (Lehane and Jardine, 1994).....8

Figure I - 5 - Représentation schématique de l'effet d'installation d'un pieu sur les propriétés des argiles (Karlsrud and Nadim, 1990) 9

Figure I - 6 - Frottements latéraux mobilisés le long de trois types de pieux (Puech and Benzaria, 2013).....10

Figure I - 7 - Mobilisation de la résistance en pointe pour trois types de pieux (Puech and Benzaria, 2013).....11

Figure I - 8 - Effet du temps sur la capacité portante des pieux (Poulos, 1981b).....11

Figure I - 9 - Mobilisation du frottement normalisé en fonction du degré de consolidation (d'après Bogard *et al.*, 2000).....12

Figure I - 10 - Courbes de dissipation de la surpression interstitielle autour du pieu (Kim, 2004).....13

Figure I - 11 - Dissipation de la surpression interstitielle en fonction de la distance radiale (d'après Prakash and Sharma, 1990).....14

Figure I - 12 - Schéma de la chambre d'étalonnage utilisée par Kim and Tumay (2007).....15

Figure I - 13 - Effet de la vitesse d'enfoncement sur la résistance en pointe et sur la surpression interstitielle dans un massif de kaolinite (Kim, 2004) 16

Figure I - 14 - Evolution de la résistance en pointe en fonction de vitesse de pénétration (Almeida and Parry, 1985).....16

Figure I - 15 - Effet de la vitesse de chargement sur la capacité portante des pieux in situ installés dans l'argile de Haga (Karlsrud et al., 1985b).....17

Figure I - 16 - Dispositif de mesure du frottement unitaire à l'interface sol-pieu (Mochtar and Edil, 1988).....17

Figure I - 17 - Effet de la contrainte de consolidation horizontale sur : (a) le frottement local unitaire ; (b) la capacité portante de pieu (Mochtar and Edil, 1988) 18

Figure I - 18 - Effet de la contrainte de consolidation verticale sur le frottement local unitaire (Mochtar and Edil, 1988) 18

Figure I - 19 - Définition des différents types de chargements cycliques (se lit de gauche à droite) –chargement non alterné et alterné (IREX, 2007).....20

Figure I - 20 - Courbes effort-déplacement pour des essais de chargement cyclique sur pieux dans l'argile du site de Haga (a) cas non alternés ; (b) cas alternés (Karlsrud and Haugen, 1986a) 22

Figure I - 21 - Réponse en fonction du nombre de cycles en terme de : (a) déplacement moyen cumulé ; (b) amplitude du déplacement cyclique (Karlsrud et al., 1987).....23

Figure I - 22 - Effet de l'amplitude de la charge cyclique sur la capacité portante des pieux (Poulos, 1982) 24

Figure I - 23 - Influence de l'amplitude de la charge cyclique sur l'accumulation des déplacements (Doherty and Gavin, 2013).....25

Figure I - 24 - Influence du nombre de cycles : (a) sur la capacité portante du pieu ; (b) sur la dégradation du frottement local (Poulos, 1982).....26

Figure I - 25 - Effet du nombre de cycles sur l'accumulation des déplacements pour un essai non alterné et un essai alterné (Karlsrud et al., 1987).....26

Figure I - 26 - Nombre de cycles à la rupture, Nf, pour diverses combinaisons de charge moyenne et cyclique dans les essais triaxiaux (a) et les essais DSS (b) sur l'argile de Drammen normalement consolidée (Andersen et al., 1988).....28

Figure I - 27 - (a) Diagramme-contour pour les essais de pieux in situ sur l'argile de Haga (Karlsrud and Haugen, 1985a) ; (b) comparaison entre la capacité portante cyclique des pieux à Haga, Onsøy, Lierstranda, et Merville (Puech, 2013) 30

Figure I - 28 - Concept de diagramme de stabilité cyclique (Poulos, 1988) 31

Figure I - 29 - Diagramme de stabilité cyclique pour les pieux forés de Merville (Benzaria, 2012) 32

Figure I - 30 - Influence de l'amplitude du déplacement cyclique sur la dégradation du frottement latéral (Poulos, 1982).....33

Figure I - 31 - Définition des paramètres cycliques (Briaud and Felio, 1985).....35

Figure I - 32 - Courbe de dégradation du module de l'argile de Gulf d'Alaska (Floess, 1979).....36

Figure I - 33 - Différentes surfaces utilisées : (a) surface lisse en acier ; (b) surface lisse avec une base en béton ; (c) surface rainurée ; (d) surface en acier rouillée (Tan et al., 2008) 37

Figure I - 34 - Courbes de résistance de cisaillement en fonction du déplacement horizontal pour différentes interfaces : (a) kaolinite-kaolinite (saturé) ; (b) kaolinite-acier (surface lisse) ; (c) argile-béton interface ; (d) kaolonite-acier (acier rouillé) (Tan et al., 2008).....38

Figure I - 35 - Courbes de cisaillement de l'argile de Villarbeney : (a) cisaillement simple ; (b) cisaillement direct de l'interface roche-argile (Desai and Rigby, 1997).....39

Figure I - 36 - Dégradation du frottement latéral en fonction de nombre de cycles (Matlock et al., 1982) 40

Figure I - 37 - Chargement de type tempête en déplacement : (a) frottement latéral au pic ; (b) pression interstitielle générée (Matlock et al., 1982) 41

Figure I - 38 - Dispositif d'essai de cisaillement simple et de cisaillement direct (CYMDOF) (Desai and Rigby, 1997).....42

Figure I - 39 - Courbe contrainte-déplacement pour l'interface acier-argile dans un essai de chargement cyclique alterné sur l'argile de Villarbeney (Desai and Rigby, 1997) 42

Figure I - 40 - Essai de cisaillement cyclique alterné d'interface à la boîte de cisaillement direct sur l'argile de Villarbeney : (a) contrainte de cisaillement en fonction de temps en fonction du temps ; (b) accumulation des surpressions interstitielles en fonction du temps; (c) évolution de la contrainte normale effective, en fonction du temps (Desai and Rigby, 1997).....44

Figure I - 41 - Effet de l'amplitude du déplacement de cisaillement sur le comportement post-cyclique d'un sol granulaire (Mortara et al., 2007) 45

Figure I - 42 - Essais de cisaillement pour différentes valeurs de K sur un sable. Résultats présentés en fonction du temps : (a) contrainte de cisaillement ; (b) contrainte normale (Fakharian and Evgin, 1997) 45

Figure I - 43 - Influence de la rigidité normale sur la variation de la contrainte normale et de la résistance au cisaillement maximale après 30 cycles dans un sable (Fakharian and Evgin, 1997) 46

Figure I - 44 - L'appareil de cisaillement direct (Pra-ai, 2013).....46

Figure II - 1 - Principe de l'essai de chargement d'une sonde-pieu en chambre d'étalonnage (d'après Le Thiet 2005).....54

Figure II - 2 - Vue générale du dispositif d'essai en chambre d'étalonnage 55

Figure II - 3 - Schéma fonctionnel de la chambre d'étalonnage de l'équipe Géotechnique du laboratoire Navier et de ses équipements auxiliaires 56

Figure II - 4 - Schéma d'ensemble du dispositif d'essai en chambre d'étalonnage (Le Kouby, 2003).....57

Figure II - 5 - Schéma de principe de la sonde-pieu (Ø 36 mm) 58

Figure II - 6 - Vue de la sonde-pieu instrumentée (Ø 36 mm) 59

Figure II - 7 - Schéma du piézocône S10CFIIP (Ø 36 mm).....60

Figure II - 8 - Vue du piézocône S10CFIIP (Ø 36 mm).....61

Figure II - 9 - (a) Schéma de la chambre d'étalonnage équipée de piézomètres lors d'un essai au piézocône (d'après Feia 2015) ; (b) coupe et dessin 3D des piézomètres radiaux.....62

Figure II - 10 - Dessin 3D du dispositif d'accrochage de la sonde-pieu 63

Figure II - 11 - Vue du dispositif d'installation : (a) vérin longue course de fonçage (100 kN) ; (b) panneau de contrôle ; (c) groupe hydraulique.....64

Figure II - 12 - Vu du dispositif de chargement : (a) servovérin hydraulique; (b) groupe hydraulique MTS 65

Figure II - 13 - Schéma de principe des systèmes de pilotage et d'acquisition.....66

Figure II - 14 - Vue générale du dispositif de consolidation (consolidomètre).....67

Figure II - 15 – Dessin 3D représentant le dispositif de reconstitution des massifs d'argile par consolidation (consolidomètre) 69

Figure II - 16 - (a) Schéma du dispositif de chargement du consolidomètre ; (b) vue du dispositif de chargement....70

Figure II - 17 - Système d'alimentation basse pression du vérin du consolidomètre : (a) schéma ; (b) vue du dispositif....71

Figure II - 18 - Pompe hydropneumatique (a) vue latérale ; (b) vue frontale ; (c) vue générale....71

Figure II - 19 - Système d'acquisition du consolidomètre....72

Figure II - 20 – Différentes étapes de la procédure de préparation de la boue : (a) mise en place de l'eau ; (b) premier malaxage ; (c) homogénéisation de la boue ; (d) deuxième malaxage....74

Figure II - 21 - Différentes étapes de la préparation de la boue : (a) mise en place de l'eau ; (b) versement de la kaolinite dans l'eau ; (c) malaxage de la kaolinite et de l'eau ; (d) mise en place de film plastique sur les bacs....74

Figure II - 22 - Présentation schématique du déversement de la boue d'argile dans le consolidomètre : (a) préparation du consolidomètre ; (b) versement de la kaolinite ; (c) mise en place du papier filtre et du disque de plastique poreux....75

Figure II - 23 - Différentes étapes concernant la fabrication des massifs d'argile : (a) mise en place des bandes de plastiques poreux ; (b) mise en place de la graisse ; (c) descente du moule sur l'embase inférieure et le socle ; (d) mise en place du disque plastique poreux sur l'embase inférieure avec du papier filtre ; (e) déversement de la boue ; (f) fin de la mise en place de la boue ; (g) mise en place du disque poreux supérieur et du papier filtre....76

Figure II - 24 - (a) Mise en place du système de chargement ; (b) consolidation en cours....77

Figure II - 25 - Installation et mise sous contrainte du massif : (a) moule au-dessus du piston de la chambre d'étalonnage ; (b) démoulage du massif ; (c) mise en place de la membrane et de l'embase supérieure ; (d) massif dans sa membrane ; (e) installation de la cerce métallique et du couvercle ; (f) massif prêt pour l'installation de la sonde....79

Figure II - 26 - Installation et chargement de la sonde-pieu (ou du piézocône) ; (a) vérification de la verticalité de la sonde ; (b) installation par fonçage ; (c) solidarisation du vérin et de la sonde ; (d) chargement en cours....82

Figure II - 27 - Vues de la kaolinite Speswhite au microscope électronique à balayage (MEB) (a) : grossissement X1500 ; (b) grossissement X3100)....84

Figure II - 28 - Courbe granulométrique de la kaolinite Speswhite obtenue par sédimentométrie....85

Figure II - 29 - Classification de la kaolinite....85

Figure II - 30 - (a) Schéma de principe de l'essai œdométrique ; (b) schéma de principe de l'essai de perméabilité à charge variable....86

Figure II - 31 - Vue générale des dispositifs d'essais....87

Figure II - 32 - Courbe de compressibilité œdométrique de la kaolinite Speswhite....88

Figure II - 33 - Evolution du coefficient c_v (m^2/s) en fonction de la contrainte de consolidation 88

Figure II - 34 - Evolution de la perméabilité en fonction de la contrainte de consolidation 89

Figure II - 35 - Vue de l'éprouvette après l'essai de compressibilité œdométrique 90

Figure II - 36 - Courbes de tassement en fonction du temps 91

Figure II - 37 - Courbes de compressibilité (e – log σ'_{v0}) pour le massif M4 92

Figure II - 38 - Synthèse des courbes de compressibilité pour les massifs de 524 mm de diamètre 92

Figure II - 39 - Comparaison entre les massifs (ϕ 524 mm) et les éprouvettes (ϕ 100 mm) 93

Figure II - 40 – Evaluation de l'homogénéité pour le massif M4 à partir des mesures de la teneur en eau 94

Figure II - 41 - Dispositif d'essai triaxial (ϕ 100 mm) 95

Figure II - 42 - Différentes étapes de l'essai triaxial : (a) mise en place de la boue de kaolinite dans le consolidomètre ; (b) consolidation ; (c) extrusion de l'éprouvette ; (d) mise en place de l'éprouvette sur l'embase inférieure ; (e) mise en place de la membrane (f) phase de cisaillement 97

Figure II - 43 - Vue des éprouvettes après l'essai : (a) TM1 ; (b) TM3 98

Figure II - 44 - Résultats des essais CU + u obtenus pour TM1, TM2 et TM3 : (a) déviateur des contraintes ; (b) Evolution des surpressions interstitielles.....99

Figure II - 45 - Résultats des essais CU + u obtenus pour TM1, TM2 et TM3 dans le plan (q-p').....100

Figure II - 46 - Evolution de la résistance au cisaillement non drainé c_u en fonction de la contrainte de consolidation.....100

Figure III - 1 - Représentation schématique du programme expérimental réalisé sur le massif M4 103

Figure III - 2 - Courbes de fonçage : (a) résistance en pointe ; (b) frottement local ; (c) force en tête 105

Figure III - 3 - Chargements statiques initiaux (massif M4) : (a) résistance en pointe ; (b) frottement local ; (c) charge en tête, lors des chargements monotones initiaux 108

Figure III - 4 - Mobilisation du frottement local aux faibles déplacements (chargement monotone initial 1).....109

Figure III - 5 - Définition des paramètres du chargement cyclique appliqué en tête de la sonde-pieu 110

Figure III - 6 - Sollicitation à déplacement imposé lors de la phase de chargement cyclique (± 250 µm) : (a) séquence complète de 1 à 10^5 cycles ; (b) zoom sur les dix premiers cycles 111

Figure III - 7 - Essai de chargement cyclique à déplacement contrôlé (massif M4) : (a) mobilisation de la résistance en pointe ; (b) mobilisation du frottement local ; (c) mobilisation de la force en tête.....112

Figure III - 8 - Tracé de cycles typiques concernant le frottement local mobilisé : (a) phase de dégradation ; (b) phase d'enfoncement 113

Figure III - 9 - Tracé de cycles typiques concernant la résistance en pointe mobilisée : (a) phase de dégradation ; (b) phase d'enfoncement.....114

Figure III - 10 - Coefficients d'évolution correspondant au frottement latéral, à la résistance en pointe et à la force en tête.....116

Figure III - 11 - Essais de chargement statique réalisés après la séquence cyclique (essais post-cycliques) : (a) frottement local et résistance en pointe ; (b) force en tête.....117

Figure III - 12 - Comparaison entre les chargements statiques initiaux et les chargements statiques post-cyclique : (a) résistance en pointe ; (b) frottement local ; (c) force en tête.....119

Figure III - 13 - Représentation schématique des phases de diminution et d'augmentation du coefficient d'évolution du frottement local $C_{e,f}$ lors d'un chargement cyclique 120

Figure III - 14 - Essais de répétabilité - Phase d'installation par fonçage de la sonde-pieu : (a) résistance en pointe ; (b) frottement local ; (c) force en tête 121

Figure III - 15 - Essais de répétabilité –Chargements monotones initiaux : (a) résistance en pointe ; (b) frottement local ; (c) force en tête.....123

Figure III - 16 - Essais de répétabilité – Chargement cyclique : (a) résistance en pointe ; (b) frottement local ; (c) force en tête 124

Figure III - 17 - Essais de répétabilité - Chargements monotones finaux : (a) résistance en pointe ; (b) frottement local ; (c) force en tête 125

Figure III - 18 Définition des paramètres du chargement cyclique appliqué en tête de la sonde-pieu.....131

Figure IV- 1 - Chargements monotones initiaux (massifs M5, M6 et M10) : (a) frottement local ; (b) résistance en pointe.....130

Figure IV- 2 - Influence de l'amplitude du déplacement cyclique sur les coefficients d'évolution (massifs M5, M6 et M10) : (a) frottement local unitaire ; (b) résistance en pointe 131

Figure IV- 3 - Influence de l'amplitude de déplacement cyclique sur le coefficient d'évolution Ce,f (Le, 2014) 132

Figure IV- 4 - Influence de l'amplitude du déplacement cyclique sur les chargements monotones finaux (massifs M5, M6 et M10) : (a) frottement local ; (b) résistance en pointe 134

Figure IV- 5 - Influence de l'amplitude cyclique sur le frottement maximal et le déplacement au pic lors des chargements monotones finaux.....134

Figure IV- 6 - Schéma conceptuel pour l'interprétation de l'effet de l'amplitude du chargement cyclique sur la zone d'interface.....135

Figure IV- 7 - Chargements monotones initiaux (massifs M5, M8 et M11) : (a) frottement local ; (b) résistance en pointe……..……..……..……...136

Figure IV- 8 - Influence de la fréquence de sollicitation sur les coefficients d'évolution : (a) frottement local unitaire ; (b) résistance en pointe 138

Figure IV- 9 - Influence de la contrainte de consolidation sur la phase d'installation par fonçage : (a) résistance en pointe ; (b) frottement local ; (c) Force en tête.....140

Figure IV- 10 - Influence de la contrainte de consolidation sur les chargements monotones initiaux : (a) résistance en pointe ; (b) frottement local ; (c) Force en tête 141

Figure IV- 11 - Influence de la contrainte de consolidation des massifs sur les coefficients d'évolution : (a) coefficient de $C_{e,f}$ (frottement local) ; (b) coefficient de $C_{e,q}$ (résistance en pointe) 142

Figure IV- 12 - Influence de la contrainte de consolidation sur les chargements monotones finaux : (a) résistance en pointe; (b) frottement local ; (c) force en tête 144

Figure IV- 13 - Phase d'installation du piézocône par fonçage (massif M12) : (a) résistance en pointe ; (b) frottement local; (c) pression interstitielle 146

Figure IV- 14 - Courbes de dissipation de la surpression interstitielle après l'installation du piézocône (massif M12) 148

Figure IV- 15 - Courbes d'évolution de la pression interstitielle à différentes distances du piézocône pendant la phase d'installation par fonçage (massif M12) : (a) au niveau de l'interface ; (b) au niveau de la pointe 149

Figure IV- 16 - Evolutions du pic de la pression interstitielle et du temps pour l'atteindre en fonction de la distance radiale normalisée lors de la phase de fonçage du piézocône(massif M12): (a) niveau de l'interface ; (b) niveau de la pointe 150

Figure IV- 17 - Essais de chargement statiques initiaux réalisés au piézocône (massif M12) : (a) résistance en pointe (b) frottement local ; (c) charge en tête 152

Figure IV- 18 - Evolution de la pression interstitielle (U2) lors des chargements monotones initiaux (massif M12) 153

Figure IV- 19 - Evolutions de la pression interstitielle dans le massif pendant l'essai monotone initial 1 (massif M12): (a) au niveau de l'interface ; (b) au niveau de la pointe 154

Figure IV- 20 - Evolutions de la pression interstitielle dans le massif pendant l'essai monotone initial 2 (massif M12) : (a) au niveau de l'interface ; (b) au niveau de la pointe 155

Figure IV- 21 - Essai de chargement cyclique alterné à déplacement contrôlé (massif M12) : (a) résistance en pointe ; (b) mobilisation du frottement local ; (c) force en tête 156

Figure IV- 22 - Evolution de la pression interstitielle lors de l'essai de chargement cyclique alterné à déplacement contrôlé mesurée au piézocône (massif M12) 157

Figure IV- 23 - Présentation de quelques cycles de pression interstitielle (massif M12): (a) de 1 à 20 cycles ; (b) de 120 à 140 cycles 158

Figure IV- 24 - Evolutions de la pression interstitielle dans le massif pendant l'essai de chargement cyclique (massif M12): (a) au niveau de l'interface ; (b) au niveau de la pointe 160

Figure IV- 25 - Evolutions du pic de pression interstitielle et du temps pour atteindre cette valeur en fonction de la distance radiale normalisée lors de chargement cyclique (massif M12): (a) au niveau de l'interface ; (b) au niveau de la pointe 160

Figure IV- 26 Variation de la surpression interstitielle pendant et après le chargement cyclique (Procter and Khaffaf, 1987).....161

Figure IV- 27 - Evolutions des coefficients d'évolution Ce correspondant au frottement latéral, à la résistance en pointe et à la force en tête (massif M12).....161

Figure IV- 28 - Essais de chargement statiques finaux au piézocône (massif M12) : (a) résistance en pointe (b) frottement local ; (c) charge en tête 163

Figure IV- 29 - Evolutions typiques de la pression interstitielle mesurée au piézocône lors des chargements monotones finaux (massif M12) 164

Figure IV- 30 - Evolutions de la pression interstitielle dans le massif M12 pendant l'essai monotone final 1(massif M12): (a) au niveau de l'interface ; (b) au niveau de la pointe 164

Figure IV- 31 - Evolutions de la pression interstitielle dans le massif M12 pendant l'essai monotone final 2 (massif M12): (a) à la hauteur du manchon ; (b) à la hauteur de la pointe 165

Figure IV- 32 - Différentes étapes d'analyse du massif après le démontage (massif M12).....166

Figure IV- 33 - Schéma d'implantation des différentes mesures faites au pénétromètre de poche et au mini scissomètre après le démontage de l'essai 167

Figure IV- 34 - Cartographie des valeurs de résistance au pénétromètre de poche dans le massif d'argile (massif M12) 168

Figure IV- 35 - Cartographie des valeurs de résistance au cisaillement non drainé mesurées au mini scissomètre dans le massif d'argile (massif M12).....169

Figure IV- 36 - Isocourbes de la résistance au pénétromètre de poche dans le massif d'argile (massif M12).....170

Figure IV- 37 - Synthèse des valeurs de frottement local mobilisé lors de l'installation (massif M1 à M12) 171

Figure IV- 38 - Synthèse des valeurs de frottement local mobilisé lors des essais de chargement monotone initiaux : (a) initial 1 ; (b) : initial 2 172

Figure IV- 39 - Synthèse des évolutions de $C_{e,f}$ lors de la phase de dégradation initiale 172

Figure IV- 40 - Synthèse des évolutions de $C_{e,f}$ lors de la phase de renforcement à grand nombre de cycles 173

Figure IV- 41 - Synthèse du frottement local limite en termes du coefficient D_τ 173

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I - 1 - Paramètres des essais cycliques (Karlsrud et al., 1987) 23

Tableau II - 1 - Rugosités maximale et moyenne de la sonde pieu (Φ36 mm) (Tali 2011) 59

Tableau II - 2 - Changement de diamètre du massif avant et après le démoulage (massif N°5) 78

Tableau II - 3 - Caractéristiques de la kaolinite Speswhite 85

Tableau II - 4 – Synthèse de l'étude de compressibilité 93

Tableau II - 5 - Programme des essais triaxiaux sur la kaolinite Speswhite 98

Tableau IV - 1 - Nomenclature des essais réalisés 128

Tableau IV - 2 - Synthèse des résultats obtenus lors de la phase d'installation et lors des essais de chargements monotones initiales 174

Tableau IV - 3 - Synthèse des évolutions observées lors du chargement cyclique 175

Tableau IV - 4 - Synthèse des essais de chargements monotones finaux 176

ANNEXE

Protocole de préparation du piézocône CPTU (désaération et saturation)

Une préparation appropriée du piézocône (CPTU) et d'autres équipements est primordiale avant chaque essai afin d'avoir une bonne réponse de la pression interstitielle. D'après la norme (NF P94-119), il n'existe pas de méthode simple pour contrôler la bonne saturation de la pointe du piézocône avant sa mise en place. S'il reste des bulles d'air piégées dans le filtre ou dans les canaux, cela va avoir un effet sur la réponse de la pression interstitielle car la compressibilité du liquide va augmenter. Les composants suivants du piézocône doivent être désaérés et saturés entièrement :

- le filtre de la pression interstitielle ;
- les circuits.

La procédure de saturation se compose de deux étapes principales, à savoir la désaération et saturation du filtre (un jour avant l'essai) et la désaération et saturation du piézôcone (les canaux).

1 SATURATION DE(S) FILTRE(S)

Le filtre doit être saturé soigneusement 24 heures avant la réalisation d'essai, en le mettant dans un fluide de saturation sous un vide permanent d'une valeur de 0,4 bar minimum.

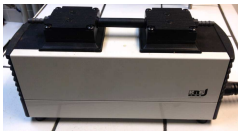
1.1 Matériel

Les équipements suivants sont nécessaires pour réaliser la saturation du filtre :

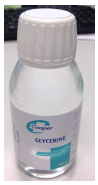
- filtre de la pression interstitielle ;
- dessiccateur ;
- pompe à vide ;
- liquide de saturation (glycérine ou l'eau) ;
- disque en porcelaine ;
- graisse de silicone.

Filtre

Dessiccateur



Pompe à vide



Glycérine

Disque en porcelaine

1.2 Procédure

Afin d'avoir une meilleure saturation, il faut suivre la procédure suivante :

- mettre le filtre dans un étuve à 65 ºC pendant une heure ;
- mettre une quantité suffisante de glycérine (ou d'eau) dans le dessiccateur (autour de deux litres) ;
- placer le filtre dans le dessiccateur puis mettez le disque en porcelaine au-dessus pour s'assuer que le filtre reste submerger dans le liquide de saturation ;
- appliquer une quantité suffisante de graisse à vide sur les zone de contact des deux côtés du dessiccateur puis le fermer ;
- connecter le dessiccateur à la pompe à vide et appliquer un vide d'une valeur de 0,4 bar minimum et assurer le maintien de celui-ci jusqu'à la fin de la saturation (environ 24 heures) ;
- une fois la saturation réalisée, ouvrir soigneusement le dessiccateur après avoir supprimé le vide. Le filtre est maintenant saturé et il est prêt à être utilisé.

2 SATURATION DU PIEZOCÔNE (LES CANAUX)

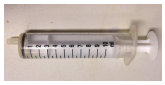
2.1 Matériel

Afin de réaliser la saturation des conduits du piézocône, les équipements suivants sont nécessaires :

- Filtre
- Entonnoir de saturation spécifique qui se visse sur le piézocône
- Entonnoir
- Seringue
- Préservatif
- Louche

Entonnoir de saturation

Entonnoir



Seringue

Préservatif

Louche

2.2 Procédure

- enlever la pointe conique et le filtre autour de la pointe (s'il est présent) puis mettre le piézocône verticalement dans un étau et nettoyer l'intérieur des circuitset le filetage avec une serviette ;
- installer l'entonnoir de saturation sur le piézocône ;

- remplir les circuits du piézocône avec de la glycérine désaérée au préalable en utilisant une seringue ;
- remplir l'entonnoir de saturation avec 1 litre de la glycérine désaérée, puis laisser le liquide quelques minutes et observer visuellement si les bulles d'air sortent ;

- immerger la pointe conique dans l'entonnoir de saturation puis purger le petit trou situé sur la pointe en utilisant la seringue. Cette procédure permet de sortir les bulles d'air coincées dans la pointe. Répétez cette procédure 3 à 4 fois afin d'être sûr que toutes les bulles d'airs sont sorties ;
- mettre le filtre dans l'entonnoir de saturation à l'aide de la louche. le filtre doit être immergé tout le temps ;
- mettre en position le filtre sur la pointe conique puis visser de nouveau la pointe conique sur le piézocône ;

- utiliser un préservatif et le remplir avec le glycérine. S'assurer que le préservatif ne contient pas de bulles d'air ;
- mettre le préservatif sur le piézocône ;

- enlever l'entonnoir autour du piézocône et ajuster le préservatif si nécessaire. Le piézocône est maintenant prêt à être utilisé pour réaliser l'essai CPTU.

Note : Il ne faut jamais démonter le manchon de frottement ou les joints autour du manchon de frottement lors de la saturation des circuits du piézocône, cela peut fortement endommager les parties électroniques internes du piézocône.

3 CONTRÔLE DE LA SATURATION DU PIEZOCÔNE

Si l'ensemble des pièces du piézocône sont bien saturées (filtre et canaux), la compressibilité du liquide de saturation est faible et la transmission de la pression au capteur nécessite qu'une petite entrée d'eau à travers le filtre, ce qui diminue le temps de réponse. La valeur de la pression interstitielle (Δu) dépend donc fortement de l'état de saturation du piézocône et de la compressibilité du liquide de saturation.

On peut évaluer l'état de saturation, grâce à la réponse du capteur de pression interstitielle au cours de sa mise en place par fonçage en faisant un arrêt, si :

a) l'augmentation de (Δu) est faible ou nulle pendant les deux premières secondes après l'arrêt, la saturation du piézocône est considérée comme très bonne ;

b) l'augmentation de (Δu) continue à augmenter pendant les 10 premières secondes après l'arrêt, la saturation du piézôcone est considérée suffisante ;
c) l'augmentation de (Δu) se poursuit plus de deux minutes avant d'atteindre une valeur maximale, la qualité de la saturation est considéré comme mauvaise.

Dans les cas b et c, l'exploitation des résultats est difficile particulièrement dans les sols fins peu perméables.