

UNIVERSITE DE BLIDA 1

Faculté de Technologie

Département de Génie Civil

THESE DE DOCTORAT

Spécialité : Génie Civil

**MODELISATION EXPERIMENTALE EN CHAMBRE
D'ETALONNAGE DU COMPORTEMENT MONOTONE
ET CYCLIQUE D'UNE SONDE CPTU DANS L'ARGILE
SATUREE**

Par

Mohammed KHOUAOUCI

Devant le jury composé de :

GRINE Khaled	Professeur, Université de Blida 1	Président
BOUAFIA Ali	Professeur, Université de Blida 1	Directeur de thèse
ABED Younes	Maître de Conférences A, Université de Blida 1	Examineur
MENAA Laazazi	Maître de Conférences A, Université de Médéa	Examineur
LAZZALI Farah	Professeur, Université de Boumerdès	Examinatrice
MEZOUAR Nouredine	Directeur de recherche, CGS Alger	Examineur

Blida, 2023

Dédicaces

À mes chers parents

À mes frères NOUREDINE, ADEL, ABDERRAOUF et ABDELDJALIL

À ma sœur AÏDA

À ma femme HALLA et à mes enfants ASMAA, AFAF, YUCEF et AÏCHA

À la mémoire de mon cher ami ZINE EL ABIDINE ZITOUNI

REMERCIEMENTS

Ce travail a été réalisé au sein du laboratoire Navier de l'Ecole des Ponts ParisTech, équipe géotechnique (CERMES).

Je remercie très chaleureusement mon directeur de thèse Pr. Ali BOUAFIA pour m'avoir suivi et conseillé tout au long de ma thèse. Son expérience, ses encouragements et sa confiance, sa pédagogie et ses compétences dans le domaine ont certainement été indispensables à l'aboutissement de ce travail.

Mes remerciements personnels s'adressent au Dr. Jean CANOU qui m'a apporté un soutien considérable. Je le remercie pour ses idées précieuses et les échanges fructueux qu'on a eus.

Je remercie sincèrement Dr. Rawaz Dlawar MUHAMMED pour m'avoir initié et formé à l'utilisation de différents dispositifs expérimentaux.

Mes remerciements vont également au Dr. Jean-Claude DUPLA, pour sa participation à l'encadrement de ce travail. Son expérience dans le domaine expérimental m'a permis de me familiariser rapidement avec les différents dispositifs utilisés.

La partie expérimentale de ce travail n'aurait pas été possible sans l'aide permanente d'une bonne équipe technique. Je remercie particulièrement Hocine DELMI qui m'a apporté beaucoup d'aide pour la réalisation de mes essais. Je remercie également Marine LE MAIRE, Baptiste CHABOT, Emmanuel DE LAURE et Xavier BOULAY pour leur aide et leur bonne humeur.

Et enfin, j'adresse toute ma gratitude à ma chère famille, particulièrement à ma mère, à mon père et à ma femme, pour leurs encouragements et soutien permanents.

Mohammed.

ملخص

تركز هذه الأطروحة على دراسة سلوك مخروط الاختراق (CPTu) تحت ضغوط رتيبة و دورية في غرفة معايرة في المختبر. لهذا الغرض تم إجراء سلسلة من الاختبارات على مخروط الاختراق (piézocône) الذي تم إدخاله في كتل من التربة الدقيقة المشبعة (الكاولينيت). يتم التركيز على تطور المقاومة القاعدية للوتد والاحتكاك الجانبي وكذا على ضغط ماء الفراغات تحت التحميل الرتيب والتحميل الدوري لعدد كبير من الدورات (100 000 دورة). تم إجراء دراسة وسيطية مع التركيز على تأثير مستوى الإجهاد بالإضافة إلى سعة التحميل الدوري.

بعد مرحلة أولى من التدهور الدوري، يتم ملاحظة مرحلة جديدة من تقوية كل من المقاومة القاعدية للوتد و الإحتكاك الجانبي عند الوصول لعدد كبير من الدورات. فيما يتعلق بضغط ماء الفراغات فإن المرحلة الأولى تتوافق مع مرحلة توليد ضغط الفراغات، بينما في المرحلة الأخيرة تكون هناك آلية تبديد الضغط هي السائدة مقارنة بعملية التوليد.

أظهرت عمليات التحميل الدورية ظهور ذروة احتكاك جانبي. تم تفسير هذه الذروة بالتغير في حالة الكثافة عند السطح الجانبي للمخروط. علاوة على ذلك فقد وجد أن الصلابة في واجهة العمود / التربة أو اللتي عند قاعدة الوتد لا تتأثر بالتحميل الدوري.

الكلمات المفتاحية:

غضار مشبع، غرفة معايرة، احتكاك جانبي، المقاومة القاعدية للوتد، ضغط ماء الفراغات، مخروط الاختراق (piézocône).

RÉSUMÉ

Ce travail de thèse porte sur l'étude du comportement d'une pointe pénétrométrique CPTu sous sollicitations monotones et cycliques. Pour cela, une série d'essais au laboratoire sur un piézocône mis en place dans des massifs de sol fin saturé (kaolinite) a été réalisée en chambre d'étalonnage. L'accent est mis sur l'évolution de la résistance en pointe, le frottement latéral et la surpression interstitielle sous chargement monotone, et sous chargement cyclique alterné en déplacements contrôlés en tête de la sonde pour un grand nombre de cycles (100 000 cycles). Une étude paramétrique est menée, ce qui a permis d'étudier l'influence de certains paramètres clés sur le comportement observé, en l'occurrence le niveau de contraintes appliqué au massif ainsi que l'amplitude du chargement cyclique.

Les résultats expérimentaux des essais de chargement cycliques ont permis de mettre en évidence, après une phase de dégradation classique, une nouvelle phase de renforcement de la résistance en pointe et de frottement latéral sous un grand nombre de cycles, cette dernière est peu citée dans la littérature. En termes de surpression interstitielle, la première phase correspond à une génération de surpression interstitielle, conduisant à une réduction du frottement latéral. Par ailleurs, dans la dernière phase de renforcement, c'est le mécanisme de dissipation qui devient prépondérant par rapport à celui de la génération, et par conséquent un nouveau gain de la résistance au cisaillement s'est manifesté.

Des chargements monotones post-cycliques ont montré l'apparition d'un pic de frottement latéral, ce qui a été attribué au changement de l'état de densité au niveau de l'interface sol/fût, causé par le chargement cyclique. De plus, il a été trouvé que la rigidité à l'interface fût/sol ainsi que celle en pointe ne sont pas affectées par le chargement cyclique.

Mots-clés: *Argile saturée, chambre d'étalonnage, piézocône, frottement latéral, résistance en pointe, surpression interstitielle, grand nombre de cycles.*

ABSTRACT

This Ph.D. dissertation focuses on studying the behavior of a CPTu penetrometer under both monotonic and cyclic loading. To conduct this investigation, a series of tests were performed on a piezocone installed in saturated clay samples (kaolinite) within a laboratory calibration chamber. Emphasis was placed on tracking the evolution of tip resistance, lateral skin friction and excess pore water pressure under monotonic and alternate displacement-controlled cyclic loading, spanning a large number of cycles (100 000 cycles). A parametric study was carried out to analyze some key parameters affecting the observed behavior, such as the initial consolidation pressure applied to the clay samples as well as the amplitude of the cyclic displacement.

The results of the experimental study on cyclic loading tests indicated that, following a cyclic degradation phase, a subsequent phase of tip strengthening and skin friction enhancement occurred over a significant number of cycles, a phenomenon scarcely mentioned in the literature. Regarding excess pore water pressure, the initial phase corresponds to a generation of excess pore water pressure leading to a reduction of the lateral skin friction. In the final phase, the dissipation mechanism became predominant, resulting in a renewed gain in shear resistance.

Post-cyclic monotonic loadings revealed the emergence of a skin friction peak, interpreted as a consequence of a modification in the density state at the interface caused by the cyclic loading. Furthermore, it was observed that the stiffness at the shaft/soil interface and of the tip were not affected by cyclic loading.

Keywords: *Saturated clay, calibration chamber, piezocone, skin friction, tip resistance, excess pore water pressure, large number of cycles.*

LISTE DES SYMBOLES ET DES ABREVIATIONS

A	Rapport de surface nette
A_c	Aire de la section transversale de la partie cylindrique du cône à sa base
A_u	Aire de la section transversale du cône au-dessus de la partie cylindrique du cône
B_q	Coefficient de pression interstitielle
C'	Cohésion effective
C_c	Coefficient de courbure
C_c	Coefficient de compression
CLT	Cone Loading Test (essai de chargement de pointe)
C_s	Coefficient de surconsolidation
C_u	Coefficient d'uniformité
c_u	Résistance au cisaillement non drainée
C_v	Coefficient de consolidation verticale
σ_{h0}'	Contrainte effective horizontale initiale
σ'_c	Contrainte de consolidation
σ_{v0}'	Contrainte effective verticale initiale
D	Diamètre du piézocône
Δu_b	Surpression interstitielle à la base du cône
E	Module d'élasticité
e_0	Indice des vides initial
f_s	Frottement latéral unitaire local
F_{sCLT}	Frottement latéral limite de l'essai de chargement de pointe
φ'	Angle de frottement effectif
I_D	Indice de densité
I_f	Indice de frottement
I_P	Indice de plasticité
K_0	Coefficient de pression des terres au repos
W_L	Limite de liquidité
OCR	Rapport de surconsolidation
PMT	Essai d'expansion pressiométrique de Ménard
p_{pl}	Pression de pointe limite
Q_c	Effort apparent sur le cône
q_c	Résistance apparente de pointe
q_{CLT}	Charge limite de l'essai de chargement de pointe
Q_s	Effort de frottement latéral local
Q_{st}	Effort total de frottement latéral
Q_t	Effort total de pénétration dans l'essai CPTu
q_t	Résistance en pointe corrigée
Q_u	Force exercée sur la partie supérieure du cône
R_f	Rapport de frottement
ρ_c	Amplitude du chargement cyclique

S_u	Résistance au cisaillement non drainée
u_0	Pression hydrostatique
u_b	Pression interstitielle à la base du cône

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE	1
CHAPITRE 1: ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE.....	5
1.1 Introduction	6
1.2 Modélisation physique en chambre d'étalonnage.....	6
1.2.1 Introduction.....	6
1.2.2 Principe de modélisation en chambre d'étalonnage.....	7
1.2.3 Les conditions aux limites applicables en chambre d'étalonnage	8
1.2.4 Etude des sols grenus en chambre d'étalonnage.....	9
1.2.5 Etude des sols fins en chambre d'étalonnage	13
1.3 Essais sur le piézocône (CPTu)	17
1.3.1 Principe de l'essai	17
1.3.2 Terminologie.....	17
1.3.3 Utilisation de l'essai CPTu.....	21
1.4 L'essai de chargement en pointe	26
1.4.1 Introduction.....	26
1.4.2 Essai de chargement de pointe avec un pénétromètre statique (Cone Loading Test, essai CLT)	29
1.4.3 Essais CLT cycliques	32
1.5 Conclusion.....	34
CHAPITRE 2: PRESENTATION DES DISPOSITIFS EXPERIMENTAUX ET DU MATERIAU UTILISE	36
2.1 Introduction	37
2.2 Dispositif expérimental.....	37
2.2.1 La chambre d'étalonnage	37
2.2.2 Dispositifs d'installation et de chargement.....	41
2.2.3 Dispositif de reconstitution des massifs d'argile	42
2.3 Matériau utilisé	45
2.4 Le piézocône.....	47
2.5 Protocole expérimental.....	49
2.5.1 Fabrication du massif d'argile.....	49
2.5.2 Transfert du massif vers la chambre d'étalonnage et mise sous contraintes	52
2.5.3 Installation et chargement du piézocône.....	54
2.5.4 Démontage de l'essai et prise de mesures.....	55
2.6 Conclusion.....	56
CHAPITRE 3: COMPORTEMENT DU PIEZOCONE SOUS CHARGEMENT MONOTONE.....	58

3.1	Introduction	59
3.2	Etude du fonçage du piézocône	60
3.2.1	Résistance en pointe.....	60
3.2.2	Contraintes de frottement latéral	60
3.2.3	Surpression interstitielle.....	61
3.2.4	Répétabilité des essais.....	62
3.3	Phase de chargements monotones initiaux.....	64
3.3.1	Résistance en pointe.....	64
3.3.2	Frottement latéral	65
3.3.3	Surpression interstitielle.....	66
3.3.4	Répétabilité des essais.....	67
3.4	Etude paramétrique - effet du niveau de contraintes	69
3.5	Conclusion	71
	CHAPITRE 4: COMPORTEMENT DU PIEZOCONE SOUS CHARGEMENT CYCLIQUE.....	72
4.1	Introduction	73
4.2	Résultats d'essai typique.....	73
4.3	Etude paramétrique.....	80
4.3.1	Effet du niveau de contrainte	80
4.3.2	Effet de l'amplitude du déplacement cyclique	85
4.4	Conclusion.....	91
	CHAPITRE 5: COMPORTEMENT POST CYCLIQUE DE LA SONDE PIEZOCONE..	93
5.1	Introduction	94
5.2	Résultats d'essai typique.....	94
5.3	Etude paramétrique.....	99
5.3.1	Effet du niveau de contrainte	99
5.3.2	Effet de l'amplitude du déplacement cyclique	102
5.4	Conclusion.....	105
	CONCLUSION GENERALE ET PERSPECTIVES	107
	REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	109
	LISTE DES FIGURES.....	112
	LISTE DES TABLEAUX.....	118
	ANNEXE A.....	119
	ANNEXE B.....	138

INTRODUCTION GENERALE

Certains ouvrages de génie civil terrestre et maritime sont soumis à des sollicitations répétées, qualifiées parfois de cycliques, d'origine naturelle (telles que la houle au large de la mer, la secousse sismique) ou industrielle (telles que les machines tournantes ou vibrantes, les éoliennes). La prise en compte de telles sollicitations devient des fois un facteur clé dans la conception et le dimensionnement de tels ouvrages. L'étude du comportement de ces ouvrages sous un chargement cyclique a fait l'objet de plusieurs travaux de recherche d'origine théorique ou expérimentale, et ce depuis presque un siècle.

Notons cependant que l'étude est complexe suite à l'implication entre autres d'une multitude de paramètres mécaniques et physiques, et d'une réponse cyclique du sol faisant intervenir des phénomènes qui, à ce jour, ne sont pas complètement élucidés (dégradation cyclique, amortissement hystérétique, durcissement cyclique, ...etc.).

La modélisation physique paraît comme une approche pragmatique contournant les incertitudes inhérentes au modèle théorique et aux hypothèses simplificatrices du comportement du sol. Les études expérimentales du chargement cyclique du sol revêtent ainsi une importance particulière en géotechnique du fait qu'elles focalisent sur des aspects mesurables, et le cumul d'expériences trace une voie lente mais sûre pour comprendre le chargement cyclique.

L'essai de pénétration statique au piézocône (CPTu), est un essai couramment employé dans le domaine de la géotechnique, et possède un vaste champ d'applications, citons entre autres : l'identification de la stratigraphie du sous-sol, l'estimation des paramètres géotechniques par corrélation, et enfin l'utilisation directe de cet essai en tant qu'outil de dimensionnement des ouvrages géotechniques. Au cours de cet essai, la pénétration se fait à une vitesse constante de 20 mm/s, ce qui permet de solliciter le sol en grandes déformations et obtenir ainsi un profil de résistance pénétrométrique, ainsi que celui de la pression interstitielle de l'eau. L'estimation de la rigidité du sol à partir d'un paramètre mesuré de la résistance, en l'occurrence la résistance pénétrométrique, est ainsi grossière, et le recours à l'essai d'expansion pressiométrique PMT de

Ménard est inévitable, du fait que ce dernier fournit une courbe d'expansion cylindrique, considérée comme une loi de comportement expérimentale du sol à une profondeur donnée. L'interprétation d'une telle courbe fournit entre autres le module de déformation pressiométrique du sol.

Suite à certains inconvénients inhérents à l'essai PMT, entre autres la discontinuité du profil de rigidité (l'essai PMT est fait à des pas de 1 m de profondeur), un nouveau essai géotechnique in-situ a été récemment développé, en l'occurrence l'essai CLT (Cone Loading Test), dont le principe est simple mais révolutionnaire : on réalise un essai de pénétration statique au piézocône (CPTu) jusqu'à une profondeur donnée, ce qui permet d'obtenir un profil de résistance pénétrométrique, ensuite on réalise à cette profondeur un essai de chargement de la pointe par incréments de pression verticale à une faible vitesse, de l'ordre de 2 mm/s. L'interprétation de la courbe de chargement de la pointe piézoconique à cette profondeur permet de déterminer la rigidité du sol sous la pointe, et celle par frottement latéral autour de la pointe.

Ce travail de thèse s'inscrit dans le cadre du projet national de recherche Française SOLCYP (**SOL**licitations **CY**cliques des **P**ieux), pris en charge par l'ANR (Agence Nationale de Recherche), et dont l'objectif est d'étudier le comportement des pieux soumis à des sollicitations cycliques (axiales et latérales), en vue de développer et de valider des méthodes de calcul et de dimensionnement. Un projet de coopération CMEP entre l'Université de Blida 1 et l'ENPC (Paris) a permis de lancer ce travail de recherche expérimentale.

Le travail de thèse s'intéresse ainsi à l'étude au laboratoire du comportement cyclique d'une pointe CPTu dans une argile saturée soumise à un essai CLT sous différentes conditions de contraintes et de chargement. Il s'agit plus exactement d'un essai CCLT (Cyclic Cone Loading Test) qui comporte 4 phases : essai CPTu traditionnel de pénétration statique au piézocône, suivi d'un essai de chargement CLT monotone, ensuite d'un essai CLT cyclique, et enfin d'un essai CLT monotone post-cyclique.

Cette étude succède à plusieurs thèses précédemment réalisées par Tali [1] et Bekki [2] dans un sable sec, ainsi que celle de Muhammed [3] dans une argile saturée.

Les objectifs principaux de ce travail sont :

- l'étude de l'évolution du frottement latéral à l'interface sol-piézocône, la résistance en pointe, et la surpression interstitielle au cours du chargement cyclique (CCLT), de quantifier l'influence des paramètres clés, principalement l'amplitude du déplacement cyclique et le niveau de contraintes sur l'évolution des paramètres de résistance (frottement latéral et résistance en pointe),

- la détermination de l'impact des différentes phases de chargement (monotones et cycliques) sur l'évolution de la surpression interstitielle, et la quantification de l'évolution de ce paramètre au cours du chargement cyclique effectué à grand nombre de cycles de chargement (100 000 cycles). Il est à noter qu'un tel nombre de cycles présente un record mondial donnant une originalité scientifique indiscutable aux résultats présentés dans cette thèse. L'atteinte de cette haute gamme de cycles est rendue possible grâce à une technologie robuste dont est doté le laboratoire siège des essais cycliques. Par ailleurs, la majorité des travaux de recherche présentés dans la littérature géotechnique ne comportent pas la mesure de la surpression interstitielle pour les grands nombre de cycles.

Pour atteindre ces objectifs, une étude expérimentale en chambre d'étalonnage du laboratoire Navier (CERMES) a été réalisée à l'aide d'un piézocône standard en vraie grandeur. La similitude en chambre d'étalonnage est dite "locale" car elle permet d'étudier une tranche du sol autour du piézocône à une certaine profondeur. Cette profondeur est simulée en chambre d'étalonnage par un état de contraintes géostatiques appliquées au massif sous forme d'une contrainte verticale appliquée en tête et une autre horizontale servant de contrainte de confinement appliquée sur le pourtour du massif.

Ce mémoire a été structuré en cinq chapitres.

Le premier chapitre est consacré à une synthèse bibliographique des travaux effectués dans ce domaine. Un rappel de l'essai CPTu comportant une description de l'appareillage standard, du mode opératoire normalisé, et des principales applications du CPTu en géotechnique est effectué. Les principaux travaux liés au comportement des sondes-pieux installés dans les sols fins sous chargement monotone et cyclique sont aussi présentés.

Le deuxième chapitre décrit les dispositifs expérimentaux, les procédures expérimentales et les caractéristiques du matériau utilisé. On présente en détail les différents dispositifs utilisés dans cette étude, tels que le procédé de reconstitution des massifs d'argile (le consolidomètre), la chambre d'étalonnage, la sonde piézocône utilisée, et la centrale de mesures.

Le troisième chapitre est consacré à la présentation et l'analyse des résultats expérimentaux durant la phase de chargements monotones. On présente les résultats en termes de résistance en pointe, frottement latéral et surpression interstitielle. Les valeurs trouvées serviront de référence pour les comparer aux mesures post-cycliques et conclure sur l'effet du chargement cyclique sur le comportement monotone post-cyclique.

Le quatrième chapitre est dédié à l'étude du comportement du piézocône sous chargement cyclique, dans lequel on atteint un grand nombre de cycles (100 000 cycles). L'analyse des résultats de l'étude paramétrique a permis de mettre en évidence l'influence de paramètres clés sur les comportements observés. On s'est intéressé, en particulier, à l'effet de l'amplitude des sollicitations, ainsi que le niveau de contraintes appliqué au massif.

Le cinquième chapitre traite l'analyse du comportement monotone post-cyclique du piézocône. Les résultats d'essais monotones menés après le chargement cyclique sont présentés. En comparant les résultats trouvés avec ceux enregistrés lors des chargements monotones initiaux, l'effet du chargement cyclique sur les paramètres de résistance et de rigidité du piézocône peut être dégagé.

Ce mémoire se termine par une conclusion générale, présentant les principaux résultats auxquels on a pu arriver et quelques perspectives de recherches intéressantes pour une application de ces résultats dans le dimensionnement des pieux.

Chapitre 1: Etude bibliographique

1.1 Introduction

Dans le premier chapitre, une étude bibliographique est faite permettant de synthétiser les travaux en relation avec la thèse. Le principe de modélisation physique en chambre d'étalonnage est présenté. Les possibilités offertes par ce type de modélisation dans le domaine de la recherche en géotechnique sont exposés, tant du côté des conditions aux limites, des matériaux utilisés ou encore des conditions de chargement. Les résultats de quelques travaux sur chargements cycliques de sondes-pieu ou bien piézocône pour des sols fins et grenus en chambre d'étalonnage sont présentés.

Un résumé de la norme Française dédiée à l'essai de pénétration statique au piézocône (CPTu) est fait. Le principe de l'essai ainsi que les paramètres mesurés lors de la pénétration sont exposés. L'interprétation des résultats de l'essai CPTu permet, entre autre l'identification de la stratigraphie et la classification des couches de sol, de fournir, par corrélations beaucoup de paramètres de résistance, d'état initial, de déformabilité du sol et même d'écoulement.

L'essai de chargement d'une pointe pénétrométrique (essai CLT : Cone Loading Test) est un nouvel essai de reconnaissance des sols in-situ, qui constitue une amélioration majeure de l'essai CPTu. Il consiste à interrompre la pénétration classique à une profondeur souhaitée et à réaliser un chargement par paliers successifs (chargement incrémental) de la pointe jusqu'à la rupture du sol.

1.2 Modélisation physique en chambre d'étalonnage

1.2.1 Introduction

La modélisation physique en chambre d'étalonnage (ou encore appelée chambre de calibration) remonte à la fin des années soixante, avec la construction d'une large chambre d'étalonnage en 1969 à la division de recherche des matériaux, à Melbourne, Victoria (Australie), sous la direction de J.H. Schmertmann. L'échantillon préparé avait une hauteur de 910 mm et un diamètre de 760 mm.

L'idée de la chambre d'étalonnage vient de la nécessité d'étudier, en laboratoire, de mini-pénétromètre, dans lequel l'expérimentateur peut mesurer et/ou contrôler les propriétés du sol, les contraintes et les déformations. Les parois, qui étaient initialement rigides, ont été rapidement remplacées en d'autres flexibles, vu qu'on

a constaté une grande influence sur la pénétration et la résistance par frottement du pénétromètre dans le cas de parois rigides. On a commencé à étudier des échantillons de sable sec, en bénéficiant de la simplicité de préparation des massifs et de la bonne répétabilité d'échantillons. En 1975, G. Veismanis a utilisé 2 types de sol locaux (Earlston et South Oakleigh), la préparation d'échantillon a été faite par pluviation [4].

En France, deux chambres d'étalonnage sont utilisées : la première développée au laboratoire 3S-R à Grenoble dans les années 70, la deuxième appartient à l'équipe géotechnique NAVIER (CERMES) à l'école des Ponts (ParisTech).

Ce sont des équipements initialement introduits pour étalonner des sondes d'essais in-situ (pénétromètres). Suivant leurs dimensions, on peut distinguer deux classes d'équipements, les chambres de grande taille et les chambres de taille plus réduite (diamètre $<0,6$ m) [5].

L'utilisation des chambres d'étalonnage est devenue de plus en plus répandue dans l'étude des fondations profondes. Contrairement aux essais en vraie grandeur qui demandent une mise en œuvre beaucoup plus importante et par conséquent un coût élevé, le dispositif d'essai en chambre d'étalonnage permet de réaliser des études paramétriques suffisamment complètes sur des expérimentations. Ces études paramétriques vont permettre par la suite de cibler de manière optimale les quelques expériences à réaliser en vraie grandeur.

1.2.2 Principe de modélisation en chambre d'étalonnage

Les simulations physiques en laboratoire peuvent être décrites de la manière suivante : dans des massifs de sol suffisamment grands, pour représenter un massif semi-infini, des inclusions instrumentées simulent des pieux.

La chambre d'étalonnage permet de reconstituer, par pluviation (pour les sables) ou bien par consolidation unidimensionnelle (pour les sols fins), des massifs de dimensions relativement importantes. Le massif de sol simule une « tranche » élémentaire de sol aux conditions initiales données (profondeur et densité) et les inclusions instrumentées simulent le comportement de la « tranche » de pieu correspondante. On présente sur la Figure 1.1 une vue d'ensemble de la chambre d'étalonnage du CERMES (ENPC, Paris).

Ainsi, la chambre d'étalonnage permet de tester une « tranche » élémentaire du pieu et du sol environnant, à paramètres constants. De plus, il est possible d'imposer des conditions aux limites en contrainte ou bien en déplacement.



Figure 1.1: Vue d'ensemble de la chambre d'étalonnage du CERMES (ENPC, Paris), France

1.2.3 Les conditions aux limites applicables en chambre d'étalonnage

En chambre d'étalonnage, les conditions aux limites sont appliquées à une distance finie sur un massif de sol de dimensions aussi finies. Le respect de quelques conditions relatives à la taille de l'inclusion et du massif peut nous permettre de faire l'hypothèse d'un massif de sol semi-infini. Quatre (04) conditions aux limites sont principalement utilisées (Figure 1.2).

La condition BC1 consiste à maintenir les contraintes horizontales et verticales constantes. En ce qui concerne la condition BC2, il s'agit de bloquer les déformations du massif à sa périphérie. La condition BC3 correspond à l'état de contraintes existant dans un massif de sol horizontal (état K_0).

Enfin, la condition BC4 consiste à maintenir une contrainte horizontale constante et à bloquer les déformations verticales en partie supérieure et inférieure du massif.

Une description plus détaillée des équipements utilisés pour la modélisation en chambre d'étalonnage est donnée dans le chapitre suivant.

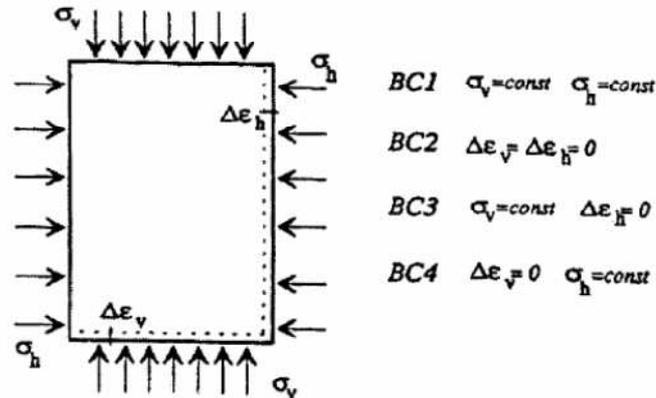


Figure 1.2: Conditions aux limites applicables en chambre d'étalonnage (Balachowski [6])

1.2.4 Etude des sols grenus en chambre d'étalonnage

En général, la préparation d'échantillons de sable dans la chambre d'étalonnage se fait par le procédé de pluviation. Cette méthode est relativement simple et rapide.

Chan et Hanna [7] ont effectué des essais sur une sonde-pieu de 19 mm de diamètre, mise en place par fonçage dans un sable de densité moyenne. La sonde-pieu a été soumise à 3 séries différentes de chargement à force contrôlée: compression, arrachement (traction), et compression/arrachement en même temps (chargement alterné). Les résultats sont présentés sur la Figure 1.3. Les auteurs ont trouvé que le comportement en arrachement est différent de celui en compression, ce dernier étant le plus défavorable. A titre d'exemple, un essai en traction mené à $0,20Q_t$ (Q_t représente la charge limite en traction) reste stable jusqu'à la fin du chargement cyclique (6000 cycles dans ce cas), tandis qu'en compression, pour $0,20Q_c$ (Q_c représente la charge limite en compression), pour seulement 1000 cycles environ, le même déplacement cumulé est atteint. Cette différence de comportement peut être liée à la contribution de la résistance en pointe lors du chargement en compression.

De plus, il a été constaté que le seuil qui se situe à environ 30 % de la charge de rupture (en compression ou bien en traction) sépare 2 aspects bien distincts: dans

le premier, le chargement en compression est plus défavorable que celui en traction, tandis que dans le deuxième, c'est l'inverse.

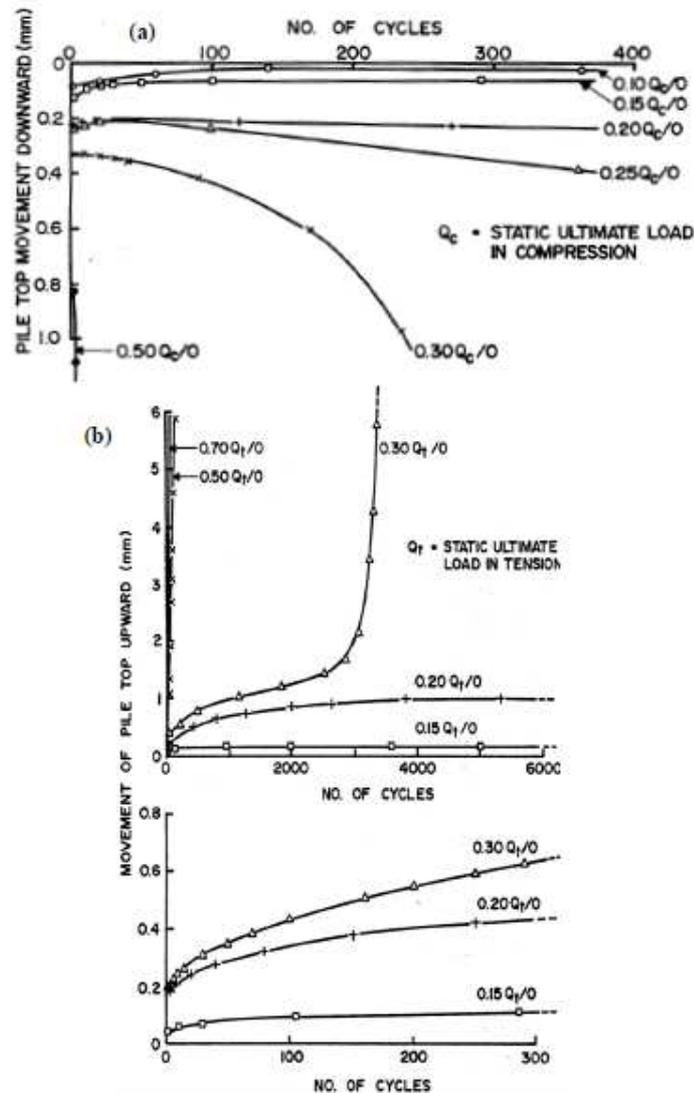


Figure 1.3: Déplacements cumulés en fonction du nombre de cycles : (a) essais en compression ; (b) essais en traction (Chan et Hanna [7])

Les mêmes auteurs ont effectué des essais cycliques avec une amplitude en compression de $0,15 Q_c$, en faisant varier la charge cyclique en traction entre 0 et $0,3Q_t$. Les résultats présentés sur la Figure 1.4 montrent que l'augmentation de l'amplitude du chargement cyclique induit une accumulation des déplacements permanents conduisant à la rupture; cette dernière est atteinte pour des amplitudes plus grandes que $30 \%Q_t$ en traction (et non pas en compression).

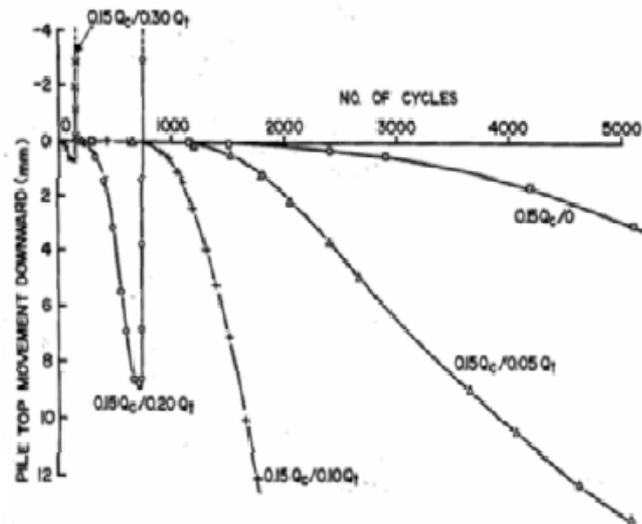
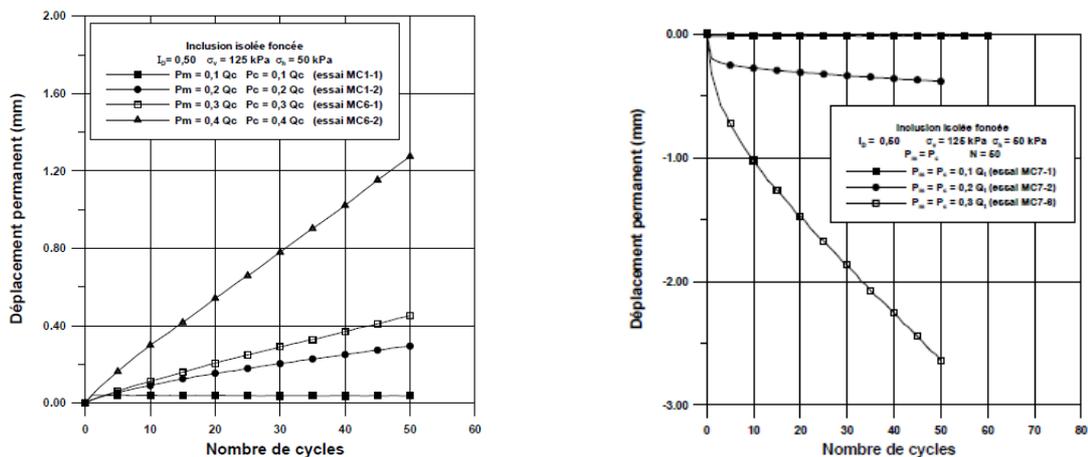


Figure 1.4: Déplacements cumulés en fonction du nombre de cycles pour un chargement alterné (Chan et Hanna [7])

Des essais en chambre d'étalonnage ont été effectués par Le Kouby [8], [9] sur un modèle de pieu faisant 20 mm de diamètre, foncé dans un massif de sable de Fontainebleau. Sur la Figure 1.5 l'auteur a trouvé que pour une amplitude de chargement cyclique de $0,3 Q_t$, le déplacement est de 2,7 mm ($>10\%$ diamètre), et le pieu rentre en rupture.



(a) (b)
Figure 1.5: Déplacements cumulés en fonction du nombre de cycles: (a) compression ; (b) traction (Le Kouby [8])

Différents travaux de recherche sur le comportement local de l'interface pieu/sol, en termes de frottement latéral ont été effectués. Lee et Poulos [10] ont réalisé

des essais à déplacement contrôlé sur un modèle de pieu en chambre d'étalonnage dans un sable calcaire. Ces auteurs ont défini la dégradation du frottement latéral comme étant le rapport entre le frottement latéral limite après le chargement cyclique et le frottement latéral limite initial. Comme présenté sur la Figure 1.6, les auteurs ont trouvé que la dégradation augmente avec l'accroissement du déplacement cyclique.

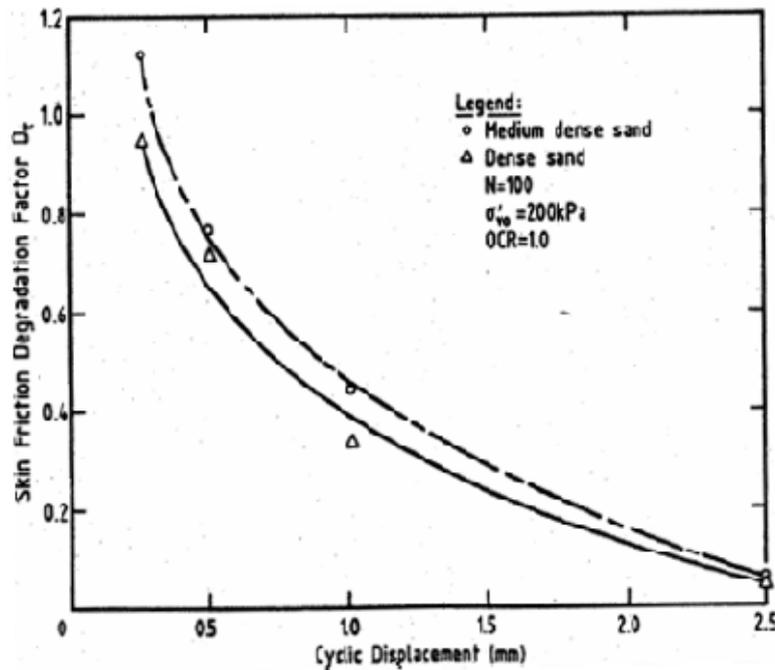


Figure 1.6: Effet du déplacement cyclique sur la dégradation du frottement latéral (Lee et Poulos [10])

Bekki et al. [11] ont étudié le comportement d'une sonde pieu de 36 mm de diamètre, mis en place par fonçage dans un massif de sable de Fontainebleau de 52 cm de diamètre et 70 cm de hauteur, mis en place par pluviométrie. Le manchon de frottement latéral possède une longueur de 11 cm. Les essais ont été réalisés à déplacement contrôlé, jusqu'à un nombre de cycles très élevé (100 000 cycles). La Figure 1.7 donne la réponse en termes de frottement latéral mobilisé en fonction du nombre de cycles. Après une phase initiale de dégradation, jusqu'à environ 300 cycles, une phase de renforcement a été détectée, jusqu'à la fin de la séquence cyclique. La première phase (dégradation) est couramment évoquée par les différents travaux de recherches, néanmoins la deuxième phase (renforcement) n'a pas été citée auparavant. Ceci est peut être dû au fait que la plupart des travaux de recherche dans la littérature sont limités

à quelques centaines, voire milliers de cycles. Les auteurs ont expliqué la nouvelle phase de renforcement par une dilatance partiellement empêchée, après que l'interface a atteint un maximum d'état de densité.

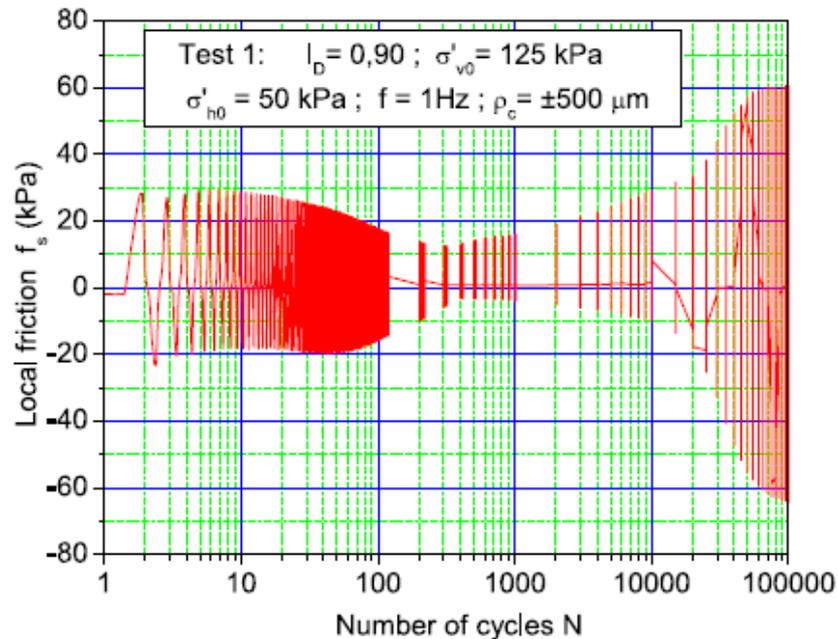


Figure 1.7: Réponse en termes de frottement latéral en fonction du nombre de cycles (Bekki et al. [11])

1.2.5 Etude des sols fins en chambre d'étalonnage

Certaines analogies, du point de vue qualitatif, sont observées entre le comportement des sols fins et celui des sols grenus. Néanmoins, la présence de l'eau qui induit une génération de surpression interstitielle fait que les mécanismes qui rentrent en jeu sont différents.

Pour les sols fins, avant la mise en place de l'échantillon dans la chambre d'étalonnage, on doit consolider la boue du mélange (eau+sol) dans le consolidomètre, pour plusieurs jours, avant de le mettre dans la chambre d'étalonnage.

Afin d'étudier l'influence de certains paramètres sur la résistance en pointe d'un piezocône de 12,7 mm de diamètre, Almeida et Parry [12] ont effectué un certain nombre d'essais en chambre d'étalonnage sur deux argiles différentes (argile Speshwhite et l'argile de Gault).

Les résultats obtenus en termes de résistance en pointe sont donnés par la Figure 1.8. On peut constater que la vitesse de chargement (dans la gamme étudiée entre 1 et 20 mm/s) influe très peu sur la résistance en pointe.

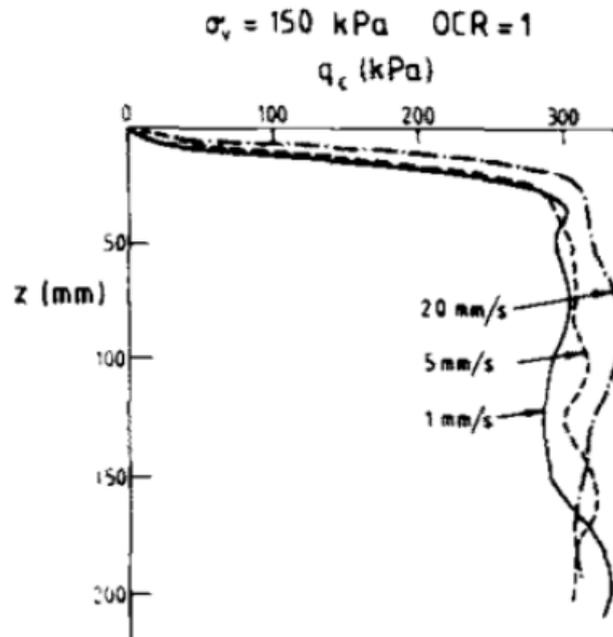


Figure 1.8: Effet de la vitesse de pénétration sur la résistance en pointe (Almeida and Parry, [12])

Huang et al. [13] ont proposé un consolidomètre de 800 mm de hauteur et 200 mm de diamètre intérieur, permettant d'avoir un échantillon de 360 mm de hauteur après consolidation (qui demeure relativement petit). Un modèle de pressiometre et 5 piézocônes sont placés sur la partie basse de la chambre de calibration avant mise en place de l'échantillon et consolidation.

Le suivie de la variation de surpression interstitielle est réalisé à l'aide de piézocônes en acier inoxydable de 0,762 mm de diamètre. Le sol utilisé est une argile de Georgie, de limite de liquidité de 63 % et la boue préparée possède une teneur en eau de 2,5 fois la limite de liquidité. L'argile a été consolidée sous une pression de 220 kPa.

Les valeurs mesurées de teneur en eau des échantillons issues de 2 essais, à différentes positions ont donné une moyenne de 44,90 % avec un coefficient de variation de 1,50 %. Une bonne homogénéité du sol et répétabilité des essais effectués ont été retrouvés à l'aide de ce dispositif de chambre d'étalonnage.

Anderson et al. [14] ont développé une chambre d'étalonnage pour tester les appareils d'essais in-situ, particulièrement le pressiomètre.

Le consolidomètre utilisé possède une longueur de 1700 mm et un diamètre de 785 mm, et dimensionné pour supporter une pression maximale de consolidation de 700 kPa. Un double drainage (haut et bas) est prévu en utilisant 2 couches de sable et un plastique poreux.

Afin de préparer les massifs de sol argileux, les auteurs ont utilisé de la kaolinite Speswhite d'une limite de liquidité de 72 %, préparée en mélangeant la poudre d'argile à une quantité d'eau d'au moins de 1,5 fois la limite de liquidité. La boue est ensuite mise en place sous l'eau afin de minimiser la pénétration de l'air. Une pression initiale est appliquée de 70 kPa pour 3 jours, ensuite la pression est augmentée à 280 kPa. Le $T_{90\%}$ de la boue (suspension) est atteint après 6 à 7 semaines, mais il a été trouvé qu'après 3 à semaines, l'échantillon pouvait s'auto supporté afin de le mettre en chambre de calibration.

Dans le but d'étudier l'uniformité du massif préparé, des essais au scissomètre et des mesures de la teneur en eau ont été faites. La résistance au cisaillement non drainée était de 23,8 kPa \pm 3,0 kPa, comparée à celle trouvée sur des échantillons de 38 mm de diamètre testés dans l'appareil triaxial non drainé et qui ont donné une résistance au cisaillement moyenne de 26,9 kPa \pm 3,5 kPa. Pour la mesure de la teneur en eau, une valeur moyenne de 45,3 % a été mesurée \pm 1%.

Dans le but d'étudier l'influence de la vitesse de pénétration ainsi que la position de la chambre de mesure de la pression interstitielle, Kim [15], [16] et Kim and Tumay [17] 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 525 mm de diamètre (Figure 1.9). Les vitesses de mise en place testées sont 0,3 cm/s, 0,6 cm/s et 2,0 cm/s. La Figure 1.10 présente l'évolution de la résistance en pointe, et de la surpression interstitielle, mesurée sur la pointe, au cours de l'enfoncement. Les auteurs ont trouvé que la résistance en pointe et la surpression interstitielle augmentent avec la vitesse d'enfoncement. De plus, il a été constaté que la surpression interstitielle mesurée sur la pointe (position U1) était plus grande que celle mesurée sur le corps du piézocône (position U2).

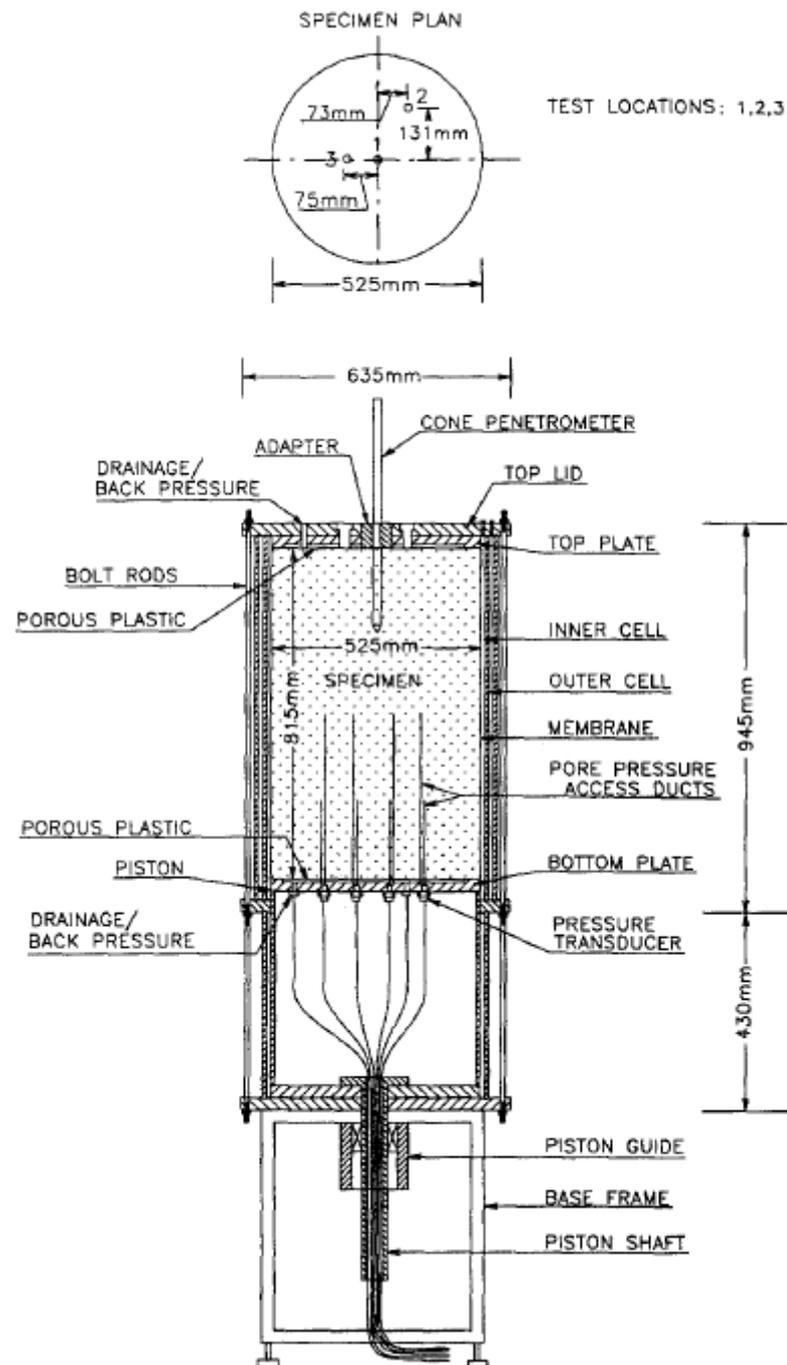


Figure 1.9: Schéma de la chambre d'étalonnage utilisé par Kim and Tumay [17]

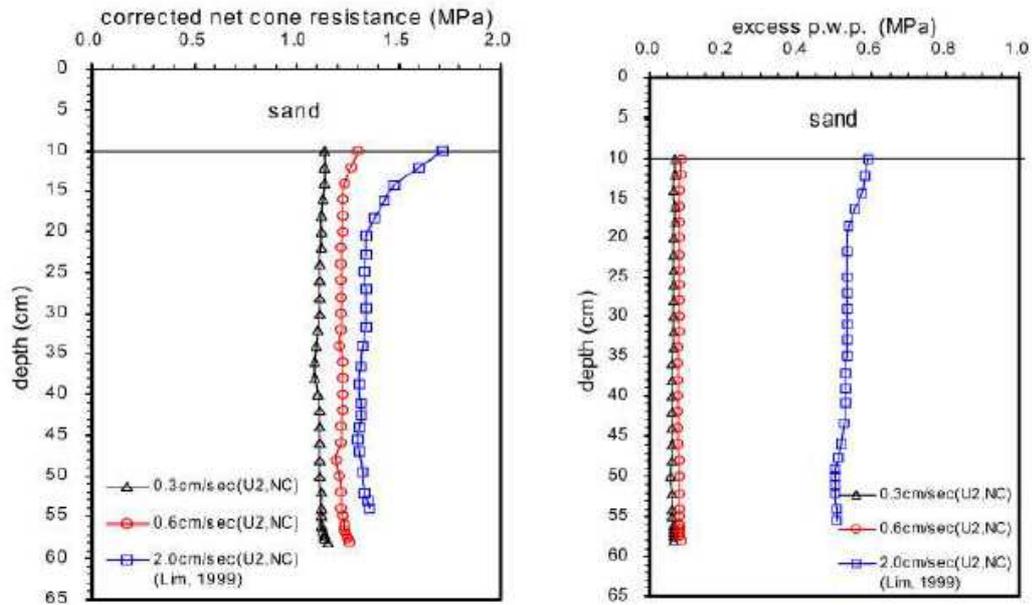


Figure 1.10: Effet de la vitesse de fonçage sur la résistance en pointe et sur la surpression interstitielle (Kim, [15])

1.3 Essais sur le piézocône (CPTu)

1.3.1 Principe de l'essai

L'essai au piézocône consiste à enfoncer dans le sol à vitesse imposée de 2cm/s, une pointe piézocônique et à mesurer, de façon continue la résistance à la pénétration du cône et la pression interstitielle. Il est admis qu'on est en conditions drainées dans le sable et en conditions non drainées dans les argiles.

1.3.2 Terminologie

a) Effort total de pénétration Q_t

C'est la force totale nécessaire pour enfoncer la pointe terminée par un cône.

b) Effort apparent sur le cône Q_c et résistance apparente à la base du cône q_c

A une profondeur donnée atteinte par la base, la résistance apparente à la pénétration du cône q_c (ou résistance apparente de pointe) représente le rapport de l'effort apparent Q_c et la surface de la base du cône A_c :

$$q_c = \frac{Q_c}{A_c} \quad (1.1)$$

c) *Effort total de frottement latéral Q_{st}*

C'est la force obtenue par différence entre l'effort total de pénétration Q_t et l'effort total apparent sur le cône Q_c :

$$Q_{st} = Q_t - Q_c \quad (1.2)$$

d) *Effort de frottement latéral local Q_s et frottement latéral unitaire local f_s*

Le frottement latéral unitaire local f_s est obtenu en divisant la force Q_s à l'enfoncement du manchon de frottement par sa surface latérale A_s :

$$f_s = \frac{Q_s}{A_s} \quad (1.3)$$

Cette valeur est attribuée à la profondeur atteinte par le milieu du manchon de frottement.

e) *Rapport de frottement R_f*

Généralement exprimé en pourcentage, il représente le rapport du frottement unitaire local f_s à la résistance apparente à la pénétration du cône q_c mesuré à la même profondeur :

$$R_f = \frac{f_s}{q_c} \quad (1.4)$$

f) *Indice de frottement I_f*

C'est le rapport de la résistance apparente à la pénétration du cône q_c , au frottement unitaire local f_s mesurés à la même profondeur :

$$I_f = \frac{q_c}{f_s} \quad (1.5)$$

g) *Pression interstitielle de pénétration u*

C'est la pression de l'eau interstitielle mesurée au niveau du filtre pendant la pénétration de la pointe.

La variation de la pression interstitielle Δu à un niveau et à un instant donnés s'exprime par :

$$\Delta u = u - u_0 \text{ (en valeur algébrique)} \quad (1.6)$$

- U : est la pression interstitielle générée par le fonçage et mesurée au niveau du filtre placé à la base du cône ;

- U_0 est la pression hydrostatique existant immédiatement avant l'essai à la même profondeur que la base du cône et au repos. Elle est issue de la reconnaissance effectuée sur le site.

h) Résistance de pointe totale à la base du cône q_T

Cette résistance, qui tient compte de l'action Q_u de la pression interstitielle de pénétration u sur l'espace annulaire ($A_c - A_u$) situé au-dessus du cône (voir Figure 1.11) est donnée par :

$$q_T = \frac{Q_T}{A_c} \quad (1.7)$$

$$q_T = q_c + u(1-a) \quad (1.8)$$

Où:

- a : est conventionnellement égal au rapport des aires des sections transversales intérieure A_u (au-dessus de la partie cylindrique du cône) et extérieure A_c (partie cylindrique du cône) : $a = A_u / A_c$;
 - Q_T : est l'effort total sur le cône : $Q_T = Q_c + Q_u$
 - Q_u : est la force exercée sur la partie supérieure du cône (voir Figure 1.11) d'aire (A_c / A_u) par la pression interstitielle générée par le fonçage :
- $$Q_u = U (A_c - A_u) \quad (1.9)$$
- A_u : est l'aire de la section transversale du cône au-dessus de la partie cylindrique du cône ;
 - A_c : est l'aire de la section transversale de la partie cylindrique du cône à sa base.

i) Coefficient B_q de pression interstitielle

$$B_q = \frac{u - u_0}{q_T - \sigma_{v0}} \quad (1.10)$$

σ_{v0} est la contrainte verticale totale.

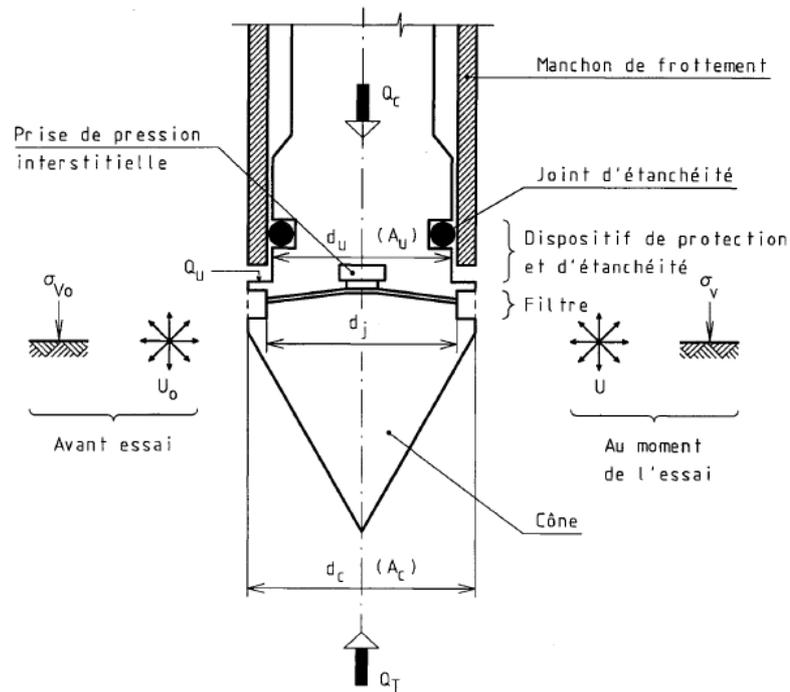


Figure 1.11: Schéma de l'extrémité de la pointe utilisée dans l'essai CPTu [18]

À certaines profondeurs, le fonçage est arrêté et, immédiatement, la mesure de la pression interstitielle est faite en fonction du temps afin d'observer son évolution. Il s'agit de la phase de dissipation de la pression interstitielle (Figure 1.12).

La mesure de la dissipation de la pression interstitielle est arrêtée lorsque à un instant t après l'arrêt du fonçage l'écart de pression interstitielle par rapport à la pression interstitielle u_p régnant dans le sol avant l'essai et celle mesurée lors de l'arrêt du fonçage u_h a diminué de plus de la moitié.

On note par t_{50} la durée nécessaire pour que : $u_t - u_p = 0,5 (u_h - u_p)$.

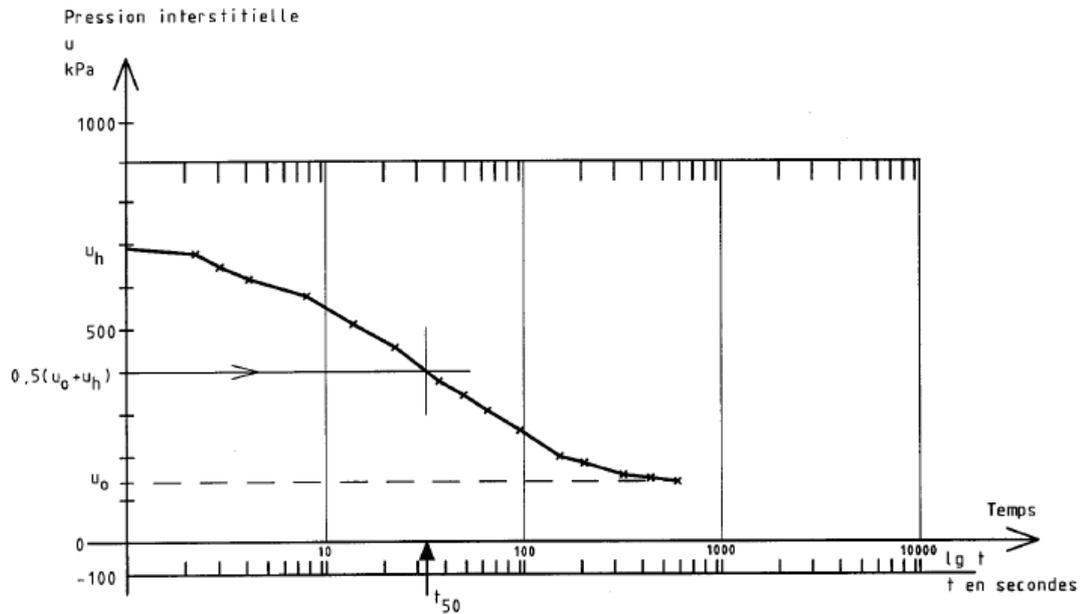


Figure 1.12: Exemple de feuille d'essai de dissipation de la pression interstitielle au piézocône

1.3.3 Utilisation de l'essai CPTu

L'essai CPTu est actuellement très utilisé dans le domaine de la reconnaissance géotechnique. On cite principalement les applications suivantes:

- Identification de la stratigraphie du terrain: succession et nature des différentes couches traversées, homogénéité d'une couche où présence d'anomalies ;
- Evaluation des propriétés mécaniques: résistance de pointe, frottement latéral, qualité de compactage,...etc ;
- Estimation des paramètres hydrauliques: pressions interstitielles, perméabilité.

En termes de paramètres mécaniques qui peuvent être estimés à partir de l'essai CPTu, on cite principalement des paramètres :

- *De résistance*: résistance au cisaillement non drainée C_u et angle de frottement ϕ' ;
- *D'état initial*: degrés de consolidation OCR et coefficient de pression des terres au repos K_0 ;
- *De déformabilité*: module d'élasticité E .
- *D'écoulement*: perméabilité K .

Outre la classification du sol basée sur la distribution de la taille des particules de sol, de nouvelles classifications ont été proposées en se basant sur les résultats de l'essai CPTu (Figures 1.13 et 1.14).

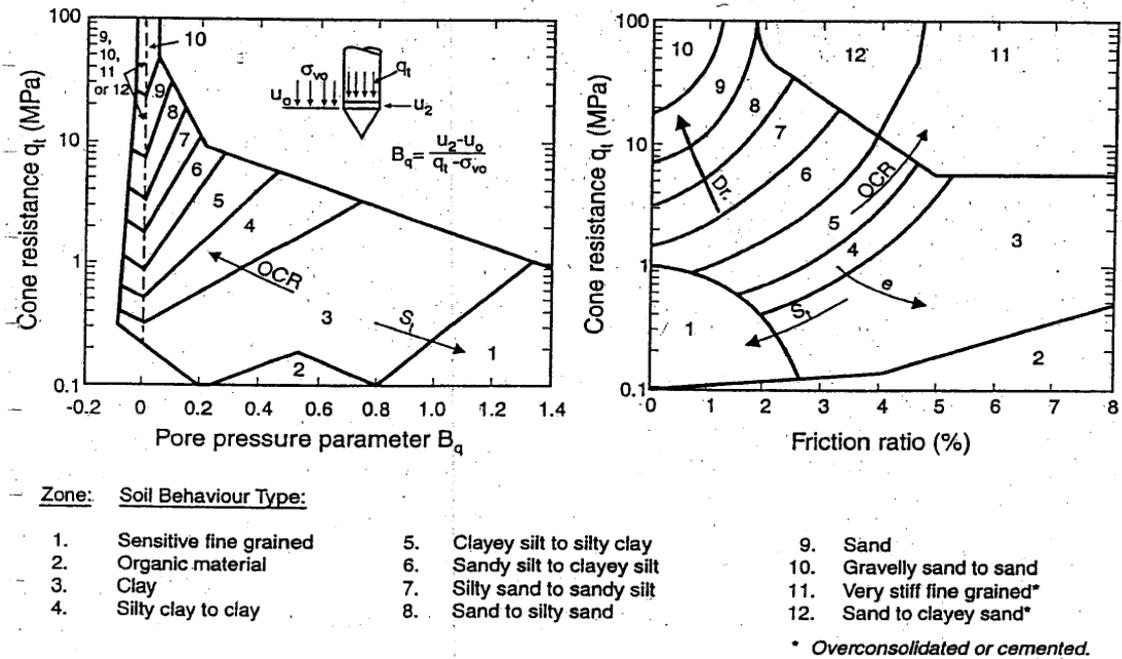


Figure 1.13: Classification du sol selon son comportement à partir des résultats de l'essai CPTu (Robertson et al., [19])

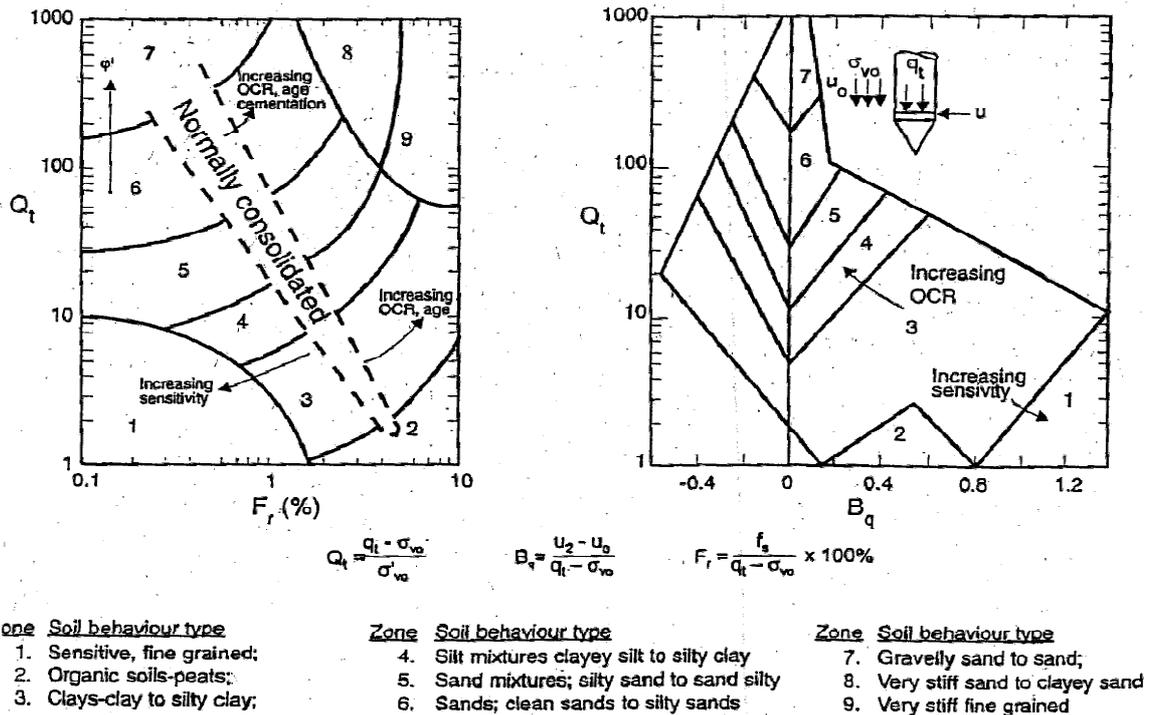


Figure 1.14: Classification du sol selon son comportement à partir des résultats normalisés des essais CPT/CPTU (Robertson et al., [19])

La résistance au cisaillement non drainée C_u peut être estimée à partir des résultats de l'essai CPTu par plusieurs formules:

- En considérant la résistance totale au cône (mesurée ou bien corrigée)

$$C_u = \frac{(q_c - \sigma_{v0})}{N_k} \tag{1.11}$$

Avec:

$$N_{kt} = \frac{(q_t - \sigma_{v0})}{S_u} \tag{1.12}$$

- En considérant la résistance effective au cône

$$C_u = \frac{q_e}{N_{ke}} = \frac{(q_{ct} - u_2)}{N_{ke}} \tag{1.13}$$

- En considèrent la surpression interstitielle

$$C_u = \frac{\Delta u}{N_{\Delta u}} \tag{1.14}$$

Avec $\Delta u = u_2 - u_0$.

L'estimation des facteurs N_{kt} et $N_{\Delta u}$ est données par les Figures 1.15 à 1.17.

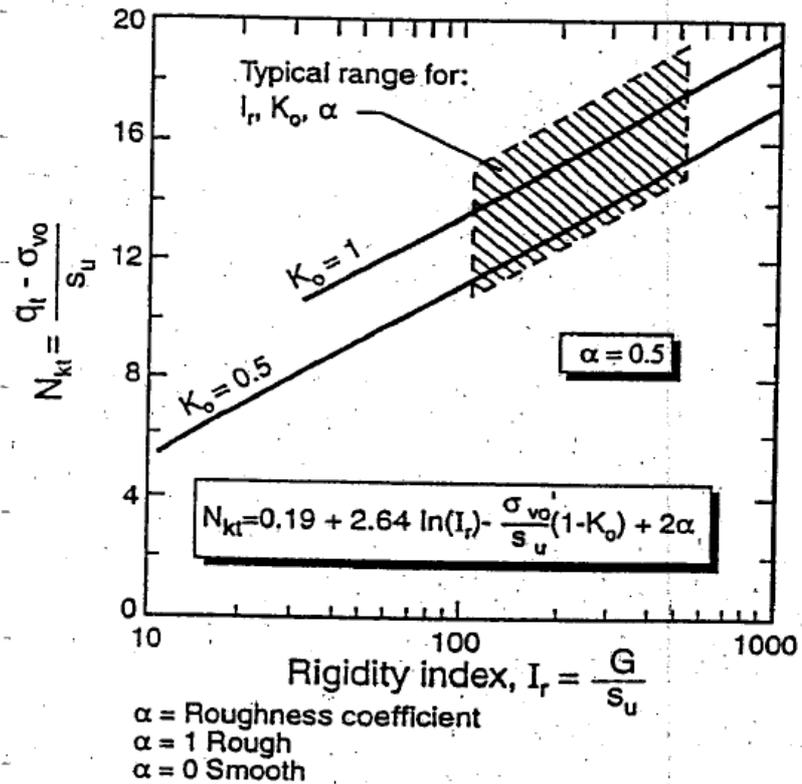


Figure 1.15: Solution théorique de N_{kt} (Tech, 1987, d'après [19])

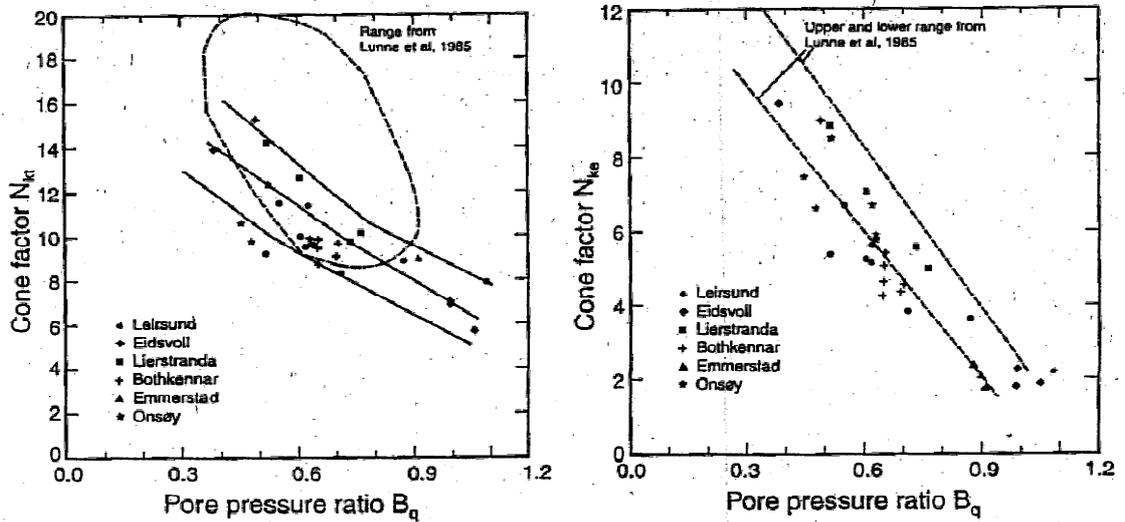


Figure 1.16: a) Facteur de cône N_{kt} vs B_q , b) Facteur de cône N_{ke} vs B_q (Karlsruud et al. 1996, d'après [19])

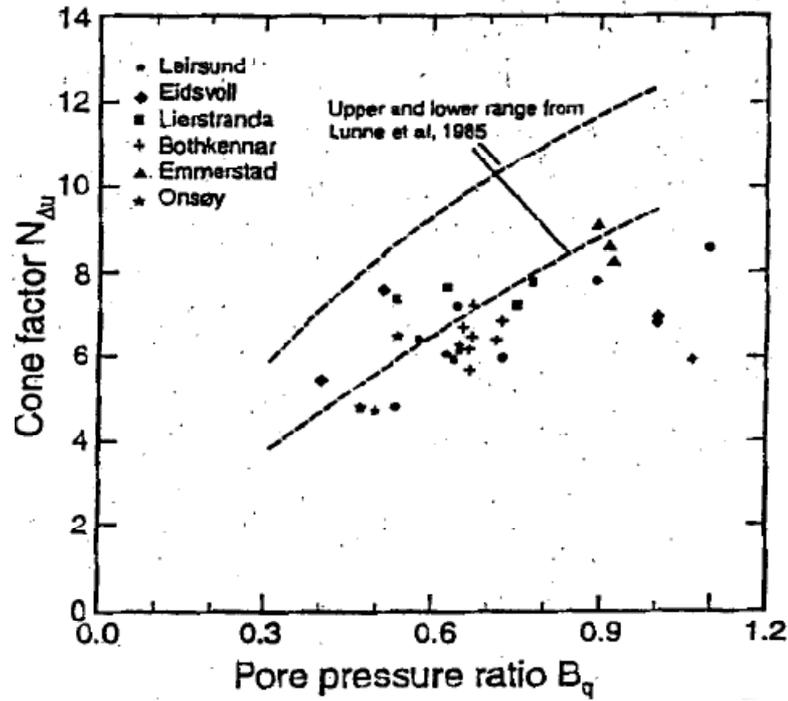
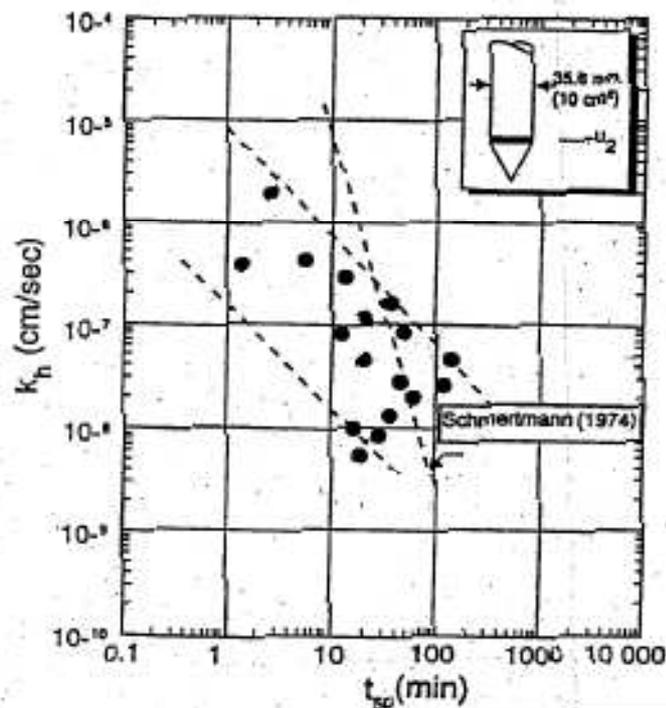


Figure 1.17: Facteur de cône N_{Au} vs B_q , (Karlsruud et al. 1996, d'après [19])

De plus, la perméabilité horizontale du sol peut être estimée à partir des résultats des résultats de l'essai au piézocône comme illustré sur la Figure 1.18.



t_{50} : représente le temps nécessaire pour avoir 50% de dissipation.

Figure 1.18: Estimation de la perméabilité horizontale à partir de t_{50} du piézocône de 10 cm^2 (Robertson et al. [19])

1.4 L'essai de chargement en pointe

1.4.1 Introduction

Initialement, cet essai a été développé pour la première fois par Gourvès et Faugeras (Faugeras, [20]) et (Faugeras et al. [21]). L'essai consistait à effectuer un chargement statique sur la pointe pénétrométrique, puis déduire la relation effort-déplacement appelée par les auteurs : courbe de compressibilité du sol testé. Un pénétromètre statique de type Gouda 25 kN a été utilisé.

Une première étape consiste à fonder la pointe pénétrométrique à la profondeur désirée à une vitesse de 2 cm/s. La pression exercée sur la pointe est ramenée à zéro et le comparateur est installé. Une phase d'attente de 10 minutes environ est nécessaire afin de permettre au sol de retrouver un état d'équilibre et que d'éventuelles surpressions interstitielles se dissipent.

Après stabilisation, la pointe est chargée par paliers de charge successifs de 0,05 MPa, jusqu'à la résistance maximale du sol, chaque palier étant maintenu durant un temps fixé par le mode opératoire de l'essai (30 et 60 secondes). L'essai est donc arrêté lorsque le sol atteint sa résistance maximale appelée par les auteurs pression de pointe limite (notée p_{pl}).

Par la suite, Zhou [22] a adapté l'essai à un pénétromètre dynamique à énergie variable de type Panda (Figure 1.19). Une fois la pointe du pénétromètre atteint une profondeur donnée, l'essai de chargement statique (monotone ou cyclique) au Panda peut commencer. Un exemple de courbes est donné par la Figure 1.20. Le dispositif de battage est retiré et le dispositif de chargement statique est installé. La pointe s'enfonce verticalement dans le sol sous un chargement par paliers successifs pendant 30 s et 60 s pour chacun des paliers.

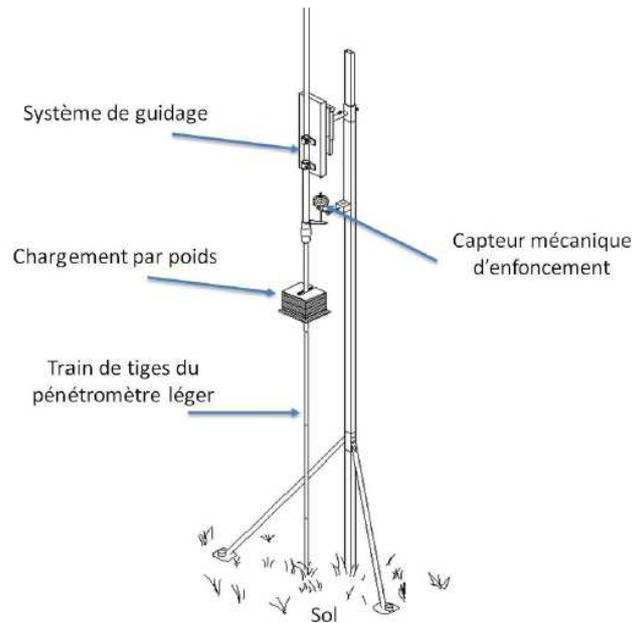


Figure 1.19: Essai de chargement statique au Panda : Appareillage (Zhou, [22])

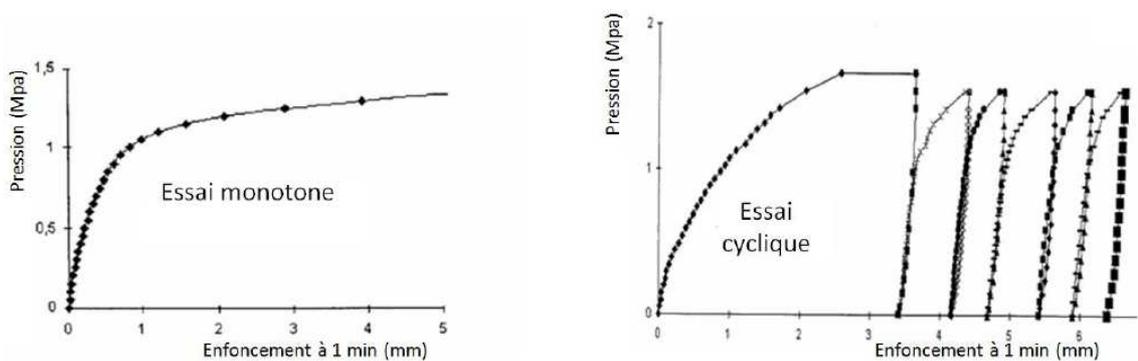


Figure 1.20: Courbes expérimentales types obtenues par Zhou [22]

Par la suite, des améliorations ont été apportées par Abraoui [23] au niveau du système d'acquisition, et la mise en place des masses (Figure 1.21).

De plus, l'auteur a réalisé des essais de chargement de pointe dans une cuve de laboratoire. Comme illustré par la Figure 1.22, du sable est déposé dans la cuve en deux couches homogènes : la couche supérieure jusqu'à 1,45 m de profondeur est dense et la zone inférieure de 1,45 m à 3,45 m de profondeur est lâche. Les résultats donnés par les Figures 1.23 et 1.24 montrent que le massif mis en œuvre au laboratoire est relativement bien construit et qu'il garantit une bonne homogénéité du matériau, particulièrement dans la couche de sable dense [25].

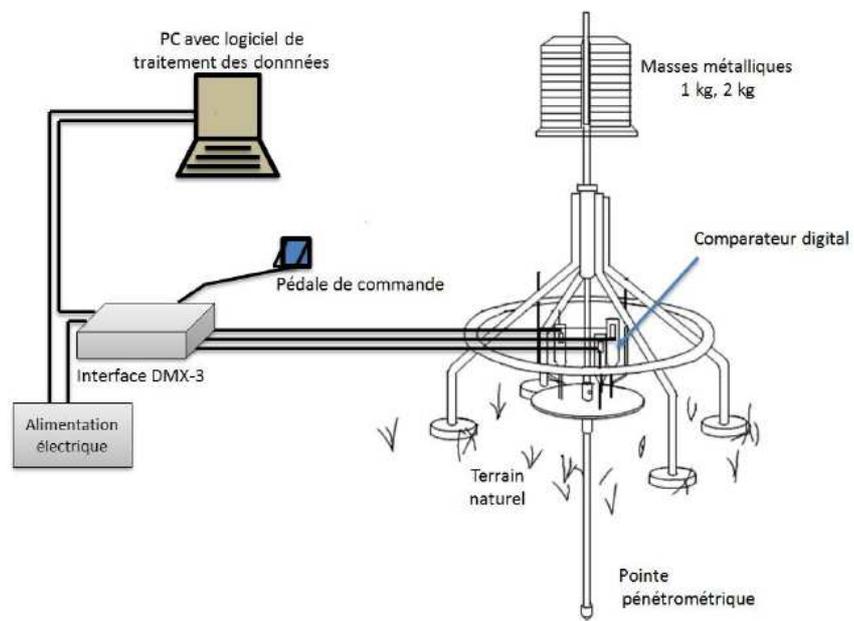


Figure 1.21: Amélioration de l'appareillage d'essai de déformabilité (Arbaoui, [23])

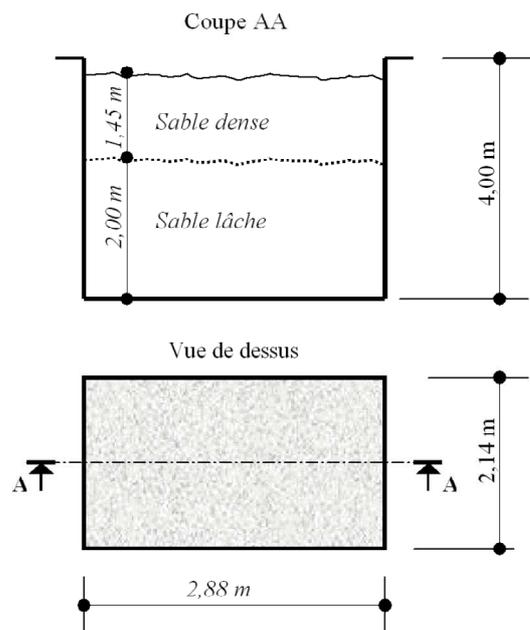


Figure 1.22: Cuve à sable utilisée pour les essais réalisés par Arbaoui [24]

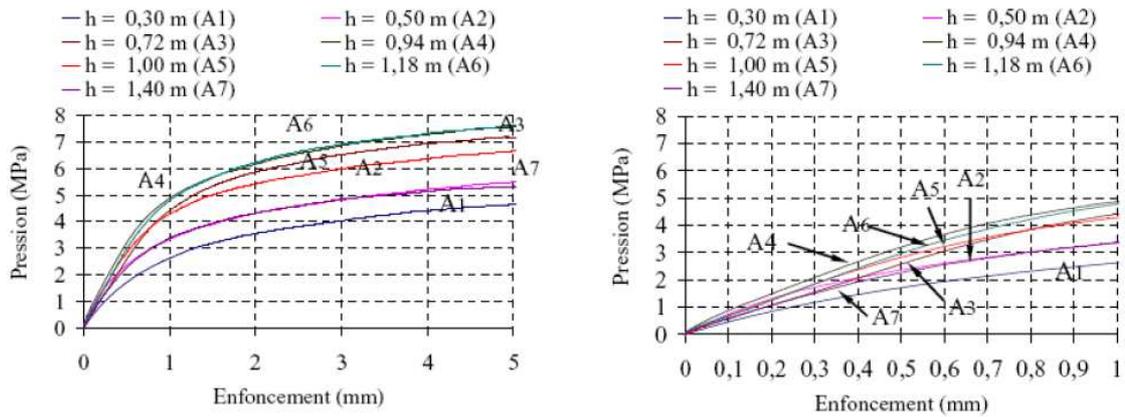


Figure 1.23: Courbes déformabilité obtenues- couche supérieure de sable dense (Hassan, [25])

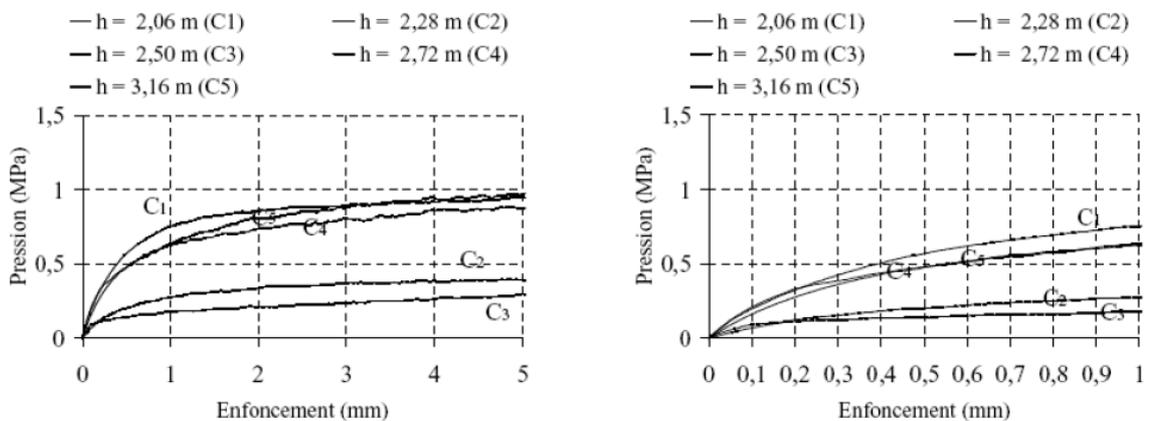


Figure 1.24: Courbes déformabilité obtenues- couche inférieure de sable lâche (Hassan, [25])

1.4.2 Essai de chargement de pointe avec un pénétromètre statique (Cone Loading Test, essai CLT)

1.4.2.1 Principe

L'essai de chargement d'une pointe pénétrométrique (Cone Loading Test, essai CLT) est un nouvel essai de reconnaissance des sols in situ, qui constitue une amélioration majeure de l'essai de pénétration statique avec une pointe piézocône (CPTu). Comme illustré sur la Figure 1.25, cet essai consiste à interrompre la pénétration classique ([18] et [26]) à une cote souhaitée et à réaliser un chargement par paliers successifs (chargement incrémental) de la pointe jusqu'à la rupture du sol.

L'essai permet donc une caractérisation améliorée des sols en fournissant des paramètres de déformabilité aussi bien que les paramètres de résistance obtenus lors d'un essai de pénétration statique classique.

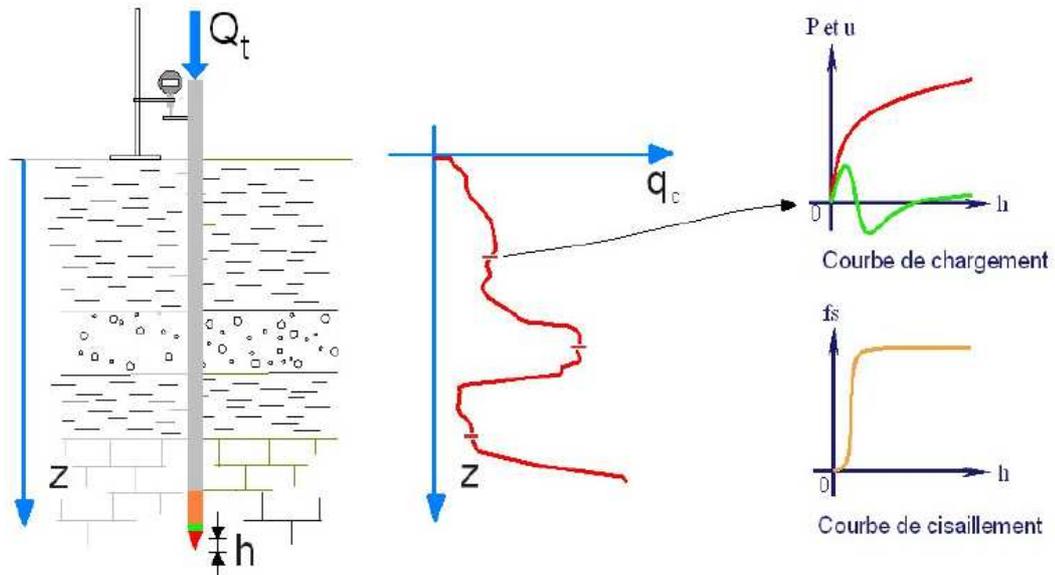


Figure 1.25: Principe de l'essai de chargement de pointe (Hassan, [25])

1.4.2.2 Mode opératoire

Après la préparation du matériel nécessaire, un essai de pénétration statique classique est réalisé. A une profondeur souhaitée, la pénétration est arrêtée et un temps d'attente de 10 minutes est marquée, permettant la dissipation des surpressions interstitielles. Durant ce temps (phase de relaxation), deux matériels spécifiques sont mis en place: la pompe à main ainsi que le capteur de mesure du déplacement de la pointe.

Un chargement par n paliers d'intensité q_c/n est appliqué. q_c est la résistance de pointe classique à la rupture obtenue à l'arrêt du fonçage classique au niveau de la profondeur voulue. n variant de 10 (sols peu à moyennement denses) à 20 (sols denses à très denses). Un schéma du programme de chargement est donné par la Figure 1.26.

Chaque palier est maintenu constant pendant 60 secondes. Durant chaque palier, on enregistre : la pression appliquée sur la pointe, le déplacement de la pointe, le frottement latéral sur le manchon, la pression interstitielle et la pression totale en tête.

Quand on atteint la charge limite de l'essai de chargement de pointe (q_{CLT}), le déchargement peut se faire par paliers ou d'une façon continue.

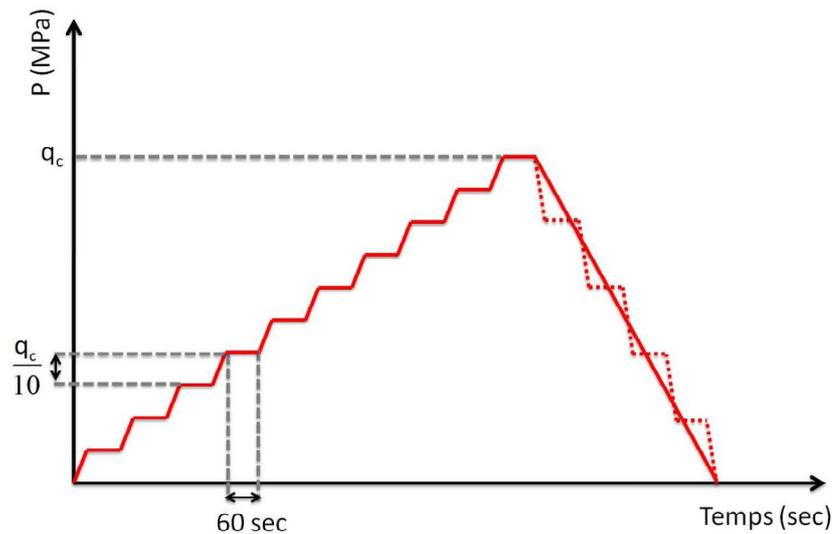


Figure 1.26: Programme de chargement de l'essai de chargement de pointe (Hassan, [25])

1.4.2.3 Résultats de l'essai de chargement de pointe

En plus des paramètres mesurés lors de l'essai de pénétration statique (résistance en pointe q_c , frottement latéral f_s , pression interstitielle u), de nouvelles informations permettant de calculer les paramètres de déformabilité et de résistance sont obtenus.

- *Courbe de chargement:*

Pour chaque palier de chargement, on trace la courbe donnant la pression appliquée au tassement mesuré au bout de 60 secondes.

- *Charge limite en pointe q_{CLT}*

Elle représente la charge maximale à la rupture.

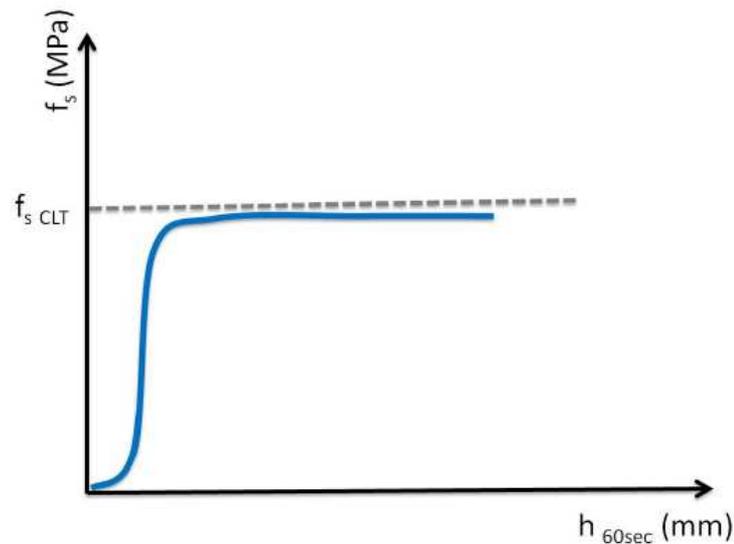
- *Frottement latéral limite F_{sCLT}*

C'est la valeur maximale du frottement mobilisé sur le manchon.

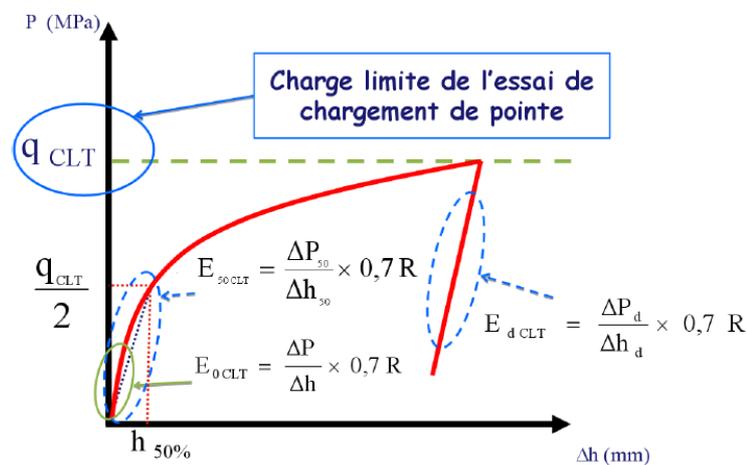
- *Modules de déformation de l'essai de chargement de pointe*

Plusieurs modules peuvent être déduits (Figure 1.27 b):

- Module tangent initial, E_{0CLT}
- Module à 50 % de chargement E_{50CLT}
- Module de déchargement E_{dCLT}



(a)



(b)

Figure 1.27: Résultats de l'essai CLT: a) Courbe de mobilisation de frottement
 b) Détermination des modules E_{CLT} et de la charge limite q_{CLT} (Hassan, [25])

1.4.3 Essais CLT cycliques

Dans le cadre des travaux de thèse sur le comportement des sols fins saturés en chambre d'étalonnage, Muhammed [3] a effectué des essais de pénétration et de chargement sur un piézocône de 36 mm de diamètre (aire de la pointe de 10 cm^2), dans des massifs d'argile saturée, en chambre d'étalonnage. Le piézocône est mis en place par fongage à vitesse constante de 1 mm/s. Par la suite, un programme de chargement est lancé, composé de plusieurs phases: chargements monotones initiaux, chargement cyclique et chargements monotones finaux (post-cycliques). Durant la phase de chargement cyclique (CLT cycliques),

mené à une amplitude de $\pm 250 \mu\text{m}$ et une fréquence de 1 Hz, l'évolution de la résistance en pointe et du frottement latéral a été analysée. L'auteur a constaté une diminution des valeurs des paramètres mesurés (résistance en pointe et frottement latéral) dès le premier cycle jusqu'à 40 cycles pour le frottement latéral, et jusqu'à 60 cycles pour la résistance en pointe.

En termes de frottement latéral, après la phase de diminution, l'auteur observe une phase "non stable", composée d'augmentation suivie à nouveau par une phase de diminution et de réaugmentation et enfin une autre diminution jusqu'à la fin d'essai.

En ce qui concerne la résistance en pointe, l'auteur a remarqué une augmentation progressive jusqu'à la fin de l'essai.

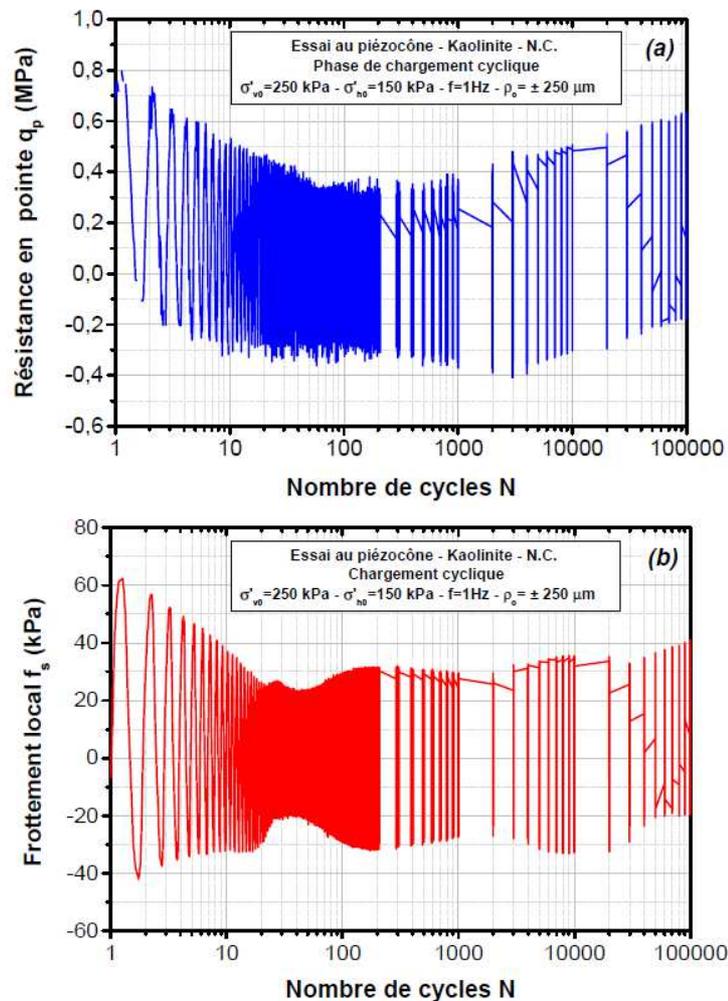


Figure 1.28: Essai de chargement cyclique alterné à déplacement contrôlé sur piézocône : (a) résistance en pointe ; (b) mobilisation du frottement latéral (Muhammed, [3])

1.5 Conclusion

Nous avons présenté dans ce chapitre une synthèse bibliographique des principaux travaux de recherche en relation avec la thèse.

La modélisation physique en chambre d'étalonnage offre plusieurs possibilités, tant du côté des conditions aux limites, des matériaux utilisés ou encore des conditions de chargement. Les résultats de quelques travaux sur le chargement cyclique de sondes-pieu ou bien piézocône dans des sols fins et grenus en chambre d'étalonnage sont présentés. Pour les sols grenus, une dégradation du frottement latéral durant le chargement cyclique est couramment identifiée dans la littérature, pour des essais menés jusqu'au centaines voire milliers de cycles. Ces dernières années, des essais poussés à un grand nombre de cycles ont montré l'apparition d'un nouveau phénomène. En effet, après la phase de dégradation, un renforcement a été enregistré vers le grand nombre de cycles. Cette nouvelle phase de renforcement a été interprétée par une dilatance partiellement empêchée.

A propos des sols fins, les récents travaux effectués sur les sondes-pieu et piézocône en chambre d'étalonnage, a grand nombre de cycles de chargement cyclique ont montré, pour le frottement latéral, qu'après une dégradation durant les premiers cycles, une amélioration (renforcement) est remarquée au grand nombre de cycles.

En revanche, la mise au point récemment de l'essai de chargement de pointe pénétrométrique (essai CLT) a permis, à une profondeur donnée, la caractérisation des sols vis-à-vis des paramètres de déformabilité aussi bien que les paramètres de résistance classiques.

Dans ce contexte, ce travail de thèse a pour objectif de mieux comprendre, à partir d'une approche du type modélisation physique, la réponse d'un piézocône (CPTu) et les paramètres clés contrôlant le comportement local de l'interface sol/structure sous chargement de type CLT, en étudiant l'évolution du frottement latéral et la génération de surpression interstitielle au cours du chargement. L'accent est mis sur le cas des argiles saturées soumises à de grands nombres de cycles de faible amplitude (essai CCLT).

Pour atteindre cet objectif, un dispositif d'essai spécifique ainsi que des protocoles expérimentaux appropriés ont été utilisés en vue d'apporter des éléments de réponse sur les différentes questions soulevées dans l'étude bibliographique.

Chapitre 2: Présentation des dispositifs
expérimentaux et du matériau utilisé

2.1 Introduction

Dans ce chapitre, nous présentons tout d'abord le dispositif expérimental de la chambre d'étalonnage ainsi que les phases de mise en place et de chargement des sondes-pieu. Ensuite, la technique de fabrication des massifs d'argiles ainsi que les essais utilisés pour la caractérisation de ces matériaux sont présentés. Une description du matériau utilisé dans le cadre de ce travail et les propriétés de la sonde-pieu utilisé (piézocône) est faite. Enfin, nous décrivons de façon détaillée le protocole expérimental suivi pour la réalisation des essais présentés dans cette étude.

2.2 Dispositif expérimental

2.2.1 La chambre d'étalonnage

Comme il a été mentionné précédemment dans la synthèse bibliographique, ce genre de dispositif était initialement développé pour l'étalonnage des sondes d'essais in-situ. Par la suite, il a été utilisé pour simuler une tranche de sol sous contraintes verticale et horizontale contrôlées.

La chambre d'étalonnage de l'Unité de Recherche Navier (UR-Navier), équipe géotechnique CERMES (ENPC, Paris) a été développée dans le cadre d'une collaboration entre les universités américaines de Clarkson et de Louisiane ainsi que le CERMES en France.

D'abord utilisé dans le cadre de la thèse de Dupla [5] pour l'étude du pressiomètre cyclique, le dispositif a été ensuite modifié et amélioré pour étudier le comportement des sondes-pieux, micropieux et le vibrofonçage dans le cadre des thèses de Francis [27], De Gennaro [28], Le Kouby [8], Le Thiet [29], Tali [1], Bekki [2] et Muhammed [3]. Durant les travaux de Feia [30] et Feia et al. [31] la chambre d'étalonnage a été aussi utilisée pour étudier l'effet de l'injection d'eau de production sur la perméabilité des réservoirs pétroliers non cimentés.

La Figure 2.1 ci-dessous schématise les composants essentiels de la chambre d'étalonnage du laboratoire Navier (CERMES). Plus de détails sont donnés dans les thèses citées supra.

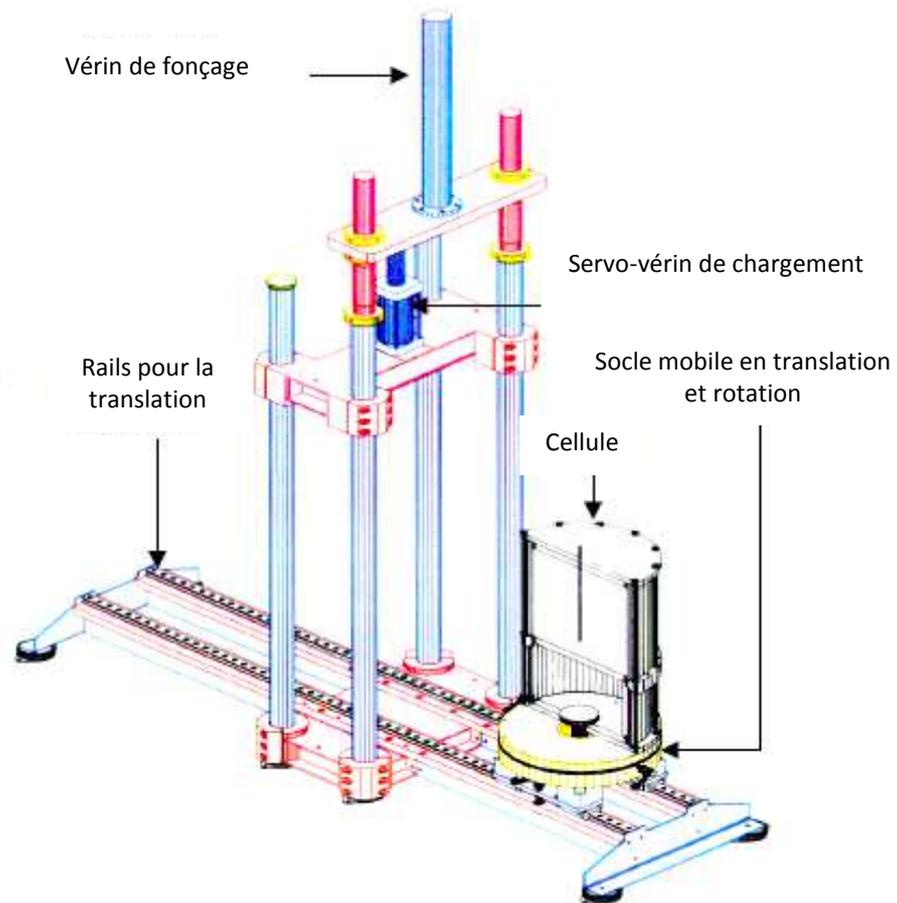


Figure 2.1: Schéma fonctionnel de la chambre d'étalonnage du CERMES (Le Kouby, [8])

Le dispositif est conçu pour confectionner des massifs de sol de 524 mm de diamètre et 700 mm de hauteur. Il comporte principalement les éléments suivants (Figure 2.2):

- La chambre d'étalonnage proprement dite, montée sur deux rails, lui permettant de faire des mouvements de translation et de rotation ;
- Le bâti de chargement, muni d'un vérin hydraulique d'installation et d'un servo-vérin de chargement, permettant la mise en place et le chargement de la sonde utilisée;

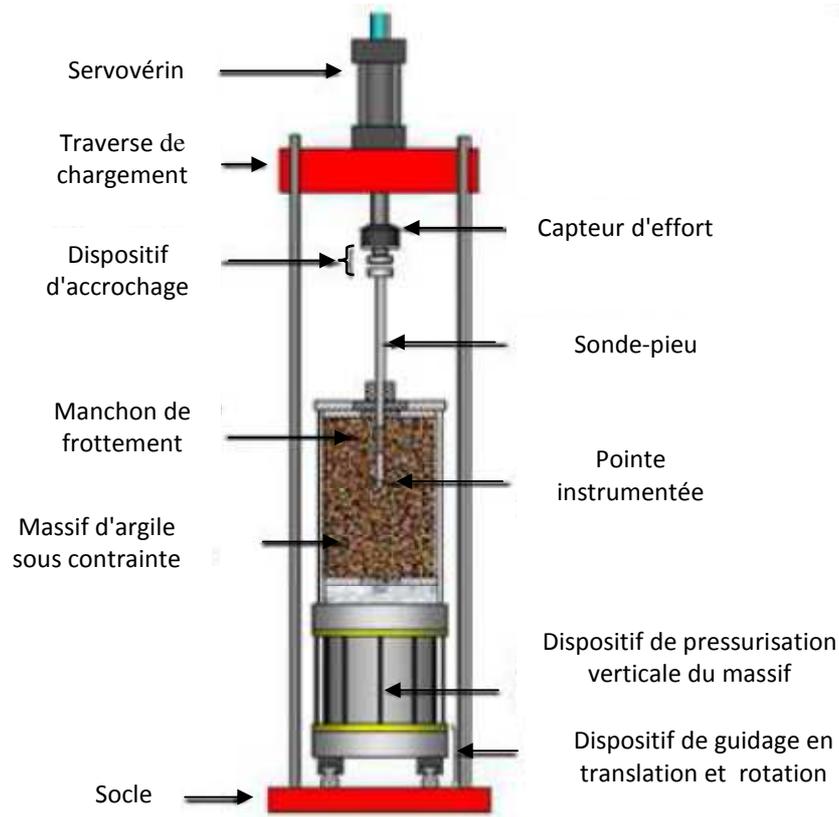


Figure 2.2: Principe de modélisation physique d'une sonde-pieu en chambre d'étalonnage (Le Thiet, [29])

La chambre d'étalonnage est constituée principalement d'un piston, d'une enceinte métallique, de deux embases (inférieure et supérieure), et d'un couvercle.

Le piston, qui constitue en même temps la base du dispositif, possède un diamètre de 524 mm avec une course de 300 mm. Il permet d'appliquer une contrainte verticale à la base du massif de sol à l'aide d'un système de pressurisation (cellule air - eau).

Les deux embases possèdent une épaisseur de 38 mm chacune et intègrent un système de drainage circulaire, recouvert d'un plastique poreux de 3 mm d'épaisseur. L'enceinte supérieure, posée sur le haut du massif, est munie d'un trou central permettant la pénétration de la sonde instrumentée.

Le massif de sol étudié est contenu dans une membrane étanche en néoprène d'une épaisseur de 2 mm. Cette membrane est maintenue par 2 joints toriques au niveau de chaque embase.

L'enceinte de confinement latérale (cerce métallique) est un tronçon de tube de 650 mm de diamètre et d'une épaisseur de 6,35 mm. Il permet d'appliquer la contrainte horizontale souhaitée par le biais de l'eau mise en pression, qui se situe entre le massif (protégé par la membrane) et l'enceinte métallique. Le couvercle supérieur est positionné directement sur la cerce métallique. Des tirants permettent de solidariser ce dernier avec la partie inférieure de la chambre d'étalonnage.

La Figure 2.3 représente un schéma général de la chambre d'étalonnage.

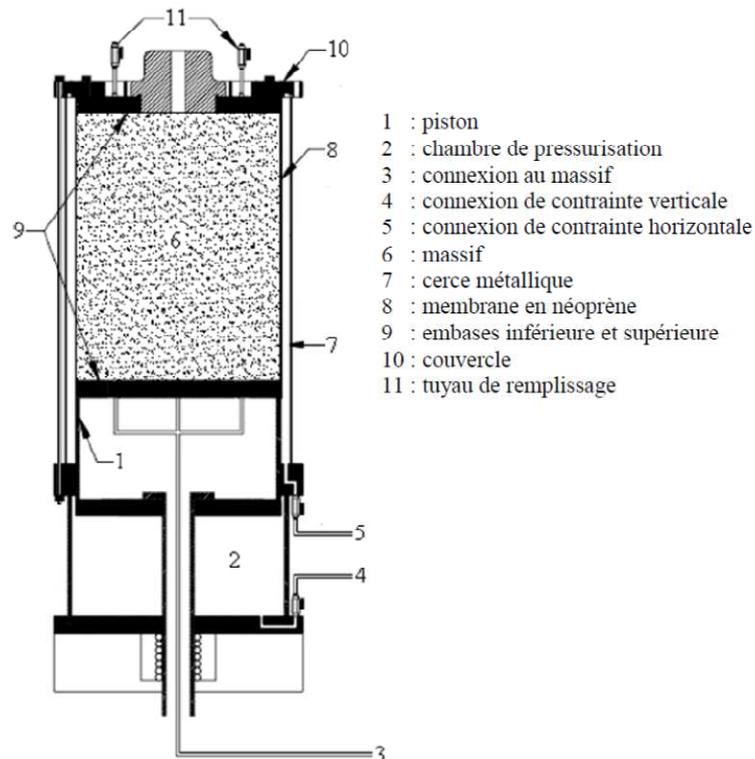


Figure 2.3: Schéma général de la chambre d'étalonnage (Tali, [1])

Les contraintes verticales et horizontales sont imposées de manière indépendante, ce qui permet d'appliquer différents états de contraintes isotropes ou anisotropes au massif, avec, en particulier, des rampes du type K_0 . On peut monter jusqu'à des pressions maximales (verticale et horizontale) de 1 MPa, permettant de simuler des profondeurs importantes. Pour les faibles niveaux de contraintes, il est possible de descendre à des valeurs de 40-50 kPa pour simuler de faibles profondeurs (Le Kouby, [8]).

2.2.2 Dispositifs d'installation et de chargement

Les dispositifs d'installation et de chargement du piézocône comportent deux vérins hydrauliques, montés sur un bâti à 4 colonnes. Le premier est un vérin de longue course (1 m), utilisé durant la phase de mise en place du piézocône par fonçage. Le second est un servo-vérin (système MTS) utilisé pendant les phases de chargement monotones et cycliques.

La Figure 2.4 illustre le dispositif de mise en place et de chargement du piézocône.

Le vérin de fonçage est piloté en déplacement avec une vitesse variant de 0,1 à 100 mm/s.

Un capteur de force d'une capacité de 100 kN en compression et 70 kN en traction est installé au bout de la tige du vérin, permettant de mesurer l'effort appliqué sur la tête du piézocône. On trouve aussi un capteur de déplacement à fil mesurant l'enfoncement du piézocône dans le massif.

Le chargement monotone ou bien cyclique du piézocône est exécuté par le biais d'un servo-vérin hydraulique d'une capacité de ± 100 kN (traction et compression) et de ± 75 mm de course, alimenté par un groupe hydraulique. Le pilotage se fait à l'aide d'un système digital Flextest (système MTS) qui permet de solliciter la sonde en chargement monotone ou cyclique, à déplacement ou à force contrôlés, dans la gamme de fréquences de 0 à 60 Hz. Les mesures réalisées par les capteurs durant l'essai sont collectées à l'aide d'un système d'acquisition rapide (PXI) qui permet d'enregistrer simultanément sur huit voies différentes, à une fréquence de balayage pouvant atteindre 100 kHz.

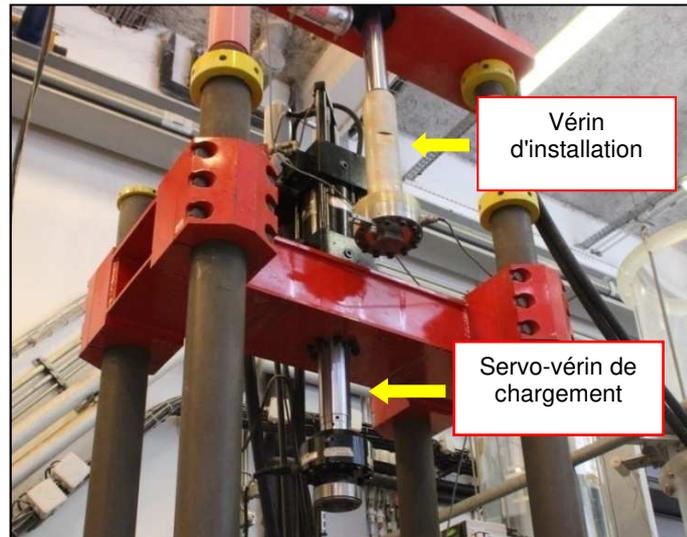


Figure 2.4: Dispositif de mise en place et de chargement du piézocône

2.2.3 Dispositif de reconstitution des massifs d'argile

Afin d'étudier au laboratoire le comportement des sols fins, on utilise souvent une méthode dans laquelle le mélange de sol fin avec l'eau est initialement consolidé dans un cylindre rigide (appelé consolidomètre), permettant de former un massif de sol fin, qui est ensuite introduit en chambre d'étalonnage.

Cette technique permet d'obtenir des massifs de sol fin saturés, homogènes et répétables, reconstitués sous une contrainte de consolidation contrôlée.

Le consolidomètre utilisé dans ce travail a été développé dans le cadre de la thèse de Muhammed [3]. Il permet la reconstitution de massifs de 524 mm de diamètre et d'une hauteur maximale de 700 mm. La Figure 2.6 montre une vue générale du consolidomètre utilisé.

Un dessin 3D du dispositif de reconstitution des massifs d'argile par consolidation est donné par la Figure 2.6.

Les massifs d'argile sont initialement préparés par consolidation unidimensionnelle d'un mélange d'eau et de poudre de kaolinite, pendant une durée de trois semaines. Par la suite, la boue d'argile est mise en place dans le consolidomètre, où elle est consolidée par paliers de chargement successifs.

L'application de la contrainte de consolidation verticale (σ_{v0}') se fait par le biais d'une pompe hydro-pneumatique agissant sur un vérin à double effet.

Afin d'accélérer la dissipation de la surpression interstitielle et réduire le temps de consolidation, le consolidomètre est muni d'un système de drainage vertical (haut et bas) et radial (vers l'extérieur).

2.2.3.1 Préparation des massifs

Le consolidomètre utilisé pour la préparation des massifs de sol est constitué essentiellement d'un réservoir de consolidation et d'un système de chargement; l'ensemble est connecté à un système d'acquisition.

Le réservoir de consolidation est composé des éléments suivants :

- un réservoir cylindrique en plexiglas de 524 mm de diamètre interne et 560 mm de diamètre externe, et d'une hauteur de 900 mm;
- deux embases (inférieure et supérieure) ;
- un support tripode.

Dans le but d'accélérer la consolidation des massifs d'argile, le réservoir est équipé d'un système de drainage latéral composé de 36 orifices de drainage réparties sur trois niveaux, permettant d'assurer le drainage radial vers l'extérieur. Par ailleurs, 12 plastiques poreux (de dimensions 90 cm longueur, 1 cm de largeur et d'une épaisseur de 0,30 cm) sont placés verticalement sur le côté intérieur du réservoir cylindrique, permettent de collecter l'eau qui sort des orifices.

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 équipée de 8 orifices. Deux disques en plastique poreux recouverts d'un papier filtre sont placés entre les embases et la boue d'argile pour empêcher l'extrusion de cette dernière tout en assurant le drainage verticale du massif.

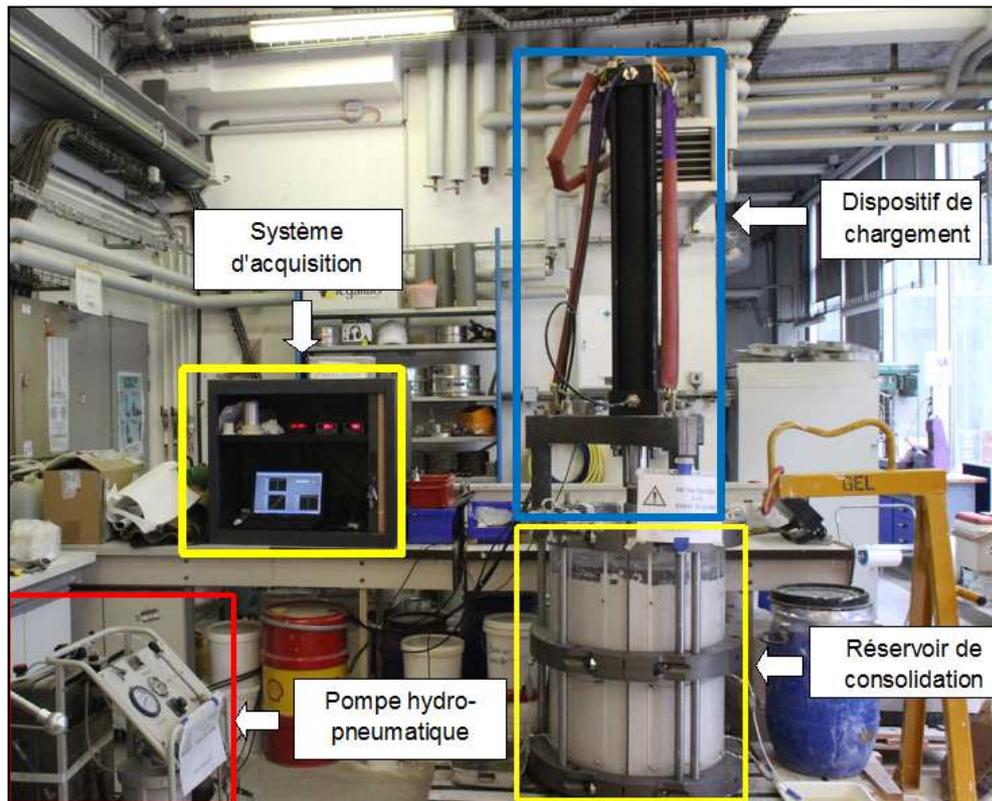


Figure 2.5: Vue générale du consolidomètre

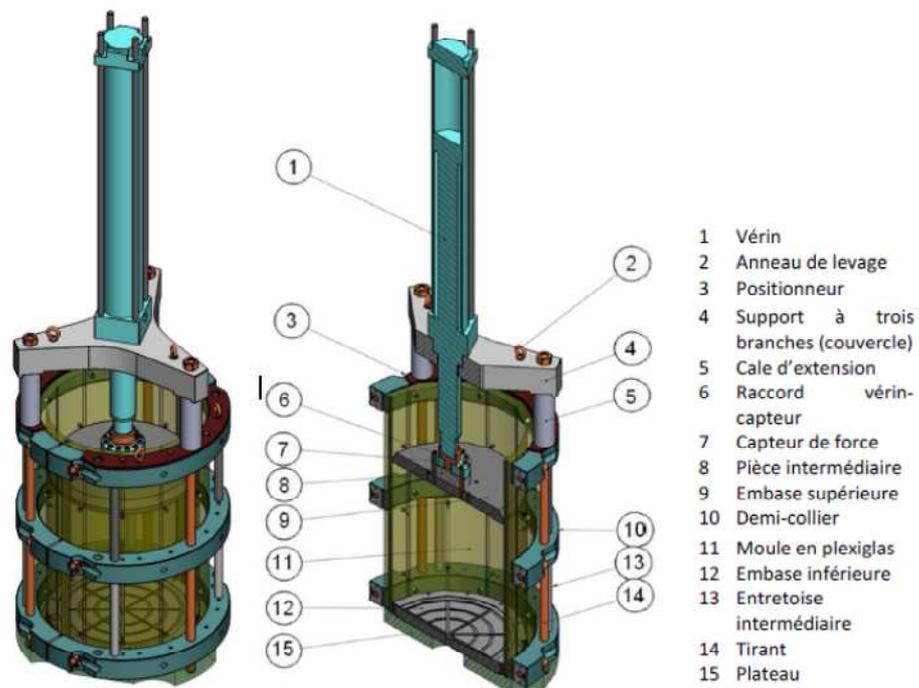


Figure 2.6: Schéma 3D du consolidomètre (Muhammed, [3])

2.2.3.2 Dispositif de chargement des massifs de sol

Le système de chargement se compose d'un vérin hydraulique à double effet, d'une course de 100 cm. Il est alimenté par une pompe hydro-pneumatique et positionné sur un support à trois branches ; la liaison est assurée par le biais de trois tirants.

Un capteur de force placé entre le plateau supérieur et la tige du vérin, permet de mesurer la charge axiale appliquée sur le massif, tandis que le déplacement axial du piston est mesuré à l'aide d'un capteur de déplacement à fil.

Pour l'alimentation du vérin hydraulique, deux dispositifs d'application de la pression d'huile ont été utilisés. Pour les faibles contraintes (environ 15 kPa), un premier dispositif, de type cellule air-huile, est utilisé. Pour les fortes pressions, un second dispositif est mise en œuvre, composé par un groupe hydro-pneumatique. Ce dernier, qui utilise l'air comprimé comme source de pression, permet de mettre en pression l'huile jusqu'à un rapport de la pompe (pression d'huile/ pression d'air) qui vaut approximativement 9. Avec ce rapport de pression, on arrive à appliquer sur le massif une contrainte de consolidation maximale de 460 kPa.

2.2.3.3 Dispositif d'acquisition de données

Les entrées analogiques des trois capteurs (capteur de force, capteur de pression d'huile et capteur de déplacement) sont connectés à une carte d'acquisition reliée à un ordinateur. Par le biais d'un programme sur LabView, les mesures sont traitées et stockés.

2.3 Matériau utilisé

Le matériau utilisé pour la fabrication des massifs d'argiles est la kaolinite Speswhite. Cette argile est largement utilisée dans les laboratoires de recherche en géotechnique vu, d'une part, qu'elle est n'est pas gonflante, et d'autre part du fait qu'elle possède une perméabilité assez élevée ce qui permet d'accélérer la phase de consolidation. On donne sur le Tableau 2.1 les caractéristiques de la kaolinite Speswhite utilisée.

Dans le cadre des travaux de Muhammed [3], [32], [33], des essais d'identification et mécaniques (essai oedométrique et cisaillement triaxial) ont été réalisés sur le matériau utilisé. Nous résumons ci-dessous les principales propriétés trouvées.

Tableau 2.1:Caractéristiques de la kaolinite Speswhite (Muhammed, [3])

Tamisat à 80 μ m (%)	Limite de plasticité (%)	Limite de liquidité (%)	Indice de plasticité (%)	Densité spécifique
98	28	58	30	2,64

A partir de la courbe granulométrique présentée dans la Figure 2.7, les diamètres suivants ont été estimés:

$$D_{60} = 1 \mu\text{m}; D_{30} = 0,4 \mu\text{m}; D_{10} = 0,15 \mu\text{m}.$$

Le calcul des coefficients d'uniformité C_u et celui de courbure C_c a donné les valeurs moyennes de 6,67 et 1,06 respectivement. Ces valeurs correspondent à une granulométrie bien graduée.

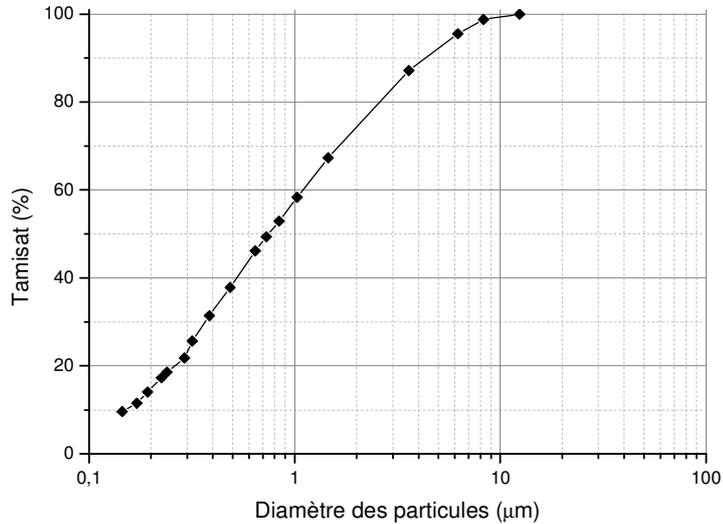


Figure 2.7: Courbe granulométrique de la kaolinite Speswhite (Muhammed, [3])

Selon le système de classification LCPC, ce matériau est classé comme argile très plastique A_t (classe C_H selon le système USCS).

Pour les essais de compressibilité oedométriques, un indice de compression C_c de 0,41 et un indice de gonflement C_s de 0,069 ont été obtenus (Muhammed, [3]).

Les massifs d'argiles saturés sont préparés à une teneur en eau de saturation de 1,5 w_L , ce qui représente une teneur en eau de saturation de 87 %. A cet état, le massif possède un indice des vides initial de 2,297. Le calcul du rapport $C_c/(1+e_0)$ donne une valeur de 0,124, ce qui permet de classer l'argile comme moyennement compressible. L'indice de compression C_c a été estimé aussi par des formules empiriques. Selon Terzaghi et Peck (1967), $C_c = 0,009(w_L - 10)$, ce qui donne une valeur de 0,432. De plus, Worth et al. (1979) proposent la formule $C_c = 0,013I_p$, ce qui donne 0,390. On conclut que la valeur expérimentale de C_c de 0,41 est en bonne concordance avec ces valeurs empiriques.

Muhammed [3] a effectué des essais de cisaillement triaxiaux de type CU + u sur des éprouvettes normalement consolidées de diamètre 100 mm et de hauteur 200 mm. Une valeur moyenne de l'angle de frottement interne ϕ' d'environ 21 ° et une cohésion C' de 5 kPa ont été trouvés.

De plus, une évolution quasi linéaire a été retrouvée concernant la cohésion non drainée c_u en fonction de contrainte de consolidation appliquée aux éprouvettes σ'_c selon la relation suivante:

$$c_u = 12 + 0,2 * \sigma'_c \quad (2.1)$$

2.4 Le piézocône

La sonde-pieu utilisée dans le cadre de cette thèse est un piézocône électrique (modèle S10CFIIP) qui possède un diamètre de 36 mm (aire de la pointe de 10 cm²), d'une longueur totale de 28,8 cm, avec possibilité d'utilisation de rallonges de longueurs variables (75, 80 et 85 cm). La pointe du piézocône possède un angle de 60° et le manchon de frottement latéral fait 13,5 cm de longueur (surface latérale de 150 cm²). Cette sonde instrumentée a été développée initialement dans le cadre de la thèse de Muhammed [3] ensuite utilisée dans le présent travail. Le schéma de principe du piézocône est présenté sur la Figure 2.8. Le piézocône est équipé de plusieurs 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 latéral Q_{fs} , et un capteur de pression interstitielle d'une capacité de 2 MPa. La chambre de mesure de la pression interstitielle est protégée par une couronne en plastique poreux (filtre).

Le piézocône utilisé est de type « *subtraction* » ; cela signifie que les deux capteurs d'effort mesurant l'effort en pointe Q_p et celui du frottement latéral $Q_{f,s}$ sont montés sur le même corps. La résistance en pointe q_p représente le rapport entre l'effort de pointe Q_p et la section droite A_c à la base du cône. Elle est calculée comme suit :

$$q_p = \frac{Q_p}{A_c} \quad (2.2)$$

Le frottement latéral f_s mobilisé le long du manchon de frottement peut être calculée de la manière suivante :

$$f_s = \frac{Q_{f,s}}{A_s} \quad (2.3)$$

Avec:

q_p : résistance en pointe;

f_s : frottement latéral local au niveau du manchon;

Q_p : effort en pointe ;

$Q_{f,s}$: effort au niveau du manchon de frottement latéral. Il est calculé comme suit: $Q_{p,f} - Q_p$

A_s : la surface latérale du manchon.

A_p : section droite du piézocône.

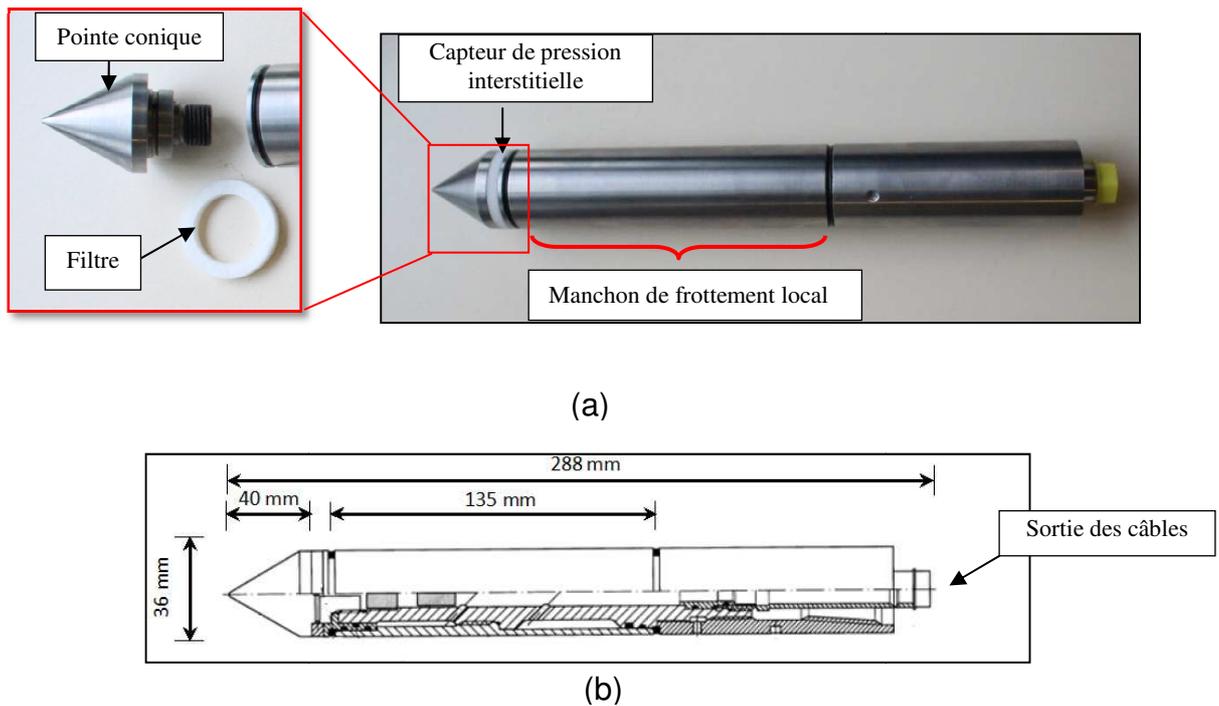


Figure 2.8: a) Photo générale du piézocône utilisé b) Schéma de principe

2.5 Protocole expérimental

On présente ci- après les principales étapes nécessaires pour la préparation des massifs d'argile ainsi que la mise en place et le chargement du piézocône. La procédure expérimentale est décrite en détail en annexe.

2.5.1 Fabrication du massif d'argile

La fabrication des massifs argileux passe par deux étapes essentielles: la préparation de la boue et la consolidation.

a- Préparation de la boue

Afin de réaliser un massif, il faudra utiliser 150 kg de kaolinite Speswhite (soit 6 sacs de 25 kg). Le sol étant préparé à une teneur en eau de 1,50 fois la limite de liquidité, ($w_L = 58\%$), alors la teneur en eau ciblée du mélange est de 87 %.

La quantité d'eau à utiliser pour les 6 sacs de kaolinite est de 130,5 litres, versée dans 2 grands bacs (65,25 litres chacun). Ensuite, la poudre de kaolinite est ajoutée petit à petit, tout en assurant le malaxage par le biais d'un malaxeur à double turbine.

Une fois le malaxage terminé, on protège la boue à l'aide d'une couche de film plastique. Après un temps de repos de 48 heures, un deuxième malaxage est exécuté afin de mieux homogénéiser la boue.



(a)



(b)



(c)

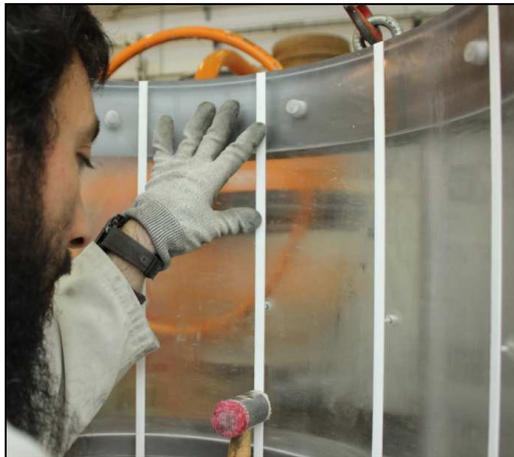


(d)

Figure 2.9: Principales étapes de préparation de la boue: a) Mise en place de la quantité d'eau nécessaire b) Sacs de kaolinite Speswhite c) Malaxage du mélange eau+kaolinite d) Protection de la boue par un film plastique

L'étape suivante est la mise en place de la boue dans le consolidomètre puis le lancement de la consolidation. Pour cela, une phase de préparation du consolidomètre est nécessaire. On commence par positionner les 12 bandes de plastique poreux ensuite on procède à l'assemblage des deux demi-coquilles en plexiglas par le biais de 6 écrous. On ramène le moule pour le poser sur l'embase inférieure; cette dernière se trouvant au dessus du socle. Par la suite, on met en place le disque de plastique poreux et le papier filtre sur l'embase inférieure, puis on positionne des bandes de papier filtre au-dessus des bandes de plastique poreux. Le consolidomètre est maintenant prêt à recevoir la boue, on procède au mouillage du papier filtre puis on commence à mettre en place progressivement la

boue en évitant la pénétration des bulles d'air. Une fois le consolidomètre rempli, on met en place le disque poreux et le papier filtre au-dessus de la boue.



(a)



(b)



(c)



(d)



(e)



(f)

Figure 2.10: (a) Mise en place du plastique poreux (b) Assemblage des deux demi coquilles du moule (c) Insertion du disque de plastique poreux sur l'embase inférieure ainsi que les bandes de papier filtre (d) Mouillage du papier filtre (e) Malaxage de la boue (f) Fin de la mise en place de la boue dans le consolidomètre

b- Consolidation

Le vérin de chargement est monté sur le consolidomètre en utilisant 3 tirants en acier. On exécute le programme d'acquisition (sur LabView) et on applique le premier palier de chargement. Une fois le tassement est stabilisé pour un palier de chargement donné (fin de la consolidation primaire), on passe au palier de chargement suivant.



(a)



(b)

Figure 2.11: (a) Mise en place des du vérin de chargement et des tiges
(b) Mise en marche des capteurs et lancement de la consolidation

2.5.2 Transfert du massif vers la chambre d'étalonnage et mise sous contraintes

Une fois la consolidation terminée, on retire le vérin de chargement puis on déplace soigneusement le consolidomètre vers la chambre d'étalonnage par le biais d'un pont roulant. On pose le consolidomètre sur le piston de la chambre d'étalonnage, on enlève doucement le moule du consolidomètre tout en évitant de perturber le massif de sol. Par la suite, on met la membrane en néoprène autour du massif, puis l'embase supérieure ensuite on rabat la membrane. L'étape suivante consiste à mettre en place la cerce métallique, le couvercle puis les tirants permettant de serrer l'ensemble. Enfin, l'espace entre le massif (protégé par la membrane en néoprène) et la cerce métallique est rempli d'eau. On branche les pompes de pressurisation verticale et horizontale et on commence à augmenter la pression progressivement en gardant un rapport K_0 constant afin de ne pas perturber le massif de sol.



(a)



(b)



(c)



(d)



(e)



(f)

Figure 2.12: (a) Démontage du vérin de chargement (b) Mise en place du moule au dessus du piston de la chambre d'étalonnage (c) Enlèvement progressif du moule de consolidation (d) Mise en place de la membrane sur le massif (e) Enlèvement du disque de plastique poreux (f) Pressurisation du massif au niveau de la chambre d'étalonnage

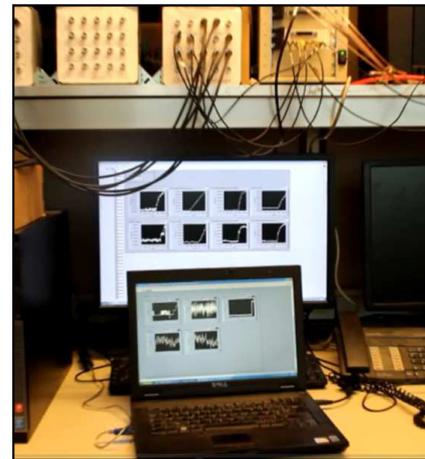
2.5.3 Installation et chargement du piézocône

Une fois le niveau de contrainte souhaité est atteint, on localise la chambre d'étalonnage sous le vérin de fonçage, puis on procède à la mise en place du piézocône au centre du massif de sol à une vitesse de 1mm/s jusqu'à la profondeur ciblée.

Par la suite, on déplace une deuxième fois la chambre d'étalonnage afin de positionner le piézocône sous le vérin de chargement. En utilisant une pièce spéciale d'accrochage, le piézocône est solidarisé au vérin de chargement. Une fois les paramètres de l'essai sont définis dans le logiciel de pilotage, l'essai est lancé.



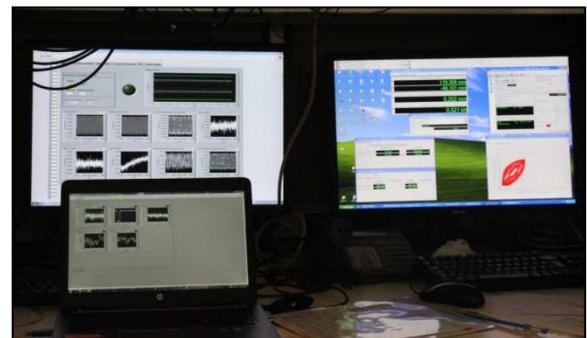
(a)



(b)



(c)



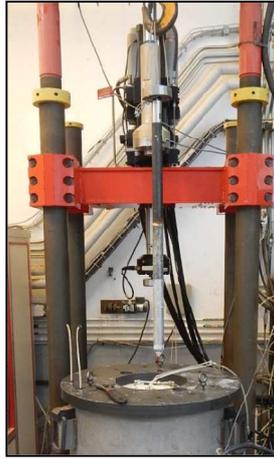
(d)

Figure 2.13: (a) Vérification de la verticalité du piézocône, puis lancement du fonçage (b) Acquisition des données lors du fonçage (c) Assemblage du dispositif d'accrochage du piézocône sur le vérin de chargement (d) Acquisition des données lors du chargement

2.5.4 Démontage de l'essai et prise de mesures

Une fois le programme d'essai terminé, le démontage de l'essai est entamé. On commence par décrocher le piézocône du vérin de fonçage puis diminuer progressivement les contraintes verticale et horizontale simultanément, tout en gardant le rapport K_0 constant. Quand les pressions sont annulées, on vide l'eau se trouvant dans l'espace entre le massif et la cerce métallique et on enlève le couvercle, la cerce métallique et la membrane.

Les dimensions du massif (hauteur et diamètre) à différents niveaux (haut, centre et bas) sont notées. Le massif est découpé et des échantillons sont prélevés à différentes positions pour effectuer les mesures des paramètres permettant de caractériser l'homogénéité du massif (teneur en eau, densités,...etc.).



(a)



(b)



(c)



(d)

Figure 2.14: (a) Arrachement du piézocône à l'aide du pont roulant (b) Prise de mesures après démontage complet du massif (c) Prise d'échantillons sur le massif découpé (d) Essai au pénétromètre de poche

2.6 Conclusion

Le présent chapitre synthétise les caractéristiques des dispositifs expérimentaux ainsi que le matériau utilisés dans cette étude. Nous avons présenté la chambre d'étalonnage de l'équipe Géotechnique du laboratoire Navier utilisée pour la modélisation physique, avec une description détaillée des dispositifs de mise sous contraintes du massif et de chargement des sondes instrumentées, ainsi que le système d'acquisition des données. Les étapes de préparation du massif passant par la fabrication de la boue d'argile, la consolidation et le transfert vers la chambre d'étalonnage ont été exposées. En ce qui concerne le matériau utilisé, il s'agit de la kaolinite Speshwhite, un matériau utilisé couramment dans le domaine de la recherche en géotechnique pour simuler les sols fins saturés, dont un

résumé des résultats de certains essais d'identification a été fait. Le dispositif de reconstitution des massifs de sols fins de grande taille (consolidomètre) a été présenté; ce dernier qui permet, par consolidation d'une boue d'argile, de reconstituer des massifs de sols fins saturés de grandes dimensions. Par la suite, une description de la sonde instrumentée utilisée (piézocône) est faite, tout en expliquant les étapes de préparation, mise en place et de chargement (monotone et cyclique) de cette dernière. Le piézocône utilisé permet de réaliser des mesures de la surpression interstitielle proche de l'interface (position U2), et en parallèle, des mesures de la résistance en pointe et du frottement local. La dernière partie du chapitre explique les étapes de démontage et prise de mesures sur le massif après essais.

Chapitre 3: Comportement du piézocône sous
chargement monotone

3.1 Introduction

Ce chapitre a pour objectifs de présenter et d'analyser les résultats d'essais de chargement monotone d'un cône piézométrique dans la chambre d'étalonnage. Pour un niveau de contraintes (σ_{v0}' , σ_{h0}') donné dans la chambre d'étalonnage, le piézocône est enfoncé à une certaine profondeur, ensuite soumis à un chargement monotone. Un tel essai de chargement, appelé essai CLT (Cone Loading Test), permet d'étudier le comportement du sol aussi bien en petites déformations, pour déterminer la rigidité du sol, qu'en grandes déformations pour estimer sa résistance. Le but du chapitre est ainsi d'exposer les résultats expérimentaux d'essais CLT effectués sur un piézocône, soumis à un chargement monotone. On présentera tout d'abord les résultats d'un essai typique où l'on détaillera l'analyse du comportement observé aux différentes phases de chargement.

Par la suite, on étudiera l'influence des paramètres significatifs du problème, en particulier, le niveau de contraintes (σ_{v0}' , σ_{h0}'). A noter que l'étude en chambre d'étalonnage des sols argileux est laborieuse en comparant à celle des sols sableux. En effet, le processus de fabrication de massifs par consolidation est très long (3 à 4 semaines), ce qui impose un choix judicieux et limité des paramètres à étudier.

Le programme correspondant aux essais réalisés est présenté dans le Tableau 3-1 ci-après.

Tableau 3.1: Programme expérimental réalisé

Massif	σ'_{v0} (kPa)	σ'_{h0} (kPa)	K_0	OCR	C_u (kPa)	C_v (m ² /s)	lc (%)	Observations
M 01	250	150	0,60	1	62	$8,18 \times 10^{-7}$	43	/
M 02	250	150	0,60	1	62	$9,30 \times 10^{-7}$	43	/
M 03	125	75	0,60	1	37	$7,18 \times 10^{-7}$	27	/
M 04	125	75	0,60	1	37	$6,35 \times 10^{-7}$	27	/
M 05	250	150	0,60	1	62	$9,30 \times 10^{-7}$	43	Perte d'acquisition de la séquence cyclique
M 06	125	75	0,60	1	37	$6,35 \times 10^{-7}$	27	Pénétration de l'eau à l'intérieur du massif

3.2 Etude du fonçage du piézocône

On présente les résultats d'un massif typique (M 04), consolidé sous contraintes $\sigma_{v0}' = 125$ kPa et $\sigma_{h0}' = 75$ kPa. La mise en place du piézocône dans le massif se fait par le biais du vérin de fonçage, à une vitesse de 1 mm/s. L'évolution des différents paramètres mesurés durant cette étape au niveau du piézocône, particulièrement la résistance en pointe, le frottement latéral et la surpression interstitielle est présentée ci-après.

3.2.1 Résistance en pointe

En termes de la résistance en pointe (Figure 3.1), une augmentation progressive est notée pour atteindre un pic de 0.22 MPa à un enfoncement du piézocône de 65 mm (environ 2 fois le diamètre de la sonde), suivie d'un palier oscillant autour d'une valeur de 0.20 MPa jusqu'à la fin du fonçage (10 fois le diamètre environ). La stabilisation de la résistance en pointe pendant la phase de fonçage permet de vérifier la bonne homogénéité du massif et de valider la procédure d'installation du piézocône par fonçage.

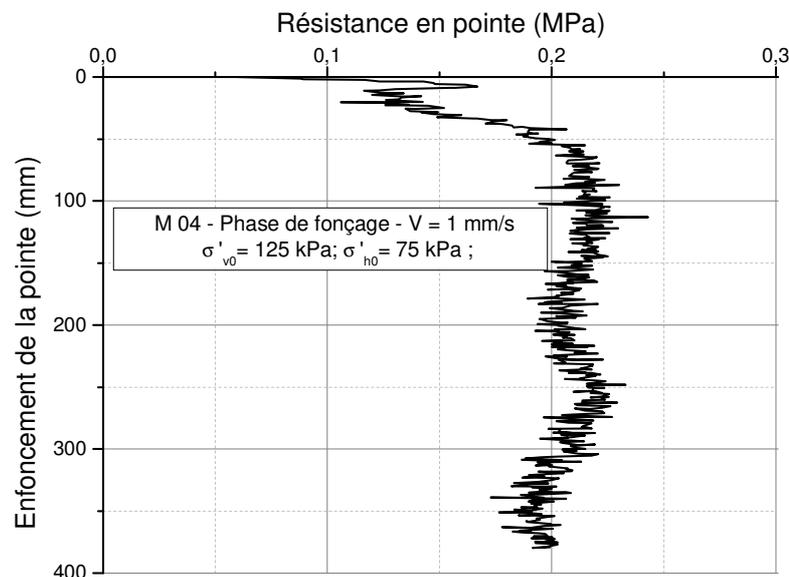


Figure 3.1: Profil de la résistance en pointe durant la phase d'installation du piézocône pour le massif M 04

3.2.2 Contraintes de frottement latéral

Sur la Figure 3.2 on constate que le frottement latéral augmente progressivement à partir d'un enfoncement initial non nul correspondant au début de contact du

manchon de frottement avec le sol. Une valeur maximale de 9 kPa est enregistrée, correspondant à un déplacement du piézocône de 150 mm, qui coïncide avec la fin du manchon de frottement. Ensuite, une légère diminution est constatée, suivie par un palier constant de 6.2 kPa jusqu'à la fin de cette phase. A noter qu'une valeur initiale d'environ 3 kPa est enregistrée, due au fait que le piézocône passe par le dispositif de guidage.

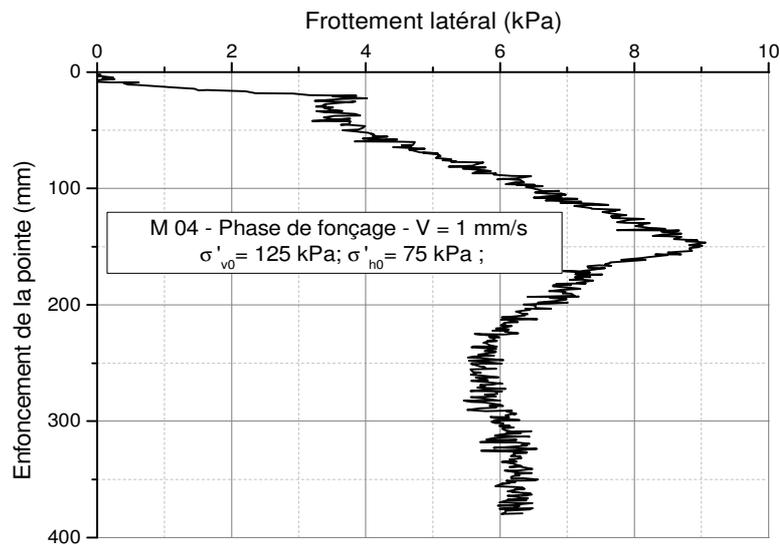


Figure 3.2: Profil du frottement latéral durant la phase d'installation du piézocône pour le massif M 04

3.2.3 Surpression interstitielle

En ce qui concerne l'évolution de la surpression interstitielle, la Figure 3.3 montre une augmentation progressive constatée jusqu'à 65 mm d'enfoncement du piézocône (environ 2 fois le diamètre), pour atteindre un maximum de 105 kPa. Cette valeur reste pratiquement constante jusqu'à la fin de la phase de fonçage.

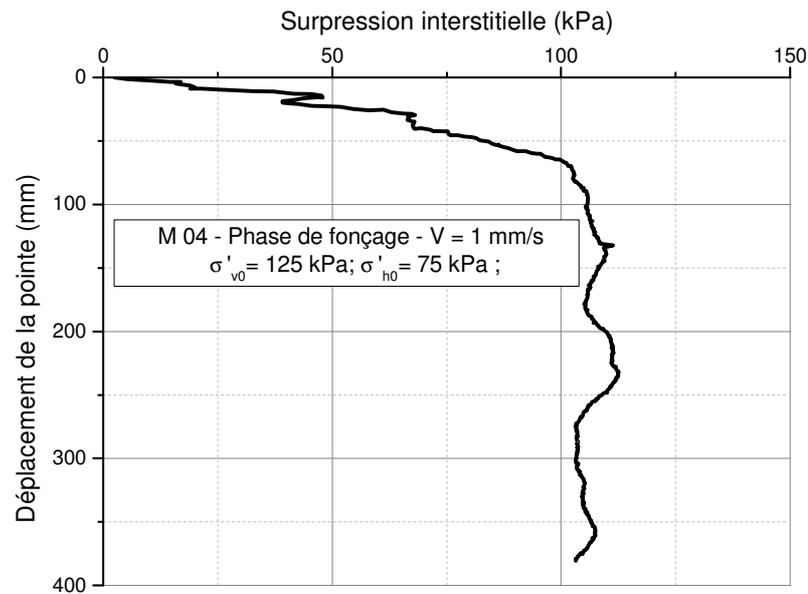


Figure 3.3: Profil de surpression interstitielle durant la phase d'installation du piézocône pour le massif M 04

3.2.4 Répétabilité des essais

Dans le but de vérifier la répétabilité des essais en chambre d'étalonnage, et valider la procédure expérimentale, nous présentons sur la Figure 3.4 ci-dessous les résultats de la phase de fonçage pour deux massifs (M 03 et M 04), préparés aux mêmes niveaux de contraintes ($\sigma'_{v0} = 125$ kPa et $\sigma'_{h0} = 75$ kPa). En termes de résistance en pointe et surpression interstitielle, une bonne ressemblance entre les courbes relatives aux deux massifs est constatée. En ce qui concerne le frottement latéral, une légère différence est remarquée au début du fonçage qui est probablement due au passage du manchon de frottement par la pièce de guidage. Une fois le manchon à l'intérieur du massif (à partir de la profondeur de 180 mm environ), on constate une assez bonne ressemblance des deux courbes de frottement latéral.

En exploitant les différentes courbes de variation des caractéristiques mesurées on conclut que la procédure expérimentale d'enfoncement du piézocône en chambre d'étalonnage permet d'obtenir des résultats expérimentaux uniques et répétables.

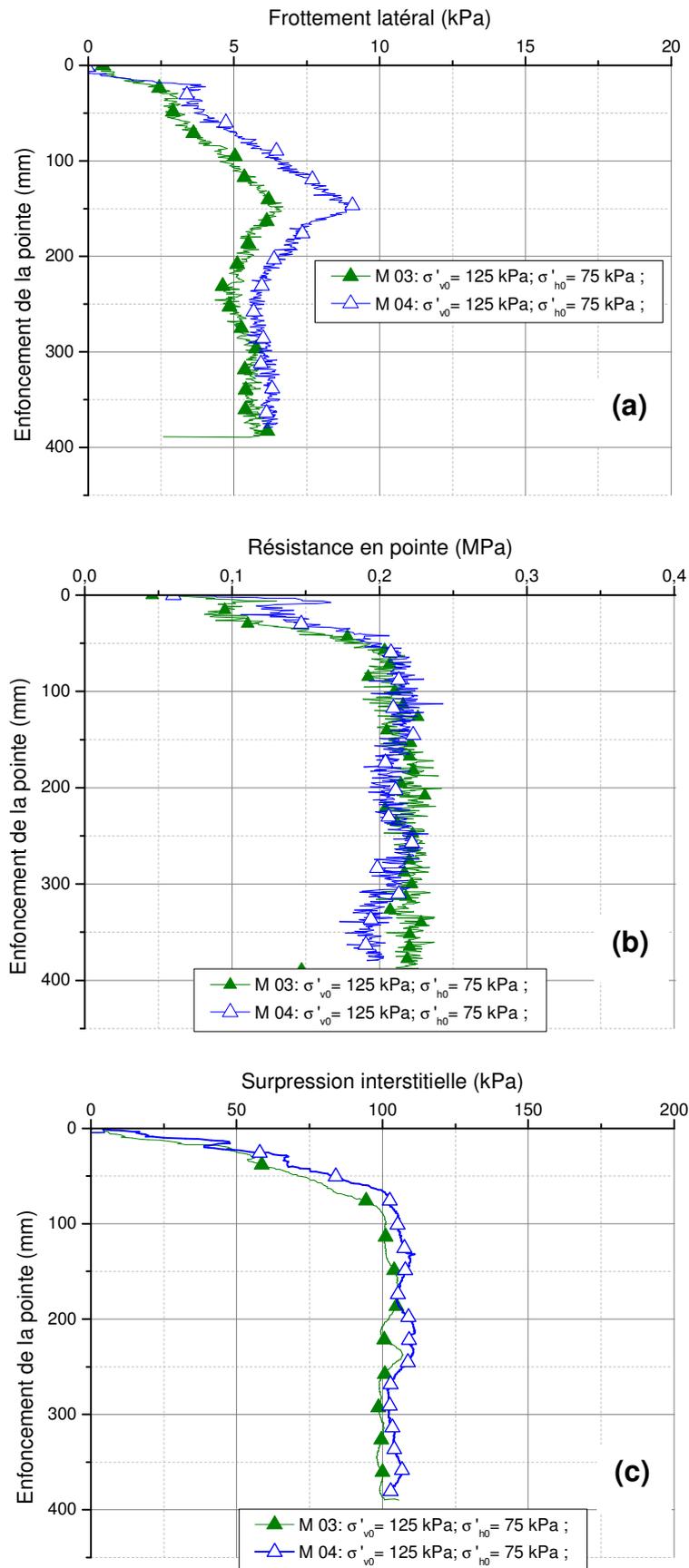


Figure 3.4: Répétabilité des essais lors du fonçage : (a) frottement latéral; (b) résistance en pointe; (c) surpression interstitielle

3.3 Phase de chargements monotones initiaux

Après la dissipation de la surpression interstitielle générée au cours de la phase de fonçage, deux chargements monotones sont exécutés. Le premier est effectué à une vitesse de 30 $\mu\text{m}/\text{min}$ alors que le second est exécuté à une vitesse de 300 $\mu\text{m}/\text{min}$ (10 fois plus rapide que le premier), après un temps de pause de 2 heures entre les deux. Ces deux chargements sont réalisés à deux vitesses différentes dans le but d'étudier l'influence de la vitesse de chargement sur le comportement de l'argile saturée (totalement/partiellement drainé, ou bien non drainé).

3.3.1 Résistance en pointe

On présente sur la Figure 3.5 les profils de résistance en pointe durant la phase de chargements monotones initiaux pour le massif M 04. Il semble que la résistance en pointe se mobilise à partir d'une valeur résiduelle due à la pression exercée toujours par le sol sur le piézocône après l'arrêt de la phase de fonçage; la période de repos de 2 heures n'est peut être pas suffisante pour annuler cette pression.

Durant le premier chargement monotone, une augmentation assez rapide est constatée en termes de résistance en pointe, pour atteindre une valeur de 0.25 MPa à un enfoncement de la pointe de 0.1 mm suivie d'une phase de non-linéarité croissante pour atteindre une valeur maximale de 0.35 MPa à la fin de l'essai, à un enfoncement de 4 mm (environ $d/10$).

Au cours du deuxième chargement monotone, globalement un comportement similaire au premier est constaté, avec seulement quelques différences. La première différence réside dans la pente initiale qui est légèrement faible. La deuxième différence se trouve au niveau de la valeur de l'asymptote horizontale (palier), cette dernière est plus marquée lors du deuxième chargement monotone, avec une valeur de 0.37 MPa. Cette différence peut être due à l'effet de la vitesse de chargement (qui est 10 fois plus grande que celle utilisée durant le premier chargement monotone).

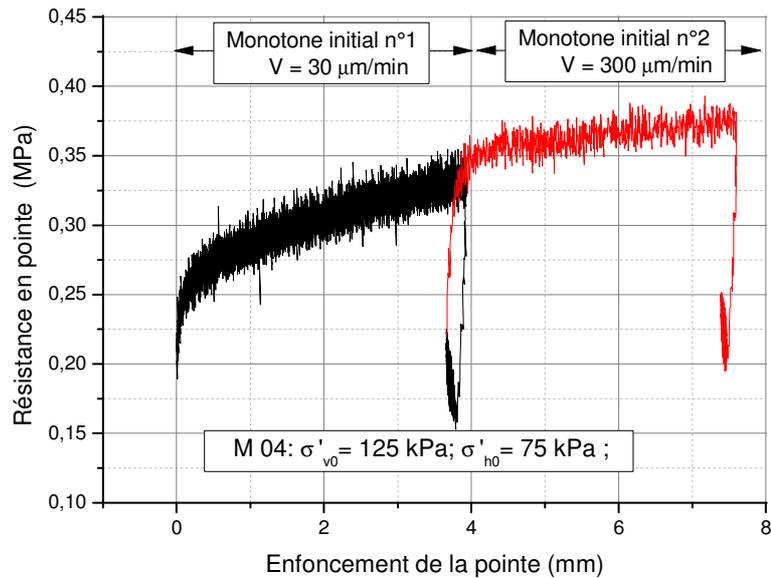


Figure 3.5: Profil de la résistance en pointe durant la phase de chargements monotones initiaux du piézocône pour le massif M 04

3.3.2 Frottement latéral

En ce qui concerne le frottement latéral (Figure 3.6), globalement un comportement similaire à celui enregistré en pointe est identifié, mais avec des phases plus marquées. Pour le premier chargement monotone, la fin de la phase de comportement linéaire est marquée par une valeur maximale du frottement latéral mobilisé de 12 kPa après laquelle s'enchaîne la phase non linéaire aboutissant à un palier bien marqué d'une valeur de 16 kPa.

Là aussi il semble que le frottement latéral se mobilise à partir d'une valeur résiduelle due à la pression exercée toujours par le sol sur le piézocône après fonçage.

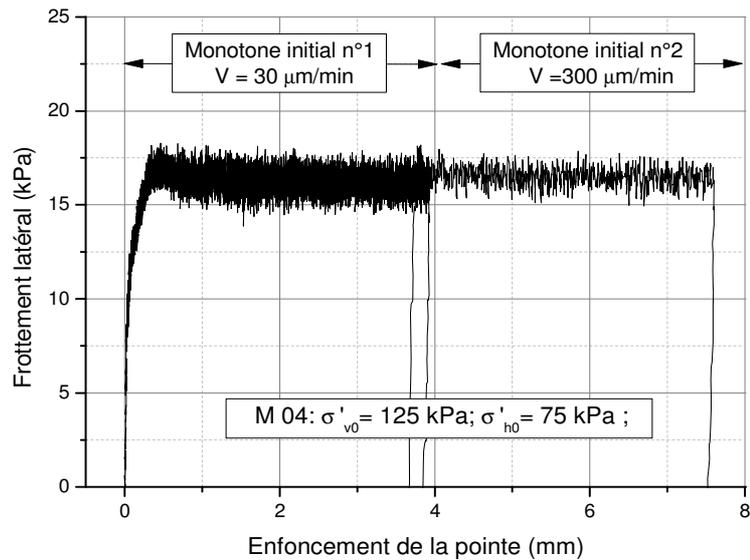


Figure 3.6: Profil du frottement latéral durant la phase de chargements monotones initiaux du piézocône pour le massif M 04

3.3.3 Surpression interstitielle

En ce qui concerne l'évolution de la surpression interstitielle, les résultats sont présentés par la Figure 3.7. Une génération assez rapide est constatée lors du premier chargement monotone jusqu'à un déplacement de 0.5 mm pour atteindre une valeur de 12.5 kPa, suivie d'une diminution progressive jusqu'à la fin de l'essai.

Au cours du deuxième chargement monotone, une différence remarquable est constatée, avec une augmentation continue de la surpression interstitielle dès le début de l'essai jusqu'à la fin, pour atteindre une valeur maximale de 17 kPa à la fin de l'essai. Cette différence de comportement peut être liée directement à l'effet de la vitesse de chargement. En effet, lors du premier chargement, après une génération de surpression interstitielle, une phase de dissipation est entamée, avec un taux plus important que la génération. Lors du deuxième chargement monotone (10 fois plus rapide que le premier), le phénomène de génération devient prépondérant par rapport à la dissipation.

La mobilisation de l'effort en tête, illustrée par la Figure 3.8, est pratiquement similaire à celle du frottement latéral, avec l'enregistrement d'une valeur de 0.6 kN marquant la fin de la phase linéaire, et une valeur de 0.9 kN au niveau du palier horizontal.

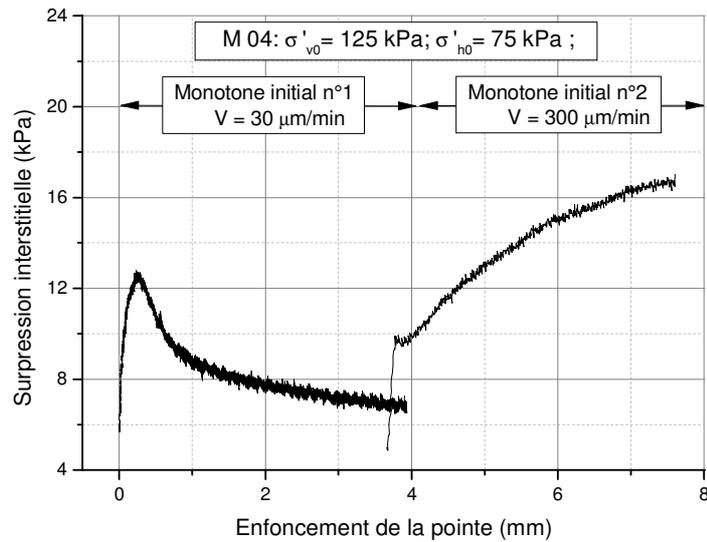


Figure 3.7: Profil de surpression interstitielle durant la phase de chargements monotones initiaux du piézocône pour le massif M 04

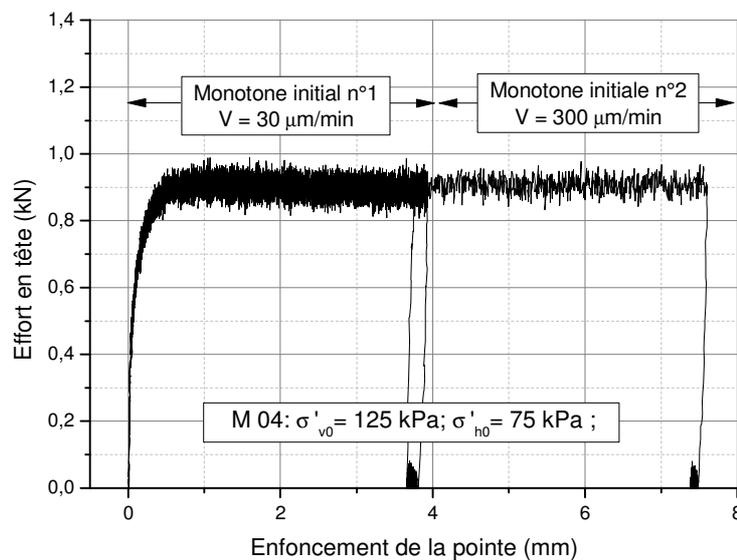


Figure 3.8: Profil de l'effort en tête durant la phase de chargements monotones initiaux du piézocône pour le massif M 04

3.3.4 Répétabilité des essais

On présente sur la Figure 3.9 ci-après les résultats de la phase de chargements monotones initiaux pour les massifs M 03 et M 04, préparés aux mêmes niveaux de contraintes ($\sigma'_{v0} = 125$ kPa et $\sigma'_{h0} = 75$ kPa). Une bonne ressemblance entre les courbes relatives aux deux massifs est constatée, pour l'ensemble des paramètres mesurés. Une validation de la répétabilité des essais est encore confirmée.

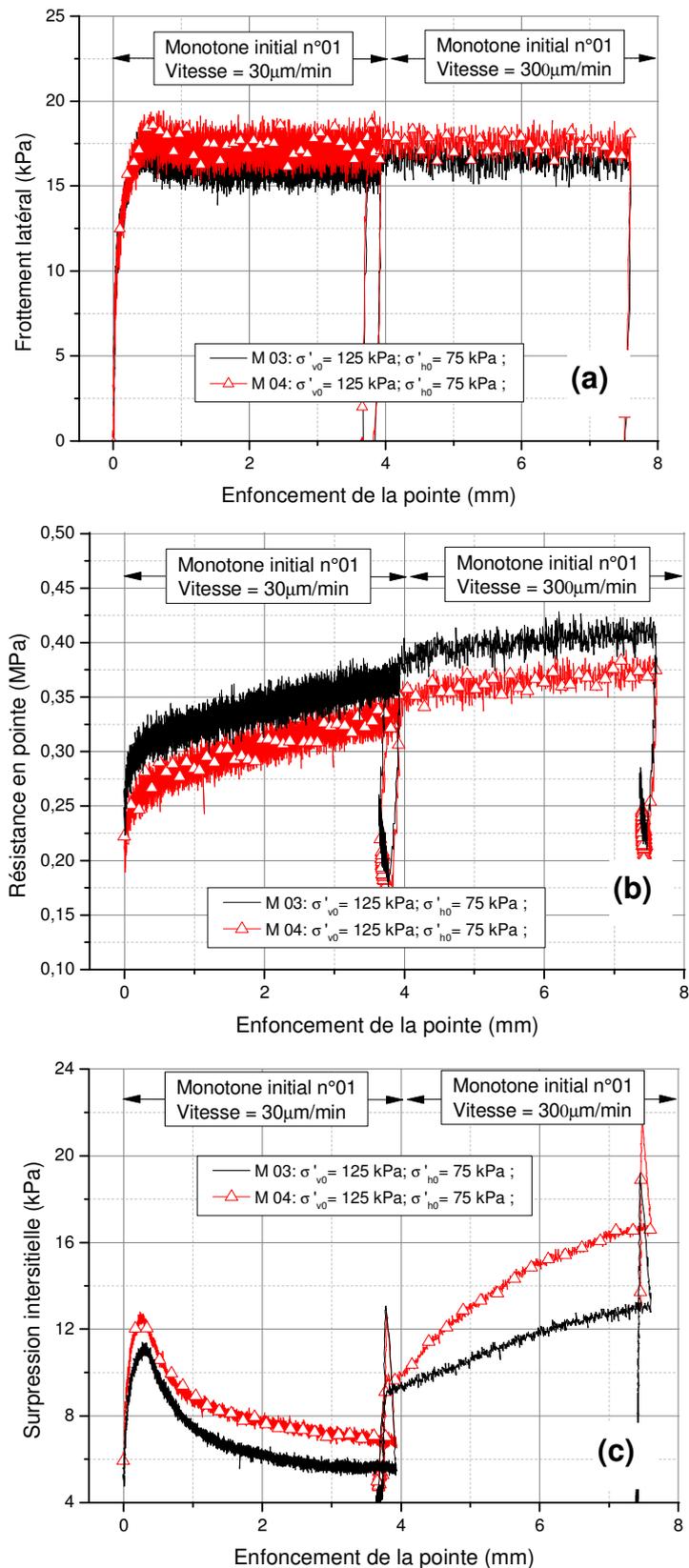


Figure 3.9: Répétabilité des essais pendant la phase de chargements monotones initiaux : (a) frottement latéral; (b) résistance en pointe; (c) surpression interstitielle

3.4 Etude paramétrique - effet du niveau de contraintes

La réalisation des essais dans les sols fins saturés en chambre d'étalonnage est une tâche laborieuse, particulièrement dans la phase de préparation du massif par consolidation unidimensionnelle. La réalisation d'un massif complet (consolidation + chargement) nécessite une durée allant de 4 à 5 semaines. La partie expérimentale de la présente thèse réalisée au niveau du laboratoire CERMES à l'ENPC a été menée dans le cadre d'une bourse PROFAS B+, d'une durée maximale de 10 mois. A cet effet, nous étions limités vis-à-vis du nombre de massifs à réaliser, et donc il a été nécessaire de bien cibler les paramètres à étudier lors de l'étude paramétrique.

On présente dans cette partie l'influence du niveau de contraintes sur le comportement du piézocône pendant la phase de chargements monotones initiaux. Les résultats présentés sont relatifs aux massifs M02 et M03, qui ont été consolidés à des niveaux de contraintes verticales de 250 kPa et 125 kPa respectivement.

L'évolution du frottement latéral, résistance en pointe, et surpression interstitielle durant la phase de chargements monotones initiaux pour les deux niveaux de contraintes de consolidation est présentée sur la Figure 3.10.

En termes de frottement latéral, la valeur mobilisée au niveau du palier est d'autant plus grande que la contrainte de consolidation est grande, avec un rapport de 2.25. La même tendance, avec pratiquement le même rapport, est remarquée pour la résistance en pointe et la surpression interstitielle.

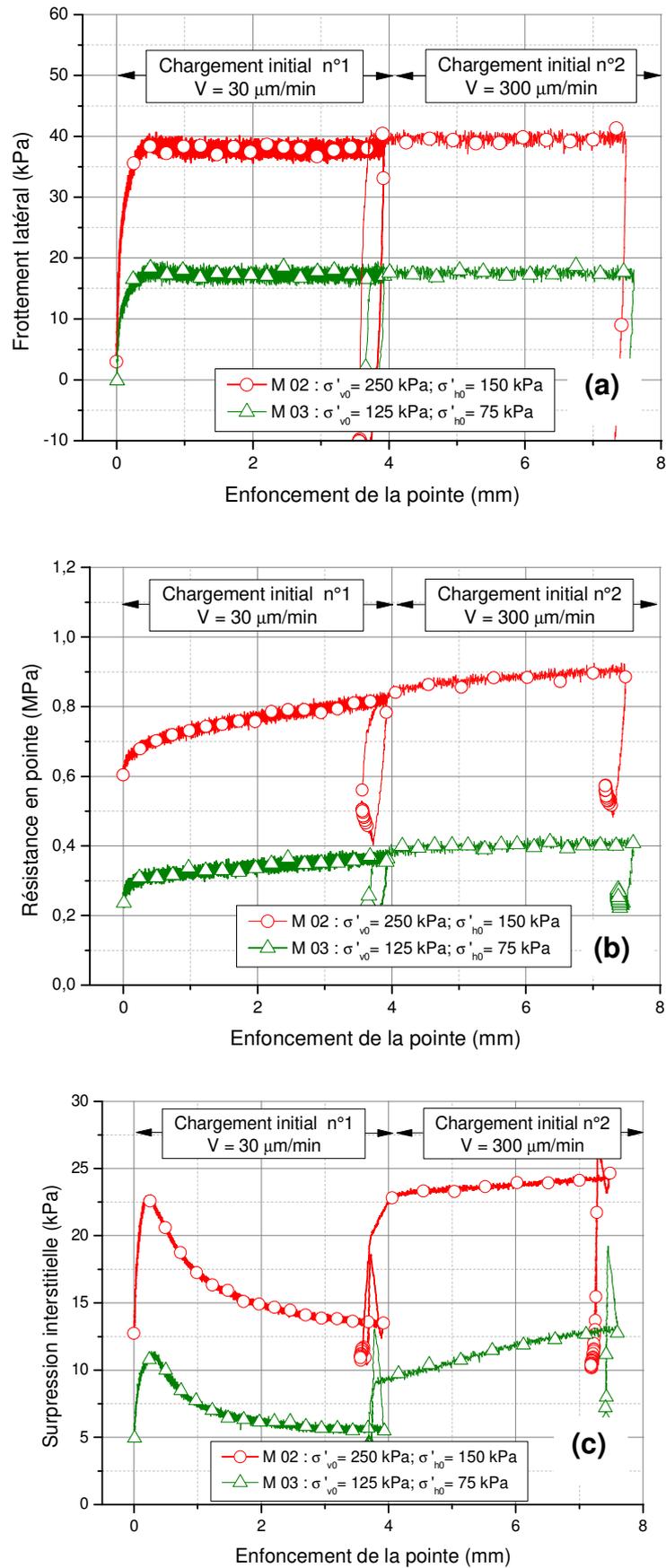


Figure 3.10: Effet du niveau de contraintes sur les chargements monotones initiaux: a) frottement latéral; (b) résistance en pointe; (c) surpression interstitielle

3.5 Conclusion

Nous avons présenté dans ce chapitre les résultats des phases de mise en place et chargements monotones initiaux du piézocône. Initialement, les résultats d'un essai typique ont été présentés. Lors de la mise en place du piézocône par fonçage, après une augmentation progressive des valeurs de la résistance en pointe, une phase de stabilisation a été enregistrée, permettant d'une part de vérifier la bonne homogénéité du massif, et d'autre part de valider la procédure d'installation du piézocône par fonçage. Durant les deux chargements monotones initiaux, en termes de résistance en pointe et de frottement latéral, globalement une variation assez semblable est constatée, avec une augmentation progressive suivie d'un palier bien marqué. En effet, la vitesse de chargement semble ne pas avoir une influence sur les deux paramètres mesurés.

Une allure différente des courbes de génération de surpression interstitielle a été constatée durant les deux chargements monotones initiaux, où il a été remarqué une phase de génération suivie de dissipation lors du premier chargement, tandis que seulement la phase de génération est manifestée lors du deuxième chargement monotone. Cette différence de comportement pourra être expliquée par l'effet de la vitesse de chargement sur le phénomène génération/dissipation de la surpression interstitielle.

Au niveau de l'étude paramétrique, dans laquelle deux niveaux de contraintes ont été étudiés, une nette proportionnalité a été constatée entre les paramètres mesurés (valeurs au palier pour la résistance en pointe et le frottement latéral ainsi que le pic de surpression interstitielle) avec le niveau de contrainte appliqué, avec un rapport de 2.25.

En ce qui concerne les essais de répétabilité, sur la base des résultats trouvés lors des différentes phases (fonçage et chargements monotones), il a été constaté une assez bonne ressemblance des courbes pour les différents paramètres mesurés. On peut conclure que la procédure adoptée de fabrication des massifs de sols argileux et de chargement du piézocône en chambre d'étalonnage permet d'avoir des résultats expérimentaux uniques et répétables.

Chapitre 4: Comportement du piézocône sous
chargement cyclique

4.1 Introduction

Dans notre travail, on s'intéresse à l'étude de l'essai CPTu sous un grand nombre de cycles afin d'analyser l'évolution de la résistance en pointe et du frottement latéral. Le but du chapitre est d'exposer les résultats expérimentaux d'essais effectués sur un piézocône, soumis à un chargement cyclique alterné en déplacements contrôlés, poussés à un grand nombre de cycles (100 000 cycles). On présentera tout d'abord les résultats d'un essai typique où l'on détaillera le comportement observé.

Par la suite, on va étudier l'influence des paramètres significatifs du problème. On examine, en particulier, l'influence de l'amplitude du déplacement cyclique ρ_c , et le niveau de contraintes (σ_{v0}' , σ_{h0}'). Un programme d'essais a été réalisé, où l'on a étudié, pour les mêmes contraintes de consolidation, deux amplitudes différentes du déplacement cyclique de 0,05 mm (50 μm) et 0,025 mm (25 μm). Ensuite, pour les mêmes amplitudes de déplacement, on a étudié deux contraintes de consolidation ($\sigma_{v0}'=125$ et 250 kPa).

4.2 Résultats d'essai typique

On analyse ci-après les résultats d'un essai typique pendant la phase de chargement cyclique. L'essai réalisé, nommé massif M 04, correspond à un état de contrainte définie par σ_{v0}' de 125 kPa et σ_{h0}' de 75 kPa, avec une amplitude de déplacement sous chargement cyclique de $\pm 0,05$ mm (50 μm).

Une fois les deux essais de chargement monotones initiaux terminés, une pause de 2 heures est effectuée permettant la dissipation de la surpression interstitielle. Par la suite, une séquence de chargement cyclique à déplacement contrôlé est lancée, d'amplitude ± 50 μm , à une fréquence de 1 Hz et jusqu'à 100 000 cycles. La Figure 4.1 représente le déplacement en tête mesuré pendant le chargement cyclique. On constate, sur la courbe de déplacement cyclique, que la consigne est très bien respectée. La différence constatée entre le déplacement imposé et celui enregistré est très faible, et essentiellement due à la vibration du système hydraulique, vu que le déplacement imposé (± 50 μm) est trop petit.

Les résultats en termes de frottement latéral, résistance en pointe et surpression interstitielle sont donnés sur la Figure 4.2.

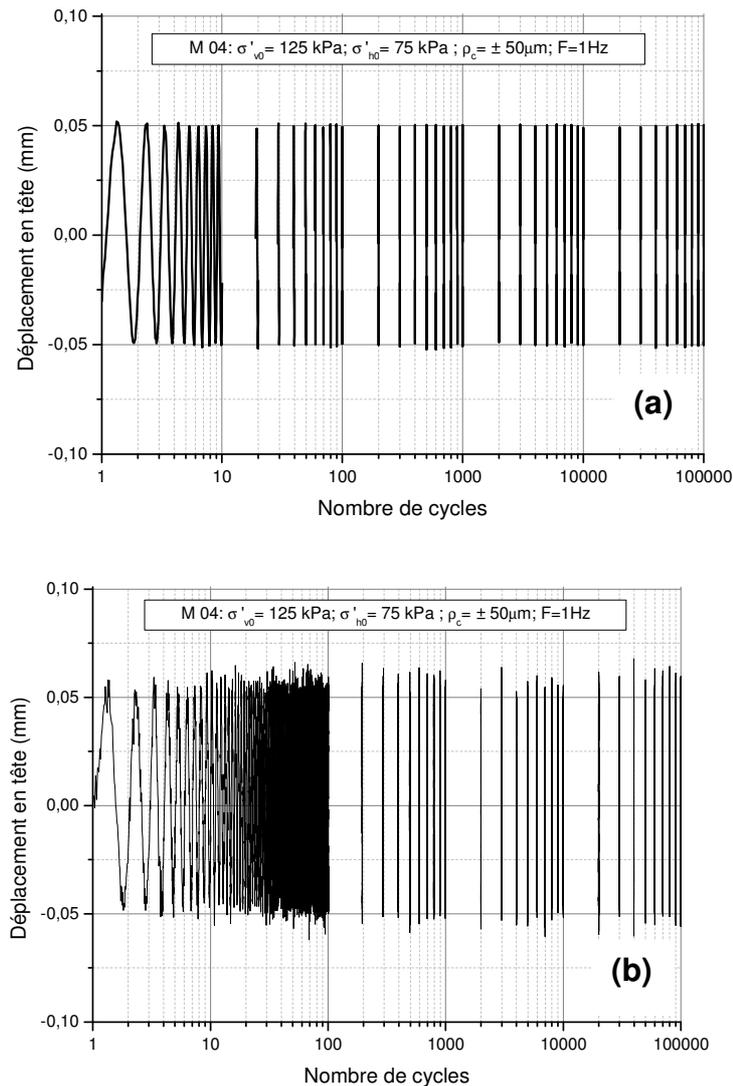


Figure 4.1: Déplacement en tête du piézocône lors de la séquence cyclique: (a) signal imposé; (b) signal mesuré

En termes de résistance en pointe, une nette dégradation est constatée jusqu'au cycle 1 000, suivie d'une phase de stabilisation jusqu'au cycle 5 000. Par la suite, une phase de renforcement est enregistrée jusqu'à la fin de la séquence cyclique. Un comportement similaire que celui en pointe est constaté pour le frottement latéral (dégradation, stabilisation puis renforcement), avec une valeur maximale enregistrée de 16 kPa, correspondant d'ailleurs au frottement latéral maximum mobilisé durant les chargements monotones initiaux. A signaler que la courbe de frottement démarre par une valeur initiale négative (- 3kPa), qui est issue de la pression exercée par le sol sur le piézocône (du bas vers le haut) après la fin du 2^{ème} chargement monotone. D'une façon générale, on constate que la réponse

n'est pas symétrique, avec une mobilisation plus importante en compression qu'en traction, entre -7 et 12 kPa, ce qui donne une valeur moyenne de 9.5 kPa.

L'allure de la courbe de surpression interstitielle suit une forme pratiquement inverse à celle de la résistance en pointe. En premier lieu, une phase de génération jusqu'au cycle 50 est constatée, en commençant par une valeur positive de 4 kPa pour atteindre un maximum de 26 kPa. Cette phase de génération peut être expliquée comme la conséquence d'un comportement non drainé, causé par la faible perméabilité de l'argile, ce qui engendre une accumulation des surpressions interstitielles. Par la suite, une phase de dissipation progressive de la surpression interstitielle est constatée jusqu'à la fin de la séquence cyclique. Cette nouvelle phase peut être expliquée par le fait que le mécanisme de dissipation de la surpression interstitielle devient prépondérant par rapport à celui de la génération.

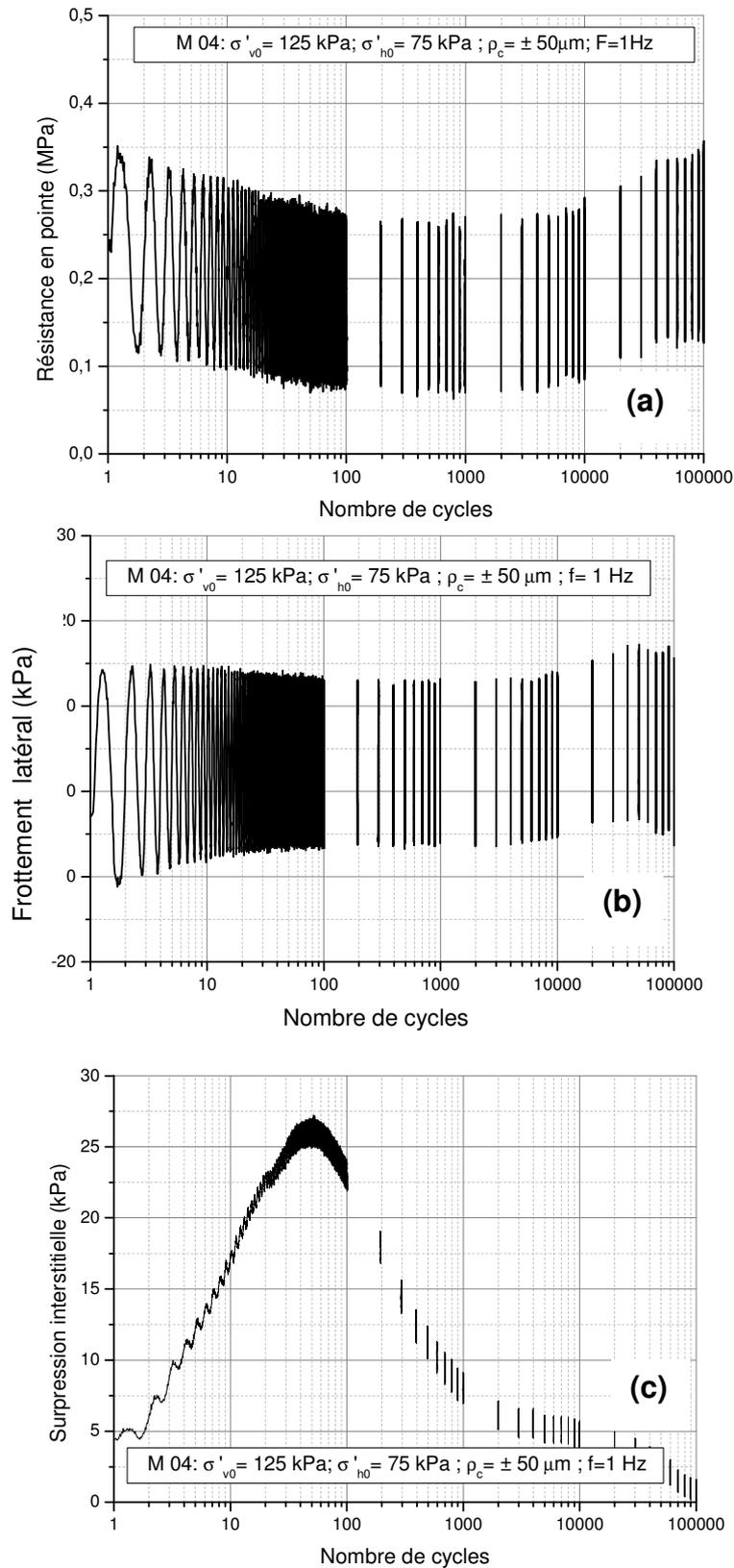


Figure 4.2: Réponse du piézocône sous l'effet du chargement cyclique pour le massif M 04: (a) résistance en pointe; (b) frottement latéral; (c) surpression interstitielle

En vue de quantifier l'évolution des caractéristiques de résistance (frottement latéral et résistance en pointe) en fonction du nombre de cycles, un coefficient d'évolution noté C_e est introduit (Bekki [2] et Bekki et al. [11]). Il est défini comme étant le rapport entre la différence de la valeur maximale et minimale du paramètre mesuré (frottement latéral ou résistance en pointe) pour un cycle donné sur la même différence, enregistrée durant le premier cycle. Pour le frottement latéral, le coefficient d'évolution $C_{e,fs}$ est donné comme suit:

$$C_{e,fs}^{(i)} = \frac{f_{s,max(i)} - f_{s,min(i)}}{f_{s,max(1)} - f_{s,min(1)}} \quad (4.1)$$

Avec:

- $C_{e,fs}^{(i)}$: Coefficient d'évolution du frottement latéral au cycle i ;
- $f_{s,max(1)}$ et $f_{s,max(i)}$: valeurs du frottement latéral maximal mesurés respectivement pour le 1^{er} cycle et le cycle i ;
- $f_{s,min(1)}$ et $f_{s,min(i)}$: valeurs du frottement latéral minimal mesurés respectivement pour le 1^{er} cycle et le cycle i ;

Par analogie, on définit les coefficients d'évolution relatifs à la résistance en pointe $C_{e,p}$ et à l'effort en tête $C_{e,Q}$. Sur la Figure 4.3 sont reportés les facteurs d'évolution de la résistance en pointe, du frottement latéral et de l'effort en tête relatifs au massif M 04.

Pour les trois paramètres mesurés, on constate globalement 3 phases: une première phase de dégradation jusqu'au cycle 200, suivie d'une quasi-stabilisation jusqu'au cycle 10 000. Par la suite, une nouvelle phase de renforcement est enregistrée vers les grands nombres de cycles (100 000).

En termes de frottement latéral, la première phase de dégradation peut être expliquée par la génération progressive de la surpression interstitielle sous l'effet du chargement cyclique, ce qui conduit à la réduction de la contrainte normale appliquée sur le piézocône et par conséquent la réduction de la contrainte de cisaillement. Par la suite, la surpression interstitielle commence à se dissiper ce qui conduit à une quasi-stabilisation de la résistance par frottement latéral. Durant la dernière phase (vers les grands nombres de cycles), la surpression interstitielle est totalement dissipée ce qui conduit à un nouveau gain de résistance par frottement latéral, sans toutefois arriver à l'état initial. En termes de résistance en

pointe, le même mécanisme est mobilisé. L'effort global représente la somme de la réponse du piézocône en termes de frottement latéral et de résistance en pointe.

Ce type de comportement (dégradation suivie de renforcement) a été aussi décrit par Bekki et al. [11] pour le cas des sols sableux.

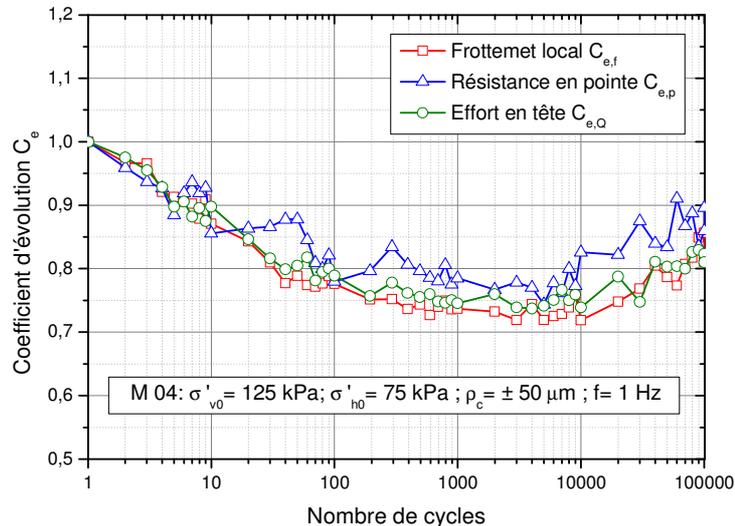


Figure 4.3: Variation du coefficient d'évolution correspondant au frottement latéral, résistance en pointe et effort en tête - Massif M04

On présente sur la Figure 4.4 les résultats de l'évolution du frottement latéral durant le chargement cyclique pour quelques cycles sélectionnés. On définit sur la Figure 4.5 la rigidité sécante du frottement latéral "B", qui représente, pour un cycle donné, la pente sécante de la courbe frottement en fonction du déplacement. Cette dernière est définie comme suit:

$$B(i) = \frac{f_{s,\max}(i) - f_{s,\min}(i)}{\rho_{c,\max} - \rho_{c,\min}} \quad (4.2)$$

Avec:

- $B(i)$: rigidité sécante du frottement latéral au cycle i ;
- $\rho_{c,\max}$: amplitude maximale du déplacement cyclique;
- $\rho_{c,\min}$: amplitude minimale du déplacement cyclique;

La Figure 4.6 donne la variation de la rigidité sécante en fonction du nombre de cycles, pour le massif M04. Initialement, une dégradation progressive de la rigidité par frottement latéral est remarquée jusqu'au cycle 200, causée probablement par l'augmentation de la surpression interstitielle. Par la suite, une phase de stabilisation est remarquée, qui pourra être expliquée par la dissipation partielle de

la surpression interstitielle générée. Vers la fin de la séquence cyclique, une phase de renforcement est enregistrée, qui pourra être le résultat d'une amélioration de la rigidité de l'interface piézocône/sol, sous l'effet du chargement cyclique.

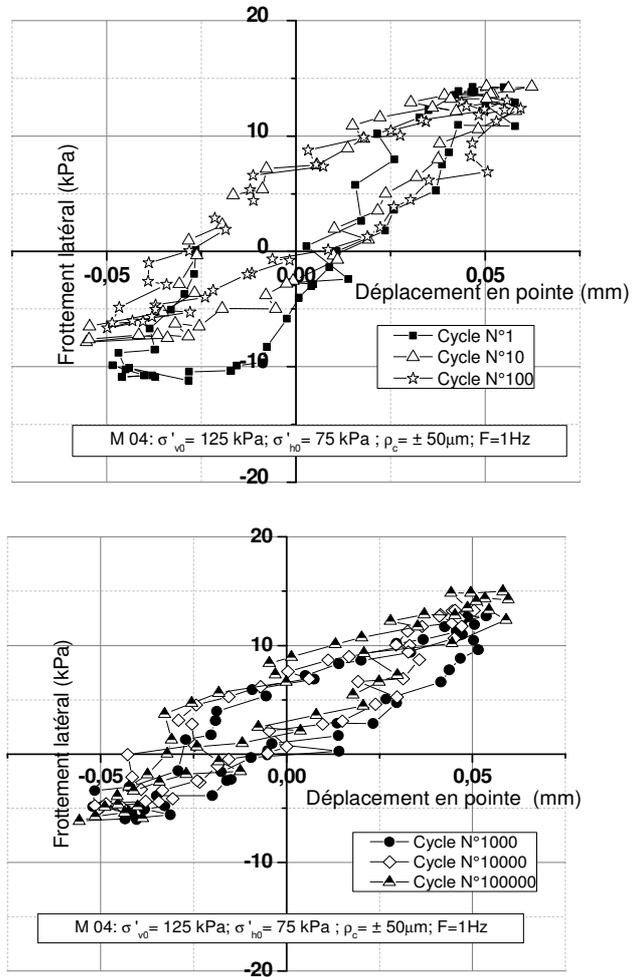


Figure 4.4: Présentation de quelques cycles sélectionnés de la variation du frottement latéral pendant le chargement cyclique- Massif M 04

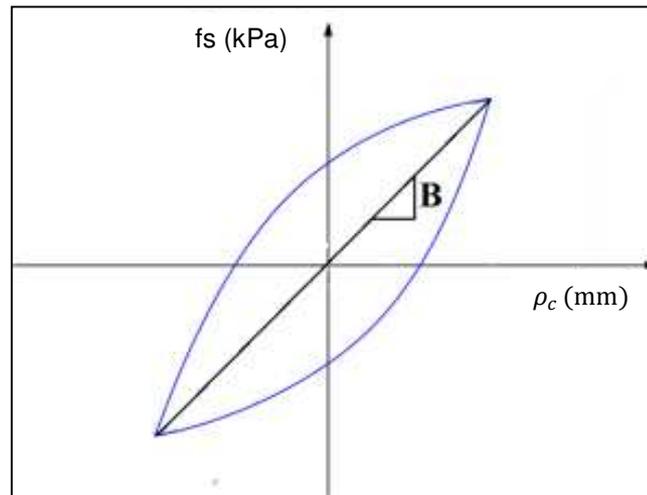


Figure 4.5: Schéma d'un cycle du frottement latéral et définition de la raideur sécante B

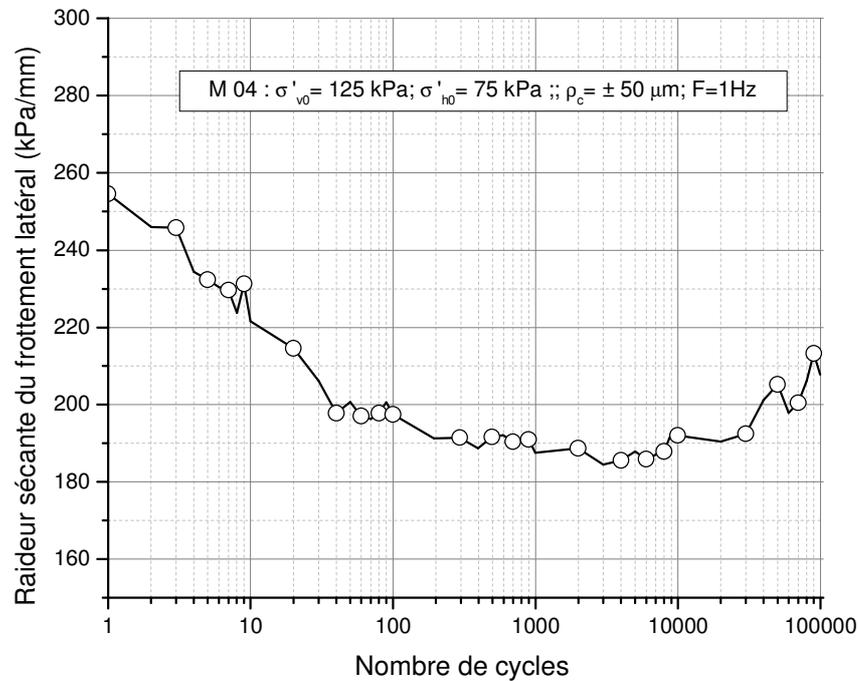


Figure 4.6: Variation de la raideur sécante du frottement latéral (B) pendant la séquence cyclique pour le massif M 04

4.3 Etude paramétrique

4.3.1 Effet du niveau de contrainte

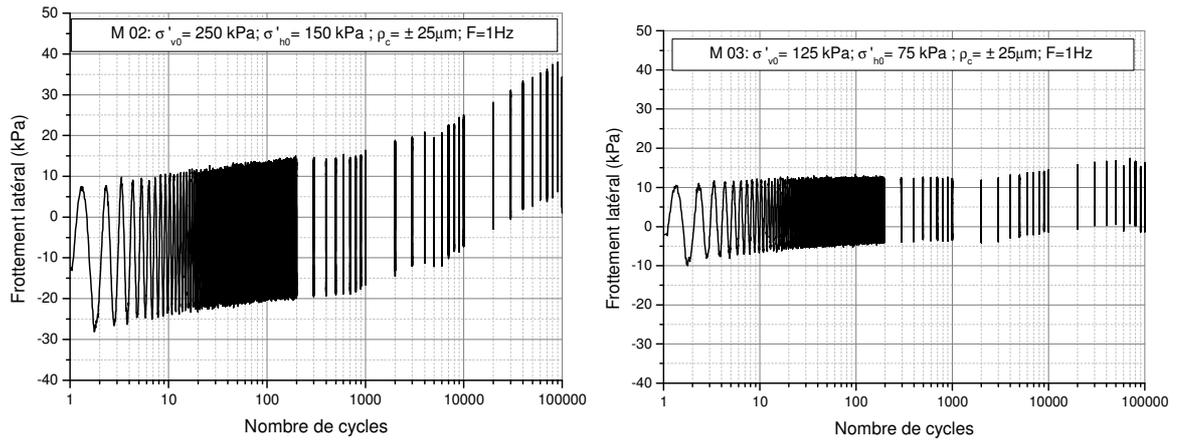
Ain d'étudier l'influence de la contrainte verticale sur la réponse cyclique, deux contraintes de consolidation ont été étudiées, correspondant aux massifs M02 ($\sigma_{v0}' = 250$ kPa) et M03 ($\sigma_{v0}' = 125$ kPa). La même valeur de l'amplitude du

chargement cyclique a été appliquée ($\rho_c = \pm 25\mu\text{m}$), avec une fréquence de 1 Hz, jusqu'à 100 000 cycles.

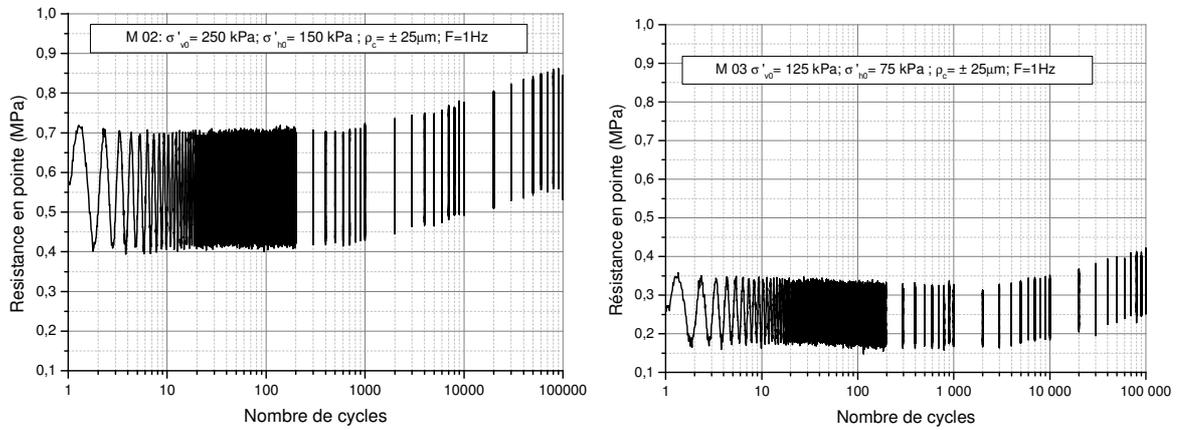
La Figure 4.7 présente l'évolution du frottement latéral, la résistance en pointe, et la surpression interstitielle durant la séquence du chargement cyclique pour les massifs M02 et M03.

Concernant la surpression interstitielle, après la première phase de génération de surpression interstitielle, une valeur maximale est enregistrée, pour les deux massifs, après 60 cycles. Par la suite, la phase de dissipation est constatée jusqu'à la fin du chargement cyclique.

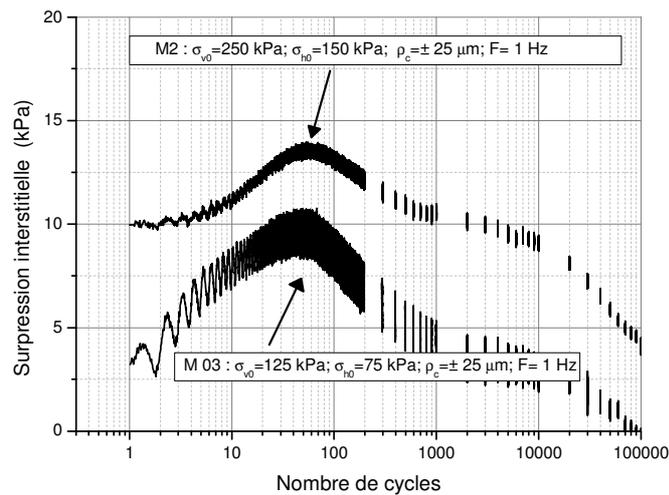
Concernant les autres paramètres mesurés (frottement latéral, résistance en pointe), on constate que l'amplitude de chacun de ces paramètres est proportionnelle au niveau de contrainte (rapport de 2 environ), et ce pour la même valeur de l'amplitude du déplacement cyclique imposé.



(a)



(b)



(c)

Figure 4.7: Effet du niveau de contraintes sur la réponse cyclique: a) frottement latéral; b) résistance en pointe; c) surpression interstitielle

En vue de mieux visualiser les différentes phases de dégradation et de renforcement, on présente sur la Figure 4.8 les coefficients d'évolution des différents paramètres.

Pour les trois paramètres mesurés, à savoir le frottement latéral, la résistance en pointe et l'effort en tête, les trois phases décrites dans le paragraphe précédent (dégradation, stabilisation puis renforcement) sont toujours identifiées. L'amplitude de dégradation est plus importante pour le faible niveau de contraintes.

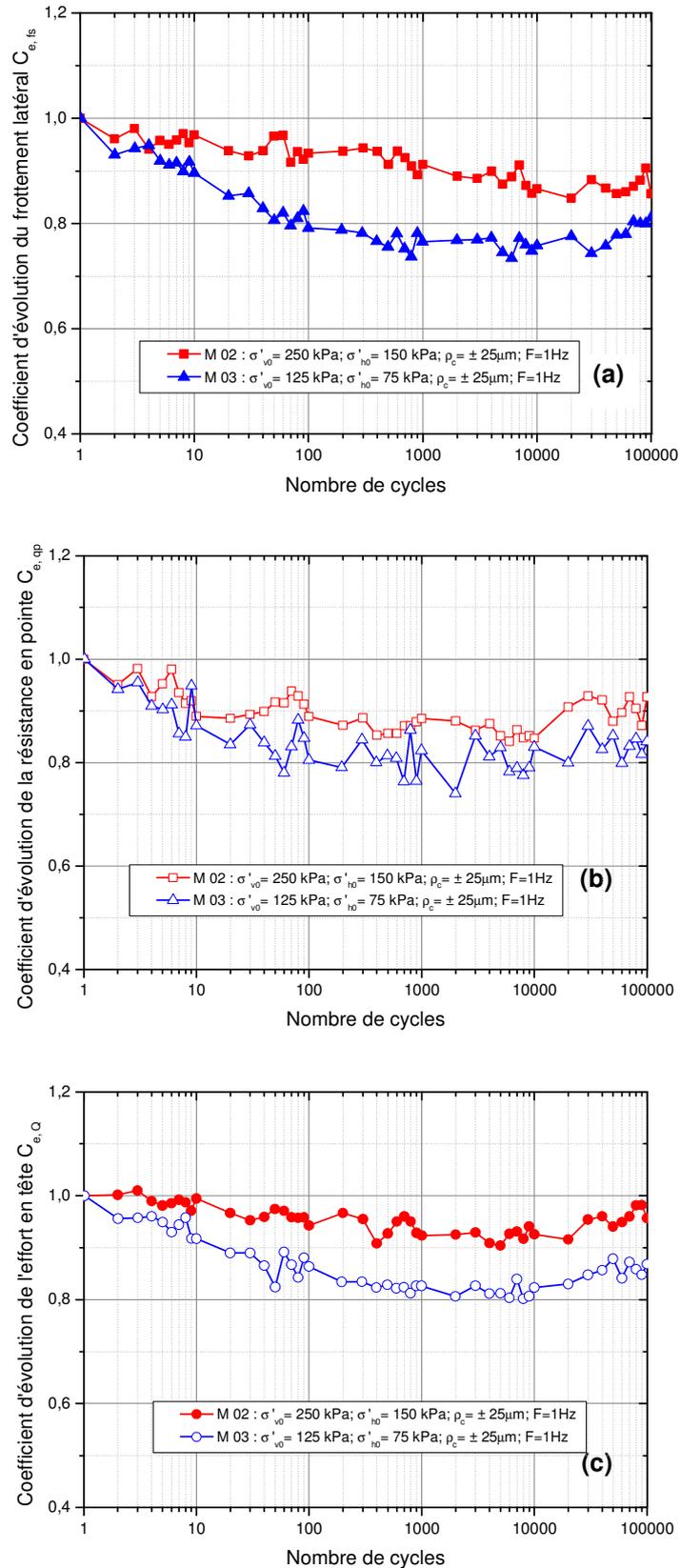


Figure 4.8: Influence de la contrainte de consolidation sur le facteur d'évolution: a) frottement latéral; (b) résistance en pointe (c) effort en tête

Des essais en chambre d'étalonnage ont été réalisés par Muhammed [3] sur une sonde-pieu de 36 mm de diamètre, mise en place dans de la kaolinite Speswhite. Un chargement cyclique a été mené avec une amplitude de déplacement de $\rho_c = \pm 250 \mu\text{m}$ et une fréquence de 1 Hz. Les résultats de ces essais, en termes de coefficients d'évolution du frottement latéral sont présentés sur la Figure 4.9. L'auteur a constaté que 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. De plus, le taux de dégradation diminue avec l'augmentation du niveau de la contrainte. Ce comportement est similaire à celui enregistré dans les essais menés dans le cadre de cette thèse.

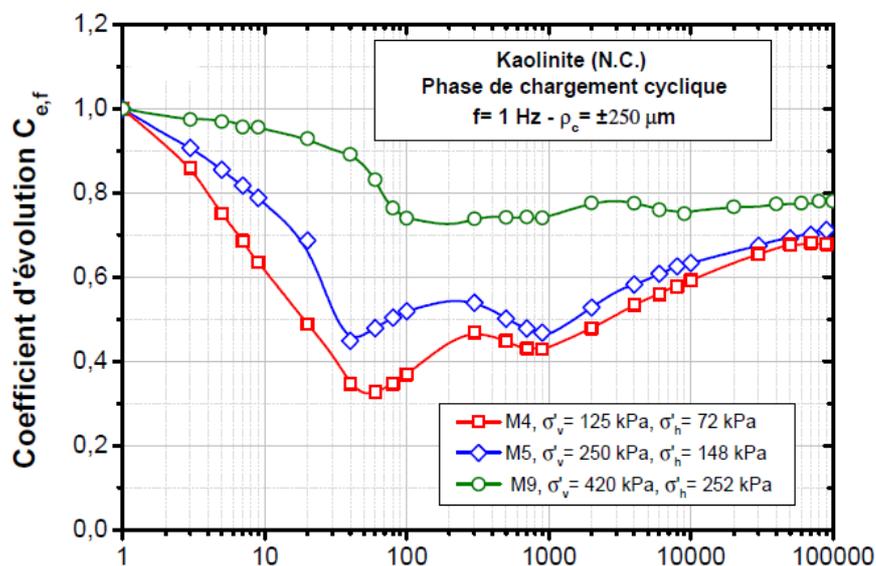


Figure 4.9: Influence de la contrainte de consolidation des massifs sur les coefficients d'évolution (Muhammed, [3])

4.3.2 Effet de l'amplitude du déplacement cyclique

Pour étudier l'influence de l'amplitude du chargement cyclique, deux massifs, notés M03 et M04 ont été réalisés et soumis au même niveau de contraintes ($\sigma_{v0}' = 125 \text{ kPa}$). Pour ces deux massifs, le chargement cyclique du piézocône a été réalisé à deux valeurs différentes d'amplitude du déplacement cyclique ($\rho_c = \pm 25 \mu\text{m}$ pour M03 et $\rho_c = \pm 50 \mu\text{m}$ pour M04). L'évolution du frottement latéral, résistance en pointe et surpression interstitielle est donnée par la Figure 4.10.

En termes de surpression interstitielle, la valeur maximale est enregistrée après 60 cycles pour les deux amplitudes cycliques testées. Pour l'amplitude de

déplacement cyclique de $\rho_c = \pm 25 \mu\text{m}$, la valeur maximale est de 10 kPa, tandis que pour la valeur maximale obtenue pour $\rho_c = \pm 50 \mu\text{m}$ est de 27 kPa, ce qui correspond à un rapport de 2.7. Plus l'amplitude de déplacement cyclique est importante, plus la génération de surpression interstitielle est plus importante, ce qui représente le comportement non drainé d'une argile.

La Figure 4.11 donne les facteurs d'évolution (effort en pointe, frottement latéral et effort en tête), pour les massifs M03 et M04, à partir desquels trois phases bien distinctes de variation peuvent être identifiées. En premier, une phase de dégradation est constatée jusqu'au cycle 200, suivie d'une valeur constante (stabilisation), et finalement une phase de renforcement qui commence à partir du cycle 30 000 jusqu'au cycle 100 000, marquant la fin de la séquence cyclique.

Il est à noter aussi que, pour le même niveau de contraintes, plus l'amplitude du chargement cyclique est grande, plus la dégradation est importante. En outre, pour la même amplitude du déplacement du chargement cyclique, plus la contrainte de consolidation est grande, moins est la dégradation du frottement latéral.

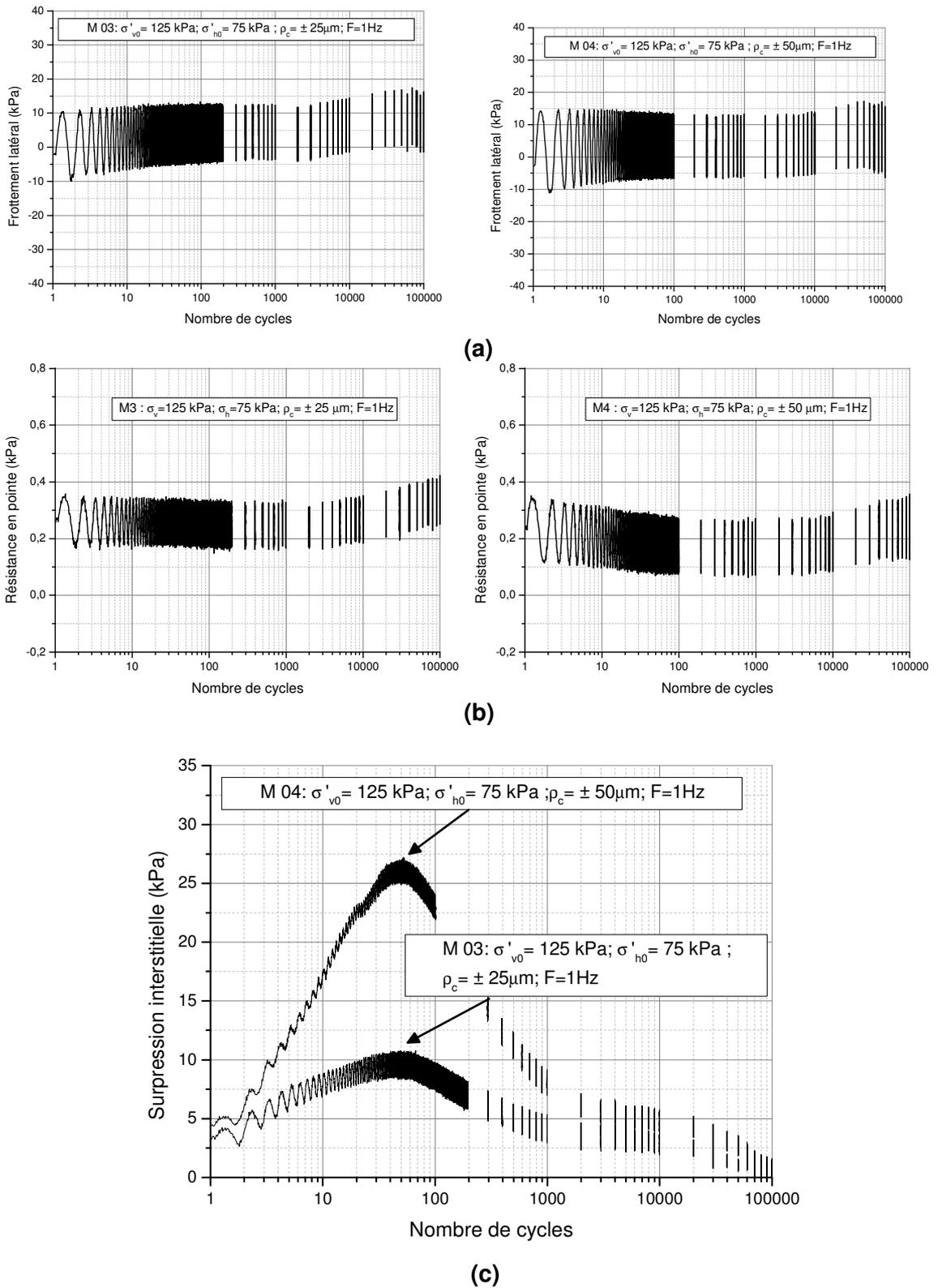
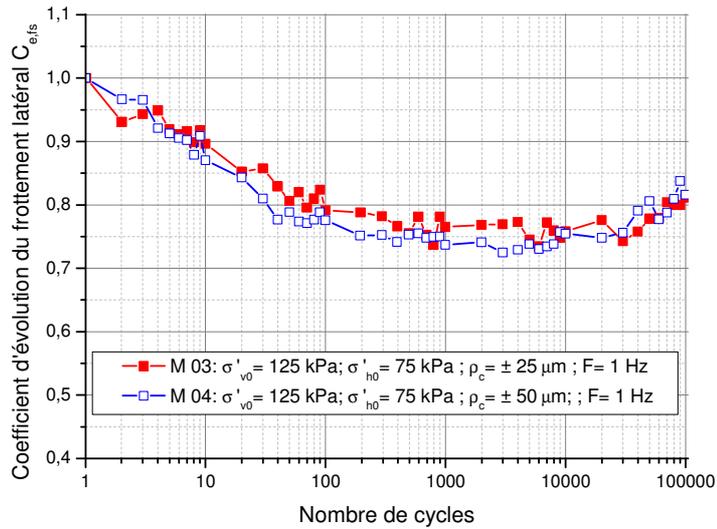
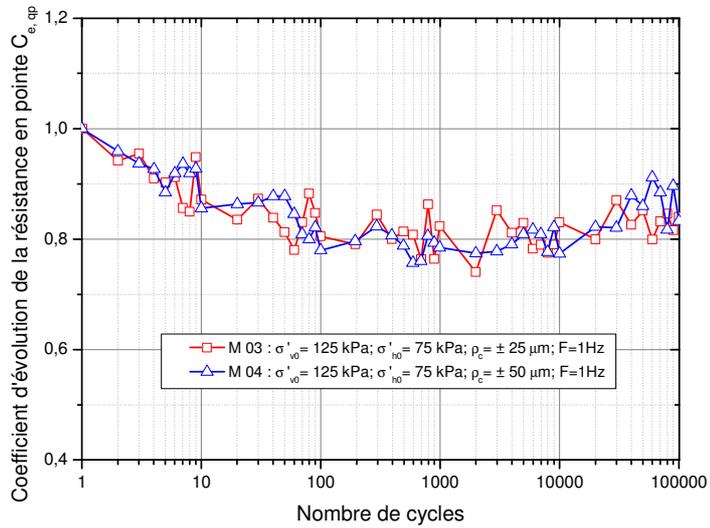


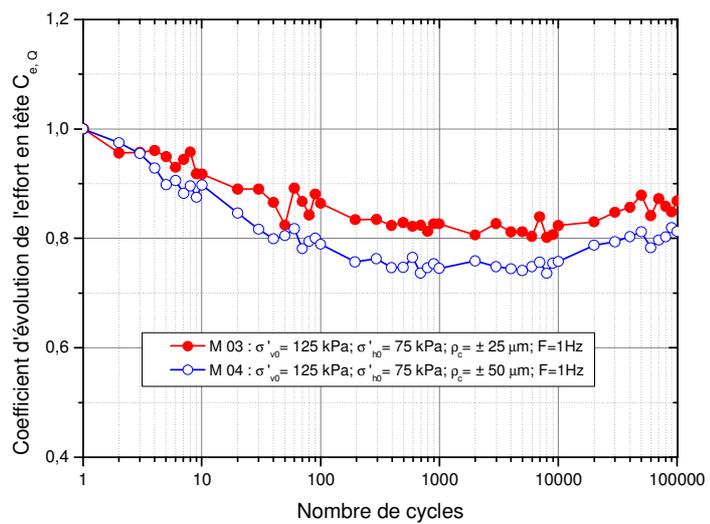
Figure 4.10: Effet de l'amplitude du chargement sur la réponse cyclique: a) frottement latéral; (b) résistance en pointe; (c) surpression interstitielle



(a)



(b)



(c)

Figure 4.11: Influence de l'amplitude du chargement cyclique sur le facteur d'évolution: a) frottement latéral; (b) résistance en pointe (c) effort en tête

Muhammed [3] a étudié l'effet de l'amplitude du déplacement cyclique sur la variation du facteur d'évolution du frottement latéral. Trois amplitudes ont été testés ($\pm 100 \mu\text{m}$, $\pm 250 \mu\text{m}$ et $\pm 500 \mu\text{m}$). La fréquence utilisée pour les trois essais est de 1 Hz, et le niveau des contraintes appliqué correspond à $\sigma'_{v0}=250 \text{ kPa}$ et $\sigma'_{h0}=150 \text{ kPa}$. Les résultats en termes de facteur d'évolution du frottement latéral sont donnés sur la Figure 4.12. L'auteur a constaté, pour la phase de dégradation, que le taux de dégradation est d'autant plus important que l'amplitude du déplacement cyclique est grande. De plus, en termes de niveau de dégradation final, plus l'amplitude du déplacement cyclique est élevée, plus le taux de dégradation est important. L'auteur a attribué la phase de dégradation à une génération locale de surpressions interstitielles qui augmente 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. Pour la phase de renforcement, il a été observé, pour les trois amplitudes testées, que les coefficients $C_{e,f}$ tendent vers une même valeur à grand nombre de cycles (100 000 cycles), variant de 0,70 à 0,78, et que le taux de renforcement est d'autant plus important que l'amplitude est grande. Cette phase de renforcement a été attribuée, à la dissipation progressive de la surpression interstitielle générée lors des premiers cycles. Pendant cette phase, la contrainte normale effective réaugmente progressivement (reconsolidation). L'explication qui a été donné est que l'effet couplé de la dissipation des surpressions interstitielles et du chargement cyclique, induit une modification de la zone d'interface. L'épaisseur de cette zone est d'autant plus importante que l'amplitude cyclique est grande.

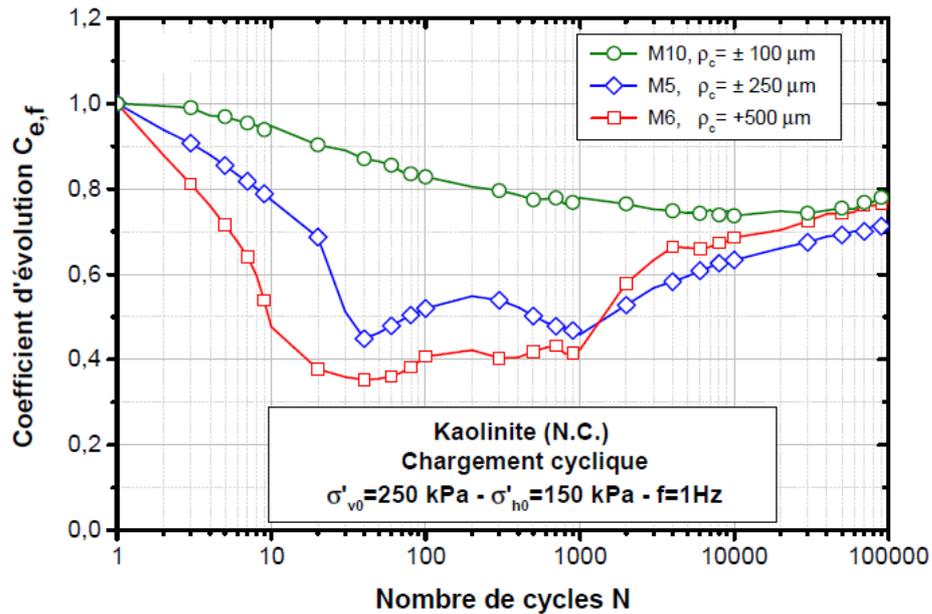


Figure 4.12: Influence de l'amplitude du déplacement cyclique sur les coefficients d'évolution du frottement latéral (Muhammed [3])

Le [34] a effectué des essais de chargement cyclique (non alternés) à déplacement contrôlé sur un matériau composé de soil-mixing (70 % de Millisil avec 30 % de kaolinite Speswhite). Trois amplitudes différentes ont été testées: 200 μm , 400 μm et 800 μm . On présente sur la Figure 4.13 la variation du coefficient d'évolution du frottement latéral pendant le chargement cyclique, pour les trois amplitudes étudiées. L'auteur observe que plus l'amplitude du déplacement cyclique est importante et plus le frottement latéral se dégrade.

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 la phase de renforcement a été expliquée par le fait que la contrainte verticale appliquée à la surface du massif de sol est constante 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 [34] et Muhammed [3] sont cohérentes et comparables, du point de vue qualitatif, avec celles observées dans les essais effectués dans le cadre de cette thèse.

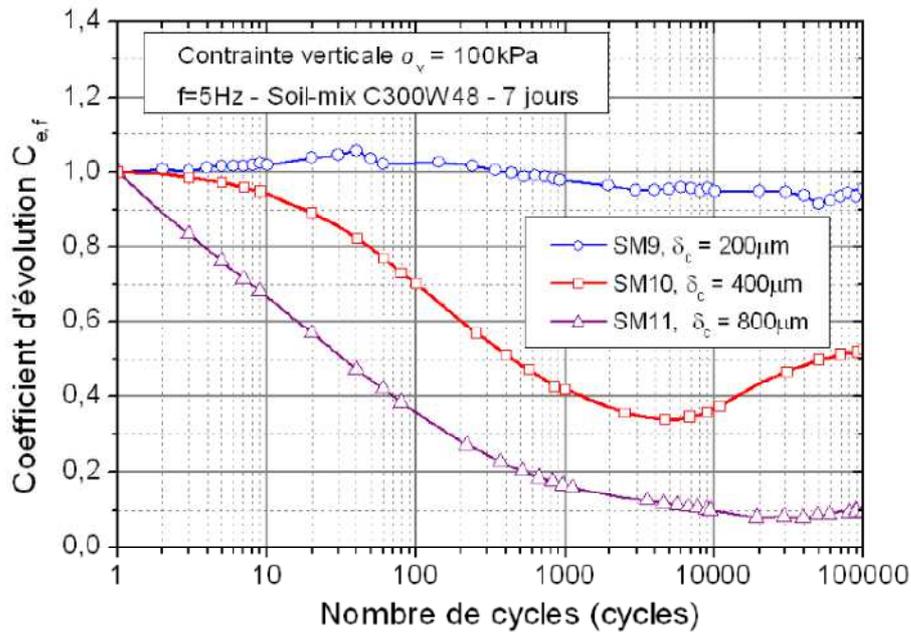


Figure 4.13: Effet de l'amplitude du chargement cyclique sur le coefficient d'évolution $C_{e,f}$ (Le, [34])

4.4 Conclusion

Dans ce chapitre, les résultats expérimentaux d'essais effectués sur le piézocône soumis à un chargement cyclique alterné poussé à un grand nombre de cycles (100 000 cycles) ont été présentés. Tout d'abord, les résultats d'un essai typique ont été exposés. Par la suite, les résultats d'une étude paramétrique menée pour l'étude de l'influence des paramètres significatifs du problème sont présentés. L'accent est mis sur l'influence de l'amplitude du déplacement cyclique ρ_c ($50\ \mu\text{m}$ et $25\ \mu\text{m}$) et le niveau de contraintes ($\sigma_{v0}'=125$ et $250\ \text{kPa}$).

Pour l'ensemble des essais cycliques réalisés, typiquement trois phases de comportement sont identifiées vis-à-vis de la résistance en pointe et le frottement latéral: une dégradation pendant les 200 premiers cycles, suivie d'une stabilisation jusqu'à 10 000 à 30 000 cycles, ensuite un renforcement vers le grand nombre de cycles (100 000 cycles). En termes de frottement latéral, la première phase de dégradation peut être expliquée par la génération progressive de la surpression interstitielle sous l'effet du chargement cyclique, ce qui conduit à la réduction de la contrainte normale appliquée sur le fût du piézocône et par conséquent la réduction de la contrainte de cisaillement. Par la suite, la surpression interstitielle commence à se dissiper dans la deuxième phase, ce qui conduit à une quasi-stabilisation de la résistance par frottement latéral. Durant la dernière phase (vers

le grand nombre de cycles), c'est le mécanisme de dissipation de la surpression interstitielle qui devient prépondérant par rapport à celui de la génération, ce qui conduit à un nouveau gain de résistance par frottement latéral. En termes de résistance en pointe, un comportement analogue à celui du frottement latéral est mobilisé.

A l'issue de l'étude paramétrique, certaines conclusions ont été tirées. Pour la même amplitude de chargement cyclique, l'amplitude de chacun des paramètres de résistance du piézocône (résistance en pointe et frottement latéral) est proportionnelle au niveau de contraintes, avec un rapport d'environ 2. De plus, la dégradation de ces paramètres est plus importante pour le faible niveau de contraintes. Par ailleurs, pour le même niveau de contraintes de consolidation, plus l'amplitude de déplacement cyclique est grande, plus la dégradation est importante, et plus la génération de surpression interstitielle est importante, ce qui représente le comportement non drainé d'une argile saturée.

Chapitre 5: Comportement post-cyclique de la
sonde piézocône

5.1 Introduction

Dans le chapitre précédent, le comportement du piézocône sous chargement cyclique à grand nombre de cycles a été étudié. Principalement, trois phases ont été identifiées: dégradation, stabilisation puis renforcement à grand nombre de cycles.

Le but de ce chapitre est d'étudier l'influence du chargement cyclique sur les paramètres de résistance initiaux du piézocône. Pour cela, deux chargements monotones finaux (post-cycliques) à déplacement contrôlé sont effectués, avec une vitesse de 300 μ m/min pour chacun. Le premier est lancé immédiatement après la fin de la séquence cyclique, tandis que le deuxième est déclenché 2 heures après la fin du premier. L'objectif du premier chargement est d'étudier l'effet de la séquence cyclique sur le comportement du piézocône, tandis que le deuxième permet de voir l'effet du temps (dissipation de la surpression interstitielle) sur le comportement post-cyclique du piézocône.

On présentera tout d'abord les résultats d'un essai typique, puis une étude paramétrique sera menée, dans laquelle l'effet du niveau de contraintes ainsi que l'amplitude du chargement cyclique seront analysés. Une comparaison est faite avec des travaux similaires réalisés sur l'argile et le sable.

5.2 Résultats d'essai typique

On analyse ci-après les résultats du massif M 04, pendant la phase de chargements monotones finaux. Le massif M 04 correspond à un état de contraintes définie par σ_{v0}' de 125 kPa et σ_{h0}' de 75 kPa. A titre de rappel, la phase de séquence cyclique a été effectuée avec une amplitude de déplacement cyclique de $\pm 50 \mu$ m et une fréquence de 1 Hz jusqu'à 100 000 cycles.

Les courbes donnant la variation de la résistance en pointe, du frottement latéral de l'effort en tête et de la surpression interstitielle durant ces chargements monotones finaux sont données par la Figure 5.1.

En termes de frottement latéral, durant le premier chargement final, une augmentation rapide est constatée pour atteindre une valeur maximale bien marquée (pic) de 24 kPa après un déplacement de la pointe de 0.2 mm, suivie d'une diminution progressive jusqu'à un déplacement de 1.3 mm pour atteindre une valeur de 18 kPa. Par la suite, cette valeur reste constante (palier) jusqu'à la

fin du chargement. Durant le deuxième chargement, une augmentation rapide est constatée, directement suivie d'un palier d'une valeur autour de 16 kPa, avec l'absence d'un pic.

Concernant l'évolution de la résistance en pointe durant le premier chargement monotone final, on constate initialement un comportement quasi-linéaire jusqu'à un déplacement de 0.1 mm, suivie d'une phase de non-linéarité jusqu'à un déplacement de 2.5 mm, après lequel un palier de résistance en pointe de 0.46 MPa est enregistré. Un comportement très similaire est constaté durant le deuxième chargement monotone final.

L'évolution de la surpression interstitielle, durant le premier chargement monotone final est caractérisée par une génération de la surpression interstitielle assez rapide jusqu'à 0.5 mm de déplacement de la pointe, correspondant à une valeur de 5 kPa. Par la suite, la génération de la surpression interstitielle continue à ce produire mais à faible taux pour atteindre une valeur de 8 kPa à la fin du premier chargement. Pratiquement la même allure est remarquée durant le deuxième chargement monotone final.

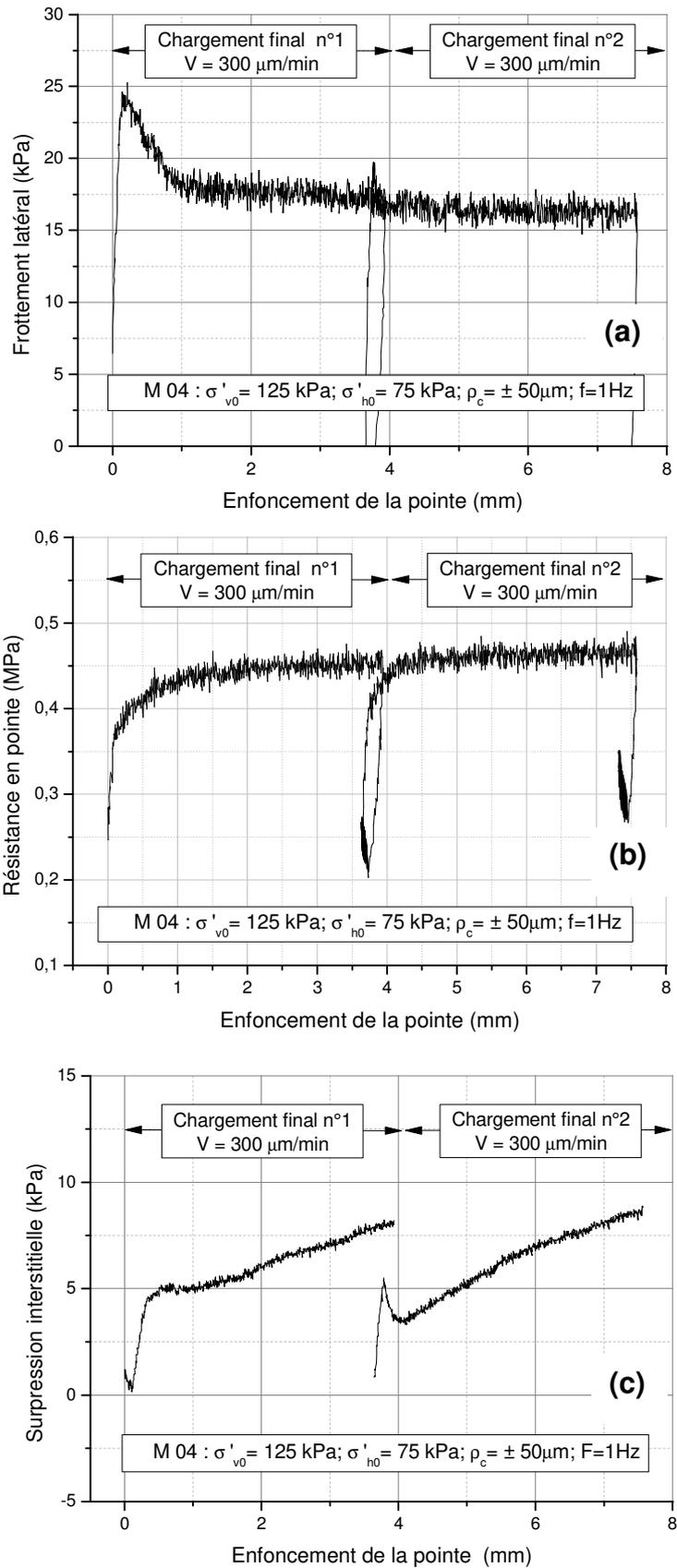


Figure 5.1: Résultats enregistrés durant la phase de chargements monotones finaux pour le massif M04: (a) résistance en pointe; (b) frottement latéral; (c) surpression interstitielle

En vue de comparer le comportement du piézocône avant et après la séquence cyclique, on présente sur la Figure 5.2 les courbes de frottement, de la résistance en pointe et de l'effort en tête mobilisés durant les chargements monotones initiaux et finaux. Les phases choisies correspondent au deuxième chargement monotone initial et au premier chargement monotone final. Ce choix a été fait vu que ces chargements sont réalisés à la même vitesse (300 $\mu\text{m}/\text{min}$).

En termes de frottement latéral, on constate pratiquement la même pente initiale durant la phase de comportement linéaire, ce qui permet de conclure que le chargement cyclique a un effet négligeable sur la rigidité à l'interface fût/sol. La différence majeure constatée est l'apparition du pic durant le chargement post-cyclique, qui représente une augmentation de l'ordre de 30% par rapport à la valeur du palier. Le pic de résistance pourra être expliqué par le changement de l'état de densité (consolidation) de l'interface suite au chargement cyclique.

Concernant la résistance en pointe, on remarque pratiquement la même pente initiale. De plus, la valeur enregistrée au niveau du palier est plus importante durant le chargement post-cyclique, avec un taux d'accroissement d'environ 24 %. Cela est du probablement à la consolidation du sol sous la pointe pendant la séquence cyclique.

On constate sur la courbe de chargement en tête un pic durant le chargement post-cyclique suivi d'un palier avec une valeur plus importante par rapport à celle enregistrée avant la séquence cyclique (augmentation de 10 %).

Cette augmentation de résistance après le chargement cyclique représente la somme de l'augmentation de résistance en pointe et celle du frottement latéral. On constate dans l'ensemble que le chargement cyclique a peu d'effet sur la rigidité en pointe du piézocône ou bien celle à l'interface fût/sol.

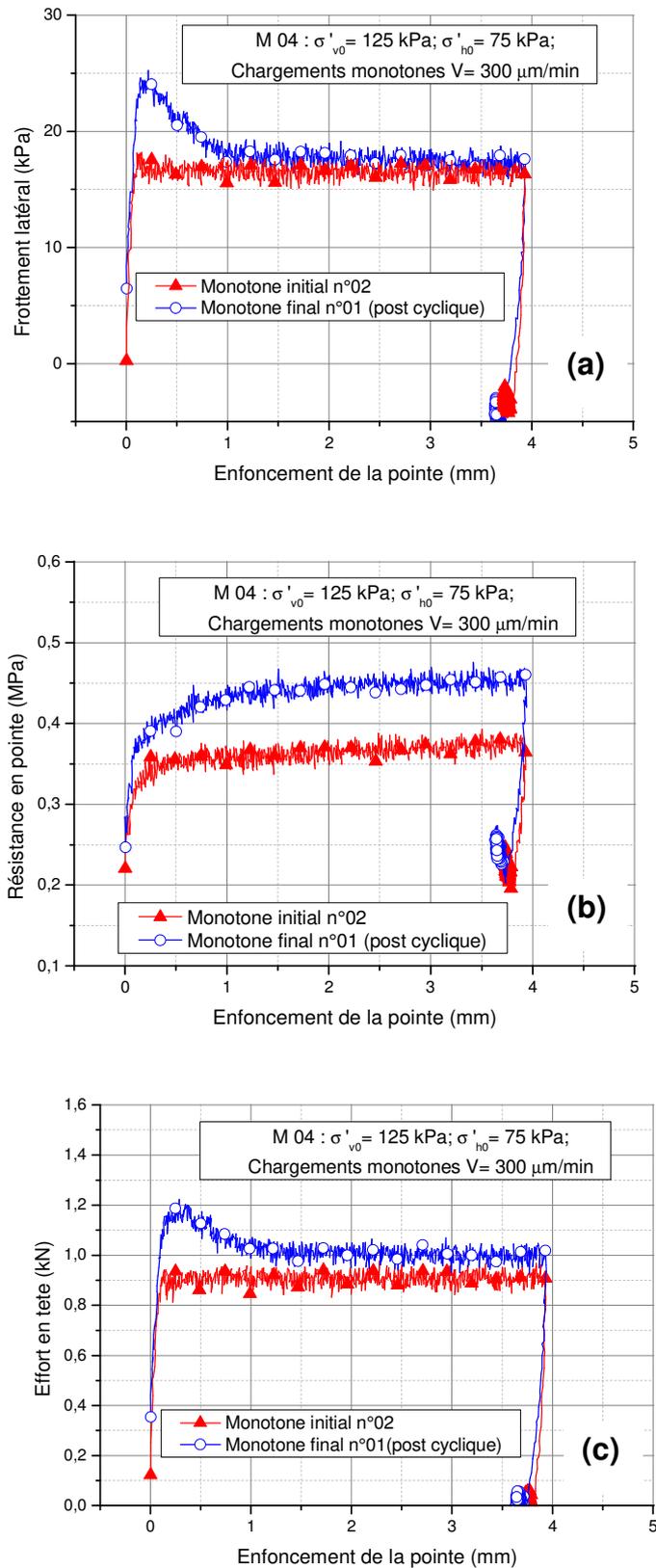


Figure 5.2: Comparaison entre chargement monotone final et initial (massif M04): (a) frottement latéral; (b) résistance en pointe; (c) effort en tête

5.3 Etude paramétrique

5.3.1 Effet du niveau de contrainte

Afin d'étudier l'influence du niveau de contraintes, deux contraintes verticales initiales ont été étudiées, correspondant aux massifs M02 ($\sigma_{v0}' = 250$ kPa) et M03 ($\sigma_{v0}' = 125$ kPa).

Les résultats des essais de chargements monotones, effectués après la séquence cyclique, sur les massifs M02 et M03, en termes de frottement latéral, résistance en pointe et surpression interstitielle sont donnés par la Figure 5.3.

En termes de frottement latéral, la valeur du pic est constatée pour les deux massifs, durant le premier chargement monotone post-cyclique. Cette valeur est plus importante pour la contrainte de consolidation la plus grande.

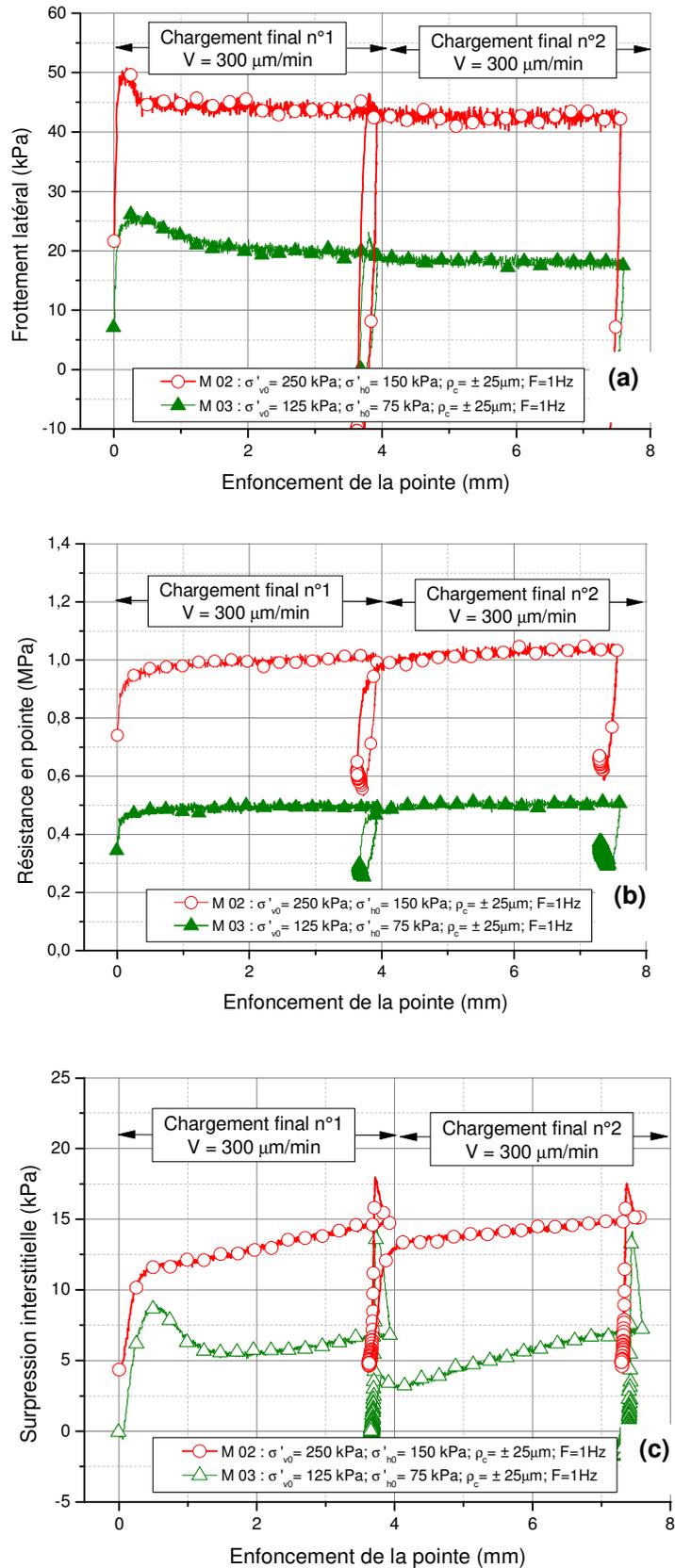


Figure 5.3: Effet du niveau de contraintes sur les chargements monotones finaux : (a) frottement latéral; (b) résistance en pointe; (c) surpression interstitielle

Durant les essais de chargements monotones post-cycliques effectués par Muhammed [3], l'auteur a trouvé qu'en termes de frottement latéral, la valeur maximale et la valeur limite du frottement ($f_{s,max}$ et $f_{s,lim.}$) augmentent avec le niveau de contraintes, tandis que le déplacement nécessaire pour mobiliser le frottement maximal diminue (Figure 5.4).

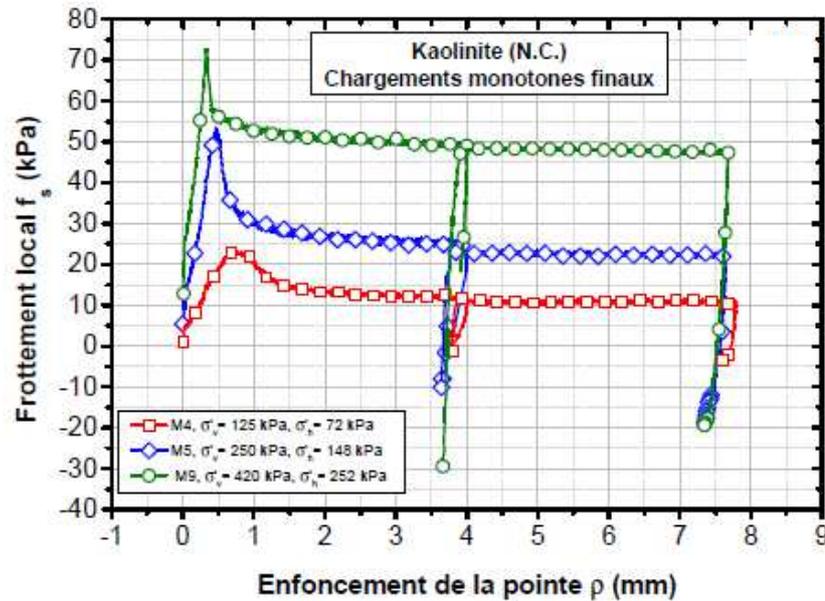


Figure 5.4: Influence du niveau de contraintes sur le frottement latéral durant les chargements monotones post-cycliques dans la Kaolinite (Muhammed, [3])

Tali [1] a étudié le comportement de sonde-pieu dans le sable de Fontainebleau en chambre d'étalonnage. Après la mise en place de la sonde par fonçage, des chargements monotones initiaux sont appliqués, suivie d'une séquence cyclique jusqu'à 100 000 cycles. Par la suite, des chargements monotones post-cycliques ont été réalisés.

Durant le chargement monotone final (post-cyclique), l'auteur a remarqué l'apparition d'un pic pour le faible niveau de consolidation suivi d'un radoucissement pour atteindre une valeur au palier comparable à celle mobilisée avant le chargement cyclique. D'autre part, pour les niveaux de contraintes moyens et élevé, l'auteur a constaté que le frottement mobilisé est nettement inférieur à la valeur mobilisée avant chargement cyclique (Figure 5.5).

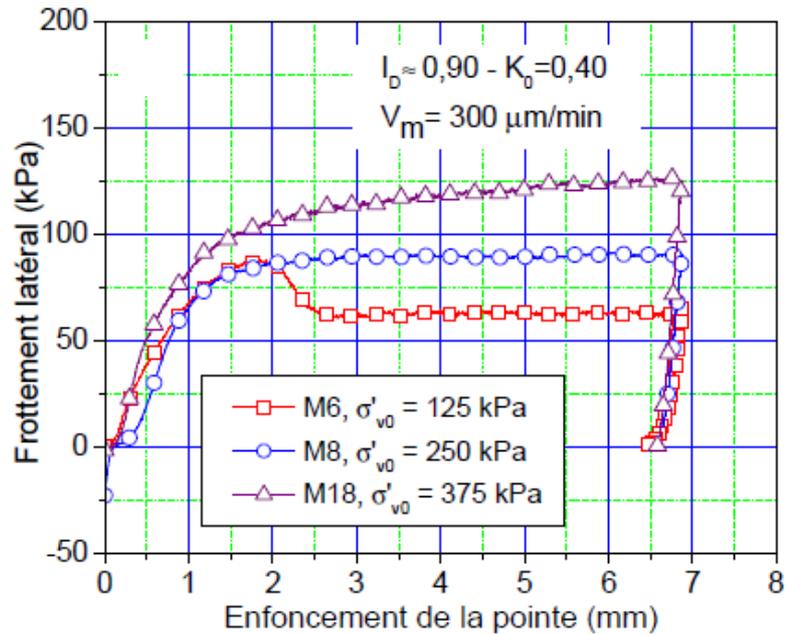


Figure 5.5: Influence du niveau de contraintes sur le frottement latéral durant les chargements monotones finaux dans le sable (Tali, [1])

5.3.2 Effet de l'amplitude du déplacement cyclique

En vue d'étudier l'influence de l'amplitude du chargement cyclique sur la réponse post-cyclique du piézocône, nous avons comparé deux massifs (M03 et M04), confinés au même niveau de contraintes ($\sigma'_{v0} = 125$ kPa et $\sigma'_{h0} = 75$ kPa). Ces deux massifs ont été soumis à un chargement cyclique avec deux valeurs différentes d'amplitude du déplacement ($\rho_c = \pm 25$ mm pour M03 et $\rho_c = \pm 50$ mm pour M04).

Les résultats des essais de chargements monotones finaux, effectués sur les massifs M03 et M04, en termes de frottement latéral, résistance en pointe et surpression interstitielle sont donnés par la Figure 5.6.

En termes de frottement latéral, la valeur du pic est constatée pour les deux massifs, durant le premier chargement monotone post-cyclique. Cette valeur est plus marquée pour l'amplitude de déplacement la plus grande. Pour les valeurs au palier, la différence n'est pas significative. Cela est probablement dû aux faibles valeurs choisies d'amplitudes de chargement.

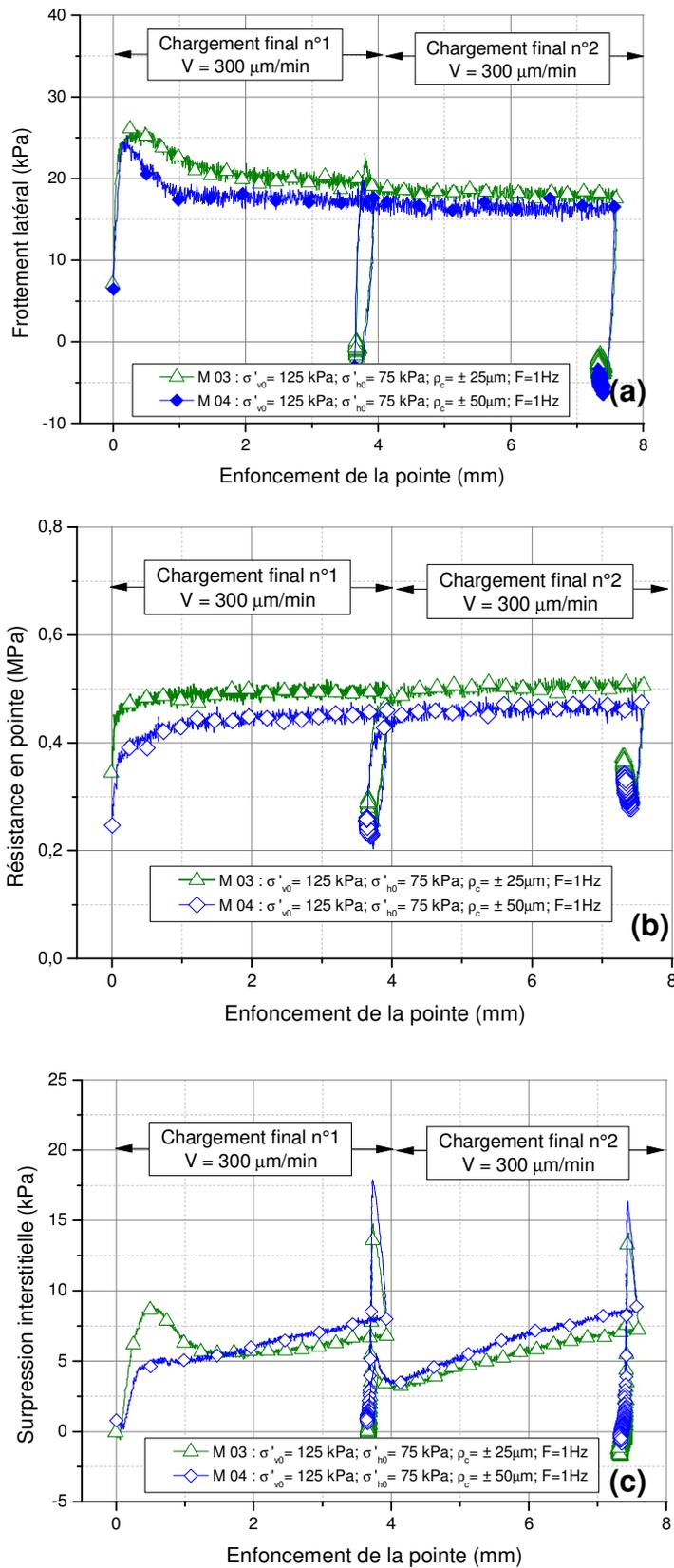


Figure 5.6: Effet de l'amplitude du chargement cyclique sur les chargements monotones finaux : (a) frottement latéral; (b) résistance en pointe; (c) surpression interstitielle

Sur les essais effectués par Muhammed [3], au niveau de la phase de chargements post-cycliques, le même pic de frottement latéral a été aussi trouvé. D'après les résultats présentés sur la Figure 5.7, il a été constaté que plus l'amplitude du déplacement cyclique est importante, plus le pic de frottement latéral pendant le chargement monotone final est important. L'auteur a aussi déduit que le déplacement nécessaire pour mobiliser la totalité du frottement latéral $f_{s,max}$ (déplacement correspondant au pic) croît également avec l'amplitude de déplacement cyclique.

De plus, il a été conclu que l'amplitude du déplacement cyclique permet d'obtenir une structure modifiée plus résistante présentant un pic significatif. Cette zone a été nommée "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.

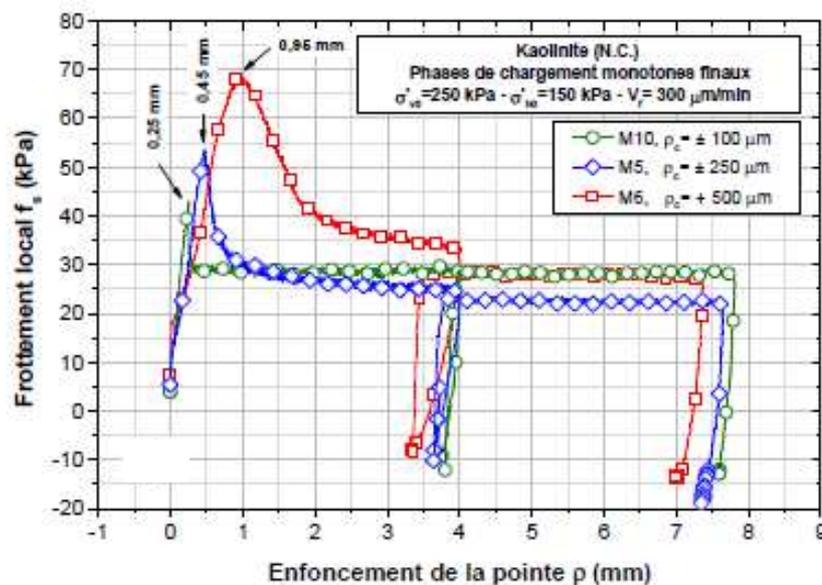


Figure 5.7: Influence de l'amplitude du déplacement cyclique sur le frottement latéral durant les chargements monotones finaux; (Muhammed, [3])

La Figure 5.8 présente l'effet de l'amplitude de chargement cyclique étudié par Tali [1]. L'auteur a constaté que, pour tous les essais, le déplacement correspondant au pic est plus important que celui observé lors du chargement monotone initial. En effet, la plus faible amplitude ($\pm 0,1$ mm) correspond au frottement (pic et limite) les plus faibles. Pour l'amplitude la plus élevée (± 2 mm),

le frottement mobilisé diminue, avec une valeur limite comparable à celle obtenue pour $\pm 0,25$ mm.

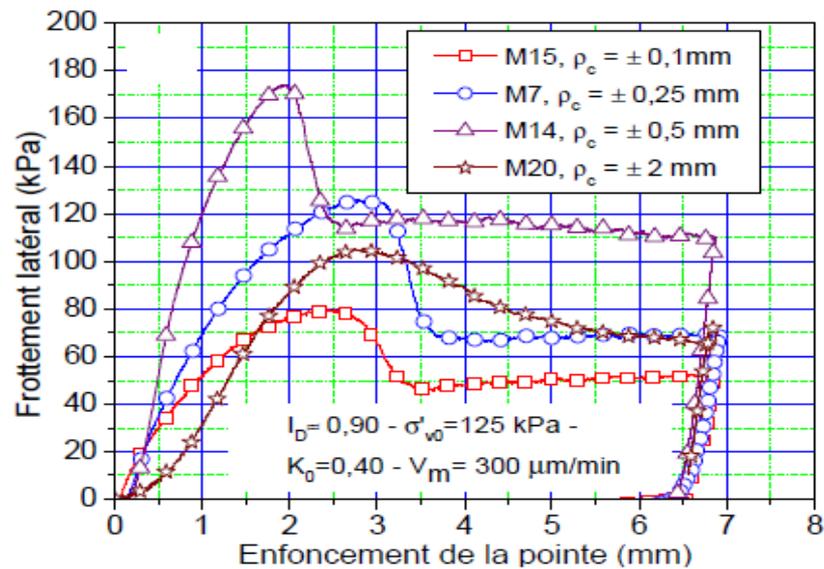


Figure 5.8: Influence de l'amplitude du déplacement sur frottement pendant le chargement monotone final (Tali, [1])

5.4 Conclusion

Ce chapitre comporte les résultats des essais de chargements monotones finaux (post-cycliques) du piézocône, réalisés après la phase de chargement cyclique. Le but étant d'étudier l'influence du chargement cyclique sur les paramètres initiaux de résistance du piézocône. Après présentation des résultats d'un essai typique, une étude paramétrique a été menée mettant en évidence l'effet du niveau de contraintes et de l'amplitude du chargement cyclique.

Pendant le premier chargement post-cyclique, un pic de résistance bien marqué est constaté au niveau du frottement latéral suivi par un palier. Le pic enregistré est expliqué par le changement de l'état de densité (consolidation) du sol au niveau de l'interface fût/sol suite au chargement cyclique. Néanmoins, ce pic n'est pas constaté durant le deuxième chargement post-cyclique. Par ailleurs, il a été constaté que la rigidité à l'interface et celle en pointe n'est pas affectée par le chargement cyclique.

L'étude paramétrique a montré que l'amplitude du pic de frottement latéral est plus importante pour la contrainte de consolidation la plus grande. D'autre part, plus l'amplitude du déplacement cyclique est importante, et plus le pic de frottement latéral pendant le chargement monotone post-cyclique est important.

Les résultats trouvés sont en bonne concordance avec des travaux similaires effectués sur des sondes-pieux et au piézocône en chambre d'étalonnage, que ce soit dans le sable (Tali, [1]) ou bien dans l'argile saturée (Muhammed, [3]).

CONCLUSION GENERALE ET PERSPECTIVES

L'objectif de cette thèse est l'étude du comportement d'un piézocône dans une argile saturée sous différentes conditions de contraintes et de chargement. La modélisation physique en chambre d'étalonnage a été utilisée, permettant de simuler l'essai au piézocône au sein d'une tranche de sol à une profondeur donnée. Un programme expérimental détaillé a été appliqué pendant lequel le piézocône a été soumis à des essais de chargements monotones et cycliques à déplacement contrôlé (essais CLT et CCLT). Le chargement cyclique a été poussé vers un grand nombre de cycles (100 000 cycles), ce qui présente un record mondial et un aspect original aux résultats obtenus au cours de ce travail. L'étude paramétrique menée a permis de mettre en évidence l'effet des paramètres clés sur le comportement du piézocône, tels que la contrainte de confinement et l'amplitude du déplacement cyclique.

Les phases de préparation et consolidation des massifs de sols fins au laboratoire étant assez longues, par conséquent le nombre d'essais réalisés était limité, ce qui a nécessité une optimisation quand au choix des paramètres à analyser lors de l'étude paramétrique.

L'analyse des courbes de variation de la résistance en pointe durant la phase de fonçage a permis de vérifier la bonne homogénéité des massifs de sol et valider la procédure d'installation du piézocône par fonçage. De plus, une bonne ressemblance des valeurs mesurés lors des essais de répétabilité a été enregistrée, ce qui a permis de conclure que la processus suivi de fabrication des massifs de sols fins saturés à l'aide du consolidomètre ainsi que le chargement du piézocône en chambre d'étalonnage permet d'avoir des résultats expérimentaux uniques et répétables,

Durant les chargements monotones, il a été constaté une influence de la vitesse de chargement sur le mécanisme de génération/dissipation de la surpression interstitielle. Par ailleurs, une proportionnalité claire a été identifiée entre les valeurs mesurées des différents paramètres étudiés et le niveau de contrainte de consolidation appliqué, avec un rapport de 2.25.

En ce qui concerne le chargement cyclique, les résultats trouvés montrent initialement une phase de dégradation significative du frottement latéral et de la

résistance en pointe, suivie d'une stabilisation ensuite une phase de renforcement vers le grand nombre de cycles. Cette nouvelle phase de renforcement représente un nouveau aspect dans le comportement cyclique des sondes instrumentés. La phase de dégradation a été attribuée à la génération de la surpression interstitielle conduisant à la réduction de la contrainte de cisaillement à l'interface sol/piézôcone. Par la suite, vers le grand nombre de cycles, le mécanisme de dissipation devient dominant par rapport à celui de la génération conduisant à un nouveau gain de résistance de cisaillement.

A propos des chargements post-cycliques, les résultats trouvés, particulièrement en termes de frottement latéral, montrent l'apparition d'un pic bien marqué, juste après la fin de la séquence cyclique, indiquant la modification de l'interface sol/piézocône sous l'effet du chargement cyclique. Cette modification au niveau de l'interface a été attribuée à un changement d'état de densité et une consolidation du sol à cet endroit. Il a été constaté que l'amplitude de ce pic est proportionnelle au niveau de contraintes appliqué. Néanmoins, vis-à-vis de l'amplitude cyclique, la tendance est le contraire.

En ce qui concerne la rigidité à l'interface sol/fût ou celle en pointe, il a été trouvé qu'elle est pratiquement la même avant et après le chargement cyclique.

L'étude paramétrique effectuée a permis de mettre en évidence l'effet de certains paramètres sur l'évolution de la résistance en pointe, du frottement latéral et la surpression interstitielle au cours du chargement. Durant les chargements monotones, une nette proportionnalité est constatée entre le niveau de contraintes appliqué et les paramètres de résistance mesurés. D'un autre côté, la dégradation des paramètres mesurés pendant le chargement cyclique est plus importante pour le faible niveau de contraintes. En termes de surpression interstitielle, plus l'amplitude de déplacement cyclique est grande, plus la génération de surpression interstitielle est importante.

Les travaux présentés dans ce mémoire représentent une contribution dans le domaine des études du comportement du piézocône dans les sols fins saturés sous chargement cyclique à grand nombre de cycles, et nécessitent un approfondissement par d'autres travaux de recherche.

En termes de perspectives de poursuite de ce travail, nous proposons les points suivants :

- Elargir le programme d'essais pour balayer une plus large gamme de niveaux de contraintes et d'amplitudes de chargement. Cela permettra de bien visualiser l'effet des différents paramètres et proposer des lois d'évolution;
- Entamer une modélisation numérique par la méthode des éléments finis des essais réalisés, en vue de mener une étude paramétrique de l'effet des différents paramètres;
- Développer des lois d'évolution de résistance en pointe et de frottement latéral afin de les intégrer dans les méthodes de calcul des pieux sous sollicitations cycliques axiales.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] B. Tali (2011). Comportement de l'interface sol-structure sous sollicitations cycliques. Application au calcul des fondations profondes. Thèse de doctorat. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- [2] H. Bekki (2013). Évolution de la capacité portante des pieux isolés dans le sable sous chargement cyclique vertical à grand nombre de cycles - Modélisation physique en chambre d'étalonnage. Thèse de doctorat. Université de Blida Saad Dahlab (Algérie).
- [3] R.D. Muhammed (2015) 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. Thèse de doctorat. Pierre and Marie Curie University of Paris.
- [4] Calibration Chamber Testing (1991). Proceedings of the First International Symposium on Calibration Chamber Testing/ISOCCTI, Potsdam, New York / 28-29 June 1991.
- [5] J-C. Dupla (1995). Application de la sollicitation d'expansion de cavité cylindrique à l'évaluation des caractéristiques de liquéfaction d'un sable. Thèse de doctorat. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, pp. 321-376.
- [6] L. Balachowski, (1995). Différents aspects de la modélisation physique du comportement des pieux : chambre d'étalonnage et centrifugeuse. Thèse de doctorat. Institut national polytechnique de Grenoble (INPG),.
- [7] S.-F. Chan,. and T.H. Hanna, (1980), "Repeated Loading on Single Piles in Sand," J. Geotech. Engrg. Div., Vol. 106, No. 2, pp.171-188.
- [8] A. Le Kouby (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.
- [9] A. Le Kouby, J. Canou, J.-C. Dupla, (2004). Behaviour of model piles subjected to cyclic loading, in: Proc. Int. Conf. on Cyclic Behaviour of Soils and Liquefaction Phenomena, Bochum, Germany. pp. 159–166.
- [10] C. Y. Lee and H.G. Poulos (1990). Experimental investigations of axial capacity of model grouted piles in marine calcareous sediments. Research report N° R618, University of Sydney.

- [11] H. Bekki, J. Canou, B. Tali, J-C. Dupla, A. Bouafia (2013). Evolution of local friction along a model pile shaft in a calibration chamber for a large number of loading cycles. *Comptes-Rendus Mécanique*, 341, N°6 499-507. <https://doi.org/10.1016/j.crme.2012.11.012>
- [12] M.S.S. Almeida, and R.H.G. Parry (1985). Small cone penetrometer tests and piezocone tests in laboratory consolidated clays. *Geotechnical Testing Journal*, GTJODJ, Vol. 8, N°. 1, , pp. 14-24. <https://doi.org/10.1520/GTJ10852J>
- [13] A. B. Huang, R. D. Holtz, & J. L. Chameau, (1988). A calibration chamber for cohesive soils. *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 11, N°01. 30-35.
- [14] W. F. Anderson, I. C. Pyrah, & S. J. Fryer, (1991). A clay calibration chamber for testing field devices. *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 14, N°04.
- [15] D. Kim (2004), "Effect of Penetration Rate and Filter Location on Piezocone Test Results," *KSCE Journal of Civil Engineering*, Vol. 8, No. 3, pp. 273-279. NF P 94-119.
- [16] K. K. Kim and R. Salgado (2006). Interpretation of cone penetration tests in cohesive soils. Joint Transportation Research Project, FHWA/IN/JTRP-2006/22, SPR-2632. Purdue University West Lafayette, Indiana.
- [17] D. Kim and M.T. Tumay (2007). Miniature Piezocone Penetration Test Results in Cohesive Soils. *Jordan Journal of Civil Engineering*, Vol.1 No.1, pp. 8-28.
- [18] NF P 94-119 (1995). Sols: Reconnaissance et essais. Essai au piézocone.
- [19] T. Lunne, P. K. Robertson and J. J. M. Powell (1997). Cone penetration testing in geotechnical practice. Blackie Academic and Professional. 312 pages.
- [20] J.C. Faugeras, (1979). L'essai de compressibilité des sols au pénétromètre statique et son interprétation sur modèle analogique. Thèse de Doctorat de l'université Paul Sabatier de Toulouse.
- [21] J.C. Faugeras, G. Fortuna, R.Gourvès, (1983). Mesure de la compressibilité des sols à l'aide du pénétromètre statique. Symposium International, Essais en place, Vol. 2, Paris, pp. 269-274.
- [22] S. Zhou, (1997). Caractérisation des sols de surfaces à l'aide du pénétromètre dynamique léger à énergie variable type PANDA. Thèse de doctorat : Université Blaise Pascal Clermont-Ferrand II, 179 p.
- [23] H. Arbaoui, (2003). Mesure de la déformabilité des sols en place avec un pénétromètre. Thèse de doctorat. Université Blaise Pascal Clermont Ferrand, 204 pages.

- [24] H. Arbaoui, R. Gourvès, Ph. Bressolette, L. Bodé, (2006). Mesure de la déformabilité des sols in situ à l'aide d'un essai de chargement statique d'une pointe pénétrométrique, *Can. Geotech. J.* 43 (4) 355-369.
- [25] A. Hassan (2010). Caractérisation améliorée des sols par l'essai de chargement de pointe au piézocône. Application au calcul des fondations profondes. Université Blaise Pascal Clermont Ferrand II, 302 pages.
- [26] NF EN ISO 22476-1 (2006). Reconnaissance et essais géotechniques - Essais en place - Partie 1: Essais électriques de pénétration au cône électrique et au piézocone, 41 pages.
- [27] R. Francis (1997). Etude du comportement mécanique de micropieux modèles en chambre d'étalonnage. Application aux effets de groupe. Thèse de doctorat. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- [28] De Gennaro, V. (1999). Etude du comportement des interfaces sol-structure. Application à l'analyse du comportement des pieux. Thèse de doctorat. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- [29] T. Le Thiet, (2005). Etude du processus de vibrofonçage d'inclusions cylindriques en chambre d'étalonnage . Application aux pieux. Thèse de doctorat. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- [30] S. Feia, (2015). Etude de l'Injection d'Eau de Production sur la Perméabilité des Réservoirs Pétroliers on Cimentés. Thèse de doctorat, Université Paris-Est.
- [31] S. Feia, J.C. Dupla, J. Canou, S. Ghabezloo, J. Sulem, B. Chabot, E. Aubry, and M. Mainguy, (2017). An experimental setup with radial injection for investigation of transport and deposition of suspended particles in porous media. *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 40, No. 6, pp. 1115-1124, <https://doi.org/10.1520/GTJ20160032>. ISSN 0149-6115
- [32] R.D. Muhammed, J. Canou, J.C. Dupla and A. Tabbagh (2018). Laboratory study of local clay-pile friction evolution for large numbers of cycles. In: Tran-Nguyen HH., Wong H., Ragueneau F., Ha-Minh C. (eds) *Proceedings of the 4th Congrès International de Géotechnique - Ouvrages -Structures. CIGOS 2017. Lecture Notes in Civil Engineering*, vol 8. Springer, Singapore. https://doi.org/10.1007/978-981-10-6713-6_74.
- [33] R.D. Muhammed, J. Canou, J.C. Dupla and H. Delmi (2016). Etude en chambre d'étalonnage du frottement sol-pieu dans une argile saturée sous grand nombre de cycles. *JNGG 2016*.
- [34] V. C. Le, (2014). Etude sur modèle physique du renforcement des sols par colonnes en "Soil-Mix", application aux plates-formes ferroviaires. Thèse de doctorat, Université Paris-Est.

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1: Vue d'ensemble de la chambre d'étalonnage du CERMES (ENPC, Paris), France	8
Figure 1.2: Conditions aux limites applicables en chambre d'étalonnage (Balachowski [6])	9
Figure 1.3: Déplacements cumulés en fonction du nombre de cycles : (a) essais en compression ; (b) essais en traction (Chan et Hanna [7])	10
Figure 1.4: Déplacements cumulés en fonction du nombre de cycles pour un chargement alterné (Chan et Hanna [7])	11
Figure 1.5: Déplacements cumulés en fonction du nombre de cycles: (a) compression ; (b) traction (Le Kouby [8])	11
Figure 1.6: Effet du déplacement cyclique sur la dégradation du frottement latéral (Lee et Poulos [10])	12
Figure 1.7: Réponse en termes de frottement latéral en fonction du nombre de cycles (Bekki et al. [11])	13
Figure 1.8: Effet de la vitesse de pénétration sur la résistance en pointe (Almeida and Parry, [12])	14
Figure 1.9: Schéma de la chambre d'étalonnage utilisé par Kim and Tumay [17]	16
Figure 1.10: Effet de la vitesse de fonçage sur la résistance en pointe et sur la surpression interstitielle (Kim, [15])	17
Figure 1.11: Schéma de l'extrémité de la pointe utilisée dans l'essai CPTu [18] ..	20
Figure 1.12: Exemple de feuille d'essai de dissipation de la pression interstitielle au piézocône	21
Figure 1.13: Classification du sol selon son comportement à partir des résultats de l'essai CPTu (Robertson et al., [19])	22
Figure 1.14: Classification du sol selon son comportement à partir des résultats normalisés des essais CPT/CPTU (Robertson et al., [19])	23
Figure 1.16: Solution théorique de N_{kt} (Tech, 1987, d'après [19])	24
Figure 1.16: a) Facteur de cône N_{kt} vs B_q , b) Facteur de cône N_{ke} vs B_q (Karlsrud et al. 1996, d'après [19])	24
Figure 1.17: Facteur de cône $N_{\Delta u}$ vs B_q , (Karlsrud et al. 1996, d'après [19])	25
Figure 1.18: Estimation de la perméabilité horizontale à partir de t_{50} du piézocône de 10 cm^2 (Robertson et al. [19])	25
Figure 1.19: Essai de chargement statique au Panda : Appareillage (Zhou, [22])	27
Figure 1.20: Courbes expérimentales types obtenues par Zhou [22]	27

Figure 1.21: Amélioration de l'appareillage d'essai de déformabilité (Arbaoui, [23])	28
Figure 1.22: Cuve à sable utilisée pour les essais réalisés par Arbaoui [24].....	28
Figure 1.23: Courbes déformabilité obtenues- couche supérieure de sable dense (Hassan, [25])	29
Figure 1.24: Courbes déformabilité obtenues- couche inférieure de sable lâche (Hassan, [25])	29
Figure 1.25: Principe de l'essai de chargement de pointe (Hassan, [25])	30
Figure 1.26: Programme de chargement de l'essai de chargement de pointe (Hassan, [25])	31
Figure 1.27: Résultats de l'essai CLT: a) Courbe de mobilisation de frottement b) Détermination des modules E_{CLT} et de la charge limite q_{CLT} (Hassan, [25])	32
Figure 1.28: Essai de chargement cyclique alterné à déplacement contrôlé sur piézocône : (a) résistance en pointe ; (b) mobilisation du frottement latéral (Muhammed, [3])	33
Figure 2.1: Schéma fonctionnel de la chambre d'étalonnage du CERMES (Le Kouby, [8])	38
Figure 2.2: Principe de modélisation physique d'une sonde-pieu en chambre d'étalonnage (Le Thiet, [29]).....	39
Figure 2.3: Schéma général de la chambre d'étalonnage (Tali, [1]).....	40
Figure 2.4: Dispositif de mise en place et de chargement du piézocône	42
Figure 2.5: Vue générale du consolidomètre.....	44
Figure 2.6: Schéma 3D du consolidomètre (Muhammed, [3])	44
Figure 2.7: Courbe granulométrique de la kaolinite Speshwhite (Muhammed, [3])	46
Figure 2.8: a) Photo générale du piézocône utilisé b) Schéma de principe.....	49
Figure 2.9: Principales étapes de préparation de la boue: a) Mise en place de la quantité d'eau nécessaire b) Sacs de kaolinite Speshwhite c) Malaxage du mélange eau+kaolinite d) Protection de la boue par un film plastique	50
Figure 2.10: (a) Mise en place du plastique poreux (b) Assemblage des deux demi coquilles du moule (c) Insertion du disque de plastique poreux sur l'embase inférieure ainsi que les bandes de papier filtre (d) Mouillage du papier filtre (e) Malaxage de la boue (f) Fin de la mise en place de la boue dans le consolidometre	51
Figure 2.11: (a) Mise en place des du vérin de chargement et des tiges (b) Mise en marche des capteurs et lancement de la consolidation	52

Figure 2.12: (a) Démontage du vérin de chargement (b) Mise en place du moule au dessus du piston de la chambre d'étalonnage (c) Enlèvement progressif du moule de consolidation (d) Mise en place de la membrane sur le massif (e) Enlèvement du disque de plastique poreux (f) Pressurisation du massif au niveau de la chambre d'étalonnage	53
Figure 2.13: (a) Vérification de la verticalité du piézocône, puis lancement du fonçage (b) Acquisition des données lors du fonçage (c) Assemblage du dispositif d'accrochage du piézocône sur le vérin de chargement (d) Acquisition des données lors du chargement.....	54
Figure 2.14: (a) Arrachement du piézocône à l'aide du pont roulant (b) Prise de mesures après démontage complet du massif (c) Prise d'échantillons sur le massif découpé (d) Essai au pénétromètre de poche	56
Figure 3.1: Profil de la résistance en pointe durant la phase d'installation du piézocône pour le massif M 04	60
Figure 3.2: Profil du frottement latéral durant la phase d'installation du piézocône pour le massif M 04	61
Figure 3.3: Profil de surpression interstitielle durant la phase d'installation du piézocône pour le massif M 04	62
Figure 3.4: Répétabilité des essais lors du fonçage : (a) frottement latéral; (b) résistance en pointe; (c) surpression interstitielle.....	63
Figure 3.5: Profil de la résistance en pointe durant la phase de chargements monotones initiaux du piézocône pour le massif M 04.....	65
Figure 3.6: Profil du frottement latéral durant la phase de chargements monotones initiaux du piézocône pour le massif M 04.....	66
Figure 3.7: Profil de surpression interstitielle durant la phase de chargements monotones initiaux du piézocône pour le massif M 04.....	67
Figure 3.8: Profil de l'effort en tête durant la phase de chargements monotones initiaux du piézocône pour le massif M 04.....	67
Figure 3.9: Répétabilité des essais pendant la phase de chargements monotones initiaux : (a) frottement latéral; (b) résistance en pointe; (c) surpression interstitielle.....	68
Figure 3.10: Effet du niveau de contraintes sur les chargements monotones initiaux: a) frottement latéral; (b) résistance en pointe; (c) surpression interstitielle.....	70
Figure 4.1: Déplacement en tête du piézocône lors de la séquence cyclique: (a) signal imposé; (b) signal mesuré.....	74

Figure 4.2: Réponse du piézocône sous l'effet du chargement cyclique pour le massif M 04: (a) résistance en pointe; (b) frottement latéral; (c) surpression interstitielle	76
Figure 4.3: Variation du coefficient d'évolution correspondant au frottement latéral, résistance en pointe et effort en tête - Massif M04.....	78
Figure 4.4: Présentation de quelques cycles sélectionnés de la variation du frottement latéral pendant le chargement cyclique - Massif M 04.....	79
Figure 4.5: Schéma d'un cycle du frottement latéral et définition de la raideur sécante B.....	80
Figure 4.6: Variation de la raideur sécante du frottement latéral (B) pendant la séquence cyclique pour le massif M 04	80
Figure 4.7: Effet du niveau de contraintes sur la réponse cyclique: a) frottement latéral; (b) résistance en pointe; (c) surpression interstitielle	82
Figure 4.8: Influence de la contrainte de consolidation sur le facteur d'évolution: a) frottement latéral; (b); résistance en pointe (c) effort en tête	84
Figure 4.9: Influence de la contrainte de consolidation des massifs sur les coefficients d'évolution (Muhammed, [3]).....	85
Figure 4.10: Effet de l'amplitude du chargement sur la réponse cyclique: a) frottement latéral; (b) résistance en pointe; (c) surpression interstitielle	87
Figure 4.11: Influence de l'amplitude du chargement cyclique sur le facteur d'évolution: a) frottement latéral; (b); résistance en pointe (c) effort en tête	88
Figure 4.12: Influence de l'amplitude du déplacement cyclique sur les coefficients d'évolution du frottement latéral (Muhammed [3])	90
Figure 4.13: Effet de l'amplitude du chargement cyclique sur le coefficient d'évolution $C_{e,f}$ (Le, [34]).....	91
Figure 5.1: Résultats enregistrés durant la phase de chargements monotones finaux pour le massif M04: (a) résistance en pointe; (b) frottement latéral; (c) surpression interstitielle	96
Figure 5.2: Comparaison entre chargement monotone final et initial (massif M04): (a) frottement latéral; (b) résistance en pointe; (c) effort en tête	98
Figure 5.3: Effet du niveau de contraintes sur les chargements monotones finaux : (a) frottement latéral; (b) résistance en pointe; (c) surpression interstitielle.....	100
Figure 5.4: Influence du niveau de contraintes sur le frottement latéral durant les chargements monotones post-cycliques dans la Kaolinite (Muhammed, [3]).....	101
Figure 5.5: Influence du niveau de contraintes sur le frottement latéral durant les chargements monotones finaux dans le sable (Tali, [1])	102

Figure 5.6: Effet de l'amplitude du chargement cyclique sur les chargements monotones finaux : (a) frottement latéral; (b) résistance en pointe; (c) surpression interstitielle 103

Figure 5.7: Influence de l'amplitude du déplacement cyclique sur le frottement latéral durant les chargements monotones finaux; (Muhammed, [3]) 104

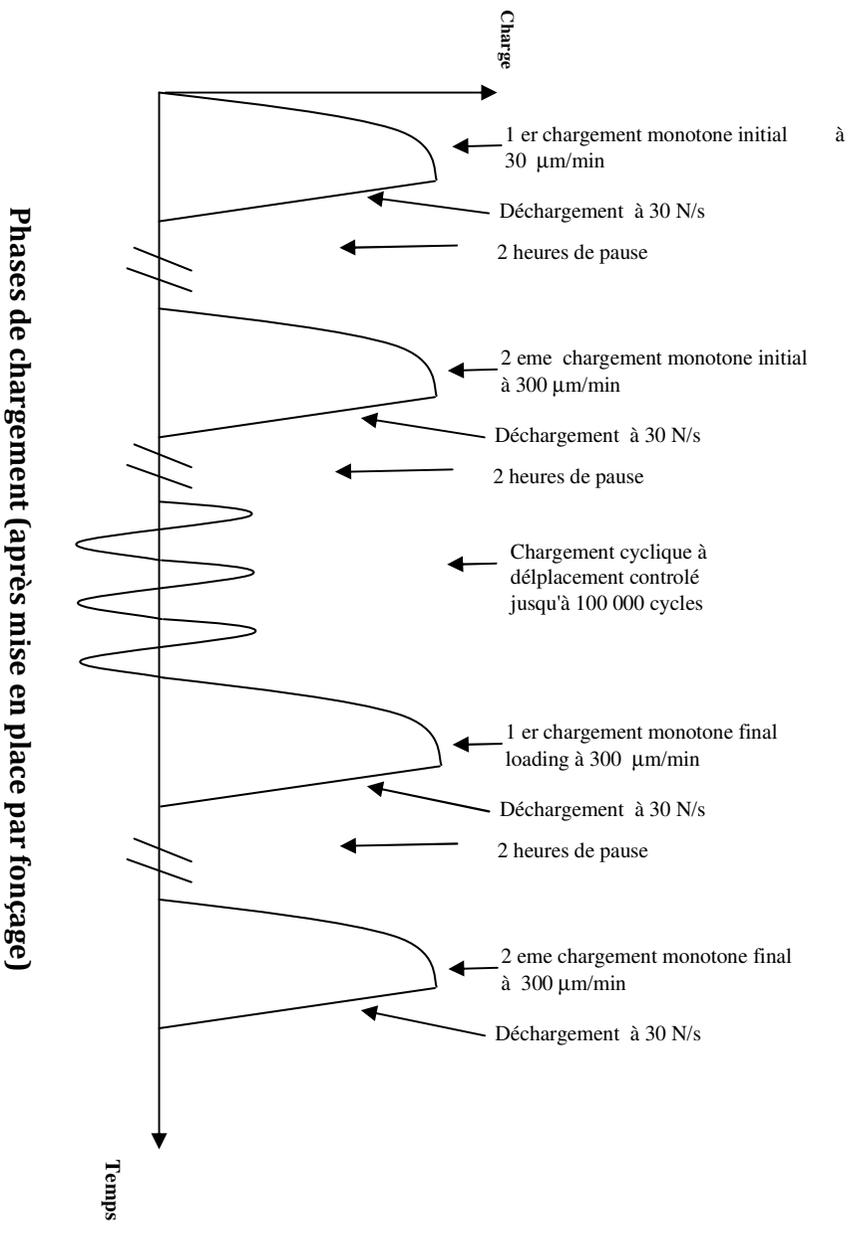
Figure 5.8: Influence de l'amplitude du déplacement sur frottement pendant le chargement monotone final (Tali, [1]) 105

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1:Caractéristiques de la kaolinite Speswhite (Muhammed, [3]).....	46
Tableau 3.1: Programme expérimental réalisé	59

ANNEXE A

FICHES TECHNIQUES DES ESSAIS SUR PIEZOCÔNE EN CHAMBRE D'ETALONNAGE



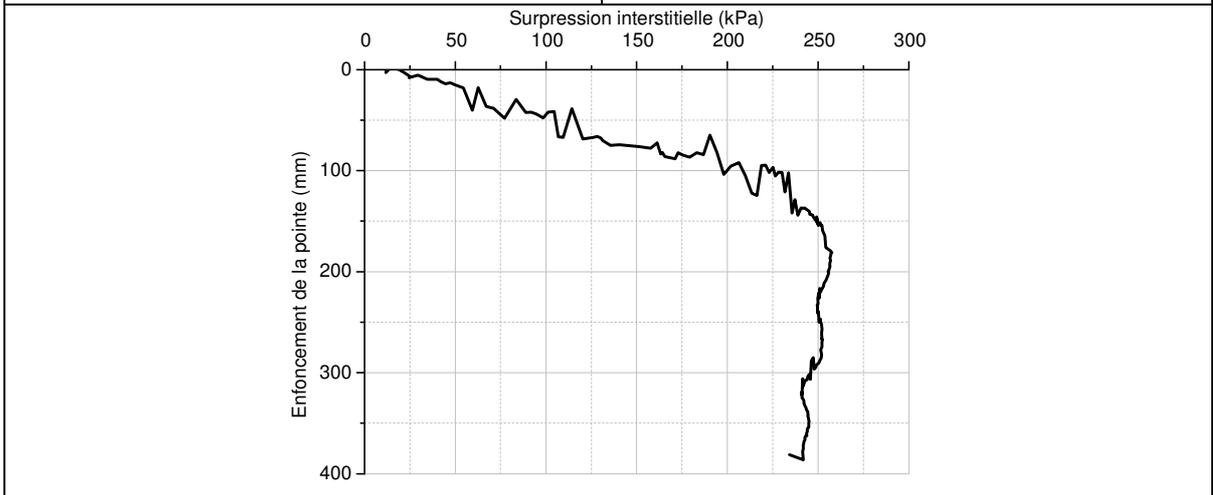
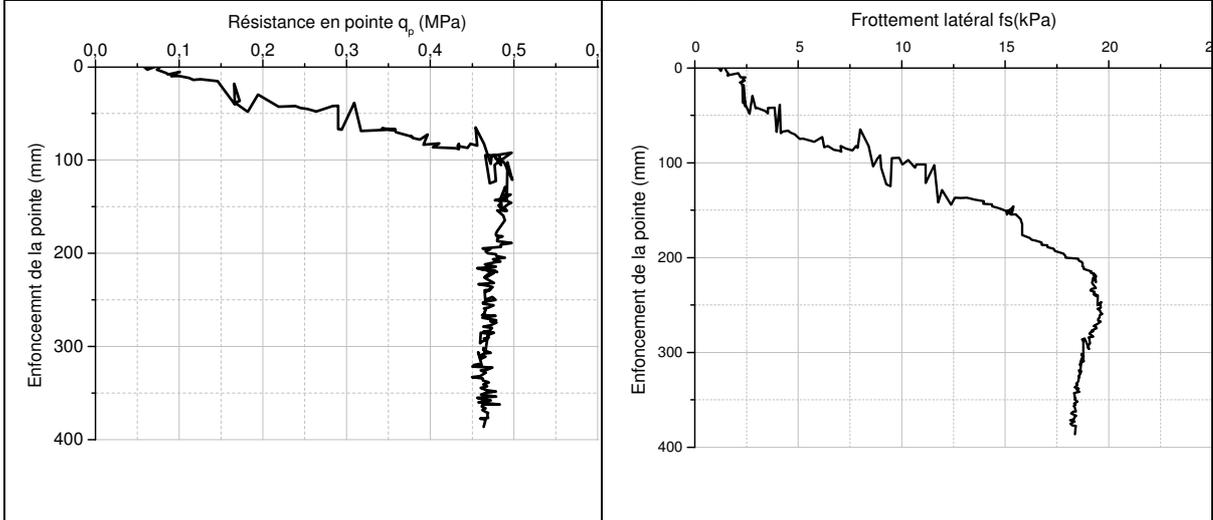
Phases de chargement (après mise en place par fonçage)

ANNEXE A

ID Massif	$\sigma_{h0'}$ (kPa)	$\sigma_{v0'}$ (kPa)	$K_0 = \sigma_h / \sigma_v$	OCR	Ic (%)	C_u (kPa)
M 01	150	250	0,60	1	43	62

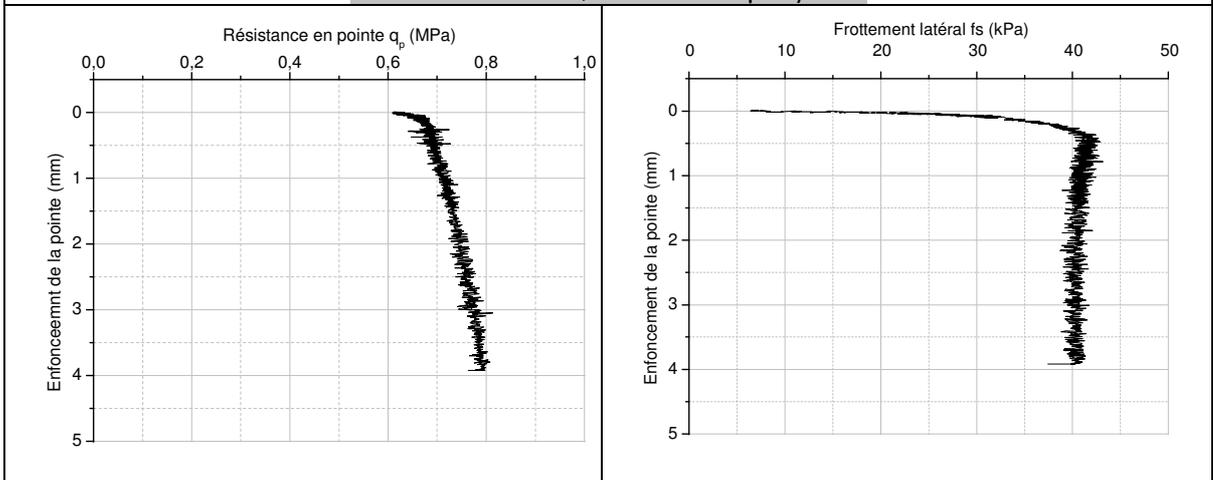
PHASE DE FONÇAGE

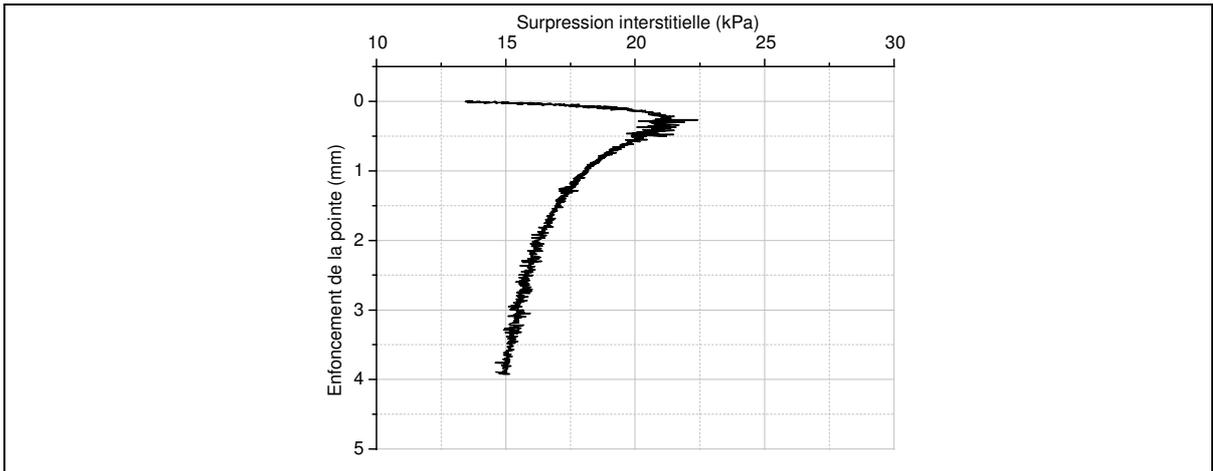
Vitesse = 1mm/s



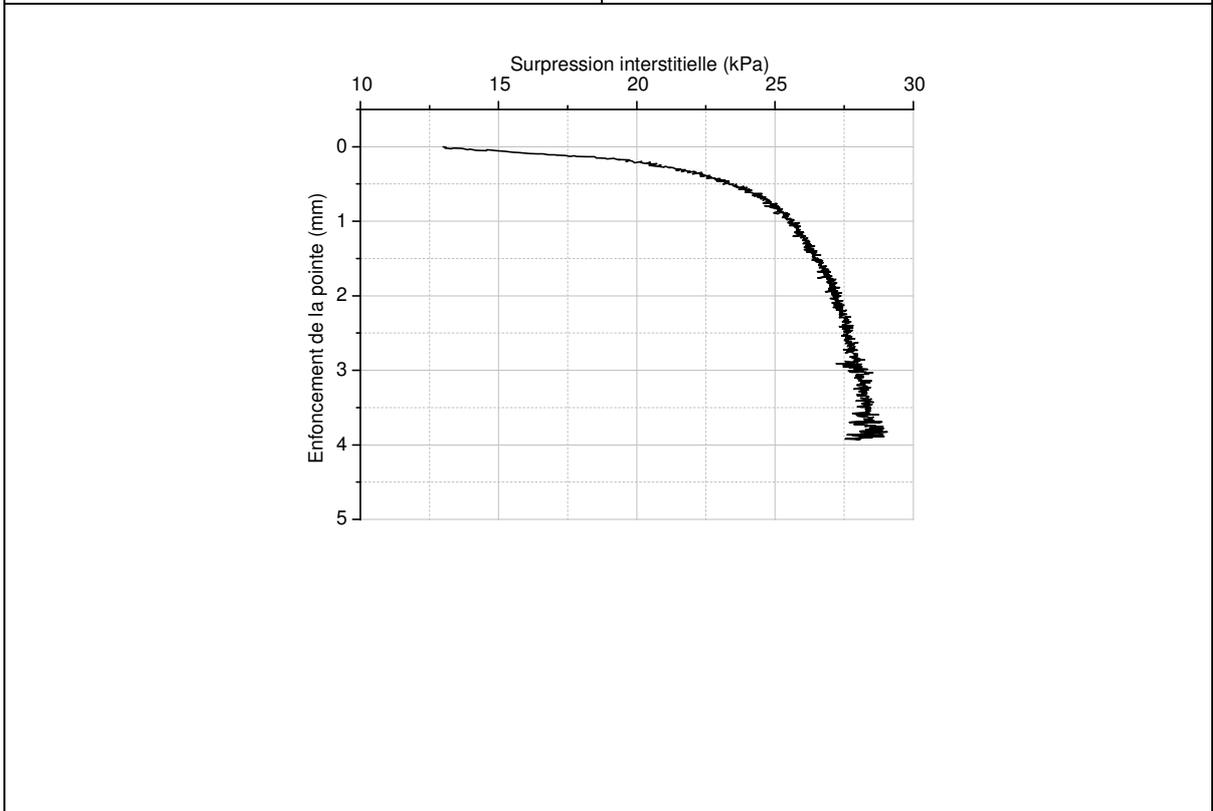
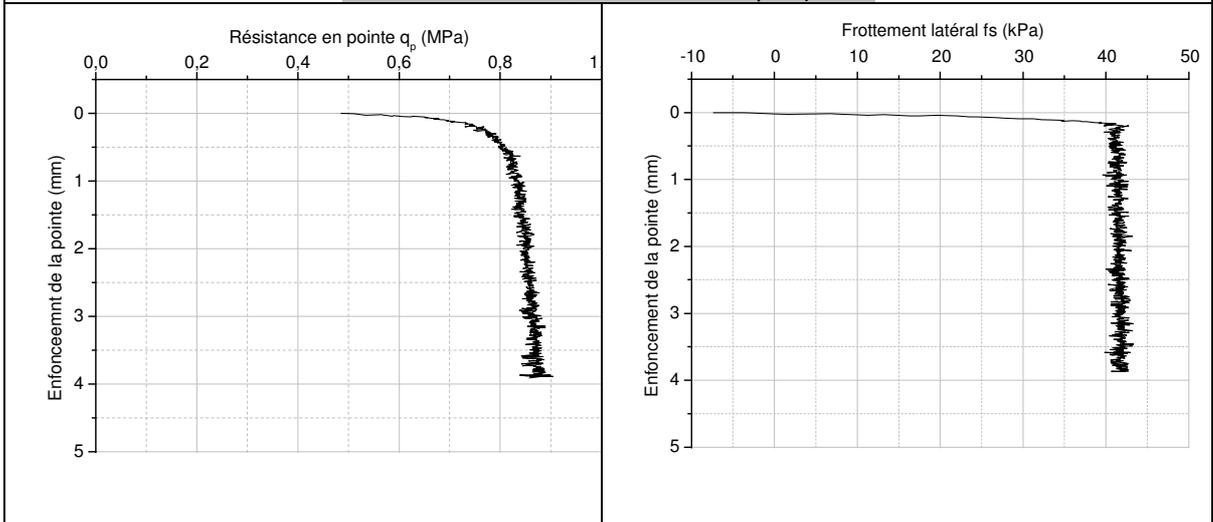
PHASE DE CHARGEMENTS MONOTONES INITIAUX

Monotone initial 1; Vitesse = 30 μ m / min



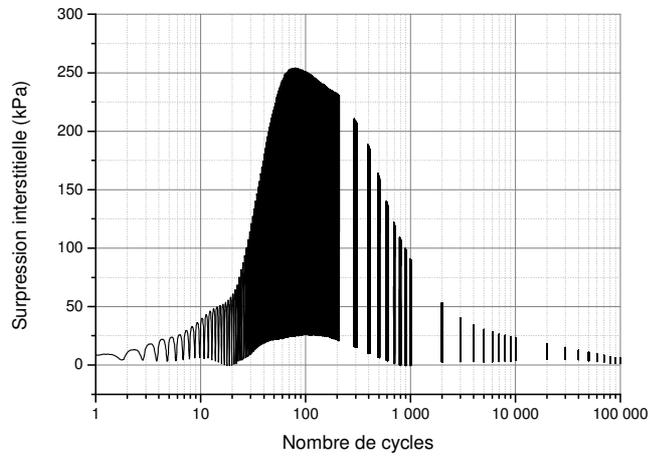
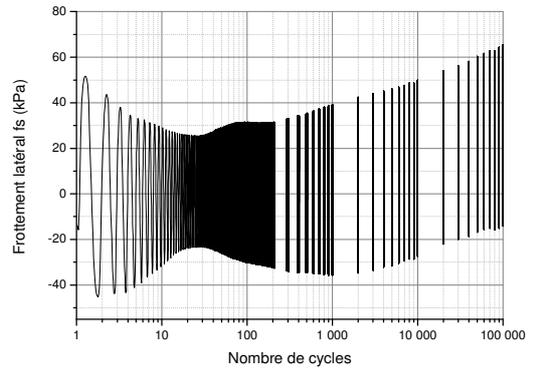
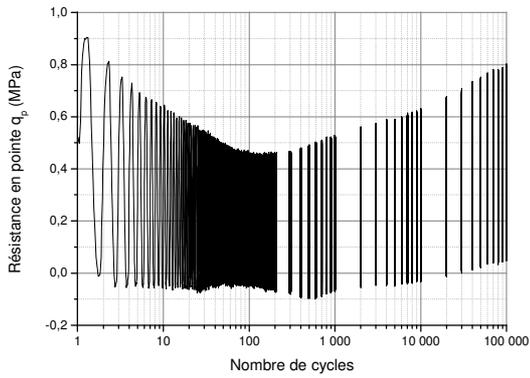


Monotone initial 2; Vitesse = 300 μ m / min



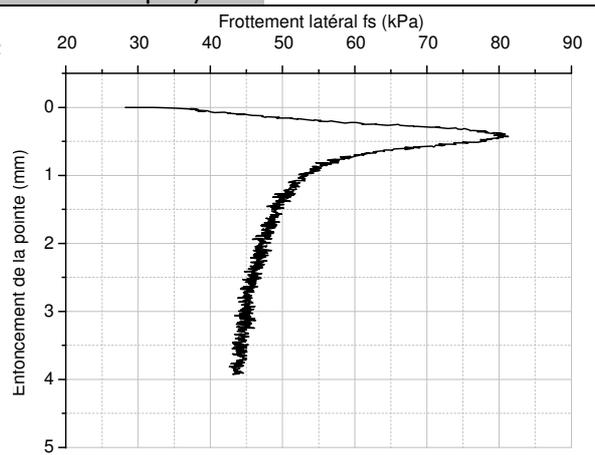
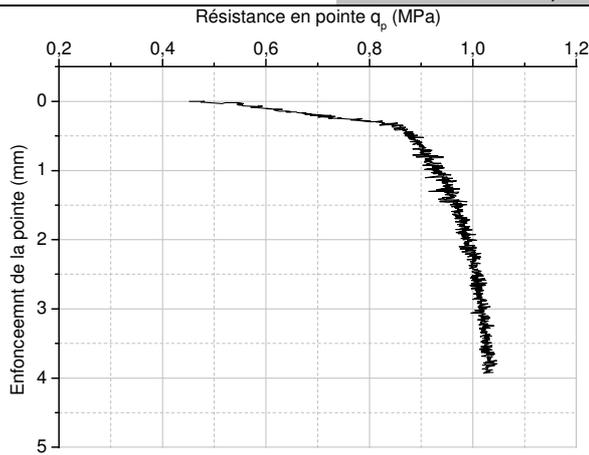
PHASE DE CHARGEMENT CYCLIQUE

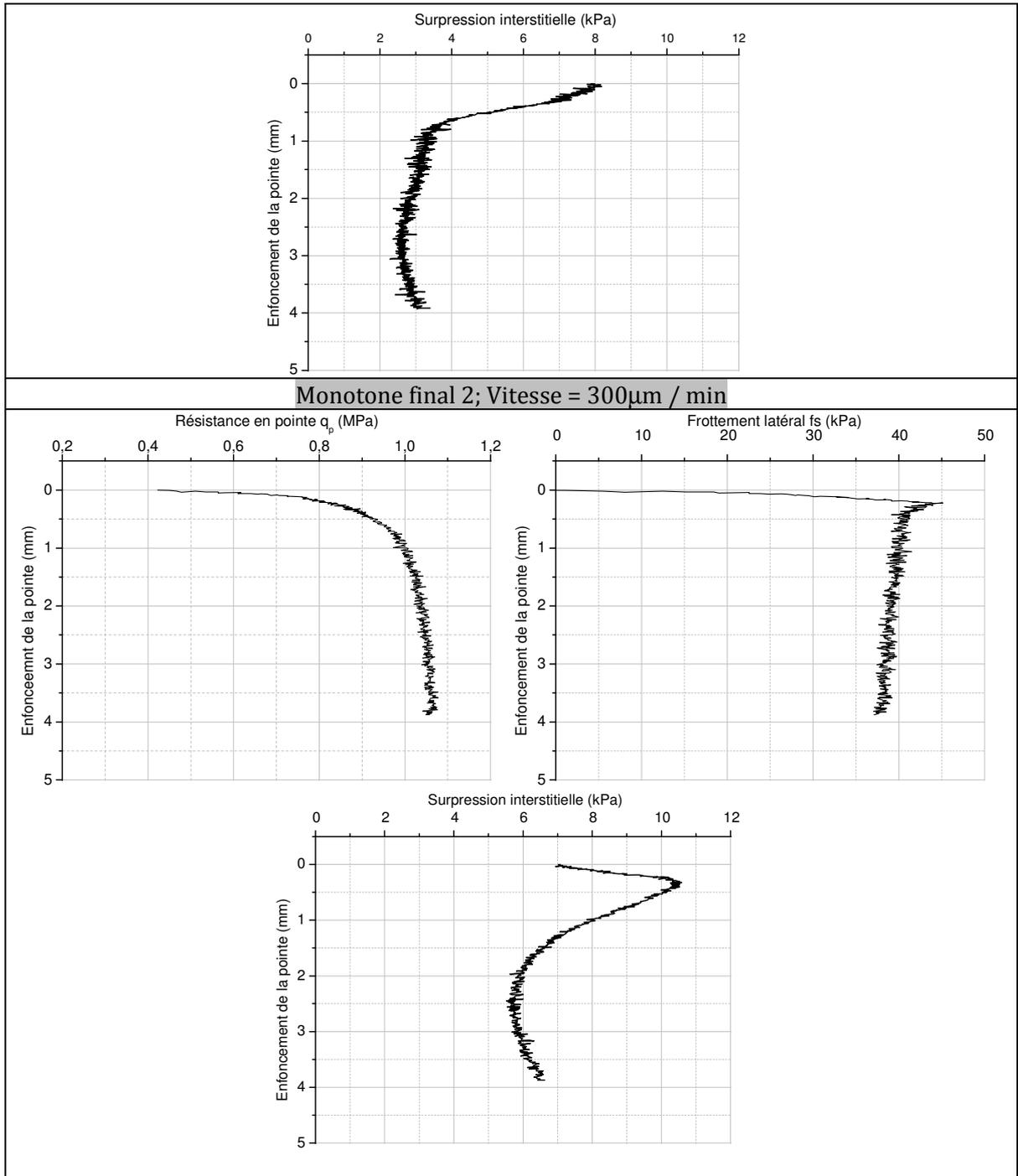
Amplitude déplacement cyclique = $\pm 250\mu\text{m}$; Fréquence = 1Hz



PHASE DE CHARGEMENTS MONOTONES FINAUX (POST-CYCLIQUES)

Monotone final 1; Vitesse = $300\mu\text{m} / \text{min}$



**Remarques :**

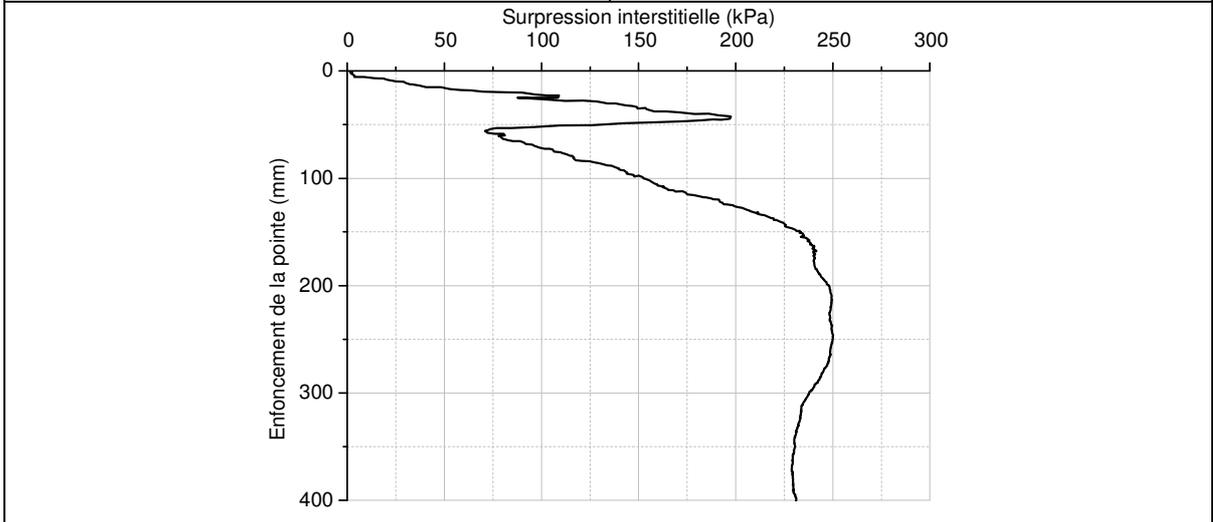
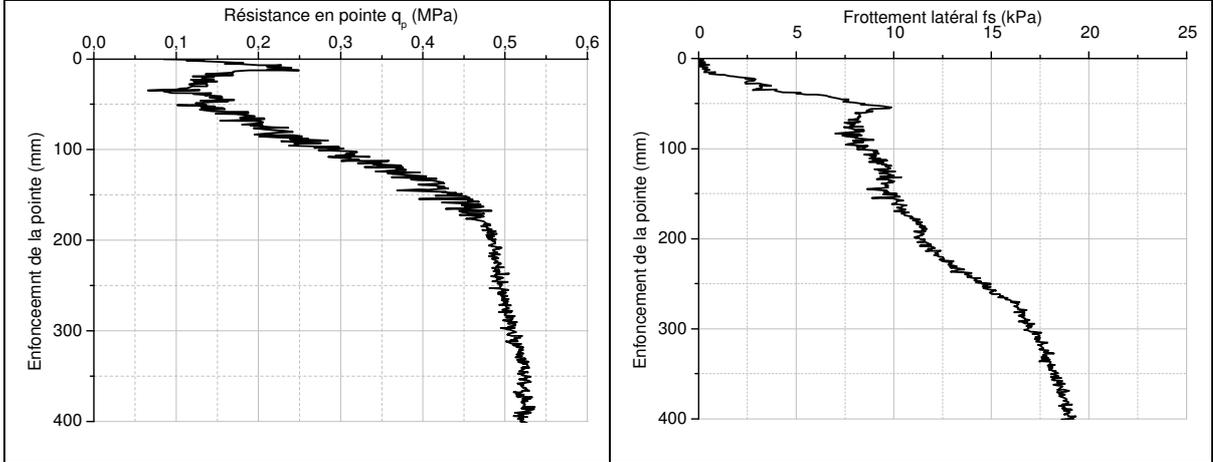
- 1- Le massif M01 représente la répétabilité de l'essai au piézocône effectué par Muhammed [3].
- 2- Une allure atypique de la courbe de variation de la surpression interstitielle pendant le chargement cyclique est constaté. Toutefois, l'enveloppe maximale est semblable à celle présentée par Muhammed [3].

ANNEXE A

ID Massif	$\sigma_{h0'}$ (kPa)	$\sigma_{v0'}$ (kPa)	$K_0 = \sigma_h / \sigma_v$	OCR	Ic (%)	C_u (kPa)
M 02	150	250	0,60	1	43	62

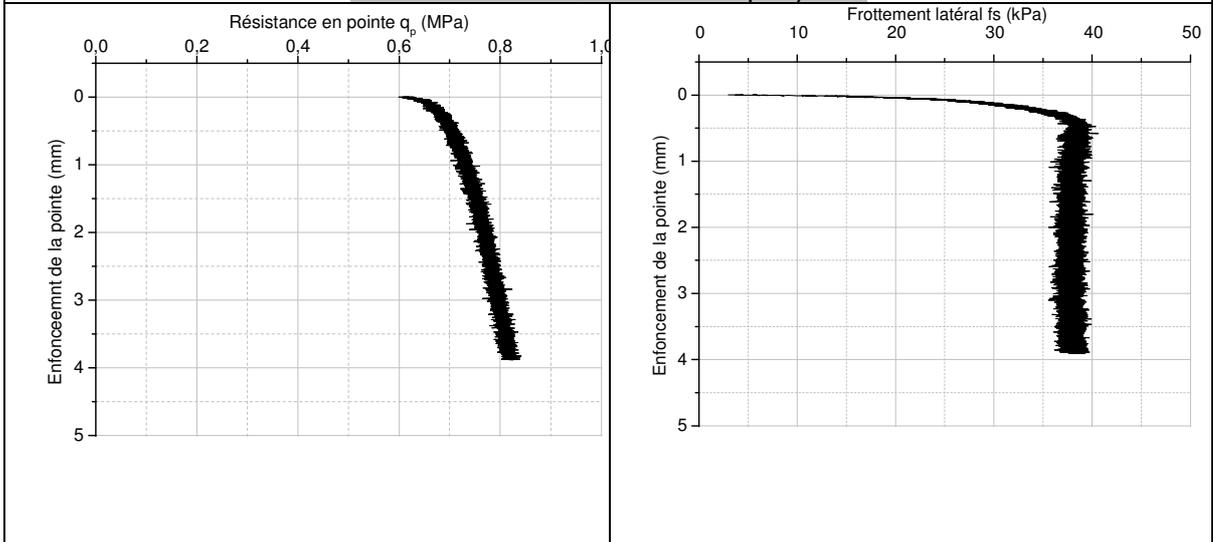
PHASE DE FONÇAGE

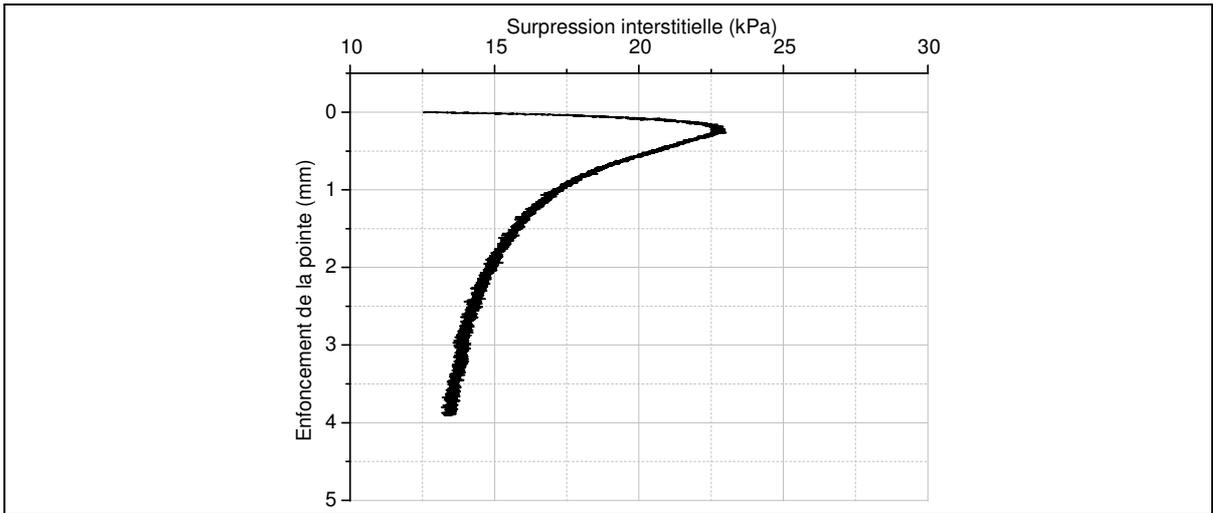
Vitesse = 1mm/s



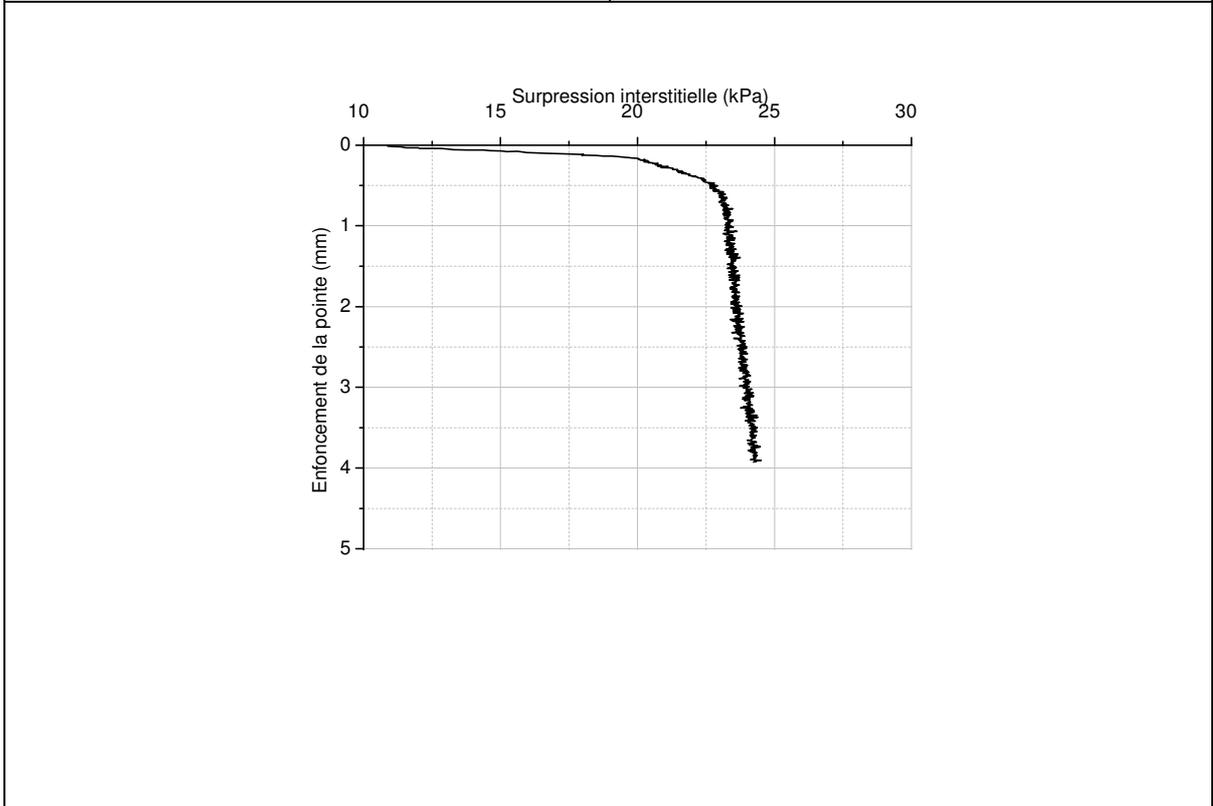
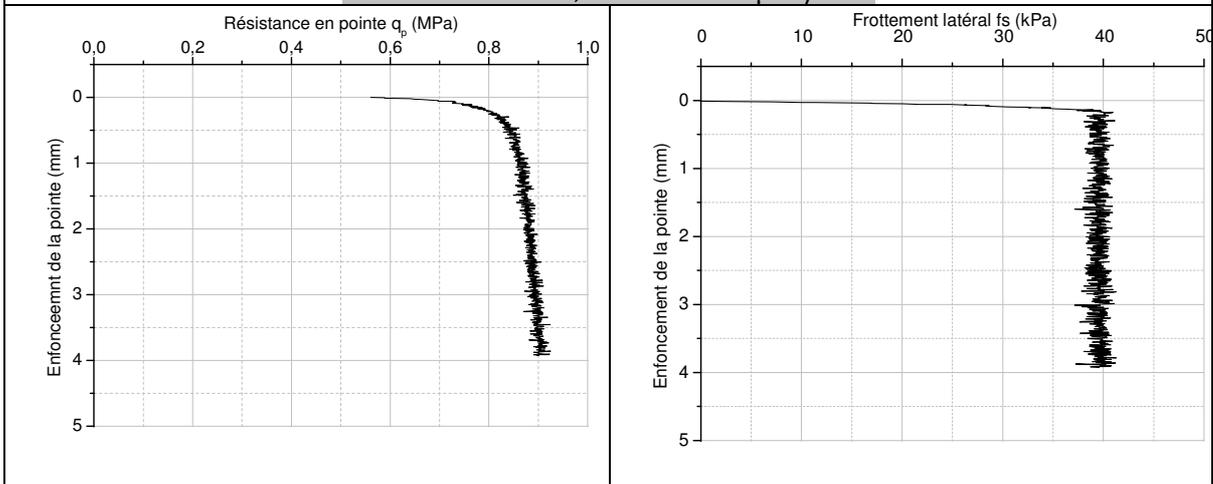
PHASE DE CHARGEMENTS MONOTONES INITIAUX

Monotone initial 1; Vitesse = 30 $\mu\text{m} / \text{min}$



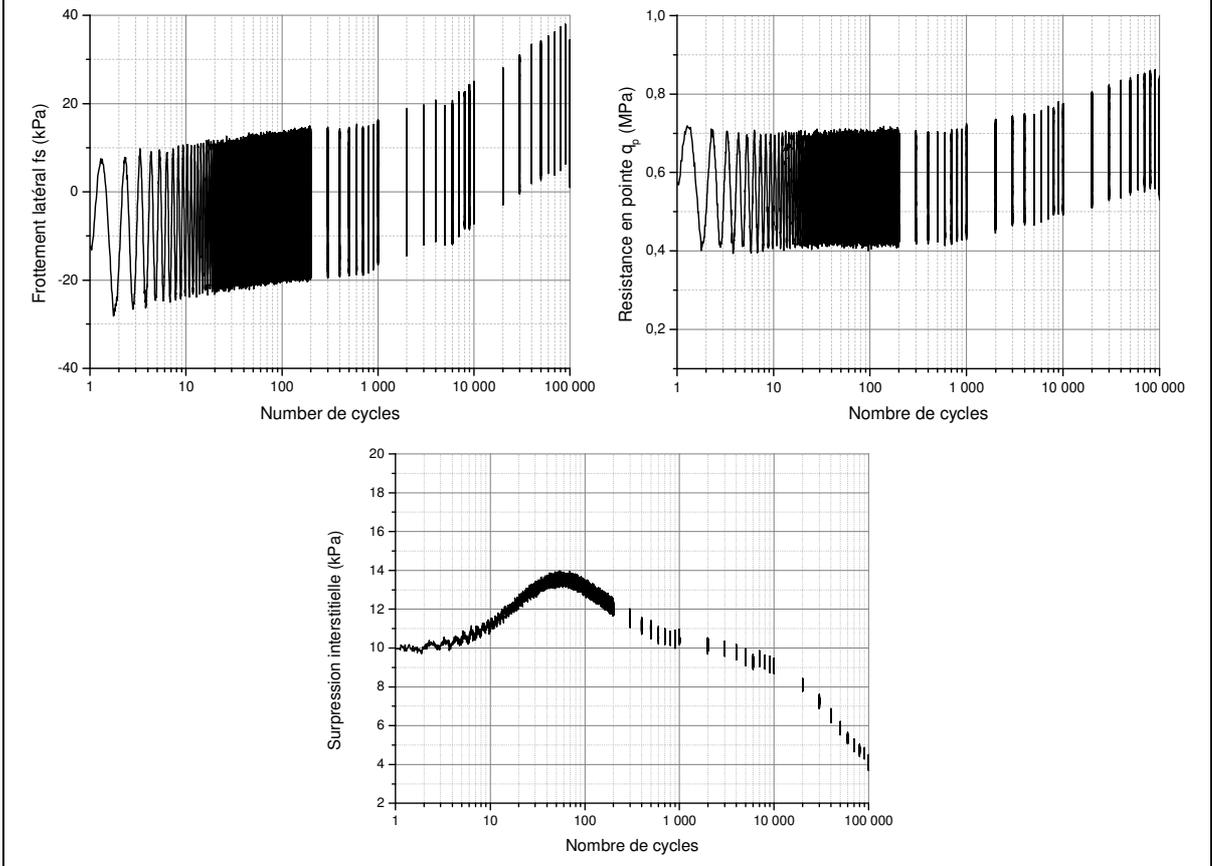


Monotone initial 2; Vitesse = 300 μ m / min



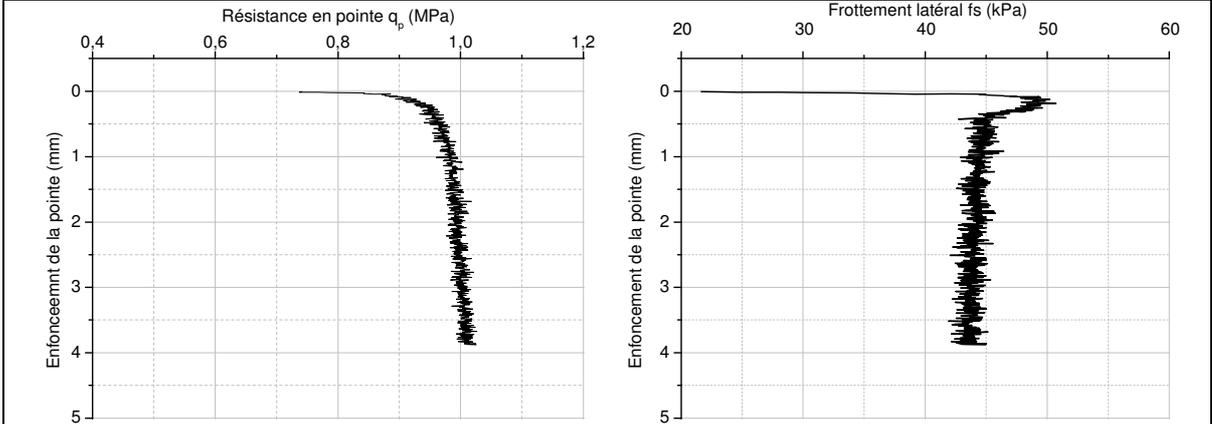
PHASE DE CHARGEMENT CYCLIQUE

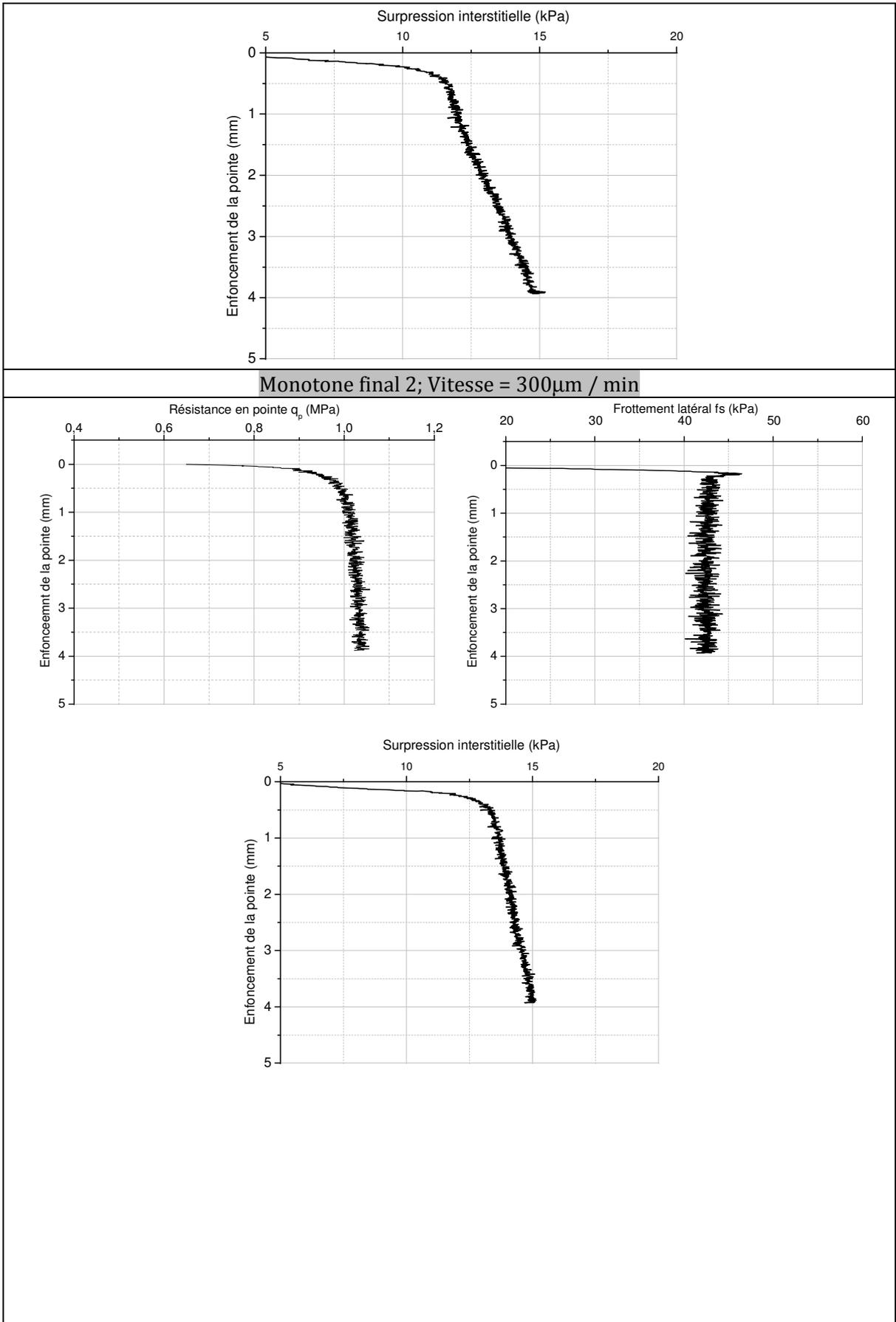
Amplitude déplacement cyclique = $\pm 25\mu\text{m}$; Fréquence = 1Hz



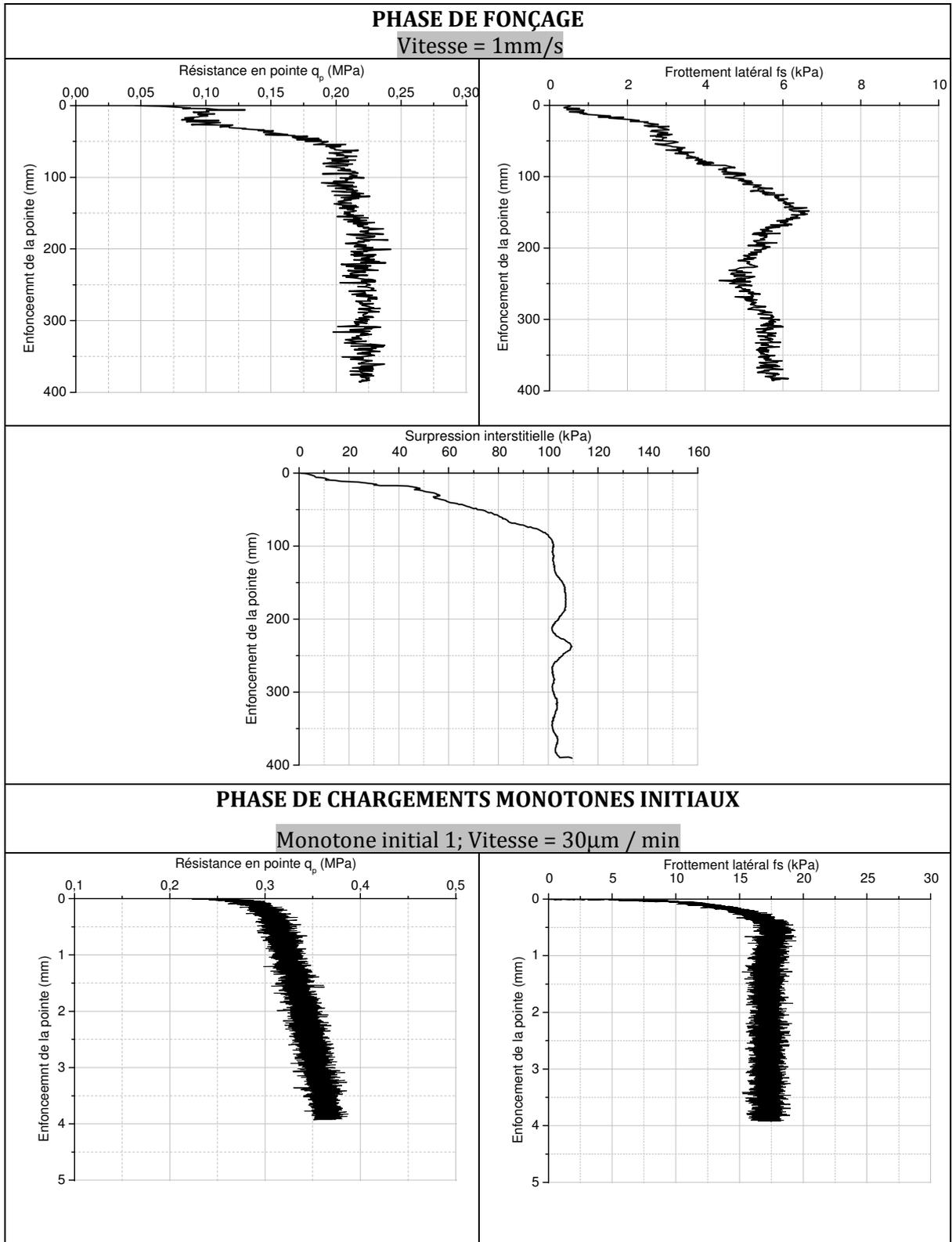
PHASE DE CHARGEMENTS MONOTONES FINAUX (POST-CYCLIQUES)

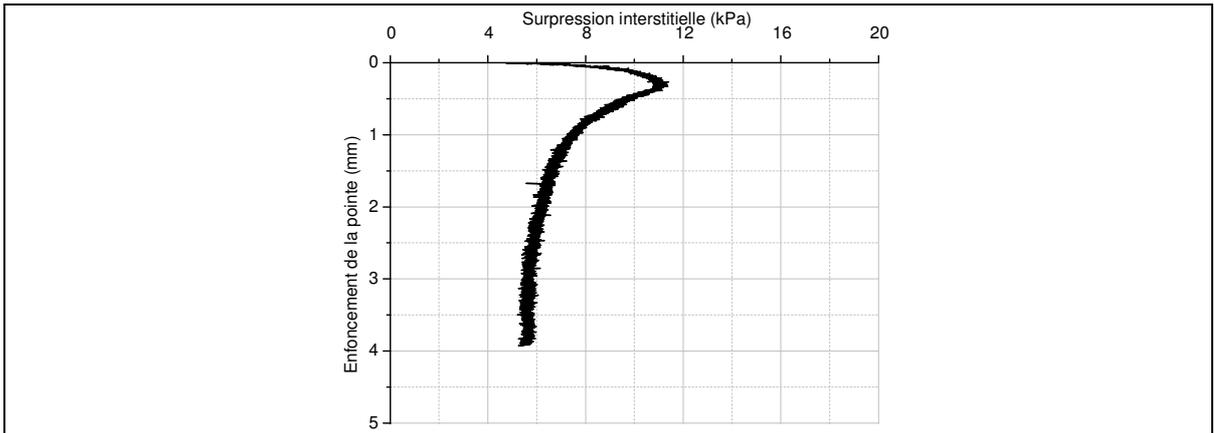
Monotone final 1; Vitesse = $300\mu\text{m} / \text{min}$



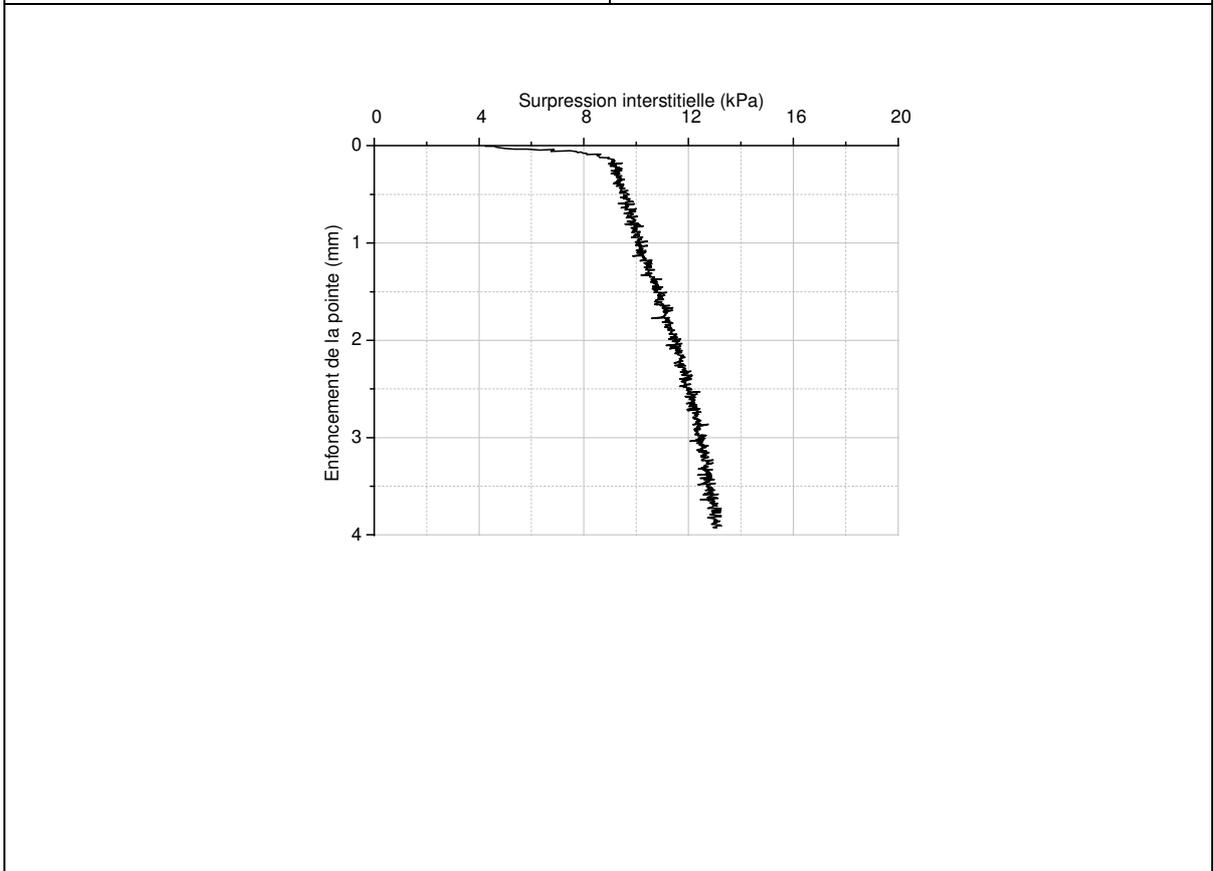
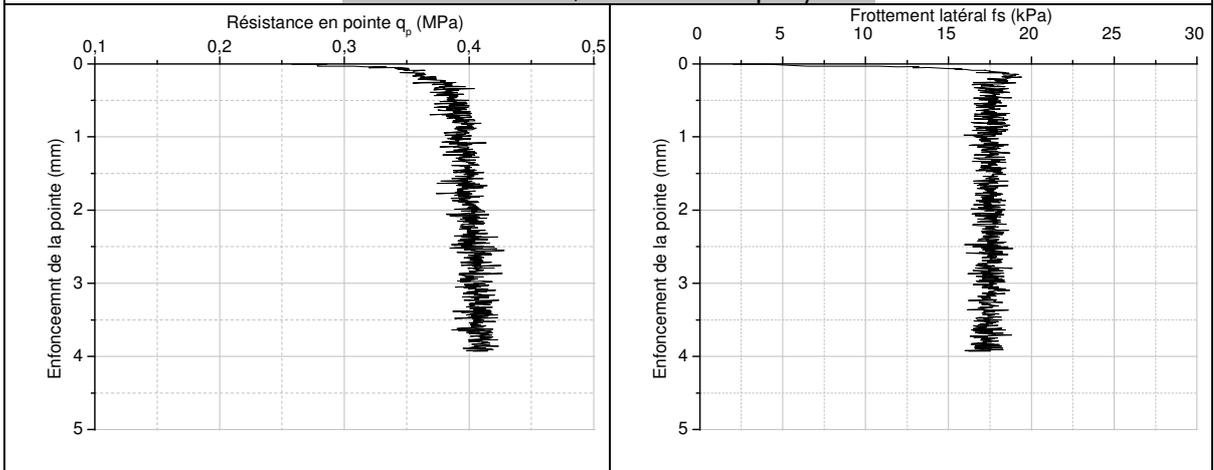


ID Massif	$\sigma_{h0'}$ (kPa)	$\sigma_{v0'}$ (kPa)	$K_0 = \sigma_h / \sigma_v$	OCR	Ic (%)	C_u (kPa)
M 03	75	125	0,60	1	27	37



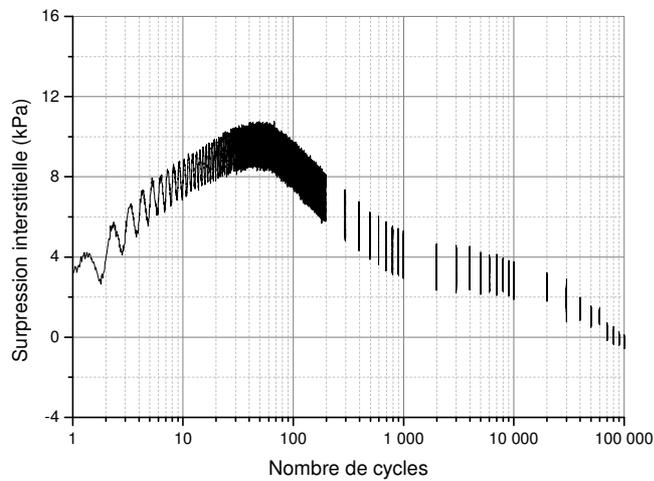
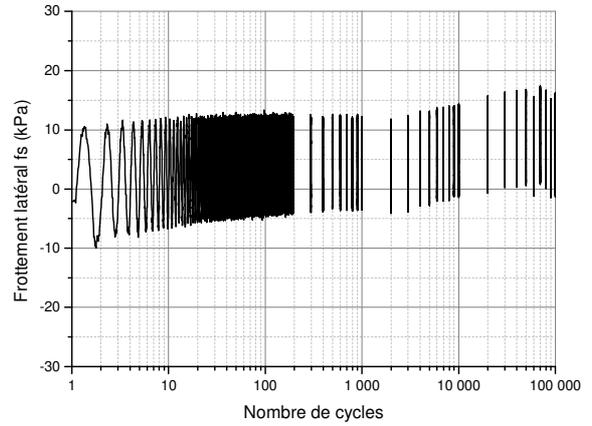
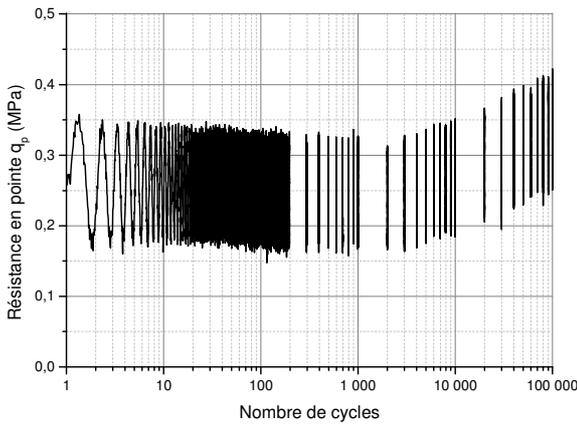


Monotone initial 2; Vitesse = 300 μ m / min



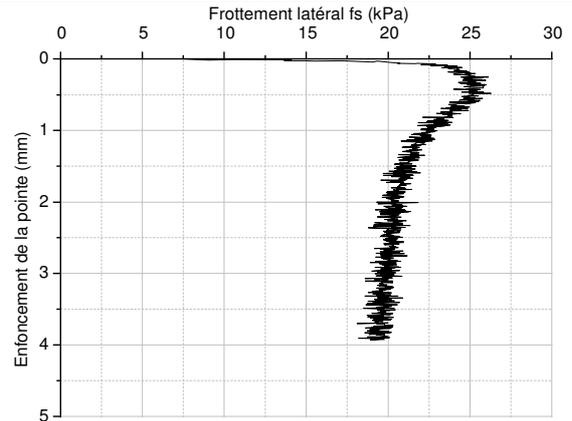
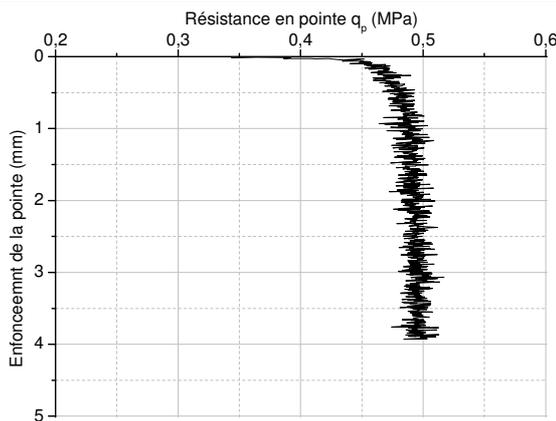
PHASE DE CHARGEMENT CYCLIQUE

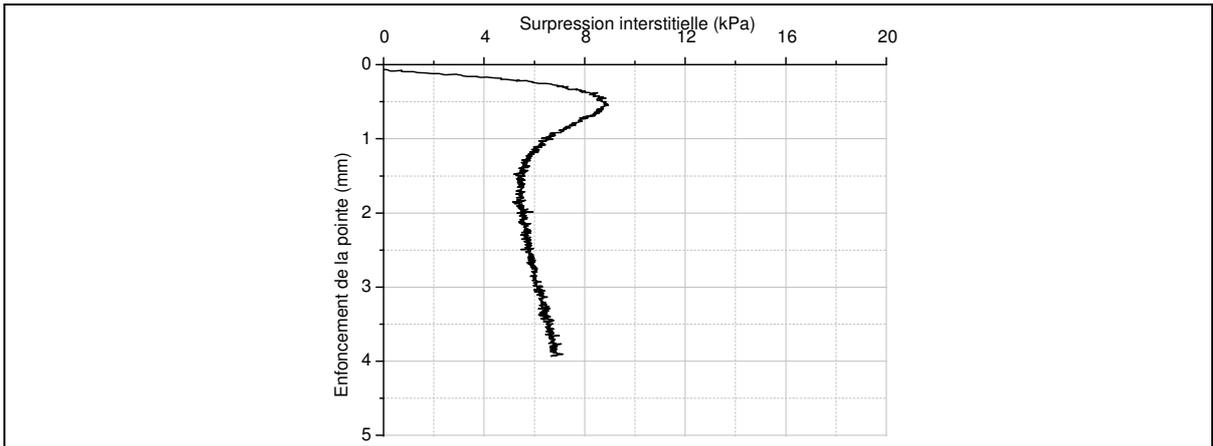
Amplitude déplacement cyclique = $\pm 25\mu\text{m}$; Fréquence = 1Hz



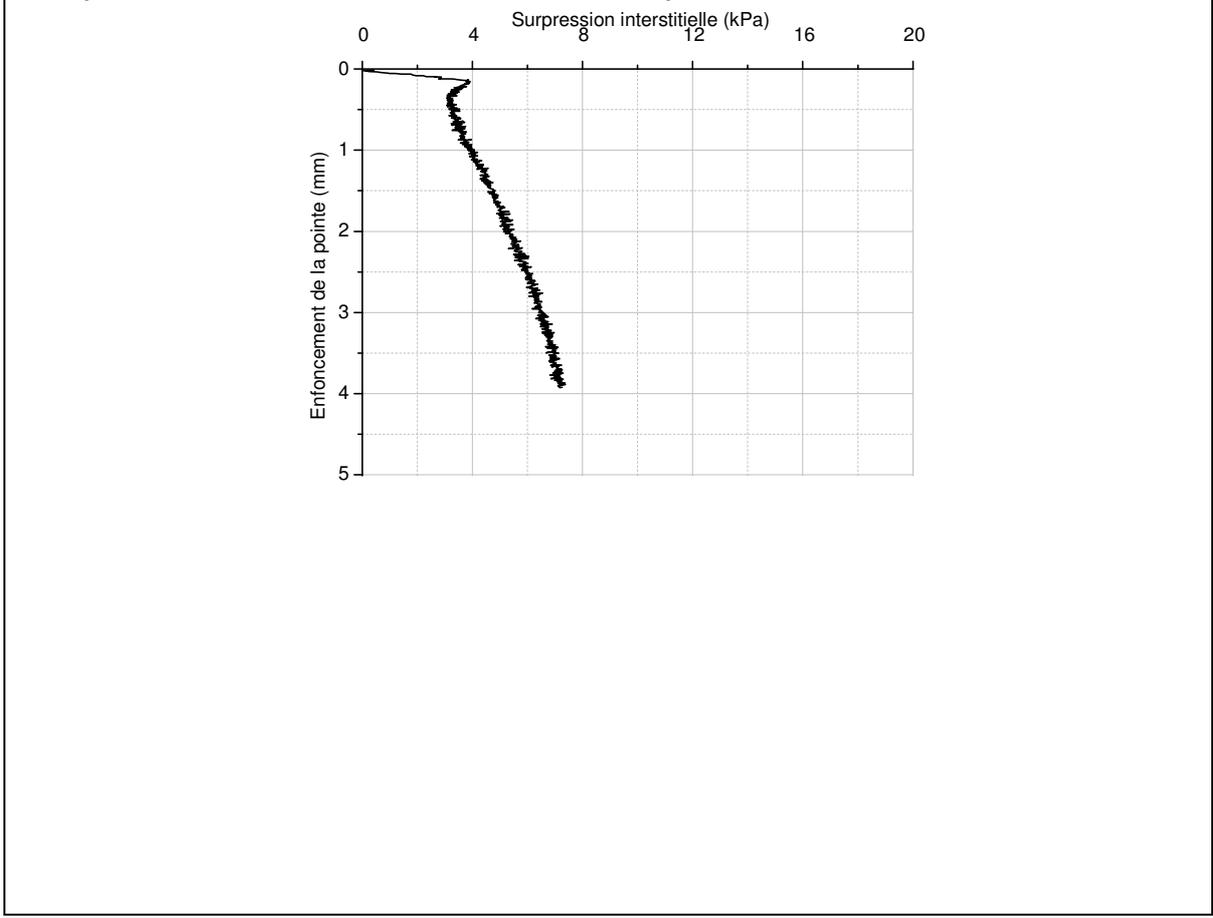
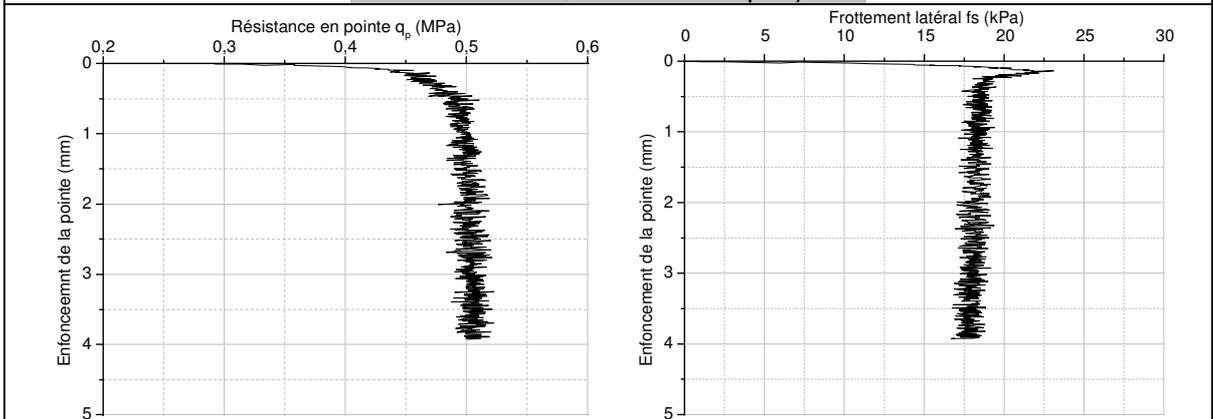
PHASE DE CHARGEMENTS MONOTONES FINAUX (POST-CYCLIQUES)

Monotone final 1; Vitesse = $300\mu\text{m} / \text{min}$

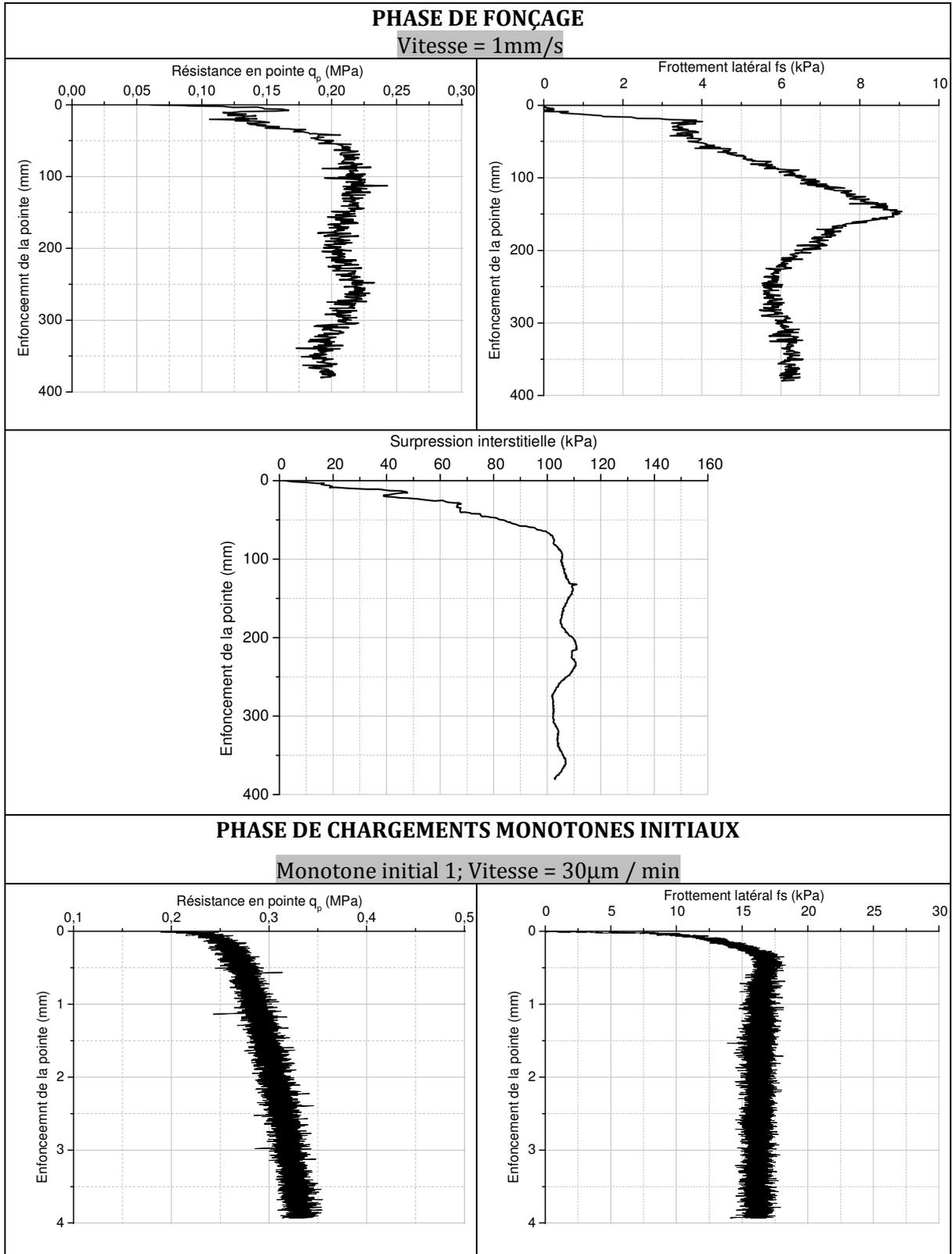


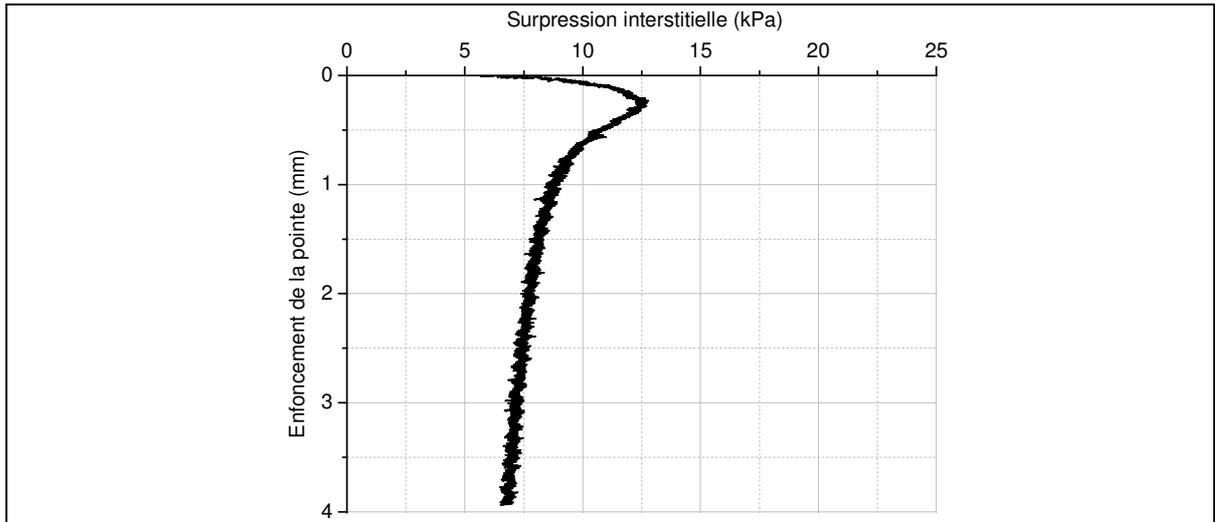


Monotone final 2; Vitesse = 300 μ m / min

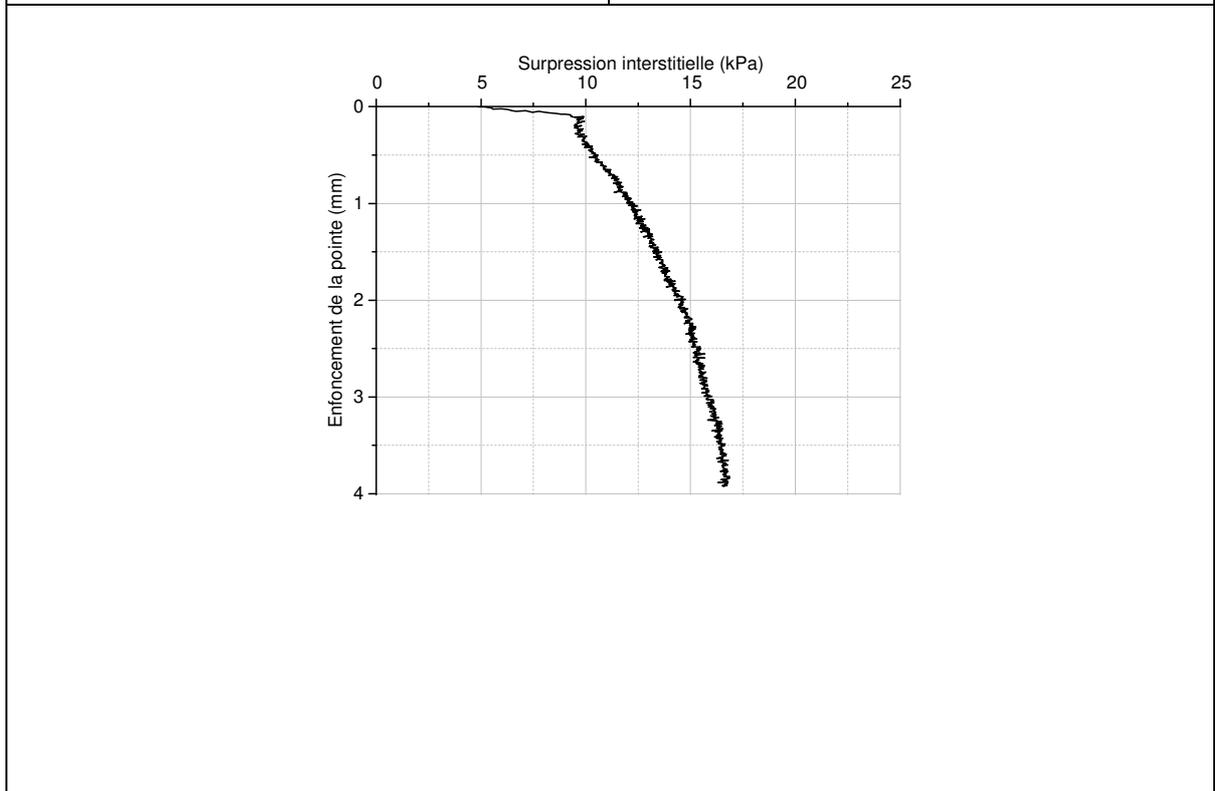
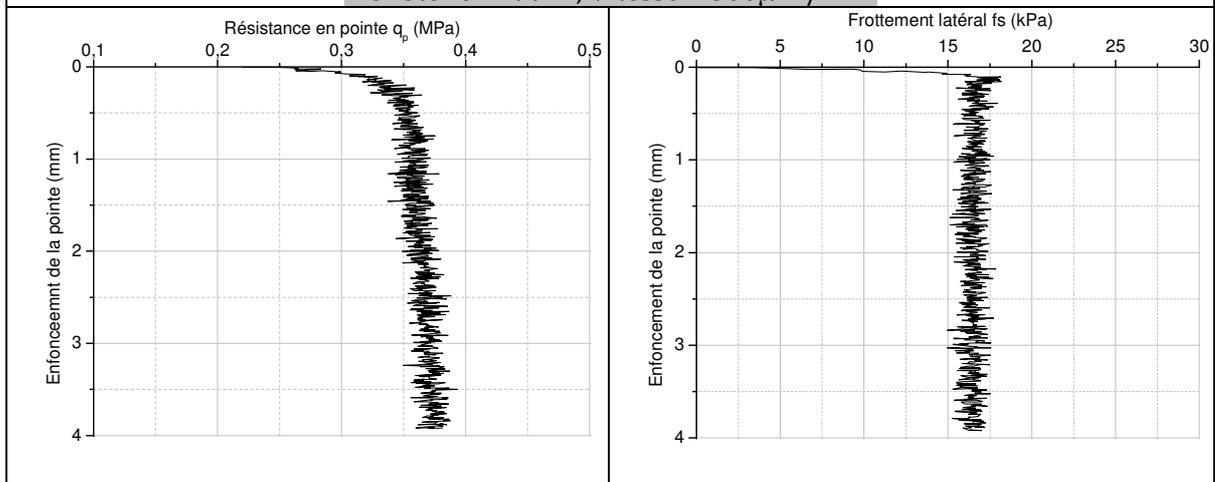


ID Massif	$\sigma_{h0'}$ (kPa)	$\sigma_{v0'}$ (kPa)	$K_0 = \sigma_h / \sigma_v$	OCR	Ic (%)	C_u (kPa)
M 04	75	125	0,60	1	27	37



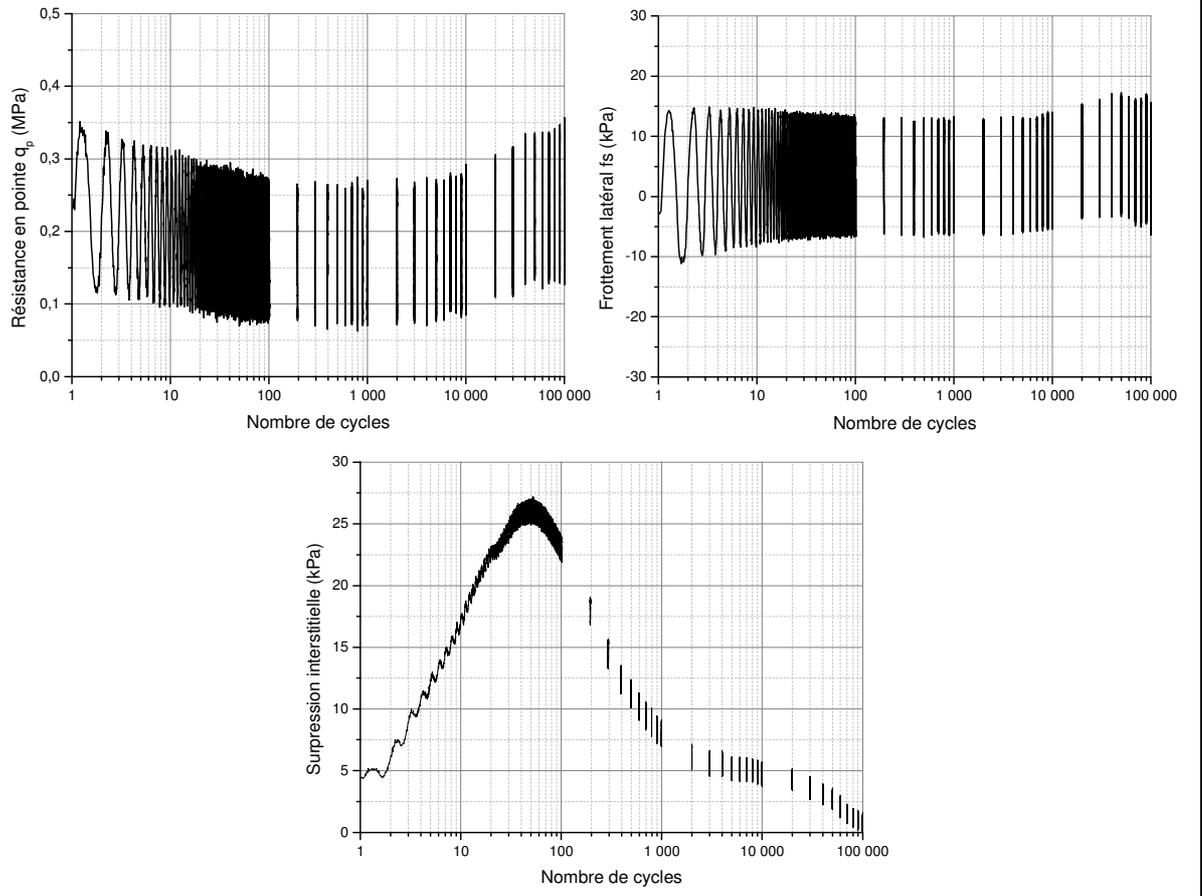


Monotone initial 2; Vitesse = 300µm / min



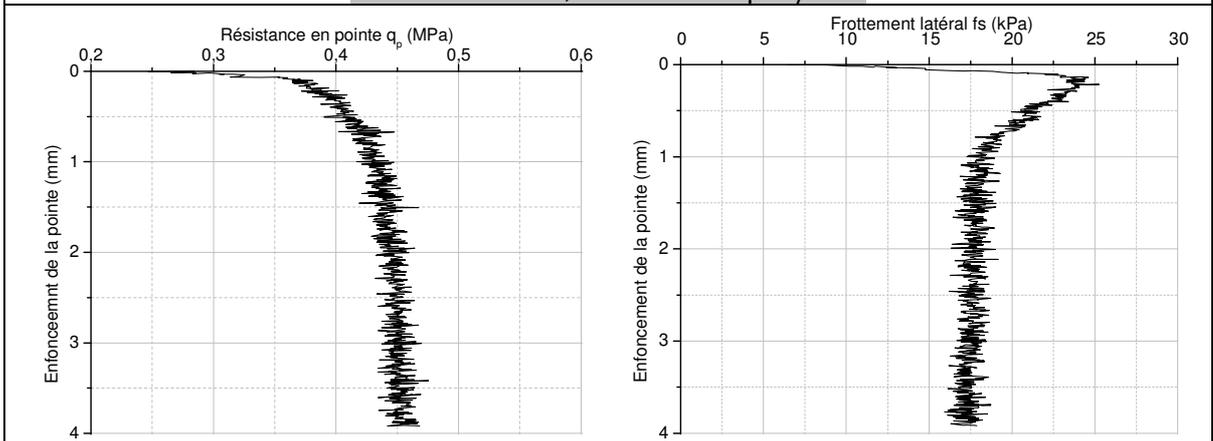
PHASE DE CHARGEMENT CYCLIQUE

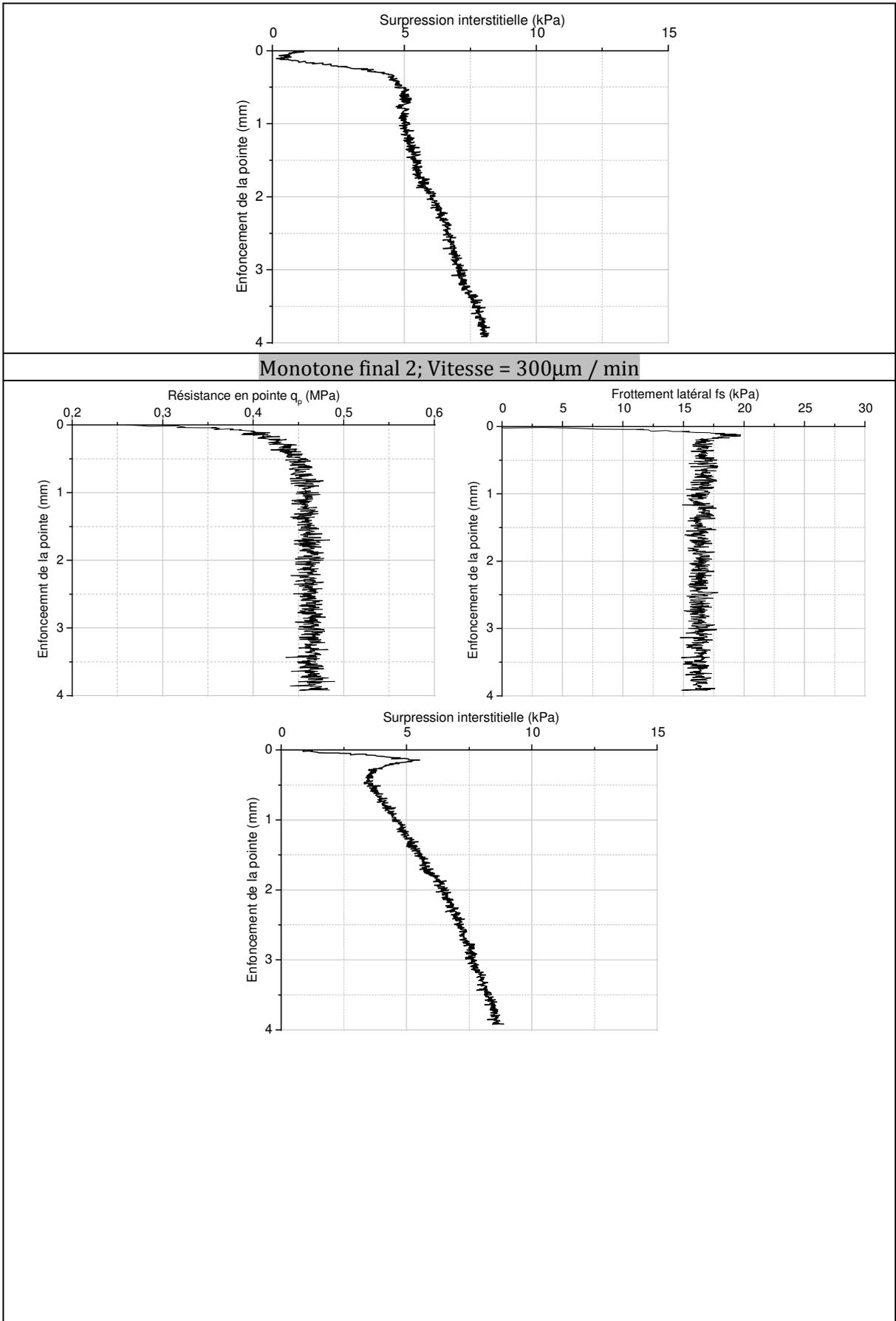
Amplitude déplacement cyclique = $\pm 50\mu\text{m}$; Fréquence = 1Hz



PHASE DE CHARGEMENTS MONOTONES FINAUX (POST-CYCLIQUES)

Monotone final 1; Vitesse = $300\mu\text{m} / \text{min}$





ANNEXE A

ID Massif	$\sigma_{h0'}$ (kPa)	$\sigma_{v0'}$ (kPa)	$K_0=\sigma_h/\sigma_v$	OCR	Ic (%)	C_u (kPa)
M 05	150	250	0,60	1	43	62

Remarques :

- 1- Les résultats de la phase de chargement cyclique n'ont pas été enregistrés suite à une défaillance du programme d'acquisition
- 2- Le chargement cyclique a été mené pour amplitude de $\pm 50\mu\text{m}$ et une fréquence de 1Hz

ID Massif	$\sigma_{h0'}$ (kPa)	$\sigma_{v0'}$ (kPa)	$K_0=\sigma_h/\sigma_v$	OCR	Ic (%)	C_u (kPa)
M 06	75	125	0,60	1	37	27

Remarques :

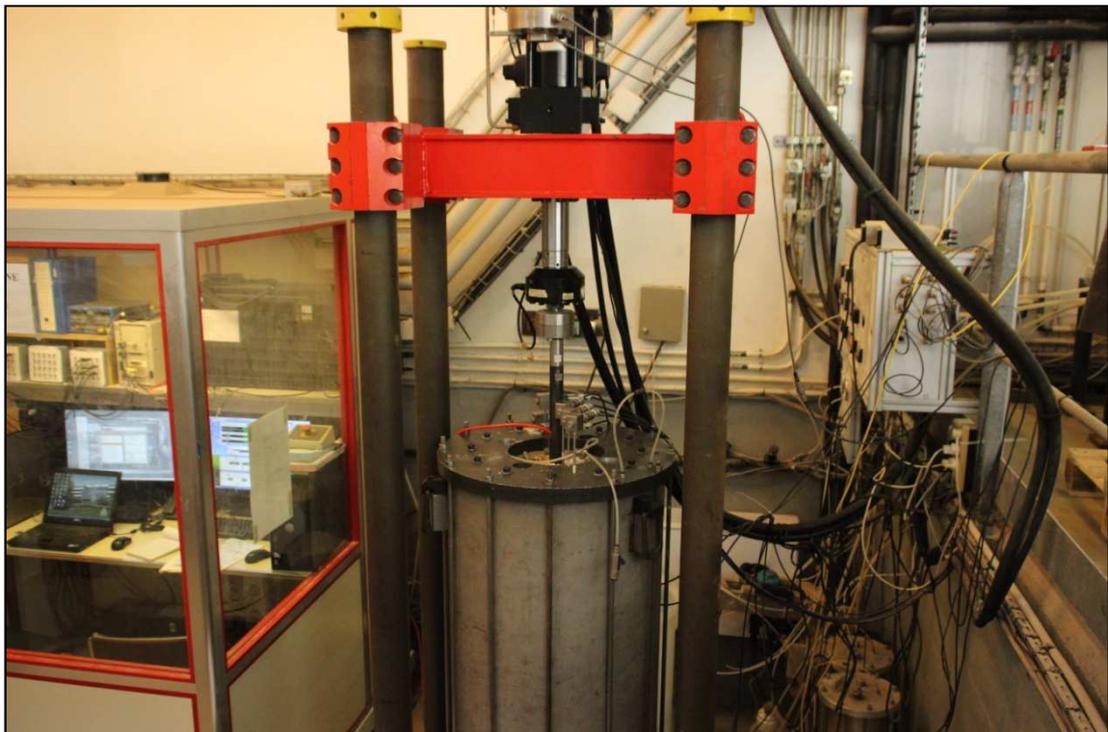
- 1- Après démontage de l'essai il a été constaté que l'eau de pressurisation horizontale a pénétré à l'intérieur de l'échantillon, suite à une éventuelle perforation de la membrane.
- 2- Le chargements cycliques a été mené pour amplitude de $\pm 100\mu\text{m}$ et une fréquence de 1Hz

ANNEXE B



PROTOCOLE EXPERIMENTAL DETAILLE DES ESSAIS EN CHAMBRE D'ETALONNAGE POUR LES SOLS FINS

Rédigé par: Mohammed KHOUAOUCI



Introduction

1 : Fonctionnement du Groupe hydro-pneumatique

2 : Préparation du massif

3 : Préparation du piézocône

4 : Transfert du massif vers la chambre d'étalonnage

5 : Mise en place du des piézomètres radiaux

6 : Mise en place du piézocône et chargement du piézocône

7 : Démontage et prise de mesures sur le massif

Introduction

Les essais sur les massifs de sols fins en chambre d'étalonnage est une tâche compliquée et laborieuse, en comparaison avec le cas de massifs sableux.

Dans le cadre de la préparation de sa thèse de Doctorat, qui étudie le comportement des pieux sous chargement axial cyclique, l'auteur du présent document a réalisé une série d'essais au niveau du laboratoire du CERMES (**C**entre d'**E**nseignement et de **R**echerche en **M**écanique des **S**ols) à l'ENPC (**E**cole **N**ationale des **P**onts & **C**haussées) à Marne-La-Vallée (Paris, France). La mise en place du dispositif expérimental utilisé pour la fabrication des massifs argileux ainsi que le programme de chargement a été mis au point par Rawaz-Dlawar Muhammed, dans le cadre de sa thèse de doctorat soutenu en 2015.

Le présent document représente un mode d'emploi assez détaillé regroupant les différentes phases nécessaires à la fabrication des massifs argileux, la mise en place de la sonde, le chargement ainsi que le démontage.

L'auteur souhaite remercier les différents personnes ayant contribué à l'enrichissement de ce document, en particulier Mrs Jean Canou, Jean-Claude Dupla et Rawaz-Dlawar Muhammed.

1: Fonctionnement du Groupe hydro-pneumatique

Le groupe hydro-pneumatique (**Figure B.1**) permet de générer la pression d'huile nécessaire pour faire monter et descendre le piston de consolidation.

Il est composé des éléments suivants :

- Régulateurs de pression d'air (détendeurs **D1** et **D2**)
- Deux cellules à huile (**A** et **B**)
- Des robinets (numérotés de **R1** à **R6**) ;
- Deux leviers (**L1** et **L2**).

Ces éléments sont identifiés sur la **Figure B.1** ci-dessous.

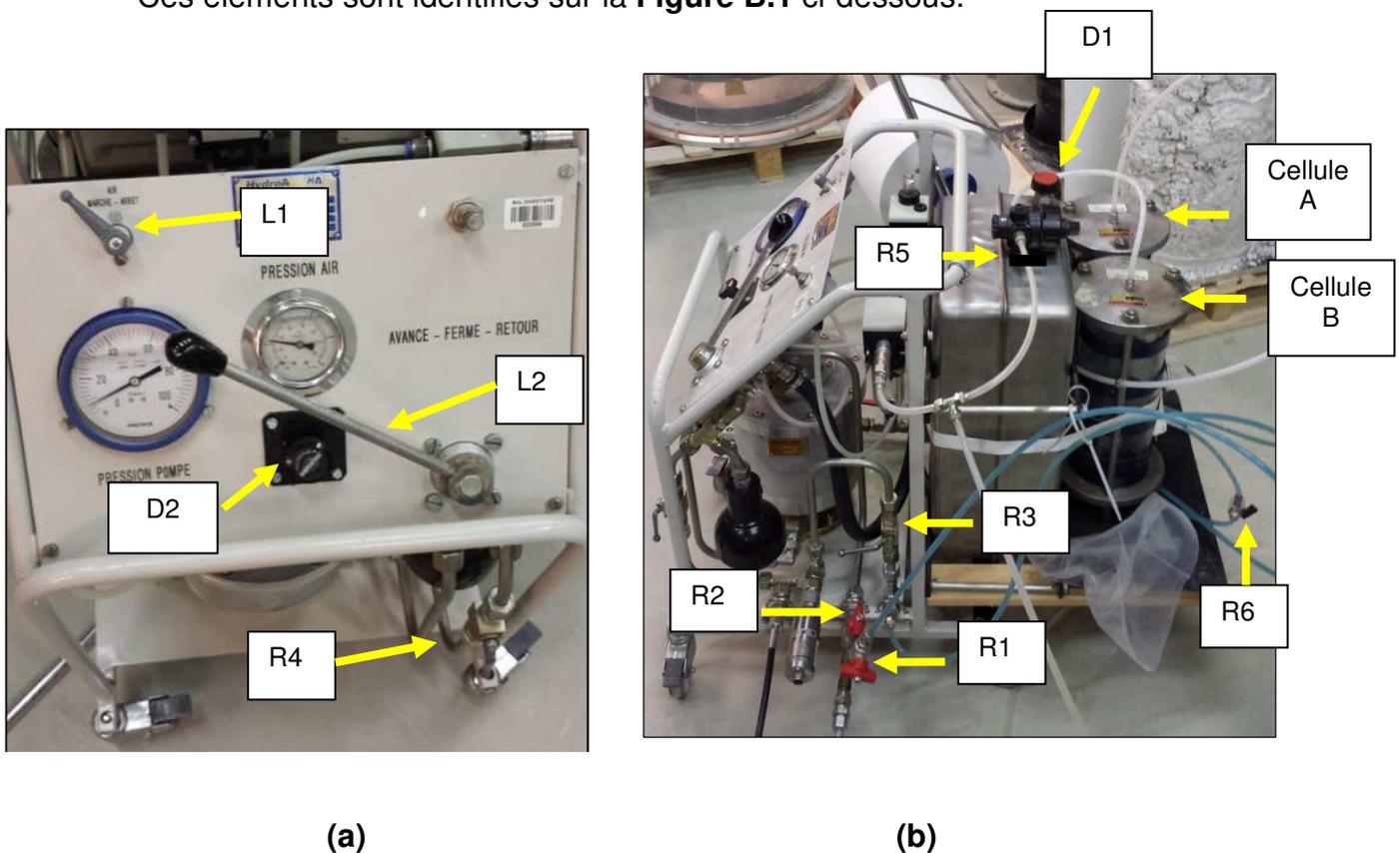


Figure B.1. Photo du groupe hydro-pneumatique: a) vue de face; b) vue de coté

En fonction de la force ciblée, 2 systèmes peuvent être utilisés :

- Système à faible pression;
- Système à haute pression.

1- Système à faible pression

Utilisé pour appliquer des pressions de consolidation sur le massif de sol inférieures à 15 kPa.

a-Connexion du système basse pression

Les étapes à suivre sont les suivantes :

- 1) S'assurer que les robinets **R 5 et R 6**, ainsi que le détendeur **D1** sont fermés.
- 2) Ouvrir **R1**, fermer **R2**, ouvrir **R3** et fermer **R4**. De cette façon, on a activé le système à basse pression et on a coupé la connexion avec le système à haute pression.
- 3) S'assurer que la source d'air comprimé est ouverte.

b -Chargement-déchargement

Pour appliquer une charge (faire descendre le piston), il faut :

- 1) Connecter la sortie du détendeur **D1** avec la cellule d'envoi (**cellule A** sur la **Figure B.1** ci-dessus).
- 2) Ensuite, il faut ouvrir **R5**, et augmenter la pression progressivement à l'aide du détendeur **D1** jusqu'à la force recherchée. La valeur de cette dernière peut être lue sur le conditionneur de la force du piston;
- 3) Rajouter ou diminuer, à l'aide du détendeur **D1**, la pression de l'air afin d'ajuster la valeur de la force;

Remarques:

- Afin d'empêcher l'introduction de bulles d'air dans le circuit hydraulique du vérin de chargement, il est très important de suivre la variation du niveau d'huile dans les deux cellules. La pénétration des bulles d'air peut arriver si l'une des deux cellules se trouve complètement vide de l'huile. Si cela arrive, il faut purger l'ensemble du circuit d'huile.
- Si on a besoin de remonter le piston, il faut :
 - 1) S'assurer que **R5** est fermé, changer l'emplacement du tuyau de pression branché à la sortie du détendeur et le connecter à la cellule reliée avec la partie retour du groupe hydro-pneumatique (**cellule B** sur la **Figure B.1** ci-dessus).

- 2) Suite à ça, il faut ouvrir **R5** et augmenter la pression progressivement à l'aide du détendeur **D1**.

Remplissage de la cellule d'envoi

Après un certain temps de consolidation, le niveau d'huile descend dans la cellule d'envoi. Afin d'augmenter le niveau d'huile, il faut suivre les étapes suivantes :

- 1) Fermer **R3** et **R1**;
- 2) Fermer **R5** et annuler la pression d'air appliquée sur la cellule d'envoi en utilisant le détendeur **D1**;
- 3) Débrancher le tuyau d'air de la cellule d'envoi. Dans cette configuration, les **cellules A et B** se trouvent à la pression atmosphérique;
- 4) Ouvrir **R6** et attendre jusqu'à ce qu'il y aura équilibre dans le niveau d'huile des deux cellules (durée de 5 min au maximum). Pour accélérer cette opération, on peut appliquer une légère pression d'air comprimé sur la cellule pleine afin de pousser l'huile vers la cellule vide;
- 5) Pour reconnecter les deux cellules, il faut refaire les étapes précédentes en ordre inverse : fermer **R6**, remettre tuyau d'air sur cellule d'envoi, ouvrir **R5** pour remettre pression d'air, ouvrir **R3** puis **R1**.

2- Système à haute pression

Pour les paliers de pression supérieurs à 15 kPa, le système à basse pression devient insuffisant, et on doit utiliser le système hydro-pneumatique à haute pression.

a-Connexion du système à haute pression

Avant d'appliquer un nouveau palier de pression, on doit tout d'abord isoler le système à basse pression tout en gardant la pression appliquée sur le massif de sol. Pour cela, on doit suivre les étapes suivantes :

- 1) Fermer **R1** et **R3** ;
- 2) Fermer **R5** et annuler pression d'air à l'aide du détendeur **D1** ;

b-Chargement-déchargement

Pour appliquer la pression sur le massif de sol en faisant descendre le piston, il faut suivre les étapes suivantes :

- 1) S'assurer que la pression d'air est nulle (lecture de la valeur zéro sur le manomètre de pression) ;
- 2) Mettre le levier **L1** en position « **marche** » ;
- 3) Mettre le levier **L2** sur la position « **avance** » ;
- 4) Appliquer une pression d'air d'environ 1 bar ;
- 5) Ouvrir **R4** ;
- 6) Ouvrir très progressivement **R2**;
- 7) Augmenter progressivement la pression à l'aide du détendeur **D2** jusqu'à l'obtention de la valeur de force souhaitée;

Dans le but de faire monter le piston (décharger le massif de sol), il faut suivre les étapes suivantes :

- 1) Réduire la pression d'air progressivement à l'aide du détendeur **D2** jusqu'à avoir la valeur zéro ;
- 2) Mettre le levier **L2** sur la position « **retour** »
- 3) Augmenter progressivement la pression à l'aide du détendeur **D2**.

Pour arrêter la remontée du piston, il faut procéder comme suit:

- Mettre le levier **L2** sur position « **fermé** » ;
- Réduire la pression d'air progressivement à l'aide du détendeur **D2** jusqu'à avoir la valeur zéro ;
- Faire une manœuvre instantanée avance-fermé (afin d'annuler la pression à l'intérieur du vérin) à l'aide du levier **L2** ;
- Mettre le levier **L1** sur position « **arrêt** ».

Remarque

A la fin de l'essai, et par mesure de sécurité, il faut fermer tout les robinets, y compris la source d'air comprimé, et ouvrir **R5** progressivement pour vider l'air comprimé emprisonné dans les tuyaux, ensuite refermer **R5**.

2 : Préparation du matériau

Pour réaliser un massif de sol fin, il faut utiliser 150 kg de kaolinite speswhite, soit 6 sacs de 25 kg.

Le sol étant préparé à une teneur en eau de $1,50 \cdot w_L$, (w_L est égale à 58 %), alors la teneur en eau ciblée du mélange est de 87 %.

La quantité d'eau à utiliser pour les 6 sacs d'argile speswhite est de 130,5 litres, répartie sur 2 bacs (65,25 litres chacun).

On recommande de suivre la démarche suivante (**Figure B.2**):

- 1) Verser 65,25 litres dans le premier bac;
- 2) Ensuite, verser doucement un sac et demi de kaolin dans le premier bac.
- 3) Laisser imbiber pendant 15 minutes.
- 4) Commencer à malaxer doucement, à faible vitesse, en essayant au maximum de laisser immerger les palettes du malaxeur afin d'éviter l'introduction de bulles d'air.
- 5) Ajuster la vitesse du malaxeur afin d'éviter le départ de matériau en poussière ou bien sous forme de pâte sur les parois du bac.
- 6) Une fois le mélange homogène, rajouter petit à petit la poudre de kaolin et malaxer (ne pas mettre une grande quantité car cela va rendre l'opération de malaxage plus délicate, et favorise la perte de matériau sous forme de poussière).
- 7) De temps en temps, tapoter sur les parois extérieures du bac afin de faire tomber le matériau collé sur les parois internes du bac.
- 8) A la fin, ramener le matériau se trouvant sur la périphérie du mélange à l'aide d'une spatule et le mettre au centre ; faire un dernier malaxage d'une durée de 10 min pour bien homogénéiser l'ensemble.
- 9) Prendre trois échantillons pour vérifier la teneur en eau du mélange.
- 10) Taper sur les parois externes du bac pour obtenir une surface horizontale plus au moins plane du mélange.
- 11) Protéger le mélange par une première couche de film plastique déposée directement sur la boue de kaolinite.

- 12) Renfermer le bac par une deuxième couche de film plastique obtenue en faisant plusieurs passages, dans différentes directions.
- 13) Refaire les mêmes étapes pour le deuxième bac.
- 14) Laisser reposer pendant 48 heures au minimum, à l'abri du soleil.

N.B:

Par mesure de sécurité, il est conseillé de préparer un 3^{ème} bac, correspondant à 1 sac de kaolinite, en suivant les mêmes étapes.



Mise en place de la quantité d'eau nécessaire



Déversement de la poudre de kaolinite dans le bac



Malaxage du mélange eau+kaolinite



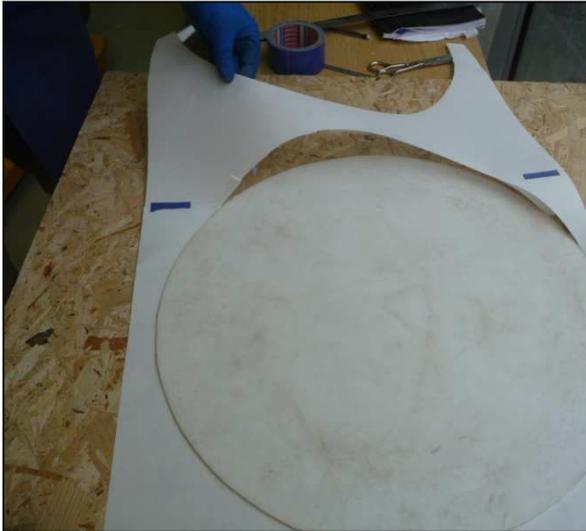
Protection de la boue de kaolinite par un film plastique

Figure B.2- Préparation de la boue de kaolinite

Préparation du consolidomètre :

- 1) On commence par découper des bandes de plastique poreux. Pour cela, il faut suivre les étapes suivantes :
 - Mesurer, à l'aide d'une réglette de précision, 1 cm, dans 3 endroits différents (2 aux extrémités et 1 au centre).
 - Fixer les deux extrémités à l'aide d'une règle rigide (en aluminium par exemple) en utilisant 2 serre-joints afin de maintenir la largeur de 1cm.
 - Faire plusieurs passes à l'aide d'un cutter sur le plastique poreux, en exerçant une légère pression. S'assurer de bien garder la position verticale du cutter.
 - Après plusieurs passages, le plastique poreux commence à se détacher.
 - Sur une longueur de 4 cm environs, limer une extrémité du plastique poreux de 1 à 2 mm afin de permettre son insertion dans l'embase inférieure.
- 2) Insérer les plastiques poreux (partie limée en bas) dans les 2 demi-coquilles en tapotant un tout petit peu à l'aide d'un maillet. Couper le surplus de plastique poreux en haut à l'aide d'un cutter.
- 3) A l'aide du pont roulant, suspendre une demi-coquille du consolidomètre.
- 4) Protéger les bandes de plastique poreux par un ruban adhésif en papier (type scotch peinture).
- 5) Maitre de la graisse blanche alimentaire sur la paroi interne de la demi-coquille, tout en créant des ondulations.
- 6) Mettre des bandes de film plastique de 11 cm de largeur sur la graisse, entre les bandes de ruban adhésifs, en les fixant en haut et en bas à l'aide du ruban adhésif.
- 7) En utilisant le pont roulant, rassembler les 2 demi-coquilles sur une palette et les rapprocher au maximum.
- 8) Placer les 6 écrous permettant de solidariser les 2 demi-coquilles, et faire le serrage dans deux directions opposées.

- 9) Mettre de la graisse à vide sur les 2 joints d'étanchéité, et les faire pénétrer dans l'espace entre les 2 demi-coquilles. En cas de nécessité, desserrer un peu les écrous pour créer plus d'espace.
- 10) A l'aide du pont roulant, ramener le consolidomètre assemblé jusqu'au niveau de l'embase inférieure, cette dernière étant posée sur le socle.
- 11) Afin d'avoir un plan horizontal, utiliser 2 niveaux, posés sur le consolidomètre suivant 2 axes perpendiculaires.
- 12) Descendre doucement le consolidomètre et le poser sur l'embase inférieure.
- 13) Une fois posé correctement, serrer au maximum les 6 écrous.
- 14) Suspendre l'ensemble "consolidomètre + embase inférieure" et enlever le surplus de film plastique à l'aide d'un couteau, en faisant attention à ne pas gratter les pièces métalliques (qui sont traitées en usine contre la corrosion).
- 15) Mettre les 3 tirants permettant de solidariser le consolidomètre avec le socle, et serrer 3 ou 4 tours.
- 16) Couper 2 disques de plastique poreux, de diamètre légèrement inférieur à celui du consolidomètre, afin de les mettre en haut et en bas du massif.
- 17) De la même façon, couper 2 disques de papier filtre.
- 18) De bas vers le haut, mettre en place le disque de plastique poreux sur l'embase inférieure puis le papier filtre.
- 19) Enlever les rubans adhésifs ayant servi pour protéger les plastiques poreux de drainage radial en les tirants vers le haut.
- 20) Préparer des rubans de papier filtre de largeur de 2 cm, et d'une longueur suffisante pour atteindre le fond du consolidomètre
- 21) Mettre en place les rubans de papier filtre en les fixant en haut à l'aide du ruban adhésif. La partie basse est laissée libre. S'assurer que ce papier filtre se trouve au dessus des plastiques poreux



Découpage des disques de papier filtre



Préparation des bandes de plastique poreux



Mise en place du plastique poreux



Installation du ruban adhésif au dessus du plastique poreux



Mise en place de la graisse



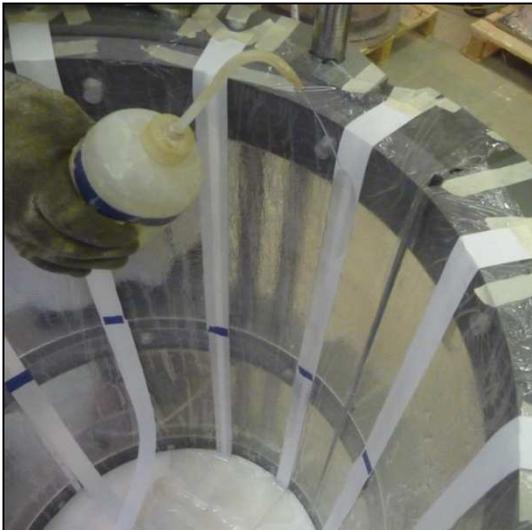
Mise en place du film plastique au dessus de la graisse



Assemblage des deux demi-coquilles du moule



Insertion du disque de plastique poreux sur l'embase inférieure ainsi que les bandes de papier filtre



Mouillage du papier filtre



Ajustement des bandes mouillées de papier filtre

Figure B.3- Etapes de préparation du consolidomètre

Mise en place de la boue de kaolinite dans le consolidomètre (Figure B.4):

- 1) Enlever le film plastique de protection des bacs, refaire le malaxage pendant environ 15 min pour chaque bac, en évitant au maximum de sortir les paillettes du malaxeur afin d'éviter la pénétration de l'air dans le matériau.
- 2) Suspending la balance sur le pont roulant et l'allumer pendant quelques minutes (pour faire chauffer le capteur). Remettre la balance à zéro.

- 3) Peser le bac remplie de sol et les autres accessoires (transpalette fixe, palette, cuillères..etc.). Noter la valeur puis déposer par terre.
- 4) Mouiller les rubans de papiers filtre par des petits jets d'eau en utilisant une pissette ainsi que le papier filtre de l'embase inférieure. Laisser le surplus du papier filtre à la base du consolidomètre. Si besoin, ajuster les rubans de papier filtre à l'aide d'une règle afin de couvrir les bandes de plastique poreux.
- 5) Mettre le sol, petit à petit, à l'aide d'une « main écope », au centre du consolidomètre, en évitant au maximum d'introduire des bulles d'air.
- 6) Faire vibrer le sol introduit de temps en temps à l'aide de la main écope afin d'étaler le sol vers les bords du consolidomètre.
- 7) Une fois le consolidomètre remplis jusqu'au sommet, étaler le sol à l'aide d'une spatule afin d'avoir une surface plus ou moins plane.
- 8) Mouiller le disque de papier filtre en utilisant une pissette et le poser sur le sol puis poser le disque de plastique poreux par dessus.
- 9) Peser une deuxième fois le bac avec le reste du sol et les autres accessoires. Déduire la masse du sol utilisé.
- 10) Mesurer la hauteur restante entre le plastique poreux et la limite supérieure du consolidomètre afin de déduire la hauteur initiale du massif.



Enlèvement du film plastique puis malaxage



Début de mise en place du matériau



Fin de mise en place du matériau



Mouillage et mise en place du papier filtre et du disque poreux

Figure B.4- Etapes de mise en place de la boue de kaolinite dans le consolidomètre

Lancement de la consolidation (Figure B.5)

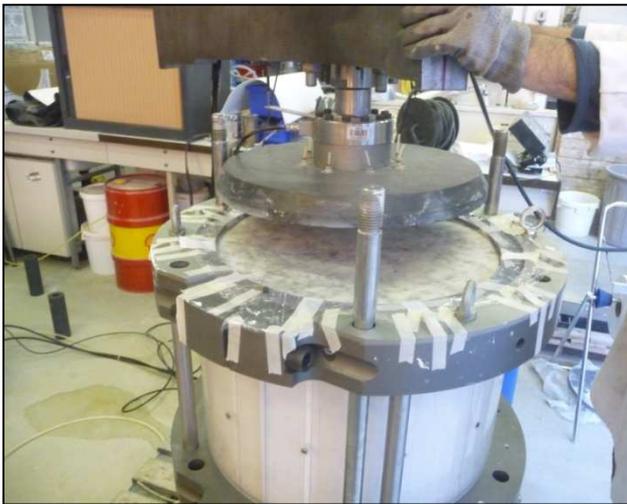
- 1) Suspending le vérin de consolidation à l'aide du pont roulant et le ramener près du consolidomètre.
- 2) Enlever la première tige, et rapprocher doucement le vérin, à l'aide du pont roulant, pour le positionner au dessus du consolidomètre. Positionner la cale en plastique puis mettre en place le premier tirant. Serrer le tirant et mettre les écrous. Utiliser la technique du double écrou pour bien serrer les tirants.

- 3) De la même façon, remplacer les 2 autres tiges, une par une, par les tirants, au fur et à mesure.
- 4) Allumer l'ordinateur et brancher la carte d'acquisition connectée aux conditionneurs des 3 capteurs (pression d'huile, force et déplacement). Laisser fonctionner pour quelques minutes afin de chauffer les capteurs.
- 5) Avant de lancer la consolidation, il faut s'assurer des points suivants :
 - Tout les capteurs sont remis à zéro (force, déplacement et pression d'huile) ;
 - Création d'un fichier data (*.dat) permettant de sauvegarder les mesures qui porte la date, le numéro du massif,...etc.
 - Dans le programme d'acquisition (sur LabView), utiliser un pas de temps aussi faible au début de la consolidation (10 secondes par exemple) ;
 - A noter que la valeur du déplacement affichée par le conditionneur est donné en mm, et celle de la force est donnée 1/100 kg (pour avoir la mesure en kg, il y'a lieu de multiplier la valeur affichée par 100).
- 6) Pour lancer la consolidation, on actionne légèrement le vérin de chargement afin d'avoir le contact en injectant une légère pression d'air (valeur de force nécessaire pour le contact est de l'ordre de 3 kg) ;
- 7) Remettre les valeurs initiales des 3 capteurs à zéro ;
- 8) Lancer le programme d'acquisition sur LabView ;
- 9) Commencer à augmenter la pression progressivement afin d'arriver à la force correspondante au palier de chargement désiré. En se rapprochant de la valeur de force ciblée, laissé se stabiliser durant quelques minutes et réajuster encore doucement (se référer à la section 1 relative au fonctionnement du groupe hydro-pneumatique);
- 10) De préférence, augmenter le pas de temps pour la lecture des mesures dans le programme LabView selon la séquence suivante :
 - 10 s pendant 15 min ;
 - 30 s pendant 60 min ;
 - 300 s pendant 1 journée ;
 - 500 s jusqu'à la fin de consolidation du palier en cours.

11) Avant de passer au palier suivant, remettre le pas de temps à 10 s, puis augmenter la pression progressivement.

Remarques :

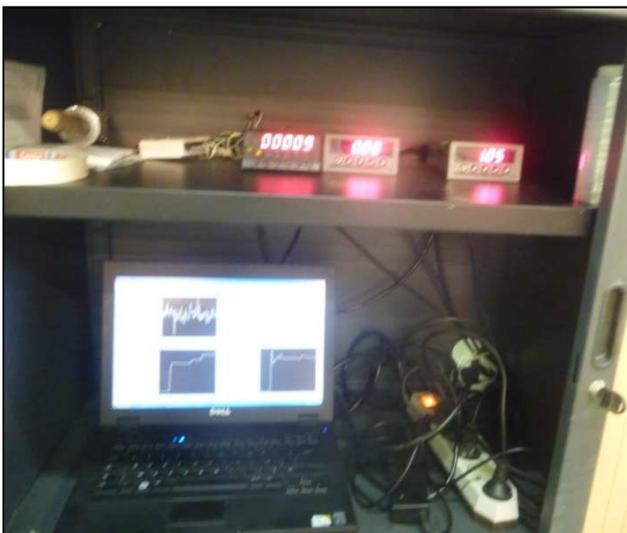
- Durant toute la phase de consolidation, s'assurer que le matériau reste saturé (rajouter un peu d'eau si c'est nécessaire).
- Pendant l'utilisation du groupe hydro-pneumatique durant la phase « basse pression », il faut tenir en compte du niveau d'huile dans les cellules à huile, et éviter toute introduction d'air (se référer au paragraphe **remplissage cellules d'huile** de la section 1).



Déplacement du dispositif de chargement vers le moule



Mise en place des cales et tiges



Mise en marche des 3 capteurs et lancement du programme d'acquisition



Mise en marche du groupe hydro-pneumatique (phase haute pression)

Figure B.5- Lancement de la phase consolidation

3 : Préparation du piézocône

Avant d'utiliser le piézocône, une phase de désaération est nécessaire afin d'assurer son bon fonctionnement, particulièrement la mesure de la pression interstitielle.

Dans un premier temps, la glycérine et le filtre du piézocône sont désaérés (avant 24 h de la mise en place du piézocône) selon la démarche suivante (**Figure B.6**):

- 1) Mettre le filtre dans une étuve à 65°C pendant une heure.
- 2) Mettre dans le dessiccateur une quantité suffisante de glycérine (3/4 du volume du dessiccateur), un crochet (permettant de suspendre le filtre), un écrou et la seringue.
- 3) Mettre un peu de graisse à vide sur les deux bords du dessiccateur et le fermer.
- 4) Connecter le dessiccateur à une pompe à vide et appliquer le vide pour une durée d'environ 24 heures (minimum 0,4 bar, à contrôler sur l'affichage du conditionneur branché à la pompe).
- 5) Après 24 heures, fermer le robinet du dessiccateur puis éteindre la pompe à vide.
- 6) Ouvrir doucement le robinet du dessiccateur. Une fois le vide supprimé, ouvrir le dessiccateur.
- 7) Suspendre le filtre placé dans un écrou, refermer le dessiccateur et appliquer à nouveau le vide. Après 1 heure, secouer l'écrou pour le faire tomber dans la glycérine.
- 8) Laisser encore 5 à 6 heures. De cette façon, la glycérine est désaérée et le filtre est saturé.
- 9) Ouvrir doucement le robinet du dessiccateur afin de supprimer progressivement le vide et éviter d'introduire de l'air.

La deuxième phase consiste en la saturation du piézocône selon la démarche suivante :

- 1) Enlever la pointe conique du piézocône.
- 2) Entourer la partie contenant le manchon de frottement latéral d'un chiffon propre. Ceci permettra de le protéger lors de l'étape suivante;
- 3) Fixer le piézocône verticalement, côté pointe vers le haut, à l'aide d'un étau;

- 4) Nettoyer le filetage de la pointe en utilisant une serviette propre;
- 5) Placer l'entonnoir de saturation (de diamètre pratiquement égale à celui du piézocône) sur la partie haute du piézocône;
- 6) Prendre le filtre à l'aide d'une louche (faire attention à ce que le filtre reste toujours émergé dans la glycérine);
- 7) Verser la glycérine désaérée dans l'entonnoir;
- 8) Remplir la seringue de la glycérine désaérer et expulser l'air se trouvant dans la chambre de mesure du piézocône. Refaire l'opération plusieurs fois afin d'expulser les bulles d'air;
- 9) Prendre le filtre émergé à l'aide de la louche et le mettre dans l'entonnoir (en le laissant tout le temps émergé dans la glycérine);
- 10) Immerger la pointe conique dans l'entonnoir de saturation puis, à l'aide de la seringue, purger le petit trou et faire ressortir les bulles d'air. Refaire l'opération plusieurs fois;
- 11) A l'intérieur de l'entonnoir de saturation, mettre le filtre sur la pointe conique puis visser à main la pointe dans sa position. Un dernier serrage avec une pince + chiffon propres est souhaité;
- 12) Mettre une membrane en latex de diamètre égal à celui du piézocône (un préservatif peut être utilisé) dans l'entonnoir et faire évacuer les bulles d'air;
- 13) Mettre la membrane sur le piézocône, et la faire descendre un peu;
- 14) Détacher le piézocône de l'étau, vider la glycérine puis ajuster la membrane;

Remarque:

Toute la manipulation de mise en place du filtre, de la pointe puis de la membrane doit être effectuée à l'intérieur de la glycérine désaérée se trouvant dans l'entonnoir afin d'éviter la pénétration de l'air conduisant au dysfonctionnement du piézocône (valeurs erronées des mesures de surpression interstitielle).



Mise en place de la glycérine, écrou et seringue dans le dessiccateur



Mise en place de du piézocône dans l'entonnoir



Fixation du piézocône par le biais de l'étau



Remplissage de l'entonnoir par la glycérine préalablement désaérée



Mise en place du filtre à l'intérieur de l'entonnoir



Introduction de la pointe à l'intérieur de l'entonnoir



Désaération de la pointe



Serrage de la pointe sur le corps du piézocône



Mise en place de la membrane sur la pointe du piézocône



Vidange de la glycérine et ajustement de la membrane

Figure B.6- Etapes de préparation du piézocône

4 : Transfert du massif et mise en place dans la chambre d'étalonnage

Une fois le tassement de consolidation stabilisé pour le dernier palier de chargement ciblé, on procède au transfert du massif vers la chambre d'étalonnage selon la méthodologie suivante (**Figures B.7 et B.8**):

a. Libération du massif du dispositif de consolidation

- 1) Faire monter le piston en suivant les étapes données dans la section 1;
- 2) En attendant la remontée du piston, on commence à démonter les écrous reliant le piston avec le consolidomètre;
- 3) Accrocher le piston de chargement au pont roulant;
- 4) Dévisser les écrous et enlever les trois tiges;
- 5) Une fois le piston est arrivé à sa position maximale, et la pression d'air comprimée annulée, déplacer le piston de chargement et le poser par terre sur les 3 supports en caoutchouc à l'aide de 3 tiges;
- 6) Fermer les robinets d'évacuation d'eau situés sur la périphérie du consolidomètre;
- 7) Vérifier le bon serrage des écrous de suspension situés sur le consolidomètre et accrocher-le à l'aide du pont roulant;
- 8) Soulever le consolidomètre d'environ 20 cm et mettre 2 ou 3 pièces métalliques de sécurité afin de protéger les mains en cas de chute accidentelle du consolidomètre;
- 9) Placer les deux colliers de sécurité en bas du consolidomètre dans les positions appropriés puis les visser à main. Ces colliers permettent de transporter le massif en sécurité;
- 10) Remonter progressivement le consolidomètre tout en faisant attention au tuyau de sortie d'eau de l'embase inférieure;
- 11) Déplacer doucement le consolidomètre vers la chambre d'étalonnage en respectant les différentes mesures de sécurité liés à la manutention d'objets lourds en utilisant le pont roulant ;



Suspension du dispositif de consolidation à l'aide du pont roulant



Remontée complète du vérin de chargement



Vérin de chargement déposé sur les cales à l'aide des 3 tiges



Moule de consolidation accroché au pont roulant

Figure B.7- Enlèvement du dispositif de consolidation

b. Mise en place du massif dans la chambre d'étalonnage

- 1) Nettoyer le joint torique du piston de chargement vertical ainsi que sa rainure.
- 2) Mettre de la graisse à vide et remettre le joint torique à sa place
- 3) Protéger la périphérie du piston de chargement vertical par un ruban de papier afin d'éviter la pénétration de particules fines qui risquent de bloquer son mouvement.

- 4) A l'aide du pont roulant, ramener le consolidomètre, le centrer par des petites manœuvres (en impulsion). Le laisser suspendu à une hauteur de 80 cm environ au-dessus du piston de chargement vertical.
- 5) Nettoyer la partie basse du consolidomètre.
- 6) Descendre doucement le consolidomètre et faire attention à l'introduction du tuyau de collecte d'eau situé sur l'embase inférieure, qui doit être mis à sa place correctement, en position ouvert initialement.
- 7) Il faut contrôler que l'embase inférieure est posée exactement sur le piston. Pour cela, on peut utiliser deux niveaux au-dessus du consolidomètre, placés dans 2 directions orthogonales.
- 8) Desserrer les vises des 2 cales du consolidomètre se trouvant au dessous et enlever-les.
- 9) Desserrer un peu les 6 vises du consolidomètre, utilisés pour rassembler les deux demi-coquilles du consolidomètre.
- 10) S'assurer que le pont roulant est bien centré et commencer à soulever doucement le consolidomètre. Il faut bien remarquer que l'embase inférieure n'est pas entraînée avec la remontée du consolidomètre vers le haut.
- 11) Evacuer le consolidomètre et le poser sur une palette pour le nettoyer ultérieurement.
- 12) Mesurer, dans 3 endroits différents, la hauteur et la périphérie du massif, de façon à pouvoir calculer une valeur moyenne de chaque paramètre mesuré.
- 13) Contrôler visuellement que la membrane à utiliser n'est pas abîmée.
- 14) En utilisant le pont roulant, soulever le plaqueur à membrane.
- 15) Appliquer le vide dans le plaqueur de membrane.
- 16) Fixer la partie supérieure de la membrane à l'aide de 3 serre-joints. Par la suite, faire la même chose pour la partie inférieure.
- 17) Ramener le plaqueur de membrane contenant la membrane, utilisant le pont roulant, et le faire descendre dans le massif, bien centré.
- 18) Déplier la membrane sur le massif, ajuster-la, enlever le vide et évacuer le plaqueur.
- 19) Suspendre l'embase supérieure à l'aide du pont roulant, nettoyer-la et lui fixer le plastique poreux approprié ainsi que la pièce de guidage centrale.

- 20) Avant de mettre en place l'embase supérieure, s'assurer que le plastique poreux utilisé dans la phase consolidation dans la partie haute a été enlevé.
- 21) Mettre en place la pièce de guidage du piézocône.
- 22) Mettre l'embase supérieure suivant une position bien définie (repères A et B préalablement définis).
- 23) Mettre les joints toriques qui permettent de serrer la membrane (2 au niveau de l'embase inférieure et 2 autres au niveau de l'embase supérieure).
- 24) Nettoyer la gorge relative au cerce métallique, mettre le joint, ensuite la graisse à vide.
- 25) Ramener la cerce métallique à l'aide du pont roulant et la faire introduire doucement autour du massif.
- 26) Suspendre le couvercle, nettoyer-le dans sa partie inférieure et mettre un peu de graisse à vide dans la gorge.
- 27) Mettre le couvercle en suivant les repères (A et B),
- 28) Mettre en place les tirants un par un,
- 29) Serrer l'embase supérieure contre le couvercle, et serrer les tirants. Ces opérations doivent se faire en respectant une symétrie radiale. Faire un dernier tour de serrage maximum.
- 30) Remplir l'espace entre la cerce et la membrane à l'aide de l'eau de robinet, en ouvrant la connexion en haut sur la membrane supérieure (faire attention pour réduire le débit vers la fin du remplissage pour éviter le débordement d'eau).
- 31) Vérifier tout les branchements de contraintes verticale et horizontale,
- 32) Purger les circuits de contraintes verticale et horizontale aux niveau des robinets connectés à la chambre d'étalonnage.
- 33) Augmenter progressivement la pression verticale et horizontale, parallèlement et en respectant le rapport K_0 choisi, jusqu'à avoir la valeur ciblée de la contrainte horizontale dans les 2 directions (150 kPa par exemple), ensuite rajouter 10 kPa en contrainte verticale chaque 10 min pour 5 paliers, ensuite 10 kPa chaque 20 min jusqu'à atteindre la valeur finale souhaitée de la contrainte verticale. Cette progression évite d'avoir la génération de surpression interstitielle à l'intérieur du massif qui peut endommager sa structure.



Mise en place du moule au dessus du piston de la chambre d'étalonnage



Mise en place de la membrane dans le plaqueur de membrane



Enlèvement progressif du moule de consolidation



Mise en place de la membrane



Mise en place de la membrane sur le massif



Enlèvement du disque de plastique poreux supérieur et mise en place de la pièce guide et de l'embase supérieure



Mise en place des 4 joints toriques dans les gorges de l'embase supérieure et inférieure



Mise en place successivement de la cerce métallique, couvercle puis les 12 tiges

Figure B.8- Mise en place du massif dans la chambre d'étalonnage

5 : Mise en place des piézomètres radiaux

Une opération de préparation des piézomètres doit être effectuée, dans laquelle on doit suivre les étapes suivantes (**Figure B.9**):

- 1) Dans le but de la nettoyer, ouvrir l'écrou de la chambre de mesure de pression du piézomètre et faire circuler un flux d'air comprimé ;
- 2) Mettre en place le tamis, et le papier filtre ;
- 3) Préparer une quantité d'eau désaérée (une partie doit être laissée dans le réservoir du désaérateur, l'autre est versée dans un bac);
- 4) Commencer par tester la réponse de chaque capteur;
- 5) Juste avant introduction du premier piézomètre, lancer le premier programme d'acquisition sous LabView (sur l'ordinateur portable *consolidomètre* dans notre cas) permettant de mettre en place les piézomètres Ur_1 , Ur_4 et Ur_6 ;
- 6) Saturer les piézomètres à l'aide de l'eau désaérée qui vient du réservoir du désaérateur, en expulsant les bulles d'air, tout en veillant à ne pas faire sortir l'extrémité inférieure du piézomètre du bac d'eau afin d'empêcher l'introduction de bulles d'air;
- 7) Bien fermer le robinet de la chambre de mesure du piézomètre et mettre le bout de doigt sur l'extrémité du piézomètre.
- 8) Mettre un peu d'eau désaérée dans la position destinée à recevoir le piézomètre;
- 9) Introduire le piézomètre dans sa position désirée dans le massif en veillant à libérer le doigt dans l'eau.
- 10) L'enfoncer jusqu'à la profondeur désirée (marquée au préalable)
- 11) Lancer le 2^{ème} programme d'acquisition pour introduire les 3 autres piézomètres (Ur_2 , Ur_3 et Ur_5).

Important :

Une bonne saturation du capteur se traduit par une augmentation rapide de la pression interstitielle suivie d'une diminution progressive. Si par contre, la courbe tend rapidement vers zéro, cela implique que le piézomètre est bouché par le sol, et par conséquent toute l'opération de mise en place doit être répétée.



Branchement du piézomètre au réservoir d'eau désaérée



Expulsion des bulles d'air



Fermeture de la chambre de mesure du piézomètre



Fermeture de l'extrémité du piézomètre par le "bout de doigt"



Connexion du piézomètre avec le système d'acquisition



Enfoncement du piézomètre jusqu'à la profondeur voulue

Figure B.9- Etapes de mise en place des piézomètres radiaux

6 : Mise en place et chargement du piézocône

a- Installation du piézocône

L'acquisition des données se fait en utilisant 2 programmes différents sous LabView.

Le premier est exécuté à partir de l'ordinateur de la cabane, et relié au système d'acquisition rapide (PXI), permettant d'enregistrer les paramètres suivants :

- Déplacement et force du vérin de fonçage ;
- Résistance en pointe, frottement latéral et pression interstitielle dans le piézocône ;
- Pression interstitielle mesurée dans les piézomètres radiaux Ur_2 , Ur_3 et Ur_5 .

Le deuxième programme est lancé à partir de l'ordinateur portable relié à un multimètre permettant d'enregistrer:

- Pressions verticale et horizontale appliquées sur le massif;
- Pressions interstitielles dans les piézomètres radiaux Ur_1 , Ur_4 et Ur_6 .

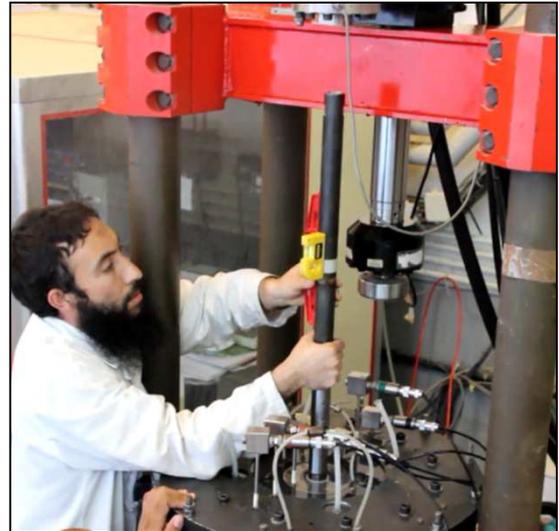
Une fois le piézocône saturé, suivre les étapes suivantes pour le mettre en place dans le massif (**Figure B.10**):

- Déplacer la chambre d'étalonnage de telle sorte que le centre du massif soit au dessous du vérin de fonçage ;
- Mettre un repère sur le piézocône indiquant la profondeur de fonçage ciblée ;
- Tester le fonctionnement des capteurs sur le piézocône (pointe et frottement latéral), et noter les valeurs initiales dans des fichiers tests ;
- Centrer le piézocône sous le vérin, en position verticale, en utilisant 2 niveaux dans 2 axes verticaux différents.
- Créer des fichiers pour l'enregistrement des mesures puis lancer le programme d'acquisition.
- Enlever, doucement, la membrane qui entoure la pointe du pézocone tout en veillant à laisser la pointe (particulièrement la partie contenant le plastique poreux) immergée dans l'eau.

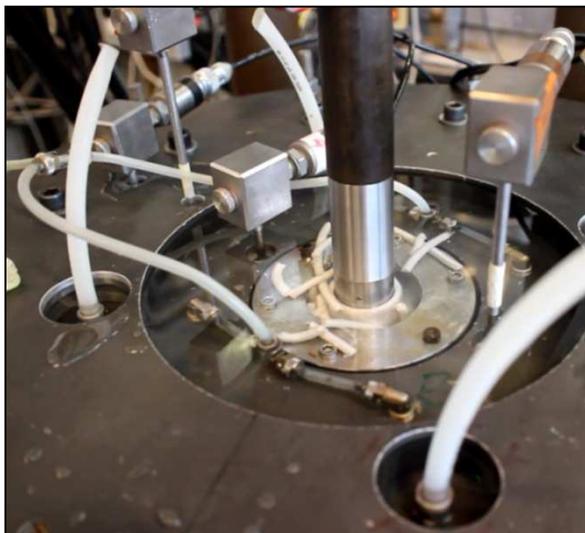
- Actionner le vérin de fonçage, en vérifiant toujours la verticalité du piézocône. La présence d'une autre personne est indispensable dans cette étape.
- Laisser le piézocône s'enfoncer dans le massif.
- Une fois la profondeur finale est atteinte (identifiée par un repère fixé au préalable sur le piézocône), arrêter le vérin de fonçage.



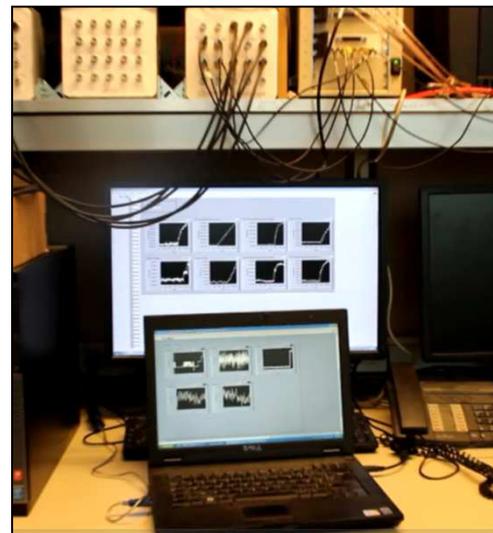
Immersion de la tête du piézocône et enlèvement de la membrane



Vérification de la verticalité du piézocône, puis lancement du fonçage



Enfoncement du piézocône



Acquisition des données lors du fonçage

Figure B.10- Etapes de mise en place du piézocône dans le massif

b- Phase de chargement

b-1. Solidarisation du piézocône avec le vérin de chargement

Une fois la pression interstitielle dissipée suite à la phase d'installation du piézocône, on procédera à l'étape de chargement à l'aide du vérin MTS. A cet effet, on suivra les étapes suivantes (**Figure B.11**) :

- 1) Positionnement de la chambre d'étalonnage au dessous du vérin de chargement MTS;
- 2) S'assurer que le groupe hydraulique est allumé;
- 3) Allumer le système d'acquisition PXI puis l'ordinateur MTS;
- 4) Ouvrir le gestionnaire de station, puis la session à utiliser (dans notre cas la session créée est nommée « Rawaz ») ;
- 5) Allumer le groupe hydraulique (HPU) et la chambre d'étalonnage (HSM) comme suit :
 - Mettre interlock sur réinitialiser ;
 - Allumer HPU basse pression. Une fois il cesse de clignoter, allumer HPU haute pression (remarquer que la couleur devienne verte) ;
 - Allumer HSM basse pression puis haute pression, selon la même démarche que pour HPU ;
- 6) Désactiver le pilotage automatique pour déplacer le vérin MTS manuellement;
- 7) Mettre sur pilotage en déplacement;
- 8) Visser la moitié du dispositif d'accrochage sur le piézocône (cette pièce comporte une rotule qui permet d'annuler les moments qui peuvent être générés). A noter que la première moitié de cette pièce se trouve visée sur le vérin MTS
- 9) Faire descendre le vérin MTS jusqu'à avoir le contact (détecté par une légère réponse en termes de force sur le capteur du vérin MTS).
- 10) Solidariser les deux demi pièces à l'aide des écrous appropriés.



Rapprochement des deux composantes du dispositif d'accrochage



Assemblage du dispositif d'accrochage du piézocône

Figure B.11- Fixation du piézocône sur le vérin de chargement

b-2. Chargements monotones initiaux et finaux

L'acquisition des données se fait par le biais de 2 programmes différents sous Labview.

Le premier étant exécuté à partir de l'ordinateur de la cabane, est relié au système d'acquisition rapide (PXI), et permet d'enregistrer les paramètres suivants :

- Déplacement et force du système MTS ;
- Résistance en pointe, frottement latéral et pression interstitielle dans le piézocône ;
- Pression interstitielles mesurée dans les piézomètres radiaux Ur_2 , Ur_3 et Ur_5 .

Le deuxième programme est lancé à partir de l'ordinateur portable et permet d'enregistrer les mesures reliés à un multimètre permettant d'enregistrer:

- Pressions verticale et horizontale appliquées sur le massif;
- Pressions interstitielles dans les piézomètres radiaux Ur_1 , Ur_4 et Ur_6

Les étapes à suivre sont les suivantes:

- 1) Procéder aux branchements des différents câbles du système d'acquisition et vérifier le fonctionnement de ces branchements en effectuant un test.

- 2) Préparer, pour les deux programmes d'acquisition, le fichier d'enregistrement de résultats.
- 3) Lancer un fichier test dans chaque programme d'acquisition;
- 4) Sur l'ordinateur MTS, dans la même session (Rawaz dans notre cas), cliquer sur « ouvrir procédure » et choisir le nom de la procédure appropriée (chargement monotone initial ou final) ;
- 5) Cliquer sur « éditer la procédure », vérifier alors les différentes phases de la procédure (phases de chargement), puis fermer la fenêtre.
- 6) Enregistrer sous un autre nom qui comporte le numéro de massif, matériau, nature de chargement, et la vitesse (exemple: *massif-M01-argile-mono-fin1-300mic*).
- 7) Valider puis vérifier l'existence de ce dossier;
- 8) Mettre les coefficients de sécurité concernant le déplacement et la force (à titre d'exemple + 5 kN et - 3 kN pour la force, et ± 5 mm pour les déplacements),
- 9) Remettre les déplacements à 0 sur l'ordinateur MTS (**et non pas les forces**), et activer le pilotage automatique,
- 10) Une fois toutes les vérifications faites, lancer en même temps les 2 programmes d'acquisition;
- 11) Une fois les premiers résultats s'affichent sur les graphes (après 5 à 10 secondes), lancer la procédure (sur l'ordinateur MTS);
- 12) Une courbe s'affichera permettant de visualiser le déroulement de l'essai en temps réel.

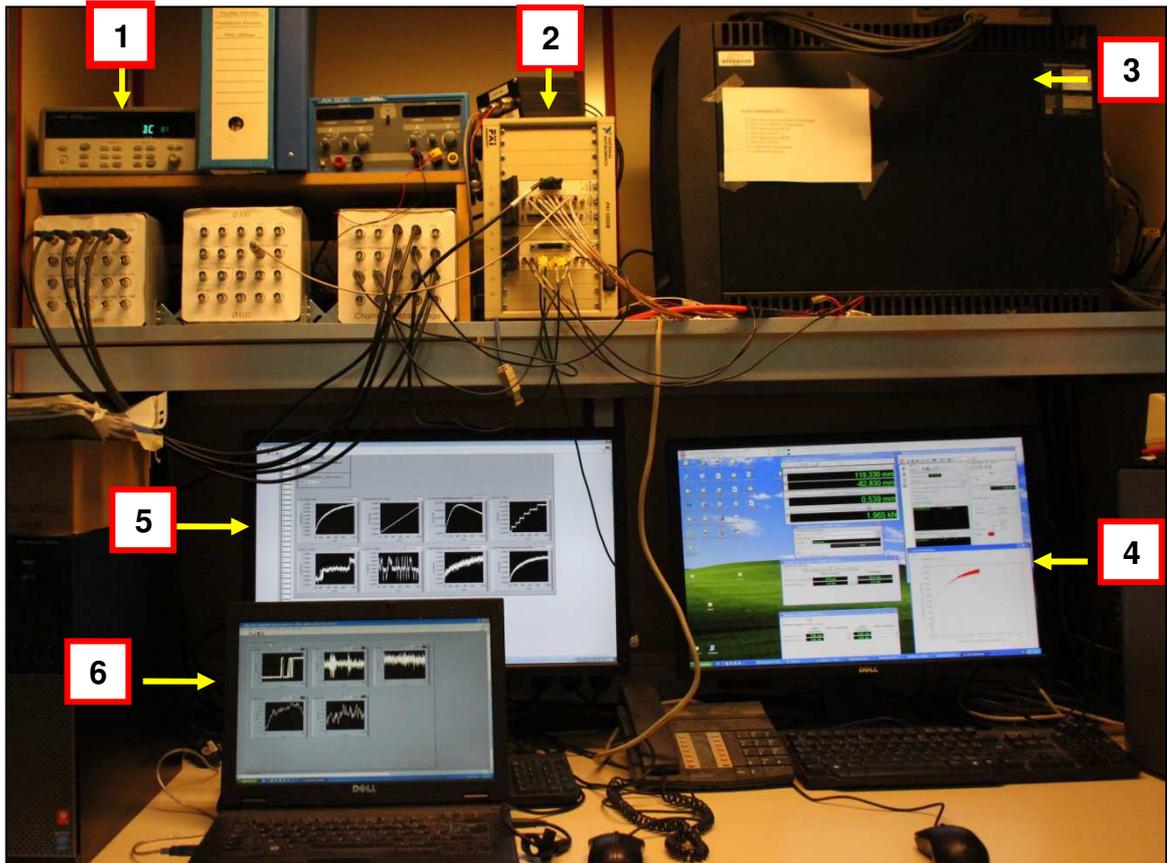


Figure B.12- Vue générale à l'intérieur de la cabane de commande lors de phase chargement du piézocône

Légende:

- 1: Multimètre
- 2: Système d'acquisition rapide (PXI)
- 3: MTS contrôleur
- 4: Ordinateur de pilotage du vérin MTS
- 5: Programme d'acquisition de données relié au système d'acquisition rapide (PXI)
- 6: Programme d'acquisition de données relié au multimètre

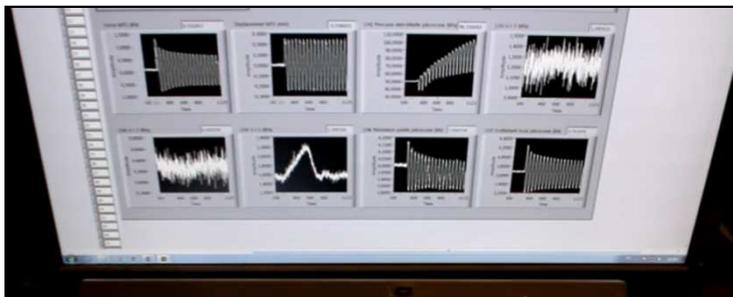


Figure B.13 - Fenêtre de l'ordinateur MTS après lancement du chargement monotone

b-3. Chargement cyclique

Pour lancer la phase de chargement cyclique, on doit suivre les étapes suivantes:

- 1) Branchement des câbles des différents capteurs dans les positions appropriées;
- 2) Refaire les mêmes étapes évoquées dans le cas du chargement monotone, en sélectionnant la procédure appropriée (cyclique cette fois-ci);
- 3) Faire les tests et vérification nécessaires;
- 4) Lancer les deux programmes d'acquisition ensuite la procédure de chargement cyclique.



Evolution des différents paramètres durant la séquence cyclique



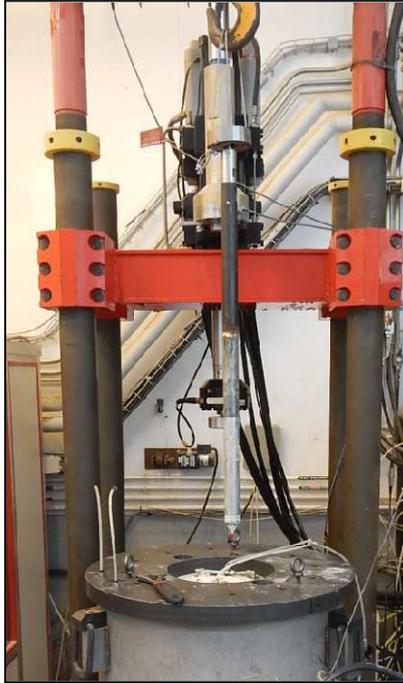
Affichage de la courbe de chargement en tête pendant le chargement cyclique

Figure B.14 - Affichage des résultats en temps réel pendant la séquence cyclique

7 : Démontage et prise de mesures sur le massif

Une fois toutes les séquences de chargement terminées, on procédera au démontage de l'essai de la manière suivante:

- 1) Réduire la pression verticale progressivement pour atteindre la valeur de la pression horizontale;
- 2) Réduire en parallèle les contraintes verticale et horizontale jusqu'à l'annulation totale;
- 3) Déconnecter le piézocône du vérin MTS au niveau de la pièce intermédiaire;
- 4) Faire monter le vérin de chargement MTS
- 5) Pousser la chambre d'étalonnage vers l'extérieur de la position du vérin MTS;
- 6) Fermer les robinets de contraintes verticale et horizontale;
- 7) Vider l'eau qui se trouve entre l'échantillon et la cerce métallique;
- 8) Enlever les 12 tirants;
- 9) A l'aide du pont roulant, accrocher le piézocône et procéder progressivement à son arrachement;
- 10) Déposer le piézocône, le nettoyer à l'aide d'un papier, jeter le filtre, nettoyer la tête, utiliser l'air comprimé pour débarrasser l'eau, enlever le câble de connexion et le remettre dans sa mallette;
- 11) Débrancher les piezomètres, et enlever-les un par un;
- 12) Enlever, dans l'ordre, le couvercle, l'embase supérieure, la cerce métallique puis la membrane;
- 13) Prendre des mesures de la hauteur et le périmètre du massif dans 3 endroits différents;
- 14) Découper le massif en deux, verticalement, à l'aide d'un fil fin en acier;
- 15) Mesurer la profondeur finale de pénétration du piézocône;
- 16) Prendre des échantillons à différentes positions pour mesurer la teneur en eau;
- 17) D'autres essais peuvent être effectués (pénétrömètre de poche, mini scissomètre, porosimétrie à mercure ...etc.).
- 18) Nettoyage de l'ensemble des composants utilisés à l'aide du karcher.



Arrachement du piézocône à l'aide du pont roulant



Prise de mesures après démontage complet du massif



Essai au pénétromètre de poche



Essai au scissomètre de poche

Figure B.15 - Démontage et prise de mesures sur le massif