UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

CARACTÉRISATION DES SOLS ARGILEUX AU MOYEN DU CÔNE EFFILÉ INSTRUMENTÉ

HUGO LONGTIN
DÉPARTEMENT DES GÉNIES CIVIL, GÉOLOGIQUE ET DES MINES
ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

MÉMOIRE PRÉSENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION
DU DIPLÔME DE MAÎTRISE ÈS SCIENCES APPLIQUÉES
(GÉNIE CIVIL)
DÉCEMBRE 2003

© Hugo Longtin, 2003.

National Library
of Canada

Acquisitions and
Bibliographic Services

395 Wellington Street
Ottawa ON K1A 0N4
Canada

Bibliothèque nationale
du Canada

Acquisisitons et
services bibliographiques

395, rue Wellington
Ottawa ON K1A 0N4
Canada

Your file Votre référence
ISBN: 0-612-90843-7
Our file Notre référence
ISBN: 0-612-90843-7

The author has granted a non-exclusive licence allowing the National Library of Canada to reproduce, loan, distribute or sell copies of this thesis in microform, paper or electronic formats.

The author retains ownership of the copyright in this thesis. Neither the thesis nor substantial extracts from it may be printed or otherwise reproduced without the author's permission.

L'auteur a accordé une licence non exclusive permettant à la Bibliothèque nationale du Canada de reproduire, prêter, distribuer ou vendre des copies de cette thèse sous la forme de microfiche/film, de reproduction sur papier ou sur format électronique.

L'auteur conserve la propriété du droit d'auteur qui protège cette thèse. Ni la thèse ni des extraits substantiels de celle-ci ne doivent être imprimés ou aturement reproduits sans son autorisation.

In compliance with the Canadian Privacy Act some supporting forms may have been removed from this dissertation.

While these forms may be included in the document page count, their removal does not represent any loss of content from the dissertation.

Conformément à la loi canadienne sur la protection de la vie privée, quelques formulaires secondaires ont été enlevés de ce manuscrit.

Bien que ces formulaires aient inclus dans la pagination, il n'y aura aucun contenu manquant.

Canada

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé :

CARACTÉRISATION DES SOLS ARGILEUX AU MOYEN DU CÔNE EFFILÉ INSTRUMENTÉ

présenté par : LONGTIN Hugo

en vue de l'obtention du diplôme de : Maîtrise ès sciences appliquées

a été dûment accepté par le jury d'examen constitué de :

M. SOULIÉ Michel, D.Sc.A., président

M. SILVESTRI Vincenzo, Ph.D., membre et directeur de recherche

M. LADANYI Branko, D.Sc.A., membre et codirecteur de recherche

Mme LEITE Maria Helena, Ph.D., membre

REMERCIEMENTS

Au terme de ce travail, je voudrais exprimer toute ma gratitude envers M. Branko Ladanyi, professeur émérite à l'École Polytechnique et codirecteur de cette recherche, pour la confiance qu'il m'a accordée, ses conseils, ses suggestions, ses encouragements ainsi que pour sa disponibilité tout au long de cette recherche. Je tiens également à remercier M. Vincenzo Silvestri, professeur à l'école Polytechnique et directeur de cette recherche, pour l'implication dont il a fait part ainsi que pour ses recommandations et son enseignement.

Je tiens pareillement à remercier M. André Ducharme, technicien du laboratoire de géotechnique, pour sa collaboration, sa disponibilité ainsi que pour ses judicieux conseils. De plus, je voudrais exprimer ma reconnaissance envers le personnel technique de terrain qui m'a appuyé durant les longues journées sur le site d'essais et plus particulièrement M. Badr Benabdellah et Mme Sophie Pelletier, étudiants aux cycles supérieurs de l'École Polytechnique.

Mon support financier a été assuré par le Conseil de Recherches en Sciences Naturelles et en Génie du Canada (CRSNG) ainsi que par les fonds de recherche de M. Branko Ladanyi. Je tiens à les remercier profondément.

RÉSUMÉ

Au cours des saisons estivales 2001-2002, des essais au cône effilé instrumenté ISCT (*Instrumented Sharp Cone Test*) ont été réalisés sur un dépôt d'argile raide de Mascouche avec une perspective de recherche et développement de l'appareil jumelée à un besoin de reconnaissance approfondie du site.

Le cône effilé instrumenté est un nouvel appareil permettant de réaliser des essais quasi-pressiométriques de manière continue le long d'un forage. Cette sonde se présente sous la forme d'un cône tronqué, ayant un très faible angle de conicité. Ce travail présente l'utilisation de deux nouvelles versions de cette sonde. La première, façonnée à un angle d'effilement de deux degrés, est munie de quatre capteurs de pression latérale totale et d'un capteur de pression interstitielle répartis sur sa longueur auxquels sont associés cinq niveaux de hauteur et de diamètre distincts. La deuxième comporte, quant à elle, un mur conique constitué de deux angles d'effilement successifs de un et deux degrés, sur lequel sont répartis longitudinalement cinq capteurs de pression latérale totale équidistants.

La mise en œuvre de l'essai nécessite l'exécution préalable d'un forage pilote dans lequel la sonde est par la suite introduite à l'aide d'un appareillage de forage conventionnel. Ce trou pilote doit cependant rester stable avant l'enfoncement de la sonde, ce qui peut nécessiter l'utilisation d'une extension autoforeuse dans le cas de dépôts cohérents de faible consistance.

En s'enfonçant, le cône repousse les parois et cause un élargissement continuel du trou pilote pouvant se traduire en terme de pression et de déformation radiale à la manière d'un essai pressiométrique. Les données sont recueillies à l'aide d'un système d'acquisition électronique dont l'enregistrement permet dans un premier temps, de tracer une courbe pressiométrique standard pour chaque niveau de pénétration et par la suite

d'en déduire les courbes contrainte-déformation associées en utilisant une méthode d'interprétation usuelle d'essais pressiométriques.

Les résultats issus de la présente étude ont démontré que l'essai au cône effilé instrumenté représentait une alternative valable de reconnaissance in-situ des sols cohérents. Ce mémoire symbolise l'essentiel des activités de recherches entreprises durant la période 2001-2002. De la conception de la sonde jusqu'au traitement des données en passant par les essais en chantier, chacun des développements intentés sera traité et analysé de façon critique de manière à pouvoir en arriver à des recommandations bénéfiques à la poursuite du projet.

ABSTRACT

During summers of 2001-2002, Instrumented Sharp Cone Tests (ISCT) have been carried out in a hard clay deposit at Mascouche in order to carry out research and development (R&D) of the device together with a deep sounding of the experimental site.

The instrumented sharp cone is a recently developed in-situ apparatus which can perform continuously soil testing in a pre-bored hole as a usual pressuremeter test. The present study describes the use of two new versions of this probe that appears to be a low-angle truncated cone. The first one with two degrees taper, has on its lateral surface four total pressure transducers and a pore pressure transducer to which five distinct elevation and radius levels can be associated. The second one, which has two successive taper angles of one and two degrees, possesses five total pressure transducers equally disposed on its lateral surface.

The execution of the test consists in pushing the probe into a pre-bored pilot hole with the use of a proper drilling system. This hole should remain stable until the start of the test, which may require a self-boring device in weak cohesive soils.

As the cone descends, it causes a continuous enlargement of the pilot hole which can be translated into a relationship between radial pressure and radial strain, similarly as in a pressuremeter test. The data provided from transducers are recorded by an electronic data acquisition system from which a standard pressure-expansion curve can be obtained at all penetrated soil levels. The pressure-expansion curves can eventually be transformed into stress-strain relationships by using conventional pressuremeter data-processing procedure.

The results from the recently performed experiments have shown that the instrumented sharp cone test (ISCT) represents a valuable alternative to some presently used field tests in clays. This thesis presents the essential portions of 2001-2002 research activities. From probe's design to data treatment passing by field tests, each progress intended in this study has been considered and critically analysed in order to give helpful recommendations for the project's continuation.

TABLE DES MATIÈRES

REMERCIEMENTS ..... **iv**
RÉSUMÉ ..... **v**
ABSTRACT ..... **vii**
TABLE DES MATIÈRES ..... **ix**
LISTE DES TABLEAUX ..... **xiii**
LISTE DES FIGURES ..... **xv**
LISTE DES ANNEXES ..... **xxii**
LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS ..... **xxiii**

CHAPITRE I : INTRODUCTION **1**

CHAPITRE II : ESSAI PRESSIOMÉTRIQUE (PMT) **6**
2.1 Introduction 6
2.2 Historique de l'essai 6
2.3 Installation et équipement 9
2.3.1 Description de l'appareil 9
2.3.2 Calibration de l'appareil 10
2.3.3 Équipement de forage 11
2.4 Technique d'essai 14
2.4.1 Préparation du pressiomètre 15
2.4.2 Forage du trou 15
2.4.3 Exécution de l'essai 17
2.5 Analyse théorique 18
2.5.1 État des contraintes initiales 19
2.5.2 Expansion d'une cavité cylindrique 24
2.5.3 Consolidation horizontale 39

2.6 Interprétation des essais pressiométriques 43
2.6.1 Traçage de la courbe pressiométrique 44
2.6.2 Contrainte horizontale totale en place 46
2.6.3 Module de cisaillement pressiométrique 49
2.6.4 Résistance au cisaillement non drainé 50
2.6.5 Coefficient de consolidation horizontal 54

CHAPITRE III : ESSAI AU CÔNE EFFILÉ INSTRUMENTÉ (ISCT) 79
3.1 Introduction 79
3.2 Historique de l'essai 79
3.3 Installation et équipement 82
3.3.1 Description de l'appareil 82
3.3.2 Calibration de l'appareil 88
3.3.3 Équipement électronique 89
3.3.4 Équipement de forage 92
3.4 Technique d'essai 92
3.4.1 Préparation de la sonde 94
3.4.2 Forage du trou 95
3.4.3 Exécution de l'essai 97
3.5 Analyse théorique 101
3.5.1 Essai au cône effilé (SCT) 101
3.5.2 Essai au cône effilé instrumenté (ISCT) 105
3.5.3 Consolidation horizontale 108
3.6 Interprétation des essais au cône effilé instrumenté 109
3.6.1 Profilage des contraintes mobilisées 110
3.6.2 Courbe pressiométrique correspondante 111
3.6.3 Coefficient de consolidation horizontal 113

CHAPITRE IV : SITE À L'ÉTUDE 125
4.1 Introduction 125
4.2 Localisation du site 125
4.3 Programme d'essais 126
4.4 Propriétés géotechniques 129

CHAPITRE V : RÉSULTATS ET INTERPRÉTATION DES ESSAIS 137
5.1 Représentation graphique des essais 137
5.1.1 Contraintes latérales mobilisées 138
5.1.2 Courbes pressiométriques 141
5.1.3 Courbes contrainte-déformation 149
5.1.4 Courbes de dissipation 151
5.2 Obtention des paramètres géotechniques 154
5.2.1 Contrainte horizontale en place 154
5.2.2 Module de cisaillement 159
5.2.3 Résistance au cisaillement non drainé 164
5.2.4 Consolidation horizontale 184

CHAPITRE VI : CONCLUSIONS 220
6.1 Bilan comparatif 220
6.1.1 Contrainte horizontale en place 220
6.1.2 Module de cisaillement 221
6.1.3 Résistance au cisaillement non drainé 221
6.1.4 Coefficient de consolidation horizontal 222
6.2 Récapitulation 223

CHAPITRE VII : RECOMMANDATIONS 224

7.1 Ajout de capteurs supplémentaires 224

7.2 Changement du type de capteur 226

7.3 Ajout d'un capteur thermique 227

7.4 Automatisation de la vitesse de pénétration 228

7.5 Modification de la technique d'essai 229

RÉFÉRENCES 234

ANNEXES 242

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1 : Techniques d'essai pressiométrique utilisées à Mascouche 14

Tableau 3.1 : Prototypes du cône effilé instrumenté 82

Tableau 3.2 : Déformations volumiques unitaires imposées sur la sonde #2 84

Tableau 3.3 : Déformations volumiques unitaires imposées sur la sonde #3 84

Tableau 3.4 : Conducteurs de la sonde #2 87

Tableau 3.5 : Conducteurs de la sonde #3 88

Tableau 3.6 : Techniques d'essai au cône effilé instrumenté utilisées à Mascouche 94

Tableau 3.7 : États imposés de pression-déformation pour la sonde #2 106

Tableau 4.1 : Essais in-situ effectués sur le site de Mascouche 126

Tableau 4.2 : Fluctuations du niveau piezométrique lors des campagnes 2001 et 2002 127

Tableau 5.1 : Malfonctions associées aux essais ISCT sur le site de Mascouche ... 140

Tableau 5.2 : Malfonctions associées aux essais PMT sur le site de Mascouche 147

Tableau 5.3 : Contraintes horizontales en place déterminées par essais PMT 157

Tableau 5.4 : Modules de cisaillement déterminés par essais ISCT 160

Tableau 5.5 : Modules de cisaillement déterminés par essais PMT 162

Tableau 5.6 : Résistances au cisaillement non drainé déterminées par essais ISCT et utilisant la technique de détermination de Ladanyi (1972) 167

Tableau 5.7 : Résistances au cisaillement non drainé déterminées par essais ISCT et utilisant la technique de détermination de Ménard (1957) 169

Tableau 5.8 : Résistances au cisaillement non drainé déterminées par essais PMT et utilisant la technique de détermination de Ladanyi (1972) 172

Tableau 5.9 : Paramètres utilisés par la technique de détermination de c_u proposée par Ménard (1957) à partir d'essais PMT 174

Tableau 5.10 : Résistances au cisaillement non drainé déterminées par essais PMT et par la technique de détermination de Ménard (1957) 175
Tableau 5.11 : Coefficients de consolidation horizontaux déterminés par essais ISCT 185
Tableau 5.12 : Coefficients de consolidation issus d'essais réalisés sur l'argile de Mascouche 187

LISTE DES FIGURES

Figure 2.1 : Coupe schématique de la cellule pressiométrique TEXAM telle qu'elle figure dans le manuel d'opération de l'appareil fourni par ROCTEST LTD 56
Figure 2.2 : Corps du pressiomètre TEXAM tel qu'il figure dans le manuel d'opération de l'appareil fourni par ROCTEST LTD 57
Figure 2.3 : Cellule pressiométrique et sabot perforé utilisés lors des essais ISCT sur le site de Mascouche 58
Figure 2.4 : Corps du pressiomètre TEXAM utilisé lors des essais ISCT sur le site de Mascouche 59
Figure 2.5 : Correction d'inertie utilisée durant les essais PMT 60
Figure 2.6 : Correction de dilatation parasite durant les essais PMT 60
Figure 2.7 : Foreuse portative utilisée lors de la campagne 2001-2002 61
Figure 2.8 : Vérin hydraulique utilisé lors de la campagne 2001-2002 62
Figure 2.9 : Échantillonneur à paroi mince utilisé lors de la campagne 2001-2002 ... 63
Figure 2.10 : Tubes à paroi mince (Shelby) utilisés lors des prélèvements 63
Figure 2.11 : Compresseur hydraulique et génératrice utilisés lors de la campagne 2001-2002 64
Figure 2.12 : Équipements de transport utilisés sur le site de Mascouche 64
Figure 2.13 : Coupe schématique d'un essai PMT réalisé sur le site de Mascouche 65
Figure 2.14 : Phases successives de comportement du sol lors d'un essai pressiométrique 66
Figure 2.15 : Cheminement historique simplifié des contraintes sur un dépôt de sol .. 66
Figure 2.16 : Élément de sol caractérisé par un repère cylindrique de contraintes 67
Figure 2.17 : Déformations radiales axisymétriques occasionnées lors de l'expansion d'une cavité cylindrique 67
Figure 2.18 : Répartition des contraintes autour de l'expansion d'une cavité cylindrique 68

Figure 2.19 : Courbes pressiométriques exprimées en terme : a) de déformation radiale b) de changement volumique 68
Figure 2.20 : Idéalisation du comportement élastique parfaitement plastique dans le cas d'un sol : a) avec écrouissage b) avec anti-écrouissage 69
Figure 2.21 : Expansion pressiométrique appliquée à un sol idéal élastique parfaitement plastique 69
Figure 2.22 : Expansion d'une cavité cylindrique considérant un assemblage de cylindres plastiques : a) courbe contrainte-déformation b) variation avec le rayon de la résistance mobilisée ainsi que de la contrainte radiale totale c) courbe pressiométrique correspondante d) courbe pressiométrique nette reproduite en diagramme semi-log 70
Figure 2.23 : Génération de pressions interstitielles en excès durant l'expansion d'une cavité cylindrique dans un sol élastique parfaitement plastique idéal 71
Figure 2.24 : Distribution des surpressions interstitielles induites immédiatement après l'expansion d'une cellule pressiométrique 72
Figure 2.25 : Dépendance du facteur temps pour 50 % de consolidation des surpressions maximales générées durant une expansion pressiométrique 72
Figure 2.26 : Courbe pressiométrique issue d'un essai PMT 73
Figure 2.27 : Illustration de la méthode du point de décollement (*lift-off*) 73
Figure 2.28 : Courbe pressiométrique idéale d'un essai PMT autoforeur 74
Figure 2.29 : Procédure itérative d'estimation de la contrainte horizontale totale au repos 74
Figure 2.30 : Définition de module pressiométrique initial tangent et sécant 75
Figure 2.31 : Courbe contrainte-déformation déduite d'un essai PMT 75
Figure 2.32 : Ramollissement post-rupture typique d'une argile sensible représenté sur : a) courbe pressiométrique b) courbe contrainte-déformation 76

Figure 2.33 : Détermination graphique de la pression limite telle que proposée par Ménard ($\Delta V/V = 0,5$) et par Marsland et Randolph ($\Delta V/V = 1$)..... 77
Figure 2.34 : Essai de dissipation à déformation maintenue (*Strain Holding Test*) : a) déformations radiales b) pression cellulaire c) surpressions interstitielles mesurées..... 78
Figure 2.35 : Essai de dissipation à pression maintenue (*Pressure Holding Test*) : a) pression cellulaire b) déformations radiales c) surpressions interstitielles mesurées..... 78
Figure 3.1 : Coupe schématique de l'essai au cône effilé SCT..... 114
Figure 3.2 : Premier prototype utilisé pour l'essai au cône effilé instrumenté ISCT..... 115
Figure 3.3 : Deuxième prototype utilisé pour l'essai au cône effilé instrumenté ISCT..... 116
Figure 3.4 : Troisième prototype utilisé pour l'essai au cône effilé instrumenté ISCT..... 116
Figure 3.5 : Appareillage utilisé lors de l'exécution d'un essai au cône effilé instrumenté ISCT..... 117
Figure 3.6 : Représentation schématique du corps de la sonde #2..... 118
Figure 3.7 : Représentation schématique du corps de la sonde #3..... 118
Figure 3.8 : Capteur de pression SENSOTEC installé sur le cône effilé instrumenté..... 119
Figure 3.9 : Étalonnage des capteurs de la sonde #2..... 120
Figure 3.10 : Étalonnage des capteurs de la sonde #3..... 120
Figure 3.11 : Capteur de position utilisé lors de la campagne 2001-2002..... 121
Figure 3.12 : Système d'acquisition utilisé lors de la campagne 2001-2002..... 121
Figure 3.13 : Station de contrôle d'un essai ISCT comprenant un micro-ordinateur, un système d'acquisition et un conditionneur de signaux électroniques 122
Figure 3.14 : Coupe schématique d'un essai au cône effilé instrumenté..... 122

Figure 3.15 : Courbe pressiométrique schématique dans le diagramme de Gibson et Anderson (1961) avec quatre points d'un essai ISCT 123
Figure 3.16 : Profilage des contraintes latérales mobilisées à l'endroit des capteurs de pression lors d'un essai ISCT 124
Figure 4.1 : Site expérimental de Mascouche (1) 131
Figure 4.2 : Site expérimental de Mascouche (2) 131
Figure 4.3 : Plan de localisation du site de Mascouche 132
Figure 4.4 : Agrandissement du plan de localisation du site de Mascouche..... 133
Figure 4.5 : Plan de localisation des essais 133
Figure 4.6 : Propriétés géotechniques du site de Mascouche..... 134
Figure 4.7 : Profils de résistance au cisaillement non drainé déterminés par essais VST sur le site de Mascouche 135
Figure 4.8 : Cheminements en contraintes effectives lors des essais triaxiaux CIU sur des échantillons prélevés sur le site de Mascouche à 4 m de profondeur 136
Figure 5.1 : Profil de contraintes latérales mobilisées lors de l'essai ISCT F-2-8 sur le site de Mascouche..... 190
Figure 5.2 : Courbe pressiométrique nette de l'essai ISCT F-2-8 effectué à 4,75 m de profondeur sur le site de Mascouche 191
Figure 5.3 : Courbe pressiométrique corrigée de l'essai PMT S-1-1 de la campagne 2001 effectué à 5,80 m de profondeur sur le site de Mascouche..... 192
Figure 5.4 : Courbe pressiométrique corrigée de l'essai PMT S-2-6 de la campagne 2002 effectué à 4,45 m de profondeur sur le site de Mascouche..... 192
Figure 5.5 : Courbe pressiométrique nette de l'essai PMT S-1-1 de la campagne 2001 effectué à 5,80 m de profondeur sur le site de Mascouche..... 193
Figure 5.6 : Courbe pressiométrique nette de l'essai PMT S-2-6 de la campagne 2002 effectué à 4,45 m de profondeur sur le site de Mascouche..... 194

Figure 5.7 : Courbes pressiométriques nettes issues des essais ISCT et PMT sur le site de Mascouche pour des profondeurs variant de 4,0 à 5,0 m 195
Figure 5.8 : Courbe contrainte-déformation typique du comportement de l'argile de Mascouche lors de l'essai ISCT F-2-8 à une profondeur de 4,75 m 196
Figure 5.9 : Courbe contrainte-déformation typique du comportement de l'argile de Mascouche lors de l'essai PMT S-1-1 à une profondeur de 5,80 m. 196
Figure 5.10 : Courbes contrainte-déformation issues des essais ISCT et PMT sur le site de Mascouche pour des profondeurs variant de 4,0 à 5,0 m 197
Figure 5.11 : Courbes de dissipation à déformation maintenue de l'essai ISCT F-2-2 effectué à une profondeur de 5,56 m sur le site de Mascouche... 198
Figure 5.12 : Contraintes horizontales totales au repos déduites des essais PMT pour une élévation de la nappe normalisée à 2,2 m 199
Figure 5.13 : Variation du module de cisaillement provenant d'essais ISCT réalisés sur le site de Mascouche 200
Figure 5.14 : Variation du module de cisaillement provenant d'essais PMT réalisés sur le site de Mascouche 201
Figure 5.15 : Variation du module de cisaillement provenant d'essais PMT réalisés sur le site de Mascouche 202
Figure 5.16 : Relation entre le module de cisaillement à faible déformation, la résistance en pointe nette et l'indice de plasticité 203
Figure 5.17 : Profils continus des résistances au cisaillement non drainé obtenus à partir de régressions linéaires automatisées tirées de la sonde #2 204
Figure 5.18 : Profils continus des résistances au cisaillement non drainé obtenus à partir de régressions linéaires automatisées tirées de la sonde #3 205
Figure 5.19 : Comparaison du profil de résistance au cisaillement non drainé issu de l'essai F-1-6 avec le profil moyen obtenu de la sonde #2 206
Figure 5.20 : Comparaison du profil de résistance au cisaillement non drainé issu de l'essai F-1-7 avec le profil moyen obtenu de la sonde #2 207

Figure 5.21 : Comparaison du profil de résistance au cisaillement non drainé issu de l'essai F-2-1 avec le profil moyen obtenu de la sonde #2 208
Figure 5.22 : Comparaison du profil de résistance au cisaillement non drainé issu de l'essai F-2-2 avec le profil moyen obtenu de la sonde #2 209
Figure 5.23 : Comparaison du profil de résistance au cisaillement non drainé issu de l'essai F-2-4 avec le profil moyen obtenu de la sonde #2 210
Figure 5.24 : Comparaison du profil de résistance au cisaillement non drainé issu de l'essai F-2-6 avec le profil moyen obtenu de la sonde #2 211
Figure 5.25 : Variation de la résistance au cisaillement non drainé trouvée par la méthode de Ménard à partir des essais ISCT réalisés sur le site de Mascouche 212
Figure 5.26 : Techniques d'interprétation utilisées dans la détermination de la résistance au cisaillement non drainé provenant des essais ISCT réalisés sur le site de Mascouche 213
Figure 5.27 : Variation de la résistance au cisaillement non drainé trouvée par la méthode de Ménard à partir des essais PMT réalisés sur le site de Mascouche 214
Figure 5.28 : Variation de la résistance au cisaillement non drainé trouvée par la méthode de Ménard à partir des essais PMT réalisés sur le site de Mascouche 215
Figure 5.29 : Profils comparatifs de résistance au cisaillement non drainé provenant d'essais ISCT, PMT et VST réalisés sur le site de Mascouche 216
Figure 5.30 : Corrélation du rapport de résistance pressiomètre autoforeur / scissomètre avec le coefficient de surconsolidation 217
Figure 5.31 : Relation entre la pression limite déduite d'un essai pressiométrique Ménard et la résistance au cisaillement non drainé établie au scissomètre 217
Figure 5.32 : Variation avec la profondeur du coefficient de consolidation sur le site de Mascouche 218

Figure 5.33 : Courbes de rétablissement des contraintes effectives lors d'une phase à déformation maintenue de l'essai ISCT F-2-2 effectué à une profondeur de 5,56 m sur le site de Mascouche 219
Figure 7.1 : Coupe schématique des modifications proposées à partir du prototype #3 231
Figure 7.2 : Schéma du système autoforeur d'insertion à jet adapté au pressiomètre 232
Figure 7.3 : Schéma du système autoforeur à trousse coupante rotative adapté au pressiomètre 233

LISTE DES ANNEXES

Annexe A : Contraintes latérales mobilisées – essais ISCT 242

Annexe B1 : Courbes pressiométriques corrigées – essais ISCT 247

Annexe B2 : Courbes pressiométriques corrigées – essais PMT 249

Annexe C1 : Courbes pressiométriques nettes – essais ISCT 260

Annexe C2 : Courbes pressiométriques nettes – essais PMT 264

Annexe D1 : Courbes contrainte-déformation – essais ISCT 272

Annexe D2 : Courbes contrainte-déformation – essais PMT 276

Annexe E : Strain Holding Test (SHT) – essais ISCT 284

Annexe F : Site expérimental de Mascouche utilisé lors d'autres recherches 288

Annexe G : Programme d'acquisition HP VEE 292

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

a	rayon de la cavité (Ladanyi, 1972)
a_o	rayon initial de la cavité (Ladanyi, 1972)
c	coefficient de consolidation
Cap.	capteur de pression
C	constante associée au fluage
c'	cohésion effective
c_a	cohésion le long du fût du cône
c_h	coefficient de consolidation horizontal
CIU	essais triaxiaux non drainés consolidés isotropiquement (*Consolidated Isotropic Undrained*)
CPT	essai au cône statique (*Cone Penetration Test*)
CPTU	essai au piezocône (*Piezocone Test*)
$c_{u\,m}$	résistance au cisaillement non drainé mesurée
$c_{u\,p}$	résistance au cisaillement non drainé déterminée au pressiomètre
$c_{u\,peak}$	résistance au cisaillement non drainé maximale au pic
$c_{u\,ult}$	résistance au cisaillement non drainé à grande déformation
$c_{u\,v}$	résistance au cisaillement non drainé déterminée au scissomètre
c_u	résistance au cisaillement non drainé de l'argile intacte
c_{ur}	résistance au cisaillement non drainé de l'argile remaniée
c_v	coefficient de consolidation vertical
D	diamètre du cylindre ou du cône
d	diamètre du trou pilote
d_i	diamètre correspondant à l'incrément i
DMT	essai au dilatomètre plat (*Flat Dilatometer Test*)
f	fonction mathématique
G	module de cisaillement reliant les contraintes aux déformations
G_i	module de cisaillement initial tangent
G_o	module de cisaillement à faible déformation

G_P	module de cisaillement déterminé par courbe pressiométrique
G_s	module de cisaillement sécant
G_{ur}	module de cisaillement déterminé par boucle de déchargement-chargement
h	élévation au dessus de la surface
H	profondeur sous la surface
h_w	élévation de la nappe phréatique au dessus d'un point considéré
Inter.	relatif à la pression interstitielle
I_p	indice de plasticité
ISC	essai au cône effilé (*Sharp Cone Test*)
ISCT	essai au cône effilé instrumenté (*Instrumented Sharp Cone Test*)
K_f	ligne d'état limite
k_h	coefficient de conductivité hydraulique horizontal du sol
$K_{o\ nc}$	coefficient de pression latérale des terres au repos pour un sol normalement consolidé
$K_{o\ oc}$	coefficient de pression latérale des terres au repos pour un sol surconsolidé
K_o	coefficient de pression latérale des terres au repos
L	longueur du cylindre ou du cône
M&R	relatif aux auteurs Marsland et Randolph
MTQ	Ministère des Transports du Québec
n	exposant de fluage associé aux contraintes
NC	relatif à un sol normalement consolidé
N_P	constante pressiométrique
OC	relatif à un sol surconsolidé
OCR	rapport de surconsolidation
OCR_{max}	rapport de surconsolidation maximum de l'histoire d'un dépôt
p	pression nette
p'	moyenne des contraintes principales effectives σ'_1 et σ'_3

p_c	pression corrigée
PHT	essai de dissipation à pression maintenue (*Pressure Holding Test*)
p_i	pression radiale correspondant à l'incrément *i*
$p_{L\,M}$	pression limite déterminée par la méthode de Ménard (1957)
$p_{L\,M\&R}$	pression limite déterminée par la méthode de Marsland et Randolph (1977)
p_L	pression limite
p_m	pression mesurée
PMT	essai pressiométrique (*Pressuremeter Test*)
p_o	pression initiale de la cavité
Prof.	profondeur
Q	charge axiale appliquée sur le cône effilé
q'	moitié de la valeur du déviateur principal des contraintes effectives σ'_1 et σ'_3
q_a	contrainte déviatorique mobilisée pour une symétrie radiale
q_c	résistance en pointe mobilisée
$q_{i\,i+1}$	contrainte déviatorique mobilisée
q_i	correction due à l'inertie de la cellule pressiométrique
q_{ps}	contrainte déviatorique mobilisée en état de déformation plane
q_{pz}	correction due à la charge pressiométrique
r	distance radiale
R	distance radiale délimitant les zones élastique et plastique du sol
r'	distance radiale avant expansion
R^2	coefficient de détermination statistique
r_i	distance radiale correspondant à l'incrément *i*
s	tassement du cône effilé
S_1	terme relatif à l'adhésion le long du fût du cône effilé
S_2	terme relatif au frottement et à la gravité sur le cône effilé
S_3	terme relatif au fluage sur le cône effilé

sec.	secondes
SHT	essai de dissipation à déformation maintenue (*Strain Holding Test*)
T_{50}	facteur de temps adimensionnel équivalent à 50 % de dissipation des surpressions interstitielles
t_{50}	intervalle de temps réel requis équivalent à 50 % de dissipation des surpressions interstitielles
u	pression interstitielle
u_i	déplacement radial (Ladanyi et Guichaoua, 1985)
u_o	pression interstitielle hydrostatique
u_r	déplacement radial (Ladanyi, 1972)
U-R	relatif à une boucle de déchargement-chargement (*Unload-Reload*)
V	volume de la cavité
V_b	volume brut mesuré par le comparateur d'un essai PMT
V_d	correction de volume due à la dilatation parasite
V_i	volume de la cavité correspondant à l'incrément i
V_m	volume de liquide injecté et mesuré
V_{mo}	volume de liquide injecté dans la cellule pressiométrique au moment où $p_c = p_o$
V_o	volume initial de la cavité
VST	essai au scissomètre (*Vane Shear Test*)
VTT	véhicule tout-terrain
V_{vide}	volume de liquide dans la cellule pressiométrique avant toute injection
w_L	limite de liquidité
w_n	teneur en eau naturelle
w_p	limite de plasticité
x_i	distance entre le niveau de base du cône et le niveau i
y	déplacement radial (Mair et Wood, 1987)
y_c	déplacement radial de la cavité (Mair et Wood, 1987)
Δu	surpressions interstitielles

Δu_{max}	surpressions interstitielles maximales
ΔV	augmentation de volume de la cavité
$\Delta V/V$	déformation volumique unitaire de la cavité
α	demi-angle au sommet du cône
β	paramètre de rebond du sol au repos
δ	angle de frottement
ε	déformation linéaire
ε_1	déformation principale majeure
ε_{1a}	déformation axiale du sol
ε_3	déformation principale mineure
ε_c	déformation tangentielle de la cavité
ε_f	déformation à la rupture
ε_r	déformation radiale
ε_θ	déformation tangentielle
$\varnothing$	diamètre de la cavité
ϕ	angle de frottement interne
ϕ'	angle de frottement interne effectif
γ	déformation angulaire
γ_a	déformation angulaire moyenne pour une symétrie axiale
$\gamma_{i,\, i+1}$	déformation angulaire moyenne
γ_{ps}	déformation angulaire moyenne pour un état de déformation plane
γ_{sat}	poids volumique du sol saturé
γ_w	poids volumique de l'eau
ν	coefficient de Poisson
ν'	coefficient effectif de Poisson
ρ	rayon de la cavité (Mair et Wood, 1987)
ρ_o	rayon initial de la cavité (Mair et Wood, 1987)

σ	contrainte appliquée
σ'_p	contrainte de préconsolidation
σ'_r	contrainte radiale effective de la cavité
σ'_θ	contrainte tangentielle effective de la cavité
σ'_1	contrainte effective principale majeure
σ'_3	contrainte effective principale mineure
σ_1	contrainte principale majeure
σ_3	contrainte principale mineure
σ_{ho}	contrainte horizontale totale des terres au repos
σ_{ho}'	contrainte horizontale effective des terres au repos
σ_r	contrainte radiale de la cavité
σ_{vo}	contrainte verticale totale des terres au repos
σ_{vo}'	contrainte verticale effective des terres au repos
σ_z	contrainte verticale de la cavité
σ_θ	contrainte tangentielle de la cavité
τ	contrainte de cisaillement
τ_{fu}	contrainte de cisaillement non drainé à la rupture

CHAPITRE I
INTRODUCTION

La connaissance des propriétés mécaniques des dépôts terrestres est essentielle à la pratique de la construction et au design de celle-ci lorsque des ouvrages doivent être supportés par une infrastructure terrestre. Il est bien connu, la mécanique des sols possède des théories d'interprétations plus ou moins approximatives et parfois difficilement applicables. Il devient alors fondamental d'établir des techniques de prospection des propriétés mécaniques des sols afin de pouvoir joindre les prévisions mathématiques à la réalité. La caractérisation des sols joue donc un rôle prépondérant en mécanique des sols et est depuis toujours une source de controverses chez les géotechniciens.

Deux approches distinctes sont employées actuellement à l'exploration des sols et de ses attributs, c'est-à-dire les méthodes en laboratoire et celles in-situ. Pour ce qui est de la première méthode, un échantillonnage adéquat du matériau doit être réalisé afin de représenter fidèlement celui-ci et ne pas induire de fausses informations. Or, dans le cas des argiles, les techniques d'échantillonnage actuelles comportent presque toujours un remaniement notable et sont susceptibles de fournir aux essais de laboratoire une altération des paramètres recherchés. En revanche, les essais in-situ sont en mesure de fournir des résultats plus représentatifs des conditions présentes à l'endroit exploré. Toutefois, l'étendue des paramètres déterminés avec ces méthodes est limitée en comparaison avec celles en laboratoire. Par ailleurs, les difficultés d'interprétations de ces essais, les effets d'installation et les perturbations involontaires du sol dues à l'essai sont autant de facteurs nuisibles auxquels les utilisateurs doivent avoir à faire face lors de leur usage. Il faut d'autant plus souligner que l'établissement de corrélations provenant d'essais in-situ et de laboratoire, ainsi qu'à partir de jugements d'expériences est important.

> Bien que les essais in-situ soient importants pour une évaluation précise des caractéristiques des sols, il faut caractériser les sols en couplage avec les tests en laboratoire ou les différentes techniques in-situ.
>
> (Wroth, 1984)

Jusqu'à aujourd'hui, un nombre restreint de méthodes a été employé à la détermination in-situ des propriétés géotechniques des sols. Si la justesse des interprétations théoriques dérivées de ces méthodes a pu dans certains cas être soigneusement justifiée, il demeure néanmoins que quelques divergences peuvent survenir quant à l'estimation des paramètres transmis par ces procédés et les véritables caractéristiques du sol en place. Lorsque la problématique des essais in-situ n'est pas à ce niveau, elle peut être de nature financière ou tout simplement due à une procédure d'utilisation contraignante et complexe à réaliser. Chacune des techniques in-situ impose au sol des conditions de déformation et de rupture différentes qui doivent être interprétées à chaque fois de façon appropriée. En voici les principales caractéristiques :

- L'essai au piezocône (CPTU) est une méthode continue de prospection du sol qui consiste à enfoncer une pointe conique à l'aide d'un vérin. Il renseigne son utilisateur sur la résistance à la rupture du sol q_c ainsi que sur les pressions interstitielles générées par la pénétration du cône sans toutefois éclairer celui-ci sur la déformabilité des sols transgressés. Simple à utiliser, il nécessite cependant un équipement de pénétration lourd et coûteux à opérer.

- L'essai au pressiomètre (PMT), qui consiste au chargement radial du sol par une sonde cylindrique dilatable, peut fournir des renseignements sur la résistance des sols à une profondeur donnée et leur associer une relation en terme de contrainte-déformation. L'essai PMT peut faire une estimation plus ou moins fine de la pression horizontale au repos qui permet de déduire le coefficient K_o . Cependant, la méthode n'agit pas de façon continue avec la profondeur en plus de nécessiter un équipement et des opérations de terrain complexes et difficilement automatisables.

- L'essai au dilatomètre plat (DMT) a démontré qu'il pouvait rendre des estimations rapides quant à un nombre appréciable de paramètres géotechniques à partir de l'expansion millimétrique de la surface d'une plaque enfoncée dans le sol. Il subsiste toutefois une absence d'interprétation théorique à son utilisation qui ne se base que sur des relations préétablies ainsi que sur des corrélations empiriques de données statistiques faites avec d'autres appareils de prospection.

- L'essai au scissomètre (VST) a l'avantage d'être simple et de ne requérir aucun équipement de support électronique ni de haute technologie. Son utilisation consiste à introduire un moulinet dans le sol et à lui transmettre un mouvement rotatif depuis la surface. En établissant une relation entre la rotation du moulinet et l'opposition du sol à son libre mouvement, l'essai VST permet de déterminer facilement, rapidement et à moindres coûts la résistance au cisaillement des argiles ainsi que leur sensibilité. Cette méthode ponctuelle ne peut néanmoins dresser un profil continu des paramètres recherchés en plus d'être limitée quant à l'interprétation de la déformabilité des sols.

L'essai proposé dans cette recherche constitue un supplément aux techniques de reconnaissance actuellement utilisées. Il consiste à enfoncer une sonde conique faiblement tronquée dans un matériau terrestre cohérent ayant été préalablement foré à un diamètre inférieur à celle-ci. L'objectif de l'essai est de reproduire les conditions d'une expansion de cavité quasi-cylindrique, à la manière d'un essai pressiométrique conventionnel. Plusieurs applications ont été mises en œuvre jusqu'à maintenant afin de relier l'expansion des parois du trou pilote à des paramètres de résistance et de fluage intrinsèques du matériau sous déformation.

La première application de l'essai, connue sous le nom de *Sharp Cone Test* (SCT), a eu pour but d'estimer les paramètres de fluage des sols gelés, du sel gemme et de la glace

en utilisant un cône ordinaire non instrumenté. L'essai reposait à l'époque sur la relation entre le temps de chargement et l'enfoncement du cône par une charge axiale constante. Son interprétation a été, dès le début, basée sur la théorie d'expansion d'une cavité cylindrique et était semblable à celle utilisée dans l'interprétation d'un essai de fluage pressiométrique (Ladanyi et Talabard, 1989; Ladanyi et Sgaoula, 1992; Leite et al., 1993).

Les applications subséquentes ont ensuite pris une autre tangente vers la détermination de paramètres de déformation plutôt que de fluage. La nouvelle méthode de reconnaissance qui en découla fut intitulée *Instrumented Sharp Cone Test* (ISCT) et constitue l'objet principal de ce mémoire. Son principe repose sur la détermination de la résistance à l'élargissement des parois d'un trou pilote lors de son insertion par un cône instrumenté légèrement effilé. La technique ainsi proposée se veut en quelque sorte une jonction de deux essais conventionnels très utilisés, soient le CPT et le PMT. Durant la pénétration du cône à une vitesse régularisée, plusieurs capteurs électroniques de pression enregistrent les contraintes latérales totales mobilisées sur le fût du cône pour une gamme de déformations préétablie correspondant à la position longitudinale relative de chacun des capteurs. En utilisant une méthode d'interprétation graphique similaire à celle du pressiomètre, la sonde peut cette fois fournir les mêmes informations que le PMT, mais d'une manière continue, semblable au CPT (Ladanyi et al., 1995 ; Ladanyi et al., 2000).

Ce mémoire s'inscrit dans la lignée évolutive du cône effilé depuis ses débuts et témoigne des plus récents développements et innovations apportés à la conception de la sonde ainsi qu'à l'exécution de l'essai. L'objectif premier de cette recherche était de poursuivre expérimentalement le développement de l'essai ISCT de sorte que son application aux sols cohérents puisse être reconnue et que son essor commercial soit assuré. L'acceptation d'un nouvel essai de caractérisation passe inévitablement par un processus de comparaison avec d'autres essais in-situ et de laboratoire. À plus forte

raison, il semble décisif de devoir confronter l'essai au cône effilé instrumenté à l'essai pressiométrique standard afin de mieux apprécier l'ampleur de l'analogie théorique qui les unit. Les dernières investigations (Longtin, 2001) faites avec l'appareil dans une argile peu consistante avaient semblé démontrer un manque de cohérence et de précision des lectures pour ce type de sol, d'où la nécessité cette fois-ci de sélectionner un site expérimental pourvu d'un dépôt argileux de forte consistance afin de pouvoir statuer sur une défectuosité éventuelle du système de capteurs.

Cet ouvrage présente d'abord dans les chapitres suivants les essais PMT et ISCT de façon distincte et traite pour chacun de son historique, son mode opératoire, ses fondements théoriques ainsi que de ses applications pratiques. Une attention particulière est ensuite apportée aux caractéristiques géotechniques classiques du site expérimental sélectionné pour cette étude, soit un dépôt argileux de forte consistance localisé à Mascouche, sur la rive Nord de Montréal. À toute fin pratique indissociables dans le contexte de cette recherche, les résultats issus des essais ISCT et PMT réalisés sur ce site font ensuite l'objet d'une interprétation parallèle exhaustive de leur représentativité pour faire place en définitive aux conclusions et recommandations d'usages.

CHAPITRE II
ESSAI PRESSIOMÉTRIQUE (PMT)

2.1 Introduction

Tel que décrit précédemment, le pressiomètre consiste en une sonde à paroi souple, insérée dans une cavité pré-forée dans le sol. L'injection contrôlée d'un fluide dans la sonde permet d'obtenir une relation entre l'augmentation du volume dans celle-ci et la pression appliquée. L'essai pressiométrique permet, en supposant un état de déformation plane et à partir de la relation pression-déformation, de déduire la courbe contrainte-déformation du sol, sa résistance au cisaillement ainsi que son module d'élasticité.

L'appareil a connu à travers les années plusieurs innovations qui ont touché à la fois son aspect technologique que son aspect théorique. Ces développements ont à présent atteint le stade où son utilisateur a le choix d'utiliser aussi bien une approche de base afin d'obtenir les paramètres géotechniques du sol qu'une approche empirique lui permettant directement la connaissance d'informations reliées à la conception. L'avenir du pressiomètre dépend principalement de son développement continu qui lui permettra une meilleure efficacité quant à la génération d'informations propres au comportement des sols non remaniés.

2.2 Historique de l'essai

L'invention du pressiomètre revient à l'ingénieur Français Louis Ménard, de l'École Nationale des Ponts et Chaussées, qui l'a présenté au monde vers la fin des années 50. Après les premiers balbutiements de l'appareil en France, Ménard vint à L'Université de l'Illinois aux États-Unis afin de terminer son travail de maîtrise sur le pressiomètre. Il publia ensuite sa théorie de base (Ménard, 1957) et lança sa propre entreprise

« Techniques Louis Ménard » qui, pendant 10 ans, était seule propriétaire et fabriquante de l'appareil. L'exclusivité de son utilisation pendant ces années a donc ralenti la recherche sur celui-ci ainsi que son essor dans la communauté scientifique.

Le pressiomètre Ménard couvert par le brevet Français de 1955 comprenait 3 cellules dont une cellule centrale et deux cellules dites « de garde ». Leur agencement avait pour but de fournir des conditions de déformation plane à la cellule principale en éliminant le plus possible les effets de bords aux extrémités du cylindre. Ces 3 cellules étaient initialement séparées mais furent conçues coaxiales lors de sa version subséquente. Les incréments de volume et de pression étaient alors strictement transmis aux cellules par l'entremise d'air comprimé.

Si les premiers développements théoriques appartiennent à Ménard, Gibson et Anderson (1961) développent par la suite un modèle théorique basé sur un comportement élastique parfaitement plastique du sol. Cette approche impose une loi de comportement du sol qui, dans plusieurs cas, constitue une limitation embarrassante en plus de ne permettre de définir que la valeur de la résistance au cisaillement non drainé et ce, sans égard aux paramètres de déformation du sol.

Après avoir réalisé que sa théorie initiale, basée sur l'élasto-plasticité idéale et un angle de frottement constant, était incapable de fournir les paramètres de sol attendus, Ménard tourna ensuite son attention vers l'établissement d'un ensemble de règles empiriques reliant directement les résultats pressiométriques au comportement des fondations. Ces règles sont encore utilisées de façon courante à ce jour.

> Ces règles, publiées par Ménard et ses collaborateurs depuis 1963 dans sa revue *Sols-Soils* [...] et ensuite présentées et analysées par Baguelin et al. (1978) et Cassan (1978) représentent probablement la plus grande contribution de Ménard à la pratique des fondations.
>
> (Ladanyi, 1995)

L'absence de développements théoriques nouveaux, encouragée par Ménard lui-même dans les années 60, prit fin en 1969, lorsque ce dernier commença à vendre l'appareil et octroyer des licences à d'autres compagnies pour l'exécution d'essais pressiométriques. De nouvelles théories analogues émergèrent ensuite (Baguelin et al., 1972 ; Ladanyi, 1972 ; Palmer, 1972) et proposèrent une interprétation des essais pressiométriques dans les argiles à partir des solutions de Gibson et Anderson (1961) appliquées à une courbe contrainte-déformation discrétisée et basée sur le principe de similitude.

Depuis près de trente ans, un nombre appréciable de modifications à l'équipement ont été introduites, à commencer par plusieurs modifications mécaniques apportées à la sonde dans les années 70. Les plus notables sont le pressiomètre autoforeur (Jézéquel, 1973 ; Wroth et Hughes, 1973) ainsi que le pressiomètre monocellulaire TEXAM (Briaud et Shields, 1981). Le premier permettant de minimiser au maximum le degré de remaniement du trou avant l'essai et le deuxième utilisant un système hydraulique fermé comme contrôleur de pression-volume. Les années 80 furent plutôt propices au développèrent du côté technologique de l'appareil alors que des composantes telles que des capteurs de déplacements et des systèmes d'acquisition électroniques y furent greffés.

Malgré les plus récentes innovations dans le domaine de la pressiométrie, les principales préoccupations techniques de l'essai étaient à l'époque, et sont encore aujourd'hui, reliées au remaniement inconnu des parois du pré-forage. Les techniques d'autoforage se sont depuis raffinées sans pour autant pouvoir prétendre à une absence absolue de la perturbation lors du pré-forage.

2.3 Installation et équipement

2.3.1 Description de l'appareil

Les essais pressiométriques effectués lors de la campagne 2001-2002 ont utilisé un appareil du type TEXAM permettant d'appliquer des pressions d'expansion pouvant aller jusqu'à 10 000 kPa. L'appareil peut être subdivisé en trois éléments distincts, soient la cellule pressiométrique proprement dite (figure 2.1), le corps du pressiomètre (figure 2.2) ainsi que les tubulures de jonction entre les deux premiers éléments.

2.3.1.1 La cellule pressiométrique

La cellule pressiométrique, également appelée sonde pressiométrique, est de forme cylindrique et possède un diamètre au repos de 73,0 mm et une longueur de 570 mm lorsque de calibre « G ». La partie centrale de la sonde est recouverte d'une gaine de caoutchouc sur une longueur de 340 mm, ce qui lui confère un élancement *L/D* voisin de 5. L'augmentation de diamètre de la gaine est commandée par l'entremise d'une pression hydraulique entraînant ainsi un gonflement de la membrane et donc une déformation du sol au pourtour de la sonde. Lorsque sollicitée, cette membrane possède une inertie d'élasticité qui doit être corrigée suite à l'essai. La gaine de caoutchouc peut être protégée et recouverte d'une seconde gaine métallique, appelée communément lanterne chinoise, munie de fentes longitudinales. L'utilité de cette dernière se fait surtout sentir dans des milieux pulvérulents où des perforations de la membrane sous-jacente sont possibles. Après l'examen des caractéristiques granulométriques du site, il n'y avait aucune raison de croire que de pareilles perforations pouvaient se produire; la gaine métallique ayant été retirée. La partie centrale rigide de la cellule est de forme torique de façon à laisser évacuer les boues de forage par son milieu lorsque la sonde est équipée d'un système autoforeur. Ce système n'ayant pas été utilisé lors des essais, un

sabot perforé en son centre a été fixé à l'extrémité inférieure de la sonde afin de permettre un meilleur enfoncement jusqu'à la profondeur désirée (figure 2.3).

2.3.1.2 Le corps du pressiomètre

Durant l'essai, la partie en interaction avec l'opérateur se trouvant en surface se nomme le corps du pressiomètre. Ce corps comporte d'abord une série de manomètres gradués permettant de suivre visuellement les fluctuations de pressions durant l'essai . Aussi, une tige coulissante solidaire du piston hydraulique et reliée à un comparateur de volume y est installée de façon à contrôler les volumes d'eau injectés dans la cellule. Le piston hydraulique d'une capacité de près de 1500 cm^3 est actionné manuellement par l'opérateur par l'entremise de manivelles rotatives. Le corps du pressiomètre est présenté à la figure 2.4.

2.3.1.3 Les tubulures

Permettant la liaison entre les deux principaux organes du système pressiométrique, ces minces câbles rigides de type TECALAN présentent une certaine dilatation parasite lorsque soumis à de fortes pressions. Une correction de volume est d'ordinaire effectuée suite à la dilatation de ces tubulures.

2.3.2 Calibration de l'appareil

2.3.2.1 Inertie de la sonde

Comme mentionné auparavant, la membrane de caoutchouc possède une inertie au gonflement rendant, lors des essais, les pressions brutes appliquées à l'intérieur de la membrane faussement plus élevées qu'elles ne le sont au contact du sol. La correction de pression consistera à retrancher de la pression mesurée au manomètre la valeur de la

pression nécessaire pour gonfler la sonde à l'air libre au même niveau volumique. Pour se faire, la sonde est placée initialement à l'air libre au niveau des manomètres et est injectée de façon continue et au même rythme qu'un essai conventionnel. Les pressions équivalentes à chaque palier de volume sont enregistrées et la courbe pression-volume résultante est tracée et utilisée ensuite en guise de correction. Les courbes de correction d'inertie présentées à la figure 2.5 témoignent d'une augmentation de rigidité de la membrane de caoutchouc de la cellule pressiométrique au cours de la recherche.

2.3.2.2 Dilatation parasite

Cette correction de volume est due à la dilatation des tubulures lorsque celles-ci sont sollicitées par les fortes pressions appliquées. Cette dilatation est mesurée en effectuant un essai d'expansion à l'intérieur d'un tubage d'acier rigide et en mesurant les variations de volume dans les tubulures alors que la membrane cellulaire est immobilisée contre la paroi fixe du tubage d'acier. On peut déduire à partir de cette calibration une courbe de dilatation parasite où les volumes correspondants seront retranchés des mesures brutes de volume lors d'un essai standard. Il est à noter que les dilatations parasites apparaissent clairement pour des hauts degrés de pression qui correspondent à des essais dans des sols très compétents comme des sables denses et des milieux rocheux. Les dilatations parasites retranchées aux essais de Mascouche sont alors à toutes fins pratiques négligeables. La courbe de dilatation parasite est présentée à la figure 2.6.

2.3.3 Équipement de forage

2.3.3.1 La foreuse

La foreuse portative de modèle DIG « R »MOBILE utilisée lors de la campagne était munie d'un moteur rotatif unidirectionnel de 550 cm^3 (figure 2.7). Fonctionnant de manière strictement rotative, celle-ci peut s'adapter à tout modèle de tarière que ce soit.

Elle possède de nombreux joints pivotants afin de pouvoir adapter l'inclinaison de l'axe du forage à toutes les conditions topométriques possibles. Son utilisation est simple et peut se faire à partir d'un seul opérateur. L'enfoncement des tarières est contrôlé manuellement à partir d'un volant relié à des treuils mécaniques. Elle peut être ancrée solidement au sol à l'aide de chaînes par lesquelles trois pieux d'ancrage sont battus. Sa structure est également munie d'une amarre pouvant être attachée à un véhicule afin de faciliter son transport.

2.3.3.2 Vérin hydraulique

La pénétration de l'échantillonneur à paroi mince se fait par la poussée d'un vérin hydraulique ayant une course maximale de 1,1 m. Le piston dans lequel l'huile hydraulique est acheminée est d'une longueur de 1,35 m et est fixé à un bâti métallique rigide comme illustré à la figure 2.8. Ce bâti est composé de trois parties principales dont un portique vertical de 2 m de hauteur accueillant le piston et assurant la verticalité du déplacement ainsi que la transmission de l'effort de butée provoqué par les autres parties. Celui-ci est fixé à son tour sur un châssis horizontal de 1,5 m de longueur que l'on immobilise solidement au sol par l'entremise de deux énormes vis d'ancrage de 0,8 m de longueur.

2.3.3.3 Échantillonneur à paroi mince

L'échantillonneur utilisé lors des essais est de marque GEONOR et possède un piston conique central offrant une course équivalente à celle d'un tube à paroi mince aussi appelé tube Shelby. Ce piston a la particularité de créer une succion à l'intérieur du tube et facilite la récupération du sol à l'intérieur du tube. L'échantillonneur à paroi mince utilisé est présenté à la figure 2.9. Les tubes Shelby employés lors des essais ont une longueur d'échantillonnage de 71 cm et un diamètre de 73,0 mm (2,875 po.) (figure 2.10).

2.3.3.4 Compresseur hydraulique

La force de poussée du piston hydraulique se fait par l'entremise d'une pression d'huile dirigée à l'intérieur du cylindre par une pompe hydraulique aussi appelée compresseur. Celui utilisé lors des essais pouvait transmettre une pression allant jusqu'à 20,7 MPa (3000 psi) et doit être alimenté électriquement par une source de courant alternatif de 120 V. La vitesse de pénétration du vérin hydraulique peut être contrôlée par une valve de régulation située entre le compresseur et le cylindre. Le compresseur de marque UCC est illustré à la figure 2.11.

2.3.3.5 Génératrice

L'alimentation électrique du compresseur a été fournie par une génératrice HONDA de modèle EB 3500X. Ne nécessitant que de l'essence régulière, son réservoir possède une autonomie de fonctionnement de près de 8 heures. La génératrice est présentée en figure 2.11.

2.3.3.6 Tubages et tarières

Différents calibres de tubages et de tiges ont été utilisés. Des tubages en PVC de calibre BW (diamètre extérieur 73,0 mm) ont été fixés à l'arrière de la cellule pressiométrique durant les essais. Des tiges d'acier de calibre AW (diamètre extérieur 44,5 mm) ont pour leur part été utilisées lors de l'enfoncement de l 'échantillonneur à paroi mince. Des tarières de diamètres variés de 76,2 mm (3 po.) et de 254 mm (10 po.) ont été utilisées lors des forages rotatifs.

2.3.3.7 Système de transport

Le transport des différents éléments de forages mentionnés auparavant peut s'avérer long et fastidieux sans l'aide d'un équipement de transport motorisé. C'est pourquoi une remorque (1,22 m par 2,44 m) a été aménagée de telle sorte que tout l'équipement de terrain puisse y être entreposé. Cette remorque fut jumelée à un véhicule tout-terrain (VTT) de modèle HONDA FOREMAN muni d'un moteur de 400 cm^3 . Une vue d'ensemble des systèmes de transport et de forage sur le site est présentée à la figure 2.12.

2.4 Technique d'essai

La justesse de l'information recueillie est directement fonction de la qualité de la cavité recevant la sonde. Les techniques d'essai utilisées par différents opérateurs peuvent varier et causer ainsi une non reproductivité des paramètres recueillis sur un même site. Les essais pressiométriques réalisés lors de la campagne 2002 ayant été dirigés par un autre groupe de recherche (Pelletier, 2004), un ajustement à la technique concernant le fonçage du trou pilote s'est fait entre les campagnes 2001 et 2002. Cet ajustement visait essentiellement la recherche de conditions initiales de contact entre les parois du trou pilote et la membrane de la cellule pressiométrique au repos. Le tableau 2.1 qui suit en résume les principaux changements.

Tableau 2.1 : Techniques d'essai pressiométrique utilisées à Mascouche

Année	Sondage	Trou pilote	∅ du trou	Chargement
2001	S-1-1	Tarière	76,2 mm	Par incrément (60 sec.)
2002	S-2-1 à S-2-7	Tube à paroi mince	73,0 mm	En continu

2.4.1 Préparation du pressiomètre

La cellule pressiométrique ainsi que le corps et les tubulures doivent être parfaitement saturés avant l'exécution de l'essai. Même si la saturation de l'appareil a été effectuée au moment de sa calibration, son transport souvent chaotique demande impérativement de recommencer l'exercice de saturation avant chaque essai. La procédure à suivre est indiquée dans le manuel d'opération du fabriquant ROCTEST LTD. et consiste à purger au maximum l'air introduit dans les canalisations, les tubulures et manomètres de l'appareil. Une vérification de saturation est exigée à la fin de la procédure en appliquant une pression déterminée en circuit fermé et en notant la valeur de déplacement du piston. L'eau étant un milieu non compressible, une très faible valeur maximale de déplacement est fournie en référence par le fabriquant afin de valider l'efficacité de la saturation.

2.4.2 Forage du trou

Comme il a été mentionné plus tôt, deux techniques de forage ont été utilisées lors des essais. Ces techniques comportent plusieurs étapes d'exécution et il est important de noter que seule la dernière étape diffère entre les deux méthodes.

2.4.2.1 Essais 2001

La foreuse rotative est d'abord installée à l'endroit de l'essai. Une attention particulière doit être portée à la perpendicularité de l'axe de la foreuse par rapport à la surface du terrain. Une fois cet ajustement réalisé, la foreuse est solidement fixée au sol à l'aide des pieux d'ancrages.

La croûte de surface est ensuite forée par une tarière de 254,0 mm (10 po.) de diamètre. Cette croûte argileuse engendrée par les fluctuations saisonnières de la nappe a la particularité d'être desséchée et fracturée. L'épaisseur de celle-ci est stable et environ de 2 m. Le forage surdimensionné de surface permettra de pouvoir accumuler des réserves d'argile lors de l'extraction des prochaines unités de tarières sans que ces morceaux ne retombent dans le fond du trou. De plus, le trou de guide superficiel préviendra l'écaillage des parois desséchées et fracturées de la croûte.

Des tarières de 76,2 mm (3 po.) de diamètre sont ensuite installées sur la foreuse et employées au forage subséquent des strates argileuses jusqu'à obtention de la profondeur désirée. Après avoir pris en note cette profondeur, il faut retrancher environ 30 cm de celle-ci afin de connaître la profondeur réelle de l'essai au niveau central de la cellule pressiométrique.

2.4.2.2 Essais 2002

L'implantation de la foreuse à l'endroit approprié ainsi que le forage superficiel de la croûte est effectué de façon identique aux essais 2001. Le forage aux tarières de 76,2 mm est quant à lui exécuté jusqu'à une profondeur correspondant à 41 cm au-dessus de la profondeur d'essai désirée.

Après avoir retiré les tarières, la foreuse est ensuite libérée de ses ancrages et déplacée en un endroit neutre de façon à faire place au système d'échantillonnage à paroi mince. L'implantation perpendiculaire de l'axe du vérin hydraulique doit se faire aussi rigoureusement que lors de l'installation de la foreuse. Les vis d'ancrage sont elles aussi solidement enracinées au sol de sorte que l'immobilité et la stabilité du vérin soient vérifiées.

L'échantillonneur à paroi mince est ensuite poussé par le vérin hydraulique au fond du trou. Arrivé au fond, le piston de l'échantillonneur, jusque là solidaire du tube Shelby, est déverrouillé mécaniquement depuis la surface. Un enfoncement subséquent sur toute la course du tube à paroi mince (71 cm) est exécuté de manière franche et sans arrêt de poussée jusqu'à ce que le tube soit rempli. Une fois la dernière étape réalisée, un moment d'attente de quelques minutes est nécessaire pour que la cohésion entre l'argile et le tube s'effectue. Un cisaillement de la partie inférieure du tube est effectué depuis la surface en procédant à la rotation du train de tige. Ces dernières manipulations ont pour but de faciliter l'extraction du sol coincé dans le tube lors de la remontée de l'échantillonneur. Une fois le tout remonté à la surface et la profondeur du fond prise en note, il faut retrancher 30 cm à cette profondeur afin de connaître le niveau central de la cellule pressiométrique.

2.4.3 Exécution de l'essai

Comme pour l'exécution des trous pilotes, les méthodes d'essais ont différé de 2001 à 2002. Que ce soit par l'une ou l'autre de ces méthodes, il est important de rappeler que des conditions non drainées ont été conservées durant tous les essais effectués sur le site. De plus, les sollicitations ont été faites à vitesse de déformation contrôlée dans les deux cas.

2.4.3.1 Essais 2001

La sonde est d'abord descendue au niveau désiré. Le protocole utilisé lors de cette campagne est standard et proposé par le manuel d'utilisation de l'appareil. Il consiste à injecter de façon incrémentale des accroissements contrôlés de 60 cm^3 de liquide. Une fois chaque palier de volume atteint, la pression est notée à deux reprises après 30 et 60 secondes. À moins que la pression maximale ne soit atteinte, ce qui n'est généralement pas le cas dans les argiles, la sonde est gonflée jusqu'à sa capacité maximale, soit

1200 cm^3 . Un total de 20 coordonnées brutes de pression-volume peut ainsi être noté lors de l'essai.

2.4.3.2 Essais 2002

Les essais pressiométriques effectués durant la campagne 2002 ont été faits en collaboration avec les travaux de recherche simultanés de Pelletier (2004) de l'École Polytechnique. Les directives et objectifs de cette recherche quant aux essais pressiométriques n'étaient pas les mêmes que ceux de la campagne 2001. Parmi les directives de cette recherche, il était impératif lors des essais que le comportement du sol demeure à tout moment en état élastique. Ainsi, des déformations radiales estimées de 10 % ne pouvaient pas être dépassées. Un accroissement continu du volume de la sonde a été effectué pour la plupart des essais jusqu'à des déformations de cet ordre. Les essais ont ensuite été terminés par un déchargement continu. Les lectures de pression-volume se sont aussi faites continuellement durant les essais. Une coupe schématique d'un essai pressiométrique est présentée à la figure 2.13 .

2.5 Analyse théorique

Dans les dépôts argileux, les essais pressiométriques sont principalement utilisés pour estimer les valeurs du module de cisaillement, la contrainte horizontale en place, la résistance au cisaillement non drainé et le coefficient de consolidation horizontal. Lors de l'exécution d'un essai, le comportement du sol suit quatre phases successives et distinctes dans lesquelles les paramètres mentionnés ci-haut se retrouvent (figure 2.14). La portion initiale (phase 1) est attribuée à l'expansion de la membrane jusqu'au contact avec les parois du pré-forage en *A*. La phase élastique (phase 2) est à peu près linéaire jusqu'au point *B* qui marque l'arrivée d'un comportement plastique du sol à proximité du pressiomètre. La phase 3 plastique se poursuit jusqu'à l'approche d'une pression dite limite à laquelle le sol se déforme indéfiniment. La phase 4 de consolidation est

présente lorsque l'appareil, muni d'un capteur de pression interstitielle, demeure immobile à la fin des trois phases précédentes et qu'il enregistre les dissipations de cette pression dans le temps. L'analyse théorique des paramètres mentionnés auparavant sera présentée par la suite, conformément à l'ordre de ces phases.

2.5.1 État des contraintes initiales

La prédiction délicate des contraintes initiales des sols est d'une importance capitale pour une vaste étendue de problèmes géotechniques. De nombreuses investigations ont abordé ce problème et ont obtenu des succès mitigés. Bien que d'imposantes banques de données soient accessibles, il est toujours difficile de prédire exactement l'état initial des contraintes in-situ pour différents sites en raison des processus historiques évolutifs qu'ils subissent et leurs rhéologies complexes.

La contrainte verticale géostatique peut être déterminée aisément à partir d'un profil stratigraphique du mort-terrain avec la profondeur. Par contre, la contrainte horizontale est grandement influencée par l'histoire géologique qu'a subi le sol. Il est commun de représenter le quotient de ces deux paramètres en contraintes effectives par un rapport communément appelé coefficient de pression latérale des terres au repos :

$$K_o = \frac{\sigma'_{ho}}{\sigma'_{vo}} \tag{2.1}$$

2.5.1.1 Sols normalement consolidés

De nombreuses théories et relations empiriques pour K_o ont été postulées pour les sols normalement consolidés (Brooker et Ireland, 1965; Ladd et al., 1977; Mayne et Kulhawy 1982). La relation la plus connue et la plus simple est sûrement l'approximation de la formule théorique proposée par Jàky (1944) pour un chargement primaire :

$$K_{o\,nc} = 1 - \sin\phi' \tag{2.2}$$

où $K_{o\ nc}$ représente le coefficient de pression latérale des terres au repos dans un sol normalement consolidé. Plusieurs chercheurs ont suggéré que le coefficient $K_{o\ nc}$ soit corrélé avec la limite de liquidité, l'indice de plasticité, la fraction argileuse, l'indice des vides ou toute autre propriété intrinsèque des sols. Cependant, les relations proposées n'ont jamais véritablement été convaincantes jusqu'à ce jour.

2.5.1.2 Sols surconsolidés

Considérons l'histoire simplifiée des contraintes tirée de Mayne et Kulhawy (1982), illustrée à la figure 2.15, pour un dépôt de sol homogène sous une surface horizontale. Le cheminement de contrainte OA représente la courbe de chargement vierge du dépôt associée à la sédimentation monotone et à des conditions normalement consolidées. Sur la figure, nous voyons que le coefficient au repos demeure constant durant ce chargement ($K_{o\ nc}$). Toute réduction subséquente de la contrainte verticale effective résulte en une surconsolidation du dépôt représentée par le cheminement ABC. Les mécanismes de surconsolidation dus à la diminution du poids des terres peuvent provenir notamment de l'érosion du mort-terrain, de son excavation, la montée de la nappe phréatique et l'enlèvement de surcharges à sa surface. Durant le déchargement, on suppose que le coefficient de surconsolidation (OCR) influence considérablement la valeur de K_o .

$$OCR = \frac{\sigma'_{v\max}}{\sigma'_{vo}} = \frac{\sigma'_{p}}{\sigma'_{vo}} \tag{2.3}$$

S'il advenait qu'un chargement soit appliqué après un simple rebond, ce rechargement emprunterait un cheminement similaire à CD dans la figure 2.15. Des processus de

chargement-déchargement subséquents causés par exemple par des fluctuations saisonnières de la nappe occasionneraient des cheminements à l'intérieur de la boucle ABCDA.

Puisque l'on suppose a priori l'influence de l ' *OCR* dans la détermination du facteur K_o, cela revient à associer les contraintes horizontales aux états normalement consolidés (NC) et surconsolidés (OC) par cette même variable, soit :

$$\frac{\sigma'_{honc}}{\sigma'_{hooc}} = f_1(OCR) \tag{2.4}$$

En réarrangeant les termes à partir de l'équation 2.1, il en découle :

$$\frac{K_{onc}}{K_{ooc}} \cdot \frac{\sigma'_{vnc}}{\sigma'_{voc}} = f_2(OCR) \tag{2.5}$$

En considérant que seule l'érosion est attribuable à la surconsolidation, le précédent rapport des contraintes verticales OC sur NC est équivalent à l'*OCR*, ce qui introduit la formulation générale suivante :

$$K_{ooc} = K_{onc}\, f(OCR) \tag{2.6}$$

Si la relation précédente fait état d'un sol surconsolidé simplement par érosion, elle ne représente ainsi qu'un très faible pourcentage des sols réels qui sont, la plupart du temps, surconsolidés par un ensemble de phénomènes plus complexes. Ces phénomènes comme le fluage, la cimentation et la thixotropie ne sont pas intrinsèquement liés au rapport de surconsolidation, ce qui rend la fonction *f* difficile à évaluer.

Plusieurs théories complexes se succédèrent dans l'élaboration d'une fonction f régissant le coefficient latéral des terres. La variation de $K_{o\ oc}$ avec l'OCR peut à nouveau être exprimée simplement en fonction de l'angle de frottement effectif, tel que proposé par Schmidt (1966). Cette approche a l'avantage unique de ne requérir qu'à un seul paramètre du sol pour prédire tant les valeurs normalement consolidées et surconsolidées du coefficient K_o que les valeurs de résistance du sol. La relation de Schmidt associée à un déchargement primaire est simple et sous la forme :

$$K_{o\,oc} = K_{o\,nc} OCR^{\beta} \tag{2.7}$$

où le facteur β est un exposant défini comme étant un paramètre de rebond du sol au repos. Cette approche a été utilisée subséquemment par d'autres auteurs (Massarsch et al., 1975; Tavenas, 1975; Ladd et al., 1977) qui proposent chacun une différente relation afin de définir l'exposant β. De nombreuses autres investigations ont suggéré que le paramètre β devait être lié à des paramètres intrinsèques des sols comme l'indice de plasticité, la fraction argileuse, la limite de liquidité ou le coefficient d'activité. Toutefois, de vagues tendances sans relations particulières ont été observées.

Tavenas (1975) suggère que la limite supérieure du paramètre β se situe raisonnablement sous l'unité (i.e. $\beta \leq 1$). Cela semble intuitif puisque l'on ne peut espérer retirer plus d'énergie d'un sol qu'il n'en possède déjà. Ses analyses lui mènent à trouver une valeur moyenne dans les argiles et les sables de 0,509 avec un écart type de 0,134 .

La relation proposée par Schmidt (1966) faisant intervenir l'angle de frottement effectif ϕ' démontre une tendance générale certaine entre β et sin ϕ' . Ainsi, l'hypothèse est que :

$$\beta = \sin\phi' \tag{2.8}$$

d'où la relation générale :

$$K_{o\,oc} = K_{o\,nc} OCR^{\sin\phi'} \tag{2.9}$$

ce qui fixe le paramètre de rebond dans l'intervalle $0 \leq \beta \leq 1$ et est en accord avec les recherches de Tavenas (1975) à ce sujet. Mayne et Kulhawy (1982) supportent cette relation dans leurs recherches par une compilation exhaustive d'essais de laboratoire de plus de 170 sols différents. En considérant que l'angle de frottement effectif moyen des sols est un paramètre relativement constant (i.e. $\phi' = 30^{o}$) , une façon pratique d'utiliser l'équation 2.7 se trouve sous la forme :

$$K_{o\,oc} = K_{o\,nc} \sqrt{OCR} \tag{2.10}$$

2.5.1.3 Cas général

Peu de connaissances sont disponibles concernant les effets répétés que peuvent avoir des cycles de chargement-déchargement sur les valeurs de K_o . Mayne et Kulhawy (1982) ont tenté statistiquement de trouver une relation pouvant tenir compte de ces effets. Ils proposèrent la relation générale suivante :

$$K_o = (1 - \sin\phi')\left[\left(\frac{OCR}{OCR_{\max}^{(1-\sin\phi')}}\right) + \frac{3}{4}\left(1 - \frac{OCR}{OCR_{\max}}\right)\right] \tag{2.11}$$

où OCR_{max} est le rapport de surconsolidation maximum de l'histoire du dépôt. Étant difficilement quantifiable, ce paramètre, relié à l'application répétitive de cycles chargement-déchargement, demeure toujours obscur à ce jour, tout comme l'effet de tous les autres processus de surconsolidation sur K_o .

2.5.2 Expansion d'une cavité cylindrique

La phase d'expansion de la cavité est la phase où le sol est sollicité horizontalement et où il est possible de déterminer certains paramètres mécaniques des sols tels que le module de cisaillement (G), la résistance au cisaillement non drainé (c_u) ou la pression limite (p_L). Il demeure cependant de nombreuses inquiétudes quant au mode de cisaillement et plus particulièrement aux cheminements de contraintes lors d'une telle sollicitation. C'est pourquoi l'utilisation dans la pratique des paramètres mécaniques des sols, déduits des essais pressiométriques, se fait souvent sous réserve par la plupart des géotechniciens. Les développements théoriques présentés par la suite sont essentiellement tirés de Mair et Wood (1987).

Considérons une cavité cylindrique dont la longueur est de beaucoup supérieure à son rayon (ρ_o). Un état initial idéal suggère que la pression (p_o) à l'intérieur de la cavité équivaut à la contrainte totale horizontale en place (σ_{ho}). Le volume initial correspondant à la cavité est (V_o). Suite à l'expansion de la cavité, le sol entourant la sonde est alors soumis à un état de déformation plane ainsi, aucune déformation axiale et donc verticale n'est assumée. Puisque la cavité est cylindrique, il est pratique de représenter les conditions de déformation de façon symétrique autour son l'axe. Nous utilisons un repère cylindrique de contraintes représenté par les contraintes principales σ_r , σ_θ et σ_z qui sont respectivement les contraintes radiales, tangentielles et verticales (figure 2.16). L'équation d'équilibre lors de l'augmentation de rayon de la cavité, en terme de contraintes totales est :

$$\frac{d\sigma_r}{dr} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = 0 \qquad (2.12)$$

En observant les déformations radiales axisymétriques subies (figure 2.17), un déplacement y occasionné à une distance r de l'axe engendre une augmentation de circonférence de la cavité de $2\pi r$ à $2\pi(r + y)$ et la déformation tangentielle devient alors :

$$\varepsilon_\theta = \frac{(r+y)d\theta - rd\theta}{rd\theta} = \frac{y}{r} \tag{2.13}$$

Si le déplacement y suit l'augmentation de rayon r, la déformation radiale est :

$$\varepsilon_r = \frac{y + (dy/dr)dr - y}{dr} = \frac{dy}{dr} \tag{2.14}$$

Il est cependant plus pratique d'exprimer les déformations au niveau de la paroi de la cavité, de telle sorte que la déformation tangentielle de la cavité est :

$$\varepsilon_c = \frac{y_c}{\rho_o} \tag{2.15}$$

où le déplacement y_c est mesurable et représente le changement de rayon de la cavité à partir de son rayon initial ρ_o . La détermination de n'importe quelle propriété des sols faite à partir du pressiomètre requiert l'association de la mesure du déplacement y_c jumelée à celle de la pression p à l'intérieur de la cavité. Les conditions aux limites sont reconnues comme étant :

- Au contact de la paroi de la cavité, la contrainte radiale est p et le déplacement radial est y_c .

- En un point situé à un rayon infini et exempt de toute perturbation, la contrainte radiale totale équivaut à la contrainte horizontale totale en place σ_{ho} et le déplacement radial correspondant est nul.

2.5.2.1 Cas d'un sol élastique

En faisant référence à la loi de Hooke, il a été postulé (Timoshenko et Goodier, 1934) que pour l'expansion d'une cavité cylindrique introduite dans un matériau élastique isotrope, le déplacement radial est inversement proportionnel au rayon :

$$y = \frac{y_c \rho}{r} = \frac{\varepsilon_c \rho_o \rho}{r} \tag{2.16}$$

Conséquemment, les déformations radiales et tangentielles (équations 2.13 et 2.14) sont équivalentes et de signe opposé. Elles varient inversement avec le carré du rayon tel que :

$$\varepsilon_\theta = \frac{y_c \rho}{r^2} = -\varepsilon_r \tag{2.17}$$

Ainsi, les déformations se produisent sans changement de volume, conformément aux propriétés élastiques assumées du matériau. Avant l'expansion, le milieu est isotrope et les contraintes principales dans le plan de déformation sont équivalentes à la contrainte horizontale en place. Lorsque le rayon de la cavité augmente, les contraintes principales varient de façon similaire aux déformations :

$$\Delta\sigma_r = \sigma_r - \sigma_{ho} = 2G\frac{\varepsilon_c \rho_o \rho}{r^2} \tag{2.18}$$

$$\Delta\sigma_\theta = \sigma_\theta - \sigma_{ho} = -2G\frac{\varepsilon_c \rho_o \rho}{r^2} \tag{2.19}$$

où G est le module de cisaillement du matériau isotrope élastique. Ainsi, les contraintes radiales et tangentielles varient en quantités égales et opposées à partir le la contrainte horizontale en place σ_{ho} et le niveau de contrainte moyen dans le matériau élastique isotrope demeure constant (figure 2.18) :

$$\Delta\sigma_r + \Delta\sigma_\theta + \Delta\sigma_z = 0 \tag{2.20}$$

À partir de ce résultat, une expansion de cavité cylindrique produite par un pressiomètre dans un tel matériau ne devrait pas générer de surpressions interstitielles, que le matériau permette le drainage ou non. Ainsi, l'expansion de la cavité qui apparaissait à première vue comme étant un processus de compression du matériau, apparaît plutôt comme un processus de cisaillement. Les propriétés déduites d'un tel essai ne peuvent que faire référence au cisaillement et non à la compression de ce matériau.

Sur la paroi de la cavité, $r = \rho$, et la contrainte totale radiale est équivalente à la pression p dans la cavité. L'équation 2.18 devient alors :

$$p - \sigma_{ho} = \frac{2G\varepsilon_c \rho_o}{\rho} \tag{2.21}$$

et la réponse du sol à la sollicitation pressiométrique au delà de σ_{ho} peut être utilisée afin de déterminer le module de cisaillement G in-situ du sol. De façon générale :

$$G = \frac{1}{2}\left(\frac{\rho}{\rho_o}\right)\left(\frac{dp}{d\varepsilon_c}\right) \tag{2.22}$$

Au début de l'essai, $\rho = \rho_o$, et le module de cisaillement initial G_i est obtenu à partir de la pente initiale de la relation p vs ε_c (figure 2.19a) :

$$G_i = \frac{1}{2}\frac{dp}{d\varepsilon_c} \tag{2.23}$$

En terme de volume, ce qui est plus pratique compte tenu de l'utilisation directe du pressiomètre, la pente de la relation p vs V nous donne (figure 2.19b) :

$$G_i = V_o \frac{dp}{dV} \tag{2.24}$$

De la même façon, si au cours de l'essai une boucle de déchargement-chargement (*unload-reload*) est effectuée, le module de cisaillement G_{ur} associé à ce rechargement élastique est déterminé par la pente de cette boucle (figure 2.19), à condition que le sol entourant le pressiomètre se comporte toujours de façon strictement élastique :

$$G_{ur} = \left(\frac{\rho}{\rho_o}\right)\left(\frac{dp}{d\varepsilon_c}\right) \tag{2.25}$$

$$G_{ur} = V \frac{dp}{dV} \tag{2.26}$$

Le module de cisaillement ne peut être obtenu que si le sol entourant la cellule pressiométrique se déforme de façon réversible. Cette réponse élastique est obtenue de façon plus précise lors d'une boucle de déchargement-chargement que lors du chargement initial du sol. Il est commun de retrouver initialement des déformations inélastiques permanentes lors d'essais effectués sur un bon nombre de matériaux vierges (métaux, composites, etc.) comme en témoignent souvent leurs courbes de compression

vierges incurvées et non linéaires. Les expansions initiales provoquées par le pressiomètre peuvent aussi bien causer les mêmes déformations inélastiques, comme quoi la relation graphique réversible tirée d'une boucle de déchargement-chargement est plus linéaire et représentative d'un comportement élastique.

Pour les sols élastiques isotropes, le module de cisaillement peut être associé au module de Young E du matériau, caractérisant son comportement élastique en compression, par la formule suivante :

$$E = 2G(1+\nu) \tag{2.27}$$

où ν est le coefficient de Poisson du matériau qui, à déformation volumique constante, lors d'un essai non drainé est équivalent à 0,5.

En réalité, la majorité des sols naturels sont anisotropes en raison des dépositions laminaires unidimensionnelles qu'ils ont reçues. De plus, les sols naturels ne sont pas non plus parfaitement élastiques et l'expansion de la cavité cylindrique, qui découle des essais pressiométriques, génère au pourtour de la sonde un anneau plastique lorsque la limite d'élasticité du sol est atteinte. Le niveau de contrainte lors du passage des déformations élastiques aux déformations permanentes plastiques est appelé résistance au cisaillement non drainé c_u et est l'objet principal de recherche de l'analyse de la section suivante.

2.5.2.2 Cas d'un sol élastique parfaitement plastique

Le comportement non drainé entre les contraintes et les déformations de cisaillement d'un tel sol suit une relation idéale présentée en pointillé à la figure 2.20. De ce comportement, une solution exacte en terme de pression-volume à l'intérieur d'une cavité cylindrique peut être dérivée. L'analyse qui suit dans les sols parfaitement

plastiques a été présentée par Gibson et Anderson (1961) et demeure à ce jour la référence théorique sur laquelle s'appuient la plupart des utilisateurs du pressiomètre.

Considérons un pressiomètre inséré sans remaniement dans un sol cohésif suivant un comportement élastique parfaitement plastique et de pression initiale équivalente à la pression horizontale en place σ_{ho} du sol. À partir du moment où la pression à l'intérieur de la cavité augmente, la réponse du sol est d'abord strictement élastique et pour de faibles déformations, à partir de l'équation 2.24 :

$$\frac{\Delta V}{V} \cong \frac{\Delta V}{V_o} = \frac{\Delta p}{G} \tag{2.28}$$

Les déformations permanentes apparaissent sur les parois de la cavité au moment où la contrainte de cisaillement atteint la résistance au cisaillement non drainé c_u . Plus particulièrement lorsque :

$$p = \sigma_{ho} + c_u \tag{2.29}$$

À ce stade, la faible déformation élastique devient :

$$\frac{\Delta V}{V} \cong \frac{\Delta V}{V_o} = \frac{c_u}{G} \tag{2.30}$$

Au moment où la pression cellulaire surpasse la pression établie à l'équation 2.29, un anneau de sol plastique se développe autour de la cellule pressiométrique. S'il n'était pas constamment restreint par le sol toujours en phase élastique autour de lui, cet anneau se déformerait alors indéfiniment. Durant cette phase :

$$p = \sigma_{ho} + c_u\left[1 + \ln\left(\frac{G}{c_u}\right)\right] + c_u\left[\ln\left(\frac{\Delta V}{V}\right)\right] \tag{2.31}$$

La résistance appliquée contre l'expansion pressiométrique s'amenuise au fur et à mesure que la frontière de l'anneau plastique s'éloigne de la cavité. Éventuellement, une condition limite asymptotique serait atteinte (figure 2.19) pour une déformation infinie correspondant à $\Delta V/V = 1$ et où la totalité du sol autour de la cavité serait à l'état plastique. La pression limite telle que décrite précédemment est :

$$p_L = \sigma_{ho} + c_u\left[1 + \ln\left(\frac{G}{c_u}\right)\right] \tag{2.32}$$

Cette relation, trouvée à l'origine par Bishop et al. (1945), a été reprise par Ménard en 1957 et fut le principal postulat théorique de ses travaux. En réarrangeant l'équation, nous obtenons :

$$c_u = \frac{p_L - \sigma_{ho}}{\left[1 + \ln\left(\frac{G}{c_u}\right)\right]} \tag{2.33}$$

Afin de simplifier l'équation et de camoufler le caractère implicite de la relation, il fut utile d'introduire le paramètre N_P appelé « constante pressiométrique » par Marsland et Randolph (1977) :

$$N_P = 1 + \ln\left(\frac{G}{c_u}\right) \tag{2.34}$$

Le paramètre N_P , tout comme la technique de Ménard, sont analogues à la méthode empirique utilisée pour estimer les résistances au cisaillement non drainé à l'aide du cône statique hollandais de telle sorte que :

$$c_u = \frac{p_L - \sigma_{ho}}{N_P} \tag{2.35}$$

En utilisant une valeur unique de N_P, l'approche simpliste de Ménard ne demeure cependant qu'une indication qualitative des variations de la résistance suivant un profil de sol.

Reprenant les travaux de Bishop et al. (1945), Gibson et Anderson (1961) jumelèrent les équations 2.31 et 2.32 de manière à formuler l'équation générale dans la phase plastique où $\sigma_{ho} + c_u \leq p \leq p_L$. L'expression, dans sa forme la plus simple, est:

$$p = p_L + c_u \ln\left(\frac{\Delta V}{V}\right) \tag{2.36}$$

Ainsi, la représentation semi-logarithmique p vs $\ln(\Delta V/V)$ des résultats pressiométriques dans la phase plastique suit une relation linéaire de pente c_u et qui s'étend jusqu'à la pression limite $p = p_L$ pour une expansion infinie de la cavité correspondant à $\Delta V/V = 1$ (figure 2.21).

Bien que rigoureuse et reconnue, l'analyse de Gibson et Anderson (1961) impose un mode de déformation du sol qui constitue une approximation utopique de son comportement réel. De nouvelles approches ont ensuite permis de ne faire aucune supposition quant à loi de comportement du sol lors d'un essai pressiométrique.

2.5.2.3 Cas général d'une expansion cylindrique non drainée

Dans la section précédente, on a considéré qu'il y avait peu de possibilité de trouver plusieurs paramètres indépendants à partir des résultats pressiométriques. Pour cette raison, il a été trouvé nécessaire d'introduire dans la théorie plusieurs hypothèses simplificatrices afin de pouvoir résoudre ce problème notamment :

- L'homogénéité et l'isotropie du sol ainsi que l'état de contrainte initial
- Une forme simplifiée des courbes liant les contraintes aux déformations et les déformations volumiques aux déformations de cisaillement
- Un modèle simplifié pour les conditions d'écoulement et de rupture
- Aucune modification des champs de contraintes et de déformations dus à l'installation du pressiomètre

L'utilisation de ces hypothèses et de l'analyse de Gibson et Anderson (1961) menant aux équations 2.32 et 2.36 a été publiée à quelques occasions dans la littérature (Komornik et al., 1969). Or, certaines difficultés d'interprétation, apparemment dues à la non linéarité du comportement élastique du sol, ont été rapportées dans ces publications et encouragèrent l'utilité de trouver une nouvelle méthode simple et arbitraire d'évaluer le comportement pressiométrique des sols.

En théorie, la forme exacte de la relation contrainte-déformation peut être entièrement déduite de l'allure d'une courbe pression-volume d'un essai au pressiomètre. Trois méthodes similaires furent lancées simultanément (Baguelin et al., 1972; Ladanyi, 1972 et Palmer, 1972) afin de déduire, à partir d'une courbe pressiométrique, la contrainte de

cisaillement générée à chaque niveau de déformation. Si ces approches se ressemblent d'un point de vue théorique, la méthode de Ladanyi a par contre l'avantage de pouvoir être facilement traitée de façon informatique. L'analyse qui suit est tirée des travaux de Ladanyi (1972).

La relation de base du fondement de la théorie est l'équation d'équilibre d'un cylindre épais soumis à une pression interne. En coordonnées cylindriques, l'équation se pose :

$$\frac{d\sigma_r}{dr} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = 0 \tag{2.37}$$

On considère, à partir des figures 2.22a et 2.22b, que le massif situé immédiatement autour de la cavité peut être considéré comme un assemblage d'anneaux concentriques de sol d'épaisseur infinitésimale qui doivent satisfaire à l'équation d'équilibre. La pression est transmise radialement d'un anneau à l'autre. La contrainte radiale qui se diffuse ainsi dans le massif devient nulle lorsque le rayon tend vers l'infini. Les déformations essentiellement plastiques sont accompagnées d'une variation de volume négligeable, ce qui entraîne que la déformation de chaque anneau du sol est directement liée à l'expansion du trou de forage. Pour un anneau de sol compris entre les rayons r_i et r_{i+1}, la contrainte mobilisée en état de déformation plane $(q_{i,i+1})$ peut être exprimée par :

$$q_{i,i+1} = (\sigma_1 - \sigma_3)_{i,i+1} \tag{2.38}$$

où σ_1 et σ_3 représentent respectivement les contraintes radiales σ_r et tangentielles σ_θ moyennes dans l'anneau de sol compris entre r_i et r_{i+1} . À cet état de contrainte dans le cylindre, nous associons la déformation angulaire moyenne :

$$\gamma_{i,i+1} = (\varepsilon_1 - \varepsilon_3)_{i,i+1} \tag{2.39}$$

La relation contrainte-déformation peut être obtenue par intégration numérique de l'équation d'équilibre du cylindre.

$$\int_{i}^{i+1}\frac{d\sigma_r}{dr} = \int_{i}^{i+1}\frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} \tag{2.40}$$

$$\int_{i}^{i+1} d\sigma_r = -\int_{i}^{i+1}(\sigma_r - \sigma_\theta)_{i,i+1}\frac{dr}{r}$$

$$\int_{i}^{i+1} d\sigma_r = -q_{i,i+1}\int_{i}^{i+1}\frac{dr}{r}$$

$$\sigma_{r,i} - \sigma_{r,i+1} = q_{i,i+1}\ln\frac{r_{i+1}}{r_i} \tag{2.41}$$

$$q_{i,i+1} = \frac{\sigma_{r,i} - \sigma_{r,i+1}}{\ln r_{i+1} - \ln r_i} \tag{2.42}$$

En terme de déplacement relatif, la cavité cylindrique de rayon initial $a_o = 0$ passe par un rayon r durant la déformation jusqu'à un rayon final a. Le dénominateur peut ainsi s'exprimer sous la forme :

$$\ln\frac{r_{i+1}}{r_i} = \ln\left(\frac{r}{a}\right)_{i+1} - \ln\left(\frac{r}{a}\right)_i \tag{2.43}$$

On considère qu'à chaque incrément de déformation, les deux surfaces subséquentes de la cavité cylindrique représentent respectivement des états initiaux et finaux de déplacement qui varient d'une distance radiale u_r durant l'expansion et l'accroissement de la contrainte radiale de zéro à σ_r . Pour cette raison, les contraintes radiales $\sigma_{r,i}$ et

$\sigma_{r,\, i+1}$ sont considérées comme étant deux pressions p_i *et* p_{i+1}, appliquées sur la surface du cylindre à deux incréments consécutifs de pression durant l'essai.

La relation entre la distance relative *r/a* et le déplacement radial correspondant à une distance u_r peut être obtenue en égalisant le volume de la cavité gonflée avec le déplacement avec la distance *r/a* . En considérant *r'* la distance radiale d'un point matériel avant l'expansion et *r* sa distance après déplacement, nous obtenons :

$$r = r' + u_r \tag{2.44}$$

L'égalité de volume entre l'expansion de la cavité et la différence de déplacement devient :

$$\left(\frac{r}{a}\right)^2 = \frac{\left(1+\frac{u_r}{r'}\right)^2}{\left(1+\frac{u_r}{r'}\right)-1} \tag{2.45}$$

Tout comme les contraintes, les déplacements relatifs $(u_r/r')_i$ et $(u_r/r')_{i+1}$ correspondant à $\sigma_{r,\, i}$ et $\sigma_{r,\, i+1}$ et par extension p_i et p_{i+1} , peuvent être considérés comme expansions relatives $(\Delta a/a_0)_i$ et $(\Delta a/a_0)_{i+1}$ d'une cavité cylindrique de rayon initial a_o lors de deux incréments successifs de l'essai (figures 2.22c et 2.22d). Nous pouvons ainsi exprimer :

$$\left(1+\frac{u_r}{r}\right)^2 = \left(1+\frac{\Delta a}{a_0}\right)^2 = \frac{V}{V_0} = \frac{1}{1-\frac{\Delta V}{V}} \tag{2.46}$$

où V_0 est le volume initial du cylindre $\left(a_0^2 \pi L\right)$ et V est le volume courant du cylindre $\left(a^2 \pi L\right)$ après l'incrément de pression dans la cavité.

À partir des équations 2.45 et 2.46, nous en déduisons que :

$$\left(\frac{r}{a}\right)^2 = \frac{V}{\Delta V} \tag{2.47}$$

et en remplaçant dans l'équation 2.43 :

$$\ln\frac{r_{i+1}}{r_i} = \ln\left(\frac{r}{a}\right)_{i+1} - \ln\left(\frac{r}{a}\right)_i = \frac{1}{2}\left[\ln\left(\frac{\Delta V}{V}\right)_i - \ln\left(\frac{\Delta V}{V}\right)_{i+1}\right] \tag{2.48}$$

Finalement, pour un anneau de sol compris entre les rayons r_i et r_{i+1} , la contrainte mobilisée en état de déformation plane tirée de l'équation 2.42 est donnée par la relation :

$$q_{i,i+1} = (\sigma_1 - \sigma_3)_{i,i+1} = \frac{p_i - p_{i+1}}{\frac{1}{2}\left[\ln\left(\frac{\Delta V}{V}\right)_i - \ln\left(\frac{\Delta V}{V}\right)_{i+1}\right]} \tag{2.49}$$

La valeur de la déformation de cisaillement peut être obtenue d'un raisonnement similaire à celui utilisé précédemment dans le cas des déplacements. Sa valeur peut être reliée à *(r/a)* :

$$\gamma = \left(\frac{a}{r}\right)^2 = \frac{\Delta V}{V} \tag{2.50}$$

La déformation moyenne angulaire de cisaillement correspondant à la différence moyenne des contraintes principales mobilisables entre deux pressions successives appliquées peut s'exprimer :

$$\gamma_{i,i+1} = (\varepsilon_1 - \varepsilon_3)_{i,i+1} = \frac{1}{2}\left[\left(\frac{\Delta V}{V}\right)_i - \left(\frac{\Delta V}{V}\right)_{i+1}\right] \tag{2.51}$$

Il est à noter que l'application des équations 2.49 et 2.51, permettant d'obtenir une courbe contrainte-déformation $q = f(\gamma)$, se fait sous des conditions non drainées et à l'état de déformation plane.

Pour transformer la courbe contrainte-déformation à des conditions non-drainées de symétrie axiale, on peut appliquer les relations suivantes tirées de Ladanyi (1967) et basées sur les conditions de rupture de Von Mises :

$$q_a = \frac{\sqrt{3}}{2} q_{ps} \tag{2.52}$$

$$\gamma_a = \frac{3}{2}\varepsilon_{1a} = \frac{\sqrt{3}}{2}\gamma_{ps} \tag{2.53}$$

où q_a et q_{ps} sont respectivement les contraintes déviatoriques de cisaillement mobilisées dans le sol pour les états de symétrie axiale et de déformation plane. Les déformations angulaires moyennes de cisaillement du sol qui y sont associées sont respectivement γ_a et γ_{ps} .

Si la déformation axiale est utilisée au lieu de la déformation de cisaillement :

$$\varepsilon_{1a} = \frac{\gamma_{ps}}{\sqrt{3}} \tag{2.54}$$

où ε_{1a} est la valeur de la déformation axiale du sol.

La résistance au cisaillement non drainé du sol peut enfin en être déduite :

$$c_u = \frac{1}{2} q_a = \frac{\sqrt{3}}{4} q_{ps} \tag{2.55}$$

2.5.3 Consolidation horizontale

Dans le domaine pressiométrique, une estimation du coefficient de consolidation peut être faite à partir de la quatrième et dernière phase d'un essai. Une fois que la cavité a été expansée et que l'essai conventionnel est à toute fin pratique terminé, une phase pressiométrique drainée dite « maintenue » permet aux pressions interstitielles de se dissiper radialement autour de la cavité. Puisque l'axe de la cavité cylindrique est vertical, la direction de dissipation est donc horizontale et l'évacuation de l'excès d'eau comprise originalement dans le sol transmet graduellement la charge au squelette solide qui se consolide dans cette direction.

Les essais oedométriques conventionnels fournissent souvent une sous-estimation de la valeur de c_v sur le terrain en raison des effets du remaniement lors de l'échantillonnage et parce que les échantillons testés ne sont pas assez grands et représentatifs des effets de la macrostructure dans le comportement in-situ du sol. De plus, puisque la sédimentation des dépôts argileux est laminaire, la composante majeure du drainage est généralement horizontale. En raison de l'anisotropie des propriétés d'écoulement de l'eau dans le sol, une estimation de c_h est donc souvent plus importante que c_v, ce qui rend les recherches pressiométriques dans ce domaine encore plus encourageantes.

La quantification de la consolidation horizontale, qui se traduit en terme du coefficient c_h, peut être effectuée aussi bien à déformation qu'à pression maintenue. Dans le cadre de cette recherche, la méthode à déformation maintenue a été utilisée lors des essais au

cône effilé instrumenté. Son interprétation en terme de c_h est basée sur les travaux de Clarke et al. (1979) utilisant eux-mêmes les solutions proposées par Randolph et Wroth (1979) et développées afin de décrire la consolidation radiale des argiles autour de pieux battus.

Afin d'interpréter les données d'essais à déformation maintenue et de pouvoir utiliser la solution mathématique des auteurs mentionnés auparavant, les hypothèses suivantes doivent être respectées :

- L'expansion de la membrane pressiométrique se fait sous des conditions de déformations planes non drainées et les déplacements qui en découleront seront symétriquement radiaux.

- Le sol est considéré isotrope et homogène. Son mode de déformation est élastique parfaitement plastique et les déformations qui le caractérisent sont régies par le module de cisaillement G et le coefficient effectif de Poisson ν'. Le sol possède une résistance au cisaillement non drainé c_u et un comportement plastique apparaît lorsque les contraintes principales obéissent à la relation $\sigma'_r - \sigma'_\theta = 2c_u$, où σ'_r et σ'_θ sont les contraintes effectives radiales et tangentielles respectivement.

- Durant l'expansion de la membrane, des surpressions interstitielles Δu sont générées. Lors de la phase dite « maintenue », ces surpressions sont ensuite dissipées et il est assumé que pendant ce temps, les mouvements de consolidation repris par le squelette du sol et l'écoulement de l'eau interstitielle seront entièrement radiaux.

Lorsqu'une cavité cylindrique est expansée dans un sol au comportement élastique parfaitement plastique, il n'y a initialement pas de tendance au changement de volume

ou au développement de surpressions interstitielles dans le sol. Les contraintes radiales et tangentielles se développent alors de façon équivalente et opposée tandis que la contrainte verticale axiale demeure inchangée. La pression interstitielle initiale u_o demeure alors constante et égale à la pression hydrostatique (figure 2.23a). Lorsque les premières déformations plastiques apparaissent sur les parois de la cavité, la pression interstitielle est toujours u_o sauf que la pression cellulaire est devenue $\sigma_{ho} + c_u$ (figure 2.23b) . Lors de l'accroissement successif de la pression dans la cavité, les contraintes effectives ne changeront pas et l'augmentation de la pression se traduira par une hausse des pressions interstitielles sur les parois de la cavité (figure 2.23c). La variation de pression interstitielle est :

$$\Delta u = p - (\sigma_{ho} + c_u) \tag{2.56}$$

En se référant aux équations 2.32 et 2.36 énoncées précédemment, nous en déduisons :

$$\Delta u = c_u \ln\left(\frac{G}{c_u}\frac{\Delta V}{V}\right) \tag{2.57}$$

La déformation volumique $\gamma = \Delta V/V$ est reliée à la déformation tangentielle ε_θ par la relation suivante :

$$\frac{\Delta V}{V} = 1 - \left(\frac{1}{1+\varepsilon_\theta}\right)^2 \tag{2.58}$$

La frontière délimitant la zone élastique et plastique est assumée à une distance radiale R du centre de la cavité. On en déduit que :

$$\frac{R}{\rho} = e^{\frac{\Delta u}{2c_u}} \tag{2.59}$$

où ρ est le rayon de la cavité. À la figure 2.24, nous voyons que les surpressions interstitielles dans la zone plastique varient logarithmiquement en fonction du rayon d'influence. Lorsque la cavité sera maintenue fixe, les surpressions commenceront à se dissiper et c'est la surveillance continue du décroissement des pressions qui permettra qu'une estimation soit faite sur les caractéristiques de consolidation du sol. Le coefficient de consolidation horizontal peut être résolu en utilisant un facteur de temps sans dimension T_{50} :

$$T_{50} = \frac{c_h t_{50}}{\rho^2} \tag{2.60}$$

où t_{50} est l'intervalle de temps réel requis pour que les surpressions interstitielles à l'endroit de la membrane atteignent la moitié de leur valeur maximale. La valeur du facteur T_{50} dépend de l'étendue de la région plastique (i.e. R/ρ) et des surpressions initiées sur les parois de la cavité durant la phase d'expansion. À la figure 2.25, les solutions itératives des temps correspondant à 50% de consolidation ont été tracées en fonction de l'amplitude normalisée des surpressions maximales Δu_{max} par rapport à c_u . Ceci est directement analogue à la procédure standard de laboratoire permettant d'associer la solution de consolidation unidimensionnelle de Terzaghi à des résultats oedométriques.

Le coefficient de consolidation horizontal c_h est associé à d'autres propriétés des sols par la relation :

$$c_h = \frac{k_h}{\gamma_w} 2G \frac{1-\nu'}{1-2\nu'} \tag{2.61}$$

où k_h est le coefficient de conductivité hydraulique horizontal du sol et γ_w est le poids volumique de l'eau interstitielle.

2.6 Interprétation des essais pressiométriques

L'analyse de résultats pressiométriques doit en principe permettre de définir certains paramètres de résistance du sol qui sont utiles à la conception de fondations. Malheureusement, les paramètres géotechniques comme le module de cisaillement G_P et la résistance au cisaillement non drainée $c_{u\,p}$ sont généralement délaissés par la majorité des géotechniciens préférant opter pour d'autres méthodes de reconnaissance des sols. Il est clair que les résultats dérivés d'essais pressiométriques sont souvent trop élevés par rapport à une base de comparaison classique. Si en France le pressiomètre est considéré comme l'outil de référence par excellence, son rôle reste toujours à définir ailleurs sur le globe. Comme il a été mentionné auparavant, l'analyse théorique du comportement des sols sollicités par le pressiomètre laisse sous-entendre parfois des hypothèses simplificatrices qui ne font pas état de la conduite réelle des sols. La connaissance des cheminements en contraintes effectives lors d'un tel essai est mal connue jusqu'à maintenant et la signification physique des paramètres de conception qui y sont attribués est encore obscure.

De plus, plusieurs raisons techniques ont été émises pour expliquer la surestimation coutumière des paramètres de résistance en conception géotechnique. Que cette surestimation soit liée à l'installation de la sonde (Baguelin et al., 1978), à l'allongement de la cellule (Yeung et Carter, 1990), à la prise de données (Wroth, 1984) ou au cas général de la structure des argiles (Marsland et Randolph, 1977); il est important de reconnaître que la résistance au cisaillement non drainé n'est pas une propriété fondamentale du sol mais plutôt une valeur indicatrice dépendante du type d'essai réalisé, comme expliqué clairement par Wroth (1984). Il est donc important de

concevoir qu'un sol n'a pas de valeur unique de résistance au cisaillement non drainé et qu'il est alors approprié de nommer les valeurs déduites d'essais pressiométriques par « résistance au cisaillement non drainé au pressiomètre » c_{up} .

2.6.1 Traçage de la courbe pressiométrique

Les résultats issus d'un essai pressiométrique conventionnel sont habituellement tracés dans une courbe appelée « courbe pressiométrique corrigée » (figure 2.26) comme définie par la relation :

$$V_m = f(p_c) \tag{2.62}$$

où V_m est le volume total corrigé de liquide injecté dans la cellule pressiométrique depuis le début de l'essai et p_c est la pression correspondante corrigée pour les corrections de calibration (section 2.3.2) et pour la correction piezométrique. La pression brute mesurée dans la membrane est indiquée par les manomètres alors que, la pression qui règne dans la sonde à une profondeur donnée dans le sol est différente et fonction de la charge hydraulique due à la nappe phréatique et à la colonne d'eau provoquée par les tubulures. La charge piezométrique dépend de l'élévation de la nappe ainsi que de la profondeur de l'essai. Si l'essai est effectué au-dessus de la nappe, la correction piezométrique q_{pz} est la suivante :

$$q_{pz} = \gamma_w (H + h) \tag{2.63}$$

où H est la profondeur du centre de la sonde par rapport à la surface du sol et h est la dénivellation entre le niveau des manomètres et la surface du sol. Si la sonde est située sous la nappe phréatique, la même formule est utilisée en tenant compte que H devient plutôt la profondeur du niveau de la nappe par rapport à la surface du sol.

La pression corrigée p_c peut s'exprimer ainsi :

$$p_c = p_m - q_i + q_{pz} \tag{2.64}$$

où p_m est la pression brute mesurée par les manomètres et q_i est la correction d'inertie de l'appareil telles que définies à la section 2.3.2.1 .

La correction du volume de liquide injecté dans la sonde résulte essentiellement de la dilatation parasite des tubulures de l'appareil tel que définie à la section 2.3.2.2 . Le volume corrigé de liquide V_m à l'intérieur de la sonde est :

$$V_m = V_b - V_d \tag{2.65}$$

où V_b est le volume brut mesuré lors de l'essai par le comparateur et V_d est la correction de volume due à la dilatation parasite du circuit hydraulique de l'appareil.

Il est plus pratique d'utiliser une courbe appelée « courbe pressiométrique nette » utilisant les pressions corrigées selon l'équation 2.64 et selon lesquelles une normalisation par rapport à la contrainte horizontale naturelle du sol a été effectuée. La courbe pressiométrique nette est représentée par une relation de la forme :

$$\Delta V = f(p_c - p_o) \tag{2.66}$$

où p_o est la pression totale horizontale du sol au niveau de l'essai. Les procédures expérimentales menant à trouver ce paramètre sont expliquées par la suite, à la section 2.6.2 . De plus :

$$\Delta V = V_m - V_{mo} \tag{2.67}$$

où V_{mo} est le volume de liquide injecté dans la cellule pressiométrique au moment où $p_c = p_o$. Concrètement, la courbe pressiométrique nette est obtenue par translation de l'origine des axes de O à O' comme en témoigne la figure 2.26 .

Lorsque la courbe pressiométrique nette est présentée dans un diagramme semi-log $log\ (\Delta V/V)$ vs $(p_c - p_o)$ tel que proposé par Gibson et Anderson (1961), les valeurs du volume total V sont données par la relation :

$$V = V_o + \Delta V \tag{2.68}$$

où V_o représente le volume de liquide total présent dans la sonde au moment où la pression p_o est atteinte. Plus particulièrement, V_o est obtenu de la relation suivante :

$$V_o = V_{vide} + V_{mo} \tag{2.69}$$

où V_{vide} est le volume de liquide dans la sonde avant que toute injection n'ait pu se produire. Dans la cas de la sonde TEXAM utilisée, ce volume correspond à 1270 cm^3 et est fourni avec le manuel d'utilisation de l'appareil. L'utilisation du diagramme semi-log sera présentée dans les sections suivantes.

2.6.2 Contrainte horizontale totale en place

Alors que l'estimation des contraintes verticales en place est un exercice relativement simple à effectuer à partir des poids volumiques des différentes couches de dépôts, l'estimation des contraintes horizontales en place est reconnue comme l'une des tâches les plus difficiles en ingénierie géotechnique. Quelques méthodes indirectes en laboratoire prétendent pouvoir déduire la valeur de σ_{ho} pendant que quelques appareils, dont le pressiomètre, procurent des estimations in-situ plus directes de ce paramètre. Il

est incontestable que la précision des mesures de σ_{ho} ne peut être obtenue qu'à partir d'une attention soignée des manipulations lors d'un essai pressiométrique.

L'analyse de l'expansion d'une cavité cylindrique prend référence au moment où le gonflement de la membrane pressiométrique entre en contact avec les parois du pré-forage. À ce moment, il est reconnu que la pression appliquée dans la membrane est équivalente à la contrainte totale horizontale en place dans le sol autour de la cavité. La plupart du temps, il est cependant ardu de pouvoir déterminer précisément cet état de pression p_o lors de l'analyse des résultats de l'essai. Les méthodes de détermination des contraintes initiales se regroupent en deux catégories distinctes soient : les méthodes visuelles à partir du point de décollement de la pression cellulaire et les méthodes de calculs à rebours itératifs à partir de l'allure générale d'une courbe pressiométrique.

2.6.2.1 Méthode du point de décollement

Cette méthode connue dans la littérature sous l'appellation de *lift-off method* est applicable uniquement au pressiomètre autoforeur, dans le cas où la sonde a été introduite sans remaniement dans le sol encaissant. La pression dans la cavité est alors augmentée de zéro jusqu'à p_o pendant une courte période où la membrane est toujours appuyée sur le corps rigide de la sonde et n'est pas en parfait contact avec le sol. Lorsque la pression cellulaire excède la contrainte horizontale en place σ_{ho} , il y a « décollement » et la cavité peut ensuite prendre de l'expansion et les déformations radiales qui suivent sont enregistrées en terme d'accroissement volumique. Nous pouvons apprécier le décollement en traçant une courbe p_c vs V_m et en cherchant le point de cassure au début de la courbe pour de très faibles volumes (figure 2.27). Une courbe idéale globale d'un essai pressiométrique autoforeur est présentée la à figure 2.28 .

Si l'essai est effectué au pressiomètre Ménard et qu'un pré-forage surdimensionné par rapport à la cellule est effectué, la méthode de détermination de p_o est tout aussi simple.

La méthode classique d'interprétation introduite par Ménard (1957) veut que le volume V_{mo} de la sonde correspondant à une contrainte équivalente à celle de la pression naturelle du terrain soit lu sur la courbe pressiométrique au point où celle-ci commence à indiquer un comportement linéaire et donc élastique du sol (figure 2.26). Cette manœuvre vise à ramener l'essai à un stade initial idéalisé où la membrane de la sonde est considérée infiniment souple et parfaitement en contact avec la paroi du pré-forage. La valeur de ce volume semble par contre surestimée parce qu'elle ne tient pas compte du fait que la sonde se met en contact avec la paroi du trou non pas subitement mais graduellement, ce qui cause une déformation progressive du sol au gré de cette mise en contact. Une méthode plus efficace consiste à prolonger la partie linéaire de la courbe pressiométrique vers l'axe des ordonnées. En effet, si le contact sonde-trou était parfait en début d'essai, la courbe devrait décrire dès le départ un comportement élastique du sol. Si une valeur indicatrice de σ_{ho} a été calculée en vertu des équations 2.9 et 2.10, l'intersection de cette valeur avec le prolongement de la partie linéaire de la courbe pressiométrique donne une estimation du volume de référence V_{mo} . Le calcul de la contrainte totale horizontale en place se résume sous la forme :

$$p_o = \sigma_{ho} = K_o \sigma'_{vo} + \gamma_w h_w \tag{2.70}$$

Quelques auteurs anglais (Marsland et Randolph, 1977 ; Mair et Wood, 1987) ne supportent pas la méthode de détermination de p_o à partir d'un pressiomètre Ménard et lui préfèrent largement l'utilisation de la méthode de décollement provenant du pressiomètre autoforeur. Selon Mair et Wood (1987), le processus de formation du pré-forage dans de tels essais rend les parois du sol temporairement insupportées et probablement remaniées. Même si le sol est intact au moment de son expansion à partir de p_o , il est sollicité à partir de conditions initiales de déchargement et non à partir d'un état in-situ non remanié.

2.6.2.2 Méthode par itération graphique

Une technique itérative de détermination de p_o a été proposée par Marsland et Randolph (1977) pour palier aux incertitudes des estimations faites par la méthode de Ménard. L'utilisation de la méthode a été généralisée à tous les essais pressiométriques et est maintenant souvent citée dans la littérature. Ils proposent que le comportement de la courbe pressiométrique soit complètement élastique et linéaire à proximité de p_o. Dans un essai pressiométrique Ménard, cette contrainte doit se situer plus près du point d'inflexion de la courbe et non au début de la région linéaire, tel qu'il était assumé auparavant. Comme mentionné à la section précédente, la réponse élastique du sol doit cesser lorsque la résistance au cisaillement non drainé c_u est atteinte sur les bords de la cavité (équation 2.29). La valeur de c_u est déduite dans les travaux de Marsland et Randolph (1977) à partir de la théorie de Palmer (1972) équivalente à celle présentée à la section 2.5.2.3 du présent chapitre. Puisque la détermination préalable de p_o est essentielle à l'estimation de c_u , quelques itérations sont nécessaires afin de trouver la bonne combinaison (p_o , c_u) qui respectera le point p_o + c_u pour lequel la courbe pressiométrique devient non linéaire (figure 2.29).

Selon Mair et Wood (1987), si l'utilisation d'un pressiomètre autoforeur n'est pas accessible dans le contexte exploratoire d'une argile raide surconsolidée, la procédure itérative de Marsland et Randolph (1977) est la méthode la plus satisfaisante afin d'estimer le paramètre σ_{ho} .

2.6.3 Module de cisaillement pressiométrique

Le module de cisaillement G d'une argile est associé aux caractéristiques élastiques du sol comme son module de Young et son coefficient de Poisson. Si le comportement autour de la sonde pressiométrique est réellement élastique, le module de cisaillement

pressiométrique G_P peut être calculé à partir de la pente de la courbe pressiométrique corrigée V_m vs p_c comme en témoigne les équations 2.23 et 2.26.

La pente initiale de la courbe pressiométrique peut être utilisée afin de déterminer un module de cisaillement élastique initial G_i mais il semble que dans les argiles relativement molles, comme en témoigne la figure 2.20a, des déformations plastiques permanentes apparaissent dès le début de la sollicitation, faisant foi d'un comportement écrouissant du matériau. Afin d'assurer que tout le sol autour de la sonde réponde de façon strictement élastique, il est souhaitable de procéder à une opération de déchargement-chargement dont la pente sera plus représentative d'un comportement élastique. De plus, l'incertitude du degré de remaniement lors du forage est exemptée lors de cette procédure. Cependant, le déchargement occasionné par la procédure proposée ne doit pas être trop grand afin de ne pas introduire de déformations plastiques et ainsi pouvoir conserver une réaction hystérésis lors du rechargement.

S'il devient impossible d'effectuer une boucle déchargement-chargement lors d'un essai, le module de cisaillement pressiométrique G_P doit être calculé à partir de la pente linéaire la plus représentative du comportement élastique de la courbe pressiométrique. Idéalement, le sol ne se comporte pas de façon élastique parfaitement plastique; il est alors préférable dans le cas de matériau écrouissant de mesurer le module de cisaillement sécant G_s plutôt que celui initial tangent G_i mentionné plus haut (figure 2.30). Ladanyi (1963) a proposé que le module de cisaillement sécant d'un tel sol soit évalué à partir de l'origine jusqu'à la moitié de sa résistance ultime.

2.6.4 Résistance au cisaillement non drainé

La résistance au cisaillement non drainé des argiles peut être aisément déterminée à partir d'essais sur place et en laboratoire. Lors de la majorité de ces essais, la valeur de c_u est déterminée à partir du pic de résistance propre à chacune des courbes de

cisaillement. Lorsque nous connaissons l'évolution des contraintes principales comme lors d'un essai triaxial ou pressiométrique, la résistance au cisaillement non drainé est équivalente à la moitié de la valeur maximale du déviateur de ces contraintes. Toutefois, l'état des contraintes principales n'est pas toujours connu lors d'essais comme le scissomètre, le cisaillement simple, le cône Suédois et le cône statique, ce qui rend leur interprétation théorique déficiente. Les conditions de rupture sont d'ailleurs souvent associées à la résistance moyenne mobilisée sur un plan de cisaillement défini par l'essai. La valeur maximale de cette résistance mobilisée étant reconnue comme la résistance au cisaillement non drainé de l'essai en question.

Il n'y a donc pas de valeur unique de c_u pour un sol considéré. Bien que nécessaire à la validation des résultats, toute tentative de comparaison de ce paramètre tiré d'un essai pressiométrique avec d'autres essais est futile et sans grande pertinence, compte tenu des modes de rupture différents qui les caractérisent. Les trois méthodes de détermination de c_u les plus utilisées lors d'essais pressiométriques sont présentées par la suite.

2.6.4.1 Pente de la courbe pressiométrique semi-log

À partir des recherches de Gibson et Anderson (1961), il est maintenant usuel de représenter la courbe pressiométrique à l'intérieur d'un diagramme p_c vs $\ln(\Delta V/V)$ comme celui présenté à la figure 2.21 . La pente de la partie linéaire est considérée comme étant la résistance au cisaillement non drainé $c_{u\,p}$ du sol telle que définie par l'équation 2.36. À partir de cette équation, nous pouvons reformuler de façon générale :

$$\tau = \frac{dp}{d\left[\ln\left(\frac{\Delta V}{V}\right)\right]} \tag{2.71}$$

Si la partie linéaire de la courbe s'étend à de grandes déformations comme à la figure 2.33 , cela signifie que le comportement du sol est élastique parfaitement plastique, ce que posaient a priori Gibson et Anderson (1961) dans les conditions d'application de leurs théories. Si, par ailleurs, la courbe comporte un point d'inflexion à grande déformation et poursuit sa courbure jusqu'à la pression limite (figure 2.32a), cela signifie un ramollissement post-rupture typique d'un argile sensible comme en témoigne la figure 2.32b . Il est préférable dans un pareil cas de déterminer c_u à partir de la relation contrainte-déformation propre à ce type de sol.

2.6.4.2 Résistance au pic de la relation contrainte-déformation

Tel que mentionné antérieurement, une courbe complète reliant les contraintes aux déformations (q vs γ) lors d'un cisaillement à volume constant sous un état de déformation plane peut être dérivée des travaux homologues de Baguelin et al. (1972), Ladanyi (1972) et Palmer (1972). L'analyse de Ladanyi (1972), qui est bien adaptée à la compilation informatique des données pressiométriques, utilise les équations 2.49 et 2.51 afin de tracer la courbe contrainte-déformation correspondante à une courbe pressiométrique donnée (figure 2.31). Il est important de souligner que les courbes contrainte-déformation déduites de telles analyses sont extrêmement sensibles aux valeurs de référence des courbes pressiométriques (V_{mo} , p_o) et influencent clairement l'allure pour de faibles déformations de la relation q vs γ.

Certaines difficultés interviennent lorsqu'il s'agit de recourir à cette méthode de détermination de c_u. Il est primordial pour la qualité des résultats que le sol autour de la cavité soit uniforme et se comporte de façon isotrope. Or, le remaniement inévitable des parois de la cavité lors d'essais pressiométriques Ménard ou autoforeur rend le sol susceptible de se comporter de manière non uniforme et induit des pics de résistance anormaux. De plus, l'analyse théorique menant à la génération de courbes contrainte-déformation est basée sur le principe que l'expansion de la cavité se fait sous un taux de

déformation constant dans la masse de sol. Néanmoins, le taux de déformation autour d'une cavité expansive varie de façon inversement proportionnelle au carré du rayon d'influence. Ainsi, le sol situé sur les parois apparaîtra comme étant plus résistant et raide que le sol éloigné de la cavité. Un pic artificiel de résistance peut découler de ce phénomène alors qu'à déformation uniforme constante, un pareil pic ne se manifesterait pas (Prevost, 1976).

Les incertitudes concernant la détermination de telles courbes contrainte-déformation mènent généralement les praticiens à utiliser d'autres méthodes plus sûres afin d'estimer la résistance au cisaillement non drainé destinée à la conception.

2.6.4.3 Estimation provenant de la pression limite

Lors de l'expansion d'une cavité cylindrique dans un matériau élastique parfaitement plastique, il vient une condition limite théorique où le sol se déforme indéfiniment sous l'application d'une certaine pression p_L dite « limite » déterminée par l'équation 2.32 . Cette condition d'expansion infinie est atteinte mathématiquement lorsque $\Delta V/V = 1$ dans la cavité (Marsland et Randolph, 1977). On peut déduire théoriquement la résistance au cisaillement non drainé de façon itérative en utilisant une estimation fiable de G et l'équation 2.33 . Étant donné que cette dernière équation est implicite quant à c_u , il est cependant plus commode de recourir à l'équation 2.35 qui emploi une variable N_P appelée la constante pressiométrique. Un intervalle de cette constante donne des valeurs raisonnables de 5,5 à 6,8 correspondant à des rapports G / c_u plausibles et de l'ordre de 90 à 330 pour des sols élastiques isotropes dont le coefficient de Poisson non drainé est de $\nu = 0{,}5$.

Au pressiomètre, il est impensable de pouvoir atteindre une expansion infinie et, par conséquent, la pression limite p_L est déterminée soit par extrapolation à des déformations infinies (i.e. $\Delta V/V = 1$) soit par des conventions empiriques comme celle de Ménard

(1957). La convention de Ménard stipule que la pression limite correspond à la pression cellulaire lorsque la cavité sera expansée du double de son volume initial. En termes mathématiques, p_L est atteinte lorsque $\Delta V/V = 0{,}5$. Une comparaison entre la pression limite p_{LM} de Ménard (1957) et celle de Marsland et Randolph (1977) est présentée à la figure 2.33 .

Dans le cas idéal d'un matériau élastique parfaitement plastique, l'extrapolation jusqu'à $\Delta V/V = 1$ devrait être parfaitement linéaire dans un diagramme semi-log de Gibson et Andrerson (1961). Cependant, la majorité des sols ne possèdent pas de comportement idéal et les extrapolations linéaires à grandes déformations sont souvent erronées. C'est pourquoi il est important d'expandre le plus possible la membrane pressiométrique lors d'un essai afin de réduire l'extrapolation à des déformations infinies sur la courbe pressiométrique correspondante. En vue de réduire les incertitudes reliées à l'extrapolation non linéaire de la courbe pressiométrique, la pression limite déterminée par Ménard (1957) peut être utilisée dans les sols démontrant un comportement anti-écrouissant post-rupture. La pression limite définie par Ménard est cependant employée majoritairement en France lors de méthodes de calcul empiriques en conception.

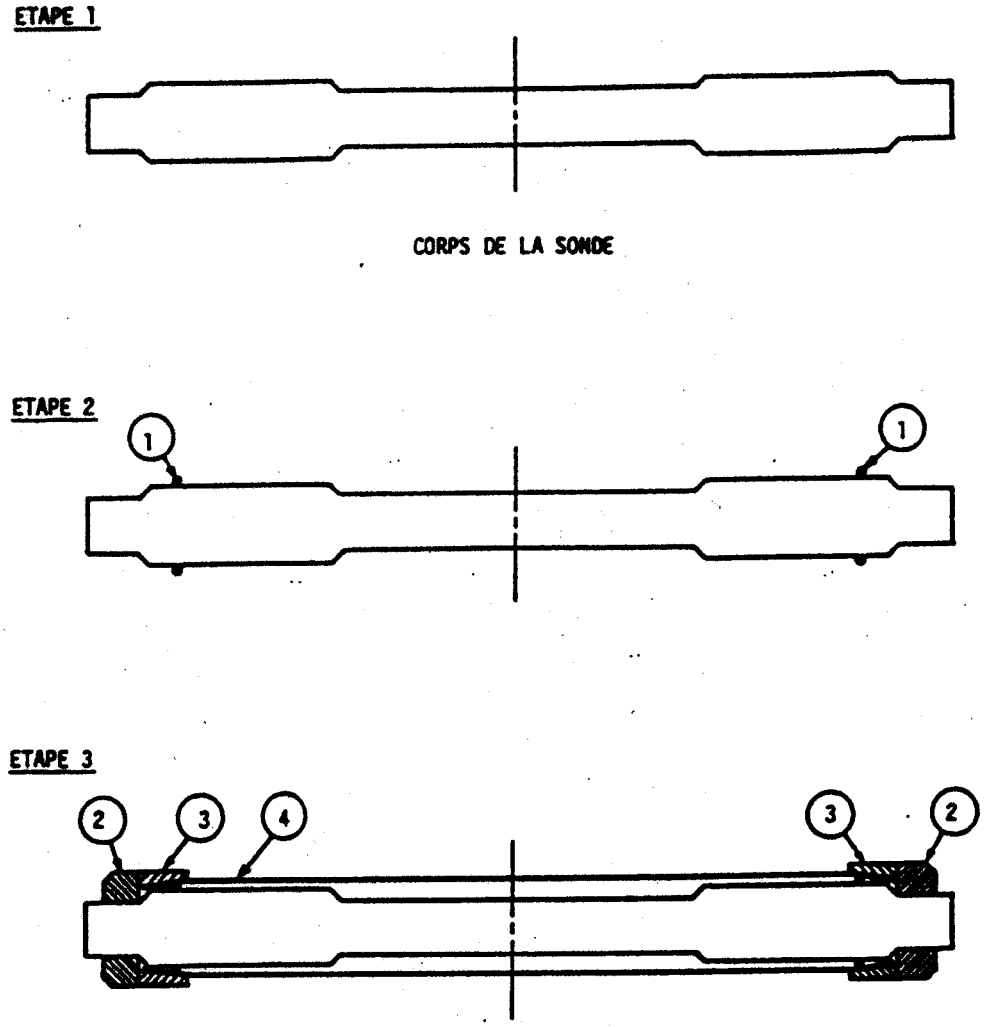
2.6.5 Coefficient de consolidation horizontal

Lors d'un essai à déformation maintenue (*Strain Holding Test*), il est possible d'évaluer le coefficient de consolidation horizontal c_h à l'aide des équations 2.57 et 2.60 . En pratique, il s'agit de reconnaître la surpression maximale Δu_{max} et le temps t_{50} à partir d'un diagramme de l'évolution de la dissipation des surpressions interstitielles avec le temps lors d'un essai et de déterminer le facteur de temps adimensionnel T_{50} avec l'aide de la figure 2.25. Il est préférable de recourir au diagramme d'évolution des surpressions afin de déterminer exactement le paramètre Δu_{max} plutôt que de recourir à une estimation indirecte de sa valeur à l'aide de l'équation 2.57 .

Les essais à déformation maintenue sont en réalité difficiles à réaliser sur le terrain en raison du maintient constant du rayon de la cavité se traduisant en un ajustement continuel de la pression cellulaire au cours de la dissipation (figure 2.34). Même si des techniques automatisées ont été mises en œuvre afin de remédier à ce problème technique (Fiovarante et al., 1994), il semble toujours que l'inertie de réaction des membranes pressiométriques provoque des ajustements brusques de pressions cellulaires qui nuisent à la décroissance continue des surpressions interstitielles.

Il est plus simple de maintenir une pression cellulaire constante. C'est pourquoi Fahey et Carter (1986) ont proposé une nouvelle technique à pression maintenue « pressure holding test » pouvant déterminer les paramètres de consolidation horizontaux des sols (figure 2.35). Pourtant simple à exécuter, cet essai est très peu utilisé en raison de son manque de rigueur théorique et de la complexité de ses interprétations numériques.

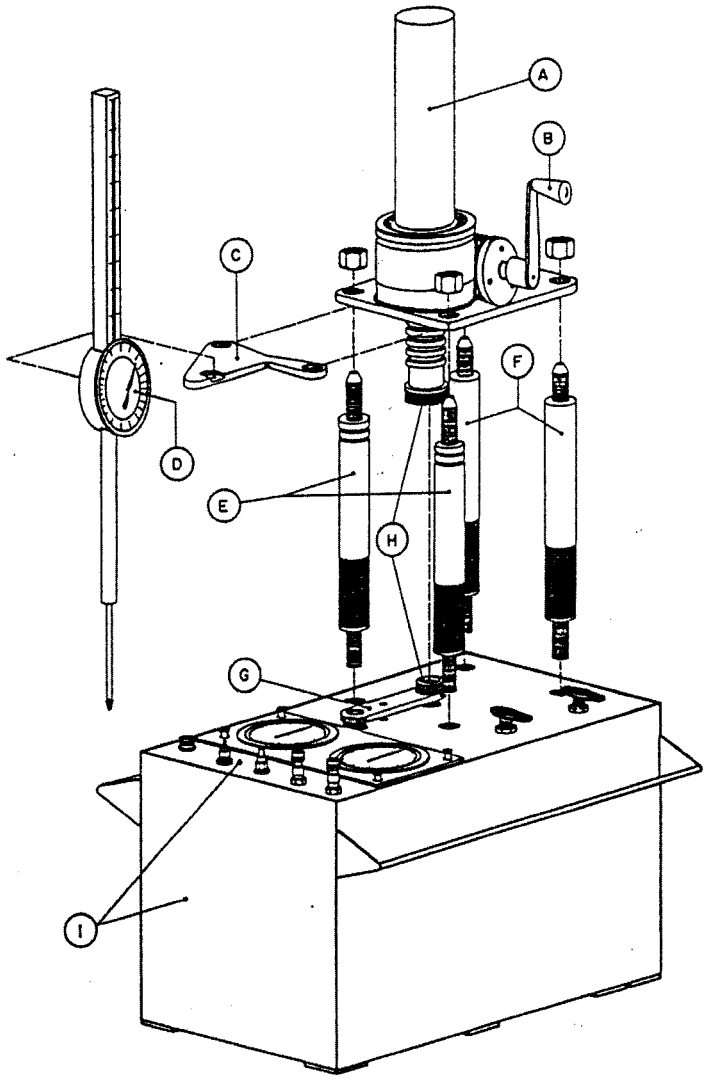
Il est commun de retrouver dans la pratique que les valeurs trouvées en laboratoire de c_h et c_v sont considérablement plus faibles que celles déduites de calculs à rebours à partir de tassements in-situ enregistrés. Des recherches de Butler (1975) ont mené à des ratios de $c_{v\ in\text{-}situ}$ / $c_{v\ lab}$ sur des argiles de l'ordre de 60 et nous pouvons présumer a priori qu'il s'agit d'une grossière moyenne. De plus, l'anisotropie des conditions d'écoulement du sol peut engendrer intuitivement des valeurs différentes de c_h et de c_v en raison de la lamination des dépôts argileux. En combinant les effets d'échelle et d'anisotropie, les recherches de Clarke et al. (1979) ont trouvé des rapports $c_{h\ in\text{-}situ}$ / $c_{v\ lab}$ variant de 20 à 300. De ceci, il n'est pas essentiellement utile de recourir à des comparaisons entre des valeurs verticales trouvées à l'oedomètre et d'autres déterminées horizontalement in-situ.



LÉGENDE :

1- Joint torique
2- Écrou en laiton moleté
3- Bague conique (en métal ou Vulcolan)
4- Gaine

Figure 2.1 : Coupe schématique de la cellule pressiométrique TEXAM telle qu'elle figure dans le manuel d'opération de l'appareil fourni par ROCTEST LTD.



LÉGENDE :

A- Vérin à dés
B- Petite manivelle
C- Support du comparateur
D- Comparateur
E- Petites colonnes
F- Grandes colonnes
G- Puits du comparateur
H- Raccord du piston au vérin
I- Boîte de lecture

Figure 2.2 : Corps du pressiomètre TEXAM tel qu'il figure dans le manuel d'opération de l'appareil fourni par ROCTEST LTD.



Figure 2.3 : Cellule pressiométrique et sabot perforé utilisés lors des essais ISCT sur le site de Mascouche.



Figure 2.4 : Corps du pressiomètre TEXAM utilisé lors des essais ISCT sur le site de Mascouche.

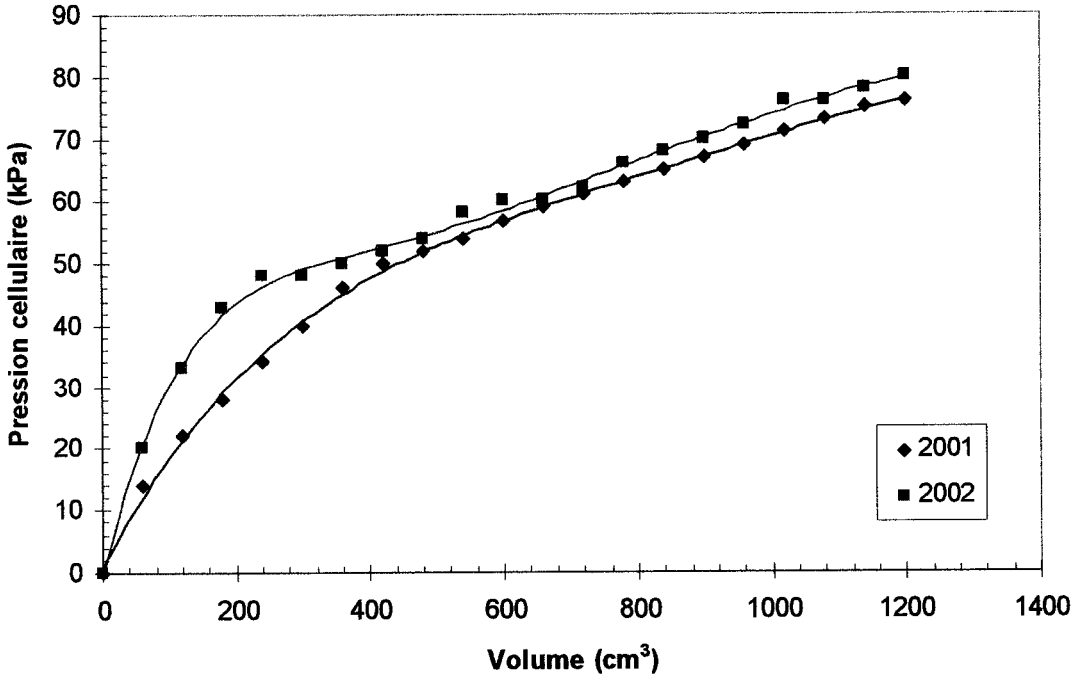


Figure 2.5 : Correction d'inertie utilisée durant les essais PMT.

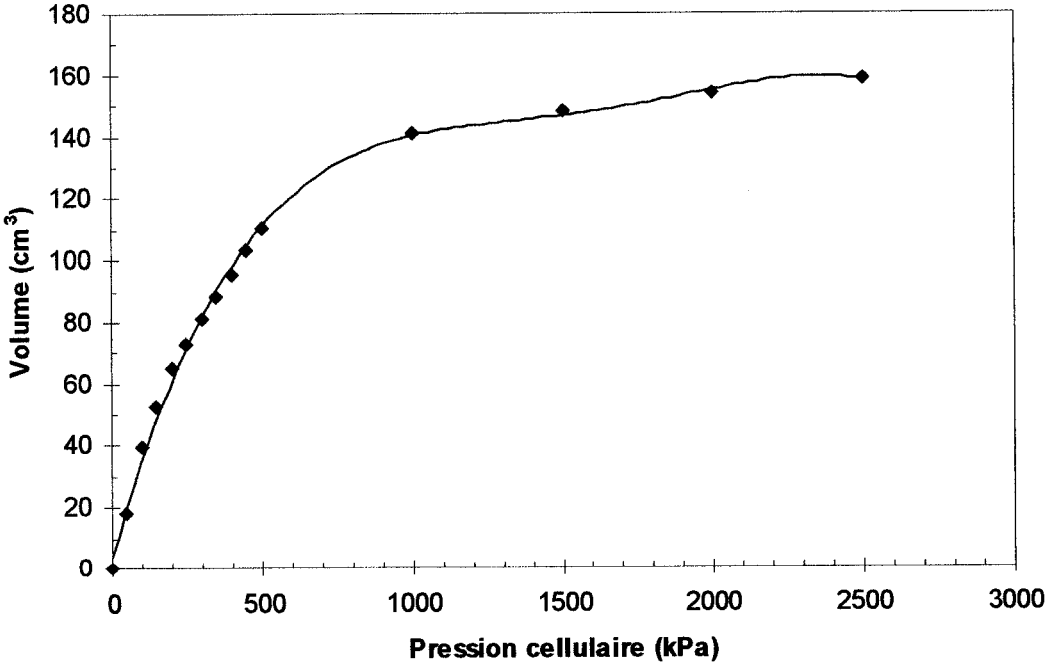


Figure 2.6 : Correction de dilatation parasite durant les essais PMT.

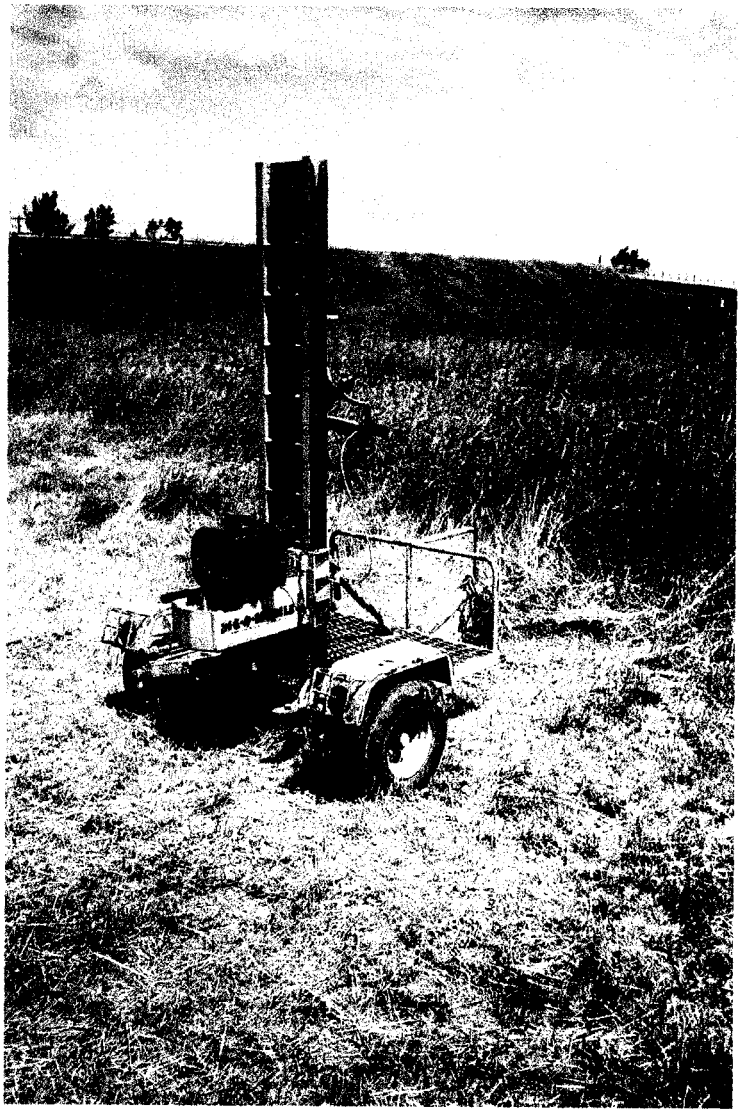


Figure 2.7 : Foreuse portative utilisée lors de la campagne 2001-2002.

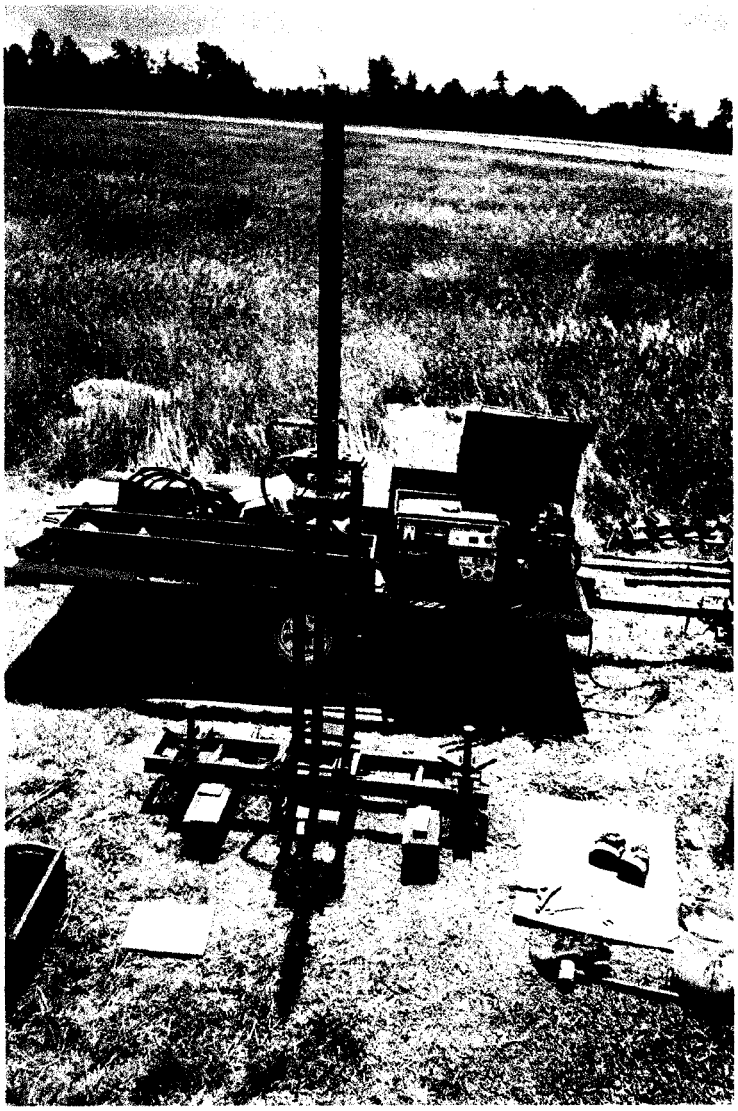


Figure 2.8 : Vérin hydraulique utilisé lors de la campagne 2001-2002.

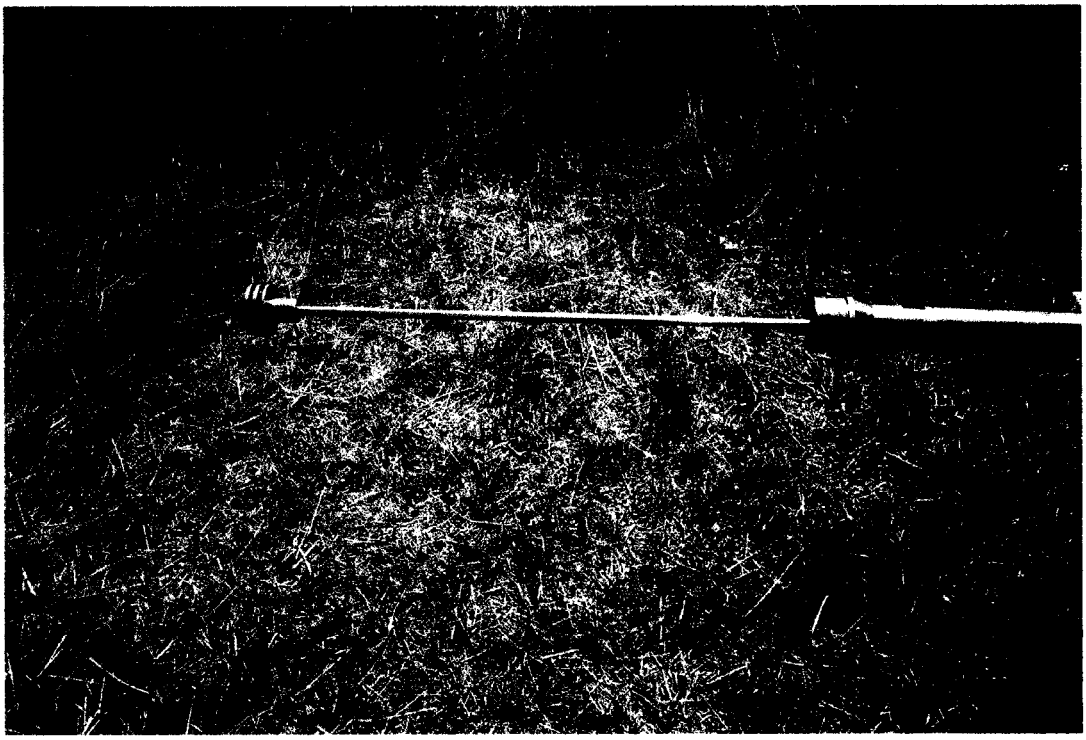


Figure 2.9 : Échantillonneur à paroi mince utilisé lors de la campagne 2001-2002.



Figure 2.10 : Tubes à paroi mince (Shelby) utilisés lors des prélèvements.

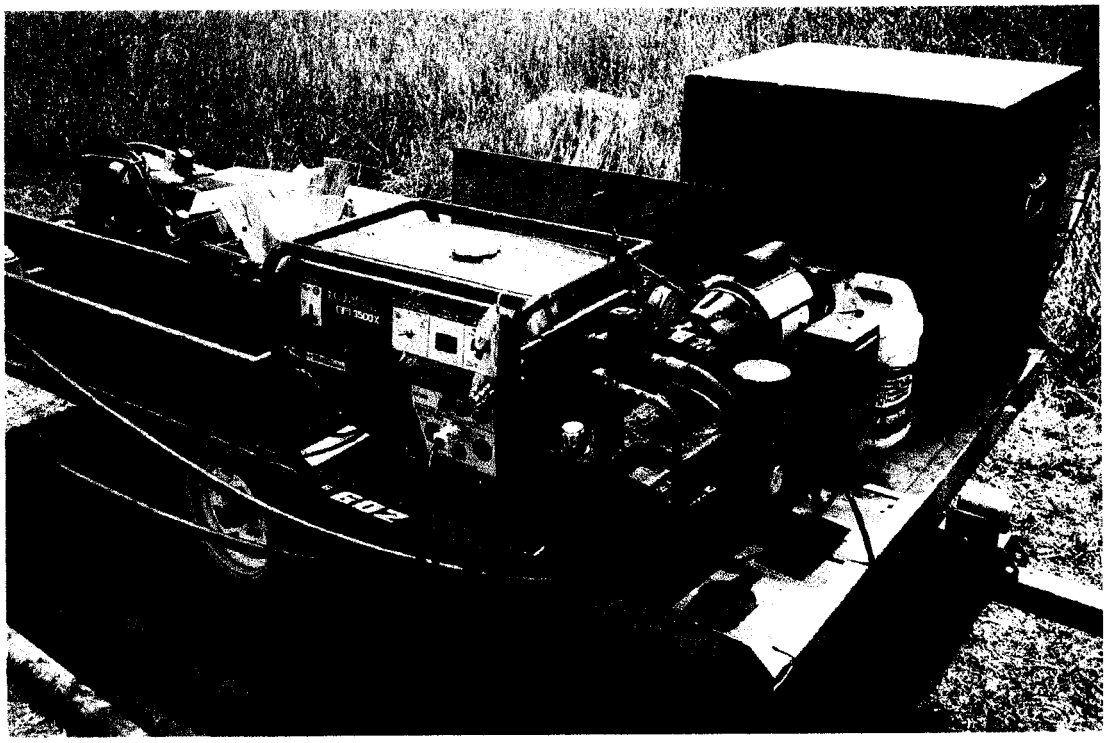


Figure 2.11 : Compresseur hydraulique et génératrice utilisés lors de la campagne 2001-2002.

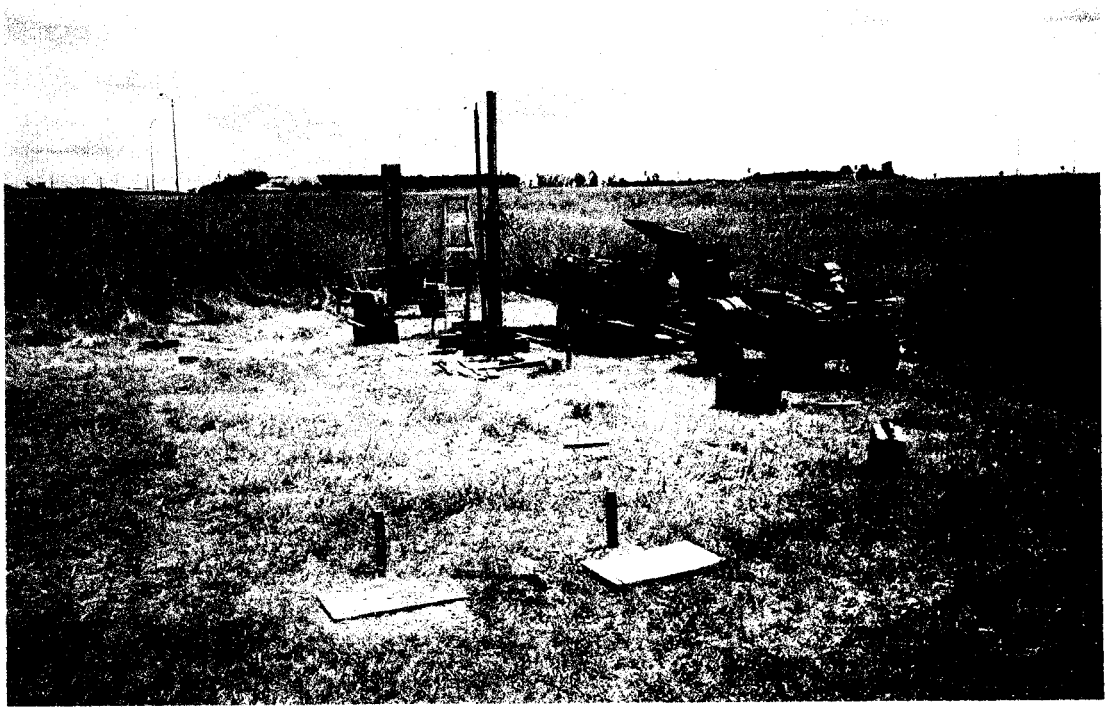


Figure 2.12 : Équipements de transport utilisés sur le site de Mascouche.

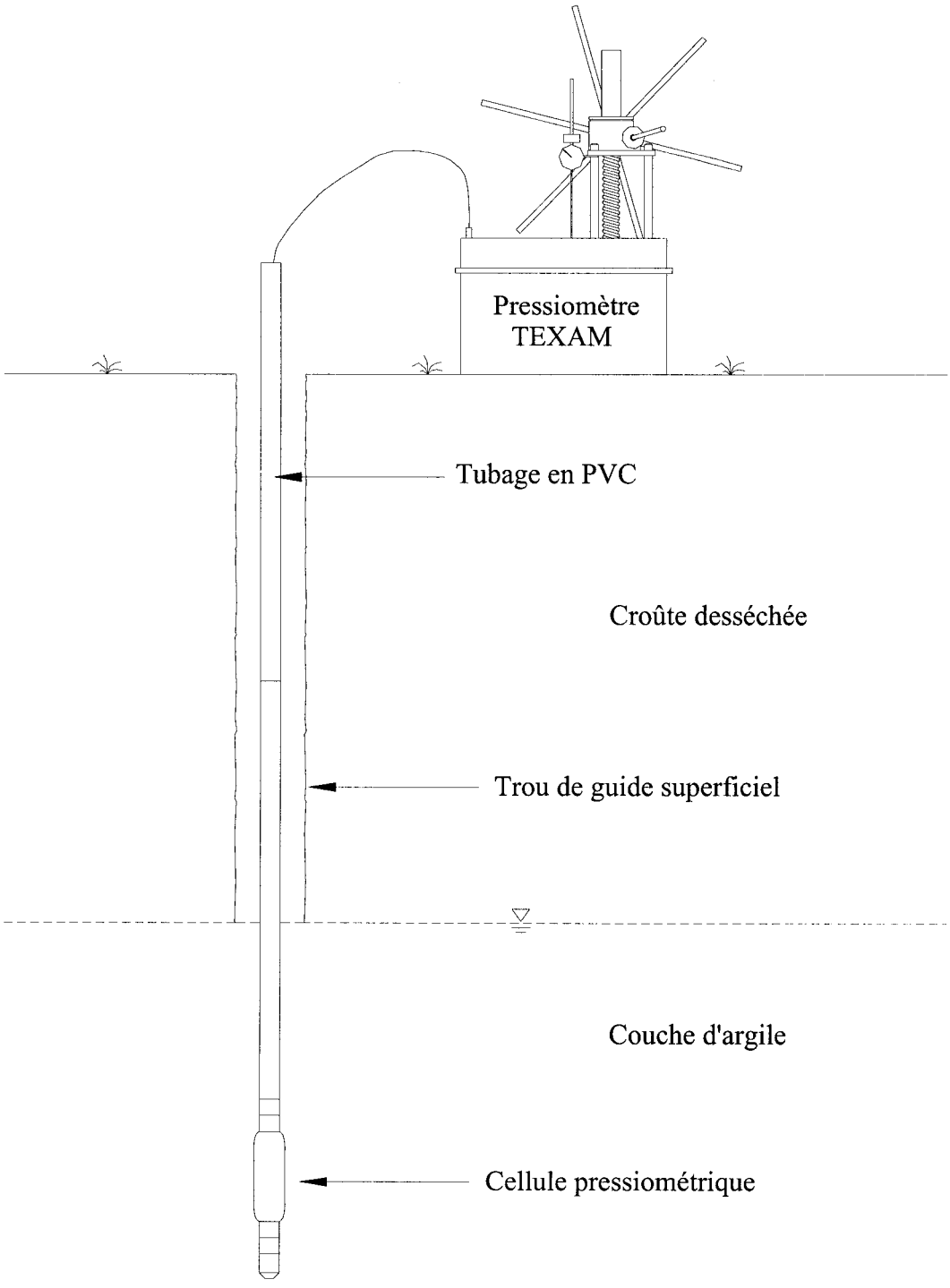


Figure 2.13 : Coupe schématique d'un essai PMT réalisé sur le site de Mascouche.

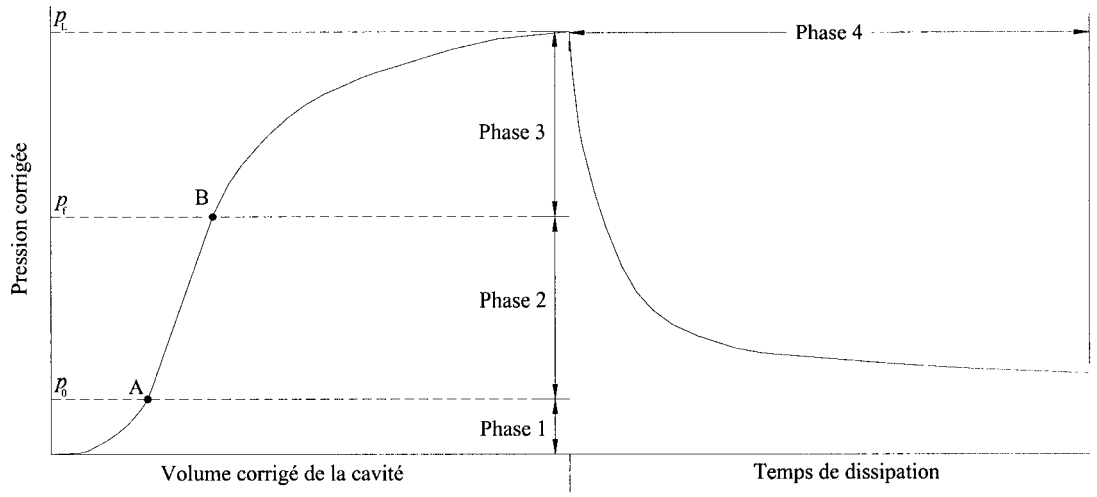


Figure 2.14 : Phases successives de comportement du sol lors d'un essai pressiométrique.

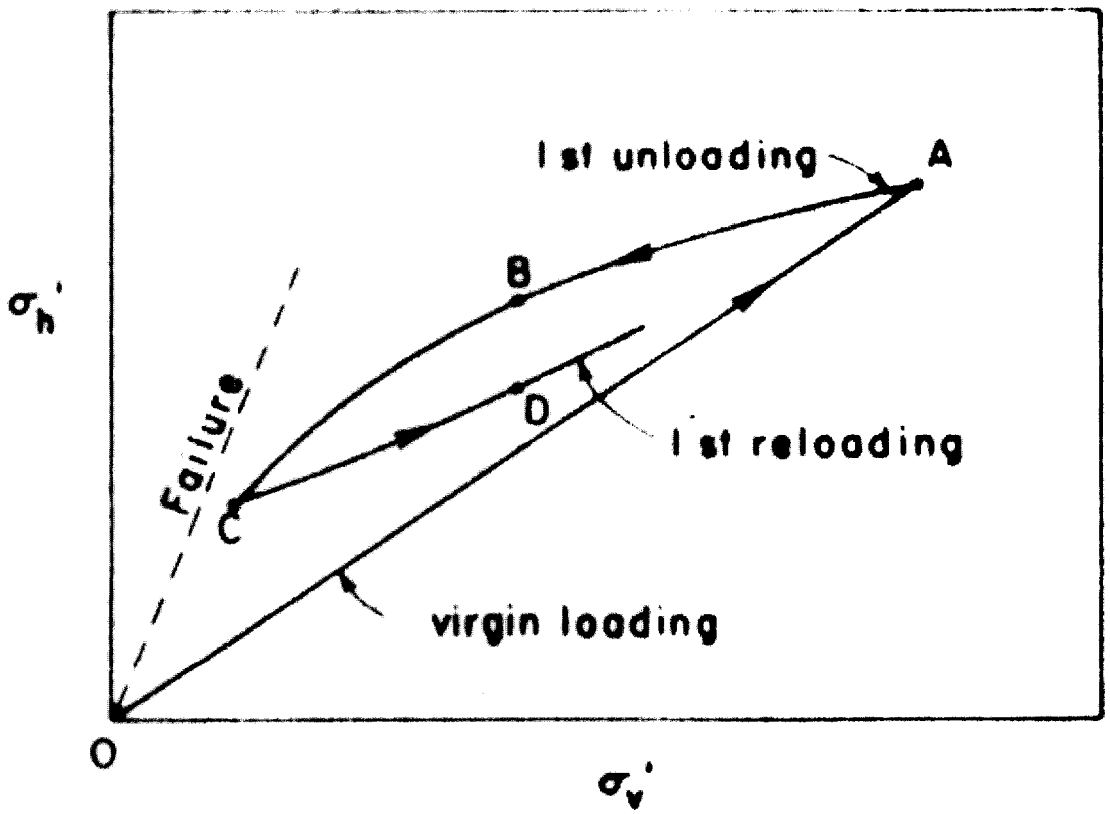
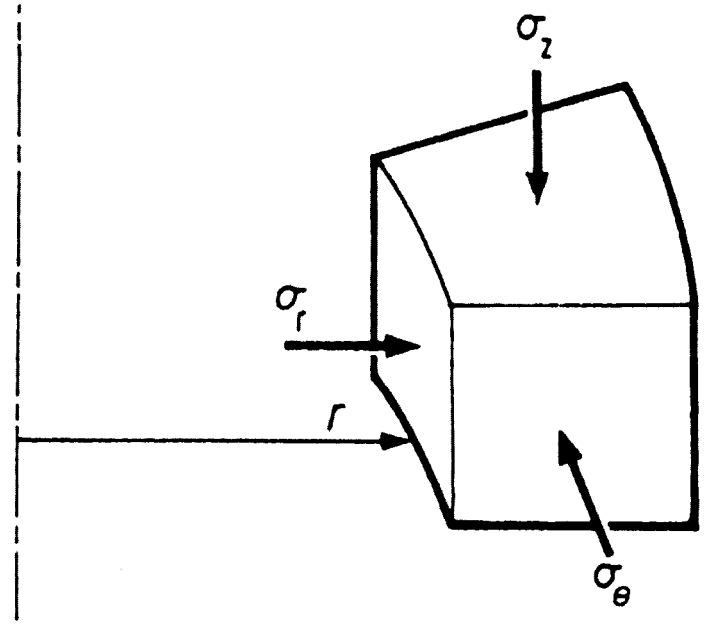


Figure 2.15 : Cheminement historique simplifié des contraintes sur un dépôt de sol.



(Mayne et Kulhawy, 1982)

Figure 2.16 : Élément de sol caractérisé par un repère cylindrique de contraintes.

(Mair et Wood, 1987)

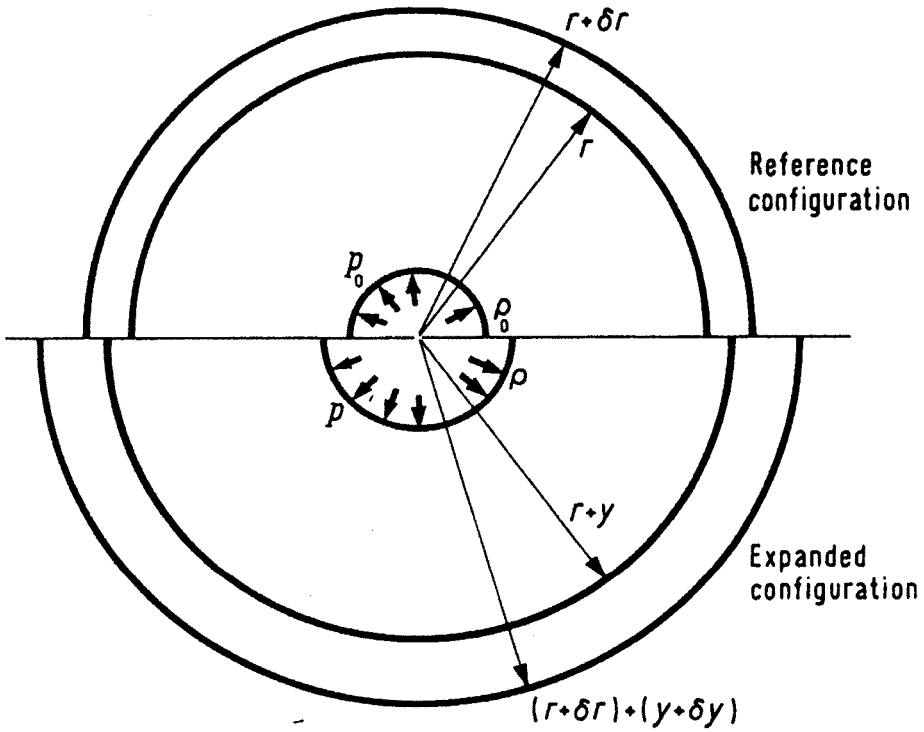


Figure 2.17 : Déformations radiales axisymétriques occasionnées lors de l'expansion d'une cavité cylindrique. (Mair et Wood, 1987)

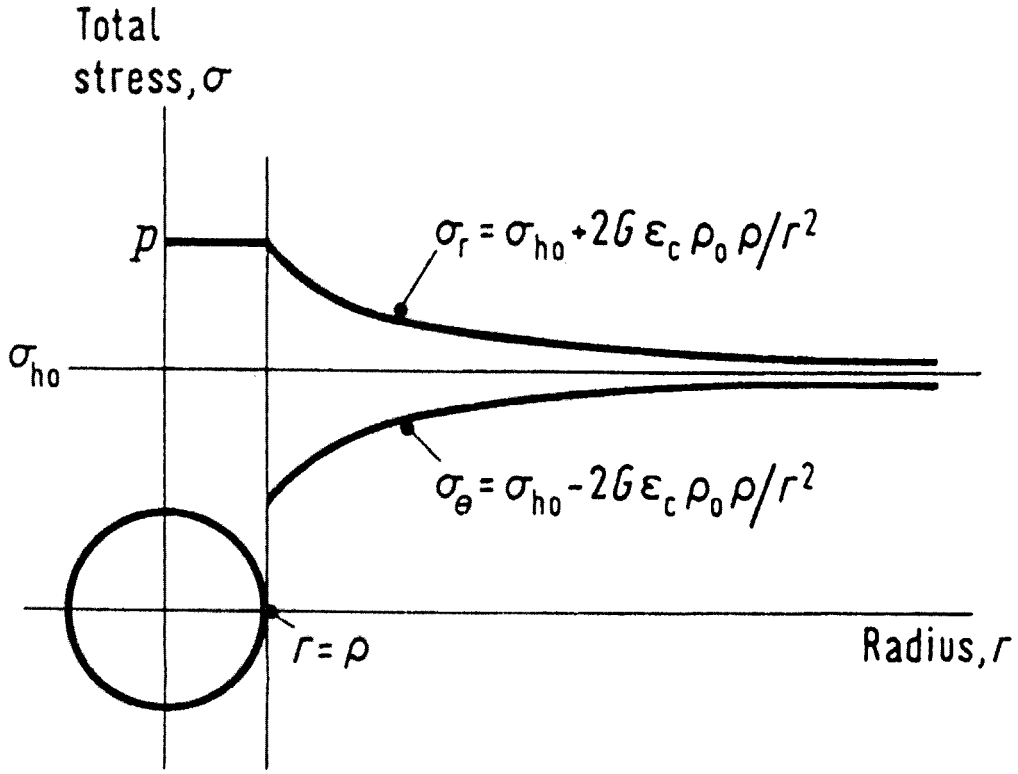


Figure 2.18 : Répartition des contraintes autour de l'expansion d'une cavité cylindrique. (Mair et Wood, 1987)

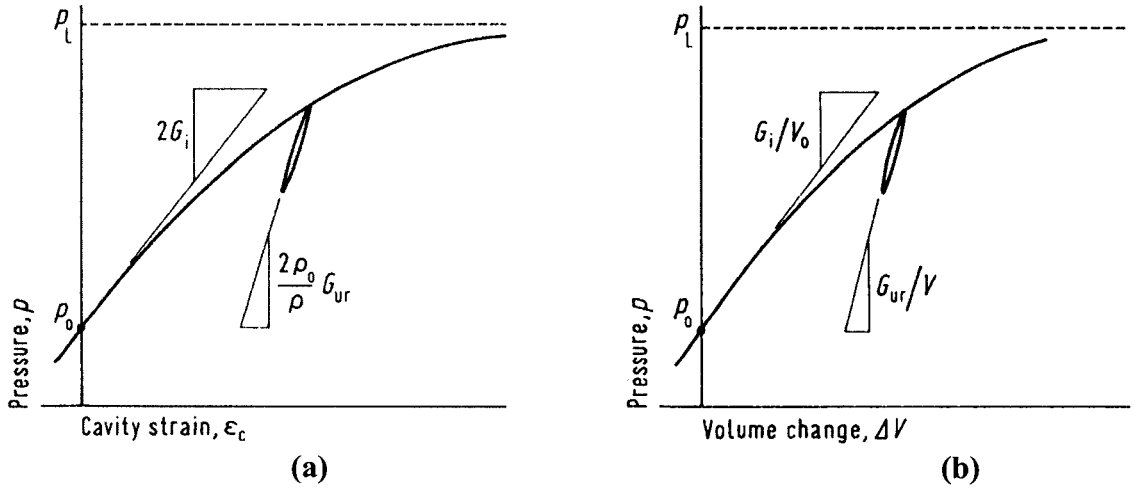


Figure 2.19 : Courbes pressiométriques exprimées en terme : a) de déformation radiale b) de changement volumique. (Mair et Wood, 1987)

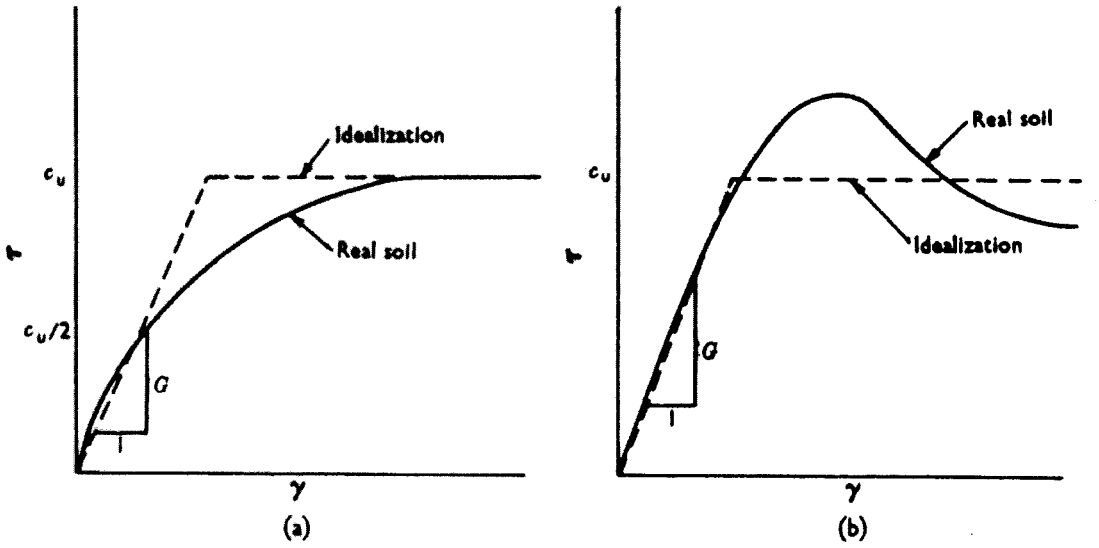


Figure 2.20 : Idéalisation du comportement élastique parfaitement plastique dans le cas d'un sol : a) avec écrouissage b) avec anti-écrouissage.

Marsland et Randolph (1977)

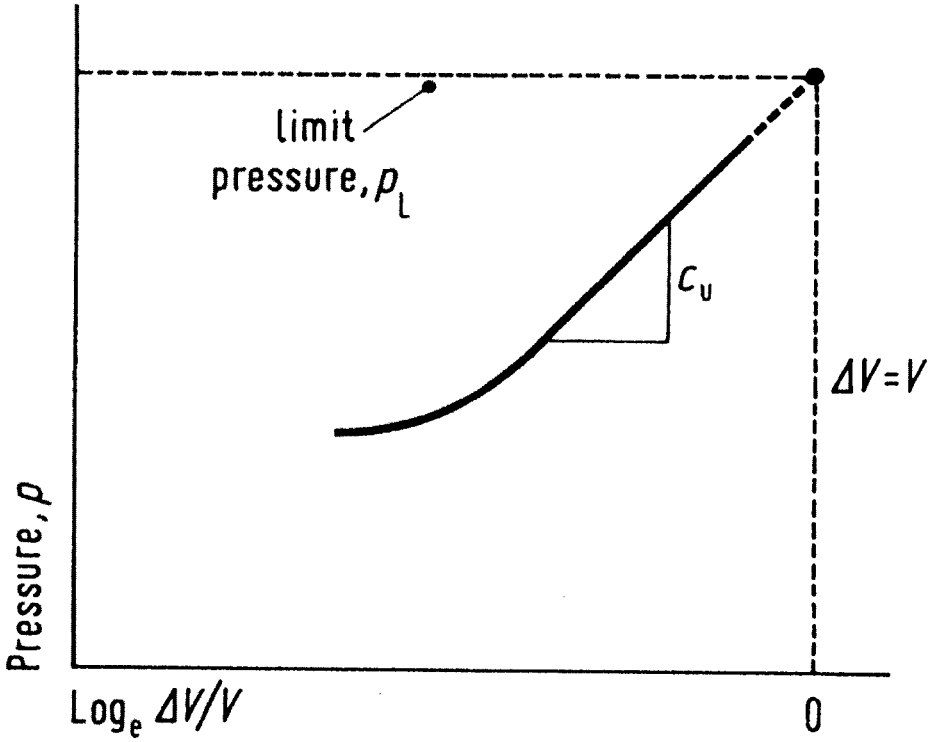


Figure 2.21 : Expansion pressiométrique appliquée à un sol idéal élastique parfaitement plastique. (Mair et Wood, 1987)

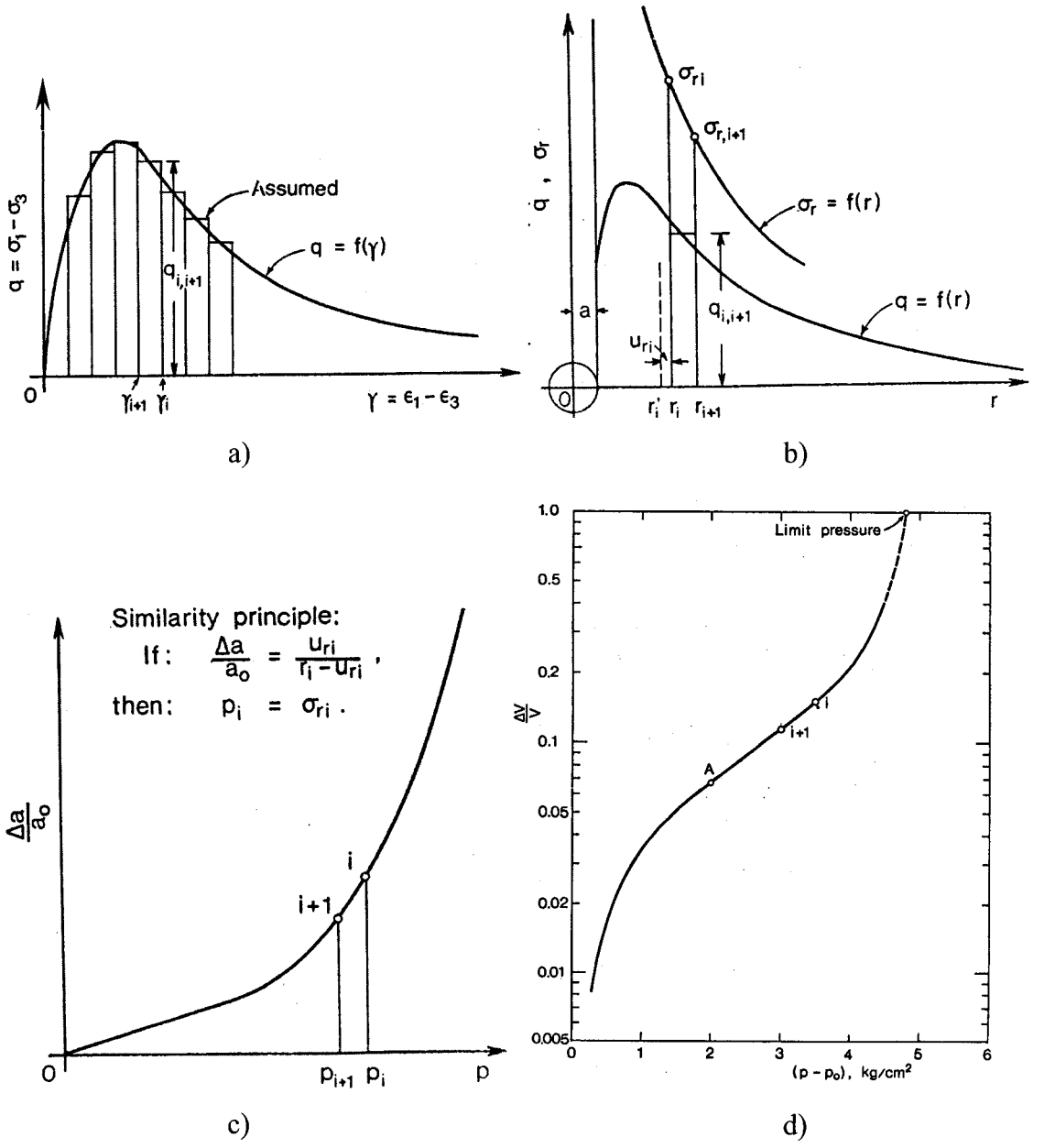


Figure 2.22 : Expansion d'une cavité cylindrique considérant un assemblage de cylindres plastiques : a) courbe contrainte-déformation b) variation avec le rayon de la résistance mobilisée ainsi que de la contrainte radiale totale c) courbe pressiométrique correspondante d) courbe pressiométrique nette reproduite en diagramme semi-log.

(Ladanyi, 1972)

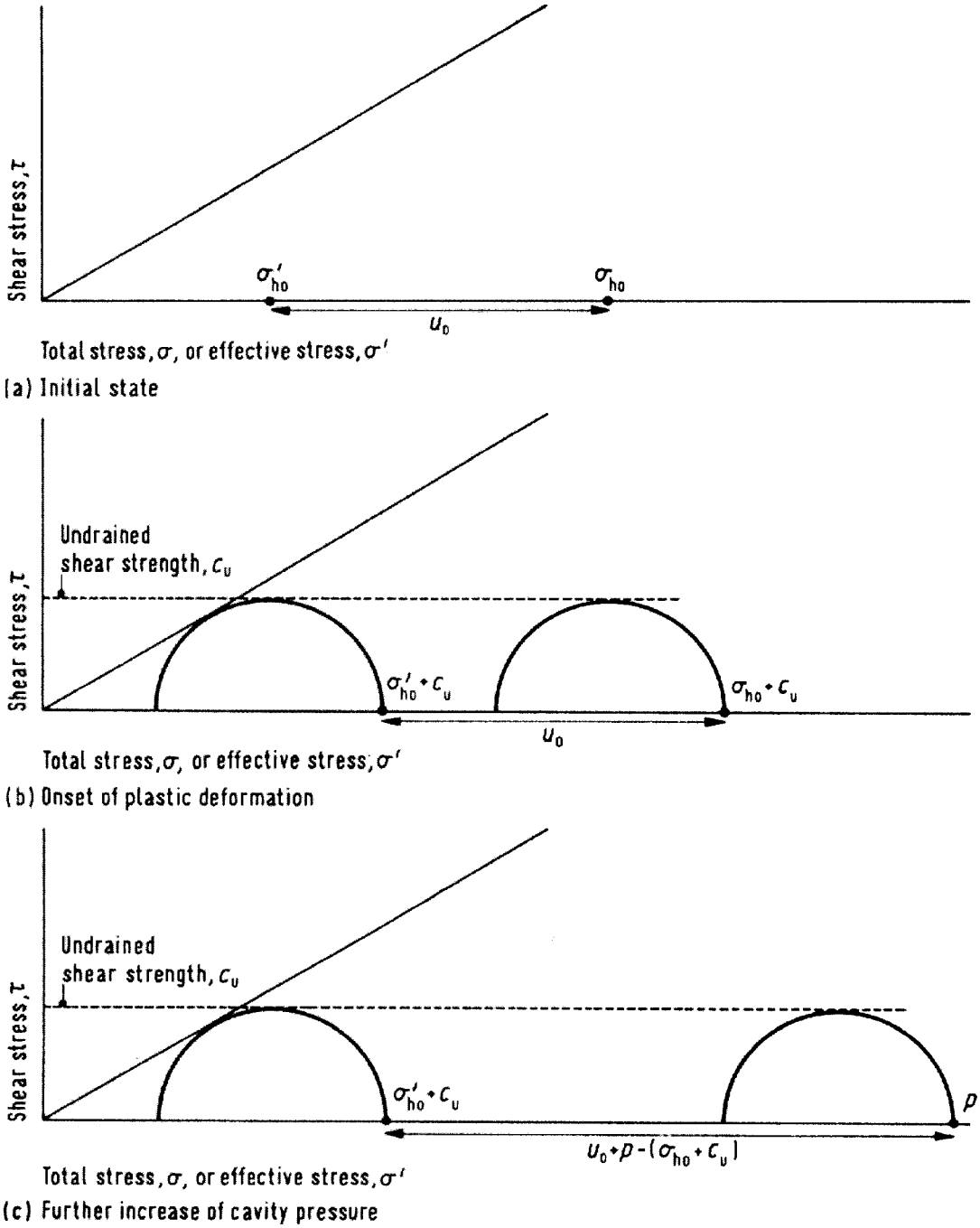


Figure 2.23 : Génération de pressions interstitielles en excès durant l'expansion d'une cavité cylindrique dans un sol élastique parfaitement plastique idéal.

(Mair et Wood, 1987)

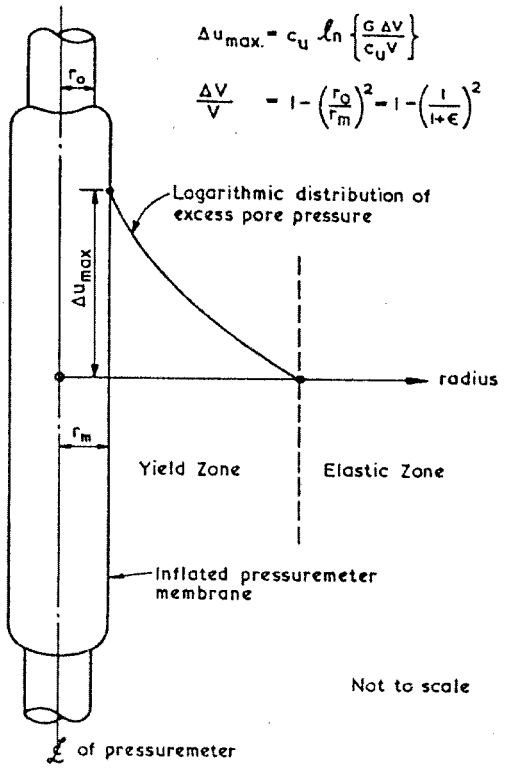


Figure 2.24 : Distribution des surpressions interstitielles induites immédiatement après l'expansion d'une cellule pressiométrique. (Clarke et al., 1979)

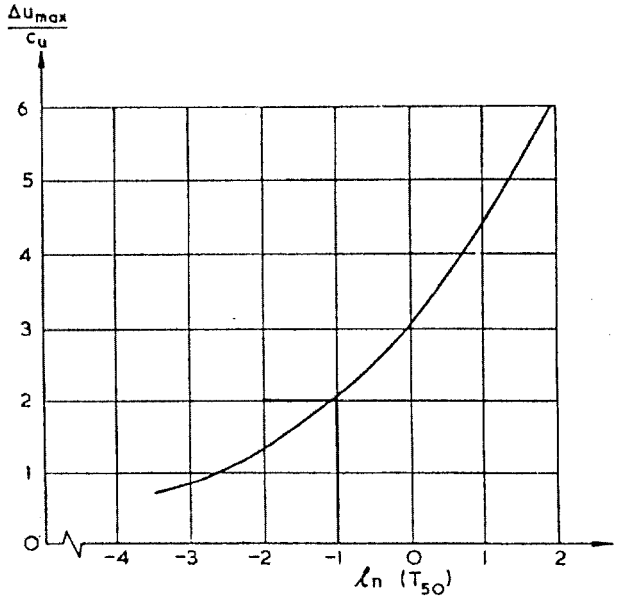


Figure 2.25 : Dépendance du facteur temps pour 50 % de consolidation des surpressions maximales générées durant une expansion pressiométrique. (Clarke et al., 1979)

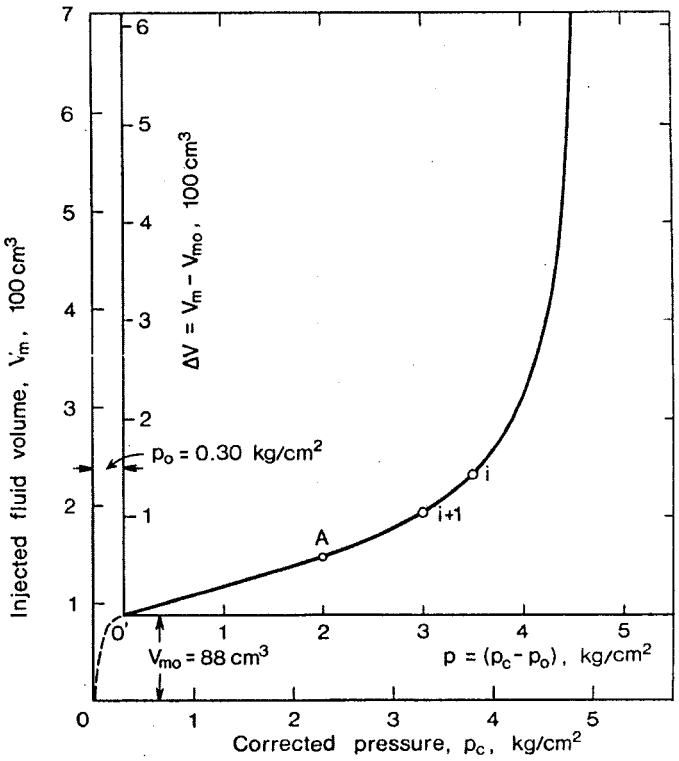


Figure 2.26 : Courbe pressiométrique issue d'un essai PMT. (Ladanyi, 1972)

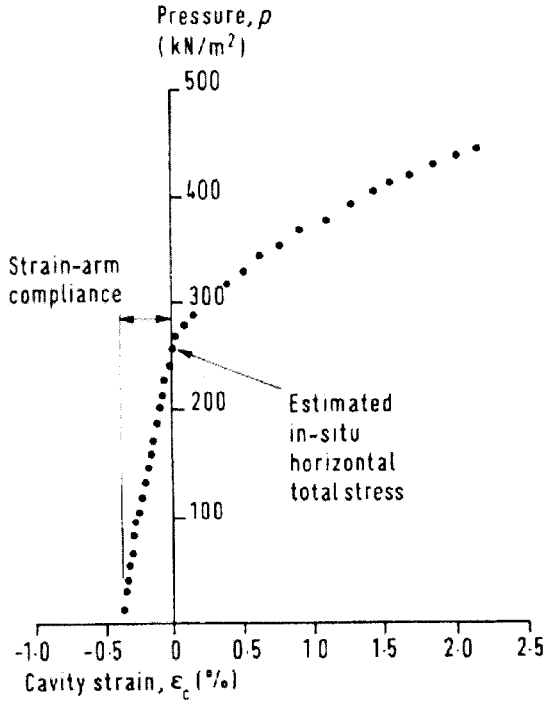


Figure 2.27 : Illustration de la méthode du point de décollement (*lift-off*).

(Mair et Wood, 1987)

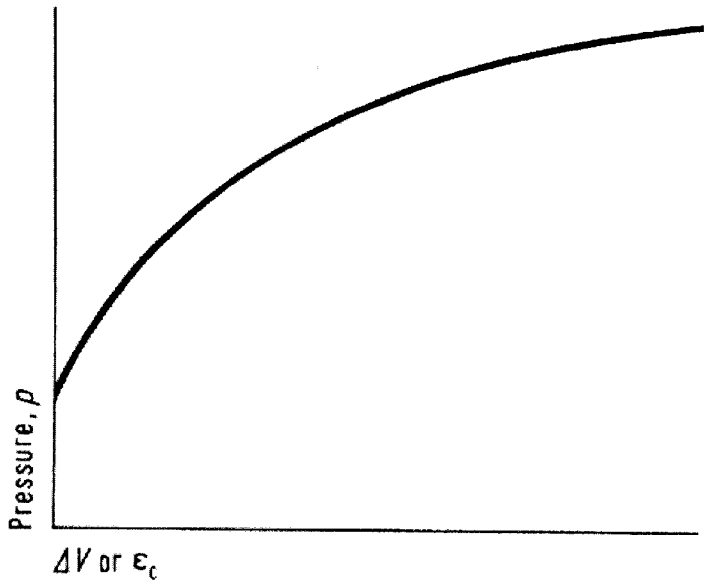


Figure 2.28 : Courbe pressiométrique idéale d'un essai PMT autoforeur.

(Mair et Wood, 1987)

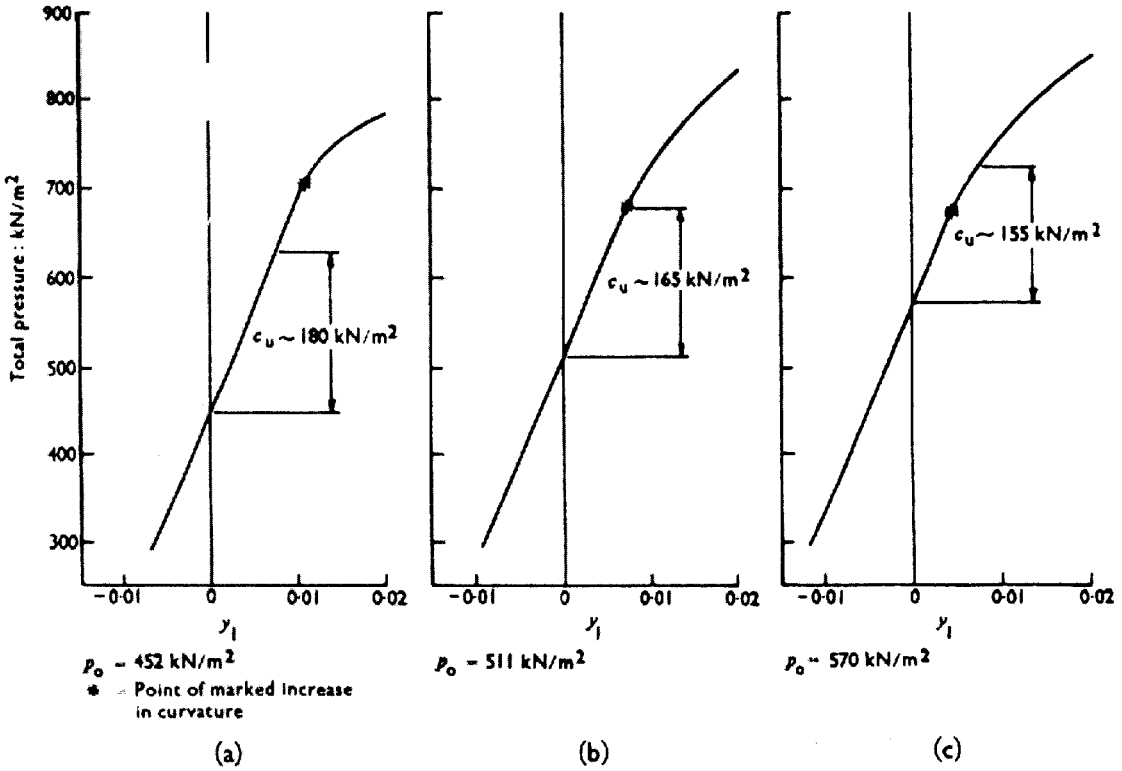


Figure 2.29 : Procédure itérative d'estimation de la contrainte horizontale totale au repos. (Marsland et Randolph, 1977)

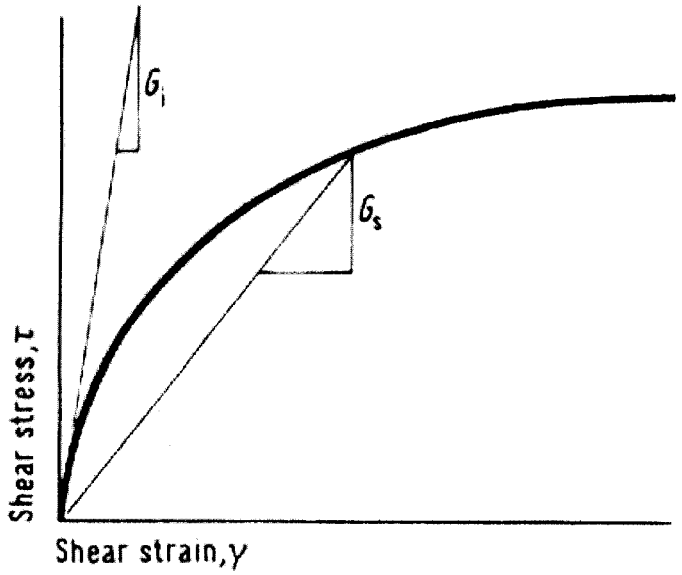


Figure 2.30 : Définition de module pressiométrique initial tangent et sécant.

(Mair et Wood, 1987)

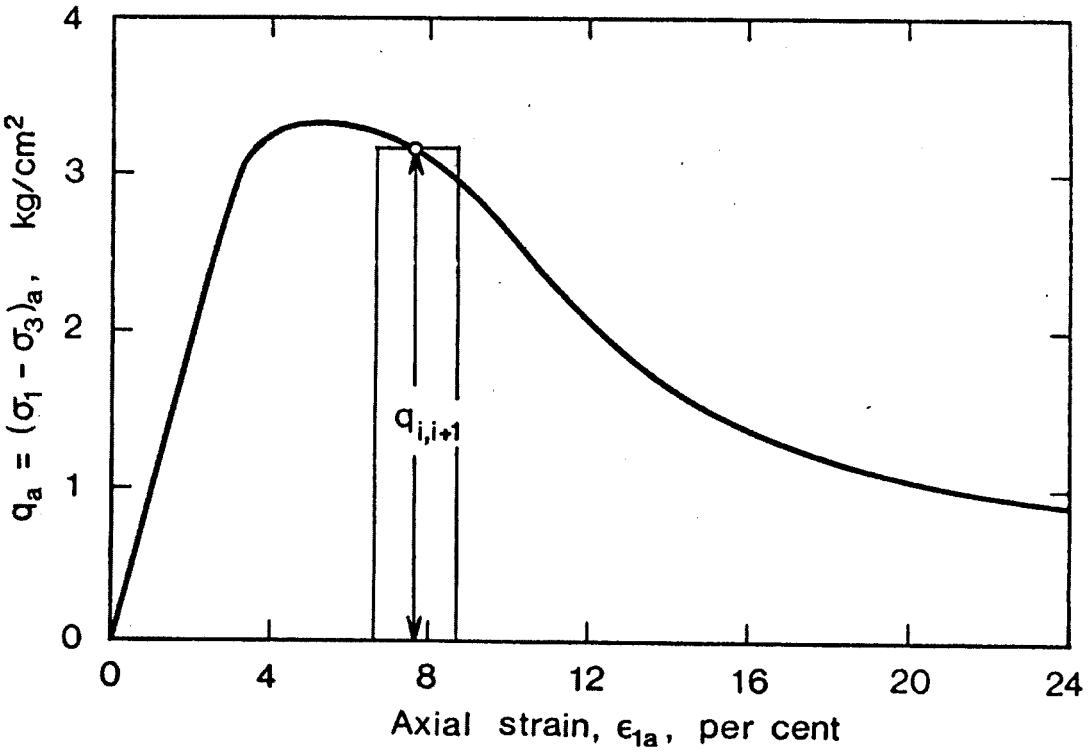
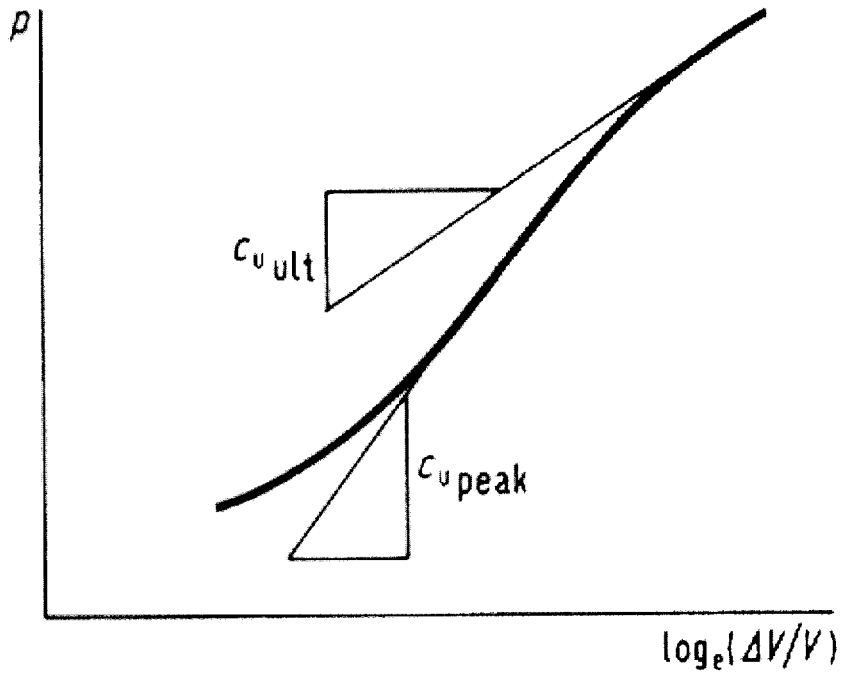
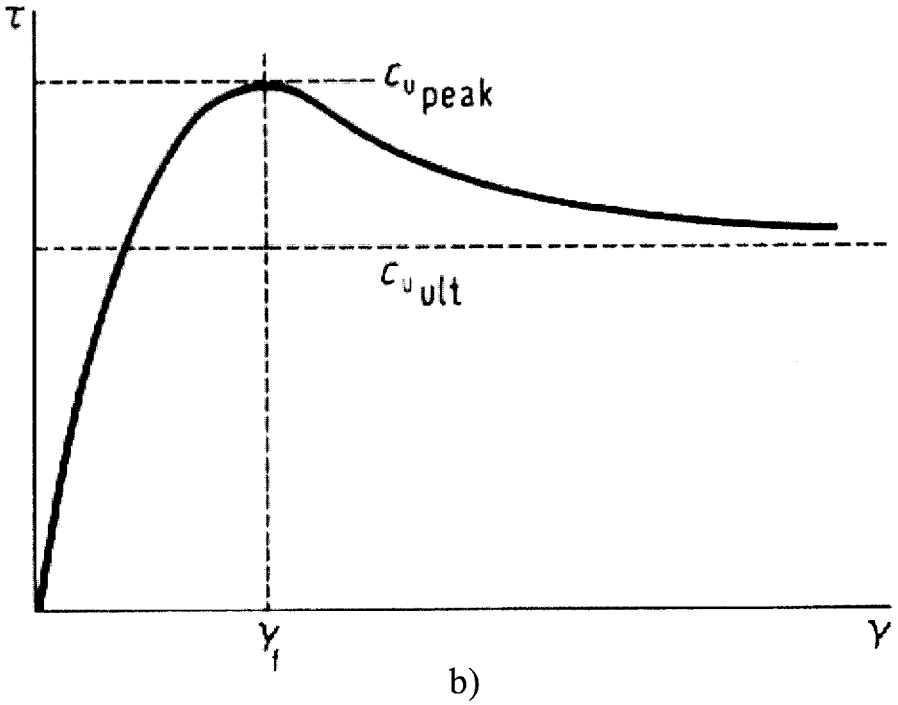


Figure 2.31 : Courbe contrainte-déformation déduite d'un essai PMT.

(Ladanyi, 1972)



a)



b)

Figure 2.32 : Ramollissement post-rupture typique d'une argile sensible représenté sur : a) courbe pressiométrique b) courbe contrainte-déformation.

(Mair et Wood, 1987)

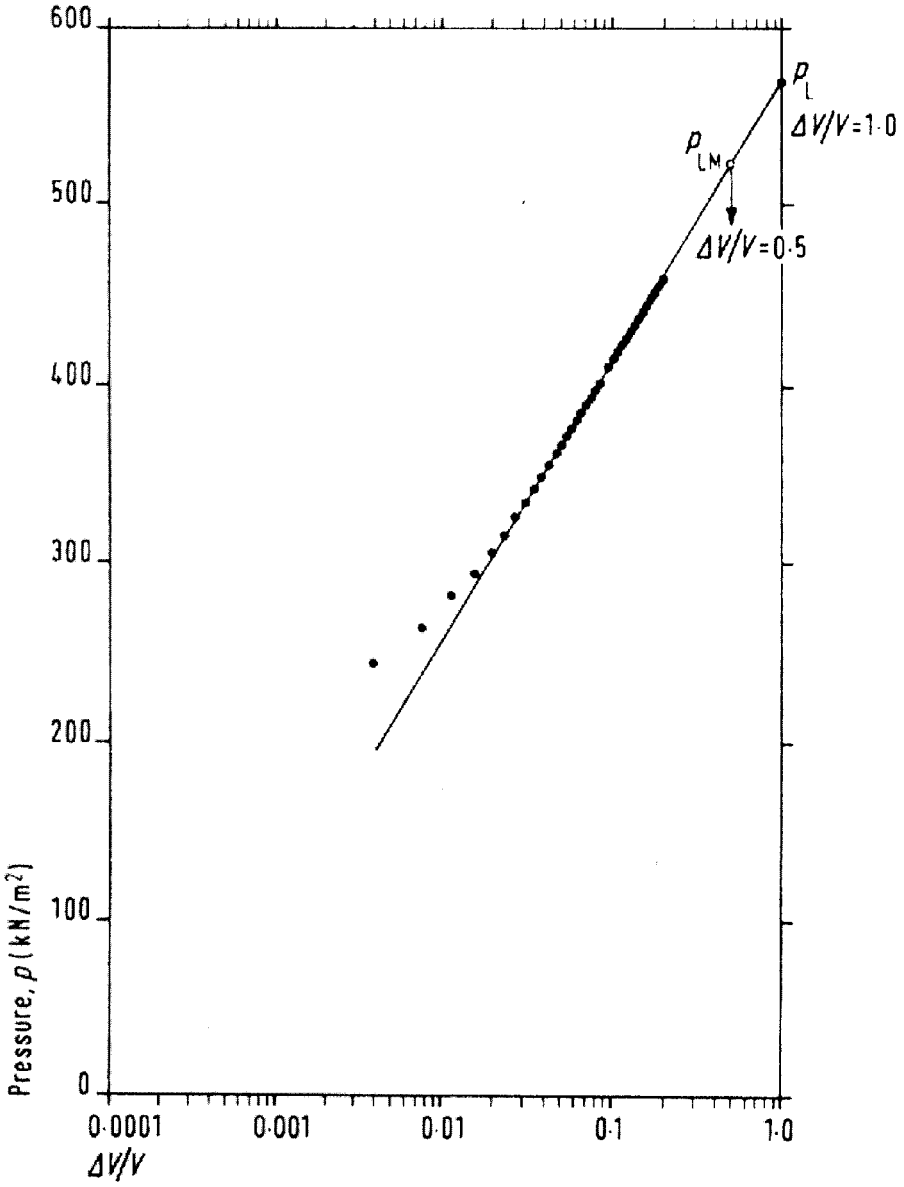


Figure 2.33 : Détermination graphique de la pression limite telle que proposée par Ménard ($\Delta V/V = 0{,}5$) et par Marsland et Randolph ($\Delta V/V = 1$).

(Mair et Wood, 1987)

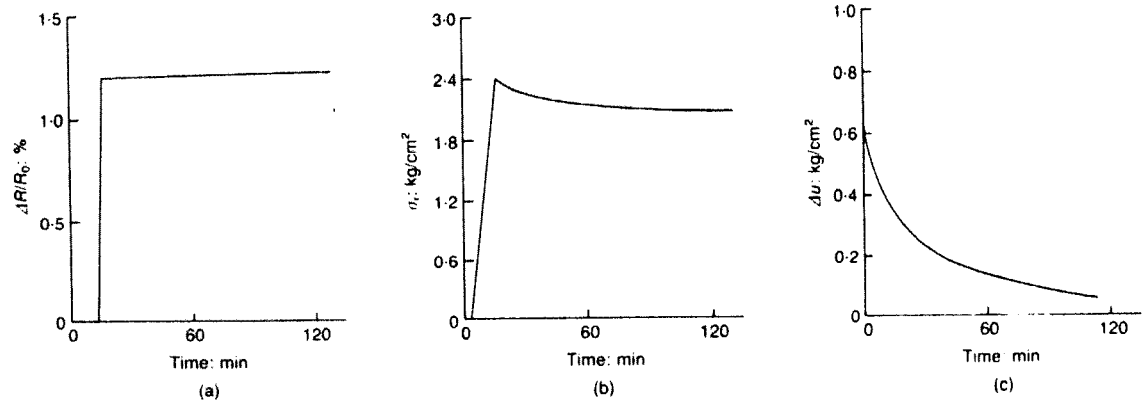


Figure 2.34 : Essai de dissipation à déformation maintenue (*Strain Holding Test*) : a) déformations radiales b) pression cellulaire c) surpressions interstitielles mesurées.

(Fiovarante et al., 1994)

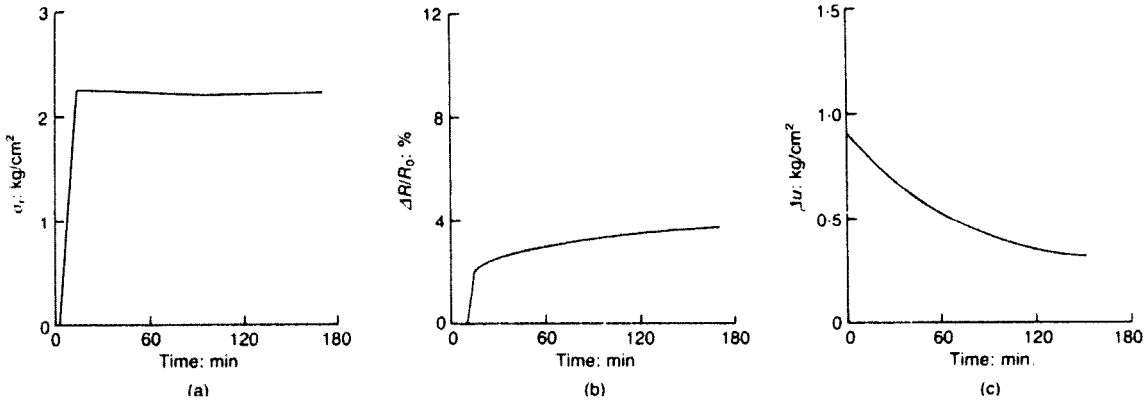


Figure 2.35 : Essai de dissipation à pression maintenue (*Pressure Holding Test*) : a) pression cellulaire b) déformations radiales c) surpressions interstitielles mesurées.

(Fiovarante et al., 1994)

CHAPITRE III
ESSAI AU CÔNE EFFILÉ INSTRUMENTÉ (ISCT)

3.1 Introduction

Une nouvelle méthode s'appuyant sur le principe d'expansion dans une cavité cylindrique utilise un cylindre faiblement tronqué inséré dans un trou pilote de plus faible diamètre. En élargissant le pré-forage lors de sa descente, l'appareil, appelé « cône effilé instrumenté », est apte à mesurer la contrainte latérale totale mobilisée à plusieurs niveaux de sa surface collatérale, fournissant ainsi une réponse continue quasi-pressiométrique le long du trou pilote. La simulation d'un état de déformation plane, produite par l'expansion d'une cavité cylindrique, permet d'utiliser une interprétation théorique propre à l'essai pressiométrique afin de déterminer les paramètres physiques des sols.

Introduit en 1984 par le professeur Branko Ladanyi de l'École Polytechnique de Montréal, le cône effilé instrumenté a vu nombre de modifications être appliquées à sa constitution afin de mieux cibler son apport à la mécanique des sols. Plusieurs applications ont été mises en œuvre jusqu'à maintenant afin de relier l'expansion des parois du trou pilote à des paramètres intrinsèques de résistance et de fluage du matériau sous déformation.

3.2 Historique de l'essai

La première application de la sonde a eu pour but d'estimer les paramètres de fluage des sols gelés (Ladanyi et Talabard, 1989). L'essai reposait à l'époque sur la relation entre le temps de chargement et l'enfoncement d'un cône effilé non instrumenté par une charge axiale constante.

Une reprise des travaux a ensuite été entreprise dans le même but; celui de mesurer directement sur place ou en laboratoire les paramètres de fluage d'un sable gelé (Ladanyi et Sgaoula, 1992). L'interprétation de l'essai au cône effilé était basée sur la théorie d'expansion d'une cavité cylindrique et était semblable à celle utilisée dans l'interprétation d'un essai de fluage pressiométrique.

Les essais ont ensuite porté sur le sel gemme, autre matériau possédant des propriétés de fluage (Leite et al., 1993). Dans tous les cas, une différence a été remarquée entre le comportement de fluage du matériau à bas et haut niveau de contrainte axiale. Des modifications faites à la théorie d'expansion des cavités cylindriques ont pu, dès cet instant, étayer des programmes de reconnaissance in-situ à l'aide de techniques plus conventionnelles telles que le pressiomètre ou le pénétromètre. Une illustration de l'essai au cône effilé (SCT) est présentée à la figure 3.1 .

Les recherches qui se sont poursuivies ont ensuite pris une autre tangente vers la détermination de paramètres de déformation plutôt que de fluage. La technique ainsi proposée se veut en quelque sorte une jonction de deux essais conventionnels très utilisés, soient le CPT et le PMT. À la manière du pénétromètre, les essais se font de façon continue à l'aide d'une nouvelle conception de la sonde munie à ce moment de trois capteurs de pressions latérales installés à différents niveaux (Ladanyi et al., 1995). Ces capteurs enregistrent la résistance d'une argile à l'élargissement d'un trou pilote par la pénétration du cône. En utilisant une méthode d'interprétation similaire à celle du pressiomètre, la sonde peut cette fois fournir les mêmes informations que le PMT mais d'une manière continue, semblable au CPT.

Les premiers essais du cône effilé instrumenté se sont déroulés en 1994 à St-Hilaire. La première sonde était alors munie de trois capteurs, chacun situé au centre d'une cellule de mesure basée sur un design original proposé par Huntsmann (1985) et Tseng (1989) de l'Université de Californie (figure 3.2). Cette cellule était constituée de plusieurs

segments placés en forme d'anneau qui transmettaient la pression du sol au diaphragme du capteur par l'intermédiaire d'une chambre d'huile. La campagne d'essai a toutefois révélé l'inefficacité du système de capteurs ainsi qu'une tendance aléatoire des résultats obtenus de cette version de la sonde.

L'ajout d'un quatrième et nouveau type de capteur ainsi qu'une substitution des trois autres a ensuite été entreprise dans les années qui suivirent jusqu'en automne 1998 où un deuxième prototype du cône effilé instrumenté vit le jour et fut testé en chantier (figure 3.3). Les résultats de cette recherche furent l'objet d'une publication à la conférence GEO-DENVER 2000 (Ladanyi et al., 2000) et démontrèrent l'impuissance du système d'acquisition alors désuet ainsi que la vulnérabilité de cette version de l'appareil quant à la détermination des propriétés mécaniques dans les argile molles.

En mai 2001, la reconnaissance sur place d'un nouveau site d'essais à Mascouche dans un dépôt d'argile raide a été entreprise à l'aide d'une version améliorée de la sonde munie, cette fois, d'un capteur de pression interstitielle ajouté à la charpente de l'instrument. Ce nouveau capteur pourra éventuellement permettre une analyse en contraintes effectives lors de l'essai ainsi que la détermination des paramètres de consolidation et de fluage du sol.

Un nouveau design de fabrication a été apporté en juillet 2002 à un troisième prototype de manière à étendre son application pratique à la reconnaissance de toutes les argiles (figure 3.4). Muni de cinq capteurs mieux répartis sur son fût, la nouvelle sonde a la particularité de posséder deux angles de conicité et de pouvoir ainsi mesurer les résistances mobilisées pour une plus grande gamme de déformations volumiques ($\Delta V/V$ allant de 0,03 à 0,30).

À ce jour, le cône effilé instrumenté représente un outil de reconnaissance extrêmement prometteur et son essor commercial demeurera toujours lié à la continuité de son développement.

3.3 Installation et équipement

L'essai au cône effilé instrumenté (ISCT) nécessite, en plus de sa sonde conique d'un équipement de terrain considérable. L'appareillage principal est constitué d'un système de forage pour effectuer le trou pilote, un système mécanique pour pousser la sonde dans le trou ainsi qu'un système d'acquisition de données. Un schéma détaillé de l'appareillage est fourni à la figure 3.5 .

3.3.1 Description de l'appareil

Les essais au cône effilé instrumenté réalisés dans le cadre de la campagne 2001-2002 ont utilisé les prototypes #2 et #3 de l'École Polytechnique de Montréal. Le tableau 3.1 qui suit résume les principales caractéristiques des différents prototypes utilisés jusqu'à maintenant.

Tableau 3.1 : Prototypes du cône effilé instrumenté

Prototype	Nb. cap. contact	Type capteur	Nb. cap. p. inter.	Angle conicité	Travaux effectués
Sonde #1	3	Chambre d'huile annuaire	0	2°	St-Hilaire (1994)
Sonde #2	4	Électronique ponctuel	1	2°	St-Hilaire (1998) Mascouche (2001)
Sonde #3	5	Électronique ponctuel	0	1° et 2°	Mascouche (2002)

Dans l'optique de mieux présenter ses principaux atouts, le cône effilé instrumenté peut être subdivisé en trois parties distinctes soient : le corps de la sonde, les capteurs de pressions ainsi que la gaine de fils conducteurs.

3.3.1.1 Corps de la sonde

Le corps de la sonde est sa charpente et c'est elle qui lie chacune des composantes. La conception des sondes #2 et #3 présentée aux figures 3.6 et 3.7 respectivement, a été pensée à chaque fois de manière à circonscrire l'intervalle de déformation près de la rupture le plus intéressant pour les argiles saturées. Les facteurs suivants sont déterminants lors de la réalisation et de l'usinage des sondes :

- Forme du cône représentée par le demi-angle au sommet α
- Diamètre de base équivalent à celui du trou pilote
- Position relative des capteurs sur la surface latérale de la sonde
- Type de capteur (sensibilité, capacité, fonctionnement, dimension, etc.)
- Optimisation de l'espace intérieur de la sonde et réalisation d'un passage de manière à évacuer les boues avec un système autoforeur.
- Adaptabilité des bagues inférieures et supérieures de la sonde aux tubages de PVC et d'acier ainsi qu'à une potentielle extension autoforeuse.
- Choix du matériau en fonction de sa dureté
- Étanchéité afin de prévenir les courts-circuits
- Possibilité de démantèlement des pièces en cas de défectuosité

En sachant que le diamètre du trou pilote correspond au diamètre extérieur d'un tube à paroi mince et en connaissant les valeurs des demi-angles au sommet ainsi que les positions adoptées par les capteurs des deux prototypes, on peut obtenir individuellement les déformations volumiques unitaires présentées aux tableaux 3.2 et 3.3 . De façon générale, les déformations volumiques unitaires imposées par chaque

sonde sont dans le même ordre de grandeur que celles provenant d'un essai pressiométrique.

Tableau 3.2 : Déformations volumiques unitaires imposées sur la sonde #2

Niveau	**Description**	x_i **(mm)**	$d_i = 2r_i$ **(mm)**	$(\Delta V/V)_i$
0	Trou pilote	0	73,0	0
1	Cap. bas	89,0	79,2	0,15
2	Cap. milieu bas	140,0	82,8	0,22
2.5	P. interstitielle	165,5	85,1	0,25
3	Cap. milieu haut	191,0	86,4	0,28
4	Cap. haut	242,0	89,9	0,33

Tableau 3.3 : Déformations volumiques unitaires imposées sur la sonde #3

Niveau	**Description**	x_i **(mm)**	$d_i = 2r_i$ **(mm)**	$(\Delta V/V)_i$
0	Trou pilote	0	73,0	0
1	Cap. bas	32,3	74,6	0,03
2	Cap. milieu bas	54,7	75,4	0,05
3	Cap. milieu	100,3	77,0	0,09
4	Cap. milieu haut	154,1	79,8	0,15
5	Cap. haut	270,4	87,8	0,30

3.3.1.2 Capteurs de pression

Les sondes utilisées lors des essais sont toutes deux munies de capteurs électroniques de pressions totales latérales de marque SENSOTEC (Modèle S/1542-03, capacité 200 psig) capables de mesurer des pressions de l'ordre de 1400 kPa avec une précision de 5 kPa. Le principe de fonctionnement des capteurs est basé sur la déflexion d'un diaphragme en acier inoxydable sur lequel repose solidairement un système de résistance appelé « pont de Wheatstone ». Ce type de capteur possède une sensibilité pour les déformations suivant l'axe longitudinal, alors que sa sensibilité suivant l'axe transversal est réduite au minimum. La pression ressentie par le diaphragme provoque un déplacement du système de résistances, qui selon un potentiel d'excitation initial, sera distorsionné de manière à produire un potentiel résultant différent de celui d'excitation. Une illustration d'un capteur de pression SENSOTEC est fournie à la figure 3.8 . Les capteurs SENSOTEC qui composent chacun des prototypes utilisés ont été sélectionnés principalement en raison du besoin de miniaturisation des composantes électroniques de l'appareil. En considérant la capacité et la sensibilité recherchées, les capteurs utilisés étaient les plus petits sur le marché.

Chaque capteur de contact possède une bague filetée et un joint d'étanchéité afin de pouvoir les fixer solidairement et sans fuite sur le corps de la sonde. Si le capteur doit lire une pression interstitielle et non une pression de contact, une petite canalisation doit être aménagée à l'intérieur du corps de la sonde et le capteur électronique doit y être installé en son extrémité. La saturation de la canalisation doit précéder chacun des essais et une pierre poreuse doit recouvrir celle-ci depuis la surface latérale de la sonde (figure 3.6).

Pour des raisons circonstancielles et logistiques, le prototype #3 n'a pu être équipé de capteurs de pression interstitielle lors de son emploi en 2002. L'appareil, dont la

conception prévoyait à l'origine l'installation supplémentaire de deux de ces capteurs, n'a pu être complètement assemblé étant donné la nécessité pressante de procéder à son utilisation avant l'arrivée de la saison froide.

Tels que souvent rencontrés lors de l'utilisation d'appareils de reconnaissance in-situ, des problèmes liés aux effets de la température sur le fonctionnement des capteurs ont dû être contournés. Le fonctionnement idéal des capteurs prévoit leur usage à une température ambiante de l'ordre de 20°C, ce qui, en considérant une température du sol avoisinant 10°C, induit un effet thermoélectrique sur le comportement des jauges de déformation ainsi que sur les composantes électroniques qui fournissent le signal électrique de mesure. Une dérive du zéro de ce signal peut être générée par un changement rapide de température du milieu ambiant. Le métal qui compose la jauge ou le capteur subit alors des déformations et le phénomène de dilatation/compression modifie ainsi la résistance électrique du circuit et, par extension, le signal de mesure jusqu'à ce que les déformations se soient stabilisées. Les capteurs SENSOTEC installés sur chacune des sondes sont avantageusement compensés thermiquement pour une gamme de température variant de 15°C à 70°C, ce qui laisse la condition d'utilisation en place tout juste en deçà de cet intervalle. Il demeure cependant que cette vulnérabilité des capteurs aux variations subites de température peut être réduite puisque durant l'étalonnage en laboratoire ainsi que les essais de terrain, des précautions nécessaires ont permis de maintenir la température des capteurs à celle anticipée dans le sol, c'est-à-dire 10°C.

3.3.1.3 Gaine de fils conducteurs

À l'extrémité supérieure de chacune des sondes se trouve un fil électrique muni de plusieurs petits conducteurs servant de liaison entre les capteurs et le système d'acquisition. Quelle que soit la sonde, ce fil est d'une longueur approximative de 6 m, d'un diamètre approximatif de 1 cm et est pourvu de gaines protectrices d'aluminium, de caoutchouc et de PVC afin de protéger ses conducteurs respectivement contre les interférences radio, les chocs et les coupures imprudentes de manipulation sur le terrain. Les tableaux 3.4 et 3.5 qui suivent synthétisent le rôle de chacun des conducteurs à l'intérieur des gaines de fils associées à chacune des sondes utilisées.

Tableau 3.4 : Conducteurs de la sonde #2

Sonde #2 (12 conducteurs)		
1	Excitation (+)	Tous les capteurs
2	Excitation (-)	
3	Signal (+)	Capteur 1
4	Signal (-)	
5	Signal (+)	Capteur 2
6	Signal (-)	
7	Signal (+)	Capteur 3
8	Signal (-)	
9	Signal (+)	Capteur 4
10	Signal (-)	
11	Signal (+)	Capteur pression interstitielle
12	Signal (-)	

Tableau 3.5 : Conducteurs de la sonde #3

Sonde #3 (16 conducteurs)		
1	Excitation (+)	Tous les capteurs
2	Excitation (-)	
3	Signal (+)	Capteur 1
4	Signal (-)	
5	Signal (+)	Capteur 2
6	Signal (-)	
7	Signal (+)	Capteur 3
8	Signal (-)	
9	Signal (+)	Capteur 4
10	Signal (-)	
11	Signal (+)	Capteur 5
12	Signal (-)	
13	inoccupé	
14	inoccupé	
15	inoccupé	
16	inoccupé	

3.3.2 Calibration de l'appareil

Une calibration de chacun des capteurs a dû être effectuée afin d'établir leur facteur d'étalonnage caractéristique. Les courbes d'étalonnage établies en laboratoire pour chacune des sondes sont présentées aux figures 3.9 et 3.10 . La précision des capteurs, suite à leur calibration est de l'ordre de 5 kPa et leur capacité maximale de fonctionnement peut atteindre 1400 kPa.

La calibration des capteurs de pression a été réalisée de façon régulière au moyen d'un manomètre à cadran. Lors de la procédure, les capteurs solidement fixés au corps de la sonde, sont introduits à l'intérieur d'une chambre de calibration étanche remplie d'eau dans laquelle est injectée une pression croissante d'air. Successivement, pour chaque palier de pression maintenue par le manomètre, les signaux de sortie en mV de tous les capteurs sont enregistrés et transmis à un ordinateur qui dressera la courbe caractéristique d'étalonnage de chacun d'entre eux. Puisque la sonde est submergée, l'efficacité des nombreux joints d'étanchéité qu'elle possède est mise à l'épreuve lors de la calibration, alors que des pressions d'eau très supérieures à celles envisagées sur le terrain sont encaissées à l'endroit des joints. Durant l'exercice, une température de 10°C a été maintenue à l'intérieur de la chambre de calibration afin représenter le plus fidèlement possible les conditions d'utilisation de l'appareil et minimiser l'influence des effets de la température sur les capteurs.

3.3.3 Équipement électronique

3.3.3.1 Capteur de position

Un capteur de position (LVDT) appelé communément potensiomètre est solidaire du bâti métallique et mesure la position verticale des capteurs à tout moment lors de l'essai. Le potentiomètre est constitué d'un mince fil relié perpendiculairement au tubage. Le fil, d'une longueur maximale de 1,9 m, est relié à un système électronique qui enregistre, par l'entremise d'un signal en mV, la position de l'extrémité du fil à 2 mm près sur toute l'échelle. Pour le capteur de position, on définit un facteur d'étalonnage par la valeur de déplacement vertical en mètre qui provoque une augmentation de différence de potentiel de 1 mV. Ce rapport ne dépend pas des conditions climatiques et peut être déterminé par un simple essai d'étalonnage. Tout au long des essais réalisés, le facteur d'étalonnage du capteur de position a été de l'ordre de 0,000388 m/mV. Le boîtier contenant le capteur de position est présenté à la figure 3.11 .

3.3.3.2 Système d'acquisition

Les données électroniques de l'essai au cône effilé instrumenté sont acheminées au système d'acquisition par l'entremise des conducteurs énumérés aux tableau 3.4 et 3.5 ainsi que par ceux provenant du capteur de position mentionné précédemment. Les informations recueillies se résument par les variables suivantes :

- Le signal du capteur 1 en mV
- Le signal du capteur 2 en mV
- Le signal du capteur 3 en mV
- Le signal du capteur 4 en mV
- Le signal du capteur 5 en mV (selon le cas)
- Le signal du capteur de pression interstitielle en mV (selon le cas)
- Le signal du capteur de position en mV

Les différents capteurs de pression et de position sont alimentés par des excitations électriques de 5,0 Volts fournies par la génératrice HONDA de modèle EB 3500X. La cueillette des données se fait d'une façon automatique en reliant ces capteurs à un système d'acquisition AGILENT de modèle 34970A programmé de manière à capter les excitations suivant l'échelle de temps imposée par l'opérateur. Afin de suivre l'évolution des signaux durant l'essai, les données captées doivent alors être transmises et emmagasinées à l'aide d'un logiciel d'acquisition. Le modèle 34970A a la possibilité d'être directement programmé à l'aide de son propre clavier ou par l'intermédiaire d'un ordinateur personnel. Le système d'acquisition utilisé lors des essais est présenté à la figure 3.12 .

Il est à mentionner que la fréquence des excitations envoyées aux capteurs par l'intermédiaire du système d'acquisition a été réglée à 5 secondes durant les phases de

chargement de l'appareil. Si à cet intervalle est jumelée une vitesse moyenne d'enfoncement de la sonde d'environ 20 cm/min, cela mène à recevoir des données à tous les 1,7 cm, engendrant ainsi un excellent profilage des propriétés du sol. Durant les phases finales de dissipation des essais, les fréquences d'acquisitions ont été réglées progressivement de 5, 30 et 60 secondes afin de ne pas alourdir inutilement l'emmagasinage des données. Les stockages de données dus aux phases de dissipation ont atteint des périodes allant jusqu'à 3 jours de prises de données lors de la campagne 2002.

3.3.3.3 Micro-ordinateur

Les signaux répétés en mV provenant du système d'acquisition ont été transférés jusqu'à un micro-ordinateur de marque TOSHIBA SATELLITE (figure 3.13) auquel le logiciel d'acquisition HP VEE version 4.0 a été installé. Ce logiciel a la particularité de recueillir des signaux d'entrées et de les définir comme variables avant de pouvoir effectuer des opérations mathématiques complexes sur celles-ci. De plus, il a la possibilité d'acheminer et d'enregistrer les variables ainsi traitées dans un chiffrier mathématique pouvant emmagasiner l'évolution de toutes les variables de l'essai. Un programme d'acquisition utilisant le langage de programmation VISUAL BASIC a été créé de manière à acquérir et traiter en continu les variables caractérisant l'essai. Les variables définies par le programme et envoyées dans le chiffrier sont :

- Temps de la lecture (secondes)
- Déplacement du potentiomètre (m)
- Vitesse de déplacement (cm/min)
- Lecture du capteur 1 (kPa)
- Lecture du capteur 2 (kPa)
- Lecture du capteur 3 (kPa)
- Lecture du capteur 4 (kPa)

- ☞ Lecture du capteur 5 (kPa) (selon le cas)
- ☞ Lecture du capteur de pression interstitielle (kPa) (selon le cas)

Les variables mentionnées ci-haut peuvent être observées au moyen d'une interface opérateur pratique du logiciel qui permet visuellement et graphiquement de suivre leur évolution et de pouvoir faire les ajustements nécessaires en cours d'essai. L'interface opérateur utilisée lors des essais ISCT est présentée à l'annexe G.

3.3.4 Équipement de forage

Les principaux éléments constitutifs du système de forage sont les mêmes que ceux utilisés lors des essais pressiométriques. Les informations pertinentes concernant ces éléments clefs se trouvent à la section 2.3.3 du précédent chapitre.

3.4 Technique d'essai

La qualité de l'essai au cône effilé instrumenté dépend largement de la condition du trou pilote. La procédure requise avant le début de l'essai nécessite le préforage d'un trou pilote de diamètre égal à celui du niveau inférieur de la sonde. Le trou doit demeurer stable jusqu'à l'exécution de l'essai, ce qui est faisable dans des argiles relativement raides comme celle de Mascouche, mais qui peut être problématique dans une argile molle.

Comme cela a été critiqué pour l'essai pressiométrique, il a été recommandé par le passé de recourir à des techniques autoforantes afin de minimiser les effets du remaniement sur les parois du trou pilote lors d'essai au cône effilé instrumenté (Mchayleh, 1995). Suite à ces recommandations, des modifications techniques ont été apportées sur le prototype #2 afin de pouvoir y greffer à son extrémité une extension autoforeuse. De plus, la possibilité d'ajouter un système autoforeur a dû requérir quelques modifications

importantes de la sonde elle-même afin principalement de pouvoir évacuer efficacement les boues provenant du fond du forage. Après quelques versions intermédiaires inefficaces du système d'évacuation des boues à l'intérieur de la sonde, la version finale est constituée d'un passage longitudinal excentrique (figures 3.6 et 3.7) de plus grand diamètre possible compte tenu des capteurs de pressions déjà incorporés à l'intérieur de la sonde. Il fallut également incorporer à la sonde un mince tube d'alimentation afin d'acheminer l'eau extérieure jusqu'au puissant jet situé au bout de l'extension autoforeuse.

Les techniques autoforantes ont été mises à profit lors d'investigations sur l'argile de St-Hilaire en 1998 et utilisèrent une méthode autoforeuse d'insertion à jet dont l'utilisation est recommandée dans les argiles molles à moyennement molles (Benoît et al., 1995). Cependant, dans le cas des argiles raides comme à Mascouche, les systèmes autoforants à tête désagrégatrice rotative ont plutôt été privilégiés par le passé lors de reconnaissances pressiométriques (Baguelin et al., 1978 ; Windle et Wroth, 1977). Nonobstant la favorisation d'une telle technique autoforante pour l'exécution d'un trou pilote de qualité supérieure, la nécessité de devoir procéder à l'adaptation d'un nouveau système autoforeur rotatif sur les prototypes actuels ainsi que l'absence sur le site de Mascouche de conditions hydrologiques favorables à l'approvisionnement en eau d'un tel système ont contraint les recherches à délaisser cette technique d'autoforage et plutôt favoriser le pré-forage.

La technique de fonçage du trou pilote a évolué durant la campagne 2001-2002 et des ajustements ont du être apportés afin d'optimiser l'efficacité des essais. Le tableau 3.6 résume les principaux changements.

Tableau 3.6 : Techniques d'essai au cône effilé instrumenté utilisées à Mascouche

Année	Sondage	Trou pilote	∅ du trou	Prototype
2001	F-1-1 à F-1-5	Tarière	76,2 mm	Sonde #2
2001	F-1-6 à F-1-7	Tube à paroi mince	73,0 mm	Sonde #2
2002	F-2-1 à F-2-7	Tube à paroi mince	73,0 mm	Sonde #2
2002	F-2-8 à F-2-10	Tube à paroi mince	73,0 mm	Sonde #3

3.4.1 Préparation de la sonde

Comme il a été mentionné précédemment, la petite canalisation menant au capteur de pression interstitielle ainsi que la pierre poreuse doivent être parfaitement saturées et exemptes de toutes bulles d'air malencontreuses. La saturation de la canalisation peut se faire en utilisant une seringue munie d'un mince tube de diamètre comparable à la canalisation. On introduit l'eau en inclinant la sonde de manière à faire sortir les bulles d'air vers la sortie de la canalisation alors plus élevée. La pierre poreuse, qui doit constamment être plongée dans l'eau tout ce temps, est ensuite déposée sur la sortie de la canalisation et y est retenue à l'aide d'une goupille-pressoir.

Afin d'éviter une dérive du signal des capteurs due à la température lors des essais, le cône effilé instrumenté ainsi que ses composantes doivent demeurer autant que possible à une température voisine de celle du sol. Pour ce faire, la sonde est plongée dans un récipient d'eau à température contrôlée durant le déroulement du pré-forage. Ce récipient, gardé soigneusement à l'ombre, a été maintenu à une température avoisinant 10°C au moyen de glace régulièrement ajoutée. Ces conditions doivent être conservées jusqu'au zérotage des capteurs précédant chaque essai.

3.4.2 Forage du trou

Le forage du trou pilote est une étape essentielle au bon déroulement de l'essai et un grand soin doit y être accordé. Telles que présentées dans le tableau 3.6, deux techniques de fonçage différentes ont été employées pour creuser les trous pilotes, soient le forage à la tarière de ∅76,2 mm (3 po.) et l'échantillonneur à paroi mince de ∅73,0 mm (2,875 po.). En portant attention à la topographie du terrain, il faut sélectionner un endroit plat, dépourvu de végétation encombrante. Cet endroit devra pouvoir faciliter l'installation d'équipements lourds et la circulation des utilisateurs durant l'essai. De plus, il est préférable pour une série d'essais de sélectionner des endroits successifs rapprochés offrant le plus de répétabilité possible. L'espacement typique entre deux trous successifs était environ de 1,5 m sur le site d'essais.

3.4.2.1 Pré-forage à la tarière

À l'aide d'une tarière mécanique munie d'une mèche de plus grand diamètre (254 mm) que celui de la sonde, un forage superficiel d'environ 1,2 m de profondeur est effectué afin de libérer l'essai de la croûte desséchée exempte d'eau interstitielle. Ce forage est accompli avec la foreuse rotative DIG « R »MOBILE présentée au chapitre précédent. Au fond du trou de guide superficiel, des unités de tarière de 76,2 mm (3 po.) de diamètre sont ensuite enfoncées à tour de rôle par la foreuse jusqu'à l'obtention de la profondeur désirée pour l'essai. À la fin de l'exercice, le trou pilote devrait avoir une paroi stable et de diamètre comparable à celui de la base du cône effilé instrumenté et ce, sur une profondeur approximative de 6 m. Cette profondeur a été sélectionnée dès le départ en raison de la longueur maximale (20 pi.) de toutes les unités de tarières de ∅76,2 mm . Pour des raisons qui seront expliquées ultérieurement, les résultats des essais au cône effilé instrumenté effectués dans de pareils trous pilotes ont démontré une altération majeure de la qualité des parois.

3.4.2.2 Pré-forage à l'échantillonneur à paroi mince

Le forage superficiel de la croûte est exécuté de façon identique à la section précédente. Le trou pilote est quant à lui achevé avec l'échantillonneur à paroi mince GEONOR décrit au chapitre précédent. Après avoir retiré la tarière de 254 mm, la foreuse est ensuite libérée de ses ancrages et envoyée en un emplacement non encombrant à la poursuite des activités. Le vérin hydraulique nécessaire à la pénétration de l'échantillonneur et du cône doit ensuite être implanté à l'endroit de l'essai. Après avoir fixé le châssis vertical sur son homologue horizontal, le vérin ainsi érigé devra être ancré solidement au sol, à l'aide de vis d'ancrage, en se souciant d'une verticalité suffisante pour diriger l'échantillonneur le plus perpendiculairement possible de la surface.

L'échantillonneur à paroi mince est ensuite dirigé dans le trou jusqu'à ce que la partie conique atteigne le fond. Arrivé au bout, le mécanisme de déverrouillage est enclenché et le tube à paroi mince est alors libre de s'enfoncer, recueillant un échantillon de sol sur une longueur de 71 cm. Cette étape doit se faire sans arrêt jusqu'à ce que le tube soit rempli, après quoi, une période d'attente raisonnable est nécessaire à la cohésion du sol dans le tube. L'extraction de l'échantillon nécessite subséquemment le cisaillement et la libération de sa partie inférieure en fond de trou. Après, l'échantillonneur et le train de tige sont remontés doucement à la surface afin de limiter tout frottement excessif pouvant causer un remaniement abusif et nuisible des parois du pré-forage. Une fois à la surface, le tube à paroi mince est soigneusement retiré de l'échantillonneur et un nettoyage des parties mécaniques de celui-ci est effectué de manière à entretenir un bon fonctionnement au cours de la campagne d'essais. Ce nettoyage est suivi d'une lubrification des mêmes composantes avant l'installation du prochain et nouveau tube à paroi mince vide.

L'échantillonnage répétitif se poursuit jusqu'à l'obtention de la profondeur envisagée. Une quantité de six échantillons est nécessaire pour atteindre une profondeur de 6m depuis le niveau inférieur de la croûte. Il est important de noter que les précautions apportées aux descentes et aux remontées des tubes ainsi que la faible vitesse de mouvement du piston engendrent des délais d'opération très longs. De façon générale, une durée d'une heure de travail est à prévoir pour chacun des échantillons prélevés. Ce temps peut par contre varier en fonction de la profondeur de l'échantillonnage.

3.4.3 Exécution de l'essai

Quelle que soit la sonde utilisée ou la technique employée au pré-forage du trou pilote, le déroulement d'un essai au cône effilé instrumenté est essentiellement le même. Dans les étapes qui vont suivre, le terme « chargement » réfère à la période durant laquelle le cône élargit les parois du trou pilote et mobilise les contraintes de cisaillement du sol. Le terme « dissipation » réfère quant à lui à la période de relaxation des contraintes totales mobilisées due à la dissipation des pressions interstitielles accompagnant le phénomène de consolidation du sol en fin d'essai. La représentation schématique de l'essai au cône effilé instrumenté est présentée à la figure 3.5 .

3.4.3.1 Assemblage des unités de fonçage

L'assemblage des unités coaxiales s'enfonçant dans le sol doit être réalisé en premier lieu. Il s'agit à l'avant du sabot-guide suivi de la sonde conique et d'un tubage préliminaire spécial dont les deux extrémités diffèrent diamétralement de manière à joindre d'une part la sonde et de l'autre les tiges conventionnelles. Il est important qu'après la jonction de ces trois unités, les capteurs latéraux de la sonde soient de nouveau plongés dans un réservoir d'eau à 10°C jusqu'à leur zérotage. De plus, il faut noter qu'une gaine de fils conducteurs ressortira à l'extrémité supérieure du tubage préliminaire et devra par la suite être connectée au système d'acquisition. Afin de

prévoir l'ajout éventuel d'unités de tiges additionnelles durant l'essai, l'insertion de la gaine de fils électriques à travers les tiges subséquentes devra précéder la connexion de ces fils conducteurs.

3.4.3.2 Branchement des appareils

Afin de capter et d'enregistrer en mémoire les signaux en mV qui émanent des capteurs, le système d'acquisition et l'ordinateur portatif devront être sur place et branchés à une source énergétique comme la génératrice. Pour des questions d'encombrement et de bon fonctionnement, il faudra veiller à ce que l'ordinateur ainsi que le système d'acquisition soient le plus éloigné possible de l'endroit où l'essai sera effectué. Au système d'acquisition seront branchés les fils conducteurs provenant des différents capteurs de pression et de position.

3.4.3.3 Zérotage des capteurs

Une fois les branchements effectués ainsi que leur mise en marche, la sonde, dont la température a été maintenue constante et semblable à celle du sol, sera prête à accueillir une première lecture à vide de ses capteurs. La sonde alors submergée, la lecture du zéro devra être effectuée et lancée à partir de l'ordinateur. Il est à noter que la représentativité du zéro peut être grandement affectée par des chaleurs estivales intenses. Il sera donc primordial, compte tenu de sa composition métallique extrêmement conductrice thermiquement, de ne pas laisser le cône à l'air ambiant dans de telles circonstances. Une fois le zérotage accompli, il est recommandé de lancer une acquisition initiale banale à partir du réservoir afin de vérifier si les signaux émanant des capteurs sont stables et sans dérive.

3.4.3.4 Ajustement du capteur de position

Le train de tige formé des premières unités coaxiales doit ensuite être enfoncé librement dans le trou de guide surdimensionné de manière à ce que la position verticale du premier capteur soit au niveau présumé de la nappe phréatique (~ 1,2 m). Cette profondeur doit être notée comme étant la limite supérieure de la couche testée durant l'essai.

Le capteur de position du potentiomètre fonctionne selon la longueur d'étirement d'un fil. Ce fil doit être fixé verticalement de façon parfaite au système de remontée du piston hydraulique. Le fil doit être libre de se déplacer verticalement durant l'enfoncement du train de tige. Une attention particulière y sera portée durant tout l'essai avec le souci de ne pas l'accrocher, la validité des résultats en serait alors affectée.

3.4.3.5 Démarrage de la phase de chargement

Si toutes les étapes précédentes ont été effectuées avec le plus grand soin, le démarrage de l'essai peut ensuite s'y enchaîner. À l'aide de l'ordinateur et de son programme d'acquisition, le lancement des lectures peut se faire. Simultanément, l'enfoncement du train de tige régularisé par le compresseur hydraulique à une vitesse constante d'environ 20 cm/min doit commencer et se poursuivre jusqu'à ce que le piston soit à son amplitude inférieure maximale et ne permette plus le fonçage du trou. À ce moment, le piston doit être remonté à son amplitude supérieure minimale et le fil de mesure du potentiomètre doit être réajusté à cette nouvelle hauteur. Lors du traitement des résultats, il sera important de bien connaître les profondeurs où des réajustements ont été faits, c'est pourquoi, par mesure préventive, une mesure manuelle de l'enfoncement avec un ruban est recommandée.

Durant la période où le piston est remonté en position haute, la sonde conique demeure immobile en fond de trou et est soumise à des conditions initiales de consolidation du sol sur les parois jusque-là mobilisées. Une faible quantité de dissipation entre chacune des courses du piston doit alors être prise en compte lors de l'analyse et de la comptabilité des résultats. À cet effet, il est important de noter les intervalles de temps où ces dissipations ont pu être engendrées.

3.4.3.6 Ajout de tiges additionnelles

Les unités de tige qui suivent ont une longueur de 1,52 m (5 pi.) et doivent être insérées à mesure que la sonde s'enfonce de cette profondeur. Lorsqu'il y a nécessité d'ajouter une tige au train de tige déjà existant, un escabeau peut être utilisé afin de pouvoir grimper et procéder à la jonction des deux tiges consécutives. Les unités subséquentes doivent avoir été prévues et infiltrées préalablement par les fils conducteurs afin que la phase de chargement puisse s'étendre aux profondeurs désirées. Lorsque la phase de chargement se déroule sans anicroches jusqu'à une profondeur de 6 mètres, une durée moyenne de 50 minutes a été observée durant la majorité des essais.

3.4.3.7 Démarrage de la phase de dissipation

Une fois la sonde arrivée en fond de trou et immobilisée, les pressions interstitielles générées par l'élargissement des parois du trou seront en mesure de se dissiper permettant ainsi à la structure du sol de se consolider avec le temps. Suite à l'arrêt du chargement, le programme d'acquisition sera lancé immédiatement en mode de dissipation de façon à recueillir efficacement les lectures de pressions des capteurs avec le temps.

Le maintient continuel du diamètre de la cavité cylindrique lors d'un essai à déformation maintenue (*Strain Holding Test*), qui est souvent difficile lors d'essais pressiométrique, n'est désormais plus problématique lors d'un essai au cône effilé instrumenté. Les phases de dissipation, qui peuvent s'étendre à quelques jours, demandent une maintenance accrue (jour et nuit) des réserves de carburant destinées à la génératrice qui alimente en courant le système d'acquisition et le micro-ordinateur.

3.5 Analyse théorique

La pénétration d'une sonde tronconique dans un trou de forage préalablement foré est basée sur la théorie de l'expansion d'une cavité cylindrique et est semblable à celle utilisée lors d'essais pressiométriques. Plusieurs applications ont été mises en œuvre jusqu'à maintenant afin de relier l'expansion des parois du pré-forage à des paramètres de résistance, de déformabilité ainsi que de fluage des matériaux sollicités. Cette section expose les différentes déterminations pouvant être menées à partir de l'enfoncement d'une telle sonde, ci-après nommée « cône effilé ».

3.5.1 Essai au cône effilé (SCT)

L'essai au cône effilé (*Sharp Cone Test*), tel que représenté à la figure 3.1, fut d'abord utilisé afin de déterminer les paramètres de fluage de certains matériaux comme la glace, les sols gelés ou le sel gemme. Les propriétés de fluage de tels matériaux sont alors déduites à partir de la relation observée entre la force appliquée, le temps et la pénétration d'un poinçon conique. L'interprétation de l'essai fut développée initialement par Ladanyi et Guichaoua (1985) pour la conception de pieux tronconiques dans les sols gelés.

La capacité portante des pieux tronconiques dans le pergélisol comprend la charge reprise par la pointe et celle reprise par le fût. Le plus souvent, la charge transmise à la

pointe est négligée, soit à cause des méthodes d'installation du pieu qui ne font intervenir aucun contact à la pointe, soit à cause de la présence de lentilles de glace sous la pointe. Ainsi, la résistance totale à la pénétration transmise entièrement au fût du cône peut s'exprimer sous la forme suivante (Ladanyi et Guichaoua, 1985) :

$$Q = 2\pi(S_1 + S_2 + S_3) \tag{3.1}$$

où :

Q : Charge axiale appliquée au cône.
S_1 : Terme relatif à l'adhésion le long du fût.
S_2 : Terme relatif au frottement et à la gravité.
S_3 : Terme relatif au fluage.

3.5.1.1 Terme d'adhésion S_1

Le terme d'adhésion s'exprime sous la forme :

$$S_1 = \int_0^{\frac{L}{\cos\alpha}} (c_a \cdot \cos\alpha \cdot r_i)dx \tag{3.2}$$

où :
$$r_i = D/2 - x\sin\alpha \tag{3.3}$$

En supposant que la cohésion c_a est constante tout au long du fût et en substituant l'équation 3.3 dans l'équation 3.2, nous obtenons :

$$S_1 = \int_0^{\frac{L}{\cos\alpha}} c_a \cdot \cos\alpha(D/2 - x\sin\alpha)dx \tag{3.4}$$

L'intégration de l'équation 3.4 nous amène à :

$$S_1 = c_a\left(\frac{DL}{2}\right) - c_a\left(\frac{L^2}{2}\right)\tan\alpha \tag{3.5}$$

où :
$$\tan\alpha = \frac{D-d}{2L} \tag{3.6}$$

Nous obtenons finalement :

$$S_1 = c_a\left(\frac{L}{4}\right)(D+d) \tag{3.7}$$

3.5.1.2 Terme de frottement S_2

S_2 est imputable au coefficient de frottement $\tan\delta$ et à la contrainte latérale totale au repos p_o, alors considérée comme perpendiculaire à la surface du fût.

$$S_2 = \int_0^{\frac{L}{\cos\alpha}} p_o(\sin\alpha + \tan\delta\cos\alpha) r_i dx \tag{3.8}$$

En substituant l'équation 3.3 dans 3.8 et en supposant que p_o et δ sont constants tout au long du fût, nous obtenons :

$$S_2 = \int_0^{\frac{L}{\cos\alpha}} p_o(\sin\alpha + \tan\delta\cos\alpha)(D/2 - x\sin\alpha) dx \tag{3.9}$$

d'où :
$$S_2 = p_o(\tan\alpha + \tan\delta)\left[(D+d)\frac{L}{4}\right] \tag{3.10}$$

3.5.1.3 Terme de fluage S_3

Le troisième terme de l'équation 3.1 est de la forme :

$$S_3 = \int_0^{\frac{L}{\cos\alpha}} (p_i - p_o)(\sin\alpha + \tan\delta\cos\alpha) r_i dx \tag{3.11}$$

où $p_i - p_o$ représente la réaction nette mobilisée par l'expansion du trou. Selon Ladanyi et Johnston (1973) et Ladanyi (1976), considérant un sol gelé obéissant à un comportement de fluage, l'équation 3.11 est reliée à l'expansion radiale de la cavité u_i en suivant :

$$p_i - p_o = C(u_i / r_i)^{1/n} \tag{3.12}$$

où C et n sont des paramètres inhérents au fluage. En substituant l'équation 3.12 à l'intérieur de 3.11 et en considérant que r_i est donné par la relation 3.3 et que u_i est relié au tassement s du cône par :

$$u_i = s\tan\alpha \tag{3.13}$$

Nous obtenons :

$$S_3 = C\frac{1+\tan\delta/\tan\alpha}{2-1/n}\left(\frac{D}{2}\right)^2\left(\frac{1-d/D}{L}\right)^{1/n}\left(1-\left(\frac{d}{D}\right)^{2-1/n}\right)s^{1/n} \tag{3.14}$$

Ce dernier terme est strictement associé à une sollicitation à longue échéance, ce qui n'est pas le cas lors d'un essai au cône effilé instrumenté. Nous pouvons à priori utiliser les termes d'adhésion S_1 et de frottement S_2 afin de modéliser l'expansion des parois du

trou pilote lors de la pénétration du cône effilé instrumenté. Or, n'ayant pas de mesure continuelle de la charge Q appliquée lors des essais ISCT de la campagne 2001-2002, nous ne sommes pas en mesure de quantifier de telles contributions de résistance à l'enfoncement de l'appareil. De ce fait, les phénomènes susmentionnés ne sont pas considérés dans ce travail.

3.5.2 Essai au cône effilé instrumenté (ISCT)

Comme il a été mentionné précédemment, l'essai au cône effilé instrumenté (*Instrumented Sharp Cone Test*) se distingue des autres par la rigueur de son interprétation théorique conjuguée à la perception continue des propriétés mécaniques des sols qu'il pénètre. Les principaux paramètres estimés au moyen d'un tel essai sont les mêmes que ceux déterminés par essais pressiométriques conventionnels. Lors de l'exécution de l'essai au cône effilé instrumenté, le sol est d'abord cisaillé sans drainage à la manière d'une expansion cylindrique pour ensuite se consolider horizontalement en fin d'essai.

L'essai ISCT simule l'état d'une expansion cylindrique, la forme effilée et tronconique du cône repoussant radialement et horizontalement les parois cylindriques d'un trou pilote. Se basant sur cette approche, on peut alors utiliser les interprétations développées pour l'essai pressiométrique (Gibson et Anderson, 1961) afin de déterminer les propriétés mécaniques du sol; c'est-à-dire avant tout la résistance au cisaillement non drainé c_u, le module de cisaillement G_P et la pression limite p_L. Sans présomption quant au comportement du sol, les interprétations théoriques basées sur Gibson et Anderson (1961) entre autre formulées par (Baguelin et al., 1972 ; Ladanyi, 1972 et Palmer, 1972) peuvent être utilisées afin de déterminer l'allure de la courbe contrainte-déformation du sol.

Une description schématique du prototype #2 est présentée à la figure 3.14 . Une sonde de forme tronconique de demi-angle au sommet α, est enfoncée à une vitesse contrôlée dans un trou pilote de plus faible diamètre. Avec l'enfoncement de la sonde, le trou pilote de diamètre *2r* sera graduellement élargi jusqu'au diamètre *2R*.

$$r_i = r + x_i \tan\alpha \tag{3.15}$$

En fixant sur la paroi latérale de la sonde quatre capteurs de pression placés chacun à une distance x_i du niveau bas de contact de la sonde avec le sol, cinq états de pression-déformation se présentent au tableau 3.7 .

Tableau 3.7 : États imposés de pression-déformation pour la sonde #2

État	**Déformation**	**Pression**
Trou pilote	r	0
Capteur 1 (bas)	r_1	p_1
Capteur 2 (milieu bas)	r_2	p_2
Capteur 2.5 (p. interstitielle)	-	-
Capteur 3 (milieu haut)	r_3	p_3
Capteur 4 (haut)	r_4	p_4

Les pressions p_i enregistrées par les capteurs de la sonde sont considérées comme étant appliquées horizontalement en raison du faible angle de conicité α. La contrainte résultante normale mobilisée perpendiculairement à la surface de chaque capteur se décomposant en une composante horizontale équivalente à $p\cos\alpha \cong p$ ainsi qu'une composante tangentielle $p\sin\alpha$ alors négligeable.

Gibson et Anderson (1961) ont démontré qu'en utilisant $\Delta V/V$ comme variable (V représente le volume déformé de la cavité), on peut obtenir par une méthode simple la

cohésion apparente c_u des argiles non drainées. La déformation unitaire $\Delta V/V$ du trou peut être déterminée de la façon suivante :

☞ *Avant la poussée du cône en position initiale r*

$$V_0 = \pi r^2 \times 1 \tag{3.16}$$

☞ *Au passage du premier capteur en position intermédiaire r_1*

$$V_1 = \pi r_1^2 \times 1 \tag{3.17}$$

L'augmentation unitaire de volume est caractérisée par :

$$\Delta V_{01} = V_1 - V_0 = \pi\left(r_1^2 - r^2\right) \times 1 \tag{3.18}$$

Afin d'obtenir une augmentation volumique unitaire de :

$$\frac{\Delta V}{V}_1 = \frac{\pi\left(r_1^2 - r^2\right) \times 1}{\pi r^2 \times 1} = 1 - \left(\frac{r}{r_1}\right)^2 \tag{3.19}$$

Pareillement au passage des trois autres capteurs de contact :

$$\frac{\Delta V}{V}_2 = 1 - \left(\frac{r}{r_2}\right)^2 \tag{3.20}$$

$$\frac{\Delta V}{V}_3 = 1 - \left(\frac{r}{r_3}\right)^2 \tag{3.21}$$

$$\frac{\Delta V}{V_4} = 1 - \left(\frac{r}{r_4}\right)^2 \tag{3.22}$$

Pour toute profondeur de prospection atteinte, les quatre états de déformation volumique resteront les mêmes durant l'enfoncement de la sonde contrairement aux pressions enregistrées qui varieront suivant les propriétés du sol. À une profondeur fixe, les quatre états ainsi créés représentent quatre points (p_i, $\Delta V/V_i$) de la courbe pressiométrique dans un diagramme semi-logarithmique proposé par Ladanyi (1972, 2000) (figure 3.15).

Il devient alors crucial de déterminer judicieusement certains paramètres de conception afin de circonscrire au maximum l'ensemble de la courbe pressiométrique. Il en fut ainsi pour le choix du demi-angle au sommet α et de l'emplacement des capteurs sur la surface latérale de la sonde. Un demi-angle au sommet de 1 à 2 degrés est jugé raisonnable pour des utilisations dans l'argile saturée alors qu'il peut atteindre 5 degrés et plus dans le cas d'essais sur des matériaux très compressibles ou de très faibles résistances.

En liant les déformations volumiques unitaires et les pressions captées correspondantes à différents niveaux le long du trou pilote, on obtient un nombre voulu de courbes pressiométriques du sol d'où, par une interprétation appropriée, on peut définir les propriétés mécaniques.

3.5.3 Consolidation horizontale

Un cône effilé instrumenté muni d'un capteur de pression interstitielle tel que le prototype #2, a la possibilité de suivre l'évolution des dissipations de pressions lorsque l'essai provoque des conditions de drainage du sol sur les parois du trou pilote. Dans le cas de la sonde #2, une phase dite de dissipation a suivi toutes les phases

contentionnelles de chargement dans le but d'estimer les paramètres de consolidation horizontale du sol. Communément appelée « essai à déformation maintenue » lors d'un essai pressiométrique, cette phase permet de quantifier cette consolidation en terme du coefficient c_h .

Comme il a été mentionné au chapitre précédent, les pressiomètres les plus récents et avant-gardistes possèdent un capteur ponctuel de pression interstitielle situé au milieu de leur membrane permettant de quantifier le phénomène de consolidation radiale. En s'inspirant des modèles théoriques utilisés par l'appareil pressiométrique, le cône effilé instrumenté peut jouir des mêmes interprétations tout en évitant les problèmes techniques s'y rattachant. Le cône rigide possède notamment l'avantage de maintenir aisément l'état de déformation constant durant toute la phase de consolidation, ce qui est problématique lors d'un essai pressiométrique comme en témoigne la figure 2.34 du chapitre précédent où les pressions cellulaires doivent être continuellement ajustées.

Les modèles théoriques utilisés afin d'évaluer les paramètres de consolidation sont ceux de Clarke et al. (1979) et de Randolph et Wroth (1979) s'appliquant à des essais pressiométriques à déformation maintenue dont la direction d'écoulement de l'eau interstitielle est radiale et horizontale. Les méthodes de calculs se réfèrent à la section 2.5.3 du précédent chapitre.

3.6 Interprétation des essais au cône effilé instrumenté

Le traitement des résultats obtenus de l'essai au cône effilé instrumenté est essentiellement identique à celui dérivé d'un essai pressiométrique explicité en détails à la section 2.6 . Comme l'essai au cône utilise le même mode de déformation et par conséquent, les mêmes interprétations théoriques, il est normal de retrouver de pareilles surestimations de paramètres de résistances que pour le pressiomètre. À plus forte raison, les résultats tirés d'un essai au cône effilé instrumenté seront encore plus

influencés par la qualité du pré-forage effectué . La faible quantité de capteurs sur les cônes effilés utilisés, qui se traduit par une perplexité de leurs courbes pressiométriques correspondantes, est susceptible de causer des aberrations d'interprétation à tout moment. Il est fortement recommandé de laisser l'exécution des travaux de terrain à un personnel expérimenté afin de palier autant que possible à toutes formes d'aberrations. Conséquemment, le traitement des résultats devrait être fait idéalement par le même personnel.

3.6.1 Profilage des contraintes mobilisées

L'interprétation des résultats d'un essai au cône effilé instrumenté passe avant tout par le profilage des contraintes mobilisées par les capteurs lors de la phase de chargement. Tel qu'illustré à la figure 3.16, l'évolution associative de chacun des signaux permet, à la manière d'un essai au piezocône, de détecter les horizons plus ou moins résistants en plus de déceler à l'aide du capteur de pressions interstitielles les zones drainantes du profil étudié. La qualité de l'essai peut, d'ores et déjà, être appréciée de par le parallélisme et la réaction simultanée de tous les capteurs passant par un même horizon.

Puisque le profilage des contraintes mobilisées nécessite la jonction de toutes les sous-phases de chargement (à chaque course descendante du piston hydraulique) et le retranchement de toutes les sous-phases de dissipation (à chaque course remontante du piston hydraulique), des discontinuités flagrantes peuvent apparaître sur les signaux profilés. De façon générale, la poursuite régulière de chaque profil de contrainte mobilisée se stabilise peu après le chargement subséquent. Il est important de noter que, lors de l'essai, les signaux provenant des capteurs sont acheminés en même temps jusqu'au système d'acquisition, mais que ces signaux correspondent aux profondeurs respectives de chacune des positions de ceux-ci. Or, durant le traitement des données, il faudra procéder au décalage de chacun des profils afin de faire correspondre chaque contrainte lue au niveau particulier de sol mobilisé.

3.6.2 Courbe pressiométrique correspondante

Le profilage des contraintes mobilisées permet, à toute profondeur, de générer une courbe pressiométrique familière en terme de coordonnées (p_i , $\Delta V/V_i$). Tel que mentionné à la section 3.5.1 du présent chapitre, ce diagramme semi-log (figure 3.15) contient autant de points que la sonde ne possède de capteurs de contact. À ce nombre, nous pouvons ajouter l'origine du diagramme comme coordonnée triviale en vue de dresser une courbe tendancielle de l'expansion de la cavité au niveau considéré. Comme le nombre de points de chacune des courbes n'est limité qu'à 5 ou 6 selon la sonde utilisée, l'emphase sera mise lors de l'interprétation à la détection d'un comportement linéaire sur l'allure tendancielle de ces courbes. Il sera difficile, voire peu probable, d'observer un comportement post-rupture avec anti-écrouissage de façon claire et nette à partir d'un nombre si peu élevé de points auxquels est attachée une certaine incertitude due à la forte sensibilité des capteurs.

3.6.2.1 Résistance au cisaillement non drainé

La résistance au cisaillement non drainé c_u au pic peut être aisément déduite de la pente de la section linéaire d'une courbe pressiométrique. Cette procédure graphique simple est facilement automatisable et applicable à la multitude de courbes pressiométriques que comporte chaque essai au cône effilé instrumenté. En effet, le traitement fastidieux de chacune de ces courbes est évité par l'entremise d'une régression linéaire préprogrammée et destinée à chacun des incréments de profondeur traversés. La valeur numérique de chacune des régressions calculées (c_u) peut ensuite être profilée efficacement en continu à la manière d'un essai au cône statique.

D'un point de vue théorique (Ladanyi, 1972), un diagramme contrainte-déformation peut être déduit à partir de l'analyse des courbes pressiométriques d'un essai. Toutefois,

les tendances quelquefois linéaires que proposent les courbes pressiométriques ne permettent pas toujours de développer des diagrammes contrainte-déformation affichant significativement un pic de résistance au cisaillement et par conséquent c_u .

3.6.2.2 Pression limite

Par extrapolation à des déformations infinies sur un diagramme semi-log de Gibson et Anderson (1961), nous pouvons estimer la pression dite limite du sol correspondant à sa résistance ultime mais, dans le contexte d'une argile sensible, ceci est difficile en raison de la non linéarité des courbes. Par un processus identique à celui proposé pour l'interprétation de données pressiométriques au chapitre 2, la pression limite p_L peut être déduite des techniques d'extrapolation développées par Ménard (1957) ou de Marsland et Randolph (1977). Cette dernière technique étant habituellement réservée à des applications démontrant une linéarité exemplaire de la courbe pressiométrique jusqu'à la pression limite, ce que seul un sol idéal se comportant de manière élastique parfaitement plastique (modèle Tresca) ne peut espérer.

Quelle que soit la technique d'extrapolation utilisée, l'estimation de la pression limite revient invariablement à déterminer la résistance au cisaillement non drainé à partir de la relation 2.35 utilisant la constante pressiométrique N_P .

3.6.2.3 Module de cisaillement

L'essai au cône effilé instrumenté ne permet pas à priori d'effectuer une boucle de déchargement-chargement permettant de déduire à la manière pressiométrique un module de cisaillement G_{ur}. Il est cependant possible de déterminer le paramètre G à l'aide d'une courbe contrainte-déformation (figure 2.20) déduite des interprétations théoriques de Ladanyi (1972). De ce qui a été dit précédemment, ces interprétations doivent cependant demeurer sous réserves.

3.6.3 Coefficient de consolidation horizontal

L'interprétation des résultats du prototype #2 passe inévitablement par l'analyse de l'évolution des surpressions interstitielles lors de la phase terminale de consolidation de l'essai. L'application des modèles théoriques de Clarke et al. (1979) et de Randolph et Wroth (1979) permettent d'estimer le coefficient de consolidation horizontal c_h de l'argile de Mascouche. Plus précisément, l'utilisation de la figure 2.25, jumelée à la formule 2.60, supporte ces théories et peut être appliquée de façon semblable à celle d'un essai pressiométrique à déformation maintenue (*Strain Holding Test*).

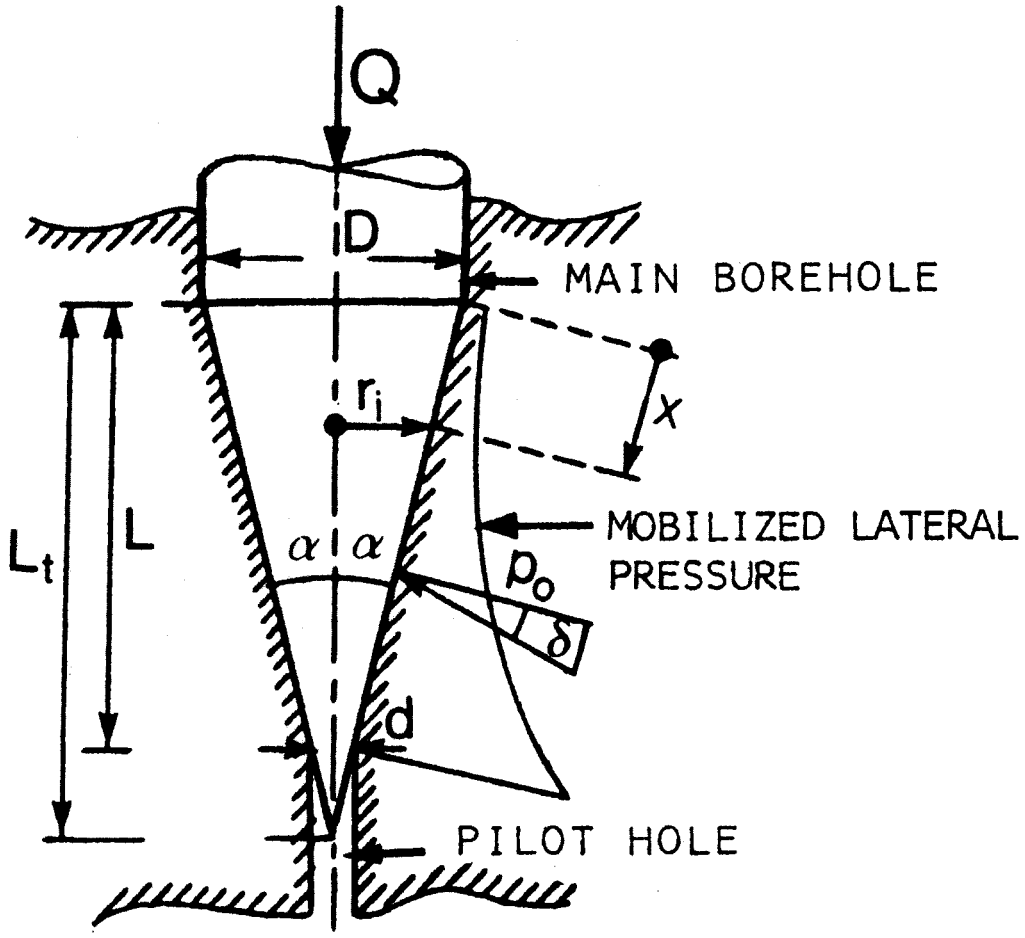


Figure 3.1 : Coupe schématique de l'essai au cône effilé SCT

(Ladanyi et Sgaoula, 1992)

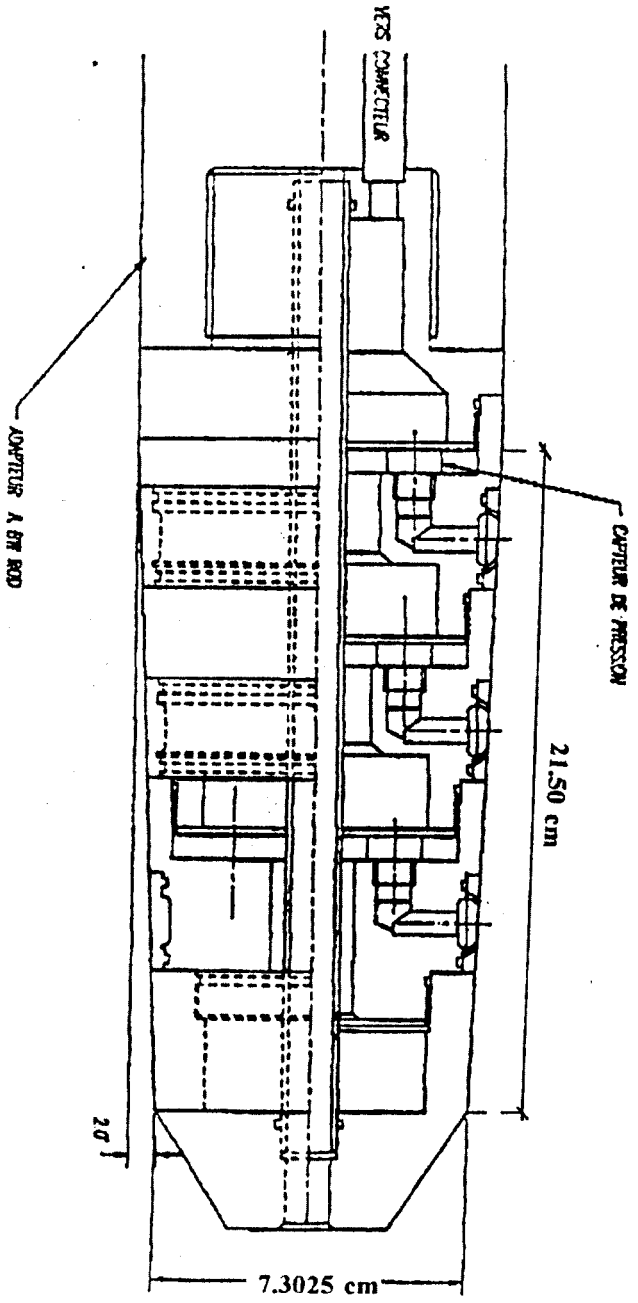


Figure 3.2 : Premier prototype utilisé pour l'essai au cône effilé instrumenté ISCT (Mchayleh, 1994)

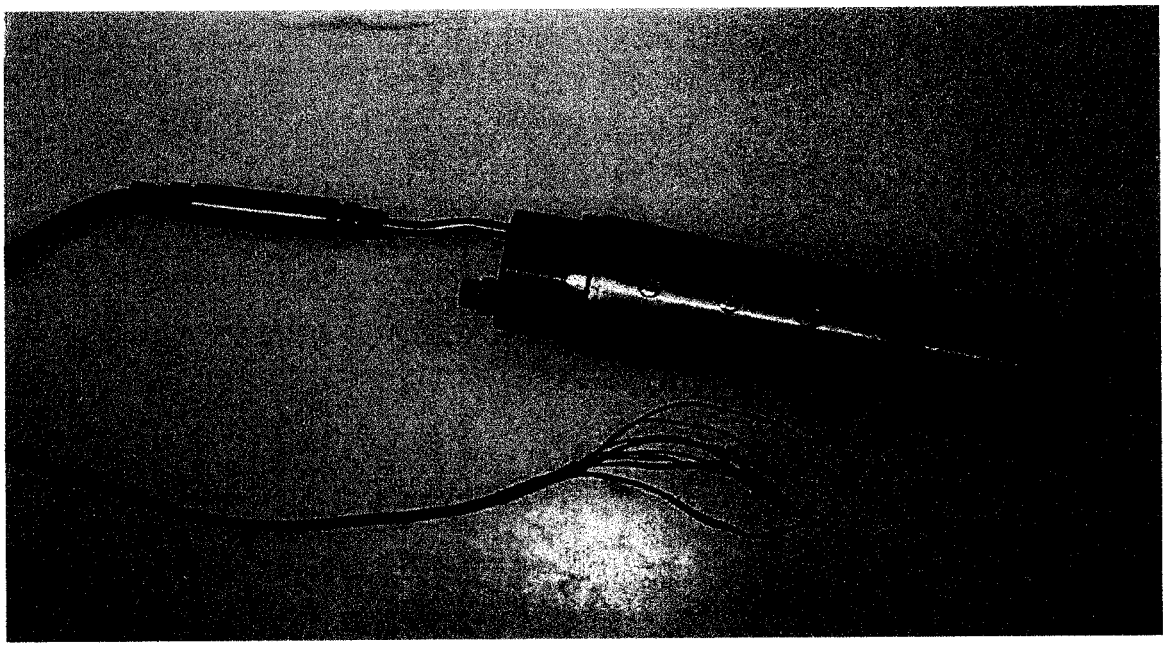


Figure 3.3 : Deuxième prototype utilisé pour l'essai au cône effilé instrumenté ISCT

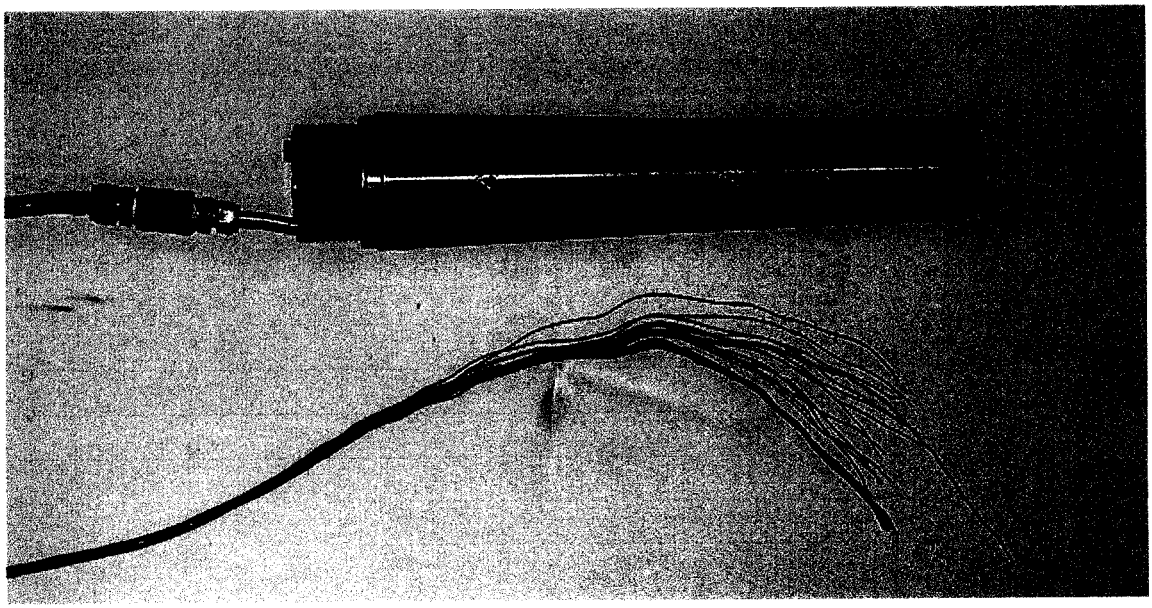


Figure 3.4 : Troisième prototype utilisé pour l'essai au cône effilé instrumenté ISCT

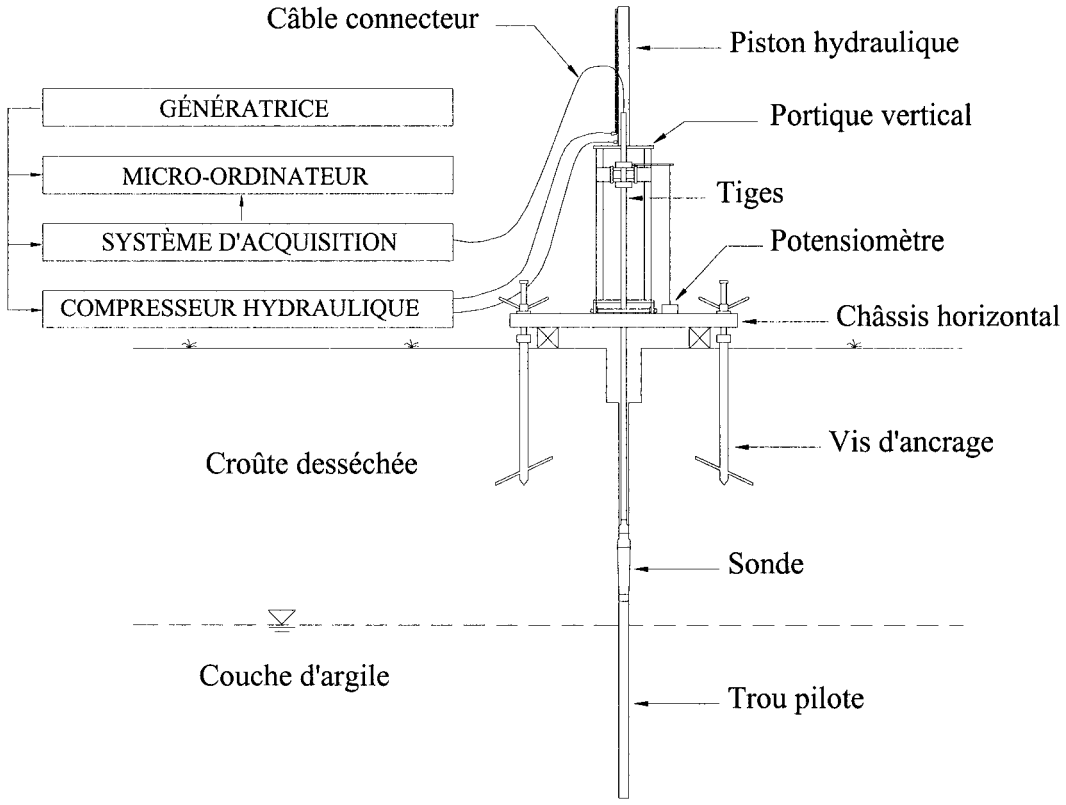


Figure 3.5 : Appareillage utilisé lors de l'exécution d'un essai au cône effilé instrumenté ISCT

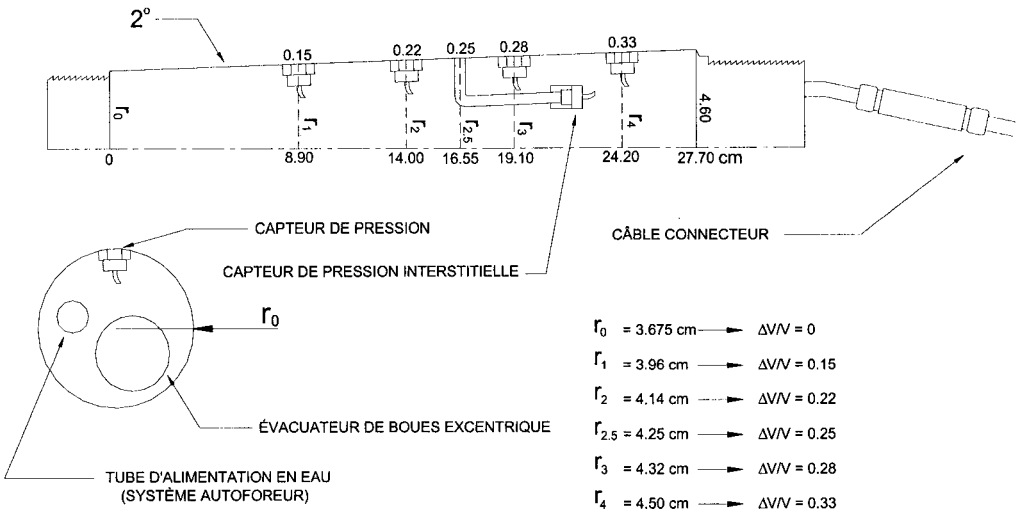


Figure 3.6 : Représentation schématique du corps de la sonde #2

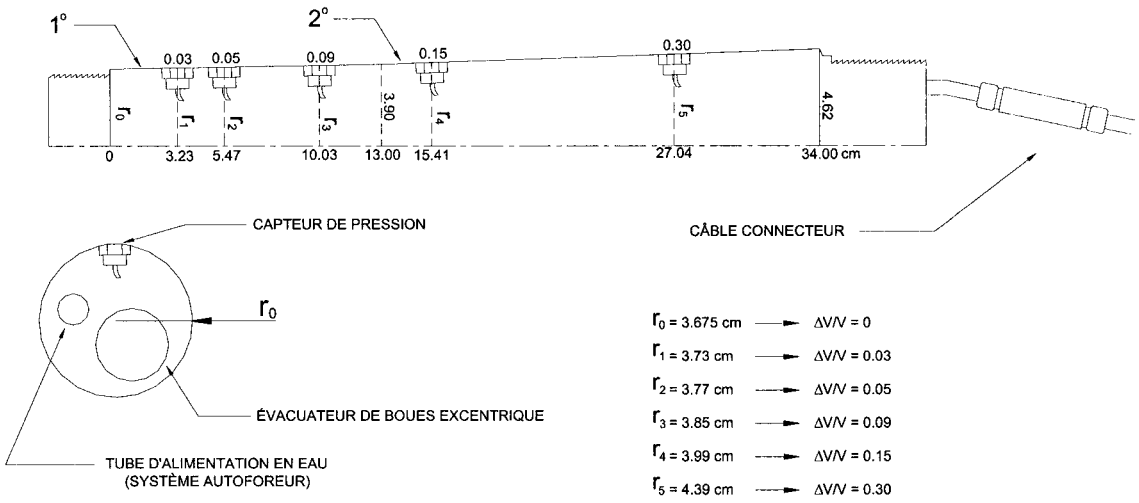


Figure 3.7 : Représentation schématique du corps de la sonde #3

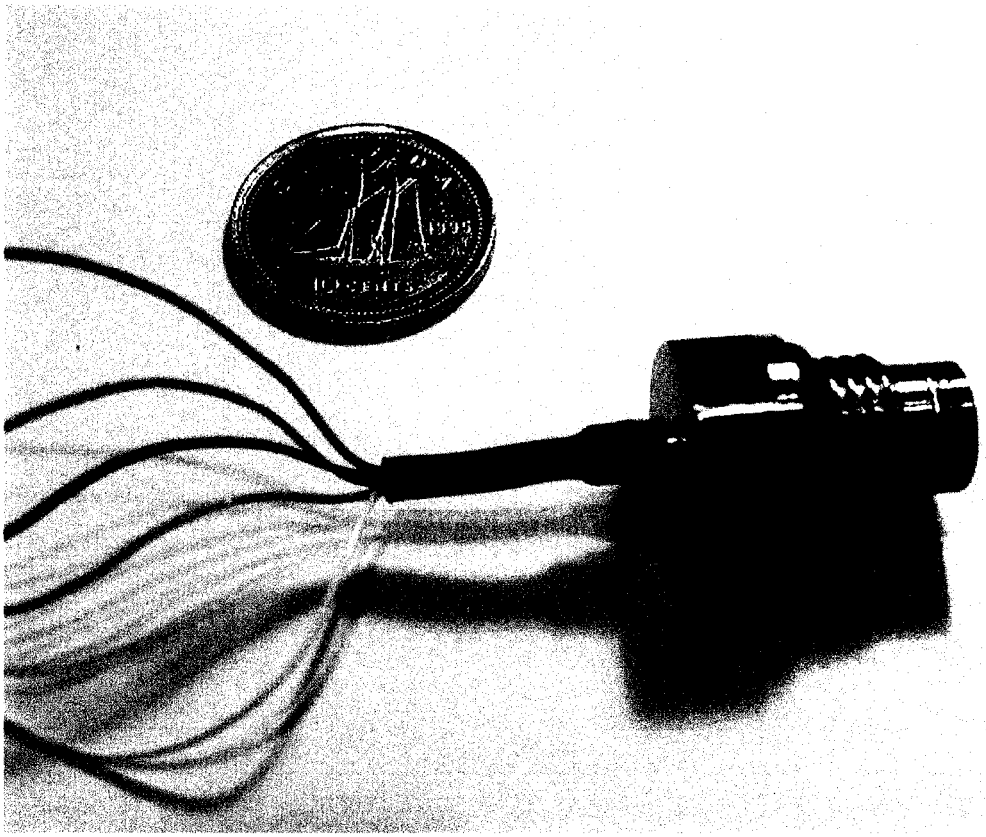


Figure 3.8 : Capteur de pression SENSOTEC installé sur le cône effilé instrumenté

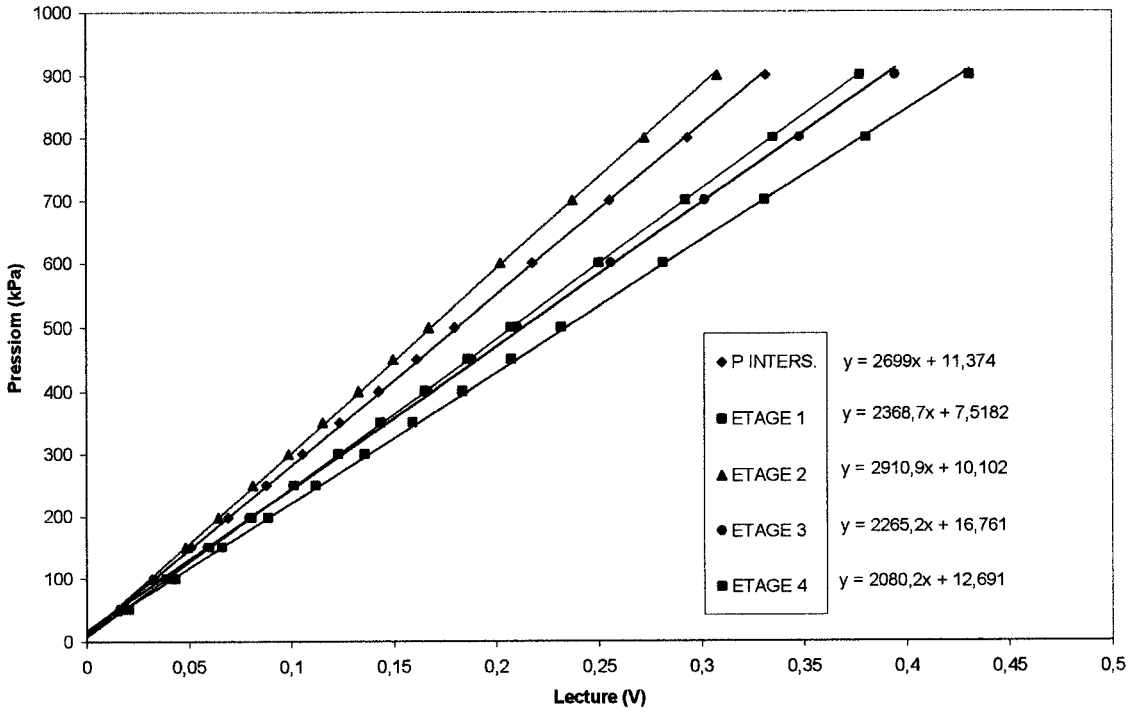


Figure 3.9 : Étalonnage des capteurs de la sonde #2

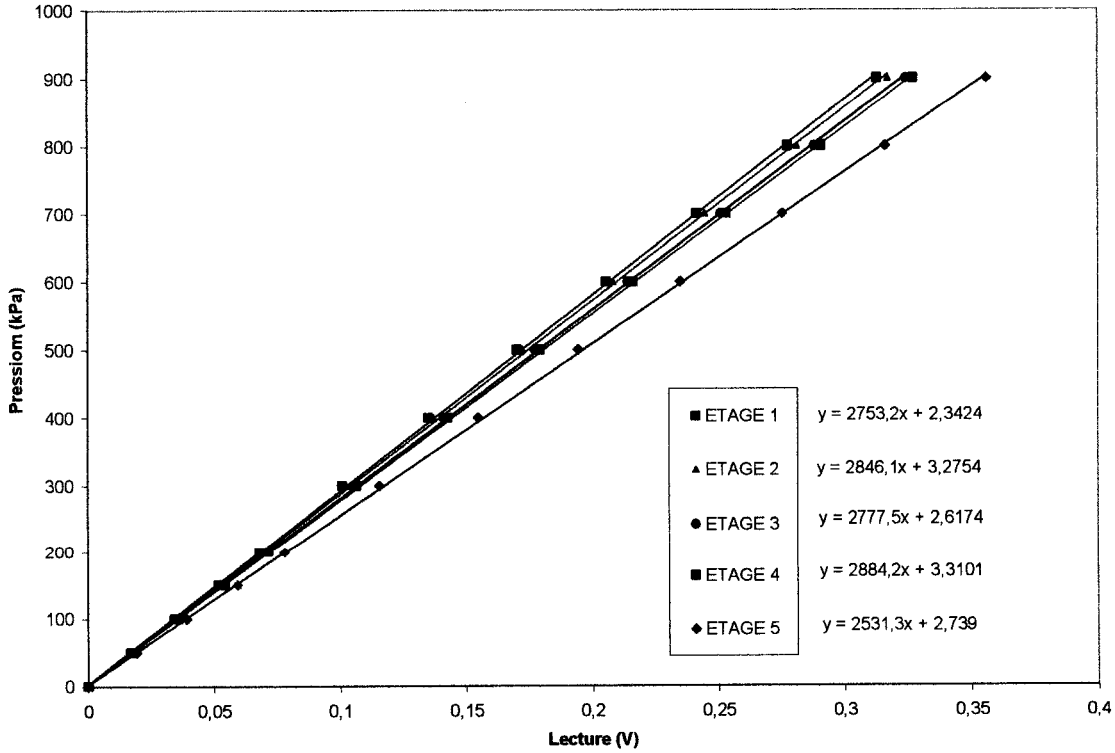


Figure 3.10 : Étalonnage des capteurs de la sonde #3

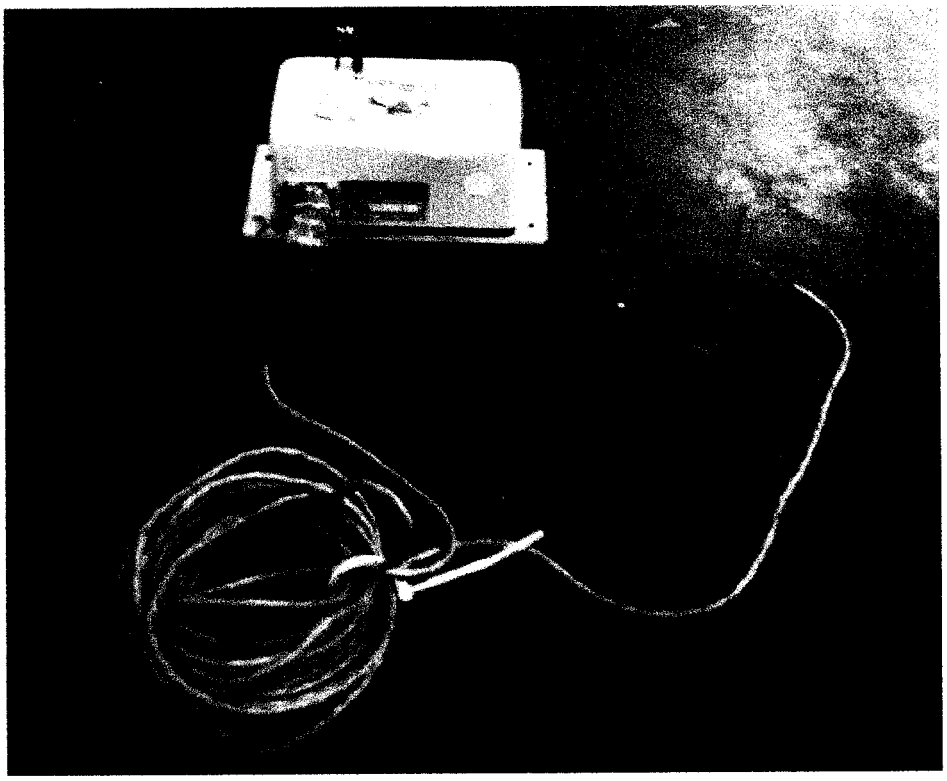


Figure 3.11 : Capteur de position utilisé lors de la campagne 2001-2002

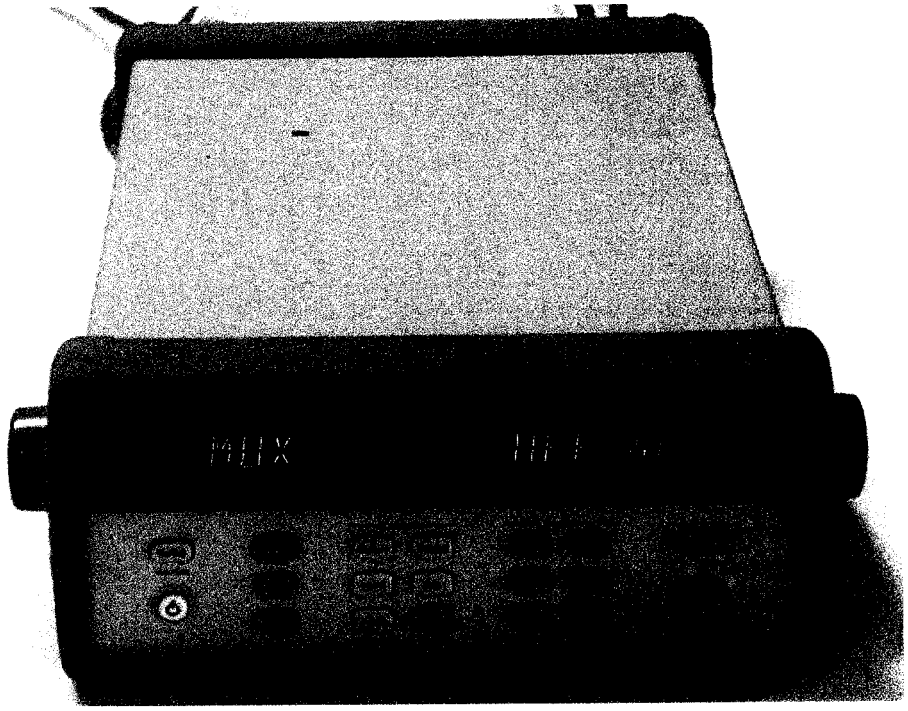


Figure 3.12 : Système d'acquisition utilisé lors de la campagne 2001-2002

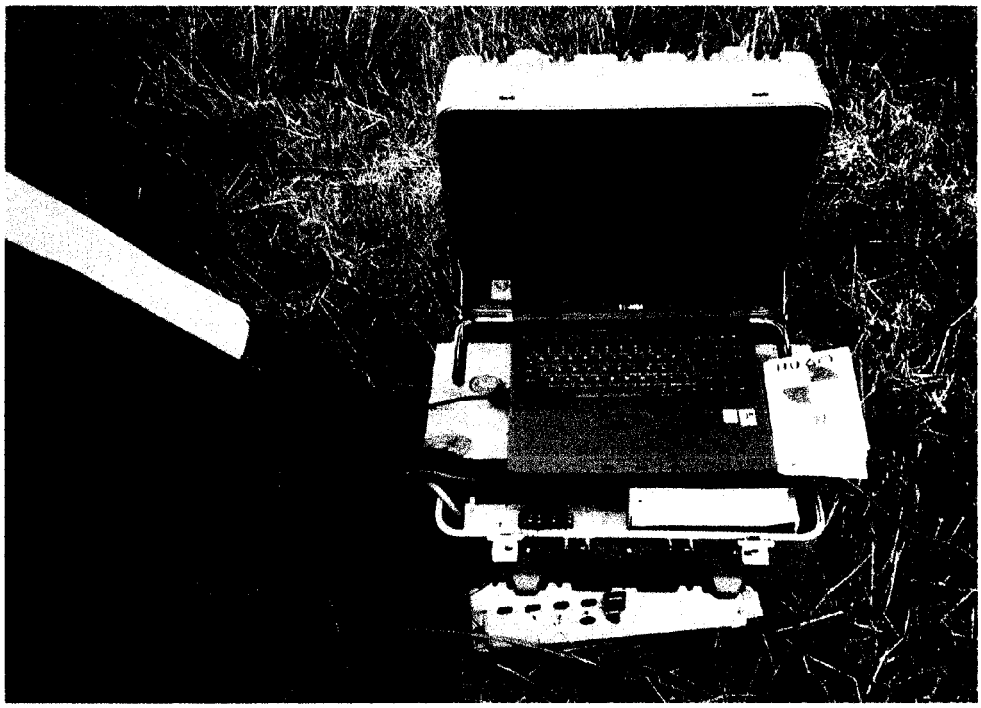


Figure 3.13 : Station de contrôle d'un essai ISCT comprenant un micro-ordinateur, un système d'acquisition et un conditionneur de signaux électroniques

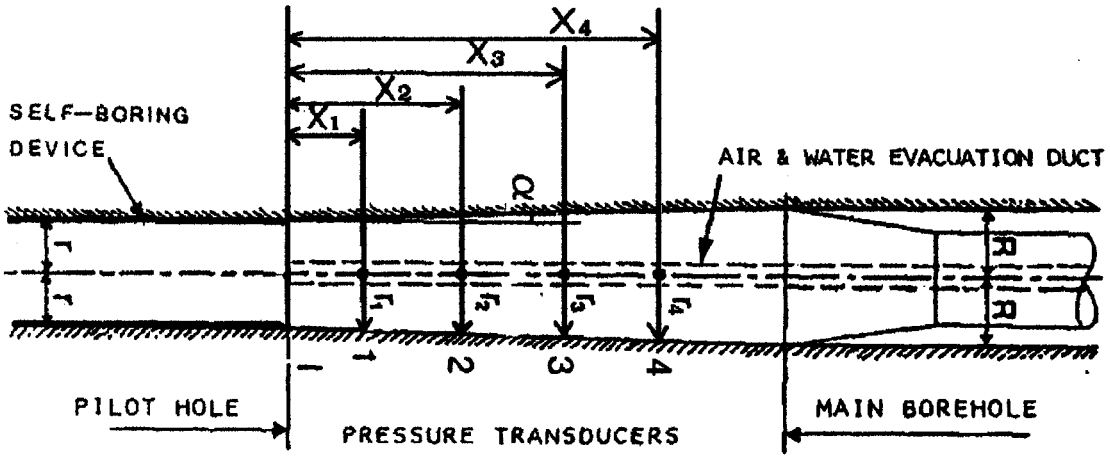


Figure 3.14 : Coupe schématique d'un essai au cône effilé instrumenté

(Ladanyi et al., 2000)

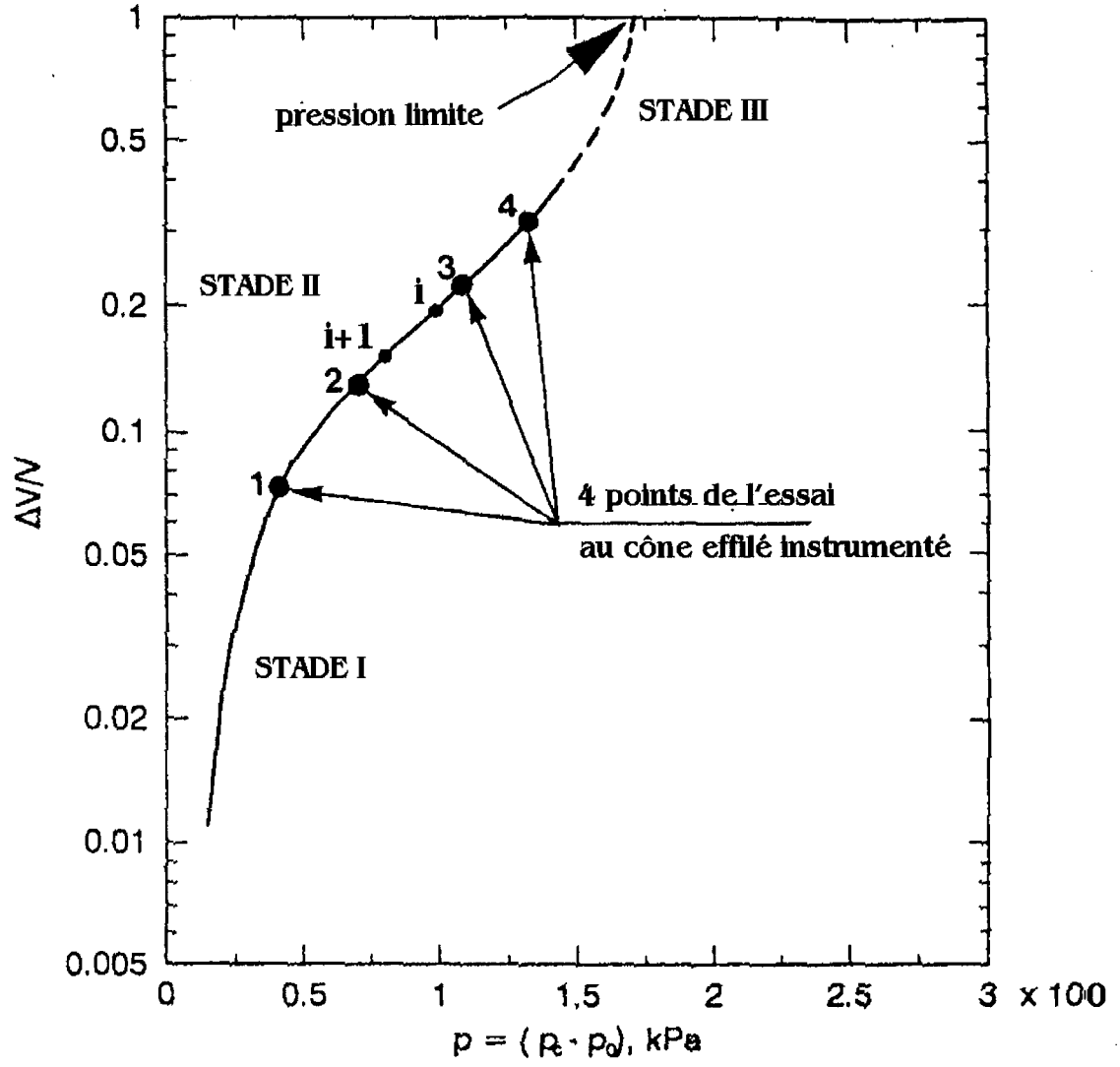


Figure 3.15 : Courbe pressiométrique schématique dans le diagramme de Gibson et Anderson (1961) avec quatre points d'un essai ISCT

(Ladanyi et al., 2000)

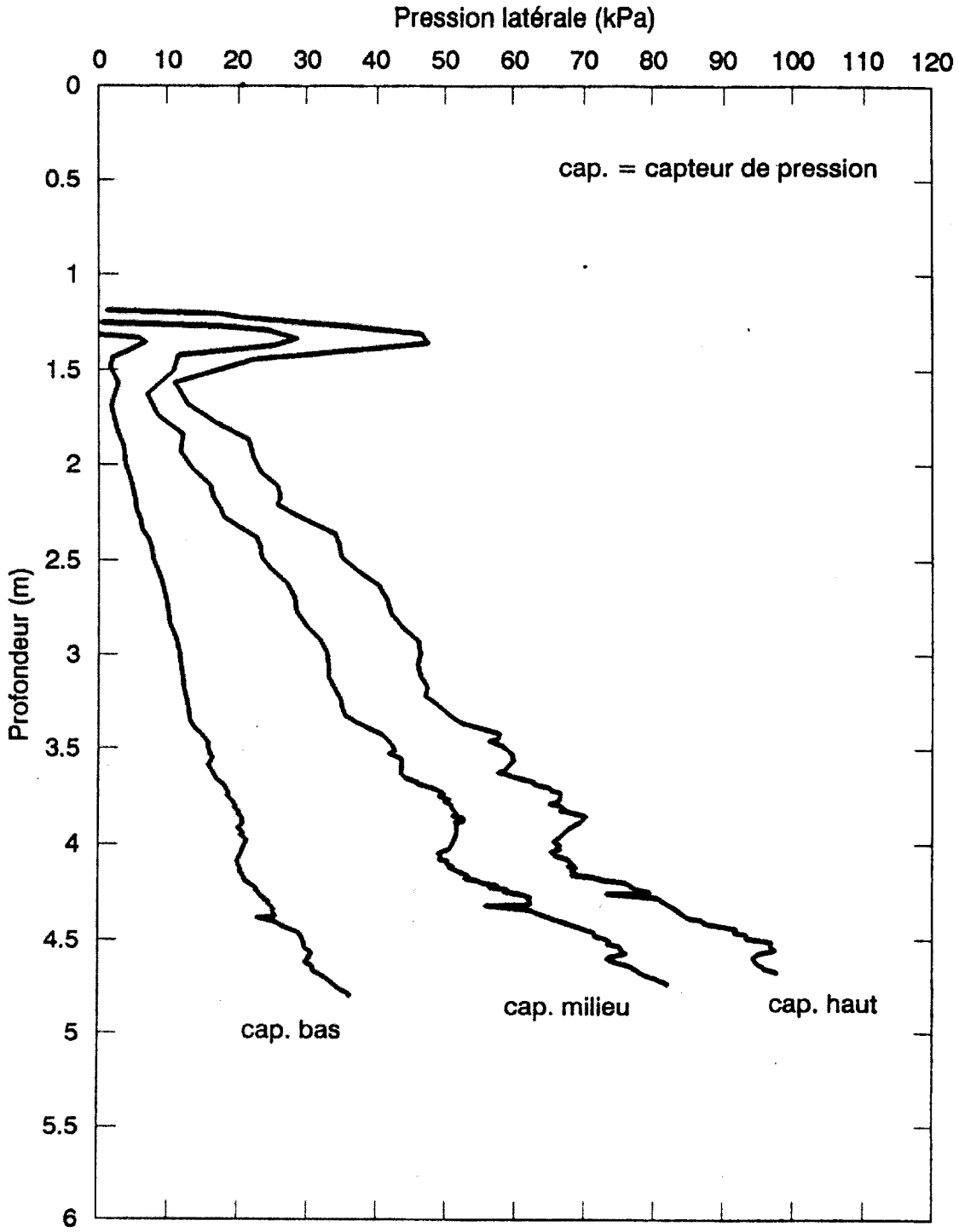


Figure 3.16 : Profilage des contraintes latérales mobilisées à l'endroit des capteurs de pression lors d'un essai ISCT

(Mchayleh, 1994)

CHAPITRE IV
SITE À L'ÉTUDE

4.1 Introduction

Au cours de cette recherche, un seul site a été investigué, soit celui de la sortie 34 de l'autoroute 25 à Mascouche. Le choix de ce site s'est fait selon le besoin de recourir à une argile raide comportant une bonne documentation et se trouvant à proximité de l'École Polytechnique. Les essais au cône effilé instrumenté qui avaient été faits auparavant sur l'argile molle de St-Hilaire n'avaient pas connu les succès escomptés en raison de l'hétérogénéité des propriétés du site. De plus, aucun essai à St-Hilaire n'était envisageable sans extension autoforeuse compte tenu d'un éventuel refoulement des parois instables suite au préforage du trou pilote. Par ailleurs, des reconnaissances géotechniques avaient été effectuées sur un site à Mascouche par le Ministère des Transports du Québec (MTQ) et l'Université Laval, ce qui permettait de comparer nos résultats à ces références.

Il est cependant important de mentionner qu'une malencontreuse confusion s'est produite lors de la communication des coordonnées du site émises par le personnel du MTQ car l'endroit original où leurs essais avaient été effectués se trouve sur la sortie 28 de l'autoroute 25 à Mascouche, soit à près de 6 km au Sud de l'emplacement du site investigué par nos appareils.

4.2 Localisation du site

Le site expérimental de ces travaux se situe à l'intérieur de la bretelle Sud-Ouest de la sortie 34 (Boul. St-Henri / L'Épiphanie) de l'autoroute 25 à Mascouche (Voir figures 4.1 et 4.2). La route transversale à l'autoroute 25 et passant sur le viaduc à cet endroit est le boulevard St-Henri. Les essais ont été concentrés dans la partie Nord de la bretelle

comme le montre le plan de localisation en figure 4.3. Les figures 4.4 et 4.5 représentent ensuite des agrandissements successifs de la zone expérimentale et permettent de localiser très exactement chacun des essais entrepris durant cette campagne. L'accès de l'équipement de forage à la zone expérimentale étant restreint par les fossés d'irrigation autour de la bretelle, un pont de bois suffisamment solide a été érigé en bordure de la bretelle.

À titre de référence, un plan de localisation du site expérimental du MTQ et de l'Université Laval à la sortie 28 (Chemin Ste-Marie / Centre-ville), ainsi que ses principales propriétés géotechniques sont fournis à l'annexe F.

4.3 Programme d'essais

Une prospection exhaustive des propriétés géotechniques a été effectuée sur le site expérimental de Mascouche, que ce soit par des essais in-situ ou de laboratoire. Les essais in-situ se sont échelonnés durant les périodes estivales associées aux années 2001 et 2002 et couvrent pour la plupart des profondeurs allant jusqu'à 6 m. Le tableau 4.1 qui suit résume l'étendue des divers essais in-situ effectués sur le site de Mascouche :

Tableau 4.1 : Essais in-situ effectués sur le site de Mascouche

Année	Type d'essai	Identification
2001	ISCT (Sonde #2)	F-1-1 à F-1-7
	PMT	S-1-1
2002	ISCT (Sonde #2)	F-2-1 à F-2-6
	ISCT (Sonde #3)	F-2-7 à F-2-10
	PMT	S-2-1 à S-2-7
	VST	V-2-1 à V-2-3

L'élévation de la nappe phréatique a été notée pour chaque essai. Lors de la campagne 2002, un piezomètre de type Casagrande a été installé sur le site et a pu être exploité à cet effet. Durant la campagne 2001, le niveau piezométrique a été, pour tous les cas, mesuré après une stabilisation suffisante du niveau d'eau après l'essai. La position des niveaux piezométriques relevés sous la surface naturelle du terrain durant les essais est présentée au tableau 4.2 . Nous y voyons clairement que le niveau fluctue d'une position de surface à une position profonde durant la période estivale. La position individuelle de chacun des essais in-situ ainsi que du piezomètre est possible sur le plan de localisation à la figure 4.5.

Tableau 4.2 : Fluctuations du niveau piezométrique lors des campagnes 2001 et 2002

Essai	**Date**	**Prof. niveau piezométrique**
F-1-1	26-07-01	1,15 m
F-1-2	01-08-01	1,20 m
F-1-3	07-08-01	1,30 m
F-1-4	13-08-01	1,35 m
F-1-5	15-08-01	1,40 m
F-1-6	29-08-01	1,60 m
F-1-7	30-08-01	1,60 m
S-1-1	06-09-01	1,70 m

Tableau 4.2 : Fluctuations du niveau piezométrique lors des campagnes 2001 et 2002 (suite)

S-2-1	20-06-02	1,00 m
S-2-2	26-06-02	1,00 m
F-2-1	05-07-02	1,15 m
F-2-2	09-07-02	1,20 m
V-2-1	16-07-02	1,30 m
V-2-2	17-07-02	1,30 m
V-2-3	17-07-02	1,30 m
F-2-3	30-07-02	1,46 m
F-2-4	01-08-02	1,45 m
S-2-3	13-08-02	1,60 m
F-2-5	14-08-02	1,62 m
S-2-4	26-08-02	1,70 m
S-2-5	27-06-02	1,70 m
S-2-6	29-08-02	1,79 m
S-2-7	30-08-02	1,80 m
F-2-6	11-09-02	1,92 m
F-2-7	20-09-02	2,00 m
F-2-8	27-09-02	2,02 m
F-2-9	02-10-02	2,02 m
F-2-10	04-10-02	2,02 m

De nombreux essais en laboratoire ont ensuite été effectués à la fin de la campagne 2002 afin de compléter l'acquisition des données géotechniques du site et ainsi dresser un profil classique et complet de l'argile de Mascouche depuis sa surface. De façon générale, les essais de laboratoire sont concentrés sous la croûte de surface et sont

distants de 0,5 m entre eux jusqu'à une profondeur maximale de 6 m. Les échantillons sur lesquels les essais ont été réalisés proviennent principalement de tubes à paroi mince prélevés à l'endroit des essais in-situ. Ces essais classiques de laboratoire sont notamment :

- Analyses granulométriques (par sédimentométrie)
- Limites d'Atterberg (w_L au cône Suédois)
- Teneurs en eau
- Poids volumiques
- Résistances au cisaillement intactes et remaniées (au cône Suédois)
- Essais de consolidation (à l'oedomètre)
- Essais triaxiaux (*CIU*)

4.4 Propriétés géotechniques

La figure 4.6 présente l'ensemble des propriétés géotechniques classiques dressées sous forme profilée. On y voit d'abord une croûte argileuse de surface brunâtre, raide et altérée d'environ deux mètres d'épaisseur sous laquelle se trouve une couche épaisse d'argile grise ferme relativement uniforme. Cette dernière a été perçue jusqu'à une profondeur de 6 m, profondeur sous laquelle aucun échantillonnage n'a été exécuté. Cette couche peut être caractérisée comme étant peu sensible et de plasticité élevée contenant des traces de sable et de petits graviers. Quelques bandes rosées de plus faible plasticité sont présentes à travers ce dépôt, ces dernières pouvant atteindre des épaisseurs allant jusqu'à 30 cm.

Les analyses granulométriques ont décelé un pourcentage moyen de silt de l'ordre de 40 % à travers la couche examinée ainsi qu'un très faible pourcentage moyen de sable (1 %). La teneur en eau moyenne de $w_n = 70$ % est généralement située près de la limite de liquidité et l'indice de plasticité moyen est de $I_p = 38$ %.

Les résistances au cisaillement non drainé τ_{fu} déterminées au cône Suédois et par scissomètre varient conjointement avec la profondeur. Les résistances fournies par le cône y sont cependant légèrement plus faibles, ce qui est en accord avec Leroueil et al. (1983). Les résistances au scissomètre Nilcon peuvent atteindre jusqu'à 150 kPa dans la croûte alors qu'elles oscillent entre 50 et 100 kPa dans la couche sous-jacente. Les profils individuels des trois essais scissométriques au Nilcon sur l'argile intacte et remaniée sont présentés à la figure 4.7 .

Les essais oedométriques réalisés ont permis de dresser le profil des contraintes de préconsolidation, celles-ci augmentant généralement avec la profondeur. Ces valeurs de σ'_p sont d'ailleurs sensiblement près des estimations de Leroueil et al. (1983) quant à leur relation avec la résistance au cisaillement non drainé au scissomètre $\tau_{fu} / \sigma'_p = 0{,}28$. Les rapports de surconsolidation (*OCR*) du dépôt qui en découlent sont de l'ordre de 5 à 7. Les coefficients de consolidation verticaux sont de l'ordre de $c_v = 10^{-8}$ m^2/s .

Des essais triaxiaux *CIU* sur des échantillons prélevés à 4 m de profondeur ont permis de déterminer les paramètres de résistance en contraintes effectives, soient $c' = 0$ et $\phi' = 33^\circ$. La courbe d'état limite déduite de ces essais ainsi que leurs cheminements de contraintes sont présentés à la figure 4.8 .



Figure 4.1 : Site expérimental de Mascouche (1)

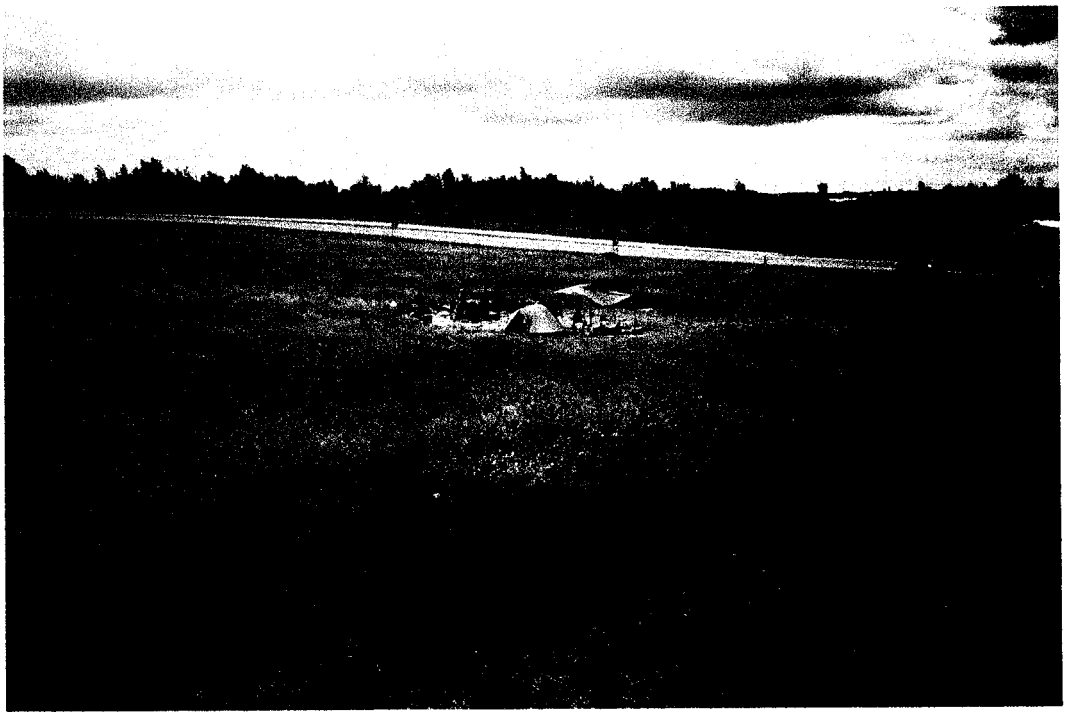


Figure 4.2 : Site expérimental de Mascouche (2)

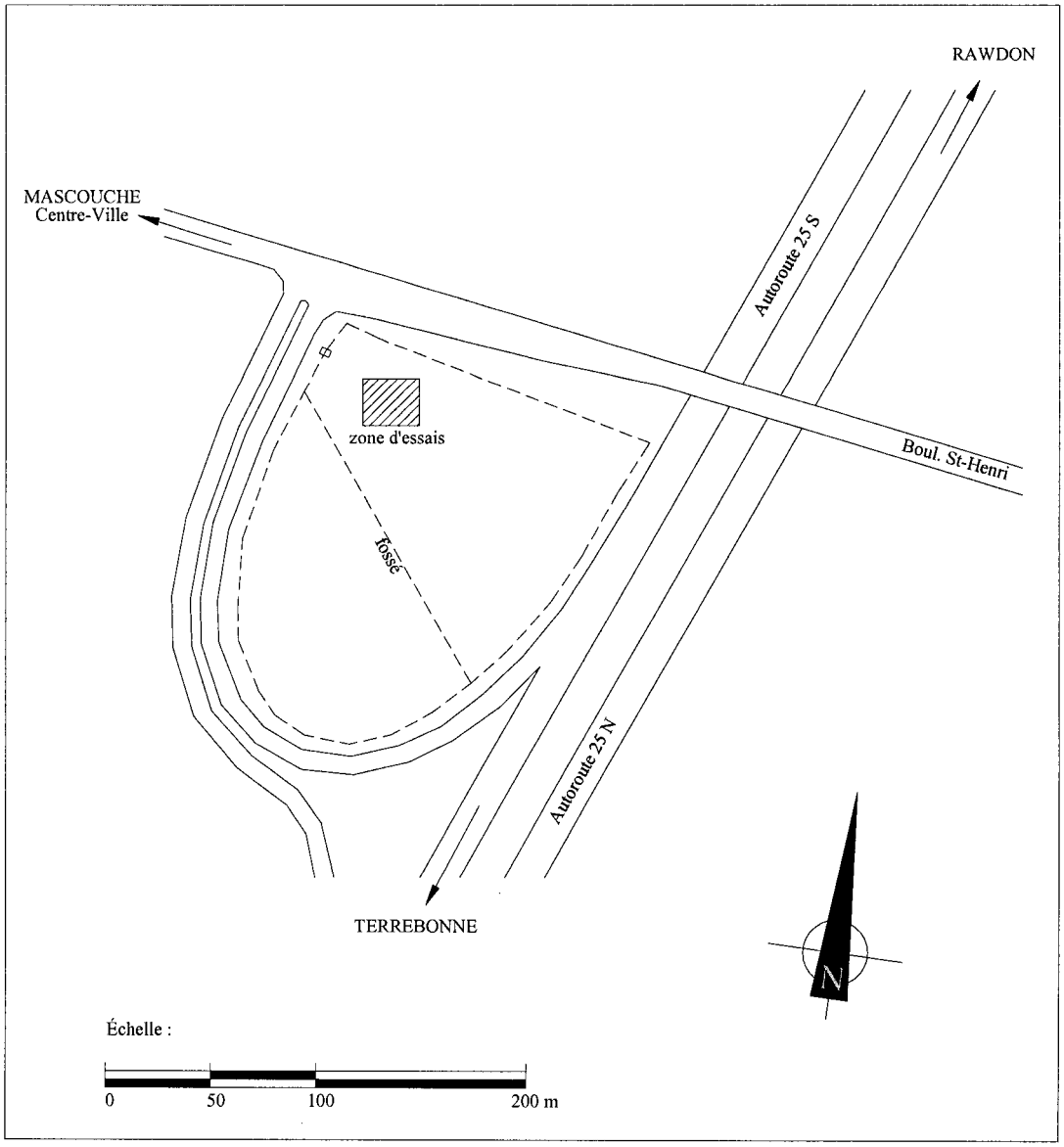


Figure 4.3 : Plan de localisation du site de Mascouche

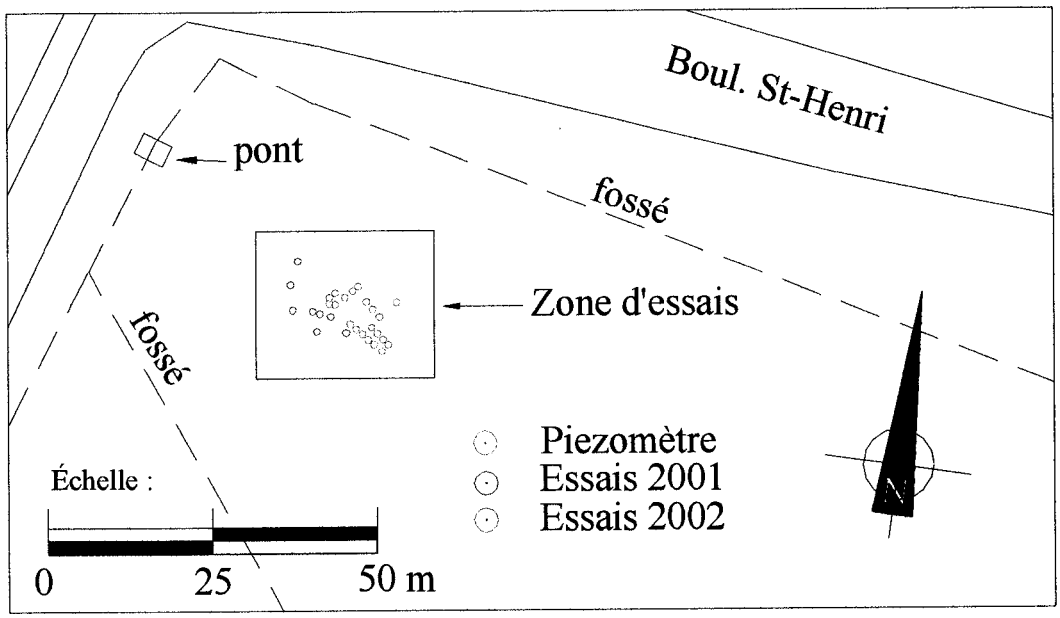


Figure 4.4 : Agrandissement du plan de localisation du site de Mascouche

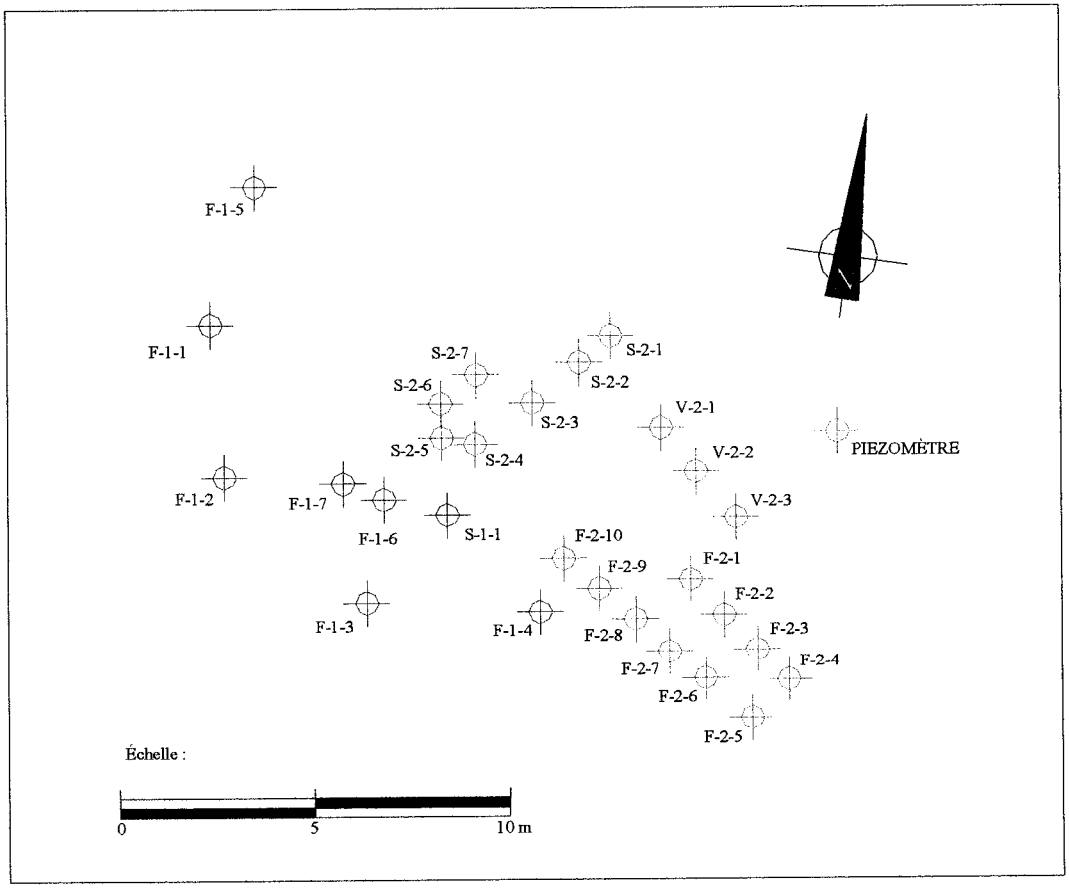


Figure 4.5 : Plan de localisation des essai

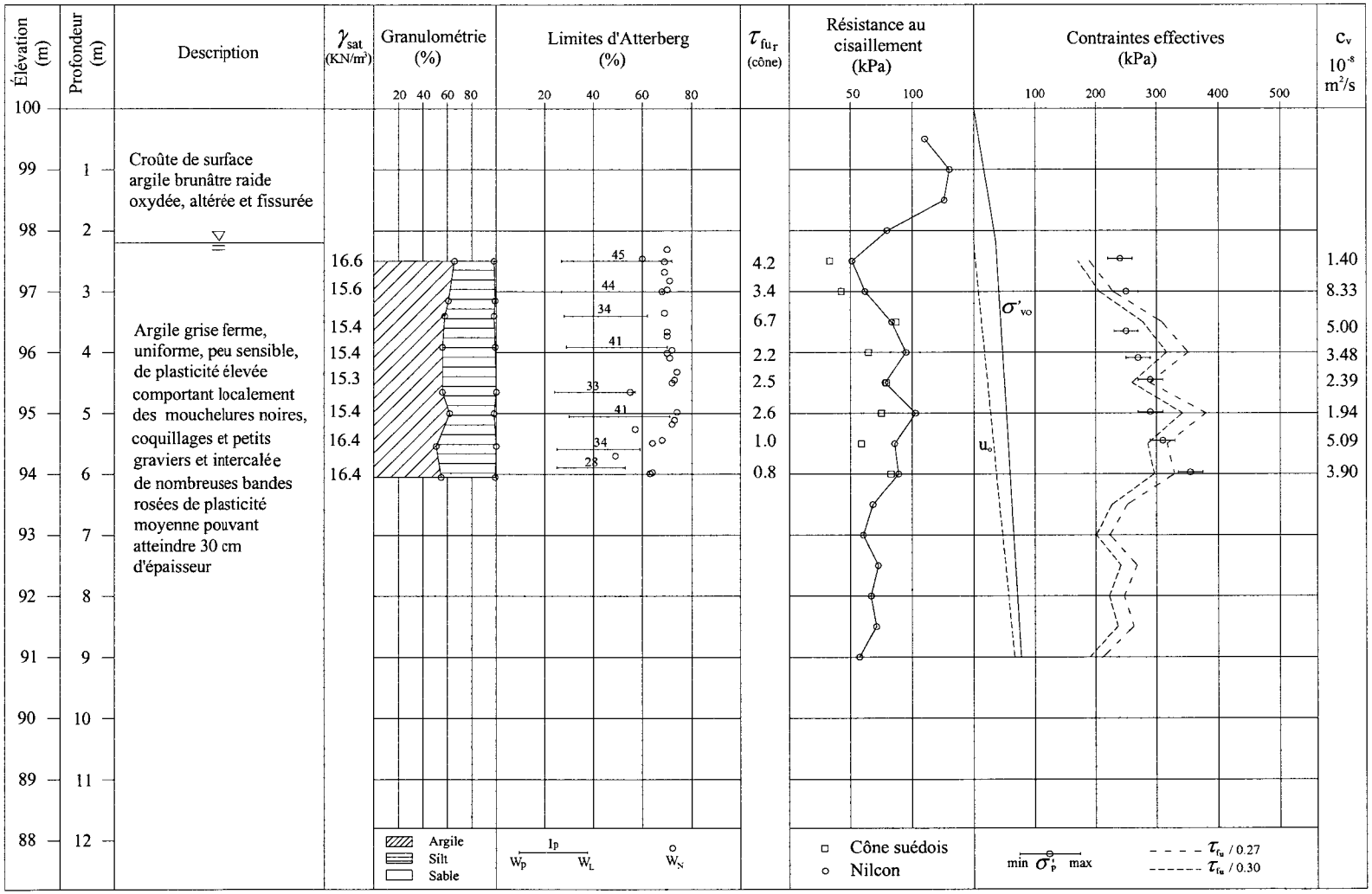


Figure 4.6 : Propriétés géotechniques du site de Mascouche

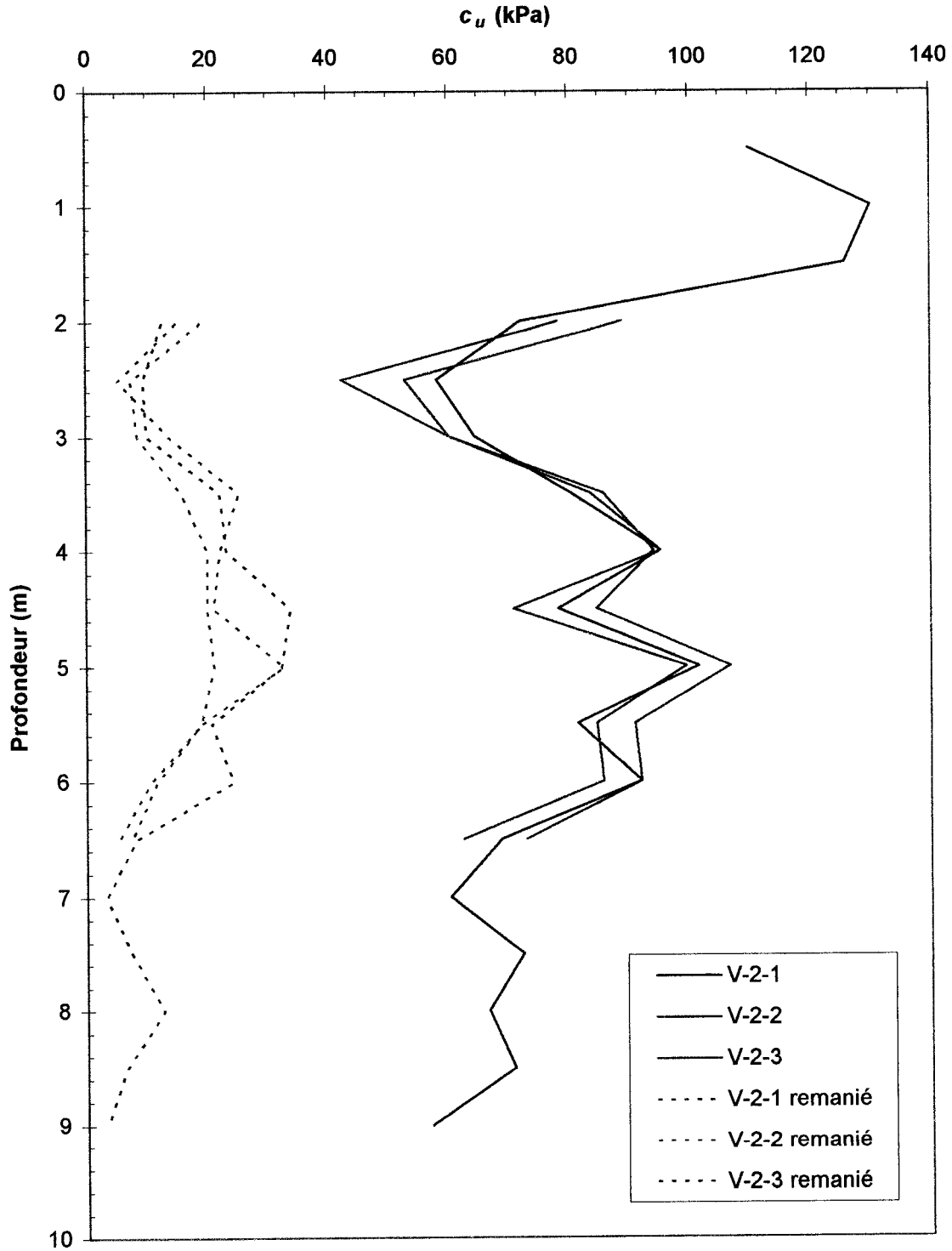


Figure 4.7 : Profils de résistance au cisaillement non drainé déterminés par essais VST sur le site de Mascouche

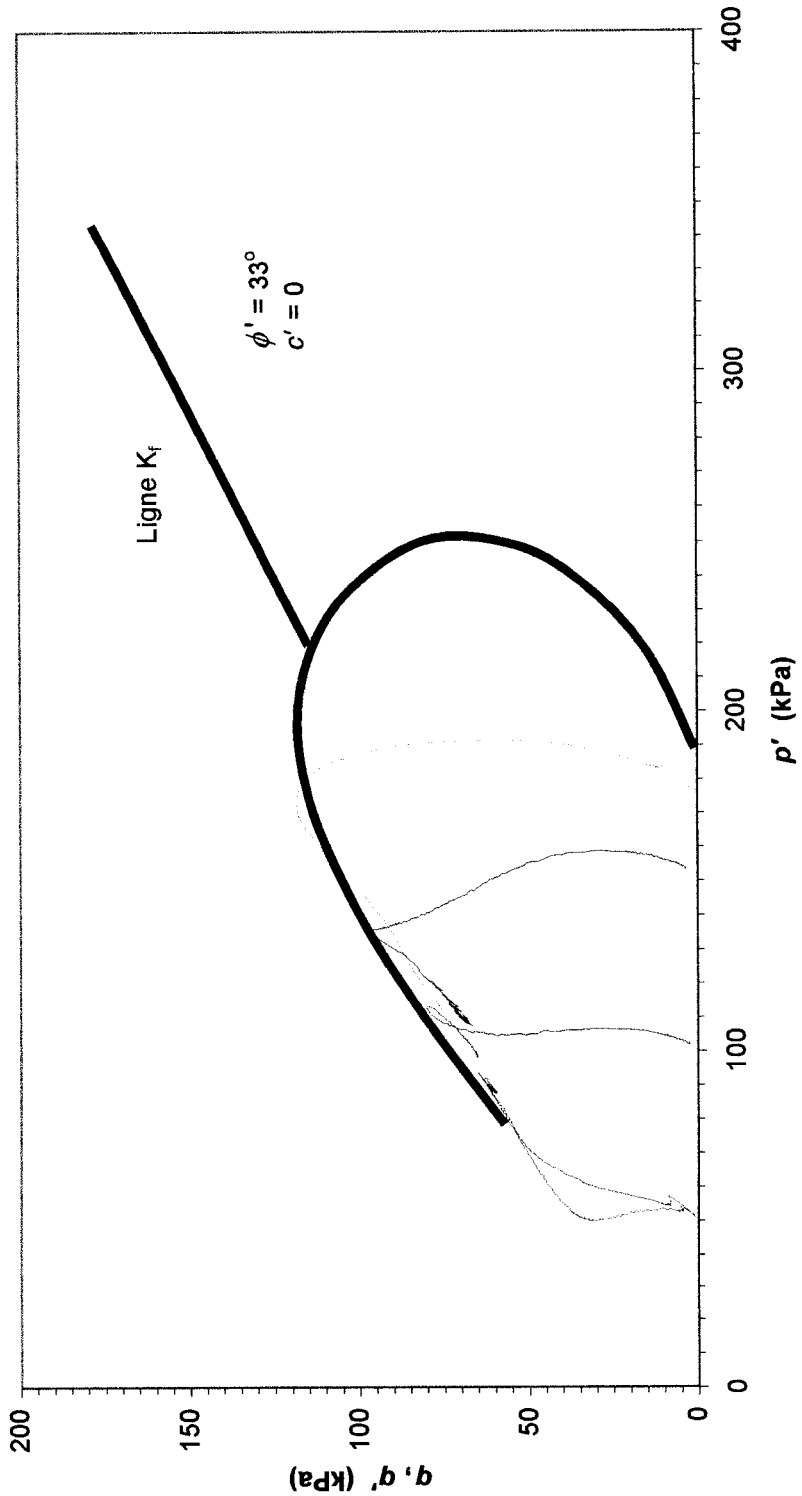


Figure 4.8 : Cheminements en contraintes effectives lors des essais triaxiaux CIU sur des échantillons prélevés sur le site de Mascouche à 4 m de profondeur

CHAPITRE V
RÉSULTATS ET INTERPRÉTATION DES ESSAIS

Les essais in-situ réalisés sur le site de Mascouche qui n'ont pas été introduits au chapitre précédent sont ceux basés sur l'expansion d'une cavité cylindrique et, puisque leur mode de déformation est commun, leurs résultats ne pourraient être dissociés. Par conséquent, l'essai au cône effilé instrumenté (ISCT), qui fait l'objet de cette recherche, sera jumelé à l'essai pressiométrique (PMT) tout au long de ce chapitre. Dans un premier temps, les résultats bruts de chacun de ces deux essais seront présentés sous forme de graphiques individuels de façon à pouvoir en déduire visuellement les paramètres géotechniques visés par chaque essai. Ces résultats seront ensuite intégrés conjointement afin de dresser une interprétation réaliste sur les conditions du sol sollicité et de l'essai. L'interprétation se poursuivra ensuite selon que les résultats soient obtenus des divers autres essais mentionnés au chapitre précédent ou à partir de références externes dans la littérature. Rappelons que les techniques d'interprétation des essais PMT et ISCT ont déjà fait l'objet d'une introduction théorique aux sections 2.6 et 3.6 respectivement.

5.1 Représentation graphique des essais

Au total, 17 essais au cône effilé instrumenté ISCT ont été réalisés lors des campagnes 2001 et 2002. Les profondeurs de début et de fin des essais, qui n'ont pas toujours été les mêmes, ont oscillé entre les niveaux 0 et 6,5 m respectivement. D'autre part, un total de 21 essais pressiométriques PMT ont été réalisés durant la même campagne d'investigation. Les profondeurs ponctuelles des essais étant situées entre 2,39 m et 6,94 m ciblent sensiblement les mêmes strates du dépôt argileux de Mascouche que celles des essais ISCT. La proximité relative des essais ISCT et PMT entre eux permet de croire que les propriétés de l'argile de Mascouche ne changent pas de façon

appréciable durant cette étude. La distribution spatiale des essais est présentée à la figure 4.5 du précédent chapitre.

5.1.1 Contraintes latérales mobilisées

5.1.1.1 ISCT

Tel que mentionné au chapitre 3, l'interprétation des résultats d'un essai au cône effilé instrumenté passe avant tout par le profilage des contraintes mobilisées par ses capteurs lors de la phase de chargement. La représentation graphique des contraintes latérales totales et interstitielles mobilisées par la sonde lors de chacun des essais ISCT est présentée à l'annexe A.

Malfonctions

Selon la condition du trou pilote qui dépend essentiellement de la technique de fonçage utilisée, la quantité remarquable de données recueillies ne peut malheureusement pas être entièrement incorporée à une déduction réaliste des propriétés du sol concerné. De ce qui a été mentionné au chapitre 3, le fonçage du trou pilote fut d'abord réalisé à la tarière de ∅76,2 mm (3 po.), ce qui représente assurément la pire technique de pré-forage durant la campagne d'investigation. D'emblée, le diamètre du pré-forage est supérieur à celui de la base du cône (73,0 mm), ce qui provoque inévitablement un vide entre la paroi du trou et le cône; vide qui s'amenuise jusqu'à ce que la déformation volumique, par rapport à la base du cône, soit équivalente à $\Delta V/V$ = 0,082. À cet élargissement gênant, nous devons ajouter une zone considérablement remaniée due aux passages continuels et agressifs des vrilles de la tarière lors du pré-forage. Si l'épaisseur de cette zone remaniée est difficile à évaluer, les résultats provenant des essais F-1-1 à F-1-5 témoignent incidemment des effets néfastes submentionnés. On peut d'ailleurs remarquer, sur les figures de ces essais, le manque flagrant de contact entre les deux

premiers capteurs de la sonde #2 alors utilisée, et la paroi du trou pilote. Le déphasage inconnu des conditions de déformation à l'endroit des capteurs qui suivent rend leur interprétation caduque et sans valeur.

Il va sans dire, l'exécution d'un essai ISCT est une tâche délicate et ardue pour le personnel de chantier qui y est assigné. Outre les problèmes techniques dus à l'équipement utilisé , certaines difficultés d'interprétation peuvent être inhérentes à la manutention du personnel ainsi qu'à des éléments extérieurs importuns. C'est le cas notamment lorsque :

- L'exécution du pré-forage rencontre des complications quant au désaxement de l'échantillonneur ou que ce désaxement survient lors de la phase de chargement de l'essai (essai F-2-3);

- Des interférences magnétiques provenant d'ondes radio et/ou électriques surgissant de la génératrice provoquent un bruit de fond parasite sur les signaux électriques émanant des capteurs de la sonde. La résolution du problème se fit en effectuant la mise à la terre conjointe de la gaine de fils conducteurs ainsi que de la génératrice (essais F-2-3 à F-2-6);

- Un mauvais assemblage des pièces constitutives de la sonde est réalisé. Des fuites à l'endroit des joints toriques d'étanchéité surviennent lors de la mise en eau du système sous la nappe phréatique, ce qui engendre des courts-circuits (essai F-2-7);

- La pierre poreuse située dans le canal de saturation du capteur de pression interstitielle se colmate d'argile et n'est pas nettoyée adéquatement. Le procédé de nettoyage aux ultrasons, préconisé dans un tel cas, nécessite un appareillage

sophistiqué et coûteux. Les pierres poreuses, lorsqu'elles étaient en quantité suffisante, ont pu être changées après chaque essai (essais F-2-1 à F-2-3);

Certains de ces problèmes techniques n'ont pu être résolus à court terme, ce qui compromit malheureusement la validité des essais subséquemment réalisés. Le tableau 5.1 qui suit résume les principales malfonctions associées aux essais ISCT durant la campagne 2001-2002 :

Tableau 5.1 : Malfonctions associées aux essais ISCT sur le site de Mascouche

Essai	Date	Prototype	Malfonction
F-1-1	26-07-2001	2	Mauvais contact avec la paroi du trou pilote. Données erratiques.
F-1-2	01-08-2001	2	Mauvais contact avec la paroi du trou pilote. Données erratiques.
F-1-3	07-08-2001	2	Mauvais contact avec la paroi du trou pilote. Données erratiques.
F-1-4	13-08-2001	2	Mauvais contact avec la paroi du trou pilote. Données erratiques.
F-1-5	15-08-2001	2	Mauvais contact avec la paroi du trou pilote. Données erratiques.
F-1-6	29-08-2001	2	Bon essai
F-1-7	30-08-2001	2	Bon essai
F-2-1	05-07-2002	2	Pierre poreuse colmatée
F-2-2	09-07-2002	2	Pierre poreuse colmatée
F-2-3	30-07-2002	2	Pierre poreuse colmatée. Mauvaise exécution du pré-forage. Désaxement du trou pilote. Interférences parasites.
F-2-4	01-08-2002	2	Interférences parasites
F-2-5	14-08-2002	2	Interférences parasites très fortes
F-2-6	11-09-2002	2	Interférences parasites
F-2-7	20-09-2002	3	Fuites dans l'appareil. Courts-circuits.
F-2-8	27-09-2002	3	Bon essai
F-2-9	02-10-2002	3	Bon essai
F-2-10	04-10-2002	3	Bon essai

De ce qui précède, un examen visuel des contraintes latérales mobilisées les plus valables a été mené. En raison de leurs sérieuses malfonctions, les résultats provenant des essais F-2-3, F-2-5 ainsi que F-2-7 ne sont pas présentés. La figure 5.1 représente le

profil de contraintes latérales totales mobilisées par l'essai ISCT F-2-8 sur le site de Mascouche. À priori, les contraintes latérales mobilisées peuvent être utilisées afin de procéder à une description qualitative de la couche de sol prospectée en faisant ressortir les horizons contrastant de résistance. Sans immédiatement chercher à quantifier l'interaction des capteurs entre eux, nous pouvons nettement y déceler que la croûte argileuse desséchée du dépôt s'étend de la surface jusqu'à une profondeur voisine de 2 m. Puisque le processus de formation de cette croûte est dû essentiellement aux fluctuations saisonnières de la nappe phréatique, nous pouvons en déduire dès lors que celle-ci, en période de sécheresse ou à la fin de l'été, se situera aux environs de 2 m de profondeur. De 2 à 3 m, on peut remarquer pour tous les essais une zone de très faible résistance sous-jacente à la croûte, ce qui est indicatif d'une saturation complète et permanente de cette partie du dépôt. Une augmentation progressive de la résistance de 3 à 6 m de profondeur témoigne, quant à elle, d'une augmentation de consolidation du dépôt avec la profondeur, ce qui peut être corroboré avec le profil des contraintes de préconsolidation fourni à la figure 4.6 . Si la tendance générale de résistance est croissante pour cet intervalle, une analyse fine du comportement révélera l'apparition intermittente d'horizons d'argile plus ou moins raide. Cette propension du dépôt semble indiquer que sa genèse s'est faite par épisodes sédimentaires successifs de compositions variables.

5.1.2 Courbes pressiométriques

5.1.2.1 ISCT

La continuité du profil des courbes de contraintes latérales mobilisées par un essai au cône effilé instrumenté permet de définir, pour une infinité de niveaux du sol, cinq points (en plus de l'origine) d'une courbe pressiométrique correspondant aux déformations appliquées par les cinq cellules de contact du prototype #3. Dans le cas du

prototype #2, le nombre de points est de quatre pour un nombre équivalent de cellules de contact.

Possédant une quantité considérable de données brutes correspondant aux lectures répétitives des capteurs à chaque 5 secondes, chaque fichier d'essai ISCT a été traité numériquement de manière à réduire le nombre de données intéressantes tout en automatisant l'analyse des courbes pressiométriques pour n'importe lequel des niveaux traversés. Cette opération consista à déterminer, pour chaque 5 cm de profondeur, les pressions enregistrées par tous les capteurs de la sonde. L'intervalle de profondeur choisi a été jugé satisfaisant en regard du degré de précision recherché.

Courbe pressiométrique corrigée

À partir des contraintes latérales mobilisées par la sonde à tous les 5 cm de profondeur, nous sommes en mesure de tracer un nombre démesuré de courbes pressiométriques. Par esprit de concision, les résultats présentés à l'annexe B1 représentent les courbes pressiométriques corrigées pour des intervalles de 0,5 m de profondeur. L'utilisation du terme « corrigée », qui renvoie à une correction de l'appareil pour les essais PMT, a été conservée par mesure de comparaison sans toutefois y garder la même signification qu'à l'équation 2.64. Outre le processus de transformation des signaux électriques des capteurs en mesure de pressions, les contraintes latérales mobilisées brutes, correspondant aux valeurs de sortie du logiciel de traitement HP VEE, n'ont pas subi de corrections subséquentes quelconques par l'appareil. Quoique cet aspect n'ait pu être considéré lors de cette étude, il serait cependant intéressant de connaître par exemple l'influence de la température du milieu sur le comportement des capteurs de pression.

Les courbes pressiométriques corrigées issues des essais réalisés à l'aide du prototype #2, qui ne sont pas présentées dans cette section, ont démontré systématiquement une chute marquée des contraintes latérales mobilisées par le capteur 4 à grande profondeur.

L'explication exacte de ce phénomène demeure toujours obscure, mais il semblerait que la mise sous pression dynamique de ce capteur durant un essai soit différente de la mise sous pression statique en laboratoire durant sa calibration. Puisque la sollicitation uniforme du diaphragme du capteur est transmise par un milieu fluide (air ou eau) lors de sa calibration, il est possible que cette uniformité ne soit pas respectée lorsque la sollicitation est faite par le contact d'un solide sur le diaphragme. En outre de la possibilité de déformations différentielles à la surface du capteur 4, une dérive du signal propre à un écart de température pourrait aussi être suspectée. Il est important de mentionner que le phénomène affectant le capteur 4 n'a jamais pu être observé en laboratoire et que son mauvais fonctionnement doit être imputable à un changement des stimuli sur le terrain.

Les courbes pressiométriques corrigées présentées à l'annexe B1, provenant des essais F-2-8, F-2-9 et F-2-10, sont quant à elles beaucoup plus valides comme en font foi leurs allures générales quasi-linéaires qui témoignent d'un comportement élastique du sol. Bien que les capteurs soient très sensibles aux fluctuations locales de propriétés du sol, il est intéressant de constater que la majorité des courbes provenant des essais au prototype #3 possèdent une portion post-rupture anti-écrouissante typique d'une argile sensible comme celle de Mascouche.

Courbe pressiométrique nette

Les courbes pressiométriques nettes issues des essais ISCT ont été sélectionnées afin qu'elles représentent le plus fidèlement possible le véritable comportement du sol pour chaque niveau de déformation. Plus spécifiquement, les courbes sélectionnées comportent les trois phases de chargement associées à l'expansion d'une cavité cylindrique (figure 2.14). Les courbes pressiométriques nettes provenant des trois essais effectués avec le prototype #3, considérés comme les plus représentatifs, sont présentées à l'annexe C1. La transformation des courbes corrigées à nettes se fait en déduisant la

contrainte horizontale totale au repos trouvée à l'équation 2.70 . Un poids volumique $\gamma_{sat} = 16\ kN/m^3$ et un coefficient latéral K_o = 1,1 ont été considérés pour cette transformation en vertu des résultats obtenus des essais de laboratoire et de leur conjugaison avec la relation 2.9 . La figure 5.2 présente la courbe pressiométrique nette de l'essai ISCT F-2-8 sur le site de Mascouche comportant les trois phases distinctes de chargement de la cavité cylindrique. Aux cinq points obtenus des capteurs de la sonde, une courbe de tendance polynomiale a été ajoutée afin de former la courbe pressiométrique nette.

5.1.2.2 PMT

L'interprétation standard d'un essai pressiométrique passe inévitablement par le traçage de sa courbe pressiométrique particulière. Quelles que soient les conditions du pré-forage ou la technique d'essai proprement dite, la compréhension du comportement du sol lors de l'essai sera rapidement connue par simple examen visuel.

Pour l'ensemble des sondages réalisés sur le site de Mascouche, les essais pressiométriques PMT ont été exécutés à des profondeurs ponctuelles judicieusement sélectionnées afin de circonscrire adéquatement l'ensemble des couches les plus intéressantes du dépôt. Ainsi, un essai aura été réalisé pour tous les sondages à une profondeur voisine de 2,5 m dans le but de quantifier les paramètres de résistance de la zone critique de faible résistance. Généralement, deux autres essais par sondage auront été exécutés à des profondeurs voisines de 4,5 m et 6,5 m de façon à distribuer équitablement la prospection de l'appareil sur la profondeur de sol recherchée.

Courbes pressiométriques corrigées

Les courbes pressiométriques corrigées issues des essais PMT effectués sur le site de Mascouche sont présentées à l'annexe B2. Telle qu'elle a été introduite aux sections

2.4.2 et 2.4.3 , la technique de réalisation du pré-forage et des essais n'a pas été constante durant la campagne, ce qui a conduit inéluctablement à des divergences de comportement du sol et par extension aux courbes pressiométriques des essais. Voilà donc pourquoi certaines des courbes pressiométriques corrigées présentées en annexe ont dû être « ajustées » artificiellement pour parer à des discontinuités aberrantes de comportement. Les discontinuités, qui apparaissent comme des chutes soudaines de résistance durant le chargement, ont été supprimées par une opération de translation selon l'axe des volumes. Durant la campagne 2002, un total de huit essais a eu recours à cette procédure afin de pouvoir interpréter normalement leurs réactions au chargement. La procédure graphique par translation verticale des courbes pressiométriques corrigées est apparente sur les courbes « ajustées » de l'annexe B2. L'origine des discontinuités sur les courbes non ajustées peut provenir de nombreuses sources, dont notamment :

- Mise en place forcée de la cellule pressiométrique à l'intérieur du pré-forage

  Lors de la campagne 2002, le pré-forage a été effectué au tube à paroi mince qui s'avère être de diamètre équivalent à la cellule pressiométrique de volume V_o alors au repos et à la même élévation que les manomètres. Or, lorsque la cellule est descendue à la profondeur de l'essai, une charge piezométrique (équation 2.63) équivalente à la colonne d'eau au-dessus de la cellule est encaissée par cette dernière de sorte que son volume initial V_o n'est plus le même. Il est inévitable que l'insertion de la cellule, alors de plus grand diamètre que le trou, provoque une sollicitation prématurée du sol directement en contact avec le pressiomètre. En considérant que le sol immédiatement en contact ait pu développer prématurément des plans de cisaillement, la chute de résistance visible sur la courbe pressiométrique correspondrait à la rupture d'un anneau de sol de faible épaisseur. La reprise subséquente de résistance sur les courbes concernées serait alors induite par le support postérieur du sol intact en périphérie de la zone proximale affectée, celui-ci n'ayant pas poursuivi le développement des plans de glissements existants.

- Resserrement des parois du pré-forage

  Lorsqu'elles ne sont pas supportées horizontalement, les parois du pré-forage sont soumises à la poussée active des terres et de l'eau, ce qui provoque un étranglement progressif du trou avec le temps. Bien que l'argile de Mascouche soit considérée comme une argile raide, elle n'est pas absoute complètement de ce phénomène et peut, par conséquent, subir des sollicitations prématurées analogues au cas précédent lors de l'insertion de la cellule au niveau de l'essai.

- Manifestation de fissures de tension radiales autour de l'essai

  Il peut arriver, lors de sollicitations extrêmes, que des fissures de tension se joignent et contribuent à développer des plans de glissement préférentiels. Ces plans diminuent alors la résistance au cisaillement de l'argile et représentent des niveaux artificiels et inférieurs de résistance au pic.

- Gonflement irrégulier de la cellule pressiométrique

  La technique de réalisation des essais de 2002 implique une sollicitation progressive, continue et régulière de la pression appliquée dans la cellule. Si une telle maîtrise du taux de déformation par l'entremise du volant de l'unité de contrôle du pressiomètre n'est pas respectée, elle entraînera des réactions variables du comportement du sol sollicité.

De plus, il peut arriver que le contact membrane-paroi survienne tardivement après le début du gonflement de la cellule. Si ce délai est normal lorsque le pré-forage est effectué à la tarière (sondage S-1-1), il est insolite qu'il se manifeste lorsqu'aucun surdimensionnement n'y soit apporté comme pour le reste des sondages. Pourtant, il semble que ce soit le cas pour quelques-uns des essais dont le pré-forage avait été réalisé au tube à paroi mince. Un désaxement malencontreux suite à la procédure rotative en fin d'échantillonnage (section 2.4.2.2) pourrait en être la cause. Cette procédure faisait intervenir des forces rotatives considérables en raison de la consistance élevée de l'argile

du site et celles-ci étaient difficilement applicables par le personnel de chantier sans dérangement de la verticalité absolue de l'axe du train de tiges. Les essais effectués aux profondeurs voisines de 2,5 m sont, quant à eux, justifiés d'un tel comportement puisque vulnérables à un écroulement des parois de pré-forage non supportées. La faible résistance du sol à cet endroit et le suintement de l'eau provenant du toit de la nappe vers le fond du trou peuvent provoquer un tel écroulement. Le tableau 5.2 qui suit résume les principales malfonctions des essais PMT durant la campagne 2001-2002 :

Tableau 5.2 : Malfonctions associées aux essais PMT sur le site de Mascouche

Essai	Prof. (m)	Date	∅ trou (mm)	Malfonction
S-1-1	2,55	06-09-2001	76,2	Surdimensionnement du pré-forage
S-1-1	4,15	06-09-2001	76,2	Surdimensionnement du pré-forage
S-1-1	5,80	06-09-2001	76,2	Surdimensionnement du pré-forage
S-2-1	2,39	20-06-2002	73,0	Chute de résistance anormale
S-2-2	4,40	26-06-2002	73,0	Bon essai
S-2-2	6,00	26-06-2002	73,0	Bon essai
S-2-3	2,50	13-06-2002	73,0	Contact tardif avec la paroi
S-2-3	4,50	13-06-2002	73,0	Bon essai
S-2-3	6,94	13-06-2002	73,0	Chute de résistance anormale
S-2-4	2,50	26-08-2002	73,0	Contact tardif avec la paroi
S-2-4	4,50	26-08-2002	73,0	Chute de résistance anormale et aberrante
S-2-4	6,45	26-08-2002	73,0	Contact tardif avec la paroi
S-2-5	2,50	27-08-2002	73,0	Chute de résistance anormale
S-2-5	4,46	27-08-2002	73,0	Chute de résistance anormale et aberrante
S-2-5	6,47	27-08-2002	73,0	Contact tardif avec la paroi
S-2-6	2,50	29-08-2002	73,0	Chute de résistance anormale
S-2-6	4,45	29-08-2002	73,0	Bon essai
S-2-6	6,45	29-08-2002	73,0	Bon essai
S-2-7	2,50	30-08-2002	73,0	Contact tardif avec la paroi
S-2-7	4,50	30-08-2002	73,0	Chute de résistance anormale et aberrante
S-2-7	6,45	30-08-2002	73,0	Chute de résistance anormale

Tels que mentionnés au chapitre 2, les essais PMT réalisés lors de la campagne 2002 ont été menés par un autre groupe de recherche (Pelletier, 2004). Il est important de rappeler que les objectifs de cette recherche visaient l'étude du comportement au déchargement et que les déformations maximales imposées par de tels essais ne devaient pas excéder des déformations radiales de l'ordre de 10 %, soit la déformation à la rupture ε_f pressentie avant le début de la campagne 2002. Bien que les objectifs de la présente recherche ne ciblent pas précisément l'étude d'un tel comportement, nous ne saurions nous passer de ces résultats afin d'en déduire le module de cisaillement (section 2.6.3). Pour que le déchargement fasse foi d'un comportement strictement élastique du sol, la valeur du déchargement ne doit pas excéder le double de la résistance au cisaillement (Wroth, 1982). Voici donc pourquoi les points excédant ce critère et provenant des courbes de déchargement présentées à l'annexe B2 ont été volontairement éliminés des analyses. Les figures 5.3 et 5.4 illustrent des courbes pressiométriques corrigées témoignant du comportement de l'argile de Mascouche aux essais PMT S-1-1 et S-2-6 réalisés en 2001 et 2002 respectivement.

Courbes pressiométriques nettes

Les courbes pressiométriques nettes issues des essais PMT sont présentées à l'annexe C2 sous forme de diagramme semi-log de Gibson et Anderson (1961). La transformation des courbes corrigées à nettes s'est faite en déduisant la contrainte horizontale totale au repos p_o trouvée sur place par l'essai et discutée plus loin. Les figures 5.5 et 5.6 présentent les courbes pressiométriques nettes associées aux figures 5.3 et 5.4 respectivement et présentant les trois phases distinctes de chargement. Une courbe de tendance polynomiale, dont les applications seront discutées plus loin, a été ajoutée à chaque courbe pressiométrique nette.

5.1.2.3 Discussion

Jusqu'ici sans égards aux paramètres géotechniques qu'elles pourvoient, les courbes pressiométriques individuelles obtenues de chaque essai au cône effilé instrumenté peuvent être considérées comme valables sur une base de comparaison avec les essais au pressiomètre. La figure 5.7 représente trois courbes pressiométriques nettes issues d'essais ISCT jumelées à quatre provenant d'essais PMT pour des profondeurs relativement semblables (4,0 m à 5,0 m). La sélection des essais ISCT et PMT présentés sur la figure a été faite à partir de ceux ne présentant pas de malfonctions citées au préalable. Nous remarquons à première vue que les courbes pressiométriques provenant uniquement des essais PMT (S-1-1, S-2-2, S-2-3 et S-2-6) se confondent admirablement et ne semblent pas démontrer de dispersion marquée. Les essais ISCT démontrent quant à eux un parallélisme appréciable sans toutefois se confondre parfaitement comme les essais PMT. Leur étalement purement horizontal comporte une fourchette de dispersion centrée sur les essais PMT, ce qui démontre une tendance moyenne comparable. L'essai F-2-8 peut être considéré comme le plus représentatif des essais ISCT pour cette profondeur, son profil se fusionnant remarquablement aux essais PMT.

Toujours sans considération pour les valeurs numériques de résistance au cisaillement issues de telles courbes, nous pouvons d'ores et déjà affirmer que les déformations à la rupture ε_f des essais ISCT et PMT se comparent admirablement dans la mesure où les points d'inflexion de toutes les courbes se situent dans un intervalle de déformation volumique $\Delta V/V$ allant de 0,08 à 0,12.

5.1.3 Courbes contrainte-déformation

Tel que décrit au chapitre 2, les travaux homologues de Baguelin et al. (1972), Ladanyi (1972) et Palmer (1972) ont conduit à la détermination conjointe d'une courbe

contrainte-déformation à partir d'une courbe pressiométrique correspondante. Cette approche, qui se base sur des hypothèses simplificatrices raisonnables, se veut une représentation visuelle, classique et simple du comportement du sol par l'entremise des contraintes de cisaillement générées à chaque niveau de déformation. Pour sa facilité d'application à des bases de données informatiques déjà existantes, la méthode de Ladanyi a été préférée au cours de cette recherche et mise en pratique lors du traitement des données provenant des essais ISCT et PMT. Il est à noter que la présentation des résultats fait intervenir le déviateur principal ($\sigma_1 - \sigma_3$) en ordonnée au graphique plutôt que la résistance au cisaillement τ. La transformation d'une variable à l'autre se fait en utilisant l'équation 2.55. L'examen quantitatif des résultats de résistance au cisaillement sera fait ultérieurement dans ce chapitre.

5.1.3.1 ISCT

Les courbes contrainte-déformation issues des courbes pressiométriques nettes de la section 5.4.2.1 sont présentées à l'annexe D1. Puisque ces résultats proviennent des essais ISCT effectués avec le prototype #3, nous pouvons y remarquer quatre états (n-1) de contrainte-déformation correspondant aux cinq conditions originelles (n) d'une courbe pressiométrique. La courbe de tendance ajoutée au graphe ne représente pas celle du graphe lui-même mais plutôt le traitement numérique issu de la tendance polynomiale appartenant à la courbe pressiométrique nette de base. Le traitement numérique obtenu par la méthode itérative de Ladanyi a nécessité une discrimination en plusieurs points de la courbe polynomiale d'origine. L'ensemble des résultats démontre clairement que le comportement du sol, suite à un chargement latéral, est élastique avec anti-écrouissage, ce qui cadre avec la majorité des dépôts argileux du Québec dont l'argile de Mascouche fait partie. La figure 5.8 ci-jointe représente la courbe contrainte-déformation de l'essai ISCT F-2-8 réalisé sur le site de Mascouche.

5.1.3.2 PMT

Par un processus numérique itératif similaire de celui des essais ISCT, la méthode de Ladanyi (1972) a été appliquée aux courbes pressiométriques nettes provenant des essais PMT. Les courbes contrainte-déformation issues de ce processus sont présentées à l'annexe D2. Comme pour le cas des essais ISCT, le tracé sur les graphiques provient du lissage résultant de la tendance polynomiale de la courbe pressiométrique nette correspondante. Il peut arriver que le tracé démontre une concavité excessive dans la partie élastique et linéaire de la courbe de tendance. Cela s'explique par l'extrême sensibilité de la méthode de Ladanyi qui utilise la dérivée première de la courbe de tendance pressiométrique de base comme idée directrice de transformation. Pour de tels cas, il est préférable de considérer un comportement général linéaire pour cette partie élastique du diagramme. Nous pouvons remarquer sur les graphiques obtenus des essais PMT issus de la campagne 2002 que le comportement post-rupture n'a pas été observé en raison de la limitation de déformation (ε_f < 10 %) imposée aux essais de cette campagne. La figure 5.9 représente une courbe contrainte-déformation obtenue d'un essai PMT représentatif sur l'argile de Mascouche.

5.1.3.3 DISCUSSION

Dans le but de comparer les résultats obtenus des essais ISCT et PMT entre eux, la figure 5.10 présente les courbes contrainte-déformation les plus représentatives issus de trois essais ISCT (F-2-8, F-2-9 et F-2-10) et de quatre essais PMT (S-1-1, S-2-2, S-2-3 et S-2-6). Les motifs de présélection de ces essais ont été discutés au préalable à la section 5.1.2.3 du présent chapitre. Un examen général des courbes superposées indique un comportement avec anti-écrouissage présentant une certaine variabilité des valeurs au pic et ultimes de ses déviateurs principaux. Comme dans le cas de l'examen des courbes pressiométriques, la dispersion des résultats est d'avantage marquée pour les essais

ISCT. Les portions élastiques des courbes semblent démontrer par contre une excellente similitude de comportement. Les déformations à la rupture sont, quant à elles, du même ordre que celles anticipées sur les courbes pressiométriques, soient de 8 à 12 %.

5.1.4 Courbes de dissipation

5.1.4.1 ISCT

Une estimation des paramètres de consolidation horizontale peut être faite à partir de la quatrième et dernière phase d'un essai quasi-pressiométrique tel que l'essai ISCT. Cette phase dite «à déformation maintenue » (*Strain Holding Test*) permet aux pressions interstitielles de se dissiper radialement autour de l'axe de l'appareil alors que celui-ci demeure immobile. Le prototype #2 du cône effilé instrumenté, muni d'un capteur de pression interstitielle, a la possibilité de suivre l'évolution des dissipations de pressions durant ces dites phases à déformation maintenue (SHT). Les courbes de dissipation provenant des phases SHT exécutées avec le prototype #2 sont présentées à l'annexe E. Les courbes contiennent l'évolution des pressions enregistrées par le capteur de pression interstitielle ainsi que des quatre capteurs de contact que possède la sonde. Les temps de lectures de dissipation ont quant à eux varié de 25 minutes à 37 heures. La profondeur des cinq essais présentés (F-1-6, F-1-7, F-2-2, F-2-5 et F-2-6) a varié de 5,46 m à 5,94 m, ce qui constitue pour chaque essai la profondeur maximale de la phase de chargement. Le temps nécessaire au fonçage du trou pilote étant excessivement long, une seule phase de dissipation a été jugée appropriée au déroulement de l'essai afin de pouvoir réaliser les manipulations à la lumière du jour. Les périodes de dissipations peuvent pour leur part être effectuées la nuit puisque le suivi ne requiert pas de manipulations particulières. Une courbe de dissipation à déformation maintenue SHT de l'essai F-2-2 est présentée à la figure 5.11 .

Les dissipations prolongées (2h et plus) ont eu pour but de valider le fonctionnement de l'appareil en tentant d'atteindre le plus possible le plateau de pression hydrostatique dû à la nappe phréatique. Sur chaque figure jointe en annexe, la valeur anticipée par calcul de la pression interstitielle hydrostatique u_o a été incluse comme référence. L'examen visuel des essais F-2-2, F-2-5 et F-2-6 nous laisse croire que les périodes de dissipations allouées ont été suffisantes pour atteindre les plateaux hydrostatiques.

Telles qu'énumérées à la section 5.1.1.1 du présent chapitre, les malfonctions attribuables aux essais ISCT ont eu pour effet de gêner les résultats des phases de dissipation. Les courbes de dissipation les plus valables et présentées en annexe ne sont pas non plus exemptes de telles complications. Par l'observation particulière des essais F-2-5 et F-2-6, il est clair que les interférences parasites provenant de la génératrice ont contribué à fausser les résultats de ces essais. À leur décharge, nous pouvons toutefois considérer que les interférences ont davantage touché les capteurs 3 et 4 comme en font foi les anomalies répétitives durant l'évolution de leur dissipation. Le capteur de pression interstitielle, qui est la source maîtresse de toute interprétation de consolidation, ne semble pas avoir été influencé excessivement par ces interférences. À titre informatif, il est intéressant de constater que deux fréquences d'anomalies sont générées par la génératrice. Si les interférences locales provenant des hautes fréquences sont omniprésentes le long des signaux, des anomalies diurnes ne surviennent quant à elles que lors de températures extrêmes. Il est important de noter que les températures estivales au moment des essais 2002 ont souvent atteint des sommets de chaleur, ce qui expliquerait en partie la dérive diurne de tous les capteurs de la sonde. La visualisation de cet effet de température est très probante sur les résultats de l'essai F-2-6. Rappelons que les interférences parasites émanant principalement de la génératrice ont été extraites vers la fin de la campagne 2002 en effectuant une mise à la terre de l'alimentation électrique de la génératrice.

5.2 Obtention des paramètres géotechniques

5.2.1 Contrainte horizontale en place

Avec l'intention de caractériser le mieux possible le site de Mascouche, une étude de la contrainte horizontale en place a été menée au pressiomètre durant la campagne 2001-2002. Cette étude visait entre autres la détermination du paramètre K_o, traditionnellement difficile à évaluer sur le terrain. Bien qu'il ne puisse pas présentement jouir d'une instrumentation adéquate à la détermination de ce paramètre, l'essai ISCT a tout intérêt à bénéficier des résultats obtenus de son homologue pressiométrique. L'instrumentation requise sur le cône effilé instrumenté fera d'ailleurs l'objet d'une discussion approfondie au chapitre des recommandations.

5.2.1.1 PMT

La détermination visuelle des contraintes initiales latérales à partir des courbes pressiométriques et telle que décrite à la section 2.6.2 est un exercice relativement simple à réaliser. La précision des valeurs rapportées sur les graphiques peut cependant démontrer une variabilité inhérente au soin qui a été apporté au pré-forage durant l'essai ainsi qu'à la nature même du trou pilote. Les méthodes de détermination introduites au chapitre 2 ont donc été appliquées individuellement à chaque essai en tenant compte de la situation du trou pilote. Nous pouvons voir les contraintes horizontales au repos provenant de ces méthodes sur les figures 5.3 et 5.4 ci-jointes. De plus, l'obtention graphique des différentes valeurs de p_o pour tous les essais est montrée sur les courbes pressiométriques corrigées de l'annexe B2. Nous pouvons y remarquer que les techniques in-situ d'évaluation de ce paramètre, soient les méthodes de Ménard, du point de décollement (*lift-off*), ainsi que de Marsland et Randolph (M & R) se rapprochent appréciablement de la valeur calculée de σ_{ho} .

Les valeurs théoriques calculées de la contrainte horizontale totale au repos σ_{ho} ont été obtenues en transformant les paramètres K_o, OCR et ϕ' issus des relations 2.1 et 2.9 . Les valeurs de OCR = 5 et de ϕ' = 33° ont été considérées sur la base des essais oedométriques et triaxiaux présentés au chapitre 4. Le paramètre γ_{sat}, qui représente à la fois le poids volumique du sol en haut et en bas de la nappe phréatique, a été fixé quant à lui à 16 kN/m^3 en vertu des essais de laboratoire. En jumelant γ_{sat} au coefficient des terres au repos de K_o = 1,1 trouvé précédemment de la relation 2.9 , nous obtenons une quantification théorique de référence sur laquelle s'appuie l'interprétation des résultats d'essais.

Le tableau 5.3 présente les principaux résultats obtenus des essais PMT pour lesquels une détermination de la contrainte horizontale en place a été menée. Nous pouvons y voir que pour les essais dont le pré-forage avait été effectué à la tarière de 76,2 mm (S-1-1), ce qui est supérieur au diamètre au repos de la cellule pressiométrique, les méthodes de détermination de Ménard ainsi que de Marsland & Randolph (M & R) ont été retenues. Plusieurs auteurs ne supportent pas la méthode de Ménard et lui préfèrent celle de Marsland & Randolph dans le cas où le pré-forage est surdimensionné. Leurs motifs s'expliquent du fait qu'au moment de son expansion à partir de p_o , le sol n'est pas sollicité à partir d'un état in-situ non remanié mais plutôt à partir de conditions initiales de déchargement. Les autres essais PMT (S-2-1 à S-2-7) dont le pré-forage a été effectué au tube à paroi mince ont permis d'exploiter la méthode du point de décollement (*lift-off*) comme technique de détermination de p_o . Cette technique, habituellement réservée aux essais PMT autoforeurs, a été favorisée du fait que le trou pilote, dans ce cas, est à priori du même diamètre que celui de la cellule pressiométrique au repos puisqu'il ne comporte pas de surdimensionnement. L'examen visuel des valeurs de p_o déterminées avec cette méthode démontre une assez bonne concordance avec les valeurs théoriques de σ_{ho} . Le coefficient des terres au repos déduit à rebours à partir du paramètre p_o de chaque essai est indiqué sur le tableau 5.3 . Il est intéressant de

constater que la moyenne des coefficients K_o déduits des essais est de 0,8 comparativement à un coefficient théorique anticipé de 1,1 . La dernière colonne du tableau comprend la valeur expérimentale de p_o pour laquelle l'élévation de la nappe phréatique, qui influence la contrainte verticale au repos, a été normalisée à 2,2 m. La figure 5.12 représente la distribution de ces valeurs normalisées avec la profondeur et démontre qu'un coefficient K_o moyen de 0,8 est approprié au site de Mascouche. La profondeur de 2,2 m correspond à la profondeur maximale de la croûte de surface et donc au niveau maximal de rabaissement de la nappe lors des fluctuations saisonnières.

Tableau 5.3 : Contraintes horizontales en place déterminées par essais PMT

Essai	Prof. (m)	Nappe (m)	σ_{ho} Ko=1,1 (kPa)	p_o (Ménard) (kPa)	p_o (M&R) (kPa)	p_o (Lift-off) (kPa)	K_o	p_o Nappe=2,2m (kPa)
S-1-1	2,55	1,70	44	30	50	-	1,28	51
S-1-1	4,15	1,70	71	90	83	-	1,39	85
S-1-1	5,80	1,70	98	105	96	-	1,06	96
S-2-1	2,39	1,00	41	-	-	34	0,83	32
S-2-2	4,40	1,00	74	-	-	86	1,42	91
S-2-2	6,00	1,00	101	-	-	100	1,09	101
S-2-3	2,50	1,60	43	-	-	22	0,42	19
S-2-3	4,50	1,60	76	-	-	67	0,89	66
S-2-3	6,94	1,60	117	-	-	113	1,03	113
S-2-4	2,50	1,70	43	-	-	20	0,38	17
S-2-4	4,50	1,70	77	-	-	52	0,55	50
S-2-4	6,45	1,70	109	-	-	95	0,86	94
S-2-5	2,50	1,70	43	-	-	18	0,32	15
S-2-5	4,46	1,70	76	-	-	54	0,61	52
S-2-5	6,47	1,70	109	-	-	75	0,50	73
S-2-6	2,50	1,79	43	-	-	33	0,79	32
S-2-6	4,45	1,79	76	-	-	55	0,64	54
S-2-6	6,45	1,79	109	-	-	70	0,42	68
S-2-7	2,50	1,80	43	-	-	35	0,85	34
S-2-7	4,50	1,80	77	-	-	49	0,49	47
S-2-7	6,45	1,80	109	-	-	81	0,61	79
						moy	0,78	

5.2.1.2 Discussion

Le coefficient latéral des terres au repos obtenu expérimentalement de la campagne 2001-2002 sur le site de Mascouche démontre grossièrement que la relation 2.9 proposée par Schmidt (1966) est applicable à ce dépôt. Qui plus est, la relation 2.10 proposée par

Mayne et Kulhawy (1982) peut être tout aussi applicable comme première approximation puisqu'elle considère $\phi' = 30^{o}$ comme paramètre moyen à toutes les argiles.

Le manque de concordance entre les valeurs de p_o obtenues par essais et celles déduites théoriquement de la relation de Schmidt (1966) est inhérent à la condition initiale des parois du trou pilote au début de l'essai. À partir du tableau 5.3, il devient relativement facile d'associer les discordances aux essais qui ont bénéficiés de la méthode du point de décollement dans la détermination de p_o. Il paraît évident que cette méthode, habituellement réservée aux essais autoforeurs, ne colle pas tout à fait à la technique de fonçage utilisée lors de la campagne. Celle-ci ayant été altérée par le passage répété des tubes à paroi mince lors des échantillonnages successifs. Ces continuels va-et-vient ont ainsi considérablement participé au remaniement et au surdimensionnement du trou pilote.

Des essais ayant été effectués sur un site avoisinant (Hamouche, 1995) ont rapporté des valeurs supérieures de K_o qui diffèrent largement des résultats de cette étude. Comme le témoignent ces résultats, un coefficient K_o moyen de 3,5 a été retenu à la suite d'essais pressiométriques et de fracturation hydraulique. La justification de cette valeur moyenne, dont l'ordre de grandeur est supérieur au coefficient de poussée active des terres, n'a pas semblé être soutenue sinon par un processus obscur de structuration des argiles. Ces travaux de Hamouche (1995), qui seront utiles ultérieurement, ne peuvent donc pas servir comme base de comparaison rationnelle dans le cas du coefficient latéral des terres au repos.

D'autres essais pressiométriques réalisés par Hamouche (1995) sur un dépôt d'argile sensible surconsolidé situé à environ 75 km au Nord-Est du site Mascouche furent repris ensuite par Silvestri (2003) et indiquèrent que la relation de Mayne et Kulhawy (1988)

sous-estimait considérablement les valeurs de K_o déduites de ces essais. Il semble ainsi que l'équation 2.10 ne puisse être généralisée à toutes les argiles.

5.2.2 Module de cisaillement

5.2.2.1 ISCT

Dans les chapitres précédents, il fut priorisé de recourir à une opération de déchargement-chargement afin de caractériser le plus fidèlement possible le comportement élastique du sol sollicité. Or, l'essai ISCT ne nous permet pas à priori d'effectuer une telle quête et doit se satisfaire de la phase initiale de chargement illustrée sur une courbe pressiométrique corrigée pour arriver à ses fins. Qui plus est, le nombre restreint de points munis par l'essai ainsi que leur sensibilité influencent largement le degré de précision d'une telle mesure. Il semble toutefois raisonnable de requérir à la méthode d'interprétation de Ladanyi (1972) et à ses courbes contrainte-déformation correspondantes afin de déterminer le paramètre G issu d'un essai ISCT . Ces courbes, présentées à l'annexe D1 pour les essais les plus valables et représentatifs, contiennent toutes le tracé des droites linéaires coïncidant au module de cisaillement pendant la phase élastique du chargement. Sur la figure 5.8 , on peut y voir un essai dont le comportement post-rupture anti-écrouissant typique de l'argile de Mascouche laisse la détermination aisée d'une valeur au pic charnière délimitant d'un côté le comportement élastique et de l'autre le comportement plastique. Comme il a été mentionné à la section 5.1.3 , une attention particulière doit être apportée à l'axe des ordonnées qui représente le déviateur principal plutôt que la résistance au cisaillement. Il s'en suit que la détermination du module de cisaillement passe inévitablement par la transformation de l'équation 2.55 . Le tableau 5.4 qui suit présente les modules de cisaillement déduits des essais ISCT les plus valables et trouvés avec la méthode Ladanyi (1972). Pour chaque graphe issu de l'annexe D1, la déformation à la rupture ε_f représentant la fin du comportement élastique a été notée. Les valeurs de G provenant du tableau sont de

l'odre de 1 à 2 MPa, ce qui paraît faible à première vue et laisse présager un certain remaniement des parois du trou de pré-forage. La représentation du paramètre G avec la profondeur est illustrée à la figure 5.13 . La valeur moyenne de ε_f tirée du tableau (10,8 %) est quant à elle de même ordre de grandeur que celle anticipée au préalable et pour laquelle une limite de chargement avait été imposée aux essais PMT de la campagne 2002.

Tableau 5.4 : Modules de cisaillement déterminés par essais ISCT

Essai	**Profondeur (m)**	***G* (Ladanyi) (MPa)**	ε_f $(\Delta V/V)$
F-2-8	1,10	2,8	0,120
F-2-8	3,40	2,2	0,135
F-2-8	4,75	1,9	0,108
F-2-8	5,35	1,6	0,100
F-2-9	0,85	1,3	0,118
F-2-9	3,25	1,4	0,120
F-2-9	4,60	1,8	0,082
F-2-9	5,25	1,9	0,098
F-2-10	1,20	2,1	0,114
F-2-10	3,25	1,7	0,100
F-2-10	4,00	1,2	0,097
		moy	0,108

5.2.2.2 PMT

Lorsqu'exécuté avec soin, l'essai PMT a la particularité de pouvoir effectuer sur place une opération de déchargement-chargement (*Unload-Reload*) recommandée pour la détermination du paramètre G_{ur} . La presque totalité des essais, qui a eu lieu durant la campagne 2002, a eu recours à cette procédure (U-R), bien que seul le déchargement ait été exécuté (Pelletier, 2004). Les phases de déchargement en fin d'essai, illustrées sur

les diagrammes de Gibson et Anderson (1961) de l'annexe C2 n'ont été utilisées que pour des niveaux de déchargement n'excédant pas le double de la résistance au cisaillement non drainé (Mair et Wood, 1987). Quant aux essais pressiométriques réalisés durant la campagne 2001 (S-1-1), ils ont eu recours à la mesure de la pente de la partie linéaire de leur courbes pressiométriques corrigées G_P, méthode de détermination originellement introduite par Ménard (voir annexe B2). Les figures 5.3 et 5.6 contiennent les représentations visuelles du module de cisaillement pressiométrique pour des essais PMT représentatifs des campagnes 2001 et 2002 respectivement. De façon analogue à celle proposée pour les essais ISCT, les courbes contrainte-déformation déterminées par la méthode de Ladanyi (1972) ont été utilisées et les représentations graphiques sont montrées à l'annexe D2. Nous pouvons d'ailleurs trouver sur la figure 5.9 le module de cisaillement issu d'un essai PMT représentatif de la campagne 2002 . Le tableau 5.5 qui suit décortique les valeurs de G obtenues des trois différentes méthodes. Il paraît évident que les valeurs issues par boucle de déchargement (U-R) sont systématiquement plus élevées que lorsqu'elles proviennent des deux autres méthodes. Dans la couche d'argile régulière saturée, le module de cisaillement G_{ur} moyen est de l'ordre de 7 MPa. La déformation à la rupture est relativement constante sur tout le dépôt et sa valeur moyenne est de 10,3 %. Afin de visualiser la tendance des résultats avec la profondeur, la figure 5.14 ci-jointe montre qu'une faible dispersion accompagne les essais de même niveau et que les modules de cisaillement sont moindres dans la zone molle sous la croûte (prof. ~2,5 m).

Tableau 5.5 : Modules de cisaillement déterminés par essais PMT

Essai	Profondeur (m)	G_P (Ménard) (MPa)	G_{ur} (U-R) (MPa)	G (Ladanyi) (MPa)	ε_f ($\Delta V/V$)
S-1-1	2,55	2,3	-	2,9	0,075
S-1-1	4,15	6,2	-	5,0	0,057
S-1-1	5,80	3,9	-	2,4	0,113
S-2-1	2,39	-	4,8	0,7	0,180
S-2-2	4,40	-	12,7	3,7	0,072
S-2-2	6,00	-	10,3	3,7	0,070
S-2-3	2,50	-	2,0	0,7	0,079
S-2-3	4,50	-	7,7	2,6	0,097
S-2-3	6,94	-	2,4	1,2	0,120
S-2-4	2,50	-	3,2	0,9	0,115
S-2-4	4,50	-	6,5	4,1	0,062
S-2-4	6,45	-	3,8	1,5	0,119
S-2-5	2,50	-	3,6	1,1	0,165
S-2-5	4,46	-	6,1	2,7	0,082
S-2-5	6,47	-	7,3	3,7	0,055
S-2-6	2,50	-	2,8	0,7	0,124
S-2-6	4,45	-	7,2	2,9	0,088
S-2-6	6,45	-	5,9	2,4	0,131
S-2-7	2,50	-	3,2	0,7	0,132
S-2-7	4,50	-	6,9	2,6	0,113
S-2-7	6,45	-	5,7	2,5	0,106
				moy	0,103

5.2.2.3 Discussion

Les profils moyens des modules de cisaillement obtenus des essais ISCT et PMT sur le site de Mascouche sont présentés à la figure 5.15 dans laquelle toutes les méthodes de détermination utilisées ont été incluses. Nous y voyons clairement que les résultats provenant de la méthode de détermination de Ladanyi (1972), appliquée aux deux essais,

semblent indiquer une tendance constante du module de cisaillement à environ 2,5 MPa sur toute la profondeur prospectée. Les résultats PMT issus de la détermination classique de Ménard ou par boucle de déchargement (U-R) démontrent des tendances conjointes et plus élevées du paramètre *G*. Dans la mesure où l'essai ISCT ne peut qu'exploiter la méthode d'interprétation de Ladanyi pour la détermination de *G*, il serait sage, lors d'applications ultérieures, de garder à l'esprit qu'il s'agit d'une sous-estimation significative de la détermination idéale du module de cisaillement établi par boucle de déchargement.

Quelle que soit la méthode utilisée, il semble que les essais PMT soient plus représentatifs des variations avec la profondeur de la rigidité de l'argile du dépôt. Nous pouvons notamment apprécier sur ces courbes que la résistance maximale du dépôt se situe aux alentours de 4 m de profondeur et que la zone molle, à une profondeur de 2,5 m, n'a été repérée que par l'appareil pressiométrique.

Des recherches sur la rigidité des argiles de la mer Champlain effectuées par Leroueil (1997) présentent des mesures in-situ du module de cisaillement sur le site de Mascouche bien au-delà des résultats de la présente étude. Ces valeurs, qui ont oscillées entre 32 et 47 MPa, ont participé à la corrélation du paramètre *G* avec la résistance en pointe nette tirée d'un essai CPT ainsi que l'indice de plasticité de l'argile de Champlain concernée (figure 5.16).

$$G = 1290\left(q_t - \sigma_{vo}\right)^{0.87} \cdot I_p{}^{-0.75} \tag{5.1}$$

Sur la base des résultats in-situ au piezocône fournis à l'annexe F par le MTQ sur un site argileux de Mascouche non loin des essais de la présente étude, des valeurs de 1000 kPa et de 38 % peuvent être considérées respectivement comme résistance en pointe nette et comme inde de plasticité moyen pour les profondeurs prospectées du dépôt

correspondant à la présente étude. En utilisant l'équation 5.1 susmentionnée, le module de cisaillement anticipé est de 34,3 MPa.

De plus, les recherches en laboratoire effectuées par Leroueil (1997) sur le module de cisaillement à faible déformation ont permis de découvrir l'interdépendance de ce paramètre avec le coefficient de surconsolidation *OCR* et la pression de préconsolidation σ_p'. La corrélation déduite de ces recherches est la suivante.

$$G = \left(55OCR^{-0.5} + 35\right)\sigma_p' \tag{5.2}$$

En considérant des valeurs moyennes de *OCR* = 6 et de σ_p' = 300 kPa , le module de cisaillement tiré de l'équation 5.2 est de G = 17,2 MPa . À la lumière des recherches citées auparavant, il semble clair que les modules de cisaillement obtenus des essais ISCT et PMT soient considérablement sous-estimés à la suite des campagnes 2001 et 2002. Une fois de plus, un remaniement substantiel des parois de pré-forage est l'explication la plus plausible d'une telle imprécision. Bien que théoriquement évité lors d'une opération de déchargement-chargement, il ne pourrait cependant y avoir que cette piste. Il semblerait que l'exécution des essais ISCT et PMT, qui causait momentanément une condition non supportée des parois, ait pu engendrer des états malsains de déchargement initiaux. Il reste toutefois que le manque de sensibilité et la sous-estimation des résultats provenant d'essais ISCT par rapport aux essais PMT sont indicateurs d'une plus forte déstructuration des parois du pré-forage.

5.2.3 Résistance au cisaillement non drainé

5.2.3.1 ISCT

À l'instar du pressiomètre, le cône effilé instrumenté peut facilement déterminer la résistance au cisaillement non drainé c_u à l'aide d'un diagramme semi-logarithmique

p vs ln ($\Delta V/V$) . L'estimation du paramètre sur le graphique, qui passe par la pente de la partie linéaire de la courbe pressiométrique, peut se faire ponctuellement pour n'importe quelle profondeur ressentie par les capteurs de contacts latéraux de la sonde. D'ailleurs, cette régression linéaire ponctuelle, tracée en pointillé sur la figure 5.2 , représente bien la méthode graphique de mesure de c_u au pic instaurée par Gibson et Anderson (1961) étendue par Baguelin et al. (1972), Ladanyi (1972) et Palmer (1972). Les mesures individuelles de c_u effectuées sur les courbes pressiométriques nettes issues des essais F-2-8, F-2-9 et F-2-10 sont construites graphiquement à l'annexe C1 et présentées au tableau 5.6 ci-joint.

Étant pourvu d'une quantité innombrable de courbes pressiométriques, un essai ISCT peut être traité numériquement de façon à automatiser l'appréciation consécutive du paramètre c_u avec la profondeur. Le traitement numérique continu des contraintes latérales mobilisées par les capteurs de la sonde (voir annexe A1), qui se traduit par une régression linéaire des coordonnées (p , $\Delta V/V$), peut être intégré facilement dans un chiffrier mathématique de calcul. Il faut cependant remarquer que le calcul de corrélation linéaire se fait à partir de la considération des états (p_i , $\Delta V/V_i$) de tous les capteurs et que, par conséquent, la droite de régression ne fait pas de distinction entre les différentes phases de chargement. Ce manque de discernement de l'automatisation numérique a ainsi le désavantage de ne pas cibler la partie linéaire des courbes pressiométriques en sous-estimant ainsi la résistance au cisaillement non drainé. La considération linéaire globale de tous les points enregistrés durant un essai ISCT est illustrée à la figure 5.2 . Nous pouvons par ailleurs apprécier sur la figure une différence de l'ordre de 20 % entre les deux mesures de c_u .

À la décharge de la méthode automatisée de régression continue, il faut admettre que la forte sensibilité des capteurs de contacts latéraux fait en sorte que, rarement, les trois phases de chargement sont présentes de façon distincte, les points de la courbe se distribuant alors grossièrement de façon linéaire. De façon générale, les essais effectués

avec le prototype #2 comportent des pentes de régression beaucoup plus variables et erratiques qu'avec le prototype #3. Ainsi, quelle que soit la sonde utilisée, seules les régressions dont le coefficient de détermination R^2 était supérieur à 0,8 ont été conservées lors d'une étape de filtration des analyses numériques. Le traitement numérique, bien qu'il puisse dans certains cas sous-estimer la véritable valeur de c_u , a plutôt l'avantage de n'engendrer aucune subjectivité d'interprétation. Les figures 5.17 et 5.18 présentent les profils continus des droites de régression trouvées numériquement à tous les 5 cm de profondeur lors des essais effectués avec les prototypes #2 et #3 respectivement. Introduits dans ces deux figures, les profils moyens des deux sondes rendent évidente l'appréciation de l'instabilité des résultats émanant de la sonde 2. À l'inverse, le parallélisme des profils fournis par la sonde 3 est prometteur et très encourageant. Pour le prototype #2, les figures 5.19 à 5.24 illustrent individuellement les profils de résistance au cisaillement non drainé pour chaque essai ISCT jumelés avec le profil moyen de tous les essais. Nous pouvons voir que le profil moyen est, dans la majorité des cas, très représentatif de la résistance au cisaillement trouvée sur place par la sonde 2. Le profil moyen issu des essais utilisant le prototype #3 est, quant à lui, remarquablement fidèle aux trois essais (F-2-8, F-2-9 et F-2-10) qui le caractérisent. Ce profil moyen, qui est sans doute la représentation la plus fine d'un profil continu de c_u sur le site de Mascouche, peut non seulement servir à quantifier la résistance du sol prospecté mais aussi projeter une image qualitative juste et manifeste de la variation ininterrompue de ce paramètre avec la profondeur. C'est d'ailleurs principalement cet attribut sur lequel l'essai au cône effilé instrumenté ISCT se distingue des autres essais traditionnels et doit subséquemment promouvoir sa sollicitude.

Étant limité au modèle de comportement élastique-parfaitement plastique par la technique de détermination de c_u proposée par Gibson et Anderson (1961), il peut être plus salutaire d'utiliser une méthode de détermination sans considération à l'égard du comportement en chargement du sol et particulièrement dans le cas d'une argile sensible de la mer Champlain. Introduite précédemment à la section 2.5.2.3 , la méthode de

Ladanyi (1972) a été appliquée aux courbes pressiométriques des essais F-2-8, F-2-9 et F-2-10 et les courbes contrainte-déformation qui en résultent sont présentées à l'annexe D1. Pour chacune de ces courbes, la résistance au cisaillement non drainé du sol, représentée par la résistance au pic, a été transcrite au tableau 5.6 . Les résistances au pic considérées ont été basées sur une moyenne entre le pic issu des cinq points bruts et le pic provenant du lissage de la courbe pressiométrique représentée par une ligne pleine. Par exemple, à la figure 5.8, la mesure moyenne du déviateur à la rupture a été singulièrement fixée à 480 kPa. En utilisant l'équation 2.55 , l'obtention du paramètre c_u à partir du déviateur en état de déformation plane renvoie à la valeur inscrite au tableau 5.6 , soit 208 kPa. Les tendances parfois curvilignes et concaves des courbes contrainte-déformation présentées à l'annexe D1 sont attribuables au lissage polynomial et approximatif des 5 points d'origine de la courbe pressiométrique.

Tableau 5.6 : Résistances au cisaillement non drainé déterminées par essais ISCT et utilisant la technique de détermination de Ladanyi (1972)

Essai	**Profondeur (m)**	c_u **(kPa)**
F-2-8	1,10	299
F-2-8	3,40	292
F-2-8	4,75	208
F-2-8	5,35	152
F-2-9	0,85	156
F-2-9	3,25	173
F-2-9	4,60	139
F-2-9	5,25	191
F-2-10	1,20	234
F-2-10	3,25	195
F-2-10	4,00	117

Exposée à la section 2.6.4.3 , la méthode empirique de détermination de c_u introduite par Ménard utilise une pression dite limite correspondant à la résistance ultime du matériau

pour un niveau de déformation infini. La mesure de ce paramètre, qui a été caractérisée par Ménard (1957) lui-même et plus tard par Marsland et Randolph (1977), peut s'effectuer facilement par extrapolation de la courbe pressiométrique à des niveaux de déformation jugés infinis par ces auteurs ($\Delta V/V$ = 0,5 pour Ménard et $\Delta V/V$ = 1 pour Marsland & Randolph). Ces extrapolations, qui proviennent graphiquement des figures de l'annexe C1 et qui sont énumérées au tableau 5.7, ont été considérées pour les essais ISCT jusqu'à la pression limite de Marsland et Randolph ($\Delta V/V$ = 1). À partir des valeurs de pressions limites normalisées ($p_L - p_o$) et de l'équation 2.35, nous pouvons ensuite estimer le paramètre c_u, en ayant au préalable déterminé la constante pressiométrique N_P telle que définie par Marsland et Randolph (1977) à l'équation 2.34 . Puisque cette constante nécessite implicitement de connaître la valeur de c_u, elle a été estimée à partir de la résistance au cisaillement trouvée précédemment au tableau 5.6 . La valeur du module de cisaillement utilisée dans les calculs est tirée du tableau 5.4 . Pour chaque essai ISCT considéré, la constante N_P a été calculée suivant l'équation 2.34 et les valeurs de c_u et G provenant de la méthode de détermination de Ladanyi (1972) et ci-incluses au tableau 5.7 . En utilisant la relation 2.35 proposée par Ménard, les pressions limites normalisées de chaque essai ont ensuite été jumelées aux valeurs de N_P afin d'en déduire la résistance au cisaillement $c_{u\ Ménard}$ figurant à l'avant-dernière colonne du tableau. La dernière colonne présente, quant à elle, le même paramètre cette fois considérant une valeur moyenne pour la constante pressiométrique, soit de N_P = 3,2. Il est important de mentionner que, faute de ressources, cette constante pressiométrique N_P provient d'un calcul faisant intervenir une source incertaine du paramètre G. Il est d'ailleurs recommandé de n'utiliser des valeurs du module de cisaillement ne provenant que de boucle de déchargement. Nous verrons ultérieurement de manière plus explicite que le paramètre N_P varie en général de 4,5 à 7,5 (Ladd et al. , 1980), ce qui laisse la valeur moyenne de 3,2 précédemment trouvée en deçà de cet intervalle. Avec la figure 5.14 à l'appui, il est légitime de croire que les valeurs de $G_{Ladanyi}$ étaient sous-estimées et se traduisaient par une détermination inférieure de N_P par l'entremise de l'équation 2.34 . La figure 5.25 présente les résistances au cisaillement non drainé déterminées

avec la méthode de Ménard et dresse un profil moyen avec la profondeur des deux approches utilisées. Nous pouvons d'ailleurs y apercevoir que les résultats exploitant une valeur moyenne de constante pressiométrique dénotent une dispersion semblable aux résultats non normalisés. Leurs profils moyens quasi rectilignes semblent indiquer qu'une résistance au cisaillement non drainé de 150 ± 50 kPa serait adéquate comme première approximation pour l'argile de Mascouche.

Tableau 5.7 : Résistances au cisaillement non drainé déterminées par essais ISCT et utilisant la technique de détermination de Ménard (1957)

Essai	**Profondeur (m)**	c_u **(kPa)**	G **(MPa)**	p_L-p_o ($\Delta V/V$=1) **(kPa)**	N_P	c_u ($\Delta V/V$=1) **(kPa)**	c_u N_P=3,2 **(kPa)**
F-2-8	1,10	299	2,8	700	3,2	217	219
F-2-8	3,40	292	2,2	560	3,0	186	175
F-2-8	4,75	208	1,9	670	3,2	208	209
F-2-8	5,35	152	1,6	475	3,4	140	148
F-2-9	0,85	156	1,3	420	3,1	134	131
F-2-9	3,25	173	1,4	340	3,1	109	106
F-2-9	4,60	139	1,8	385	3,6	108	120
F-2-9	5,25	191	1,9	540	3,3	163	169
F-2-10	1,20	234	2,1	580	3,2	183	181
F-2-10	3,25	195	1,7	300	3,2	94	94
F-2-10	4,00	117	1,2	540	3,3	164	169
				moy	3,2		

En récapitulation, la figure 5.26 intègre les profils ISCT moyens de résistance de toutes les techniques de détermination élaborées dans la présente section. Dans un premier temps, la figure 5.26 démontre bien que la majorité des techniques de mesures cible des résistances au cisaillement de l'ordre de 150 à 250 kPa dans la partie inférieure des profils correspondant à des conditions régulières saturées. La faible dispersion géographique des essais sur le site (figure 4.5) laisse sous-entendre que les propriétés

mécaniques issues des différents essais sur place sont relativement invariables et ne contribuent pas substantiellement aux variations de c_u sur la figure 5.26 . La méthode de Ménard procure systématiquement des valeurs de résistance inférieures à celles issues de la méthode de Ladanyi. Les profils continus de résistances obtenus des prototypes #2 et #3 démontrent clairement que la sonde la plus récente est plus adéquate à la mesure du paramètre c_u . Si les deux profils continus se confondent remarquablement sur la couche molle sous-jacente à la croûte de surface, il n'en est pas de même par la suite alors que les valeurs proposées par la sonde #2 sont invariablement plus élevées que son homologue. Pour des profondeurs variant grossièrement de 3 à 6 m, les valeurs de c_u obtenues ont varié anormalement de 250 à 350 kPa en plus d'atteindre des sommets jusqu'à 425 kPa. Ceci s'explique du fait que le prototype #2 ne possède que quatre capteurs disposés à des niveaux de déformation volumique $\Delta V/V$ variant de 0,15 à 0,33 . Comme il a été présenté à la section 5.2.2 , le pic de résistance moyen lors des essais ISCT et PMT à été fixé à un niveau de déformation de $\Delta V/V = 0{,}10$, ce qui laisse présager que les lectures de l'appareil #2 ont été faites majoritairement sur un état de déformation post-rupture, restituant une détermination anormalement élevée de la pente de la courbe pressiométrique et laissant ainsi une interprétation caduque de c_u. Par contre, les variations internes de résistance du profil s'apparentent de façon analogue à celles que témoigne le profil de la sonde #3. Il devient alors important de souligner que la détection des discontinuités de stratification du dépôt, liée au concept même du cône effilé instrumenté, témoigne du bien fondé de l'essai ISCT. Il a été démontré précédemment à la figure 5.18 que la stratification présente dans le profil continu moyen de la sonde #3 n'est pas issue de quelques artifices que ce soit. Aussi, puisqu'il a été mentionné que la méthode automatisée de régression linéaire a tendance à sous-estimer la pente linéaire, il serait justifié de croire que le véritable profil de résistance se situe légèrement à droite du profil illustré et renforcerait les valeurs obtenues avec la méthode de Ladanyi. Or, dans la mesure où le profil continu de la sonde #3 issu de la méthode automatisée de régression linéaire est de même ordre de grandeur que celui obtenu par interprétation conventionnelle, il devient alors justifié d'avoir recours au profil continu

afin de dresser un diagnostic juste et précis de la variation de la résistance au cisaillement à travers le dépôt d'argile de Mascouche.

5.2.3.2 PMT

Sur la base de la théorie d'expansion d'une cavité cylindrique, divers auteurs développèrent des modèles d'interprétation des essais pressiométriques dans l'argile dans le but premier de déterminer la résistance au cisaillement non drainé. Ces modèles d'interprétation, qui sont explicités aux chapitres 2 et 3, ont été employés et adaptés à l'essai au cône effilé instrumenté à la section précédente. Or, la validation de tels essais ne pourrait se faire sans l'interprétation de véritables essais pressiométriques effectués sur le site. Comme base de comparaison, les essais PMT réalisés sur le site de Mascouche ont été analysés avec les mêmes méthodes que celles employées à la section précédente soient, Gibson et Anderson (1961), Ladanyi (1972) et Ménard (1957).

Les figures de l'annexe C2, qui représentent les courbes pressiométriques nettes issues des essais PMT réalisés sur le site de Mascouche, sont disposées dans un diagramme semi-logarithmique de Gibson et Anderson (1961). Contrairement aux essais ISCT , les courbes pressiométriques issues des essais PMT comportent beaucoup plus de points et leur comportement au chargement est beaucoup plus évident et facile à analyser.

À l'annexe D2 se retrouvent les courbes contrainte-déformation issues de l'interprétation de Ladanyi (1972). Les résistances au pic de ces courbes dont l'ordonnée représente le déviateur principal à la rupture doivent être ramenées à un état de déformation plane comme stipulé à la section précédente. Par exemple, dans le cas de l'essai S-1-1 (5,80 m) illustré à la figure 5.9 , la contrainte à la rupture dans un état de déformation plane est de 246 kPa.

Tableau 5.8 : Résistances au cisaillement non drainé déterminées par essais PMT et utilisant la technique de détermination de Ladanyi (1972)

Essai	Profondeur (m)	c_u (kPa)
S-1-1	2,55	71
S-1-1	4,15	209
S-1-1	5,80	246
S-2-1	2,39	122
S-2-2	4,40	161
S-2-2	6,00	232
S-2-3	2,50	58
S-2-3	4,50	185
S-2-3	6,94	138
S-2-4	2,50	97
S-2-4	4,50	205
S-2-4	6,45	173
S-2-5	2,50	183
S-2-5	4,46	222
S-2-5	6,47	234
S-2-6	2,50	86
S-2-6	4,45	245
S-2-6	6,45	254
S-2-7	2,50	98
S-2-7	4,50	196
S-2-7	6,45	230

La méthode de Ménard (1957), reprise ensuite par Marsland et Randolph (1977), exploite l'extrapolation à des déformations infinies des figures de l'annexe C2 afin de déterminer le paramètre c_u. Comme à la section précédente, l'emploi de la constante pressiométrique N_P dans l'équation 2.35 a d'abord été basé sur une connaissance raisonnable de c_u ainsi que par le module de cisaillement trouvé préférentiellement par

boucle de déchargement à la section 5.2.2 . En reprenant derechef l'essai S-1-1 (5,80 m) illustré à la figure 5.5 , nous pouvons remarquer que l'extrapolation rectiligne de la partie linéaire traverse les frontières $\Delta V/V = 0{,}5$ et $\Delta V/V = 1$ à des niveaux de pression limite normalisée ($p_L - p_o$) de 740 kPa et 920 kPa respectivement. L'application de l'équation 2.35 renvoie alors 154 kPa et 192 kPa comme résistance au cisaillement non drainé. Afin d'être rigoureux dans la méthode, l'extrapolation a considéré un comportement élastique parfaitement plastique, ce qui rend le prolongement rectiligne. Il va sans dire qu'un tel comportement n'est pas approprié à l'argile de Mascouche comme en témoigne la figure 5.5 . Si le comportement à grande déformation est prévisible sur cette figure, il n'en est pas de même pour tous les essais et spécialement ceux dont le chargement avait été interrompu à $\Delta V/V \sim 0{,}10$. Selon que la pression limite retenue ait été issue de Ménard (1957) ou de Marsland et Randolph (1977), une valeur tirée de l'équation 2.35 a été calculée et incluse au tableau 5.9 ci-après.

Tableau 5.9 : Paramètres utilisés par la technique de détermination de c_u proposée par Ménard (1957) à partir d'essais PMT

Essai	Profondeur (m)	c_u (kPa)	G (MPa)	p_L-p_o ($\Delta V/V$=0,5) (kPa)	p_L-p_o ($\Delta V/V$=1) (kPa)	N_P
S-1-1	2,55	71	2,3	270	320	4,5
S-1-1	4,15	209	6,2	700	840	4,4
S-1-1	5,80	246	3,9	740	920	3,8
S-2-1	2,39	122	4,8	240	320	4,7
S-2-2	4,40	161	12,7	610	730	5,4
S-2-2	6,00	232	10,3	760	920	4,8
S-2-3	2,50	58	2,0	150	185	4,5
S-2-3	4,50	185	7,7	640	760	4,7
S-2-3	6,94	138	2,4	350	440	3,9
S-2-4	2,50	97	3,2	280	350	4,5
S-2-4	4,50	205	6,5	790	940	4,5
S-2-4	6,45	173	3,8	540	680	4,1
S-2-5	2,50	183	3,6	295	390	4,0
S-2-5	4,46	222	6,1	740	900	4,3
S-2-5	6,47	234	7,3	750	920	4,4
S-2-6	2,50	86	2,8	235	295	4,5
S-2-6	4,45	245	7,2	740	900	4,4
S-2-6	6,45	254	5,9	740	940	4,1
S-2-7	2,50	98	3,2	230	300	4,5
S-2-7	4,50	196	6,9	700	840	4,6
S-2-7	6,45	230	5,7	740	910	4,2
					moy	4,4

La moyenne des constantes pressiométriques considérées a été évaluée à $N_P = 4,4$, ce qui, appliqué à l'ensemble des essais, génère les résultats normalisés et inclus au tableau 5.10 pour $\Delta V/V = 0,5$. La figure 5.27 incorpore l'ensemble des résultats dérivés de la méthode d'interprétation de Ménard. À titre informatif, un profil calculé pour une

valeur moyenne typique de N_P = 6,2 pour les argiles y a été ajouté (Mair et Wood, 1987). Quelle que soit la variante considérée, nous voyons que la tendance globale varie sans grande signification et que la résistance au cisaillement non drainé de 50 ± 20 kPa, au passage de la couche molle, s'accentue et se stabilise vers 150 ± 30 kPa à l'endroit de la couche d'argile régulière sous-jacente.

Tableau 5.10 : Résistances au cisaillement non drainé déterminées par essais PMT et par la technique de détermination de Ménard (1957)

Essai	**Profondeur (m)**	**$\Delta V/V = 0,5$ $N_P = f(G)$ (kPa)**	**$\Delta V/V = 1$ $N_P = f(G)$ (kPa)**	**$\Delta V/V = 0,5$ $N_P = 4,4$ (kPa)**	**$\Delta V/V = 0,5$ $N_P = 6,2$ (kPa)**
S-1-1	2,55	60	71	61	44
S-1-1	4,15	159	191	159	113
S-1-1	5,80	197	244	168	119
S-2-1	2,39	51	68	55	39
S-2-2	4,40	114	136	139	98
S-2-2	6,00	159	192	173	123
S-2-3	2,50	33	41	34	24
S-2-3	4,50	135	161	146	103
S-2-3	6,94	91	114	80	57
S-2-4	2,50	62	78	64	45
S-2-4	4,50	177	211	180	127
S-2-4	6,45	132	166	123	87
S-2-5	2,50	74	98	67	48
S-2-5	4,46	172	209	168	119
S-2-5	6,47	169	207	171	121
S-2-6	2,50	52	66	53	38
S-2-6	4,45	169	205	168	119
S-2-6	6,45	179	227	168	119
S-2-7	2,50	51	67	52	37
S-2-7	4,50	153	184	159	113
S-2-7	6,45	176	216	168	119

La figure 5.28 présente de façon comparative les deux méthodes de détermination du paramètre c_u appliquées jusqu'ici aux essais PMT. Le profil moyen de la technique de Ladanyi semble indiquer que la couche régulière saturée possède une résistance au cisaillement non drainé de l'ordre de 210 kPa. D'autre part, la méthode de Ménard, qui fonde ses solutions sur des corrélations empiriques, démontre de façon sans équivoque qu'un décalage de 50 kPa peut être approprié aux fins de comparaison du paramètre c_u entre les techniques. Il reste néanmoins que le parallélisme des profils moyens dénote que les deux méthodes de détermination sont comparables quant à leur façon d'analyser les variations de résistance sur une courbe pressiométrique.

5.2.3.3 Discussion

Que ce soit par des essais in-situ ou en laboratoire, la résistance au cisaillement non drainé c_u peut être associée à la valeur maximale de résistance que les courbes de cisaillement de tels essais offrent. Lors d'essais pressiométriques ou triaxiaux, il est possible de connaître l'évolution des contraintes principales et, de ce fait, adjoindre la valeur de c_u à la moitié du déviateur au pic. Toutefois, lors d'essais scissométriques, au cône statique ou encore au cône suédois, la connaissance d'un tel cheminement des contraintes n'est pas envisageable, rendant ainsi leur interprétation théorique déficiente. S'il n'existe pas de modèle théorique intelligible, la résistance au cisaillement non drainé peut être reconnue comme étant soit la résistance moyenne mobilisée sur un plan de rupture prédéfini ou soit le fruit de corrélations empiriques. De ce qui précède, il serait donc prudent de ne pas reconnaître au paramètre c_u une valeur unique et universelle mais plutôt de lui étiqueter systématiquement sa provenance expérimentale.

À l'intérieur même des essais pressiométriques (PMT) ou quasi-pressiométriques (ISCT), différentes techniques d'interprétation peuvent être mises à profit afin de déterminer la résistance au cisaillement non drainé. Certaines d'entre elles comme

celles de Gibson et Anderson (1961) et de Ladanyi (1972) tirent leurs fondements sur la même base théorique, soit celle de l'expansion d'une cavité cylindrique et bien qu'elles supposent des hypothèses simplificatrices dissemblables, il convient de croire que leurs interprétations arrivent à des résultats proximaux. Quant à la méthode de Ménard (1957), même si très simple d'utilisation, elle demeure empirique, peu précise et base son interprétation sur des corrélations avec d'autres méthodes d'analyse.

Parmi les résultats présentés lors des deux sections précédentes, nous ne pourrions comparer que ceux issus d'un processus ad hoc d'interprétation de l'une des trois méthodes susmentionnées. Des essais, plus représentatifs, ont ainsi été sélectionnés afin de dresser un portrait légitime et réaliste du comportement analysé. Il a été démontré précédemment qu'un profilage automatique continu de la résistance au cisaillement non drainé était plausible en comparaison avec les résultats obtenus de méthodes classiques pour des profondeurs précises. De par son alliance avec un modèle théorique rigoureux et son absence de subjectivité d'interprétation, le profilage automatisé et continu de c_u constitue à ce jour la méthode de détermination de ce paramètre la plus valorisante que possède l'essai ISCT. La figure 5.29 ci-jointe présente les combinaisons essai-méthode les plus représentatives d'une interprétation juste et efficace de la résistance au cisaillement non drainé sur le site de Mascouche. Jumelés à un profil de résistance scissométrique provenant du même site, les résultats moyens d'essais PMT, exploitant les méthodes de Ladanyi et Ménard, y ont été inclus en plus du profil ISCT continu provenant de la sonde #3.

L'allure générale des profils semble indiquer qu'une croûte argileuse de surface de 2 m de profondeur est déposée sur un lit d'argile molle de 1 m d'épaisseur. Le tout repose sur une assise d'argile raide régulière représentée par un plateau de résistance. Pour les résultats dérivés des essais pressiométriques et quasi-pressiométriques, la résistance au cisaillement non drainé de ce plateau se situe approximativement à 200 kPa. Le profil de résistance VST fournit, quant à lui, un même patron de reconnaissance sans toutefois

atteindre des valeurs de c_u du même ordre de grandeur. Les résultats scissométriques, qui sont moindres et de l'ordre de 100 kPa pour le plateau de résistance, sont alors conformes aux surévaluations habituelles générées par l'essai pressiométrique.

Comme il a été introduit plus tôt, les modes de déformation des deux essais, qui ne s'appuient pas sur les mêmes théories d'interprétation, ne peuvent espérer faire coïncider leurs résultats. Pour l'appareil pressiométrique, la rupture enregistrée est celle du sol au pourtour de la membrane. La zone d'influence de la sollicitation, qui est difficile à évaluer dans ce cas, s'arrête à une distance radiale au-delà de laquelle le sol non rupturé fait toujours office de support. Instinctivement, ce support, de nature indéterminée et spécifique au comportement du sol lors d'un essai PMT, pourrait essentiellement être à l'origine de la surévaluation de la résistance au cisaillement non drainé par rapport aux autres essais conventionnels.

Dans la communauté scientifique, il est bien connu que les résistances au cisaillement non drainé établies au pressiomètre sont souvent plus élevées et parfois plus que le double de celles estimées à partir d'autres essais in-situ conventionnels tels que l'essai à la plaque, le cône statique ou le scissomètre. Il est fort possible que ce désaccord soit en partie attribuable à un drainage partiel se produisant lors de l'essai au pressiomètre. Cette solution fut précédemment émise par Fahey et Carter (1986). Marsland et Randolph (1977) suggèrent que ces différences peuvent être aussi attribuables à la macrostructure de l'argile alors que Borsetto et al. (1983) indiquent que l'interdépendance longueur-diamètre du pressiomètre (L/D) a un effet significatif sur la mesure de c_u. Une fois de plus, il est important de reconnaître que la résistance au cisaillement non drainé n'est pas une propriété fondamentale du sol et que sa reconnaissance dépend du type d'essai réalisé (Wroth, 1984).

Dans leurs recherches, Yeung et Carter (1990) affirment que les valeurs de c_u dérivées directement d'essais pressiométriques interprétés par la méthode de Gibson et Anderson

(1961) devraient être ajustées à la baisse afin de tenir compte de la longueur finie des cellules et en particulier lorsque ces essais sont exécutés à de faibles profondeurs. Ils proposent alors, pour palier à cet ennui, une correction simple basée sur une corrélation numérique de données provenant d'essais à profondeurs profondes :

$$\frac{c_u}{c_{u\,m}} = 0{,}65 + 0{,}06 \log_{10}\left(\frac{G}{c_u}\right)$$

où $c_{u\,m}$ est la valeur mesurée de la résistance au cisaillement non drainé avant correction. Suivant la relation proposée par Yeung et Carter (1990) et considérant un module de cisaillement représentatif de 7 MPa provenant de détermination par boucle de déchargement (figure 5.15) de plus qu'une valeur moyenne de c_u = 200 kPa, nous obtenons une correction équivalente à $c_u = 0{,}74\ c_{um}$.

Le rapport entre la résistance au cisaillement non drainé établie au pressiomètre et celle obtenue au scissomètre, $c_{u\,p}$ / $c_{u\ vane}$, qui fut comptabilisé et analysé par Leroueil (1997) pour les argiles de l'est du Canada et de la mer Champlain, démontre systématiquement des valeurs supérieures à l'unité. Selon ces études, le rapport de surconsolidation OCR influencerait asymptotiquement à la baisse le ratio $c_{u\,p}$ / $c_{u\ vane}$ vers l'unité tel qu'illustré à la figure 5.30 . Selon cette figure, pour un rapport de surconsolidation de l'argile de Mascouche évaluée à OCR = 6, le ratio $c_{u\,p}$ / $c_{u\,vane}$ serait environ de 1,3 alors que les essais de la présente étude sont de l'ordre de 2 . Puisque la surconsolidation du dépôt commande le ratio $c_{u\,p}$ / $c_{u\ vane}$, il est intéressant de remarquer qu'un ratio tout près de l'unité est observable à l'endroit de la croûte de surface et vient ainsi corroborer l'affirmation. Cette partie du dépôt qui a subi au fil des ans une quantité innombrable de fluctuations saisonnières de la nappe phréatique a, pour chaque retrait de l'eau interstitielle contenue dans ses pores, été le lieu de consolidations successives qui firent grimper le rapport de surconsolidation et en parallèle la résistance de cette zone.

L'analyse des divergence entre les valeurs de c_u déduites des essais pressiométriques et scissométriques, qui fut examinée à maintes reprises (Lacasse et al., 1981; Ladanyi, 1995; Silvestri, 1995) a été récemment recouverte par Silvestri (2003) et appliquée a une argile sensible de la mer Champlain. Les résultats de ces recherches ont démontré que les valeurs de c_u déduites des essais pressiométriques étaient en moyenne 39 % plus élevées que celles provenant d'essais au scissomètre de chantier. Selon cet auteur, il est raisonnable de croire que cet écart est en partie attribuable aux concentrations de contraintes et à la rupture progressive se produisant aux extrémités des lames du scissomètre. Les argiles sensibles de l'Est du Canada sont reconnues comme ayant une structure minérale floculée et instable. Or, lors d'un essai VST, les concentrations de contraintes qui se développent aux extrémités des lames du moulinet donnent ainsi naissance à la formation de fissures prématurées. Puisqu'une telle concentration de contraintes ne pourrait se produire au pourtour d'une cellule pressiométrique, la résistance au cisaillement non drainé qui en découle doit naturellement être supérieure à celle issue du scissomètre. Ainsi, il semble que dans les argiles sensibles de l'Est du Canada, ce n'est pas tant les essais PMT qui surestiment la valeur de c_u mais plutôt les essais VST qui la sous-estiment.

En faisant abstraction du décalage de résistance entre l'essai quasi-pressiométrique ISCT et l'essai scissométrique VST, il est intéressant de constater que les fluctuations locales de résistance à l'intérieur même des trois zones argileuse susmentionnées se suivent harmonieusement le long des deux profils sur la figure 5.29 . La finesse de perception des profils montrés sur cette figure est indubitablement liée au nombre de mesures entreprises par chaque appareil le long du dépôt. Étant le mieux nanti à ce sujet, il est naturel que l'essai ISCT génère des profils plus précis que pour les autres essais. Or, les discontinuités alternantes du signal de cet essai semblent détecter une interstratification de mini-couches d'environ 0,4 m et dont les résistances au cisaillement non drainé fluctuent successivement de 100 à 200 kPa dans la zone régulière saturée. La séquence des discontinuités, qui a été observée à la figure 5.18 par les essais F-2-8, F-2-9 et F-2-

10 et renforcée par le profil VST de la figure 5.29, ne peut être remise en cause à ce stade-ci et doit être incorporée en conséquence à la reconnaissance du site.

En regardant qualitativement sur la figure 5.29 les deux profils PMT issus des méthodes d'interprétation de Ladanyi et Ménard, nous pouvons arriver à détecter la couche molle sans toutefois discrétiser son assise en plusieurs sous-couches. Même si la quantité d'essais le long du dépôt est nettement insuffisante pour ce faire, elle n'est pas la seule explication rationnelle. En effet, les essais PMT ne peuvent pas détecter, nonobstant une quantité abondante de lectures le long du profil, l'interstratification de sous-couches molles et dures puisque l'appareil pressiométrique sollicite durant son expansion une région allant à ± 0,3 m verticalement de part et d'autre de son centre, soit le point d'application considéré. De ce fait, lors de l'essai, la cellule pressiométrique procède à une intégration de toutes les sous-couches sollicitées le long de sa paroi, ce qui rend leur détection inaccessible. Durant la sollicitation, les sous-couches les plus résistantes qui doivent agir structuralement comme la charpente du sol supportent alors momentanément une charge plus importante que celle normalement imposée par l'essai. Cette surcharge pourrait bien être à l'origine des chutes de résistance soudaine lors du chargement de certains essais PMT. Ces aberrations de comportement, identifiées au tableau 5.2 comme « chute de résistance anormale » et demeurées jusqu'à maintenant inexpliquées, sont manifestes sur les courbes pressiométriques de l'annexe B2 . Lorsque la charpente lâche sous l'action de la surcharge, l'état macroscopique du sol se comporte alors comme au niveau microscopique, c'est-à-dire comme un état de macrostructure *pseudo* remaniée.

Le profil de Ladanyi émanant de la figure 5.29 procure une variation de c_u qui se stabilise aux alentours de 220 kPa à l'endroit de la couche régulière saturée. Des expérimentations menées par Hamouche (1995) sur un site à proximité de celui des présentes études révèlent que la résistance au cisaillement non drainé trouvée par la méthode de détermination de Palmer (1972) est de l'ordre de 100 kPa pour des

profondeurs équivalentes. Le contraste des résultats tirés des recherches de Hamouche (1995) avec ceux de la présente étude doit cependant être considéré avec prudence puisque le site de Mascouche investigué par cet auteur, bien que proximal, ne contient pas nécessairement un dépôt argileux de même nature.

Il fut introduit à la section 5.2.3.1 que les profils continus et automatisés sous-estimaient la résistance au cisaillement non drainé préconisée par l'interprétation de la pente de la partie linéaire d'une courbe pressiométrique. En prenant la sous-estimation de 20 % trouvée à la figure 5.2 comme première approximation, nous sommes en mesure de croire que la résistance moyenne du profil continu passerait de 170 kPa au même ordre de grandeur que celui des essais pressiométriques déterminés par la méthode de Ladanyi.

Le profil de Ménard se retrouvant sur la figure 5.29 constitue une détermination intermédiaire de c_u entre le profil pressiométrique de Ladanyi et le profil scissométrique. La valeur moyenne de la constante pressiométrique N_P trouvée à partir des essais PMT-Ménard est de l'ordre de 4,4 , ce qui constitue la borne inférieure de ce paramètre selon Ladd et al. (1980). Selon ces auteurs, la constante pressiométrique varie de 4,5 à 7,5 et selon Mair et Wood (1987), le même intervalle se situe de 5,5 à 6,8 ($90 < G/c_u < 330$) pour une valeur moyenne typique de 6,2. À titre d'information, les travaux de Hamouche (1995) sur l'argile de Mascouche ont révélé une constante pressiométrique moyenne de l'ordre de 5,7 . Des recherches menées par Leroueil et Jamiolkowski (1991) ont conduit à comparer les pressions limites normalisées (p_L - σ_{vo}) à la résistance au cisaillement non drainé établie au scissomètre $c_{u\ vane}$. La figure 5.31 présente graphiquement les résultats de cette étude. Nous pouvons y voir que pour une résistance au cisaillement $c_{u\ vane}$ de l'ordre de 100 kPa, comme c'est le cas sur le site de Mascouche, la pression limite normalisée (p_L - σ_{vo}) correspondante est de 800 à 900 kPa, ce qui vient corroborer les pressions limites normalisées selon Marsland et Randolph (1977) et incluses au tableau 5.10 pour des profondeurs excédant 3 m. Hamouche

(1995) rapporte quant à lui des pression limites p_L non normalisées de l'ordre de 650 à 960 kPa pour l'argile de Mascouche.

Des essais triaxiaux consolidés isotropiquement et non drainés (CIU) ont été réalisés en laboratoire à partir d'échantillons prélevés à des profondeurs avoisinant 4 m de profondeur. En considérant que le poids des terres exerce une contrainte initiale isotrope équivalente à $\sigma_{vo}' = \sigma_{ho}' = 40$ kPa, nous pouvons nous référer aux cheminements de contraintes de la figure 4.8 afin de déterminer la résistance au cisaillement non drainé correspondante à ces conditions initiales. Sur cette figure, deux essais correspondant à des conditions initiales consolidées effectives de 50 kPa ont été menés jusqu'à la courbe d'état limite à des états voisins correspondant à $p' \cong 90$ kPa et $q' \cong 65$ kPa. Les cheminements de contraintes de ces deux essais seront ainsi priorisés puisqu'il s'agit des conditions expérimentales de départ les plus proches de celles qui règnent sur place à 4 m de profondeur. À partir des cheminements de contraintes effectives (p', q') de la figure 4.8, il devient simple de déterminer la résistance au cisaillement non drainée en contraintes totales du fait que la différence entre les déviateurs en contraintes totales et effectives est équivalente :

$$c_u = q = q' = \frac{\sigma'_{1f} - \sigma'_{3f}}{2} = 65\ kPa$$

Bien que la phase de consolidation des échantillons n'ait pas été effectuée en suivant des conditions initiales « K_o » de même envergure que celles in-situ, il demeure que la résistance au cisaillement non drainé déterminée par essais triaxiaux est d'un ordre de grandeur considérablement plus faible que celle provenant d'essais pressiométriques ou quasi-pressiométriques. C'est d'ailleurs ce même constat, observé par un grand nombre de géotechniciens jusqu'à maintenant, qui est à la source du désintéressement majoritaire de la communauté scientifique pour le pressiomètre et ses applications en fondations et mécanique des sols.

Il est bien connu, lorsqu'on considère des déformations non drainées, il est alors commode de recourir aux contraintes totales. Toutefois, cette approche n'est pas appropriée lorsque la résistance du sol devient une variable dépendante des contraintes effectives plutôt que des contraintes totales. En particulier, une analyse en contrainte totale ne peut tenir compte de l'influence de l'histoire des contraintes du dépôt sur le comportement du sol. Il s'en suit qu'une telle analyse ne peut être souhaitable que lorsqu'elle est appliquée au cas d'un sol normalement consolidé ou faiblement surconsolidé. Pour l'argile de Mascouche, qui constitue une argile fortement surconsolidée, l'analyse en contraintes totales n'est pas strictement convenable puisqu'elle ignore la variation de la résistance du sol en contraintes effectives. Yu et Collins (1998) proposèrent dans cette optique de procéder à l'examen par éléments finis de l'expansion d'une cavité cylindrique pour des conditions non drainées et suivant un modèle adéquat d'état limite. Les solutions analytiques qu'ils proposent peuvent être utilisées pour analyser convenablement les essais pressiométriques réalisés dans des argiles surconsolidées telles que l'argile de Mascouche. Malheureusement, la complexité et la méconnaissance des modèles numériques les rendent inaccessibles à la plupart des géotechniciens. Les récentes percées dans le domaine devront promouvoir davantage les avantages d'une telle approche afin qu'elle soit reconnue à juste titre.

5.2.4 Consolidation horizontale

5.2.4.1 ISCT

La génération à moyen et long terme de conditions radiales drainées lors de la phase terminale de dissipation de l'essai ISCT engendre inévitablement une consolidation de l'argile au pourtour de l'appareil. L'évaluation de cette consolidation planaire, qui se traduit en terme du coefficient de consolidation horizontal c_h, peut être estimée quantitativement par l'entremise d'un capteur de pression interstitielle greffé à

l'appareil. Pour ce faire, l'évolution des surpressions interstitielles enregistrées par le cône effilé instrumenté durant un essai de consolidation à déformation maintenue doit être analysée proprement, c'est-à-dire selon les modèles théoriques proposés par Randolph et Wroth (1979) et Clarke et al. (1979) .

Introduite au chapitre 2, la méthode de détermination de c_h proposée par Clarke et al. (1979), inspirée de la procédure oedométrique standard de détermination de la consolidation unidimensionnelle par Terzaghi, fait intervenir un facteur de temps adimensionnel T_{50} représenté à la figure 2.25 . Avec l'aide d'un diagramme représentant l'évolution décroissante des surpressions interstitielles, il est possible de déterminer l'intervalle de temps réel t_{50} requis pour que ces surpressions interstitielles, à l'endroit de la membrane, atteignent la moitié de leur valeur maximale (i.e. Δu_{max}). La méthode de Clarke et al. (1979), qui utilise la relation 2.60 afin de déterminer c_h, a été appliquée systématiquement à tous les essais ISCT à déformation maintenue exécutés sur le site de Mascouche et présentés à l'annexe E. Les résultats de ces analyses sont présentés au tableau 5.11 ci-joint. À titre indicatif, l'évolution des surpressions interstitielles générées lors de l'essai F-2-2 (5,56 m), qui est illustrée à la figure 5.11, comprend les indications graphiques pertinentes à la détermination du coefficient de consolidation horizontal. La moyenne des coefficients de consolidation horizontaux trouvés au tableau 5.11 est de l'ordre de 10^{-6} m^2/s , ce qui constitue à première vue un ordre de grandeur plausible.

Tableau 5.11 : Coefficients de consolidation horizontaux déterminés par essais ISCT

Essai	**Profondeur**	**Nappe**	u_o	u_{max}	T_{50}	t_{50}	c_h
	(m)	**(m)**	**(kPa)**	**(kPa)**		**(s)**	**(10^{-6} m^2/s)**
F-1-6	5,50	1,60	38	655	0,741	957	1,4
F-1-7	5,46	1,60	38	678	0,779	987	1,4
F-2-2	5,56	1,20	43	522	0,368	2232	0,3
F-2-5	5,94	1,62	42	552	0,449	2448	0,3
F-2-6	5,94	1,92	39	750	0,913	517	3,2

Les courbes de rétablissement des contraintes effectives issues de l'essai à déformation maintenue F-2-2 (5,56 m) sont présentées à la figure 5.33 . Les courbes ainsi montrées, provenant des lectures des capteurs de contact, ont été obtenues partir de la figure 5.11 en soustrayant la pression interstitielle u des pressions totales. Nous y voyons notamment que la consolidation primaire au pourtour du cône est complétée en majeure partie après quatre heures de dissipation.

5.2.4.2 Discussion

Les fluctuations de la valeur du coefficient de consolidation horizontal avec la profondeur sont illustrées à la figure 5.32. Ces variations locales, qui oscillent sur un intervalle logarithmique en base 10, peuvent être associées intuitivement à l'interstratification du dépôt et au changement de perméabilité entre ses différentes sous-couches successives. Les coefficients de consolidation verticaux trouvés en laboratoire à partir d'essais oedométriques et présentés au chapitre 4 ont été inclus à la figure 5.32 afin de comparer grossièrement leurs résultats. Tel que mentionné au chapitre 2, il est naturel d'observer des coefficients de consolidation verticaux beaucoup plus faibles que ceux horizontaux en raison de l'écoulement préférentiel qu'emprunte l'eau suivant les laminations sédimentaires du dépôt. Les recherches de Clarke et al. (1979), qui analysèrent la différence entre les résultats dérivés de leurs interprétations et les résultats conventionnels de laboratoire, ont comptabilisé des rapport $c_{h\ in\text{-}situ}$ / $c_{v\ lab}$ variant de 20 à 330. En se reportant à la figure 5.32 et au tableau 5.12, ce rapport se situe en moyenne autour de 20 à 30, ce qui est compatible avec les recherches de Clarke et al. (1979).

Tableau 5.12 : Coefficients de consolidation issus d'essais réalisés sur l'argile de Mascouche

Essai	Profondeur (m)	c_h (m^2/s)	c_v (m^2/s)
ISCT	5,46	$1,4 \times 10^{-6}$	-
	5,50	$1,4 \times 10^{-6}$	-
	5,56	$3,0 \times 10^{-7}$	-
	5,92	$3,3 \times 10^{-7}$	-
	5,94	$3,2 \times 10^{-6}$	-
Oedomètre	2,46	-	$1,4 \times 10^{-8}$
	3,00	-	$8,3 \times 10^{-8}$
	3,65	-	$5,0 \times 10^{-8}$
	4,09	-	$3,5 \times 10^{-8}$
	4,45	-	$2,4 \times 10^{-9}$
	4,98	-	$1,9 \times 10^{-8}$
	5,45	-	$5,1 \times 10^{-8}$
	5,97	-	$3,9 \times 10^{-8}$

Les travaux de Hamouche (1995) sur un site d'essais de Mascouche procédèrent à une détermination du coefficient de consolidation horizontal via des essais PMT à déformation maintenue (SHT) et des essais au piezocône (CPTU). Les conclusions tirées de ces recherches ont mené à des déterminations de l'ordre de 5×10^{-7} m^2/s en moyenne. Cette estimation grossière est tout à fait assimilable aux résultats de la présente étude. Il est important de rappeler que les résistances au cisaillement non drainé issues des essais réalisés sur ce site avaient démontré des divergences importantes de comportement entre les deux dépôts. Les résultats provenant des recherches de Hamouche (1995) sont discutés à titre d'information et n'ont pour seul objectif que de comparer les deux sites en vue d'investigations ultérieures.

À partir d'une valeur raisonnable de c_h, une estimation du coefficient de conductivité hydraulique k_h peut être accomplie suivant les recherches de Randolph et Wroth (1979) pour lesquelles l'utilisation de l'équation 2.61 a été préconisée. En utilisant une valeur moyenne de G_{ur} = 7 MPa obtenue idéalement par boucles de déchargement sur le site de Mascouche (figure 5.14) et en considérant un coefficient de Poisson moyen de $\nu' = 0{,}33$, nous arrivons à une conductivité hydraulique horizontale de $k_h = 3{,}5 \times 10^{-10}$ m/s. Cet ordre de grandeur de perméabilité, qui est plausible dans le cas d'une argile, est d'autant plus encourageant que, selon Fiovarante et al. (1994), l'expansion d'une cavité cylindrique ne peut se considérer comme pouvant développer des conditions non drainées que si son coefficient de conductivité hydraulique est plus faible que 10^{-9} m/s. Sur cette base, les résistances au cisaillement non drainé issues des essais PMT et ISCT peuvent être considérées comme valides.

Il est important de remarquer que pour la majorité des phases de dissipation de la présente étude, le comportement de la pression interstitielle enregistrée augmente à partir de la valeur initiale mesurée jusqu'à une valeur maximale suite à laquelle une diminution jusqu'à la pression hydrostatique est observée. Selon Burns et Mayne (1999), cette conduite est commune et assimilable à de nombreux cas de dissipation autour de pieux battus. Leurs recherches démontrèrent que dans de pareils cas, cette réponse interstitielle témoignait d'un comportement dilatant du sol et était attribuable à une forte surconsolidation du dépôt. Les rapports de surconsolidation observés en laboratoire, qui ont démontré de fortes tendances, ne semblent pas faire exception à ces déclarations.

L'objet principal de l'essai à déformation maintenue était d'observer simultanément l'interrelation des variations dans le temps des contraintes totales et des pressions interstitielles. L'hypothèse de départ était que la dissipation des pressions interstitielles, qui devrait être pratiquement terminée après un court laps de temps, soit suivie par une relaxation à long terme des pressions latérales (Randolph et Wroth, 1979). En réalité,

les résultats présentés sur les figures 5.11 et 5.33 démontrent le contraire alors que la relaxation est à toute fin pratique terminée après 10 h tandis que la dissipation se poursuit après 20 h d'observation. L'avantage du cône effilé instrumenté lors d'un essai SHT est que celui-ci, par sa charpente rigide et immobile, est capable de maintenir une déformation constante sans ajustements manuels de pression comme c'est le cas avec une cellule pressiométrique.

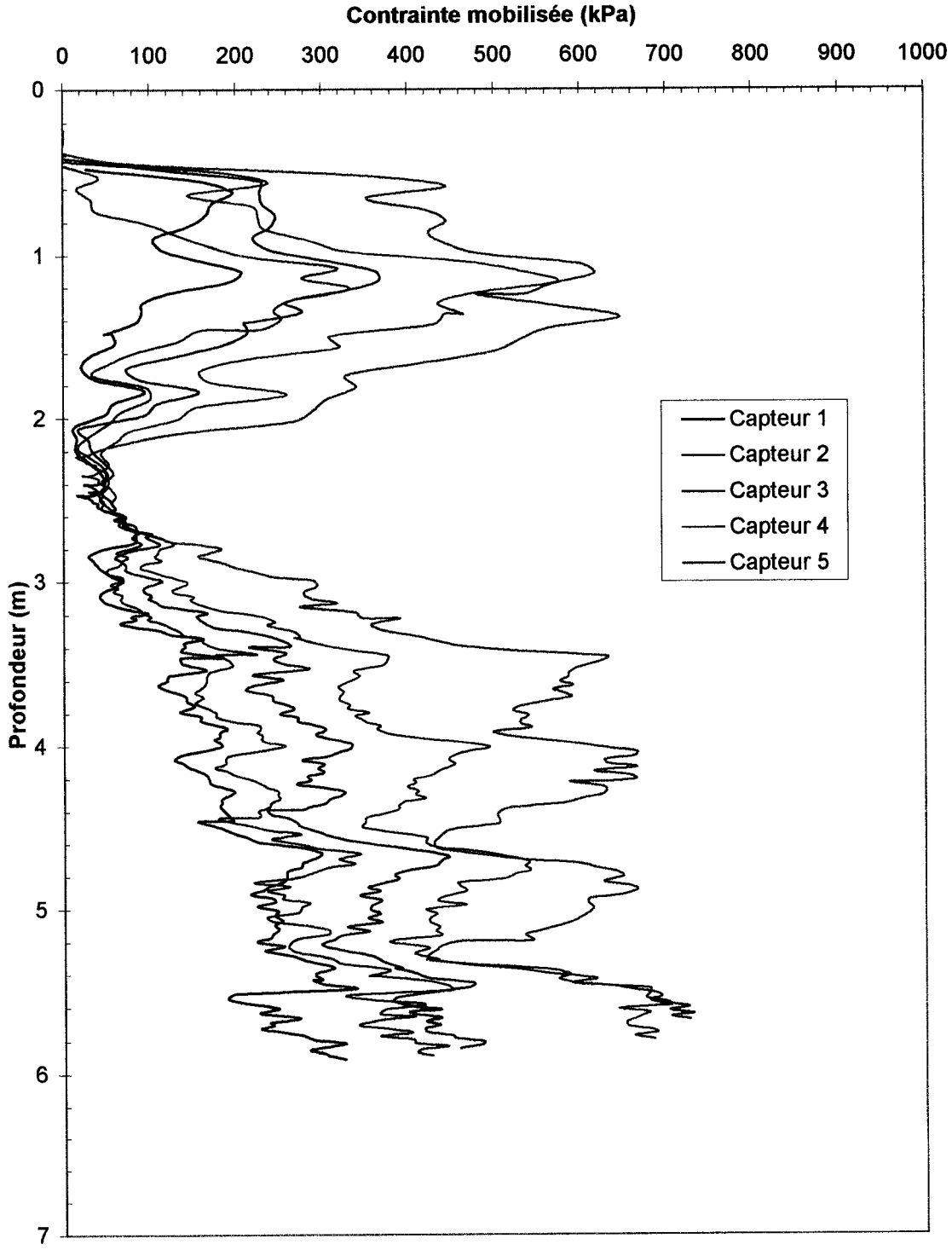


Figure 5.1 : Profil de contraintes latérales mobilisées lors de l'essai ISCT F-2-8 sur le site de Mascouche

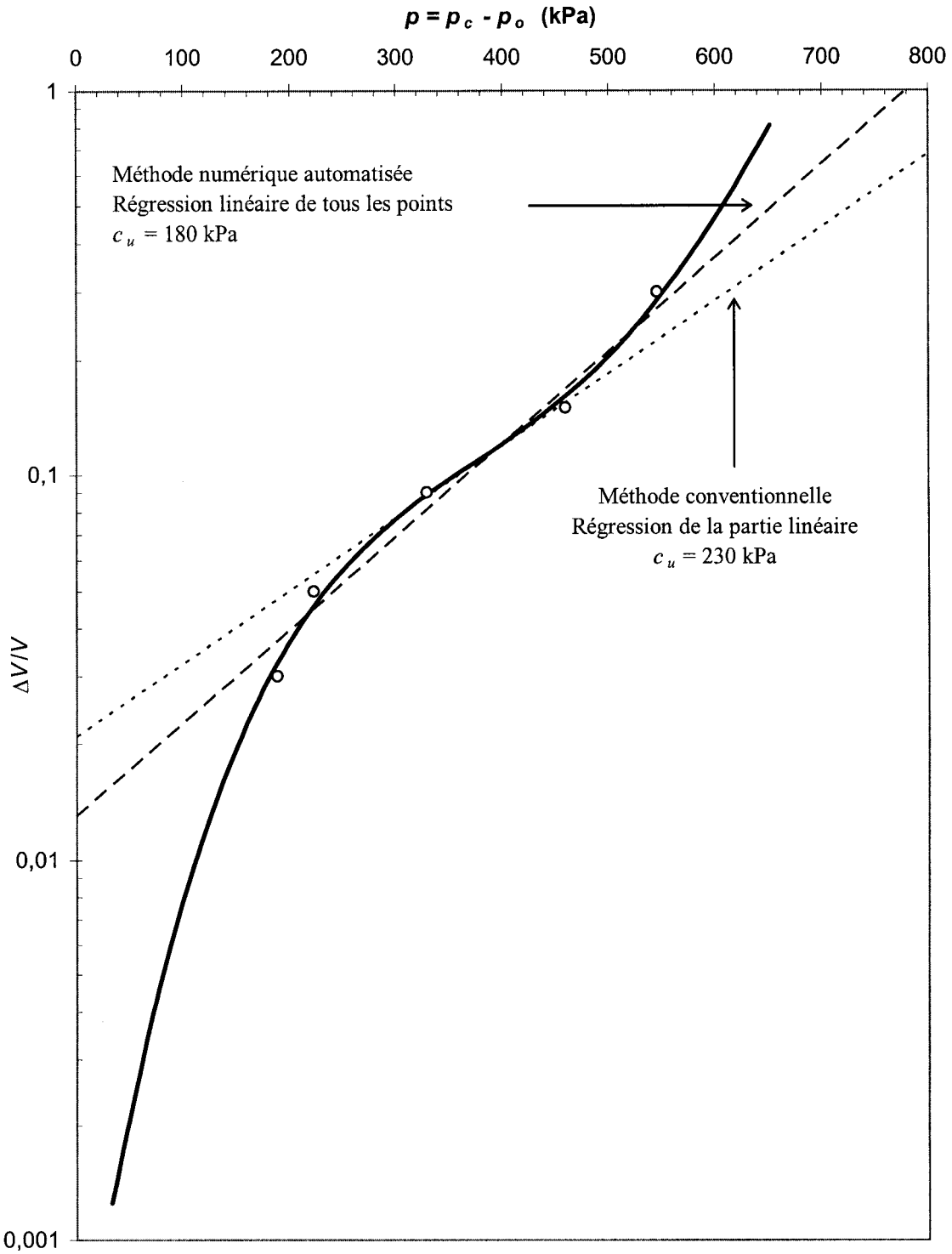


Figure 5.2 : Courbe pressiométrique nette de l'essai ISCT F-2-8 effectué à 4,75 m de profondeur sur le site de Mascouche

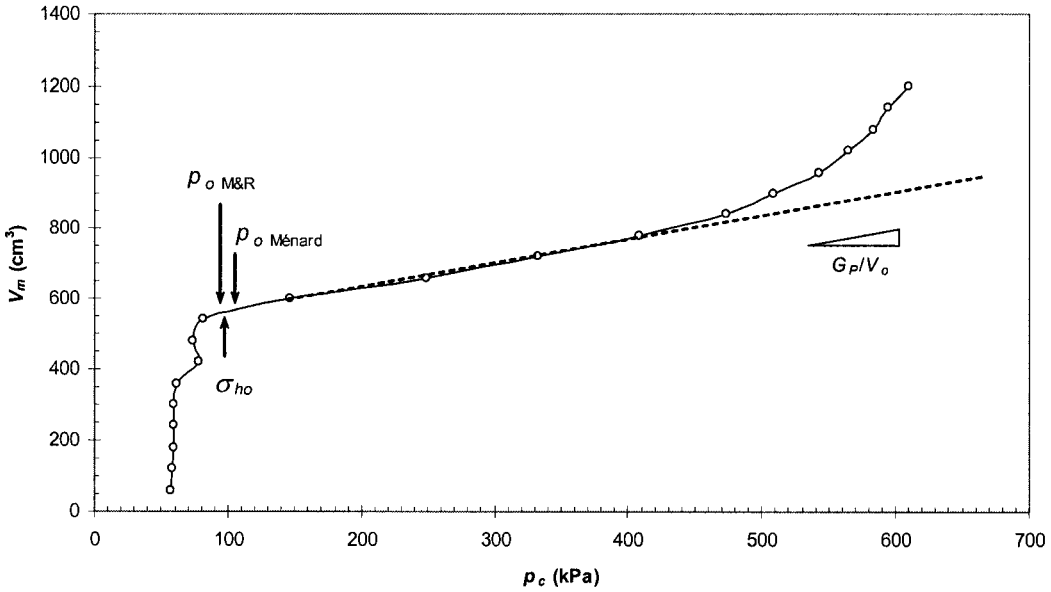


Figure 5.3 : Courbe pressiométrique corrigée de l'essai PMT S-1-1 de la campagne 2001 effectué à 5,80 m de profondeur sur le site de Mascouche

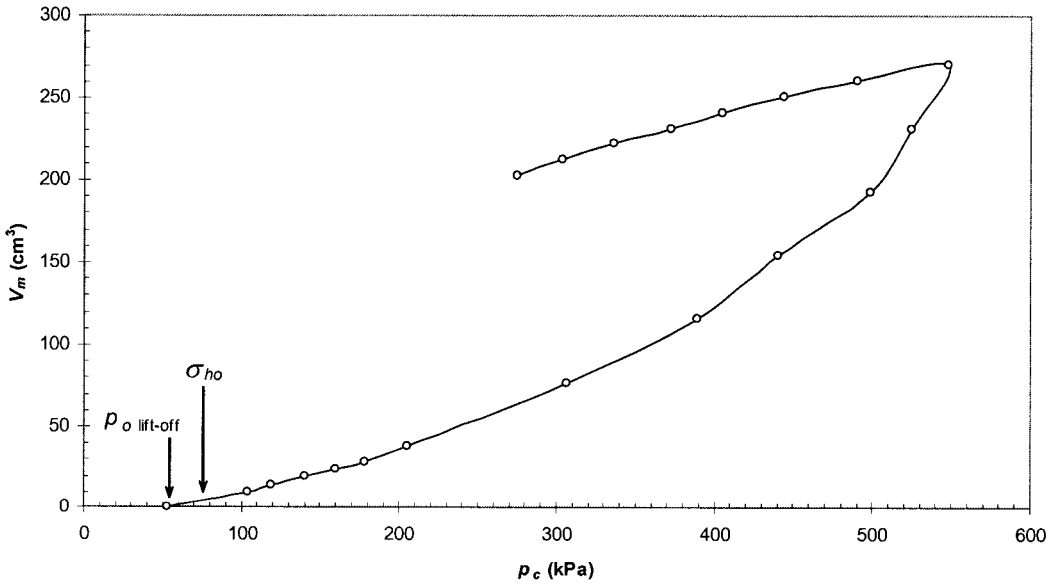


Figure 5.4 : Courbe pressiométrique corrigée de l'essai PMT S-2-6 de la campagne 2002 effectué à 4,45 m de profondeur sur le site de Mascouche

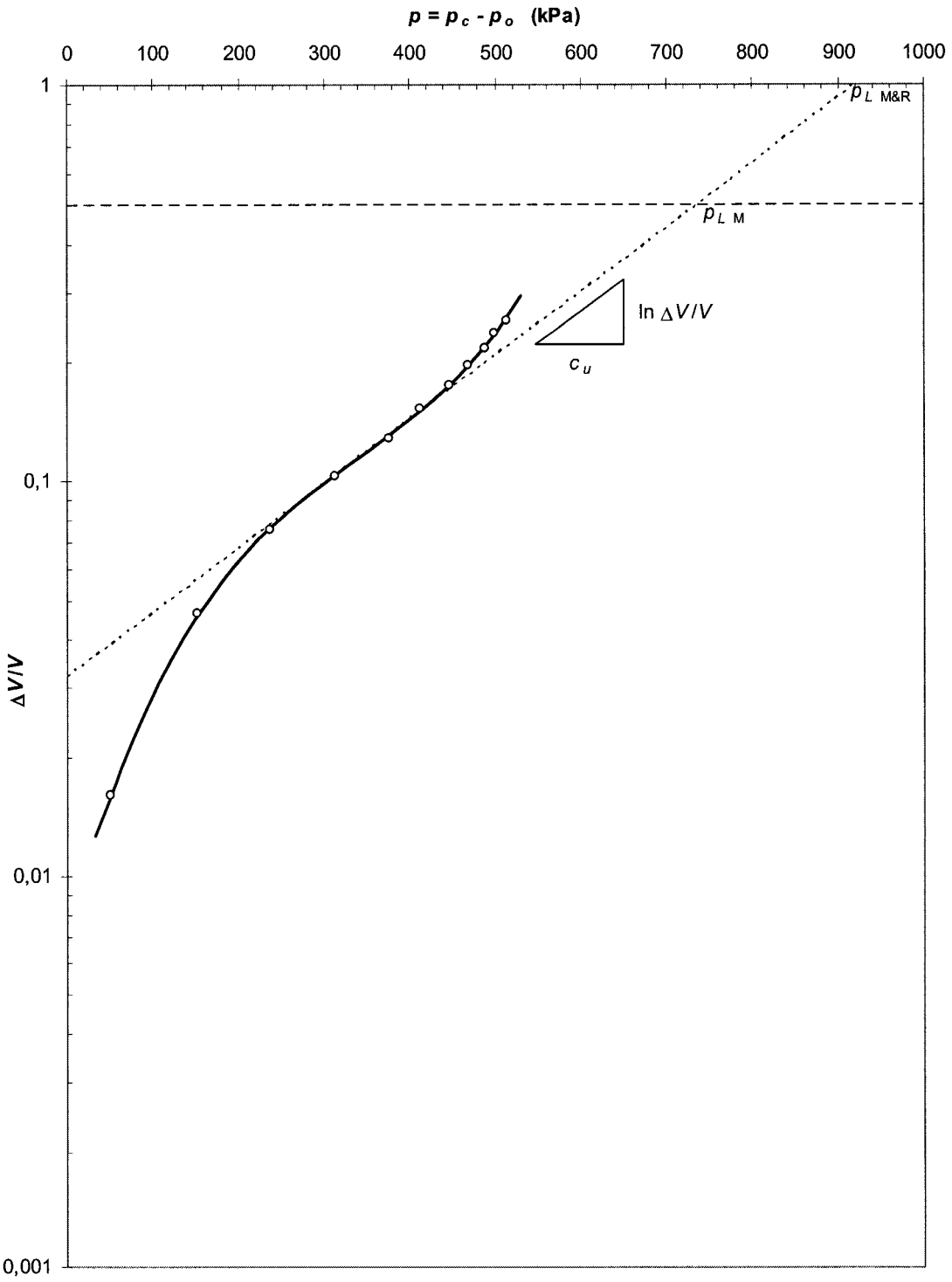


Figure 5.5 : Courbe pressiométrique nette de l'essai PMT S-1-1 de la campagne 2001 effectué à 5,80 m de profondeur sur le site de Mascouche

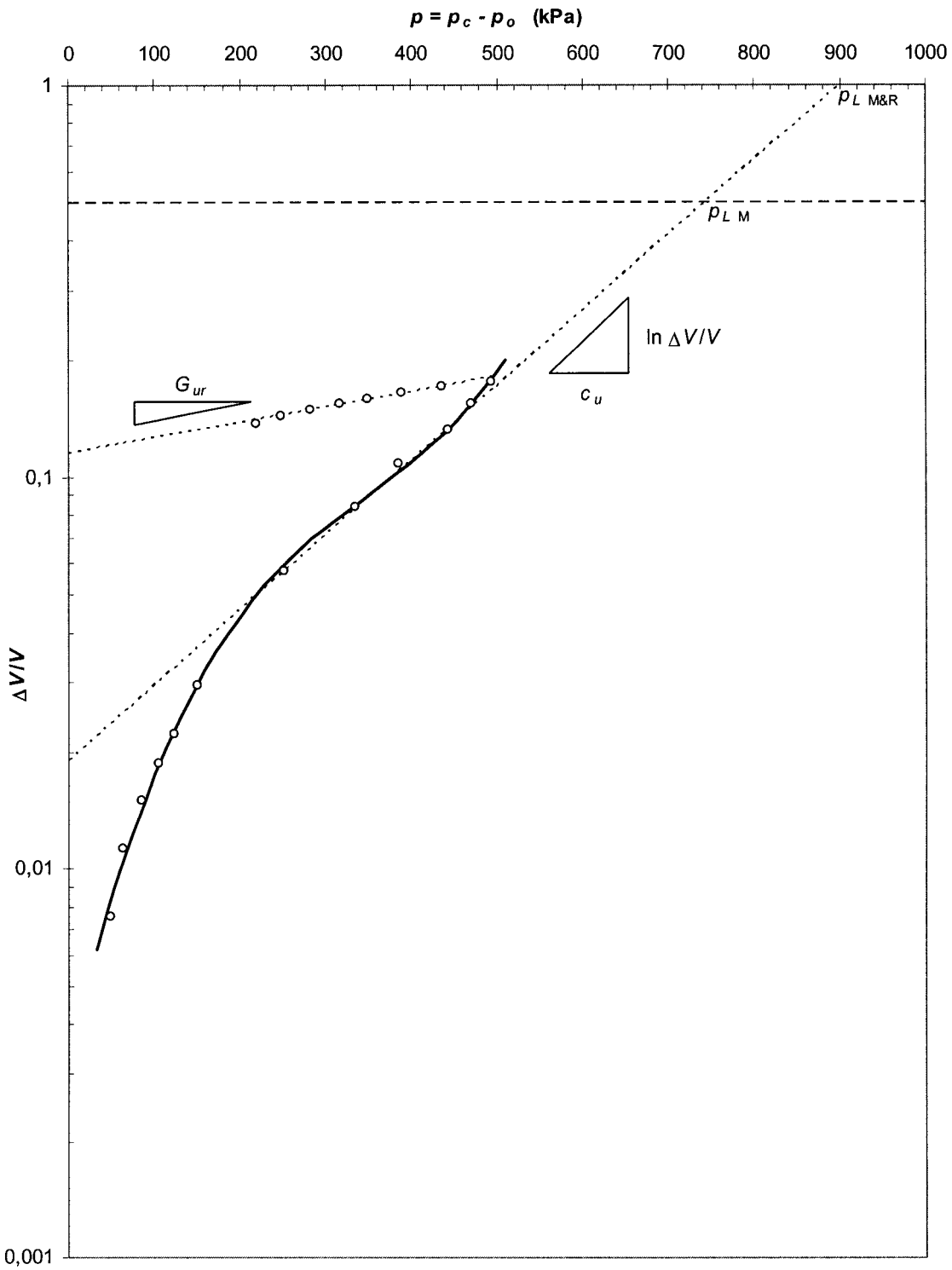


Figure 5.6 : Courbe pressiométrique nette de l'essai PMT S-2-6 de la campagne 2002 effectué à 4,45 m de profondeur sur le site de Mascouche

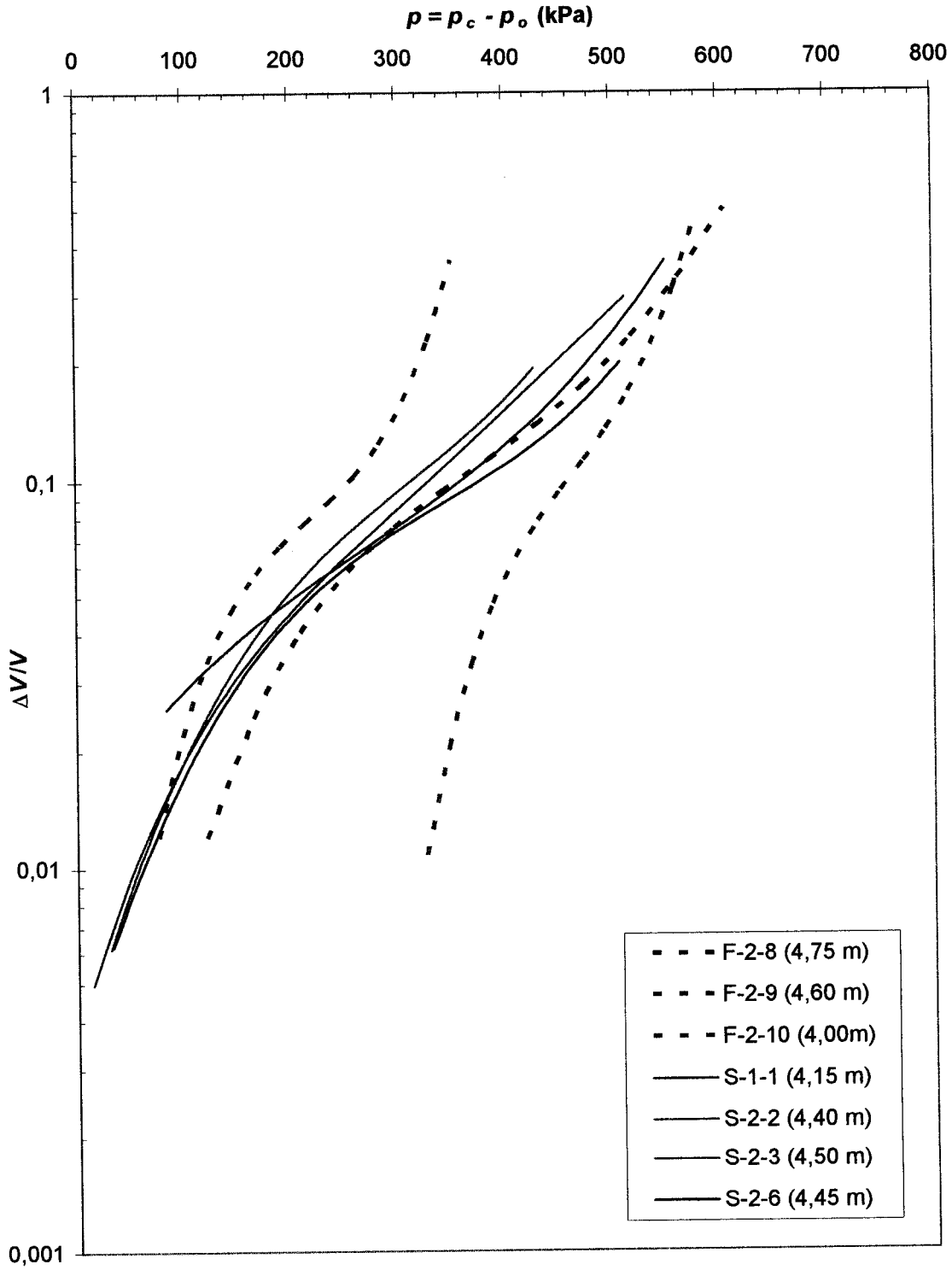


Figure 5.7 : Courbes pressiométriques nettes issues des essais ISCT et PMT sur le site de Mascouche pour des profondeurs variant de 4,0 à 5,0 m

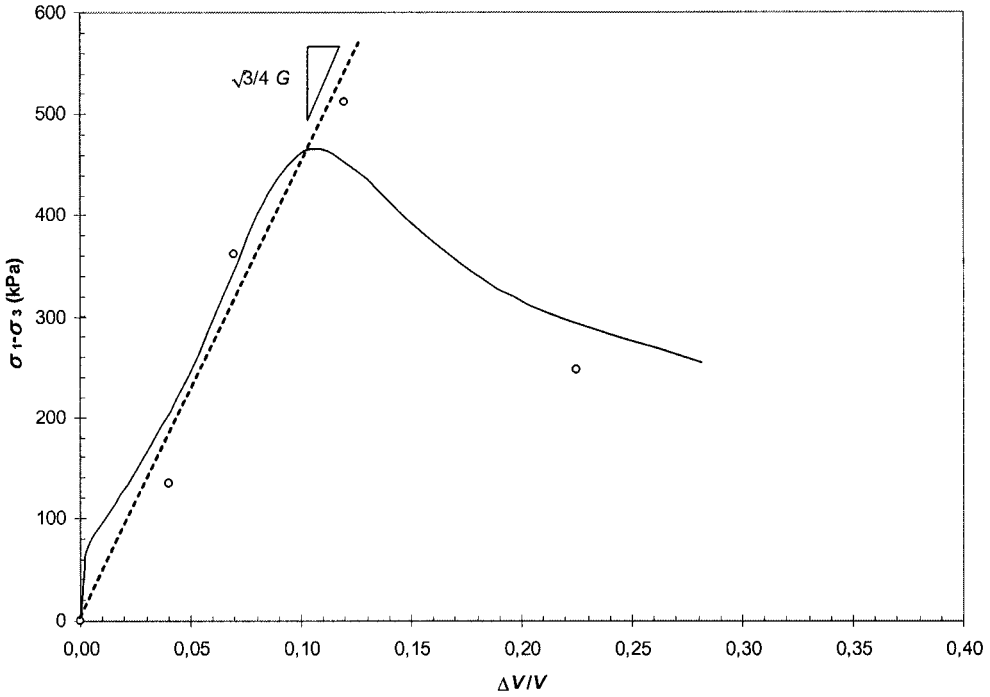


Figure 5.8 : Courbe contrainte-déformation typique du comportement de l'argile de Mascouche lors de l'essai ISCT F-2-8 à une profondeur de 4,75 m

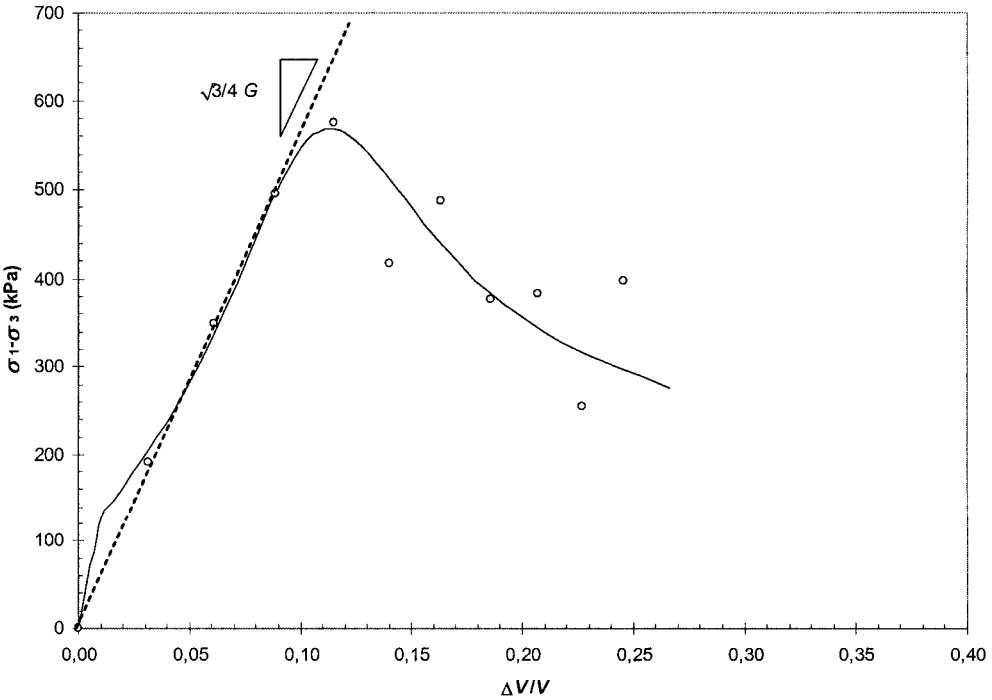


Figure 5.9 : Courbe contrainte-déformation typique du comportement de l'argile de Mascouche lors de l'essai PMT S-1-1 à une profondeur de 5,80 m

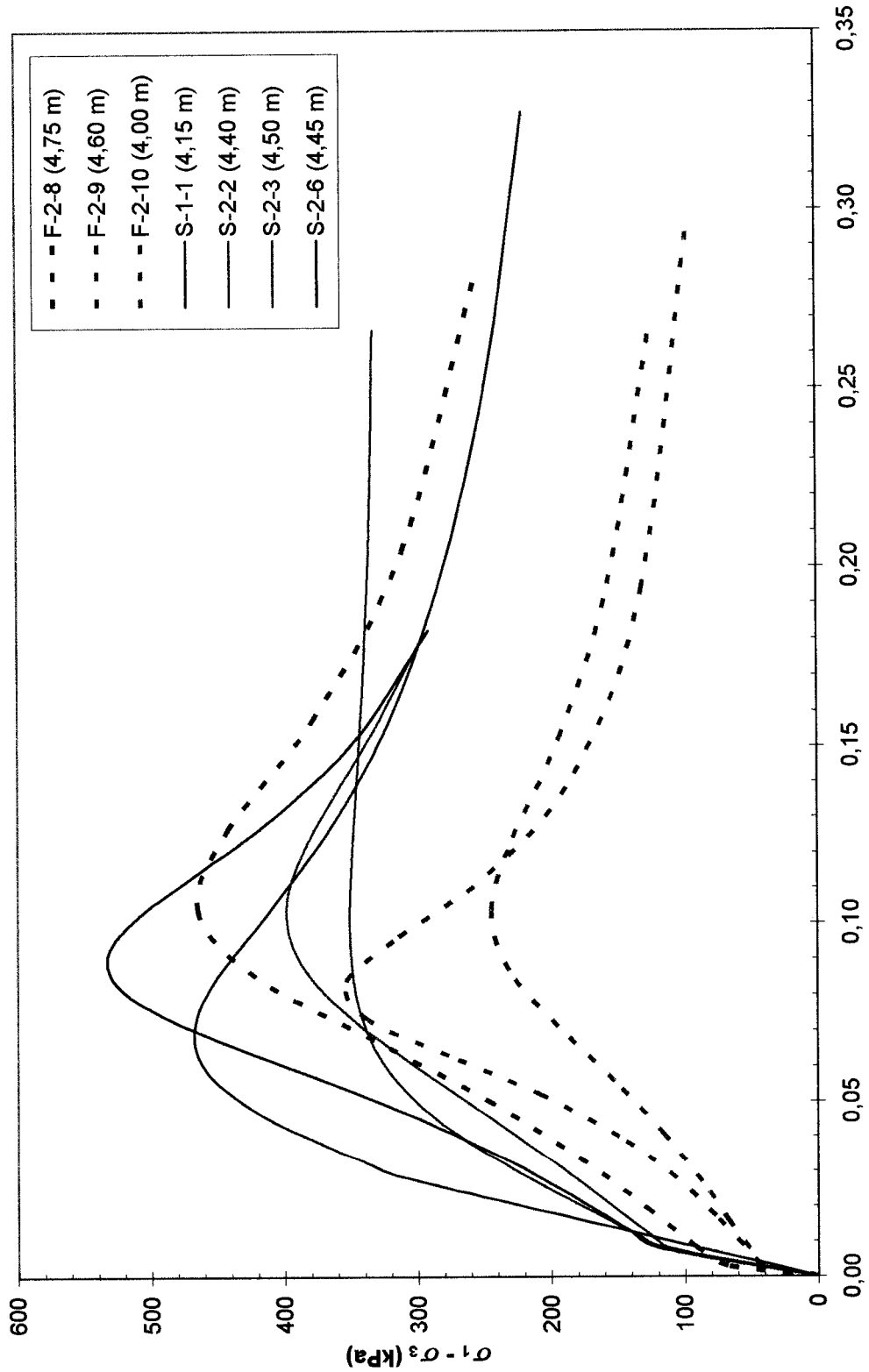


Figure 5.10 : Courbes contrainte-déformation issues des essais ISCT et PMT sur le site de Mascouche pour des profondeurs variant de 4,0 à 5,0 m

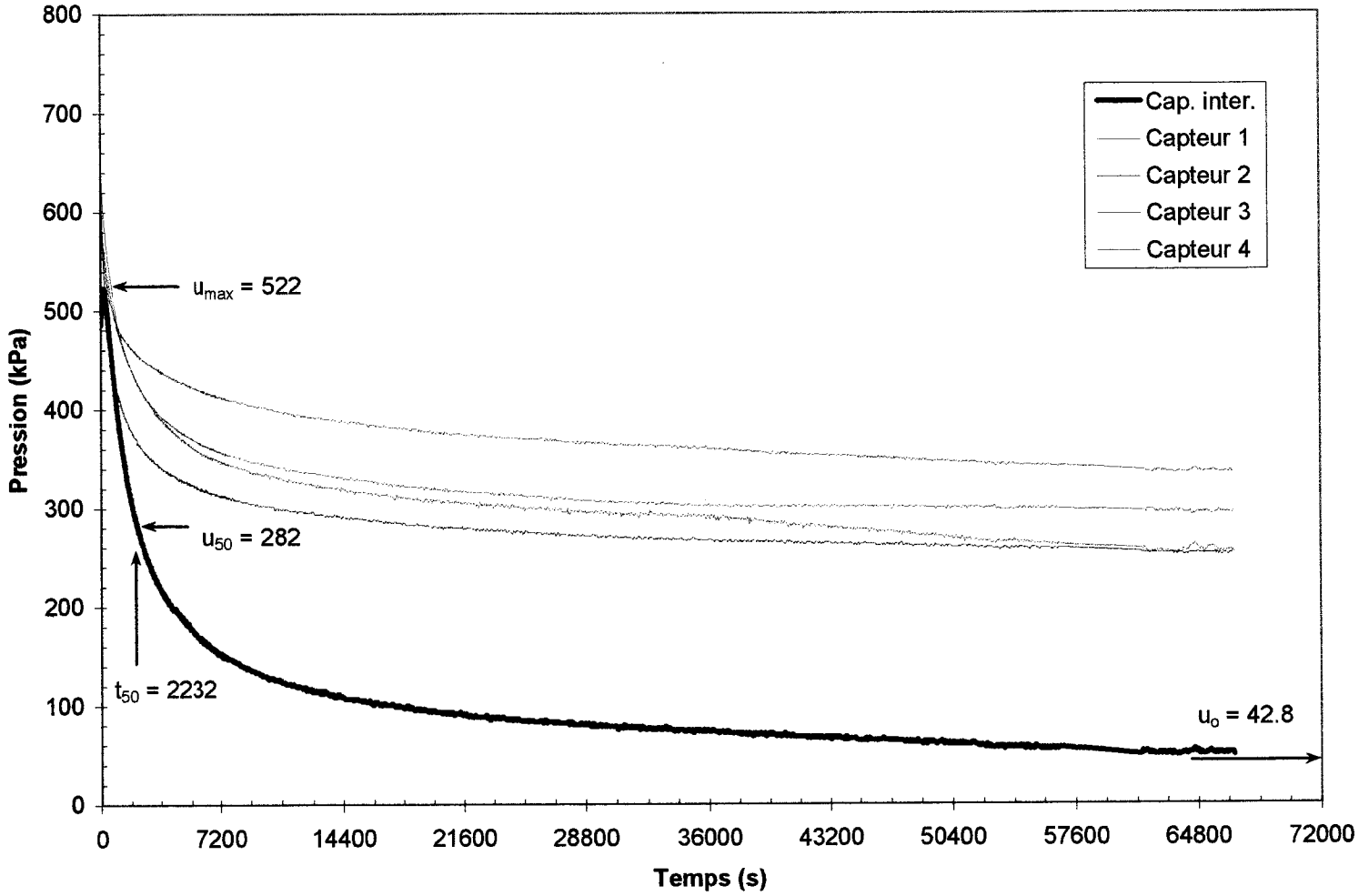


Figure 5.11 : Courbes de dissipation à déformation maintenue de l'essai ISCT F-2-2 effectué à une profondeur de 5,56 m sur le site de Mascouche

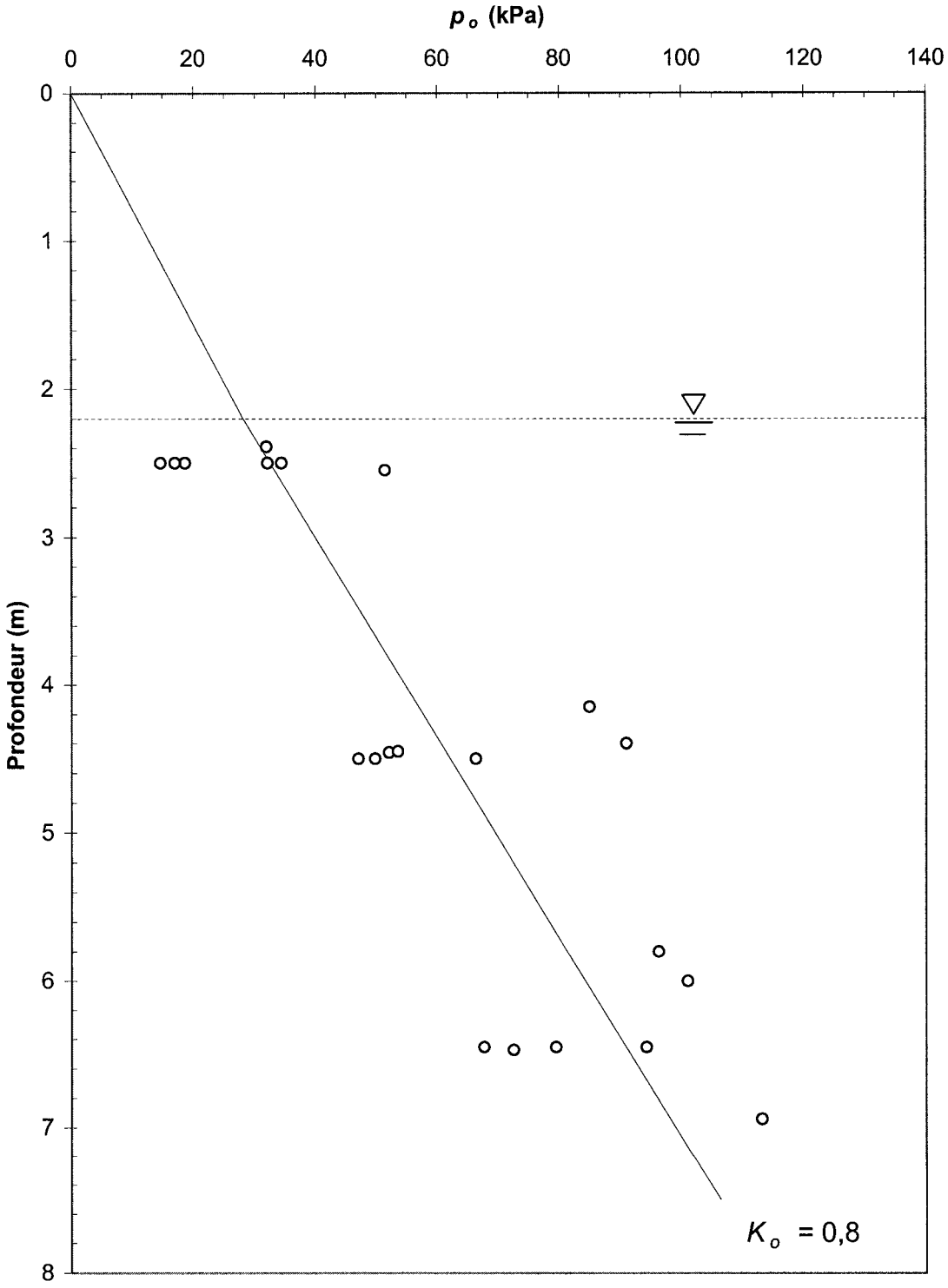


Figure 5.12 : Contraintes horizontales totales au repos déduites des essais PMT pour une élévation de la nappe normalisée à 2,2 m

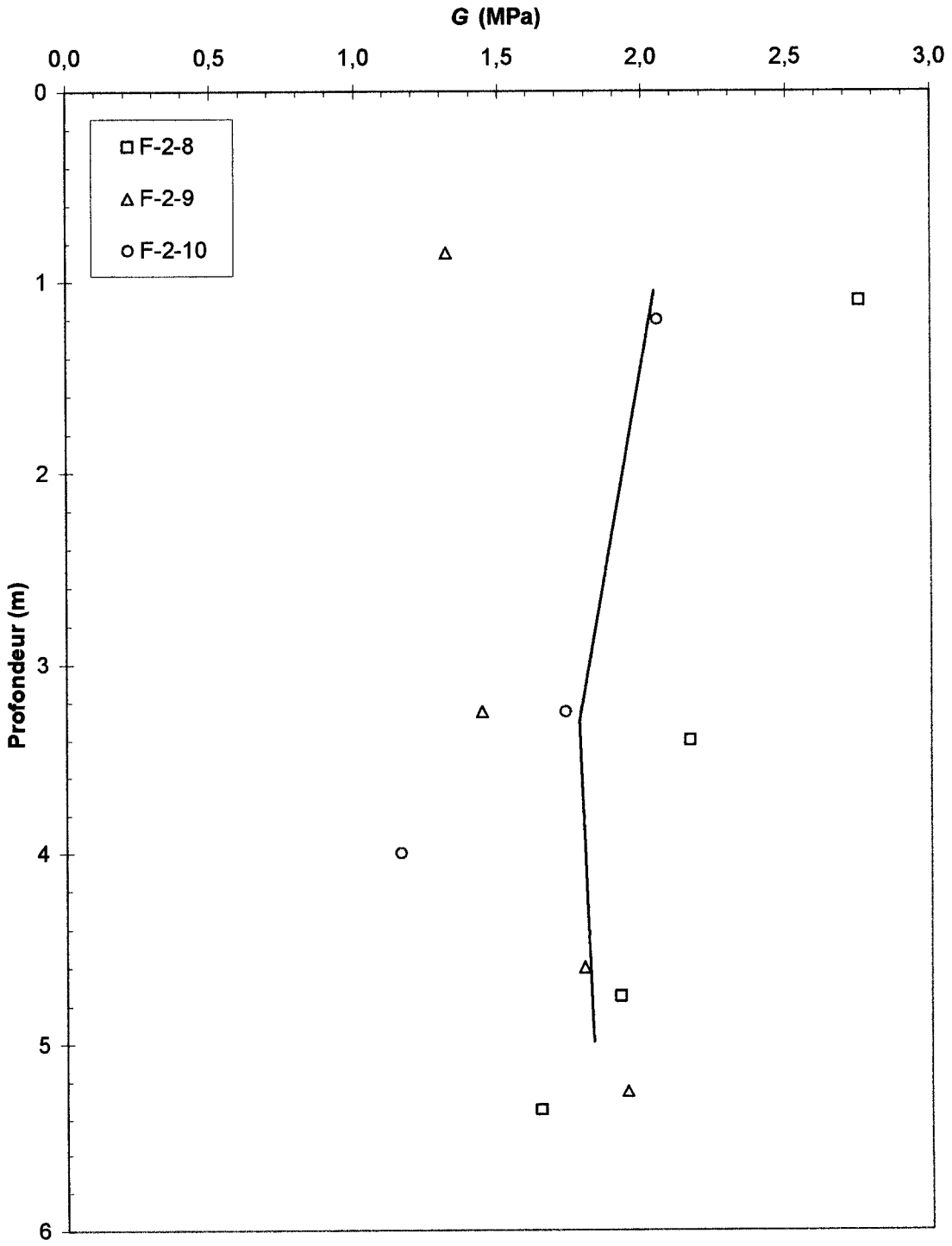


Figure 5.13 : Variation du module de cisaillement provenant d'essais ISCT réalisés sur le site de Mascouche

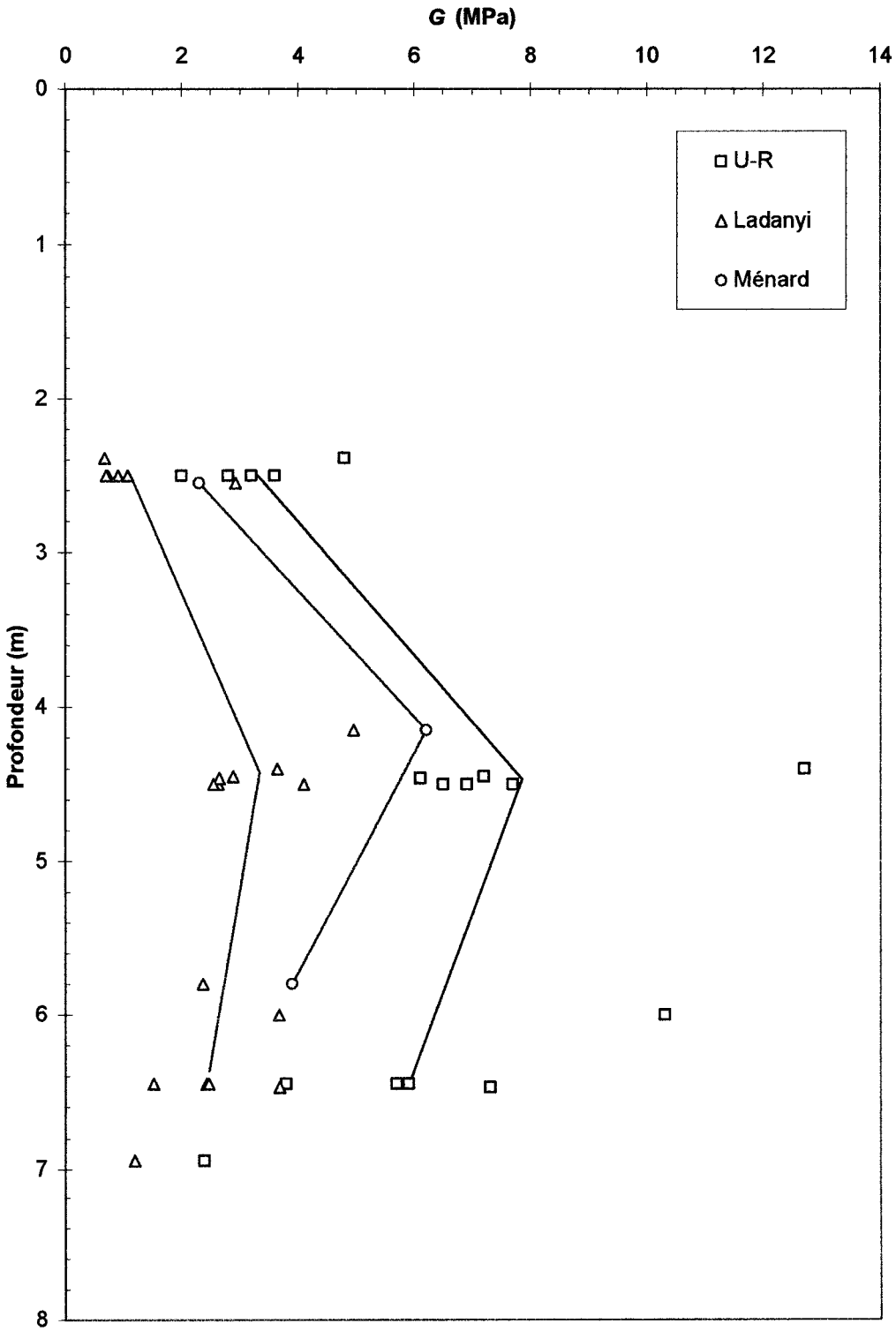


Figure 5.14 : Variation du module de cisaillement provenant d'essais PMT réalisés sur le site de Mascouche

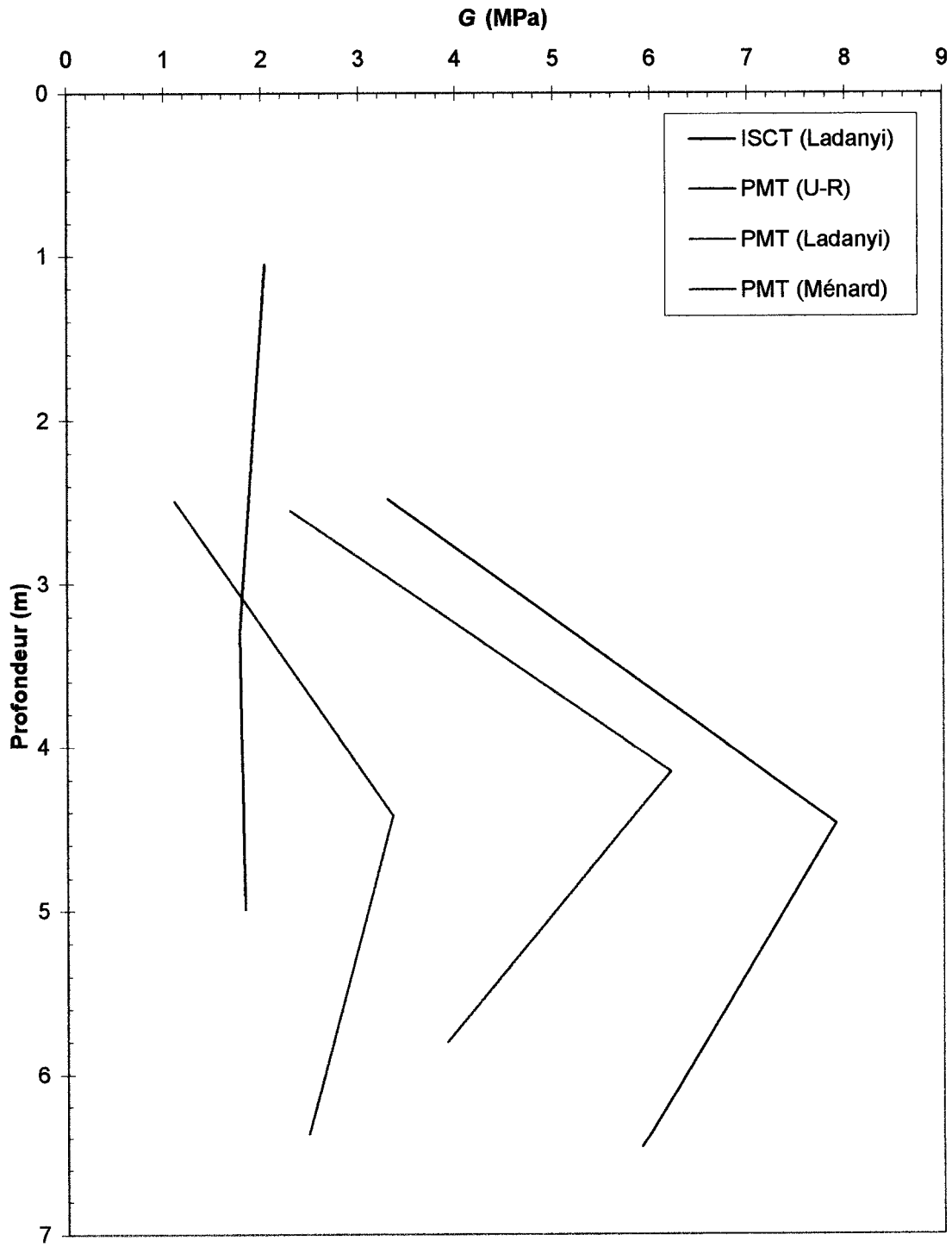


Figure 5.15 : Variation du module de cisaillement provenant d'essais ISCT et PMT réalisés sur le site de Mascouche

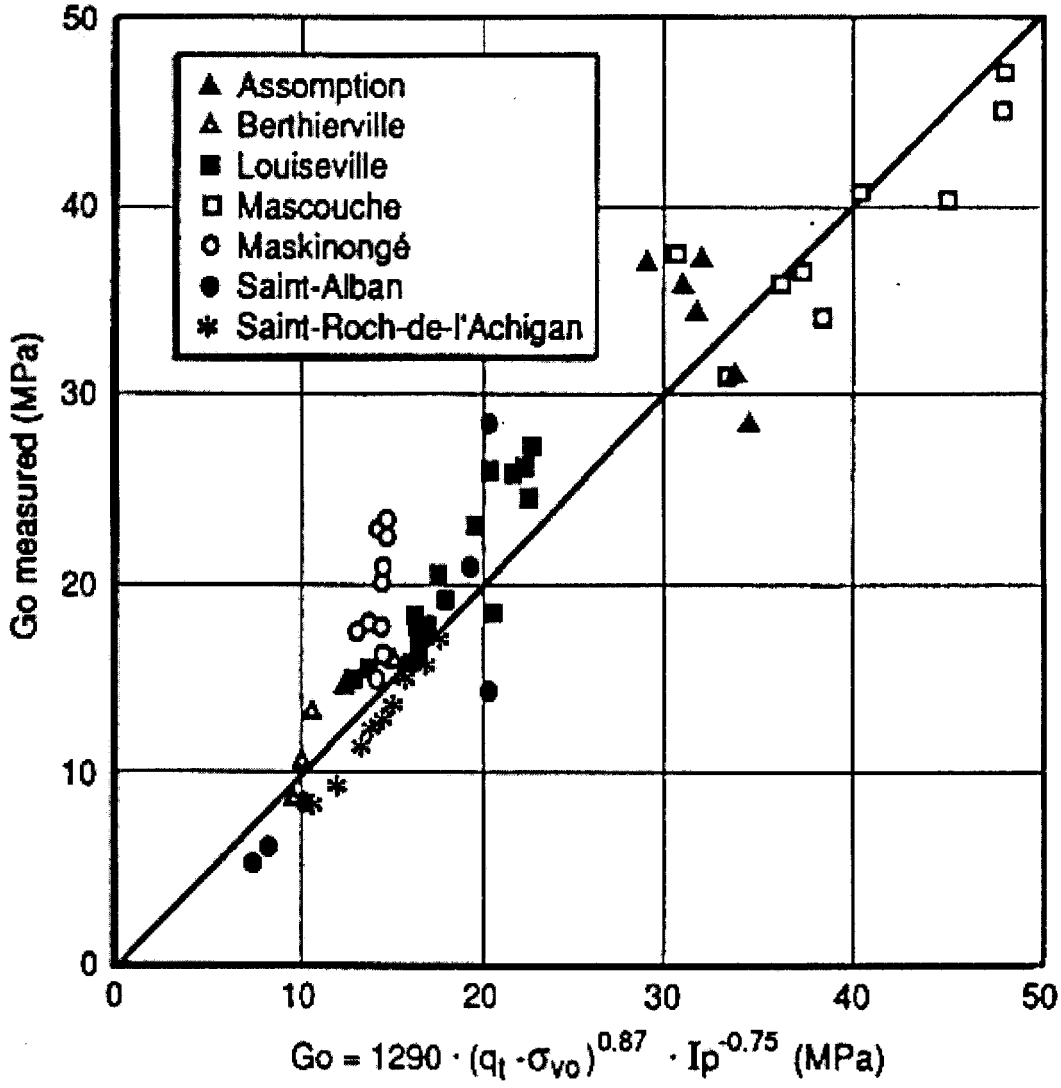


Figure 5.16 : Relation entre le module de cisaillement à faible déformation, la résistance en pointe nette et l'indice de plasticité

(Leroueil, 1997)

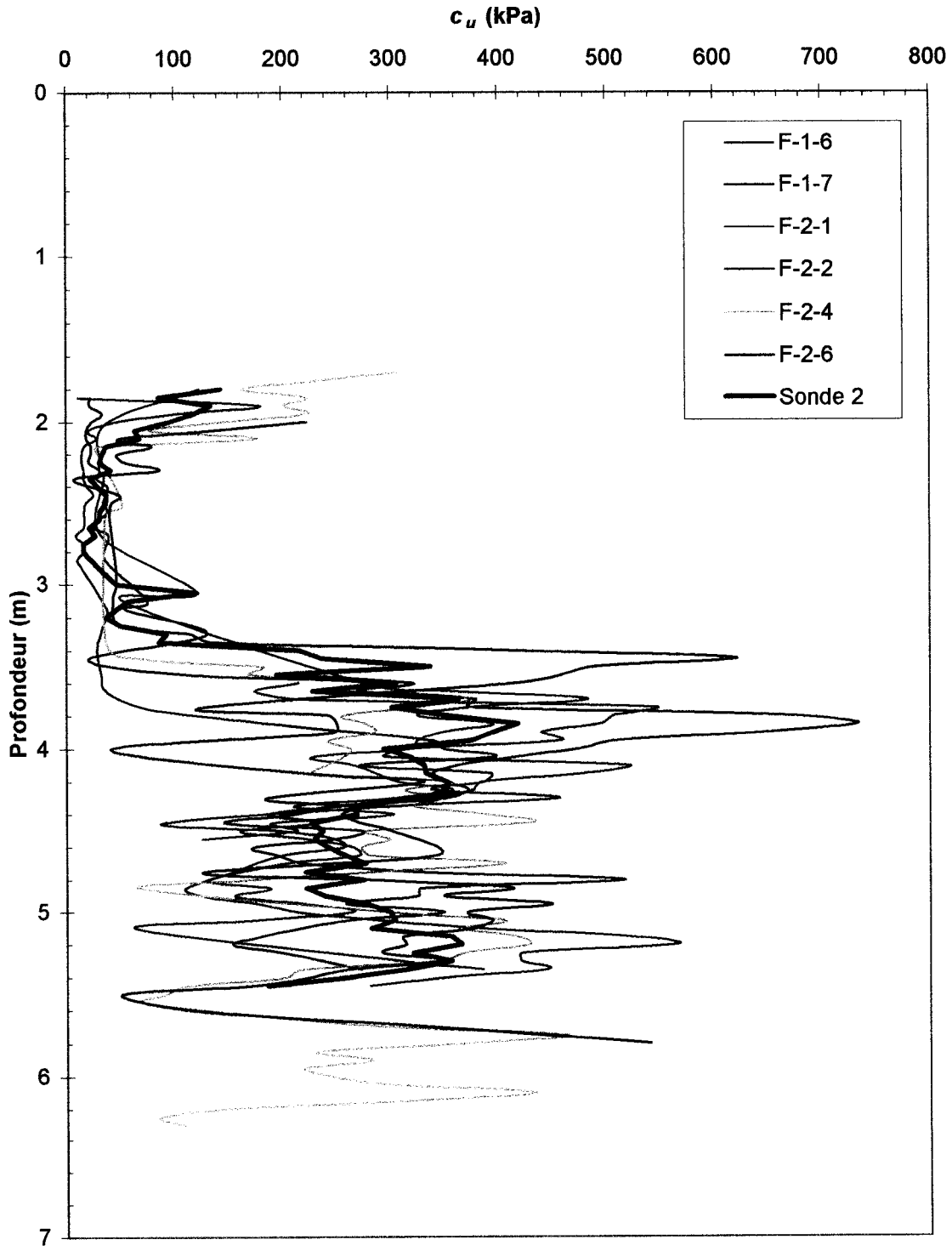


Figure 5.17 : Profils continus des résistances au cisaillement non drainé obtenus à partir de régressions linéaires automatisées tirées de la sonde #2

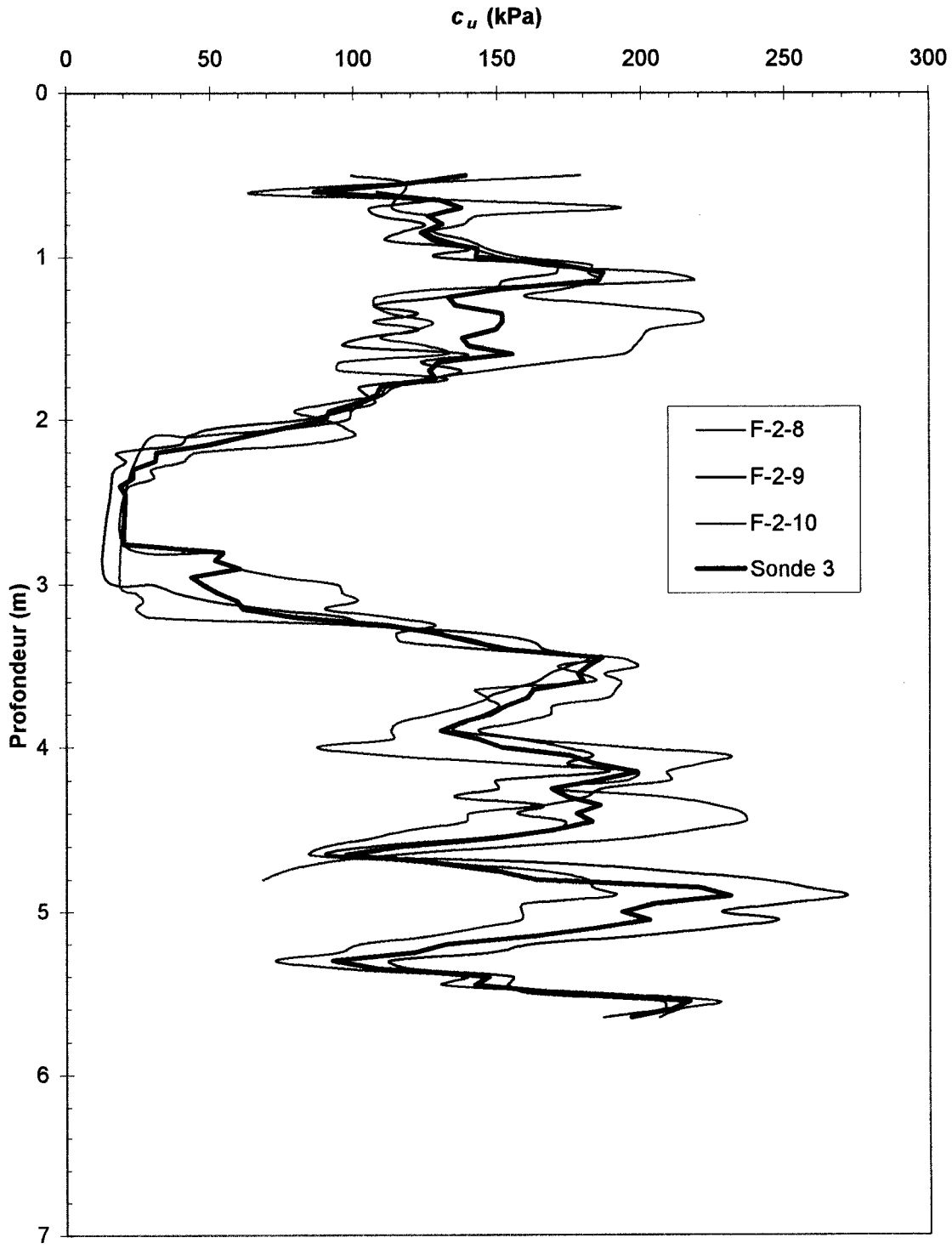


Figure 5.18 : Profils continus des résistances au cisaillement non drainé obtenus à partir de régressions linéaires automatisées tirées de la sonde #3

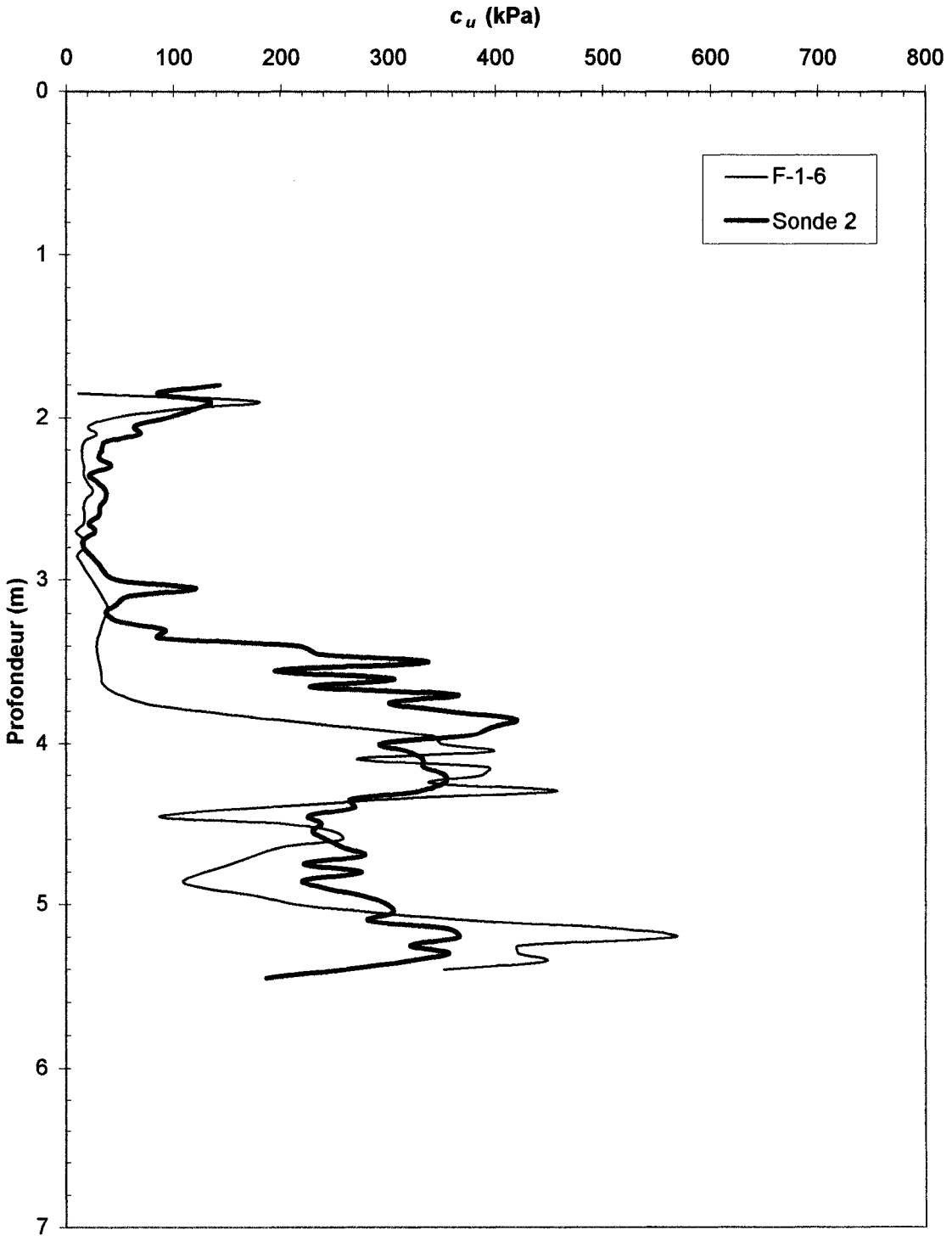


Figure 5.19 : Comparaison du profil de résistance au cisaillement non drainé issu de l'essai F-1-6 avec le profil moyen obtenu de la sonde #2

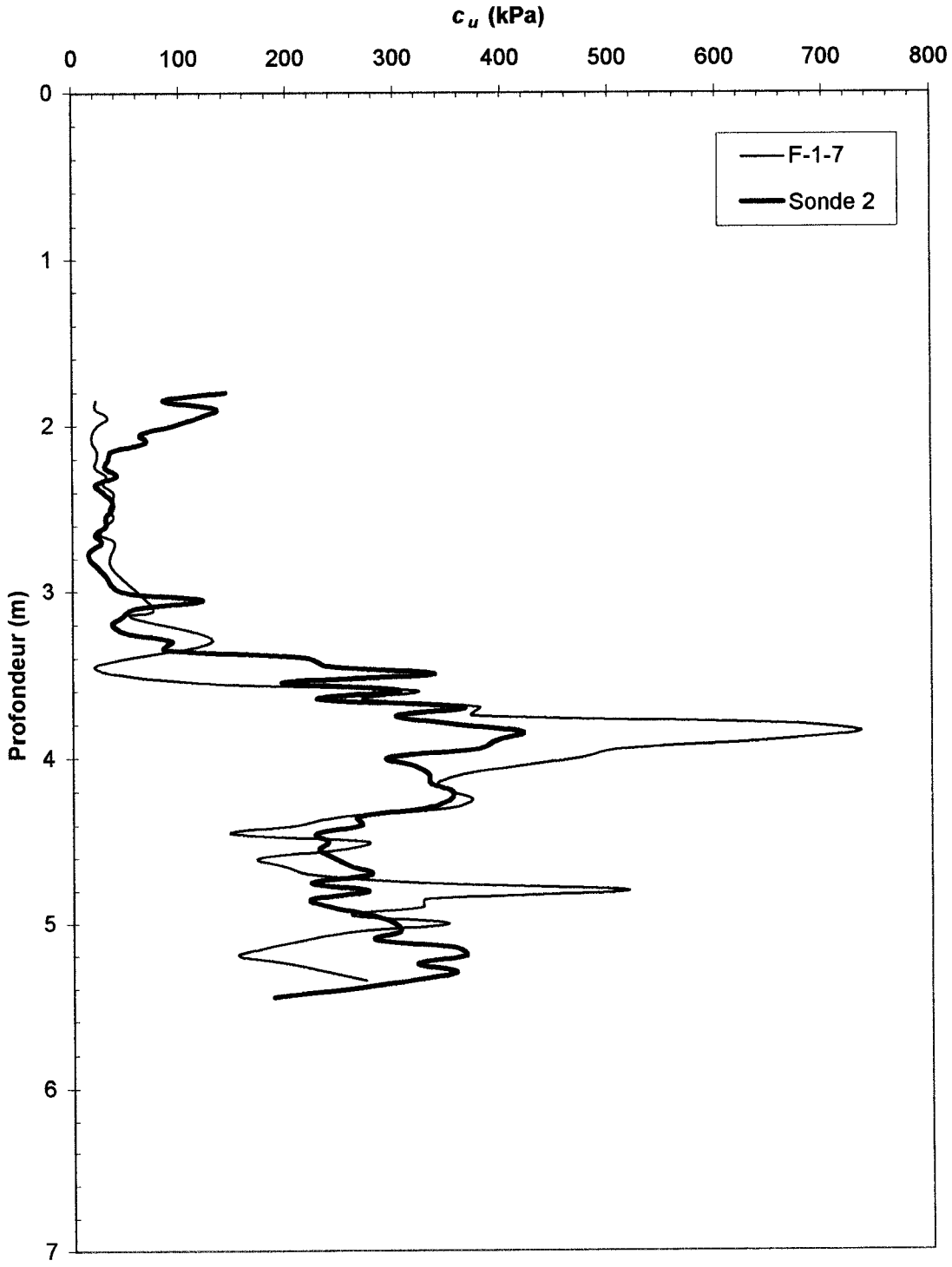


Figure 5.20 : Comparaison du profil de résistance au cisaillement non drainé issu de l'essai F-1-7 avec le profil moyen obtenu de la sonde #2

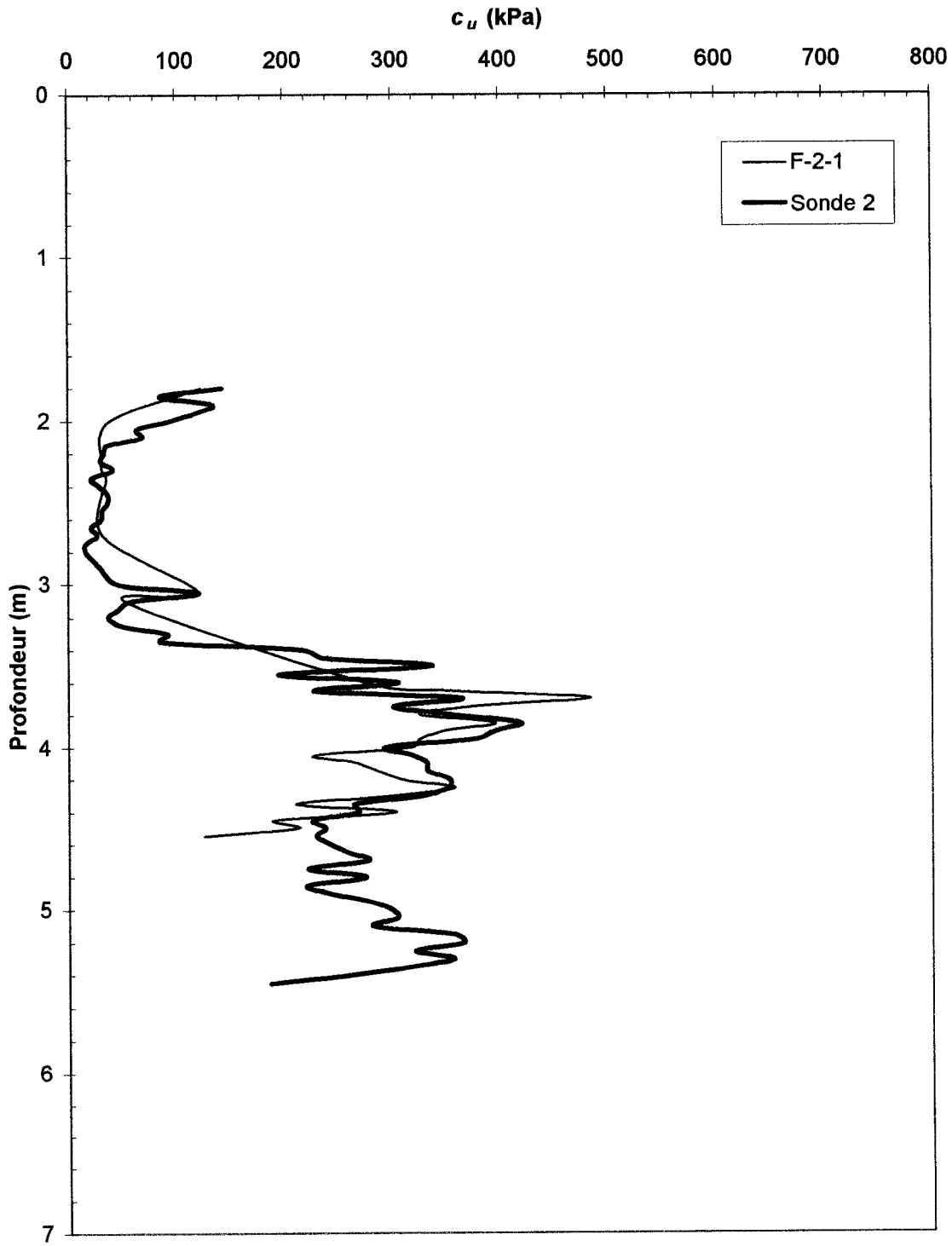


Figure 5.21 : Comparaison du profil de résistance au cisaillement non drainé issu de l'essai F-2-1 avec le profil moyen obtenu de la sonde #2

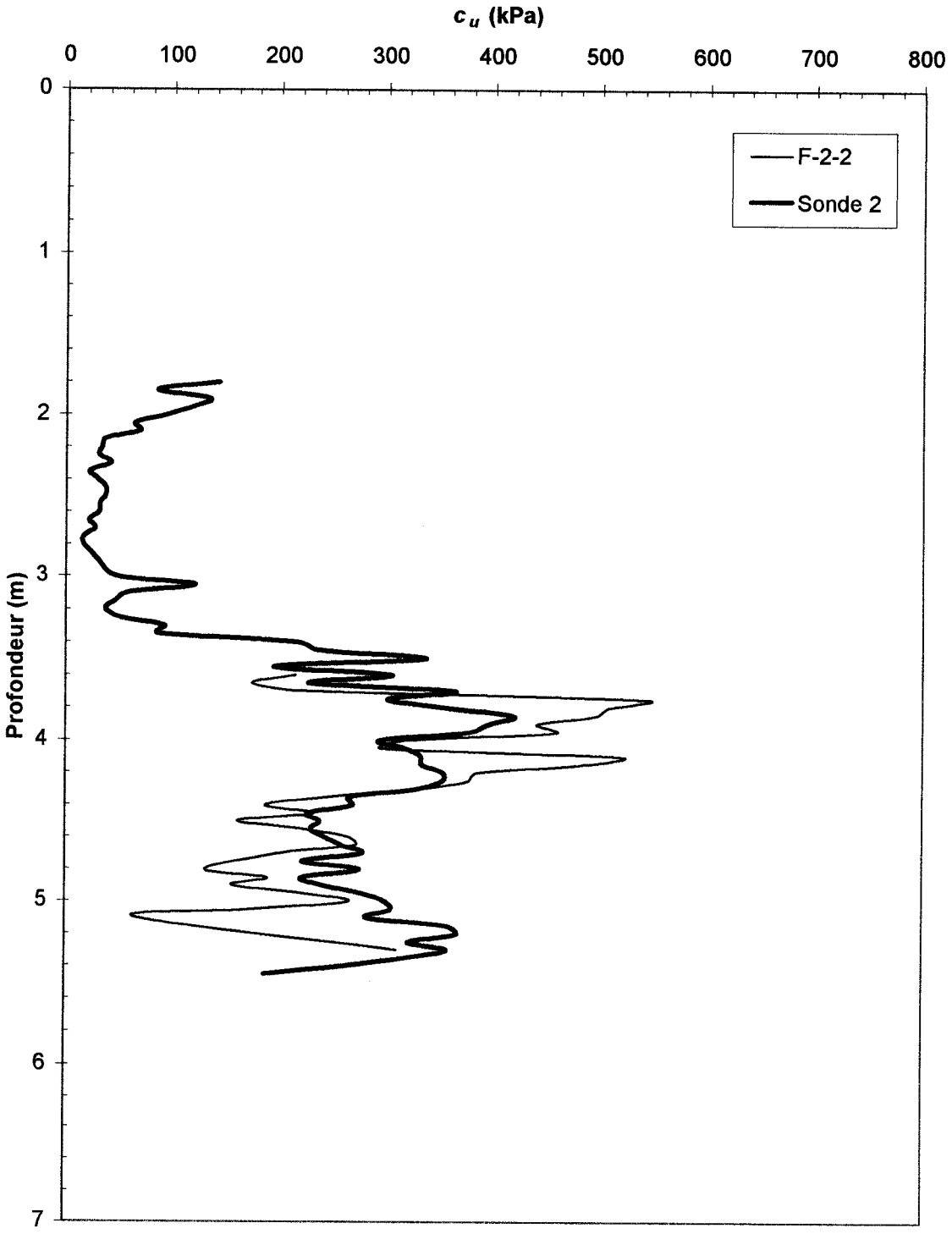


Figure 5.22 : Comparaison du profil de résistance au cisaillement non drainé issu de l'essai F-2-2 avec le profil moyen obtenu de la sonde #2

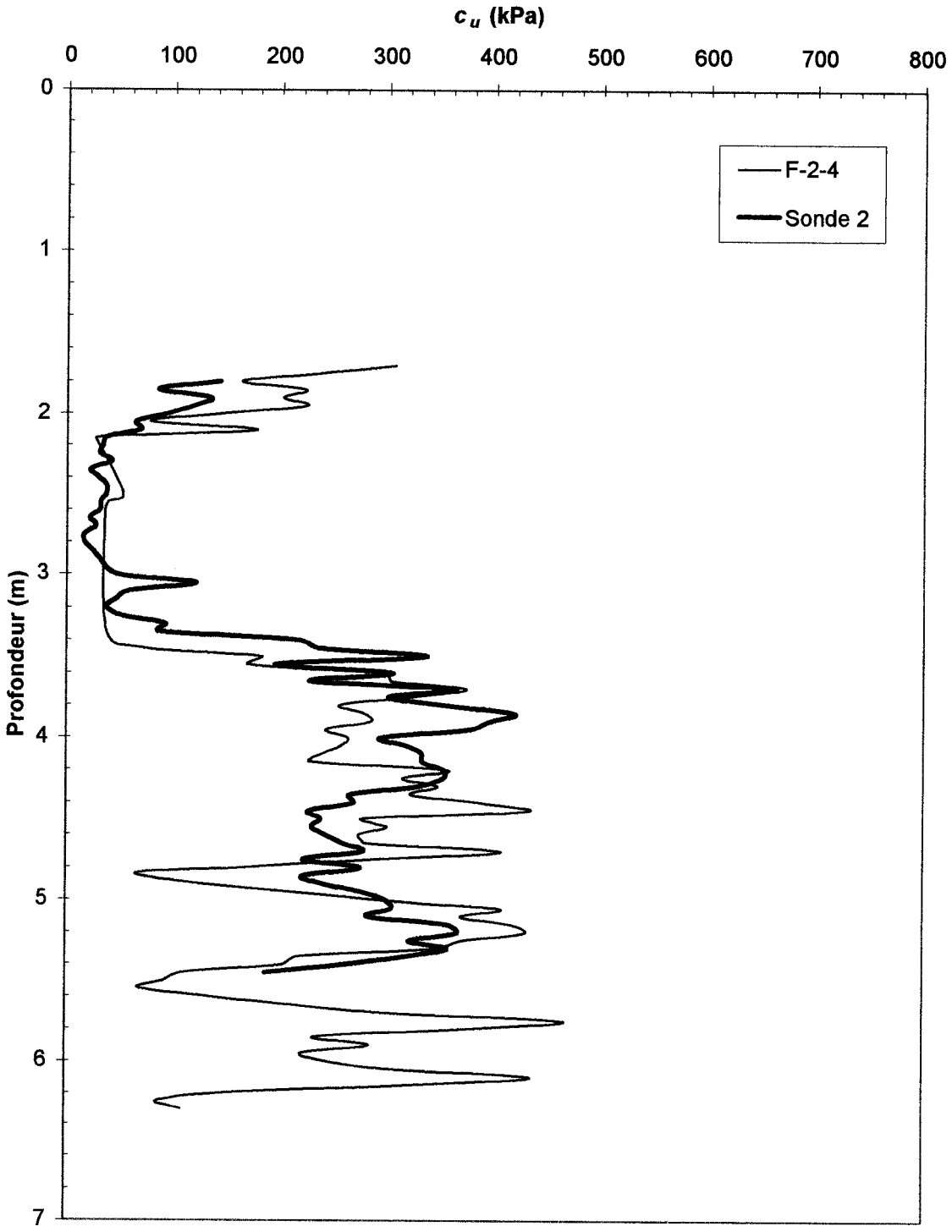


Figure 5.23 : Comparaison du profil de résistance au cisaillement non drainé issu de l'essai F-2-4 avec le profil moyen obtenu de la sonde #2

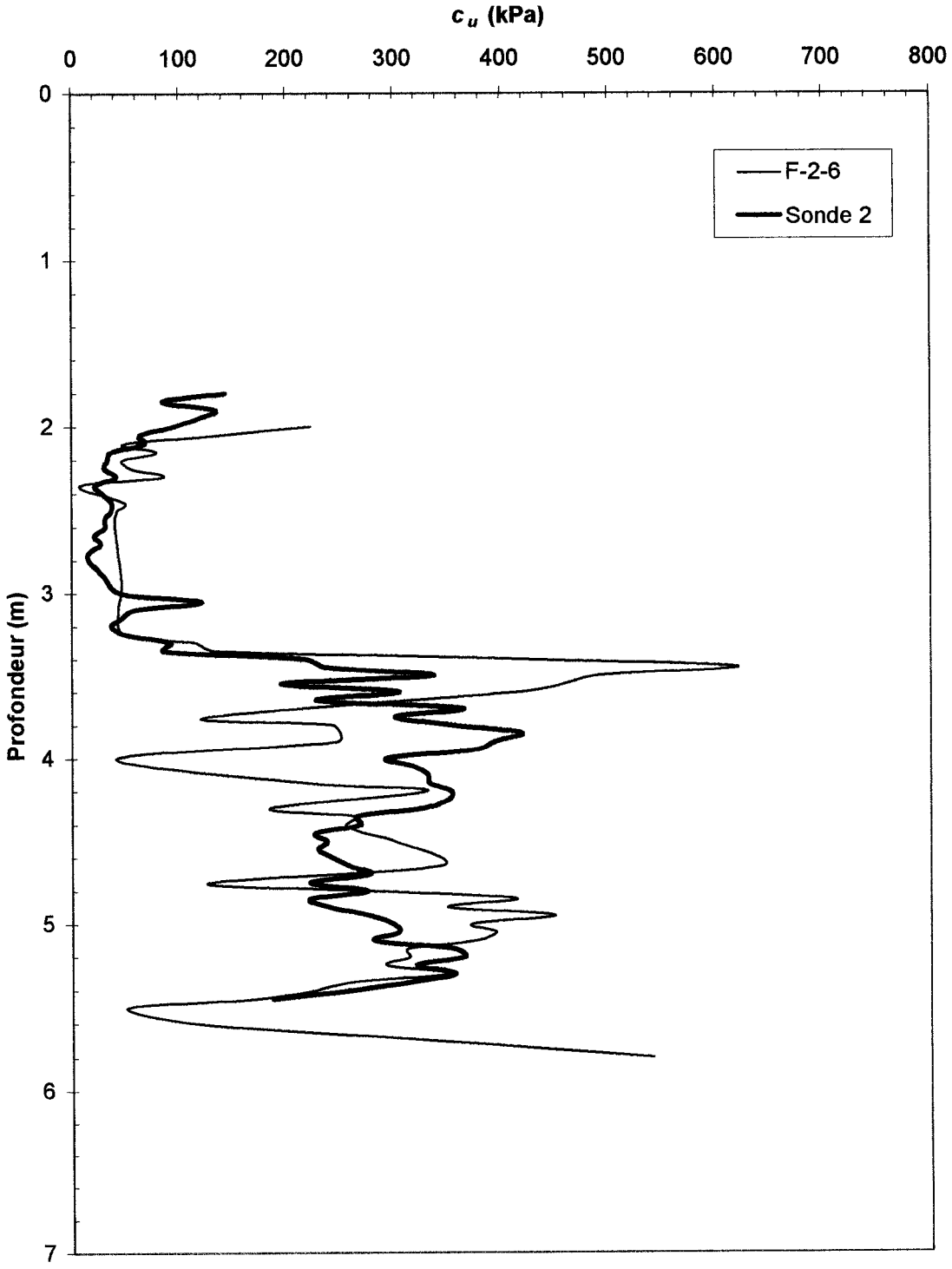


Figure 5.24 : Comparaison du profil de résistance au cisaillement non drainé issu de l'essai F-2-6 avec le profil moyen obtenu de la sonde #2

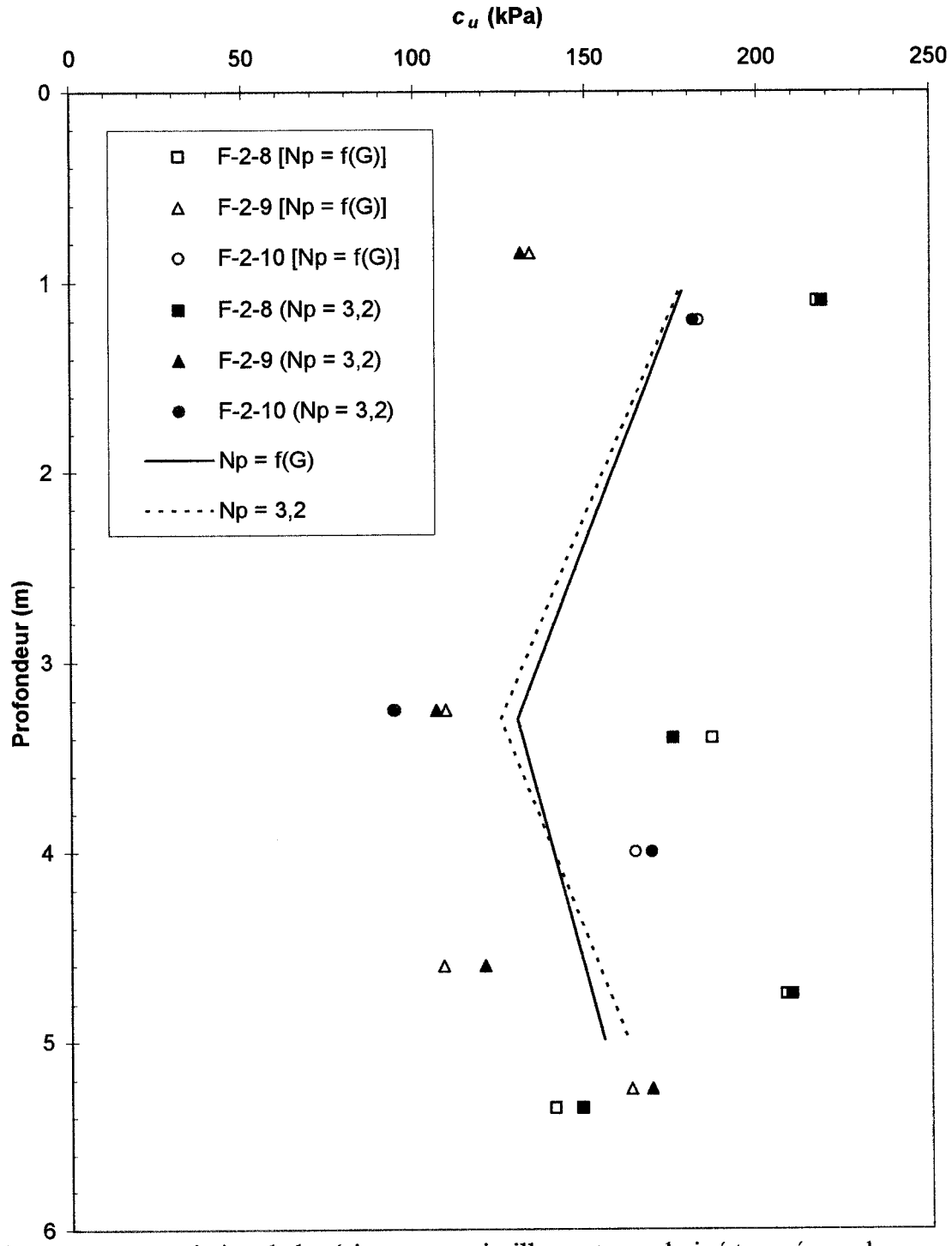


Figure 5.25 : Variation de la résistance au cisaillement non drainé trouvée par la méthode de Ménard à partir des essais ISCT réalisés sur le site de Mascouche

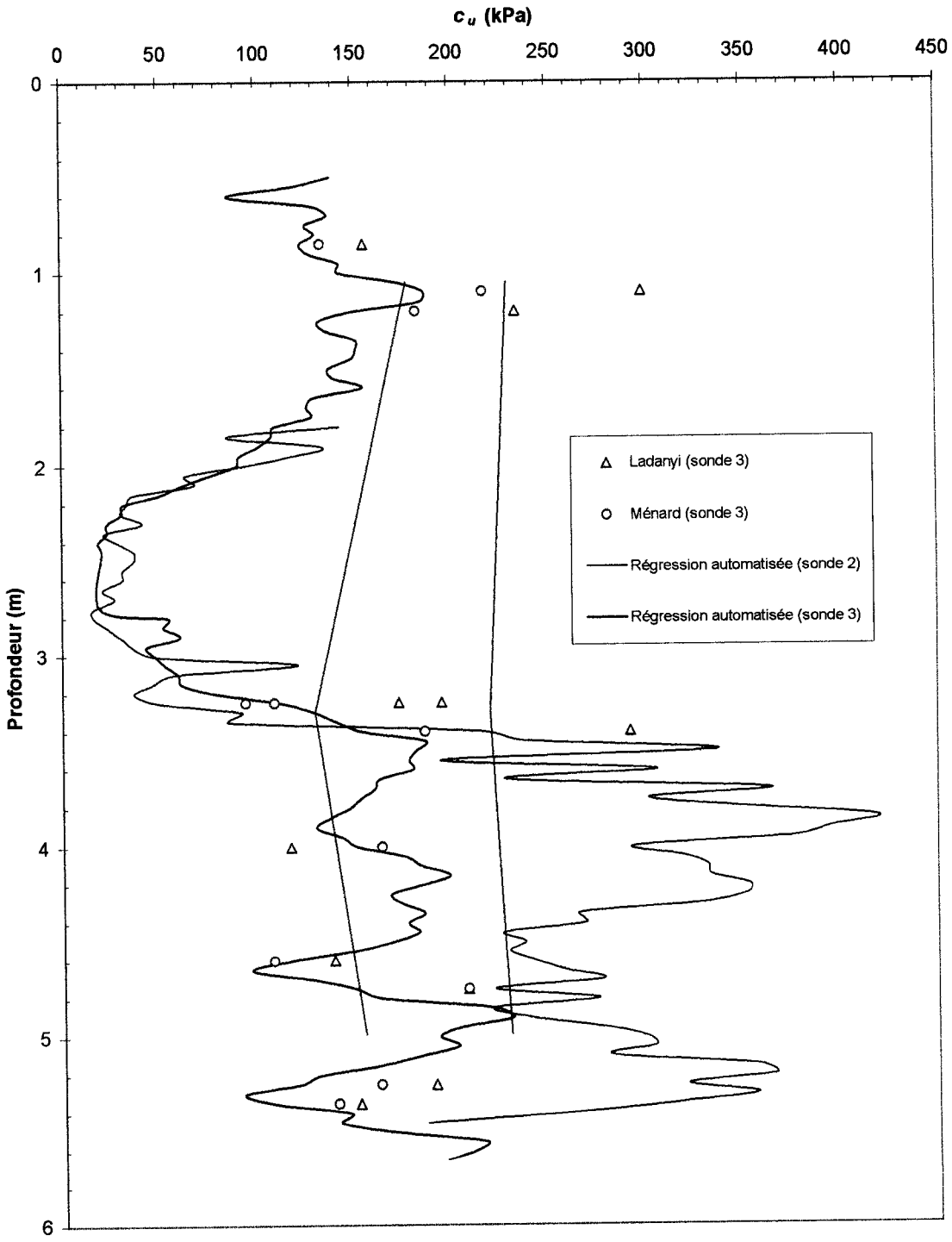


Figure 5.26 : Techniques d'interprétation utilisées dans la détermination de la résistance au cisaillement non drainé provenant des essais ISCT réalisés sur le site de Mascouche

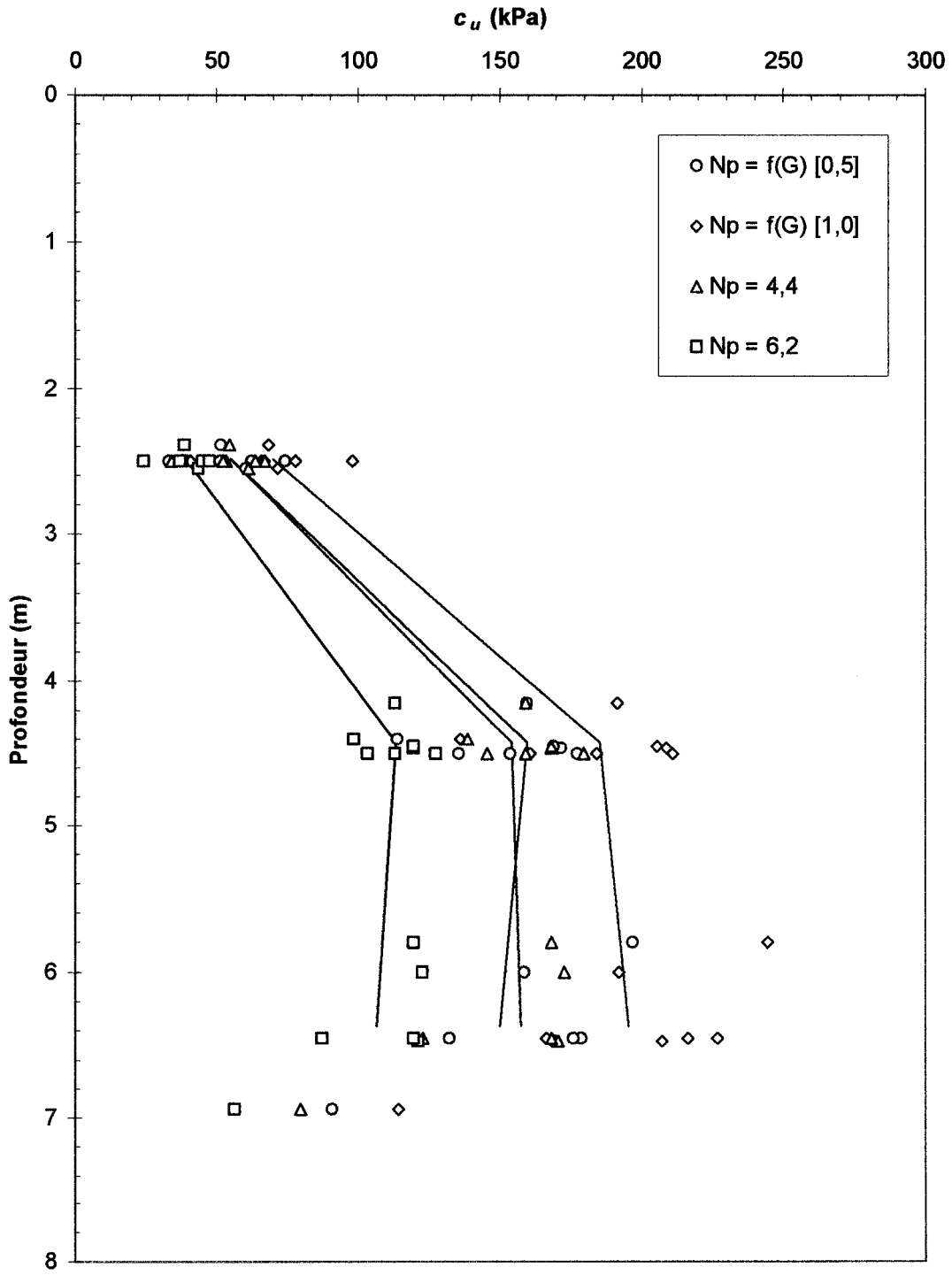


Figure 5.27 : Variation de la résistance au cisaillement non drainé trouvée par la méthode de Ménard à partir des essais PMT réalisés sur le site de Mascouche

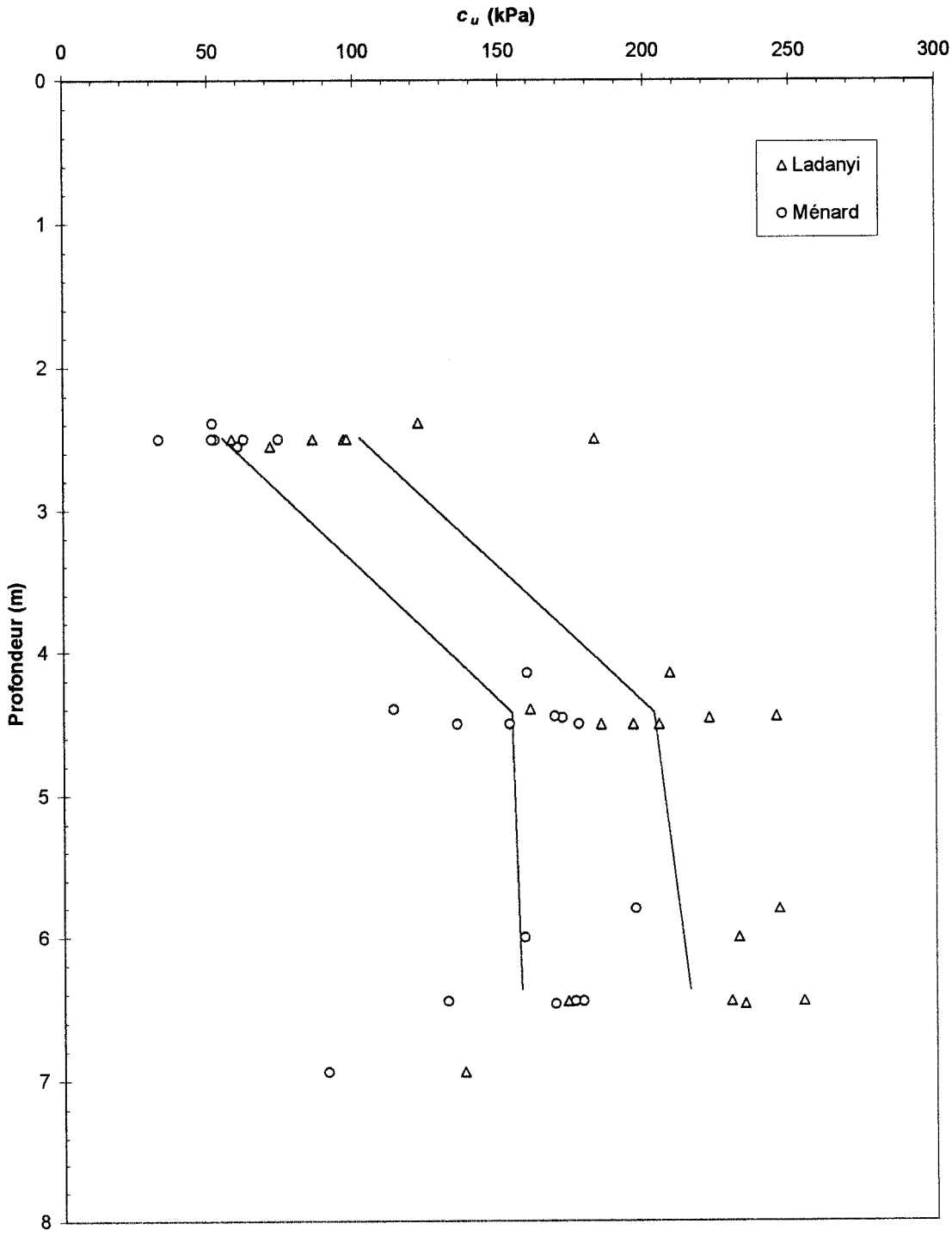


Figure 5.28 : Techniques d'interprétation utilisées dans la détermination de la résistance au cisaillement non drainé provenant des essais PMT réalisés sur le site de Mascouche

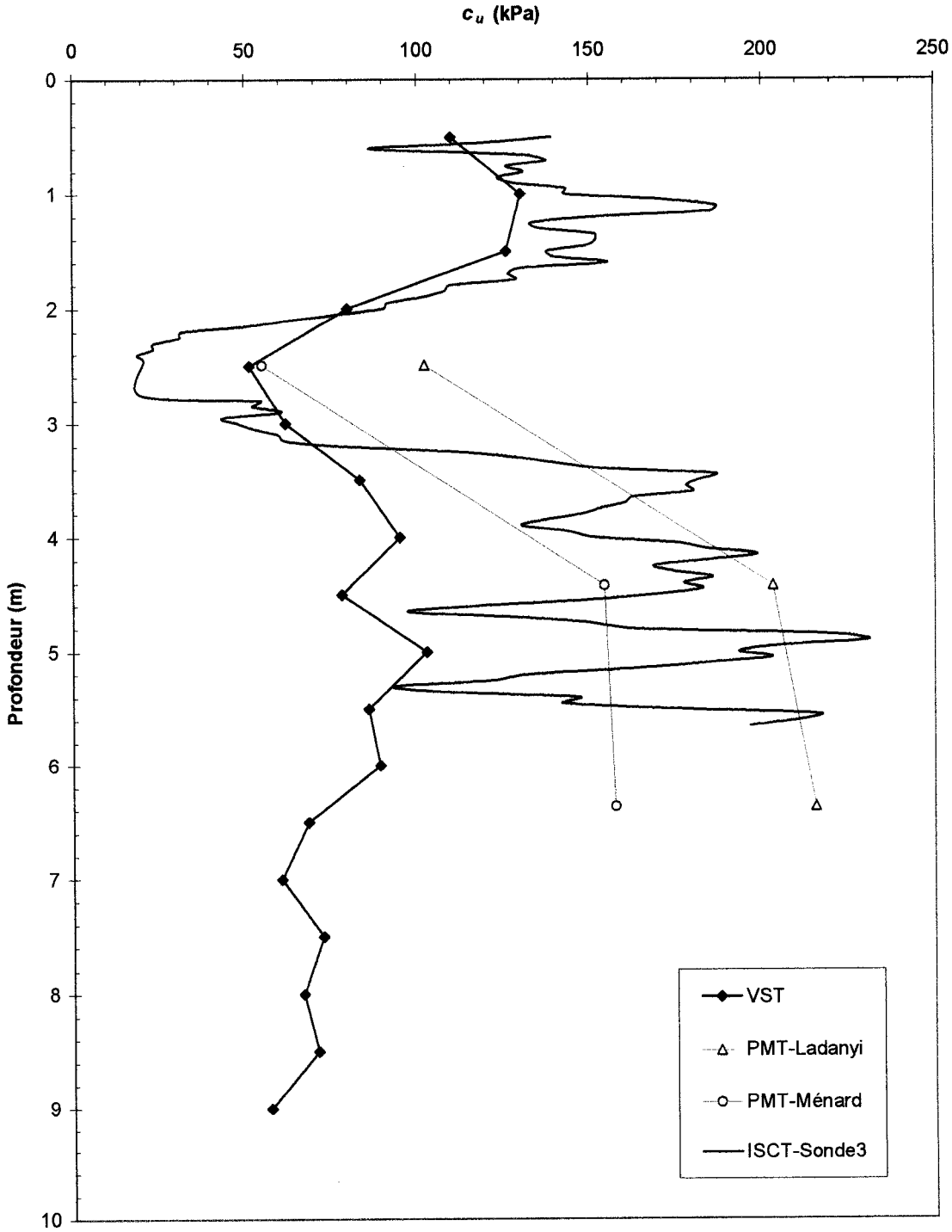


Figure 5.29 : Profils comparatifs de résistance au cisaillement non drainé provenant d'essais ISCT, PMT et VST réalisés sur le site de Mascouche

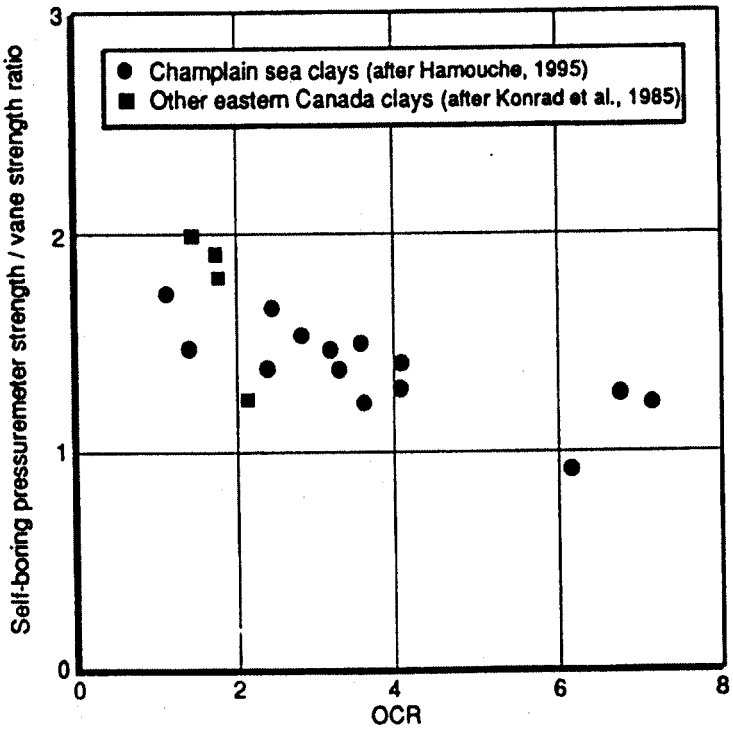


Figure 5.30 : Corrélation du rapport de résistance pressiomètre autoforeur / scissomètre avec le coefficient de surconsolidation (Leroueil, 1997)

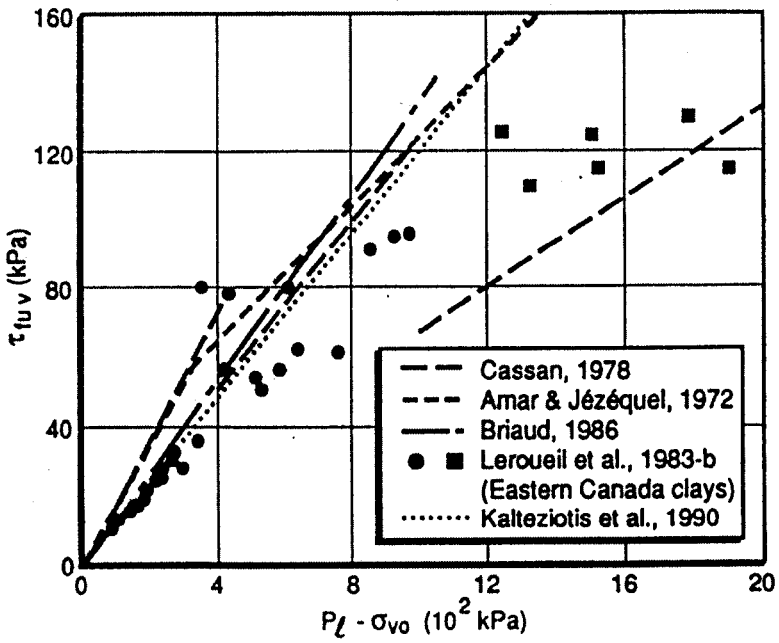


Figure 5.31 : Relation entre la pression limite déduite d'un essai pressiométrique Ménard et la résistance au cisaillement non drainé établie au scissomètre (Leroueil et Jamiolkowski, 1991)

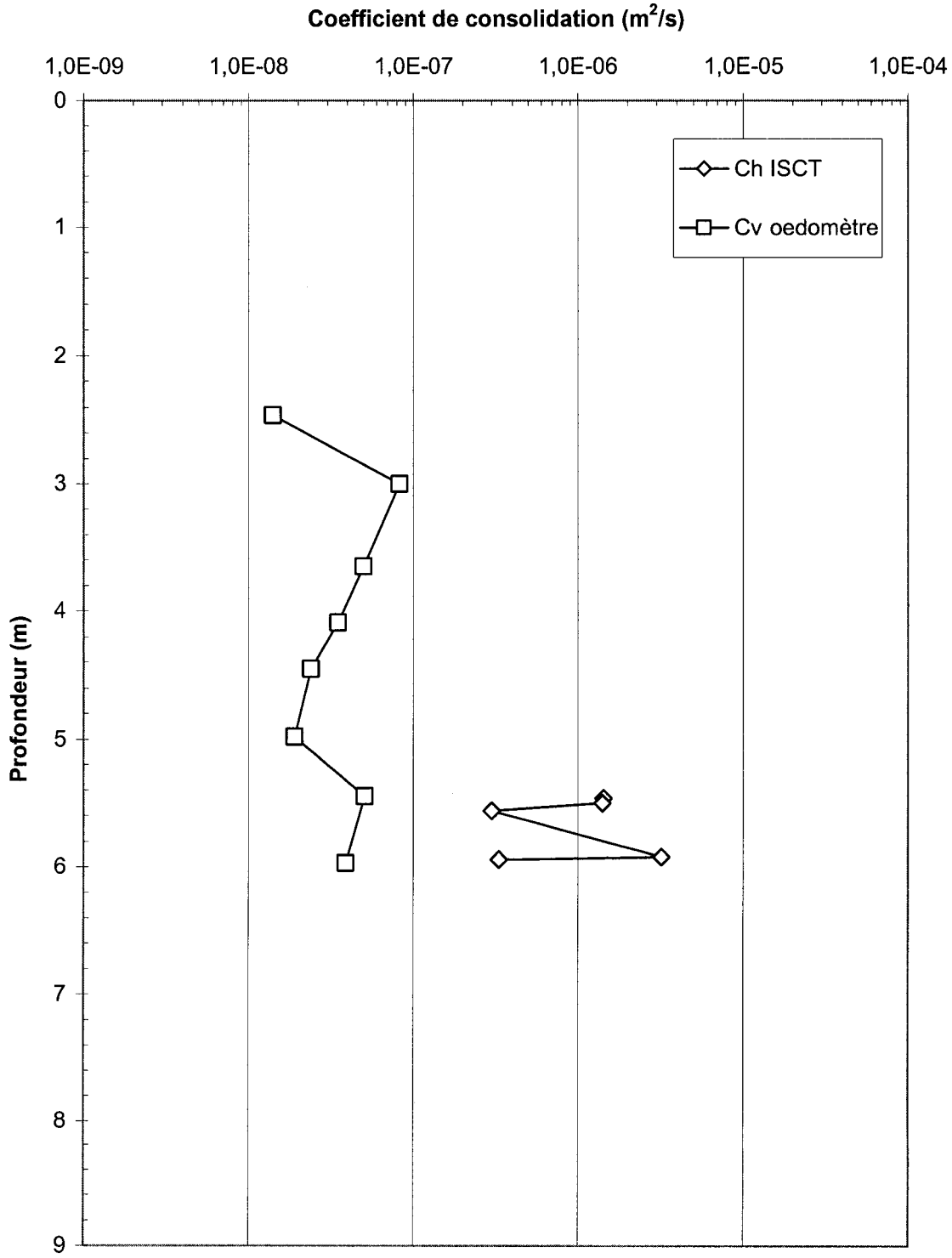


Figure 5.32 : Variation avec la profondeur du coefficient de consolidation sur le site de Mascouche

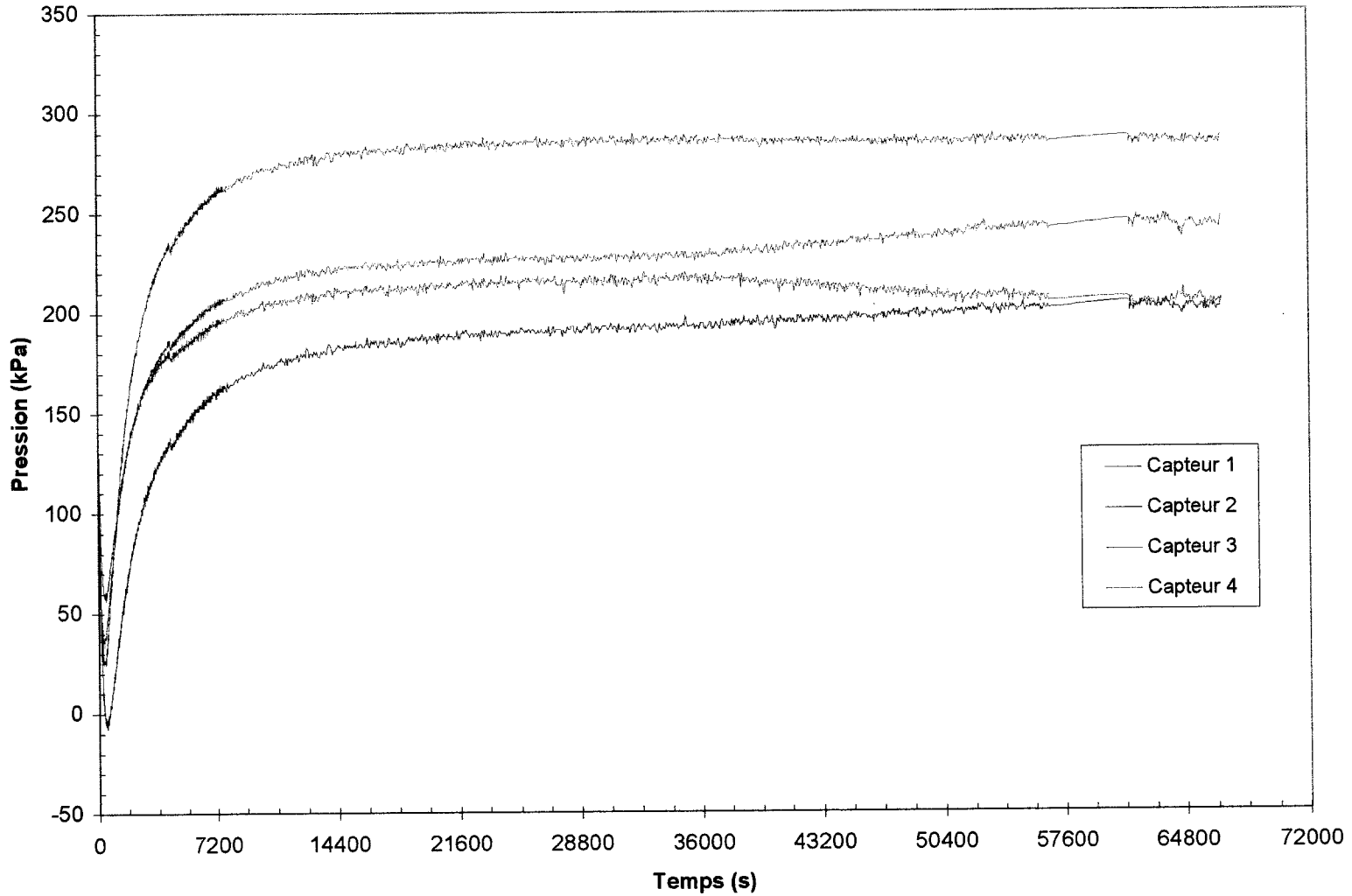


Figure 5.33 : Courbes de rétablissement des contraintes effectives lors d'une phase à déformation maintenue de l'essai ISCT F-2-2 effectué à une profondeur de 5,56 m sur le site de Mascouche

CHAPITRE VI
CONCLUSIONS

Afin d'être adopté de façon définitive, un nouvel essai sur place doit faire la preuve que son fonctionnement s'appuie sur des concepts théoriques valables ainsi que sur des résultats justes et consistants. Simulant une expansion cylindrique, il devient raisonnable et intuitif de croire que l'interprétation de l'essai au cône effilé instrumenté (ISCT) peut s'inspirer des mêmes principes qu'un essai pressiométrique (PMT). Une campagne exhaustive d'essais in-situ menée sur un site caractérisé par une argile de forte consistance a permis de déduire que la similitude appréhendée entre ces deux essais était bien fondée et réelle. Par ailleurs, les paramètres mécaniques des sols issus des essais ISCT, en plus d'avoir été confrontés systématiquement à ceux issus des essais PMT, ont été comparés à d'autres mesures effectuées par des appareils communs de reconnaissance in-situ ou de laboratoire. Dans la mesure où le double objectif de cette recherche était de combiner le développement du cône effilé instrumenté avec une reconnaissance véridicte du site de Mascouche, le bilan comparatif des principaux paramètres d'exploration de la présente étude sera présenté sommairement sous forme de blocs, dans l'ordre par lequel ils ont été traités précédemment.

6.1 Bilan comparatif

6.1.1 Contrainte horizontale en place

En raison du nombre restreint de points (p, $\Delta V/V$) figurants sur une courbe pressiométrique standard issue d'un essai ISCT, la mesure du paramètre σ_{ho}, qui base sa détermination graphiquement à même cette courbe, ne peut être évaluée avec une précision suffisante. Les résultats obtenus des essais pressiométriques sur le site ont démontrés qu'un coefficient latéral des terres au repos de $K_o = 0{,}8$ pouvait être considéré comme représentatif des méthodes de détermination graphiques de σ_{ho} les plus estimées,

soient les méthodes du point de décollement (lift-off) et de Marsland et Randolph (1977). Les déterminations expérimentales de σ_{ho}, qui ont été altérées lors de cette campagne par un remaniement notoire des parois du préforage, sont traditionnellement délicates et sujettes à des imprécisions. Le coefficient K_o ainsi retenu ne peut être en parfaite conformité avec la relation théorique générale $K_o = K_{o\,nc}\, OCR^{0,5}$ applicable aux argiles surconsolidées et dérivée des travaux de Schmidt (1966) et de Mayne et Kulhawy (1982).

6.1.2 Module de cisaillement

Limités à la méthode de détermination de Ladanyi (1972), les essais ISCT ont permis d'évaluer des modules de cisaillements G comparables à ceux tirés des essais pressiométriques pour lesquels la même méthode de détermination a été appliquée. Cependant, n'étant pas capable de procéder à une phase de déchargement-chargement, l'essai ISCT demeure inefficace à déterminer idéalement ce paramètre. Les valeurs moyennes obtenues au cône effilé instrumenté, de l'ordre de 2 MPa, sont de loin inférieures à celles trouvées au pressiomètre par boucle de déchargement-chargement où G_{ur} est de l'ordre de 7 MPa.

6.1.3 Résistance au cisaillement non drainé

La détermination de la résistance au cisaillement non drainé, qui se veut sans doute l'objet principal de prospection de tout appareil de reconnaissance dans l'argile, a démontré des résultats très encourageants en ce qui a trait à la validité des essais ISCT ainsi qu'à leur reproductibilité. En effet, les valeurs de c_u trouvées au cône effilé instrumenté, étant du même ordre de grandeur que celles déterminées au pressiomètre, démontrent un profilage juste et précis des fluctuations de c_u avec la profondeur. Les profils de résistance issus des essais ISCT sur le site, qui ne sauraient être plus sensitifs par essai PMT, firent transparaître l'immense potentiel du cône effilé instrumenté grâce

à la détermination d'une interstratification argileuse de consistance variable le long du dépôt. Parmi les différentes techniques d'interprétation utilisées, il semble que la détermination automatisée de la pente de la partie linéaire de la courbe pressiométrique à chaque niveau pénétré par la sonde exploite le plus efficacement l'aptitude de reconnaissance continue de l'essai. Puisque la mesure de la pente est faite numériquement à partir de la régression linéaire des coordonnées $(p, \Delta V/V)$ que procurent les capteurs de contact latéraux, il est normal que les résultats émanant du prototype #3 soient plus probants que ceux issus du prototype #2 en raison du nombre plus élevé de capteurs qui le compose. De façon générale, les résistances au cisaillement non drainé obtenues par essais pressiométriques et quasi-pressiométrques ont oscillé grossièrement entre des valeurs de 150 kPa à 250 kPa alors que des essais scissométriques réalisés sur le site indiquent des profils moyens autour de 100 kPa. Il est clair que le modèle d'interprétation des essais ISCT dérivé de l'expansion d'une cavité cylindrique n'a pu se départir de la surestimation coutumière de c_u normalement attribuée aux essais PMT. La coïncidence nette entre les résultats ISCT et PMT demeure toutefois un élément favorable à l'adoption du cône effilé instrumenté comme outil de reconnaissance des sols.

6.1.4 Coefficient de consolidation horizontal

Le cône effilé instrumenté, par l'entremise de son prototype #2 qui est muni d'un capteur de pression interstitielle intégré, est capable de fournir une mesure valable du coefficient de consolidation horizontal d'une argile soumise à une phase terminale de dissipation. Compte tenu des résultats obtenus en laboratoire et de ceux provenant de d'autres recherches avoisinantes (Hamouche, 1995), les coefficients horizontaux de consolidation trouvés par la méthode de Clarke et al. (1979), qui ont été de l'ordre de 10^{-6} m^2/s, ont démontré de façon satisfaisante que l'interprétation d'une phase à déformation maintenue (*Strain Holding Test*) est applicable à un essai ISCT. Avec l'aide du coefficient c_h, une estimation simple de la perméabilité du dépôt laisse croire

que le coefficient hydraulique horizontal de l'argile de Mascouche serait de l'ordre de 10^{-10} m/s.

6.2 Récapitulation

En résumé, l'essai au cône effilé instrumenté représente une alternative valable de reconnaissance des sols argileux. Son interprétation est comparable en tout point à celle d'un essai pressiométrique standard, sinon que l'essai ISCT est en mesure de procurer une image continue des paramètres mécaniques du sol. En comparaison avec l'essai CPT, qui peut lui aussi fournir un profil aussi fin de résistance, l'essai au cône effilé instrumenté permet d'autant plus de déterminer les paramètres de déformabilité associés au comportement du sol pour chaque niveau transgressé par ses capteurs latéraux. La réalisation d'un essai ISCT requiert cependant le pré-forage d'un trou pilote devant rester stable durant la pénétration de l'appareil. Cette condition, qui a pu être observée sur les parois rigides de l'argile de Mascouche, peut représenter un exercice pénible lorsque le sol étudié est de faible consistance; le cas échéant étant strictement réservé à des applications autoforeuses de l'appareil. L'essai ISCT est très délicat et doit être réalisé avec le plus grand soin par un personnel qualifié et alerte à ses nombreuses particularités. Comme c'est le cas lors d'un essai pressiométrique, la manutention de l'essai proprement dit et le soin apporté à la réalisation du pré-forage peuvent faire toute la différence lors de l'interprétation des données.

Innovateur et prometteur, l'essai au cône effilé instrumenté doit faire l'objet de développements futurs et, entre autres, de modifications conceptuelles afin de raffiner ses interprétations et de stimuler son essor commercial. Les modifications à apporter à l'appareil ainsi qu'à l'exécution de l'essai ISCT sont traitées dans le chapitre « recommandations » qui suit.

CHAPITRE VII
RECOMMANDATIONS

Afin de pouvoir déterminer efficacement les paramètres mécaniques des sols argileux, certaines modifications doivent être apportées à l'essai au cône effilé instrumenté. Si les recommandations qui suivent peuvent sembler justifiées d'un point de vue analytique, il demeure néanmoins que le facteur financier est critique dans l'élaboration d'un programme de modifications conceptuelles de l'appareil. À défaut d'anticiper les coûts d'une éventuelle série de transformations de la sonde, les recommandations faites dans ce chapitre s'abstiennent de toute considération à cet égard. Les modifications proposées sont applicables à la plus récente version de l'appareil, soit le prototype #3 comportant cinq capteurs de pression de contact.

7.1 Ajout de capteurs supplémentaires

La perception optimale de toutes les phases de comportement sur une courbe pressiométrique nécessite l'apport du plus grand nombre de capteurs possible. Le facteur technique limitant d'une telle quête demeure toutefois le diamètre maximal de la gaine de conducteurs reliant les capteurs de la sonde au système d'acquisition. Cette dernière, qui doit être à la fois protégée adéquatement contre les avaries de chantier et suffisamment souple afin de faciliter sa manutention, comprend minimalement un nombre équivalent à $2n + 2$ conducteurs où n est le nombre de capteurs latéraux fixés à la sonde. Sans se soucier de quelques contraintes de miniaturisation de l'équipement que ce soit, nous pouvons envisager idéalement l'ajout de trois paires de capteurs de pression contact-interstitielle correspondant à chacune des trois phases de chargement du sol. La visualisation schématique des modifications qui suivent est fournie à la figure 7.1 .

- L'ajout d'un capteur de contact situé en position $\Delta V/V = 0$ permettrait la détermination directe de la contrainte horizontale totale en place σ_{ho} , ce qui allouerait à l'essai ISCT véritablement tous les attributs et les possibilités que possède son homologue pressiométrique. L'ajout d'un capteur de pression interstitielle au même niveau permettrait de quantifier la génération de pressions interstitielles en excès par rapport à la pression hydrostatique lors de l'étape de pré-forage du trou pilote ainsi que lors de la pénétration du cône. Les pressions interstitielles mobilisées par la partie inférieure de la sonde à ce niveau peuvent en effet être non négligeables en considérant un étranglement probable des parois temporairement non supportées du trou pilote. Lors de la phase terminale de dissipation pour laquelle une mesure du coefficient horizontal de consolidation est possible, un signal de dissipation au niveau $\Delta V/V = 0$ correspondrait rapidement à la pression hydrostatique et ainsi à la condition asymptotique de fin de dissipation pour les autres capteurs de pression interstitielle.

- L'ajout d'un capteur de contact au niveau $\Delta V/V = 0{,}12$ aurait comme fonction de cibler la partie élastique du chargement et favoriserait ainsi une meilleure détermination de la résistance au cisaillement non drainé par l'injection d'une nouvelle coordonnée sur la courbe pressiométrique correspondante. Les déformations moyennes volumiques à la rupture comptabilisées lors de la présente recherche ont indiqué des évaluations de cet ordre (i.e. $\varepsilon_f = 0{,}10$), ce qui laisse envisager que cette coordonnée additionnelle correspondrait au point d'inflexion probable de la majorité des courbes pressiométriques issues d'essais sur le même site. Le même niveau de déformation volumique pourrait constituer l'emplacement principal de lecture des pressions interstitielles et le capteur de pression interstitielle qui y serait installé agirait au même titre que celui greffé à l'origine sur le prototype #2.

- Afin de mieux connaître le comportement du sol pour des niveaux de déformation post-rupture, il pourrait être utile de positionner un capteur de contact supplémentaire au niveau $\Delta V/V = 0{,}5$. De plus, une telle coordonnée faciliterait l'extrapolation de la courbe pressiométrique à des déformations considérées infinies (i.e. $\Delta V/V = 1$). Par ailleurs, l'ajout d'un capteur de pression interstitielle à ce niveau représenterait la possibilité d'effectuer une deuxième mesure du coefficient horizontal de consolidation, ce qui renforcerait la validité de l'essai au cône effilé instrumenté pour ce paramètre.

Alors que le capteur de pression interstitielle n'a eu pour application que la lecture de la dissipation lors des phases à déformation maintenue, son rôle pourrait être nettement plus accentué advenant l'utilisation de trois capteurs plutôt qu'un seul. En effet, la nouvelle sonde ainsi constituée pourrait connaître l'évolution des pressions interstitielles à tout moment lors de la pénétration de l'appareil. Puisque les capteurs seraient situés au centre ainsi qu'aux extrémités de la sonde, il serait facile par intrapolation de connaître pour toute déformation l'état des pressions interstitielles mobilisées. En associant ainsi les paramètres σ_h et u, il serait possible de réaliser une analyse recevable en contraintes effectives, ce qui ajouterait au potentiel de l'essai.

L'ajout de capteurs au niveau $\Delta V/V = 0{,}5$ laisse envisager un allongement significatif de la sonde. Cet allongement pourrait cependant être épargné par une augmentation de la troncature du cône en utilisant un demi-angle α supérieur à 2 degrés à l'endroit de l'extrémité supérieure.

7.2 Changement du type de capteur

Les contraintes latérales, mobilisées par les capteurs de contact de la sonde, peuvent démontrer, à l'occasion, des vacillations douteuses attribuables aux hétérogénéités ponctuelles que comportent périphériquement les parois du pré-forage. Les capteurs de

contact utilisés par les prototypes #2 et #3 fonctionnent sur le principe que la déformation de leur diaphragme par une force induit un signal électrique. Or, la surface qui encaisse cette force à l'échelle du diaphragme devient minime comparativement à l'échelle d'une tranche circulaire de sol, ce qui rend la contrainte enregistrée vulnérable de ne représenter qu'une altération de la contrainte moyenne appliquée réellement sur tout le pourtour du cône. La mesure d'une telle contrainte moyenne devrait plutôt être favorisée par l'essai en envisageant un changement draconien du type de capteurs de contacts. À première vue, la conception de cellules annulaires concentriques devrait plutôt être considérée afin d'obtenir idéalement une pression uniforme à chaque profondeur et ainsi une continuité homogène représentative du sol.

D'autres types de capteurs reposant sur cette conception ont été utilisés antérieurement (Mchayleh, 1994) sans toutefois démontrer une efficacité absolue. Si le problème se situait à l'époque au niveau de la fabrication délicate de la cellule annulaire de pression uniforme munie d'élastomères inélastiques, une autre conception, se basant sur le même principe mais utilisant des matériaux différents, pourrait cependant s'avérer fructueuse. Que ce soit à l'aide de polymères, alliages métalliques ou composites, le développement continuel de nouveaux matériaux peut sans doute permettre une utilisation satisfaisante d'un tel concept de mesure de pression.

7.3 Ajout d'un capteur thermique

Quelle que soit la composante électronique d'un appareil de mesure in-situ (jauge, conducteur, etc.), les effets thermoélectriques d'un changement entre sa température de fonctionnement optimale (20°C) et celle véritablement ressentie dans le sol (10°C) sont souvent néfastes et constituent des problèmes fréquents en reconnaissance des sols. Le métal qui compose l'élément électronique de mesure subit alors des déformations indésirables et sa résistance électrique en est affectée. Jusqu'à une stabilisation des déformations induites par le changement de température, le signal électronique émanant

de cette source devient altéré et combine les effets de la sollicitation normale de l'essai avec l'effet de température. Fort heureusement, ce problème fut esquivé en partie du fait que l'étalonnage des capteurs a été réalisé dans une chambre froide à température contrôlée de 10°C et que le zérotage de la sonde était systématiquement exécuté en submergeant les capteurs dans un sceau d'eau froide. Cependant, par souci de pouvoir percevoir la dérive des signaux émanant des capteurs pendant que l'appareil traverse des zones où la température peut varier subitement sans que celle de la sonde ait eu le temps de se stabiliser, l'ajout d'un senseur de température (thermocouple) à la sonde actuelle permettrait ensuite de ne pas considérer une certaine plage erronée de données. Un écart critique de température, déterminé en laboratoire, pourrait ainsi servir à détecter les intervalles de données issus d'une dérive exagérée du signal de sortie des capteurs de pressions de la sonde.

Dans la mesure où les capteurs de pressions SENSOTEC utilisés par les prototypes actuels ne sont compensés thermiquement que pour un intervalle de température variant de 15°C à 70°C, il serait avantageux de pouvoir bénéficier d'un capteur de température afin de permettre les ajustements de lectures induits par les éventuels changements de température en cours d'essai, qui, lors de conditions normales d'exécution, oscillent autour de 10°C. Ainsi, en considérant l'intervalle de protection mentionné précédemment, les capteurs utilisés actuellement sont tout justes vulnérables aux effets thermoélectriques en conditions normales d'exécution d'un essai.

7.4 Automatisation de la vitesse de pénétration

Il semble évident que le contrôle manuel de la vitesse d'enfoncement de la sonde, dû à l'obstruction cyclique de débris dans l'ouverture de la valve du piston hydraulique, induise des variations notables du taux de déformation du sol pour chaque profondeur de l'essai. L'inconstance des lectures de résistances faites par le cône effilé instrumenté attribuable aux fluctuations du taux de déformation, qui ne peut être évaluée à ce stade-

ci, peut cependant être évité en dotant l'essai d'un système d'enfoncement régularisé. Par ailleurs, le contrôle automatisé de la vitesse de pénétration ainsi que de la charge de poussée pourrait ouvrir éventuellement la porte à une interprétation de la cohésion et du frottement repris par le cône lors de l'enfoncement (Sgaoula, 1989).

7.5 Modification de la technique d'essai

La véracité de l'essai au cône effilé instrumenté dépend largement de la qualité apportée au pré-forage de son trou pilote. La procédure requise avant la prise de données nécessite que ce pré-forage soit de diamètre équivalent à celui du niveau inférieur de la sonde. Les parois du trou doivent cependant demeurer stables jusqu'à leur transgression par les capteurs de la sonde, ce qui est essentiellement réalisable sur une argile raide comme celle de Mascouche mais qui peut être problématique dans un dépôt d'argile de moindre consistance. Lorsque la technique de pré-forage consiste en un prélèvement successif de tubes à paroi mince comme ce fut le cas lors de cette étude, le va-et-vient continuel des tubes dans le trou pilote a pour effet d'engendrer inévitablement un remaniement des parois, altérant ainsi l'exactitude des paramètres mécaniques qui découlent des essais.

Issue de recherches antérieures (Longtin, 2001), la conception actuelle du cône effilé instrumenté lui permet aisément de passer en mode autoforeur par l'installation d'un sabot à l'avant de la sonde. Originalement conçue pour des applications dans les argiles molles, la méthode autoforeuse d'insertion à jet avait été retenue afin de permettre une vitesse d'insertion plus élevée et de faire appel à un système requérant moins d'équipement et facilement adaptable aux systèmes conventionnels. Le concept autoforeur retenu consiste à laver le fond du forage à l'aide d'un jet d'eau de forte vélocité situé dans le bas du sabot (figure 7.2). L'eau de lavage, qui doit être acheminée au jet par une pompe hydraulique de capacité suffisante, est ensuite évacuée vers la surface en emportant, à travers un tubage approprié, les boues argileuses morcelées.

L'injection de l'eau de lavage et l'évacuation des boues à travers le corps même de la sonde sont assurées par des passages longitudinaux excentriques de diamètres optimaux compte tenu des débits nécessaires et de l'espace disponible. La validation de l'efficacité du système dans les argiles raides n'a pu toutefois être mise à jour lors de la campagne 2001-2002 en raison de l'absence d'une source d'eau d'alimentation. La possibilité de remédier à l'alimentation d'un système autoforeur sur le site de la présente étude étant réduite à une alternative artificielle, il serait alors envisageable de procéder ultérieurement à des essais sur le site avoisinant présenté à l'annexe F tiré des recherches de Hamouche (1995) pour lequel des essais autoforeurs avaient pu être réalisés efficacement à partir d'un ruisseau limitrophe. Afin de ne pas restreindre l'utilisation du système autoforeur à des sites exclusivement constitués d'argiles de moyenne à faible consistance, une version améliorée du cône effilé instrumenté aurait avantage à pouvoir adapter sa configuration à un système autoforeur à trousse coupante rotative tel que présenté à la figure 7.3 .

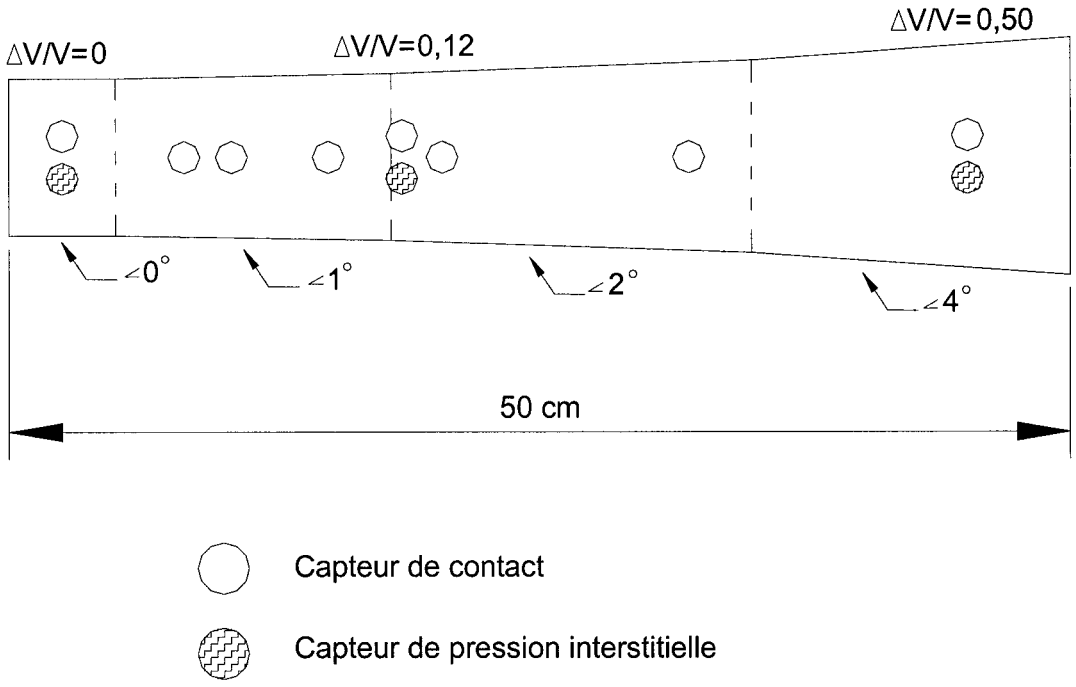


Figure 7.1 : Coupe schématique des modifications proposées à partir du prototype #3

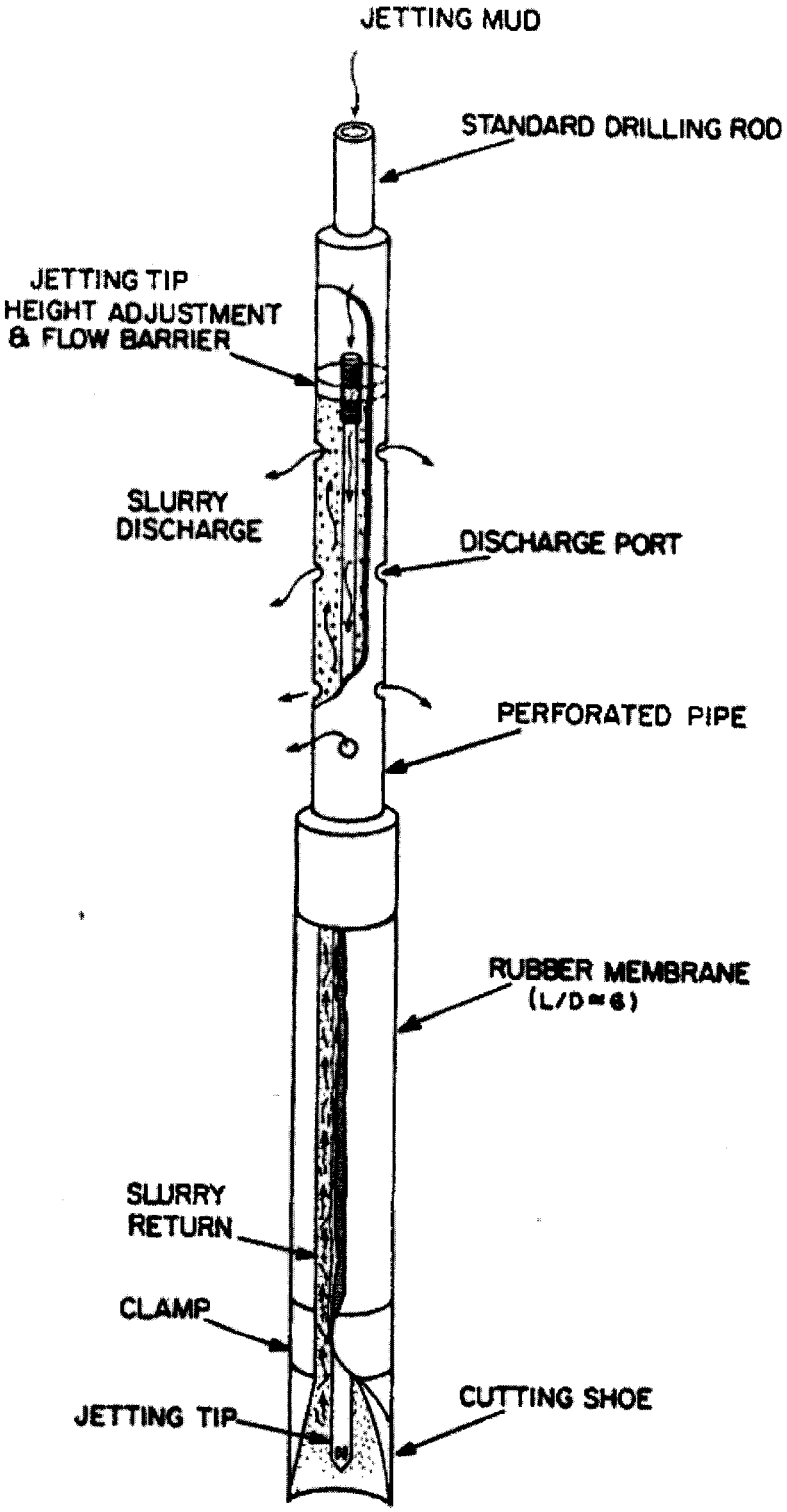


Figure 7.2 : Schéma du système autoforeur d'insertion à jet adapté au pressiomètre (Benoît et al.,1995)

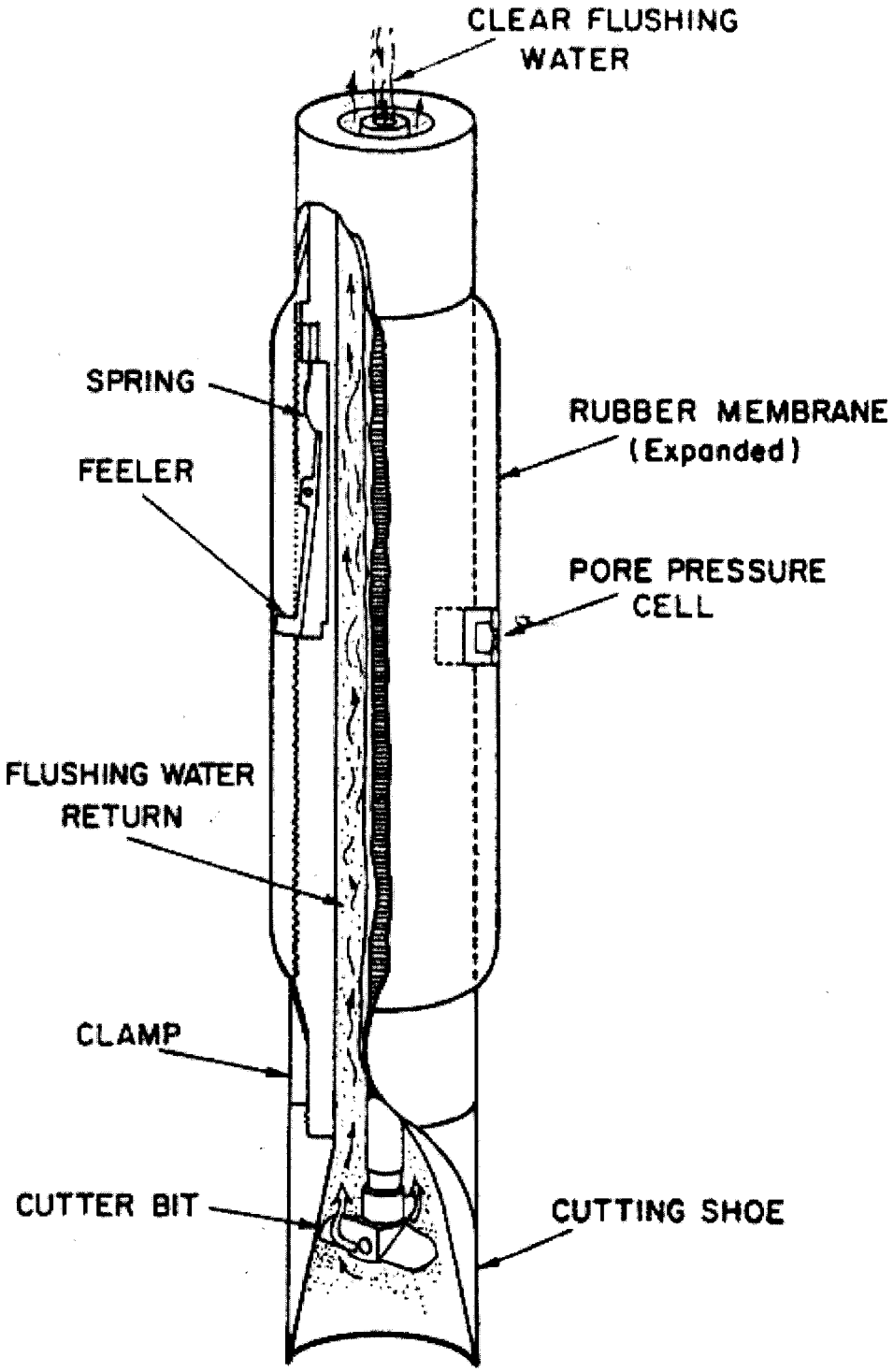


Figure 7.3 : Schéma du système autoforeur à trousse coupante rotative adapté au pressiomètre

(Benoît et al., 1995)

RÉFÉRENCES

BAGUELIN, F., JÉZÉQUEL, J.F. & SHIELDS, D.H. (1978) The Pressuremeter and Foundation Engineering, *Trans Tech Publ.*, Clausthal, Germany.

BAGUELIN, F., JÉZÉQUEL, J.F., LEMÉE, E. & LE MÉHAUTÉ, A. (1972) Expansion of Cylindrical Probes in Cohesive Soils, *ASCE J. Soil Mech. Found. Div.*, Vol. 98, No. 11, pp. 1129-1142.

BENOÎT, J., ATWOOD, M.J., FINDLAY, R.C. & HILLIARD, B.D. (1995) Evaluation of Jetting Insertion for the Self-Boring Pressuremeter, *Can. Geotech. J.*, Vol. 32, pp. 22-39.

BISHOP, A.W., HILL, R. & MOTT, N.F. (1945) The Theory of Indentation and Hardness Tests, *Proceedings of the Physical Society*, Vol. 57, No. 321, pp. 147-159.

BORSETTO, M., IMPERATO, L., NOVA, R. & PEANO, A. (1983) Effects of Pressuremeters of Finite Length in Soft Clay, *Proc. Int. Symp. on In-Situ Testing*, Paris, Vol. 2, pp. 211-215.

BRIAUD, J.L. & SHIELDS, D.H. (1981) Use Of a Pressuremeter Test to Predict the Modulus and Strength of Pavement Layers, *Trans. Research Record*, No. 810.

BROOKER, R.W. & IRELAND, H.O. (1965) Earth Pressure at Rest Related to Stress History, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 2, No. 1, pp. 1-15.

BURNS, S.E. & MAYNE, P.W. (1999) Pore Pressure Dissipation Behavior Surrounding Driven Piles and Cone Penetrometers, *Transportation Research Record 1675*, Paper No. 99-0423, pp.17-23.

BUTLER, F.E. (1975) Heavily Overconsolidated Clays, Review Paper, *B.G.S. Conference on Settelment of Structures*, Pentech Press, London, pp. 183-203.

CASSAN, M. (1978) *Les Essais In-Situ en Mécanique des Sols*, Eyrolles, Paris.

CLARKE, B.G., CARTER, J.P. & WROTH, C.P. (1979) In-Situ Determination of the Consolidation Characteristics of Saturated Clays, *Proceedings of the 7th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Brighton, England, Vol. 2, d5, pp. 207-213.

FAHEY, M. & CARTER, J.P. (1986) Some Effects of Rate of Loading and Drainage on Pressuremeter Tests in Clay, *Proceedings of Specialty Geomechanics Symposium on Interpretation of Field Testing for Design Parameters*, Adelaide : Institution of Engineers, Australia.

FIOVARANTE, V., JAMIOLKOWSKI, M. & LANCELLOTTA, R. (1994) An Analysis of Pressuremeter Holding Tests, *Géotechnique*, Vol. 44, No. 2, pp. 227-238.

GIBSON, R.E. & ANDERSON, W.F. (1961) In-Situ Measurement of Soil Properties with the Pressuremeter, *Civil Engineering Public Works Review*, Vol. 56, pp. 615-618.

HAMOUCHE, K.K. (1995) Comportement des Argiles Sollicitées Horizontalement, Thèse de Doctorat, Département de Génie Civil, Université Laval.

HUNTSMAN, S.T. (1985) Determination of In-Situ Lateral Pressure of Cohesionless Soils by Static Cone Penetrometer, Thèse Ph.D., University of California, Berkeley.

JÀKY, C. (1944) The Coefficient of Earth Pressure at Rest, *Journal of the Society of Hungarian Architects and Engineers*, Vol. 78, No. 22, pp. 355-358.

JÉZÉQUEL, J.F. (1973) Pressiomètre Autoforeur, Discussion, *Proc. 8th ICSMFE*, Moscow, 243-247.

KOMORNIK, A., WISEMAN, G. & FRYDMAN, S. (1969) A Study of In-Situ Testing with the Pressuremeter, *Proc. Br. Geotech. Soc. Conf. on In-Situ Investigations in Soils and Rocks*, London, pp. 97-106.

LACASSE, S., JAMIOLKOWSKI, M., LANCELLOTA, R. & LUNNE, T. (1981) In-Situ Characteristics of Two Norwegian Clays, *Proceedings of the 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Stockholm, Vol. 2, pp. 507-511.

LADANYI, B. (1963) Expansion of a Cavity in a Saturated Clay Medium, *J. Soil Mech. Fdn. Engng. Am. Soc. Civ. Engrs.*, Vol. 89, SM4, pp. 127-161.

LADANYI, B. (1967) Discussion on « Plane Strain Tests on a Saturated Remolded Clay», by D.J. Henkel and N.H. Wade, *Proc. Am. Soc. Civ. Eng.*, Vol. 93, SM5, pp. 322-325.

LADANYI, B. (1972) In-Situ Determination of Undrained Stress-Strain Behaviour of Sensitive Clays with the Pressumeter, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 9, pp. 313-319.

LADANYI, B. (1995) A Brief History of Pressuremeter, *Proceedings of the 4th International Symposium on the Pressuremeter and its New Avenues*, Sherbrooke, Québec, Canada, pp. 25-45.

LADANYI, B. & GUICHAOUA, A. (1985) Bearing Capacity and Settlement of Shaped Piles in Permafrost, *Proceedings, 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, San Fransisco, Calif., Vol. 1, pp. 1421-1427.

LADANYI, B. & SGAOULA, J. (1992) Sharp Cone Testing of Creep Properties of Frozen Sand, *Canad. Geotech. J.*, Vol. 29, pp. 757-764.

LADANYI, B. & TALABARD, PH. (1989) Sharp Cone Testing of Frozen Soils and Ice, *Proc. 5th Int. Conf. on Cold Regions Engrg.*, St-Paul, Minnesota, pp. 282-296.

LADANYI, B., LONGTIN, H. & DUCHARME, A. (2000) Use of the Sharp Cone Test for In-Situ Determination of Undrained Shear Strength of Clay, *Innovations and Applications in Geotechnical Site Characterization, Geo-Denver 2000*, pp. 94-105.

LADANYI, B., MCHAYLEH, J. & DUCHARME, A. (1995) A Continuous Pressuremeter Test Based on the « Sharp Cone » Principle, *The Pressuremeter and its New Avenues, 4th Int. Symp. on Pressuremeters*, (Ballivy Ed.), Sherbrooke, QC, pp. 185-192.

LADD, C.C., FOOT, R., ISHIHARA, K., SCHLOSSER, F. & POULOS, H.G. (1977) Stress-Deformation and Strength Characteristics, *Proceedings of the 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Design*, Tokyo, Vol. 2, pp. 421-494.

LADD, C.C., GERMAINE, J., BALIGH, M. & LACASSE, S. (1980) Evaluation of Self-Boring Pressuremeter Tests in Boston Blue Clay, *Federal Highway Administration Interim Report*, FHWA/RD-80/052, 223 p.

LEITE, M.H., LADANYI, B. & GILL D.E. (1993) Determination of Creep Parameters of Rocksalt by Means of an In-Situ Sharp Cone Test, *Int. Jnl. of Rock Mech. And Mining Sciences*, Vol. 30, pp. 219-232.

LEROUEIL, S. (1997) Geotechnical Characteristics of Eastern Canada Clays, *Workshop on Soft Clays*, Yokosuka, Japan, Febuary, 30 p.

LEROUEIL, S. & JAMIOLKOWSKI, M. (1991) *General Report, Session 1 : Exploration of Soft Soil and Determination of Design Parameters*, Geo-Coast '91, Yokohama, Vol. 2, pp. 969-998.

LEROUEIL, S., TAVENAS, F. & LE BIHAN, J.P. (1983) Propriétés Caractéristiques des Argiles de l'Est du Canada, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 20, No. 4, pp. 681-705.

LONGTIN, H. (2001) Utilisation du Cône Effilé Instrumenté dans la Détermination In-Situ des Propriétés Mécaniques des Argiles Saturées, Rapport de projet de fin d'études, Département des génies civil, géologique et des mines, École Polytechnique, Montréal, 79 p.

MAIR, R.J. & WOOD, D.M. (1987) Pressuremeter Testing – Methods and Interpretation, *CIRIA Ground Engineering Report*, Butterworths, London, 160 p.

MARSLAND, A. & RANDOLPH, M.F. (1977) Comparisons of the Results from Pressuremeter Tests and Large In-Situ Plate Tests in London Clay, *Géotechnique*, Vol. 27, No. 2, pp. 217-243.

MASSARSCH, K.R., HOLTZ, R.D., HOLM, B.G. & FREDRIKSSON, A. (1975) Measurement of Horizontal In-Situ Stresses, *Proceedings of In-Situ Measurement of Soil Properties*, ASCE, Vol. 1, North Carolina State University, Raleigh, N.C., pp. 266-286.

MAYNE, P.W. & KULHAWY, F.H. (1982) K_O *–OCR* Relationships in Soil, *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol. 108, GT 6, pp. 851-872.

MCHAYLEH, J. (1994) Détermination In-Situ des Propriétés Mécaniques de l'Argile par la Méthode du Cône Effilé Instrumenté, Mémoire M.Sc.A., Dép. de génie civil, École Polytechnique, Montréal.

MÉNARD, L.F. (1957) Mesures In-Situ des Propriétés Physiques des Sols, *Annales des Ponts et Chaussées*, Vol. 127, No. 3, pp. 357-377.

PALMER, A.C. (1972) Undrained Expansion of a Cylindrical Cavity in Clay : a Simple Interpretation of the Pressuremeter Test, *Géotechnique*, Vol. 22, pp. 451-457.

PELLETIER, S. (2004) Analyse d'Essais Pressiométriques en Déchargement dans l'Argile, Mémoire M.Sc.A., Département des génies civil, géologique et des mines, École Polytechnique, Montréal.

PREVOST, J.H. (1976) Undrained Stress-Strain-Time Behaviour of Clays, *Proc. Am. Soc. Civ. Engrs., J. Geotech. Div.*, Vol. 102, GT12, 1245-1259.

RANDOLPH, M.F. & WROTH, C.P. (1979) An Analytical Solution for the Consolidation Around a Driven Pile, *Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol. 3, pp. 217-229.

SCHMIDT, B. (1966) Discussion of « Earth Pressures at Rest Related to Stress History », *Canadian Geotechnical Journal*, National Research Council, Ottawa, Ontario, Canada, Vol. 3, No. 4, pp. 239-242.

SGAOULA, J. (1989) Mesure des Paramètres de Fluage d'un Sable Gelé au Moyen d'un Poinçon Tronconique, Mémoire M.Sc.A., Département de génie civil, École Polytechnique, Montréal.

SILVESTRI, V. (1995) Determination of Undrained Shear Strength of Soft Clays by Pressuremeter Tests, *Proceedings of the 4th International Symposium on the Pressuremeter and its New Avenues*, Sherbrooke, Québec, Canada, pp. 231-238.

SILVESTRI, V. (2003) Assessement of Self-Boring Pressurementer Tests in Sensitive Clay, *Canadian Geotechnical Journal*, National Research Council, Ottawa, Ontario, Canada, Vol. 40, No. 2, pp. 362-387.

TAVENAS, F.A. (1975) In-Situ Measurement of Initial Stresses and Deformation Characteristics, *Proceedings of In-Situ Measurement of Soil Properties*, ASCE, Vol. 2, North Carolina State University, Raleigh, N.C., pp. 263-270.

TIMOSHENKO, S.P. & GOODIER, J.N. (1934) *Theory of Elasticity*, McGraw Hill.

TSENG, D. (1989) Prediction of Cone Penetration Resistance and its Application to Liquefaction Assessment, Thèse Ph.D., University of California, Berkeley.

WINDLE, D. & WROTH, C.P. (1977) The Use of a Self-Boring Pressuremeter to Determine the Undrained Properties of Clays, *Géotechnique*, Vol. 44, No. 2, pp. 319-334.

WROTH, C.P. (1982) British Experience with the Self-Boring Pressuremeter, *Proc. Symp. on the Pressuremeter and its Marine Applications*, Institut du Pétrole, Laboratoire des Ponts et Chaussées, Paris, Éditions Technip, Collections Colloques et Séminaires 37, pp. 143-164.

WROTH, C.P. (1984) The Interpretation of In-Situ Soil Tests, 24th Rankine Lecture, *Géotechnique*, Vol. 34, No. 4, pp. 449-489.

WROTH, C.P. & HUGHES, J.M.O. (1973) An Instrument for the In-Situ Measurement of the Properties of Soft Clays, *Proc. 8th ICSMFE*, Moscow, No. 1, pp. 487-494.

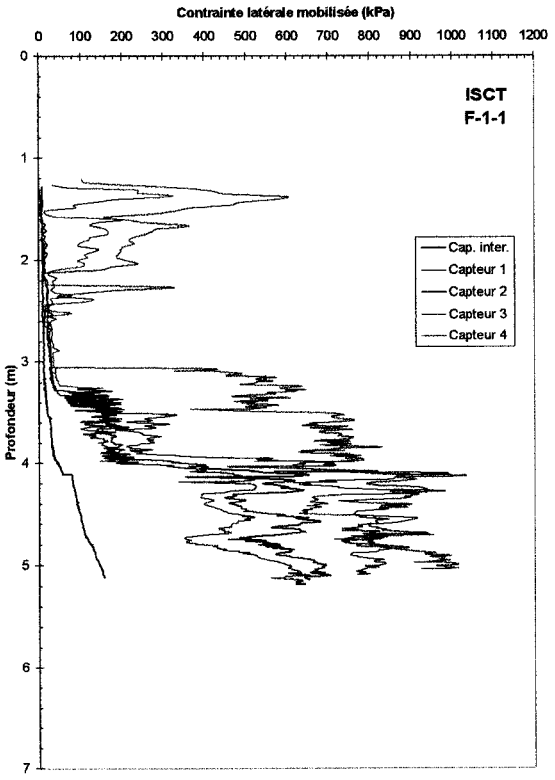
YEUNG, S.K. & CARTER, J.P. (1990) Interpretation of the Pressuremeter Test in Clay allowing for Membrane End Effects and Material Non-Homogeneity, *Proceedings of the Third International Symposium on Pressuremeters*, Oxford University, England, No. 18, pp. 199-208.

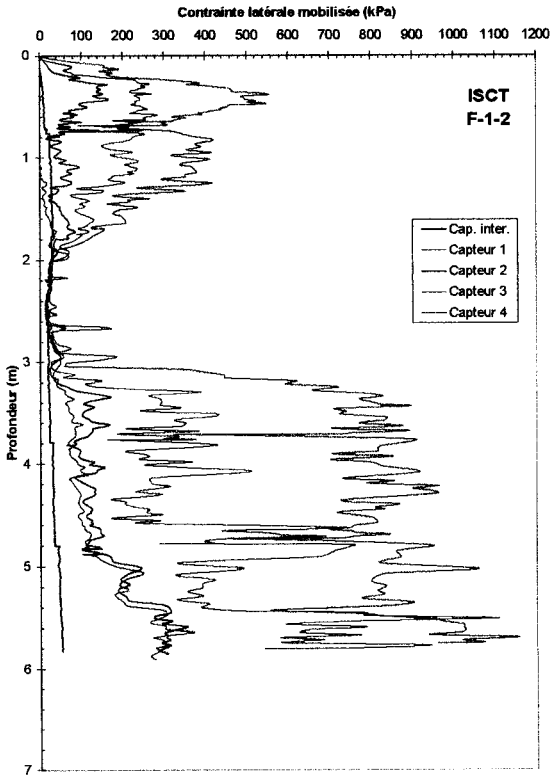
YU, H.S. & COLLINS, I.F. (1998) Analysis of Self-Boring Pressuremeter Tests in Overconsolidated Clays, *Géotechnique*, Vol. 48, No. 5, pp. 689-693.

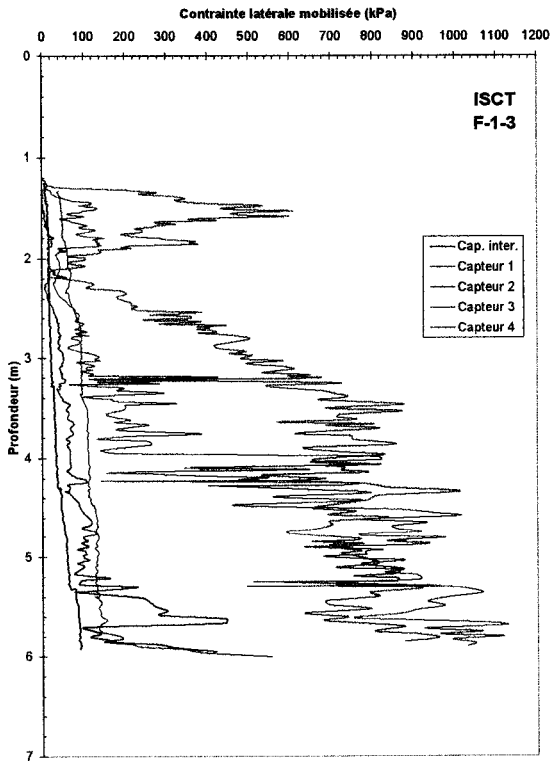
ANNEXE A

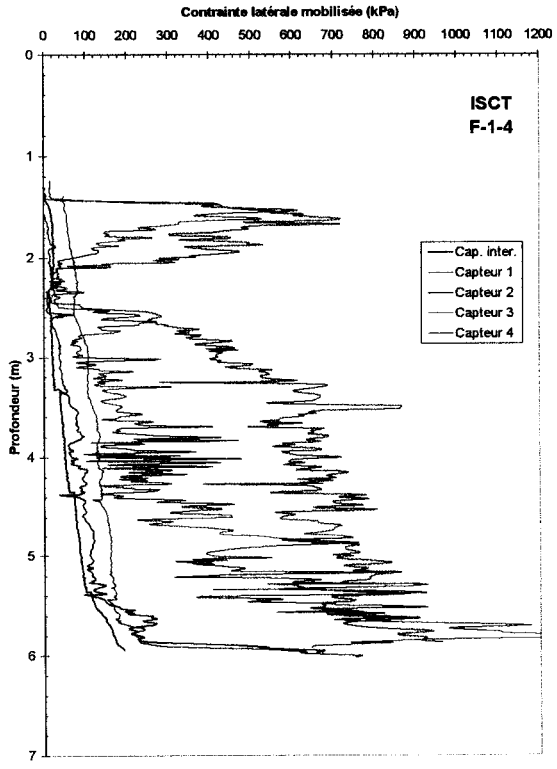
CONTRAINTES LATÉRALES MOBILISÉES

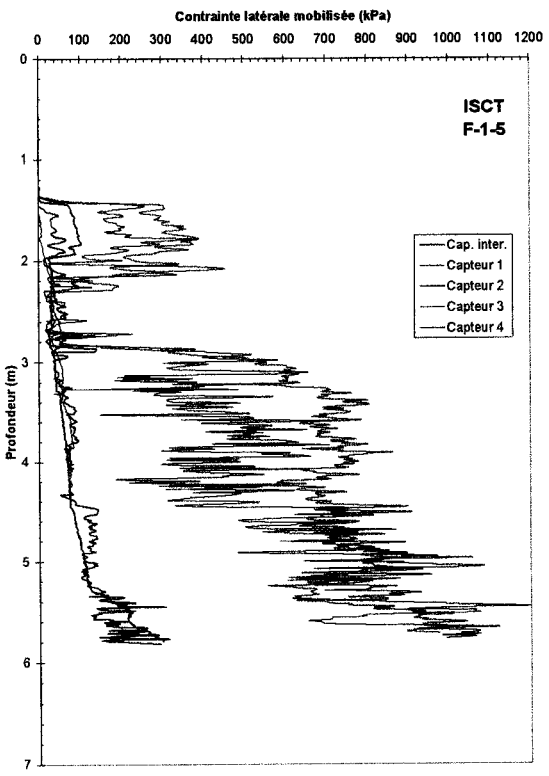
ESSAIS ISCT

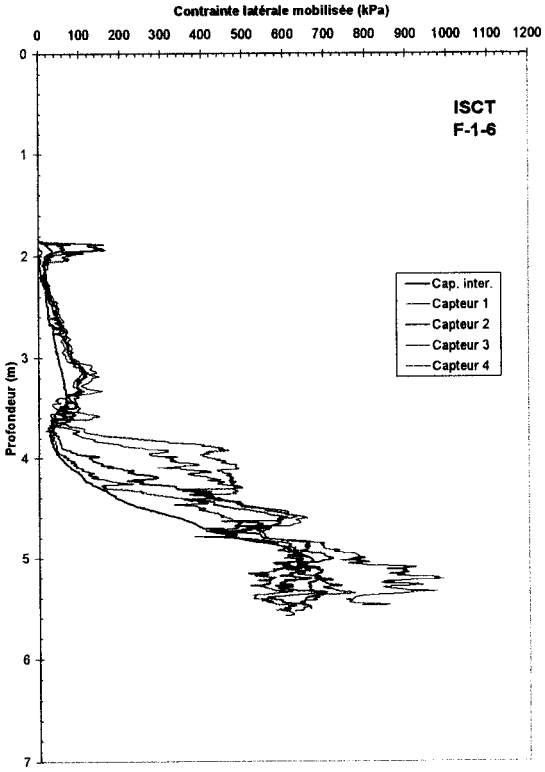

Contrainte latérale mobilisée (kPa)
0 100 200 300 400 500 600 700 800 900 1000 1100 1200
Profondeur (m)
0 1 2 3 4 5 6 7
ISCT
F-1-1
Cap. inter.
Capteur 1
Capteur 2
Capteur 3
Capteur 4

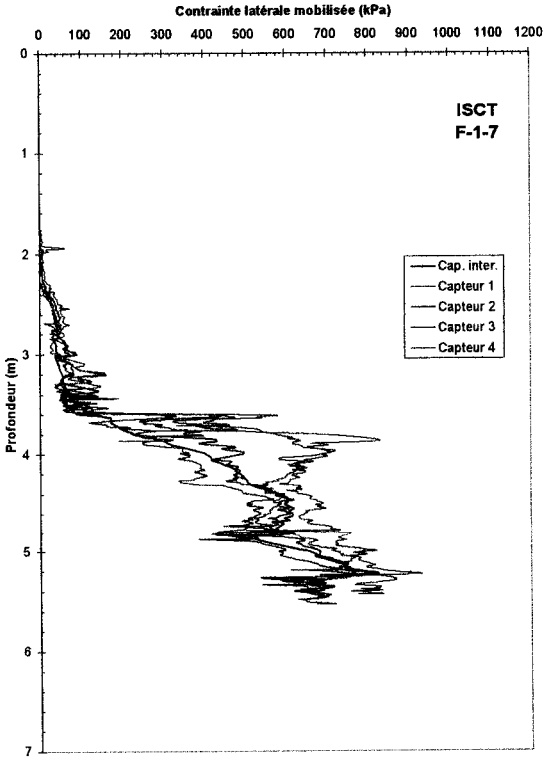

Contrainte latérale mobilisée (kPa)
0 100 200 300 400 500 600 700 800 900 1000 1100 1200
Profondeur (m)
0 1 2 3 4 5 6 7
ISCT
F-1-2
Cap. inter.
Capteur 1
Capteur 2
Capteur 3
Capteur 4

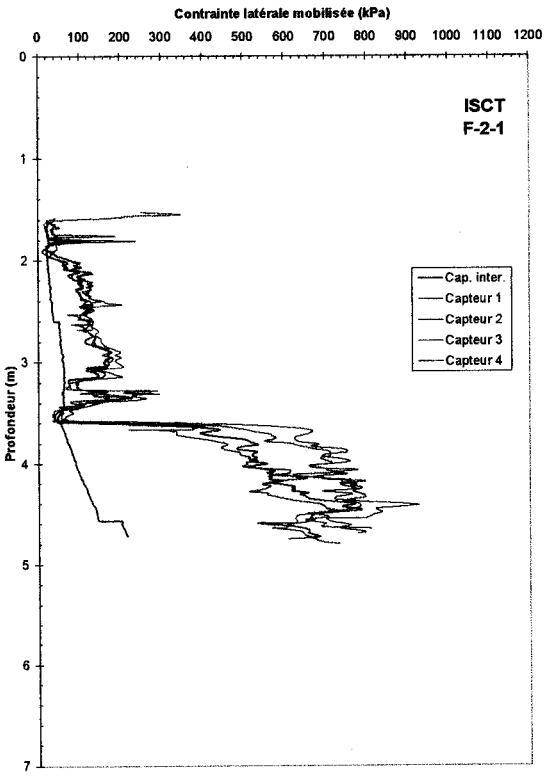

Contrainte latérale mobilisée (kPa)
0 100 200 300 400 500 600 700 800 900 1000 1100 1200
Profondeur (m)
0 1 2 3 4 5 6 7
ISCT
F-1-3
Cap. inter.
Capteur 1
Capteur 2
Capteur 3
Capteur 4

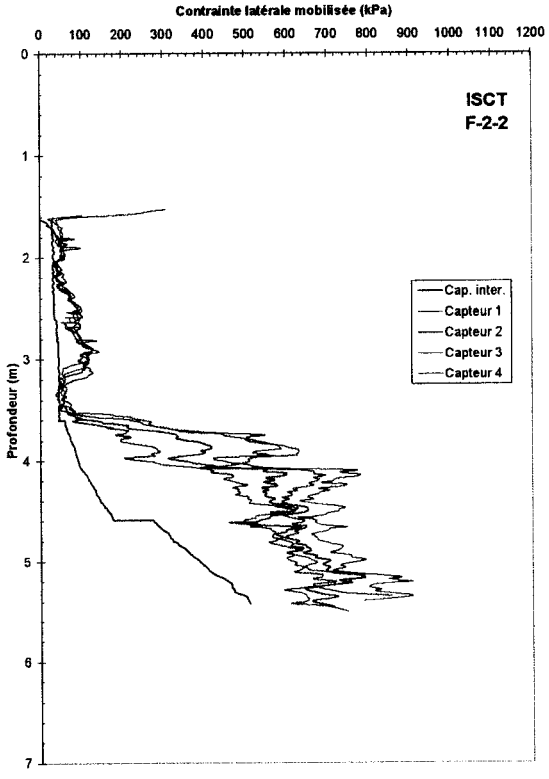

Contrainte latérale mobilisée (kPa)
0 100 200 300 400 500 600 700 800 900 1000 1100 1200
Profondeur (m)
0 1 2 3 4 5 6 7
ISCT
F-1-4
Cap. inter.
Capteur 1
Capteur 2
Capteur 3
Capteur 4

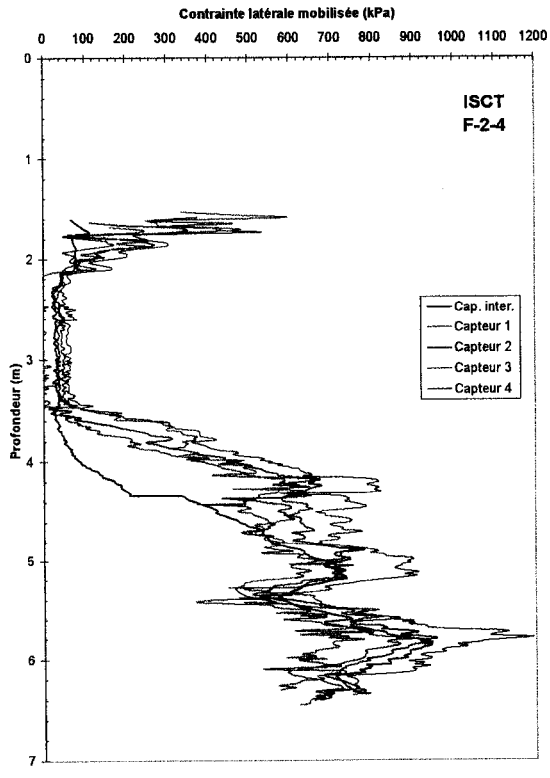

Contrainte latérale mobilisée (kPa)
0 100 200 300 400 500 600 700 800 900 1000 1100 1200
ISCT
F-1-5
Cap. inter.
Capteur 1
Capteur 2
Capteur 3
Capteur 4
Profondeur (m)
0 1 2 3 4 5 6 7

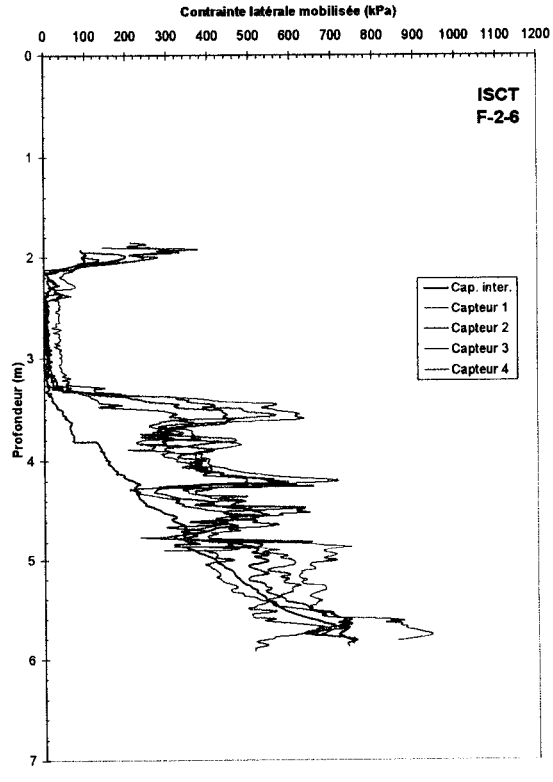

Contrainte latérale mobilisée (kPa)
0 100 200 300 400 500 600 700 800 900 1000 1100 1200
ISCT
F-1-6
Cap. inter.
Capteur 1
Capteur 2
Capteur 3
Capteur 4
Profondeur (m)
0 1 2 3 4 5 6 7

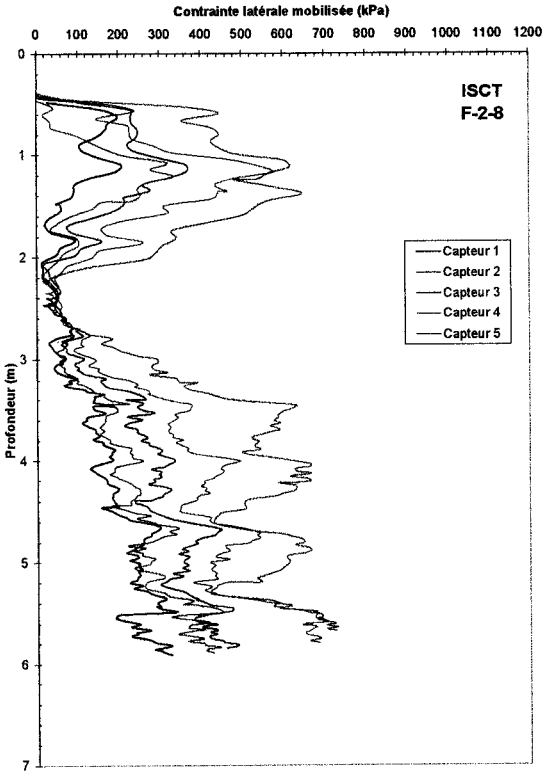

Contrainte latérale mobilisée (kPa)
0 100 200 300 400 500 600 700 800 900 1000 1100 1200
ISCT
F-1-7
Cap. inter.
Capteur 1
Capteur 2
Capteur 3
Capteur 4
Profondeur (m)
0 1 2 3 4 5 6 7

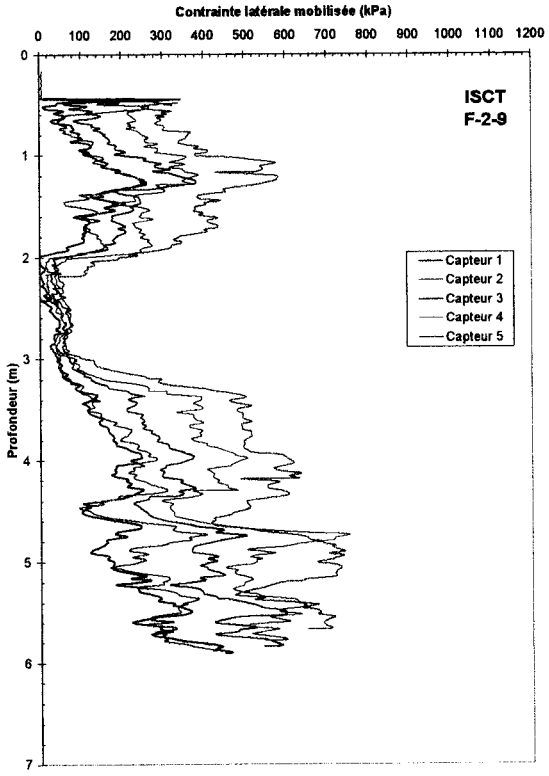

Contrainte latérale mobilisée (kPa)
0 100 200 300 400 500 600 700 800 900 1000 1100 1200
Profondeur (m)
0 1 2 3 4 5 6 7
ISCT
F-2-1
Cap. inter.
Capteur 1
Capteur 2
Capteur 3
Capteur 4

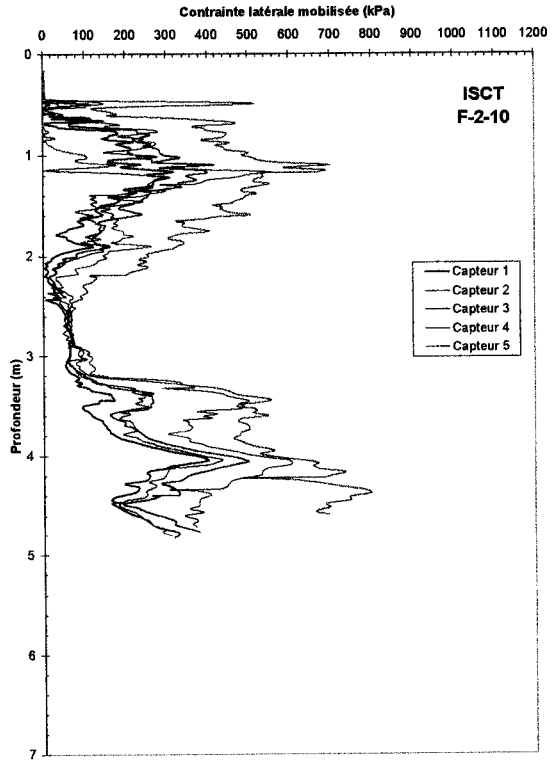

Contrainte latérale mobilisée (kPa)
0 100 200 300 400 500 600 700 800 900 1000 1100 1200
Profondeur (m)
0 1 2 3 4 5 6 7
ISCT
F-2-2
Cap. inter.
Capteur 1
Capteur 2
Capteur 3
Capteur 4


Contrainte latérale mobilisée (kPa)
0 100 200 300 400 500 600 700 800 900 1000 1100 1200
Profondeur (m)
0 1 2 3 4 5 6 7
ISCT
F-2-4
Cap. inter.
Capteur 1
Capteur 2
Capteur 3
Capteur 4


Contrainte latérale mobilisée (kPa)
0 100 200 300 400 500 600 700 800 900 1000 1100 1200
Profondeur (m)
0 1 2 3 4 5 6 7
ISCT
F-2-6
Cap. inter.
Capteur 1
Capteur 2
Capteur 3
Capteur 4


Contrainte latérale mobilisée (kPa)
0 100 200 300 400 500 600 700 800 900 1000 1100 1200
ISCT
F-2-8
Capteur 1
Capteur 2
Capteur 3
Capteur 4
Capteur 5
Profondeur (m)
0 1 2 3 4 5 6 7

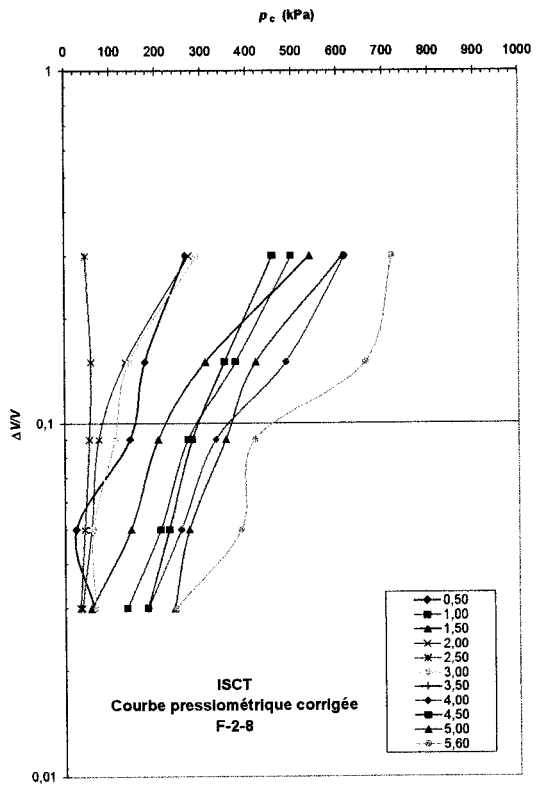

Contrainte latérale mobilisée (kPa)
0 100 200 300 400 500 600 700 800 900 1000 1100 1200
ISCT
F-2-9
Capteur 1
Capteur 2
Capteur 3
Capteur 4
Capteur 5
Profondeur (m)
0 1 2 3 4 5 6 7

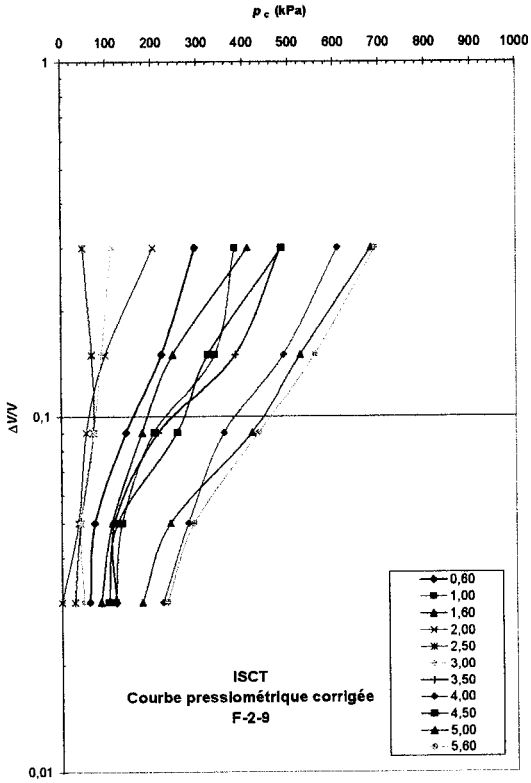

Contrainte latérale mobilisée (kPa)
0 100 200 300 400 500 600 700 800 900 1000 1100 1200
ISCT
F-2-10
Capteur 1
Capteur 2
Capteur 3
Capteur 4
Capteur 5
Profondeur (m)
0 1 2 3 4 5 6 7

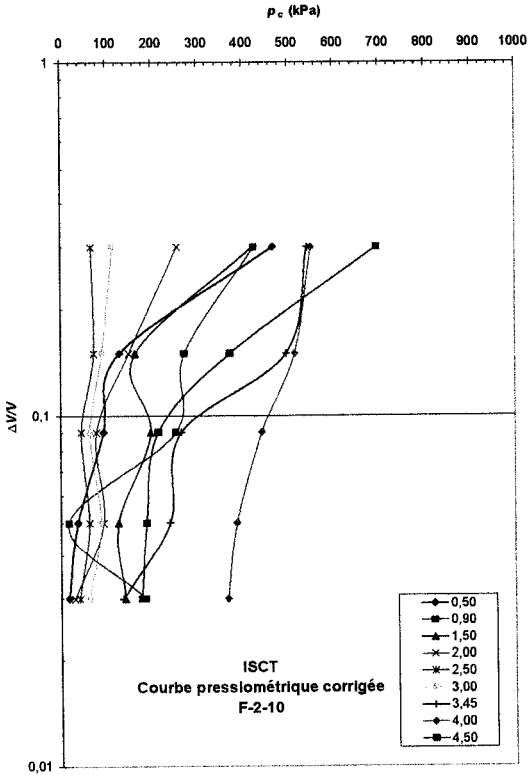
ANNEXE B1

COURBES PRESSIOMÉTRIQUES CORRIGÉES

ESSAIS ISCT


p_c (kPa)
0 100 200 300 400 500 600 700 800 900 1000
1
0,1
0,01
ΔV/V
0,50
1,00
1,50
2,00
2,50
3,00
3,50
4,00
4,50
5,00
5,60
ISCT
Courbe pressiométrique corrigée
F-2-8

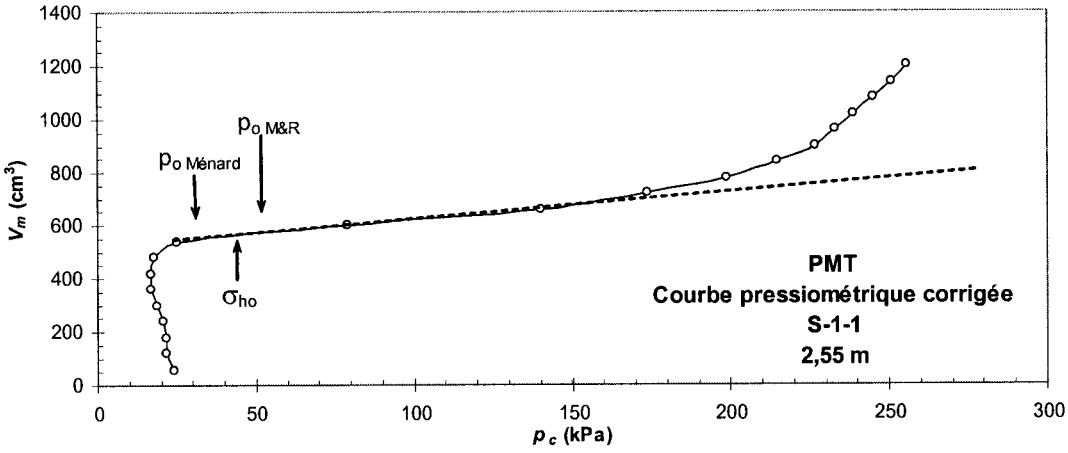

p_c (kPa)
0 100 200 300 400 500 600 700 800 900 1000
1
0,1
0,01
ΔV/V
0,60
1,00
1,60
2,00
2,50
3,00
3,50
4,00
4,50
5,00
5,60
ISCT
Courbe pressiométrique corrigée
F-2-9

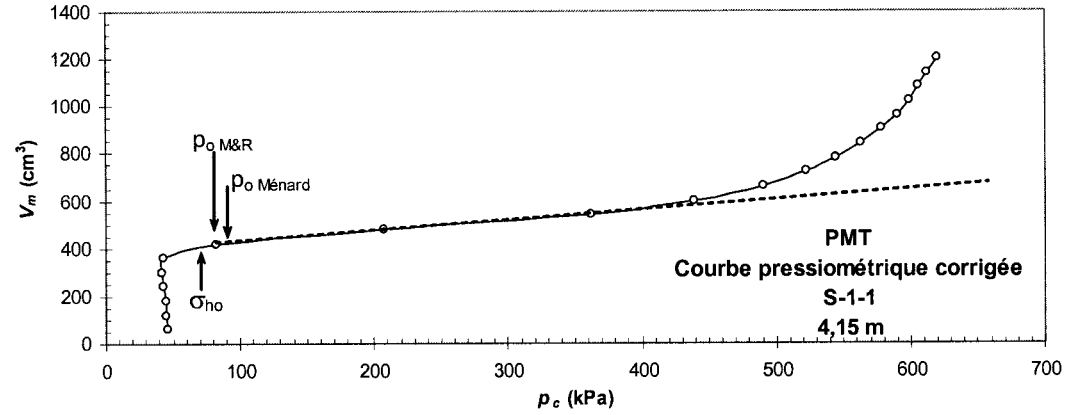

p_c (kPa)
0 100 200 300 400 500 600 700 800 900 1000
1
0,1
0,01
ΔV/V
0,50
0,90
1,50
2,00
2,50
3,00
3,45
4,00
4,50
ISCT
Courbe pressiométrique corrigée
F-2-10

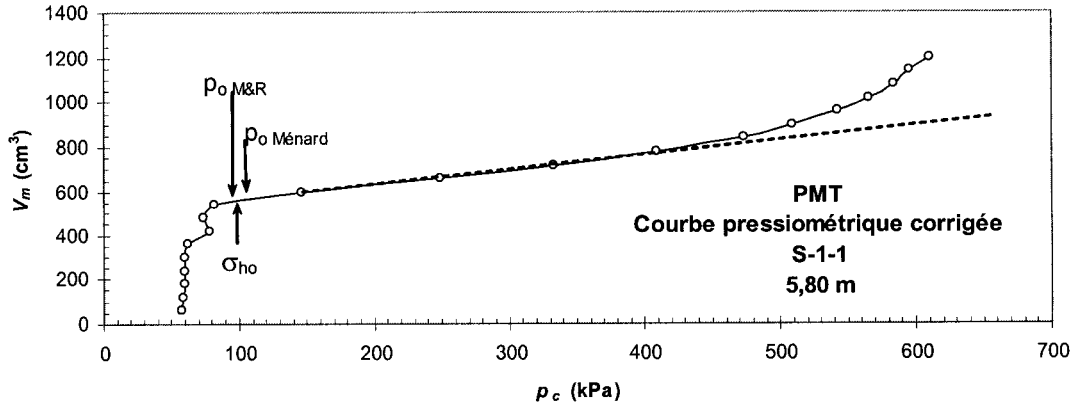
ANNEXE B2

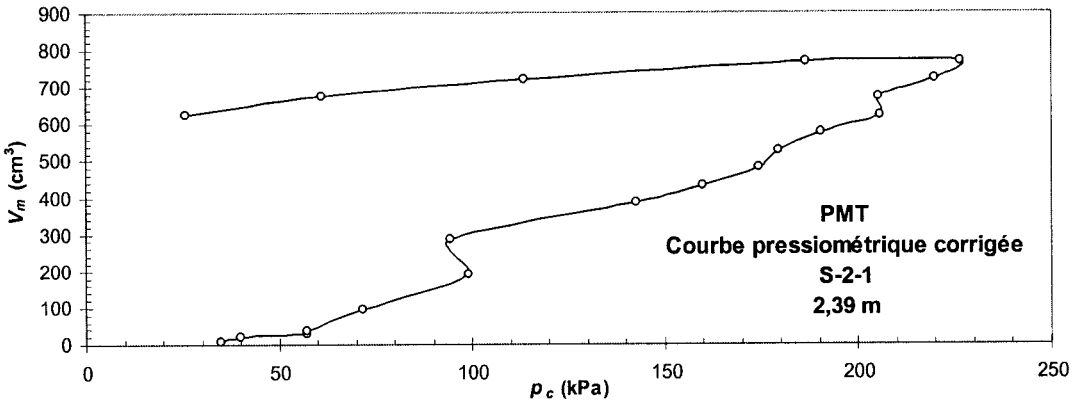
COURBES PRESSIOMÉTRIQUES CORRIGÉES

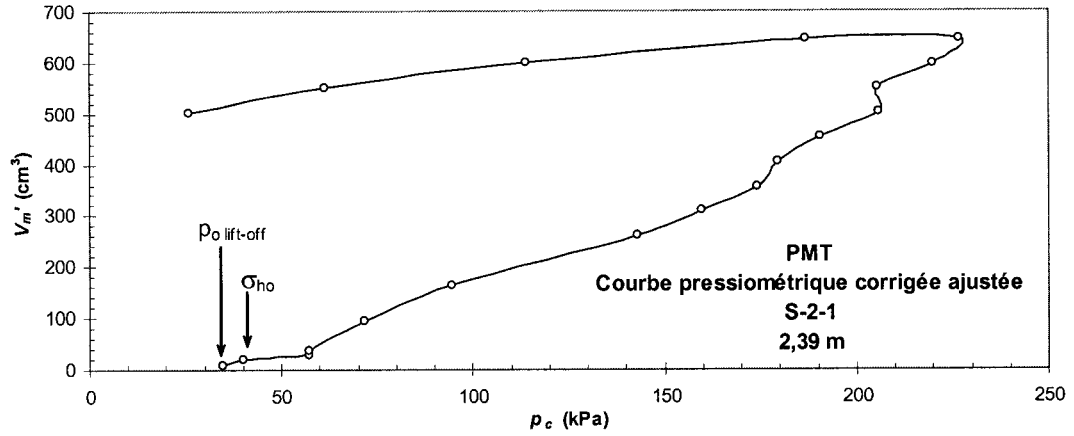
ESSAIS PMT

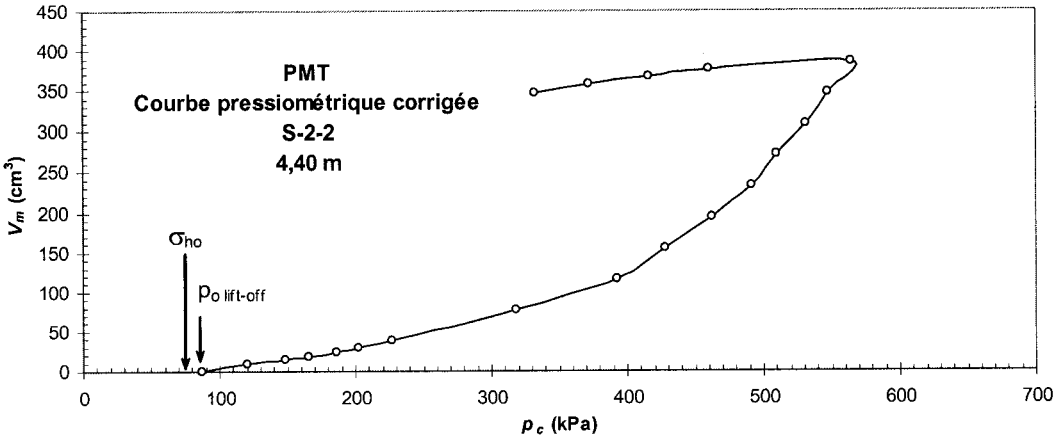

1400
1200
1000
800
600
400
200
0
V_m (cm^3)
$p_{o\ M\&R}$
$p_{o\ Ménard}$
σ_{ho}
PMT
Courbe pressiométrique corrigée
S-1-1
2,55 m
0
50
100
150
200
250
300
p_c (kPa)

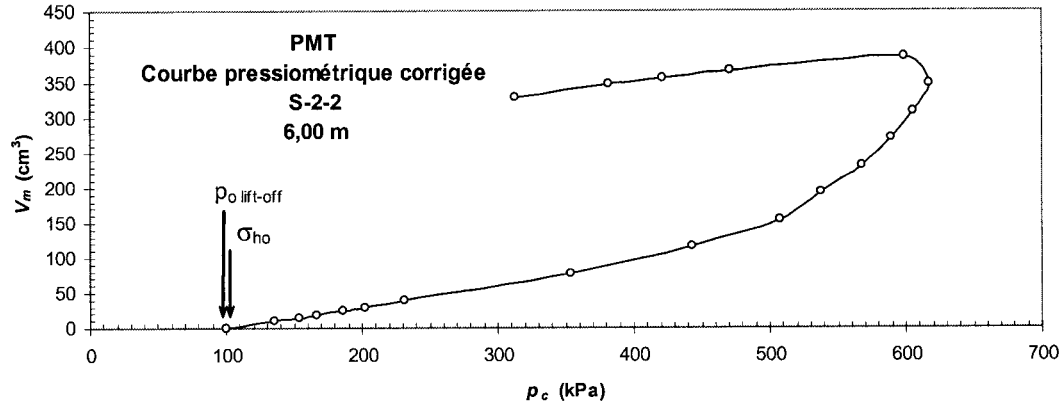

1400
1200
1000
800
600
400
200
0
V_m (cm^3)
$p_{o\ M\&R}$
$p_{o\ Ménard}$
σ_{ho}
PMT
Courbe pressiométrique corrigée
S-1-1
4,15 m
0
100
200
300
400
500
600
700
p_c (kPa)

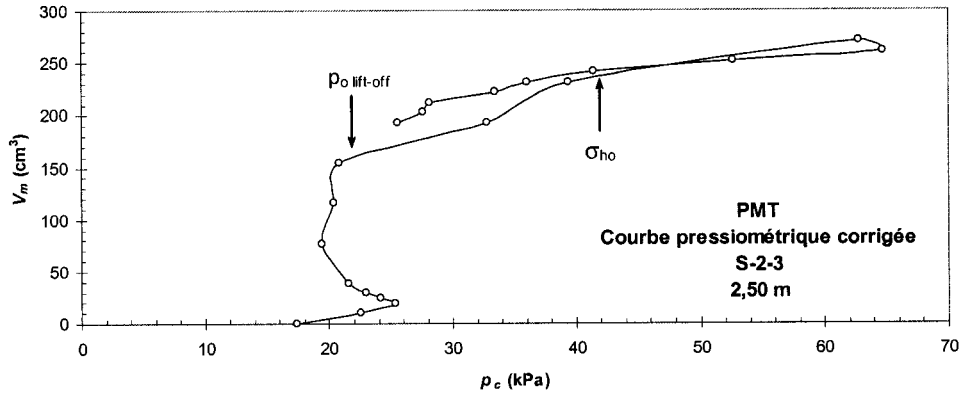

1400
1200
1000
800
600
400
200
0
V_m (cm^3)
$p_{o\ M\&R}$
$p_{o\ Ménard}$
σ_{ho}
PMT
Courbe pressiométrique corrigée
S-1-1
5,80 m
0
100
200
300
400
500
600
700
p_c (kPa)

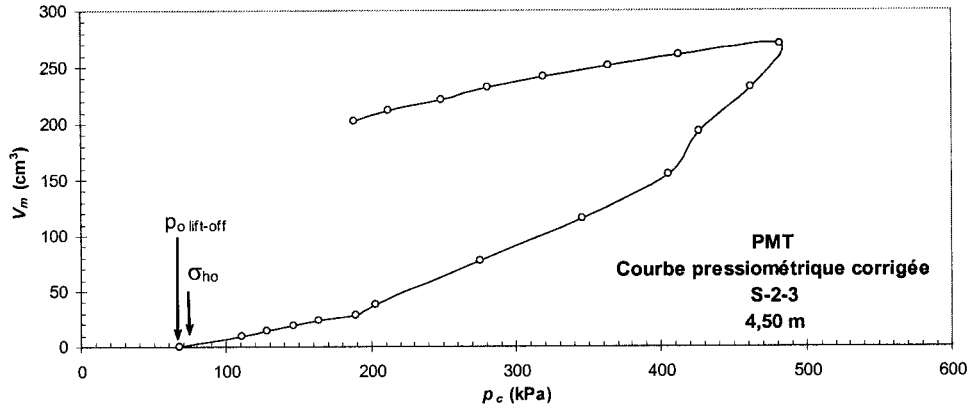

900
800
700
600
500
400
300
200
100
0
V_m (cm^3)
0
50
100
150
200
250
p_c (kPa)
PMT
Courbe pressiométrique corrigée
S-2-1
2,39 m

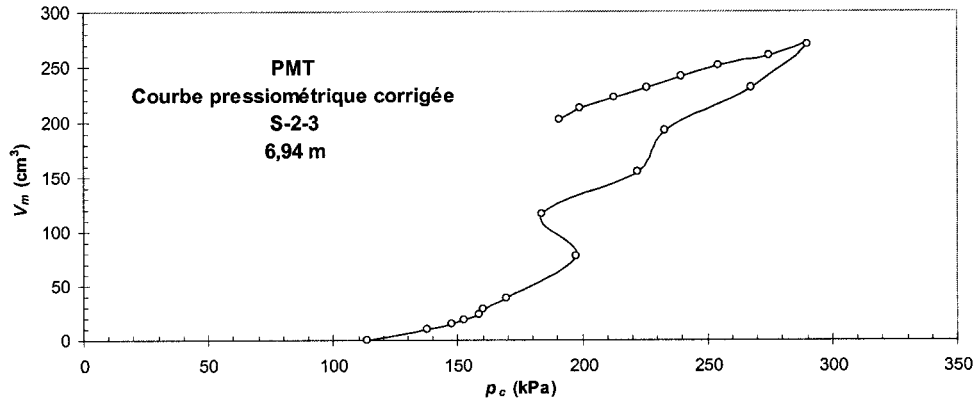

700
600
500
400
300
200
100
0
V_m' (cm^3)
$p_{o\ lift\text{-}off}$
σ_{ho}
0
50
100
150
200
250
p_c (kPa)
PMT
Courbe pressiométrique corrigée ajustée
S-2-1
2,39 m

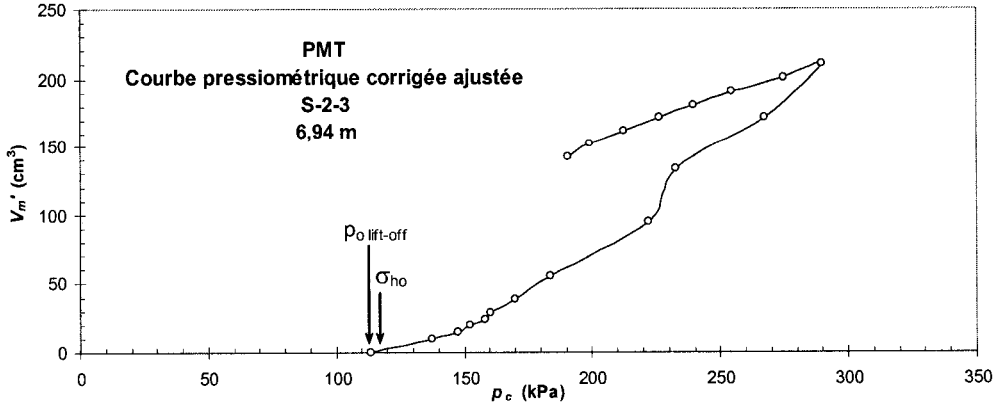

PMT
Courbe pressiométrique corrigée
S-2-2
4,40 m
σho
po lift-off
Vm (cm3)
pc (kPa)
0
50
100
150
200
250
300
350
400
450
0
100
200
300
400
500
600
700

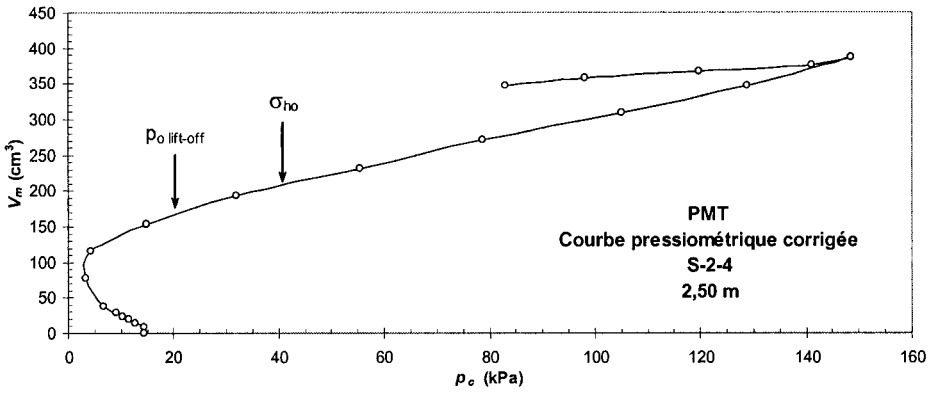

PMT
Courbe pressiométrique corrigée
S-2-2
6,00 m
po lift-off
σho
Vm (cm3)
pc (kPa)
0
50
100
150
200
250
300
350
400
450
0
100
200
300
400
500
600
700

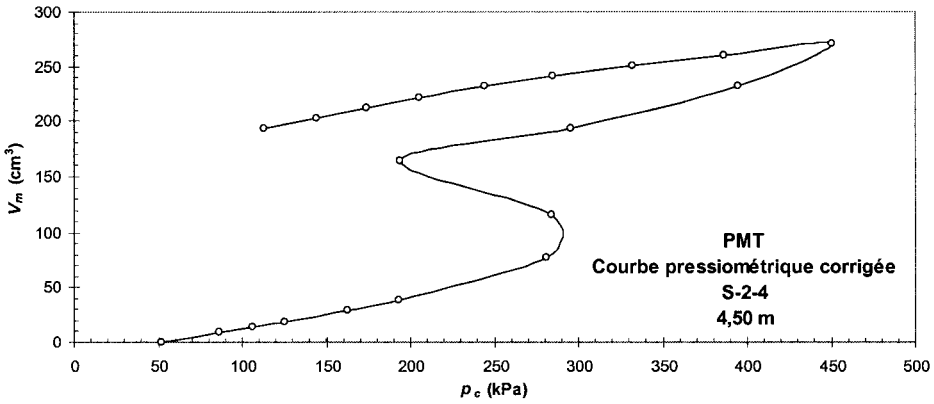

PMT
Courbe pressiométrique corrigée
S-2-3
2,50 m
$p_{o\ lift\text{-}off}$
σ_{ho}
V_m (cm^3)
p_c (kPa)

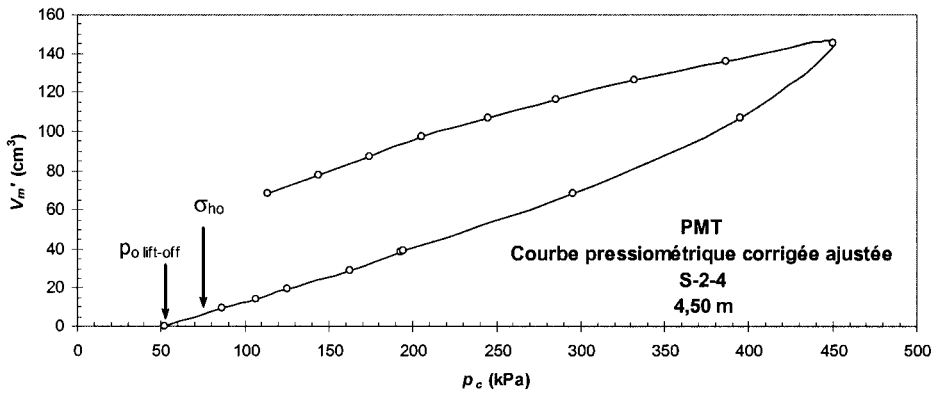

PMT
Courbe pressiométrique corrigée
S-2-3
4,50 m
$p_{o\ lift\text{-}off}$
σ_{ho}
V_m (cm^3)
p_c (kPa)

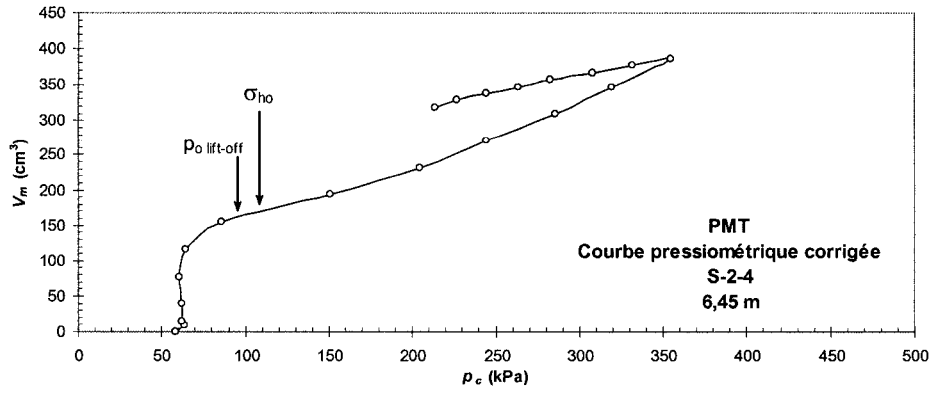

PMT
Courbe pressiométrique corrigée
S-2-3
6,94 m
V_m (cm^3)
p_c (kPa)

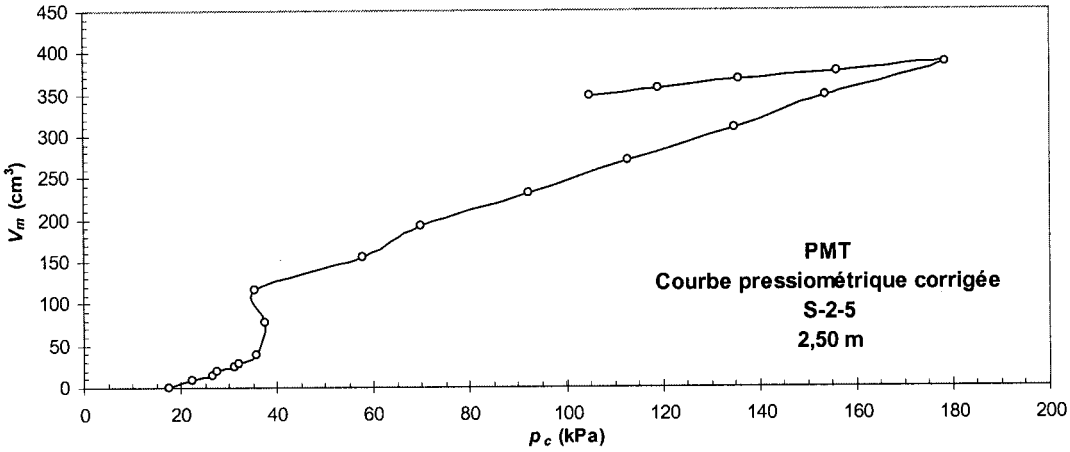

PMT
Courbe pressiométrique corrigée ajustée
S-2-3
6,94 m
$p_{o\ lift\text{-}off}$
σ_{ho}
V_m' (cm^3)
p_c (kPa)

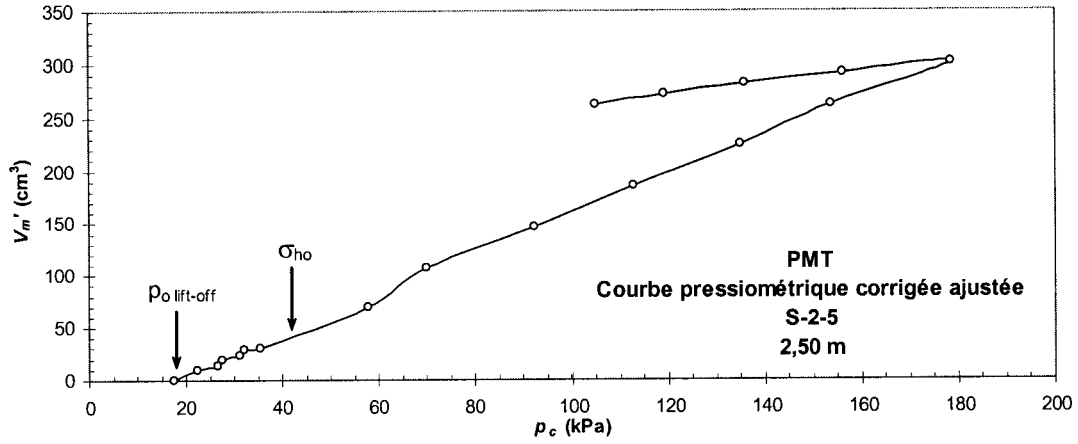

V_m (cm^3)
p_c (kPa)
$p_{o\ lift\text{-}off}$
σ_{ho}
PMT
Courbe pressiométrique corrigée
S-2-4
2,50 m

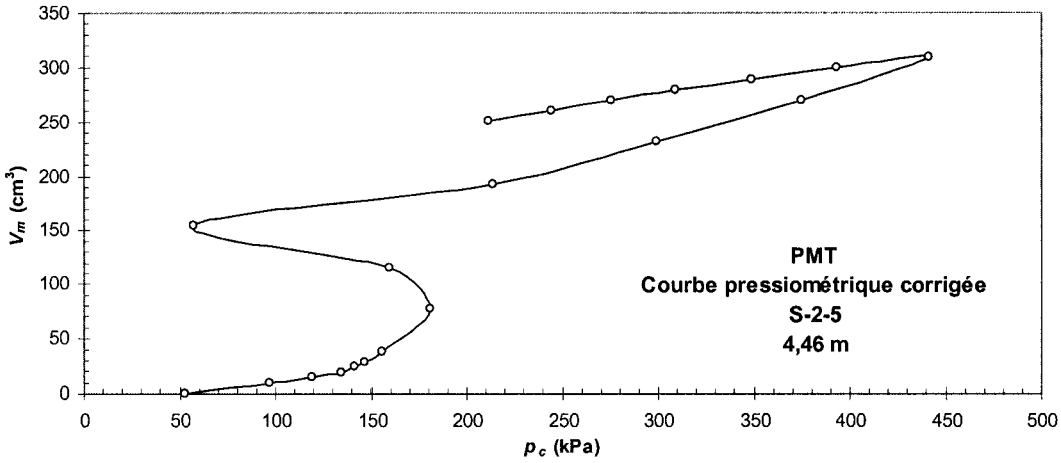

V_m (cm^3)
p_c (kPa)
PMT
Courbe pressiométrique corrigée
S-2-4
4,50 m

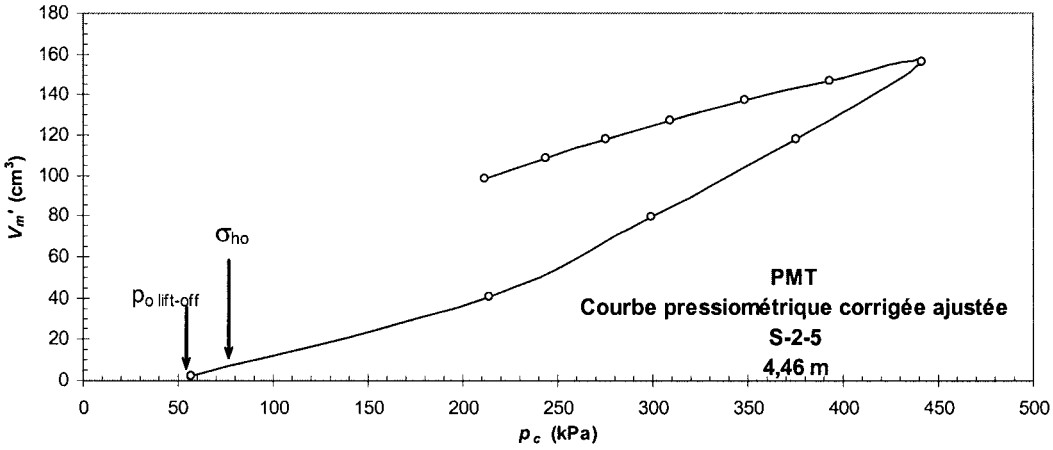

V_m' (cm^3)
p_c (kPa)
$p_{o\ lift\text{-}off}$
σ_{ho}
PMT
Courbe pressiométrique corrigée ajustée
S-2-4
4,50 m

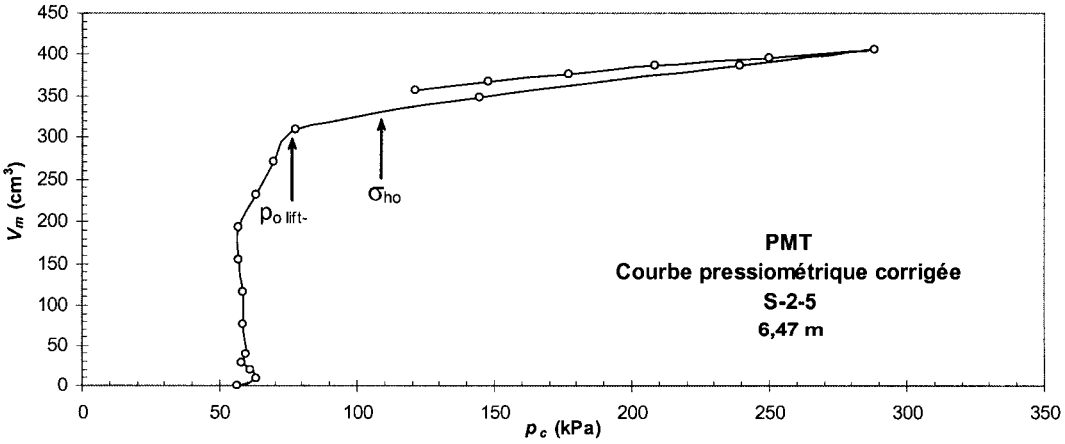

V_m (cm^3)
p_c (kPa)
$p_{o\ lift\text{-}off}$
σ_{ho}
PMT
Courbe pressiométrique corrigée
S-2-4
6,45 m

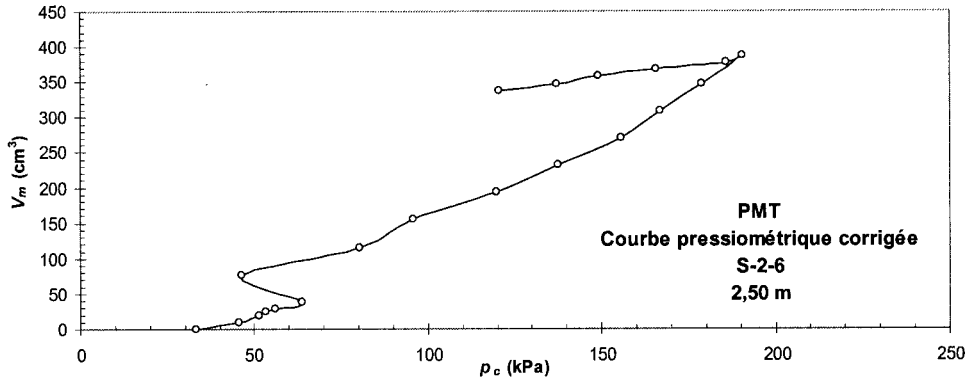

PMT
Courbe pressiométrique corrigée
S-2-5
2,50 m
V_m (cm^3)
p_c (kPa)

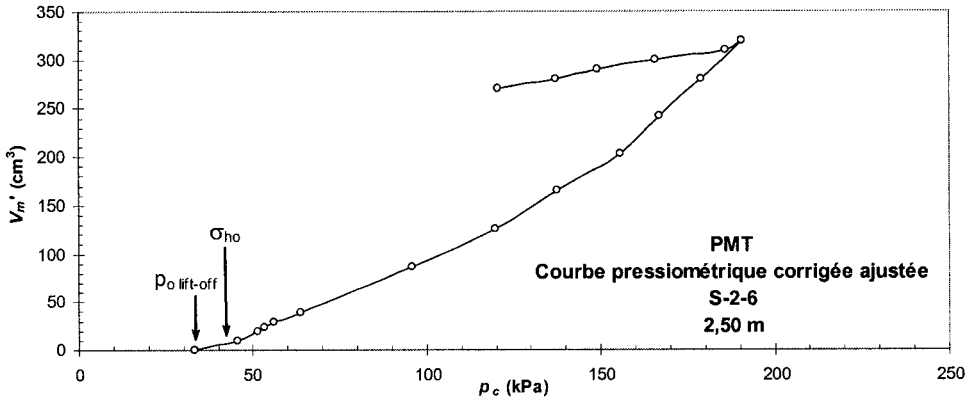

PMT
Courbe pressiométrique corrigée ajustée
S-2-5
2,50 m
V_m' (cm^3)
p_c (kPa)
$p_{o\ lift\text{-}off}$
σ_{ho}

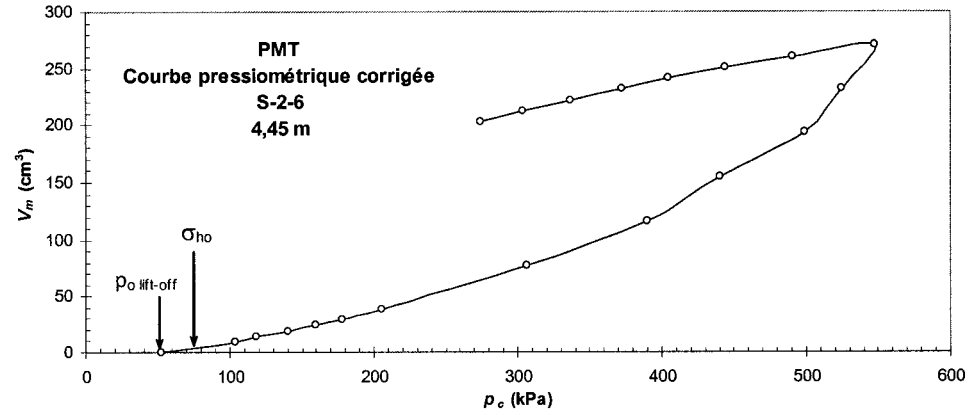

PMT
Courbe pressiométrique corrigée
S-2-5
4,46 m
V_m (cm^3)
p_c (kPa)

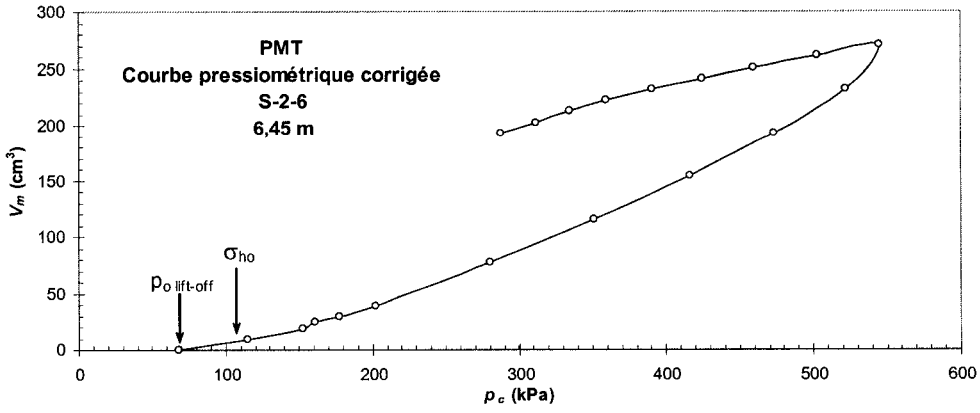

PMT
Courbe pressiométrique corrigée ajustée
S-2-5
4,46 m
V_m' (cm^3)
p_c (kPa)
σho
po lift-off

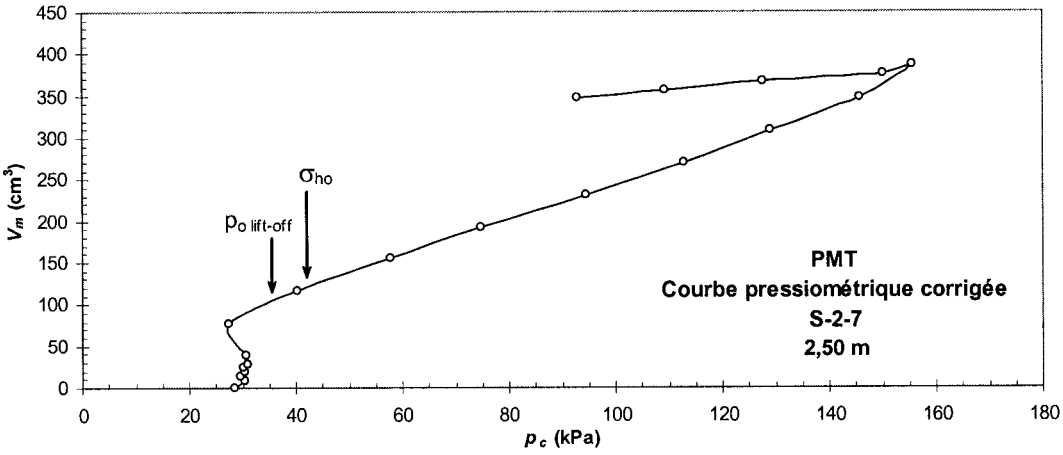

PMT
Courbe pressiométrique corrigée
S-2-5
6,47 m
V_m (cm^3)
p_c (kPa)
σho
po lift-

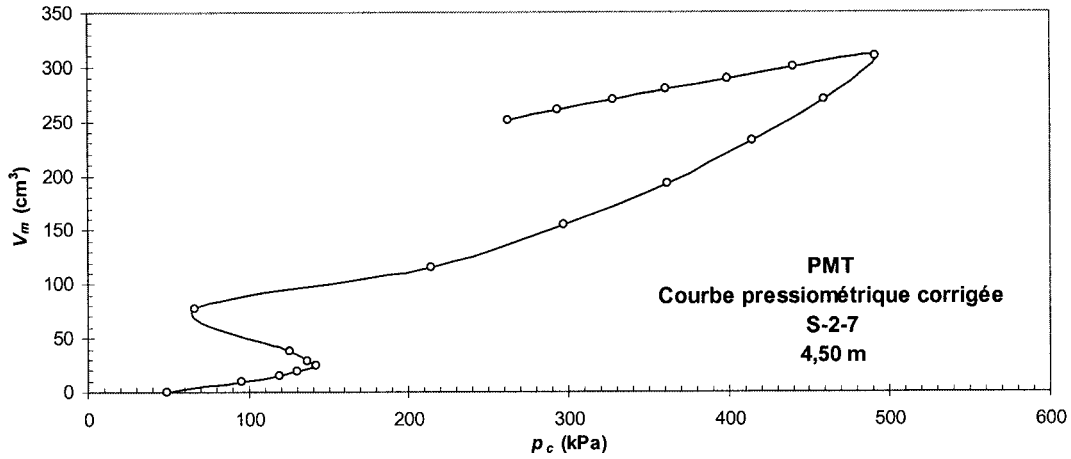

PMT
Courbe pressiométrique corrigée
S-2-6
2,50 m
V_m (cm^3)
p_c (kPa)

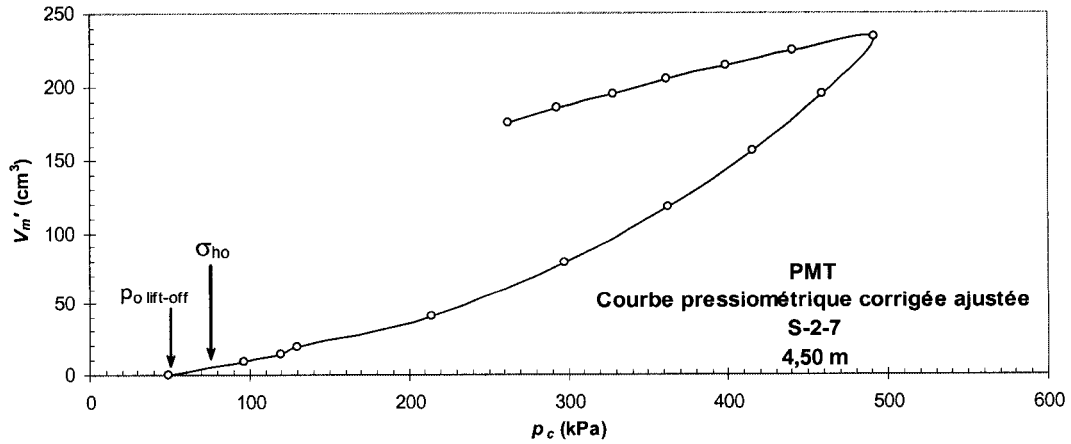

PMT
Courbe pressiométrique corrigée ajustée
S-2-6
2,50 m
V_m' (cm^3)
σ_{ho}
$p_{o\ lift\text{-}off}$
p_c (kPa)

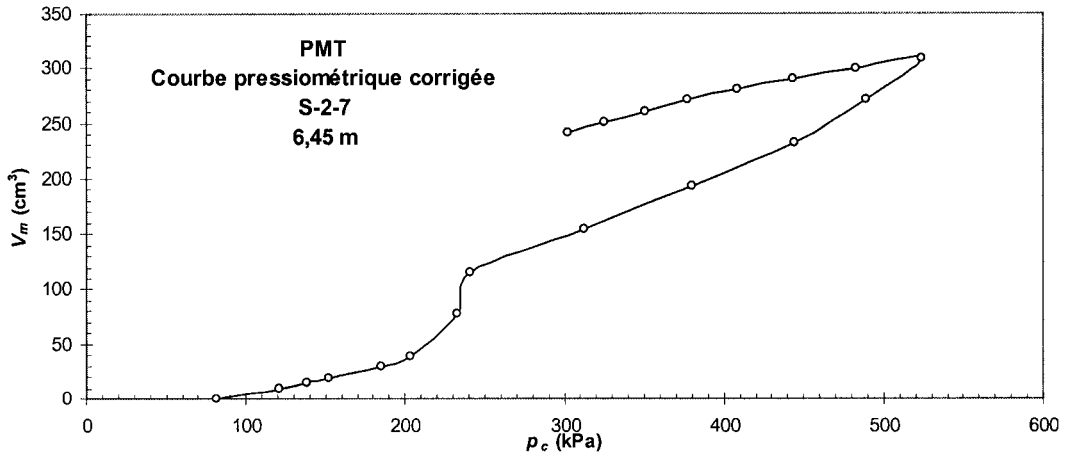

PMT
Courbe pressiométrique corrigée
S-2-6
4,45 m
V_m (cm^3)
σ_{ho}
$p_{o\ lift\text{-}off}$
p_c (kPa)

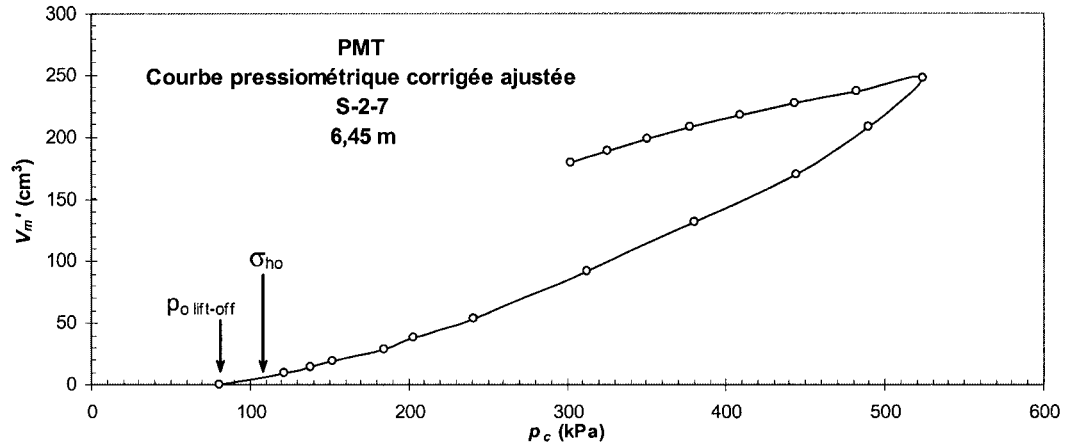

PMT
Courbe pressiométrique corrigée
S-2-6
6,45 m
V_m (cm^3)
σ_{ho}
$p_{o\ lift\text{-}off}$
p_c (kPa)


V_m (cm^3)
p_c (kPa)
σ_{ho}
$p_{o\ lift\text{-}off}$
PMT
Courbe pressiométrique corrigée
S-2-7
2,50 m


V_m (cm^3)
p_c (kPa)
PMT
Courbe pressiométrique corrigée
S-2-7
4,50 m


V_m' (cm^3)
p_c (kPa)
σ_{ho}
$p_{o\ lift\text{-}off}$
PMT
Courbe pressiométrique corrigée ajustée
S-2-7
4,50 m

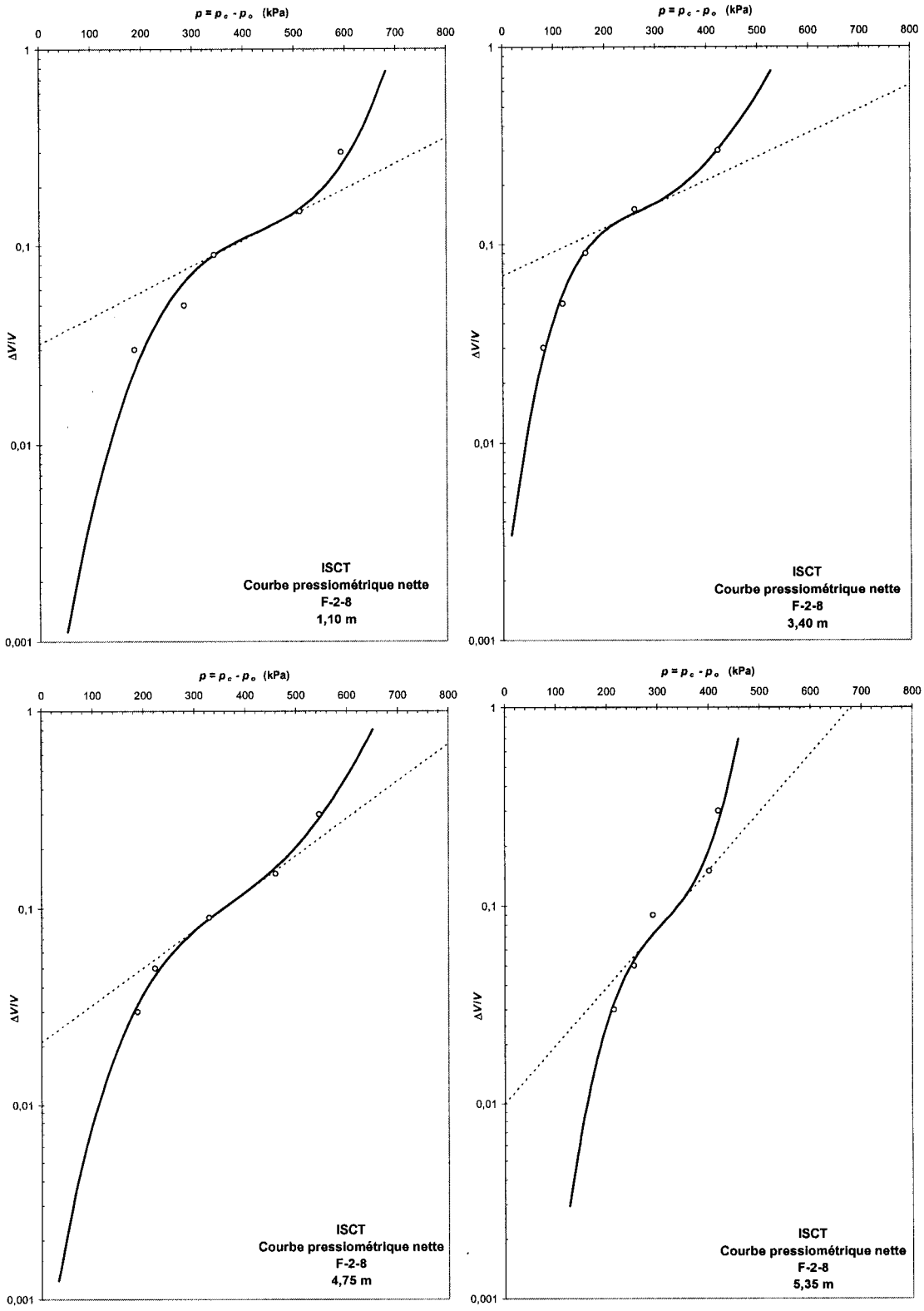

PMT
Courbe pressiométrique corrigée
S-2-7
6,45 m
V_m (cm^3)
p_c (kPa)
0
50
100
150
200
250
300
350
0
100
200
300
400
500
600

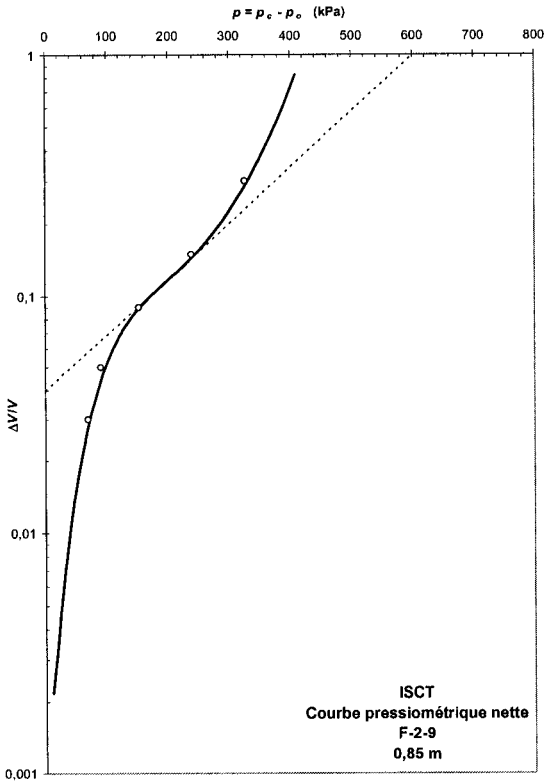

PMT
Courbe pressiométrique corrigée ajustée
S-2-7
6,45 m
V_m ' (cm^3)
p_c (kPa)
σ_{ho}
$p_{o\ lift\text{-}off}$
0
50
100
150
200
250
300
0
100
200
300
400
500
600

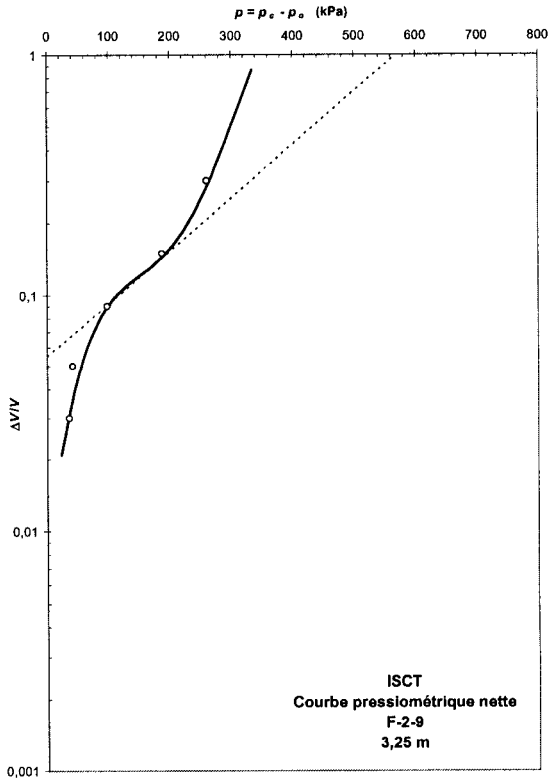
ANNEXE C1

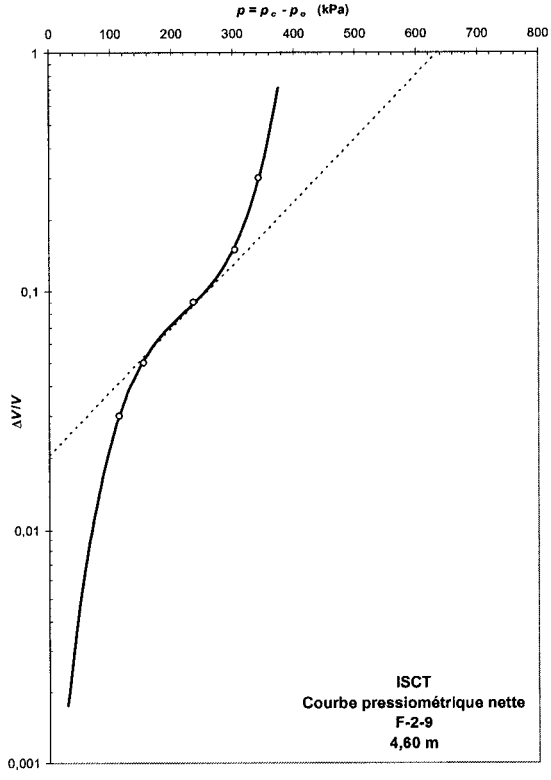
COURBES PRESSIOMÉTRIQUES NETTES

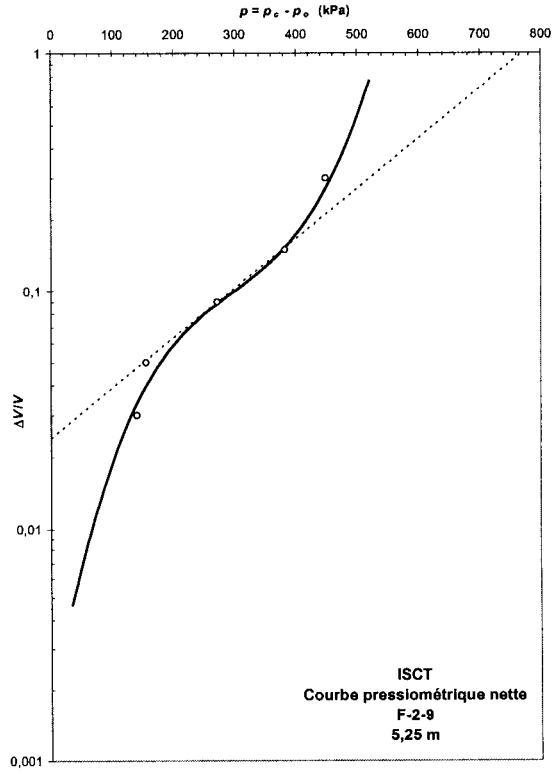
ESSAIS ISCT

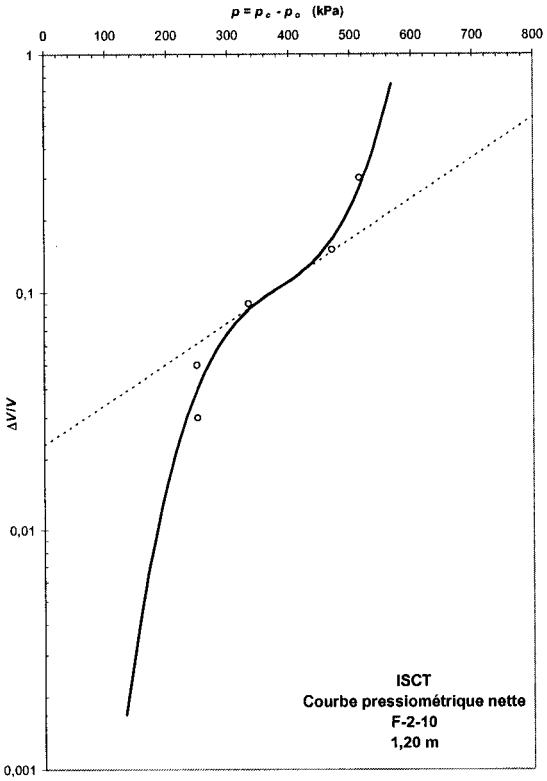

p = p_c - p_o (kPa)
0 100 200 300 400 500 600 700 800
1
0,1
0,01
0,001
ΔV/V
ISCT
Courbe pressiométrique nette
F-2-8
1,10 m
ISCT
Courbe pressiométrique nette
F-2-8
3,40 m
ISCT
Courbe pressiométrique nette
F-2-8
4,75 m
ISCT
Courbe pressiométrique nette
F-2-8
5,35 m

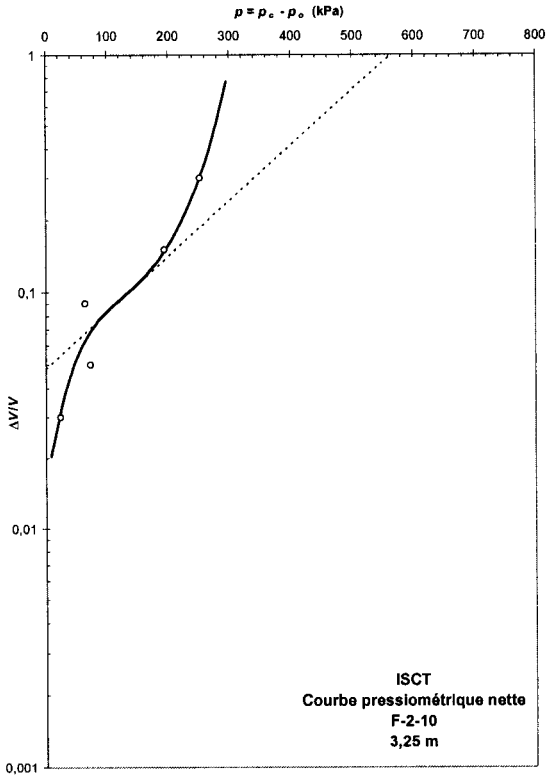

p = p_c - p_o (kPa)
0
100
200
300
400
500
600
700
800
1
0,1
0,01
0,001
ΔV/V
ISCT
Courbe pressiométrique nette
F-2-9
0,85 m

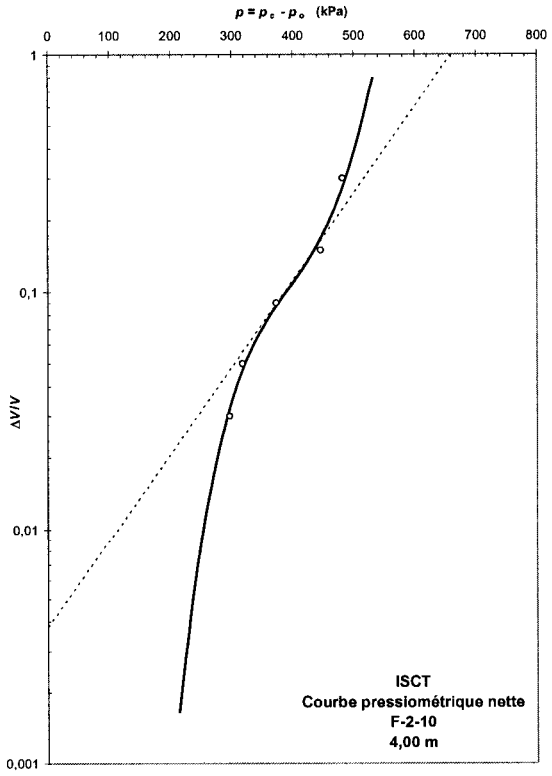

p = p_c - p_o (kPa)
0
100
200
300
400
500
600
700
800
1
0,1
0,01
0,001
ΔV/V
ISCT
Courbe pressiométrique nette
F-2-9
3,25 m


p = p_c - p_o (kPa)
0
100
200
300
400
500
600
700
800
1
0,1
0,01
0,001
ΔV/V
ISCT
Courbe pressiométrique nette
F-2-9
4,60 m


p = p_c - p_o (kPa)
0
100
200
300
400
500
600
700
800
1
0,1
0,01
0,001
ΔV/V
ISCT
Courbe pressiométrique nette
F-2-9
5,25 m


p = pc - po (kPa)
0
100
200
300
400
500
600
700
800
1
0,1
0,01
0,001
ΔV/V
ISCT
Courbe pressiométrique nette
F-2-10
1,20 m

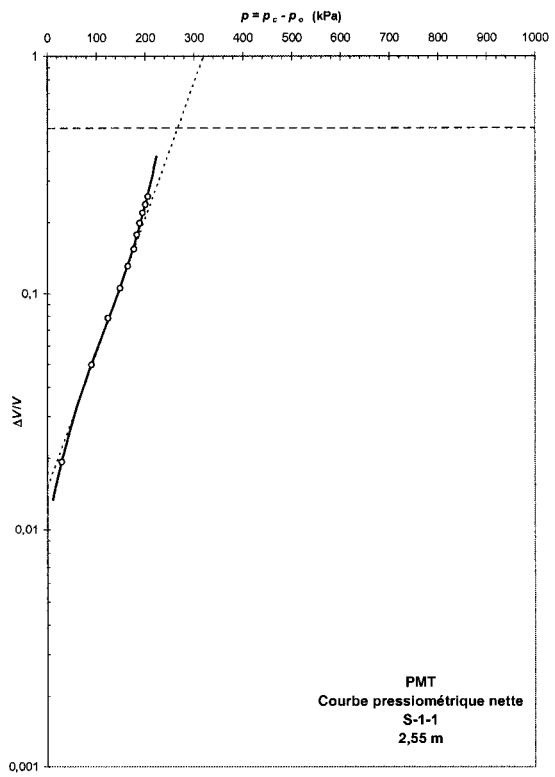

p = pc - po (kPa)
0
100
200
300
400
500
600
700
800
1
0,1
0,01
0,001
ΔV/V
ISCT
Courbe pressiométrique nette
F-2-10
3,25 m

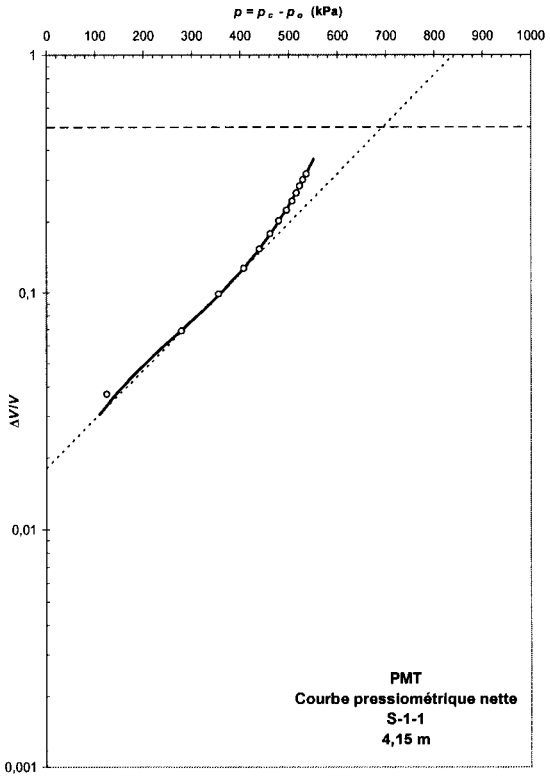

p = pc - po (kPa)
0
100
200
300
400
500
600
700
800
1
0,1
0,01
0,001
ΔV/V
ISCT
Courbe pressiométrique nette
F-2-10
4,00 m

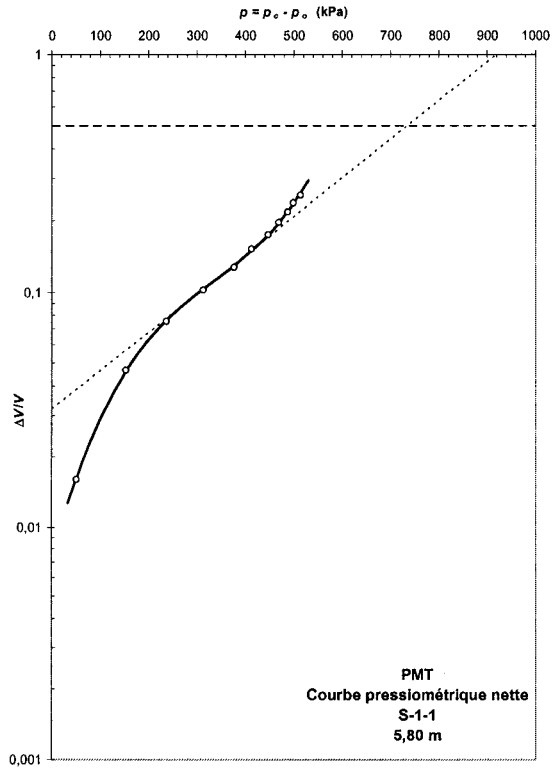
ANNEXE C2

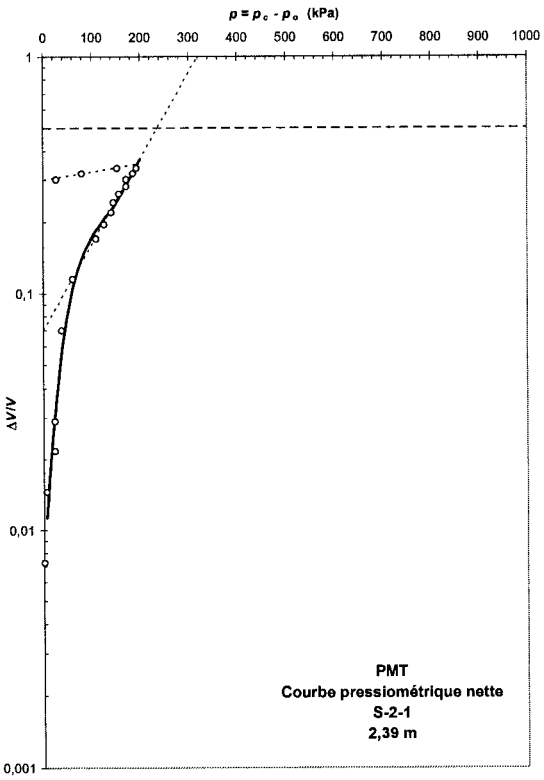
COURBES PRESSIOMÉTRIQUES NETTES

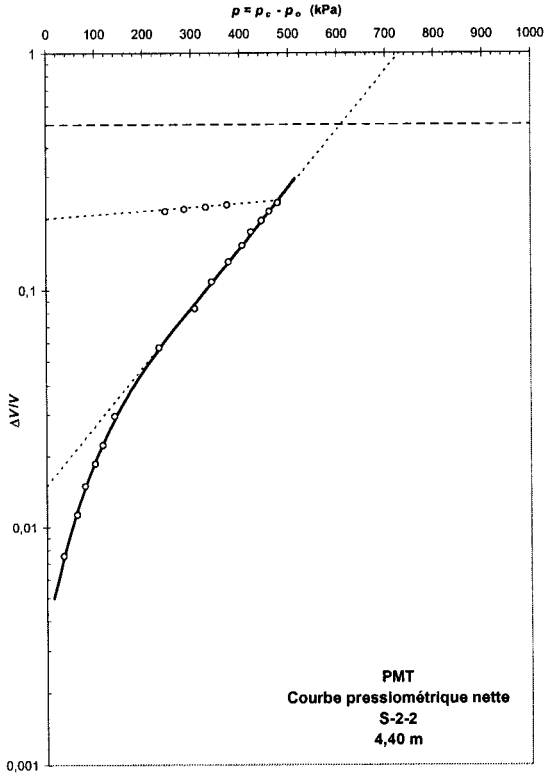
ESSAIS PMT

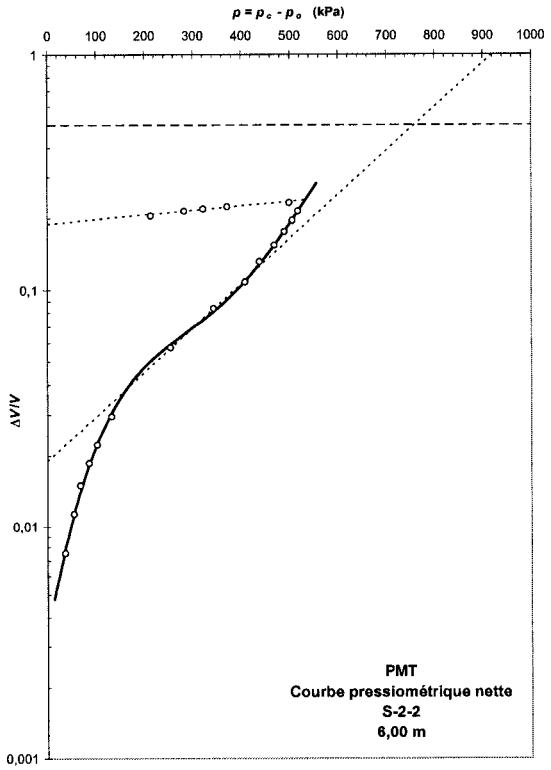

p = p c - p o (kPa)
0 100 200 300 400 500 600 700 800 900 1000
1
0,1
0,01
0,001
ΔV/V
PMT
Courbe pressiométrique nette
S-1-1
2,55 m

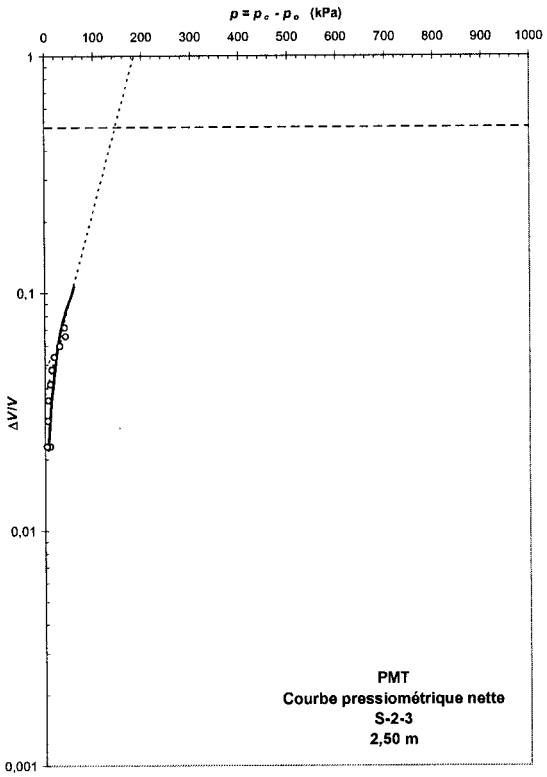

p = p c - p o (kPa)
0 100 200 300 400 500 600 700 800 900 1000
1
0,1
0,01
0,001
ΔV/V
PMT
Courbe pressiométrique nette
S-1-1
4,15 m

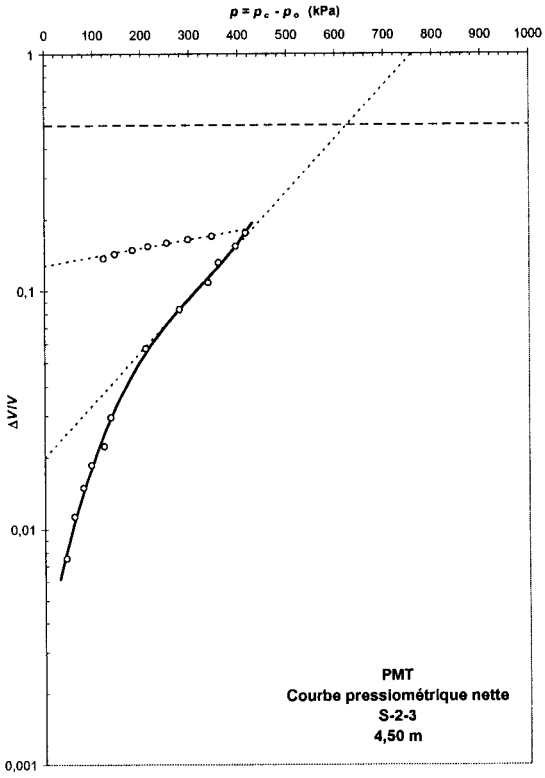

p = p c - p o (kPa)
0 100 200 300 400 500 600 700 800 900 1000
1
0,1
0,01
0,001
ΔV/V
PMT
Courbe pressiométrique nette
S-1-1
5,80 m

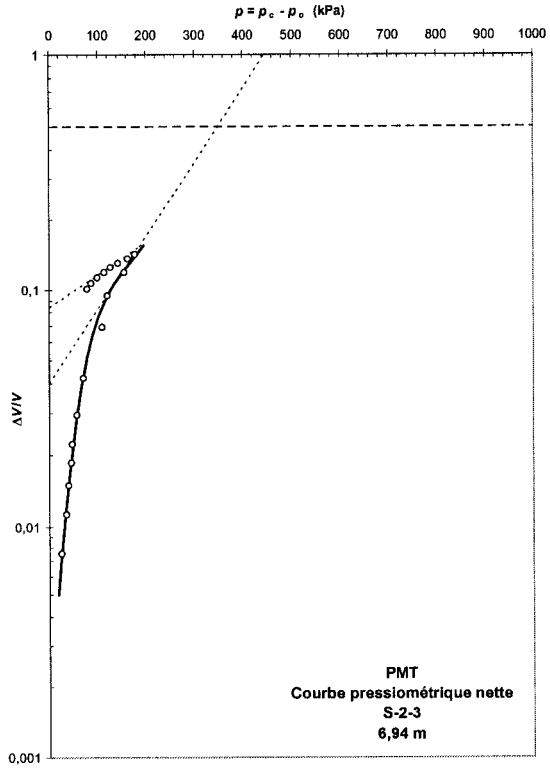

p = p_c - p_o (kPa)
0 100 200 300 400 500 600 700 800 900 1000
1
0,1
0,01
0,001
ΔV/V
PMT
Courbe pressiométrique nette
S-2-1
2,39 m

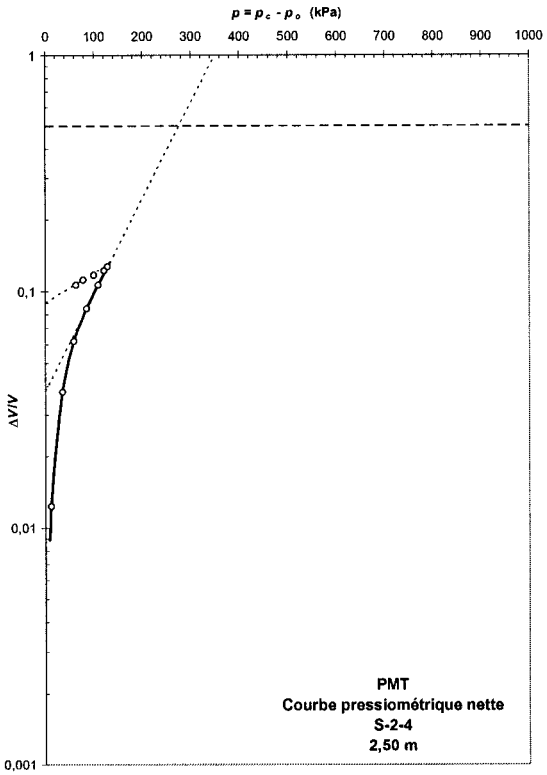

p = p_c - p_o (kPa)
0 100 200 300 400 500 600 700 800 900 1000
1
0,1
0,01
0,001
ΔV/V
PMT
Courbe pressiométrique nette
S-2-2
4,40 m

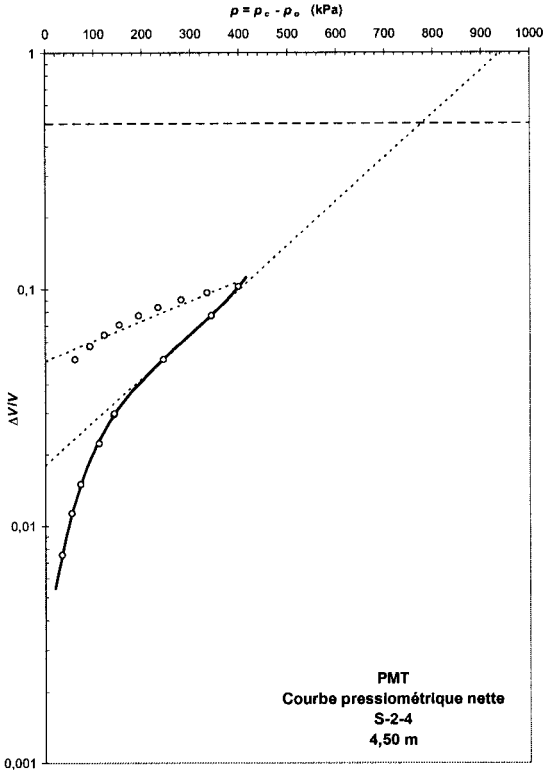

p = p_c - p_o (kPa)
0 100 200 300 400 500 600 700 800 900 1000
1
0,1
0,01
0,001
ΔV/V
PMT
Courbe pressiométrique nette
S-2-2
6,00 m

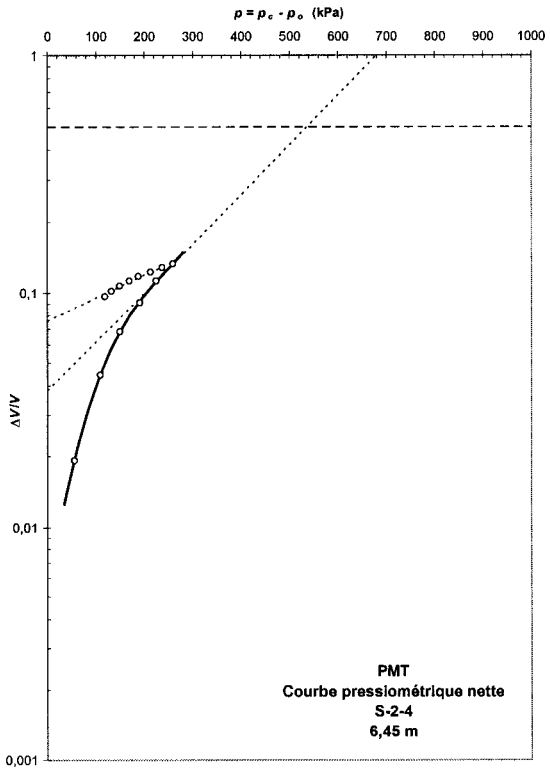

p = p_c - p_o (kPa)
0 100 200 300 400 500 600 700 800 900 1000
1
0,1
0,01
0,001
ΔV/V
PMT
Courbe pressiométrique nette
S-2-3
2,50 m

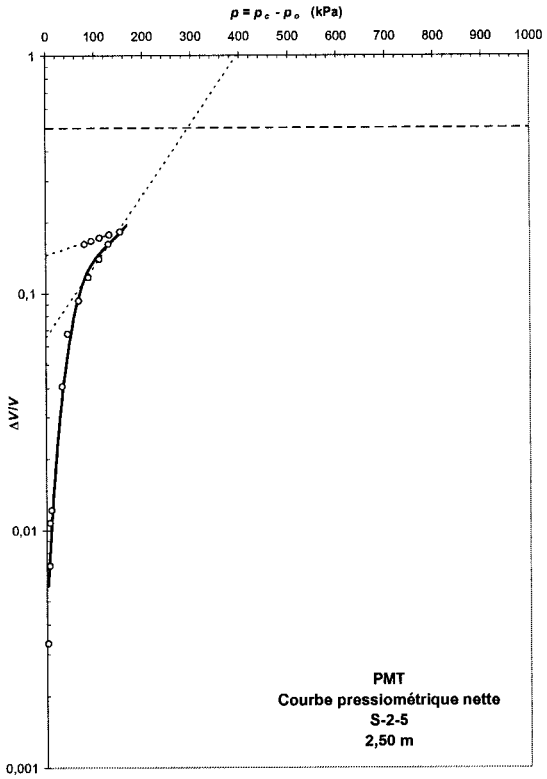

p = p_c - p_o (kPa)
0 100 200 300 400 500 600 700 800 900 1000
1
0,1
0,01
0,001
ΔV/V
PMT
Courbe pressiométrique nette
S-2-3
4,50 m

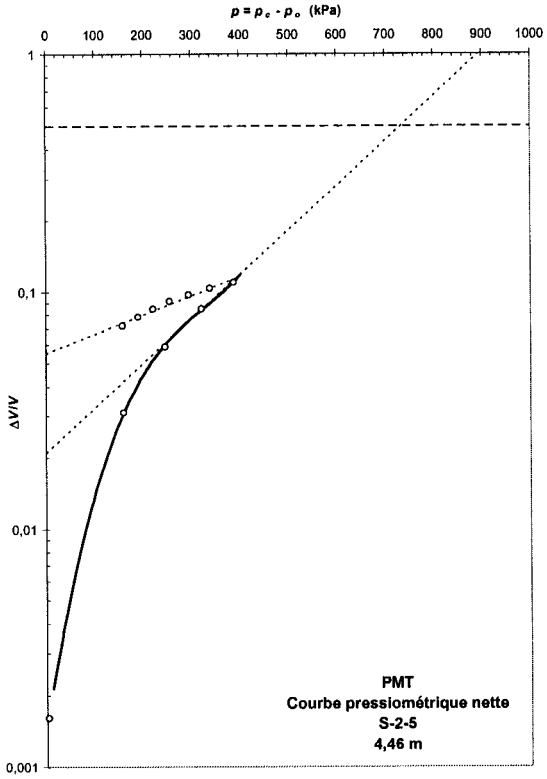

p = p_c - p_o (kPa)
0 100 200 300 400 500 600 700 800 900 1000
1
0,1
0,01
0,001
ΔV/V
PMT
Courbe pressiométrique nette
S-2-3
6,94 m

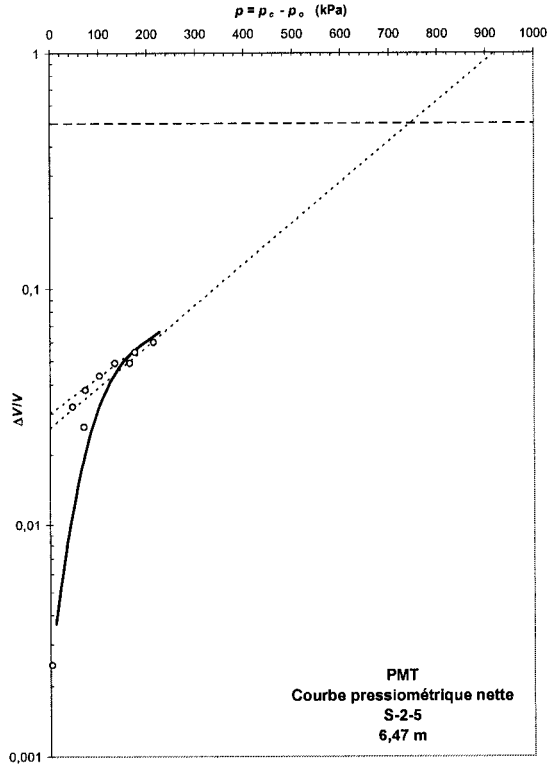

p = p_c - p_o (kPa)
0 100 200 300 400 500 600 700 800 900 1000
1
0,1
0,01
0,001
ΔV/V
PMT
Courbe pressiométrique nette
S-2-4
2,50 m

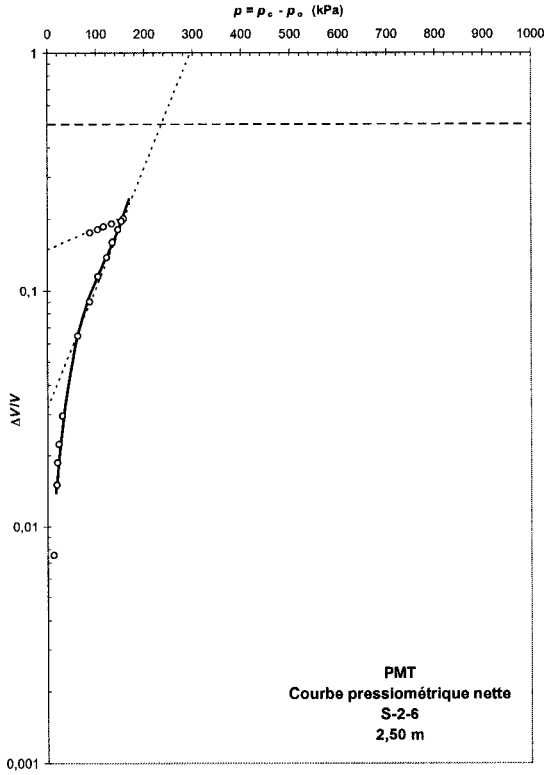

p = p_c - p_o (kPa)
0 100 200 300 400 500 600 700 800 900 1000
1
0,1
0,01
0,001
ΔV/V
PMT
Courbe pressiométrique nette
S-2-4
4,50 m

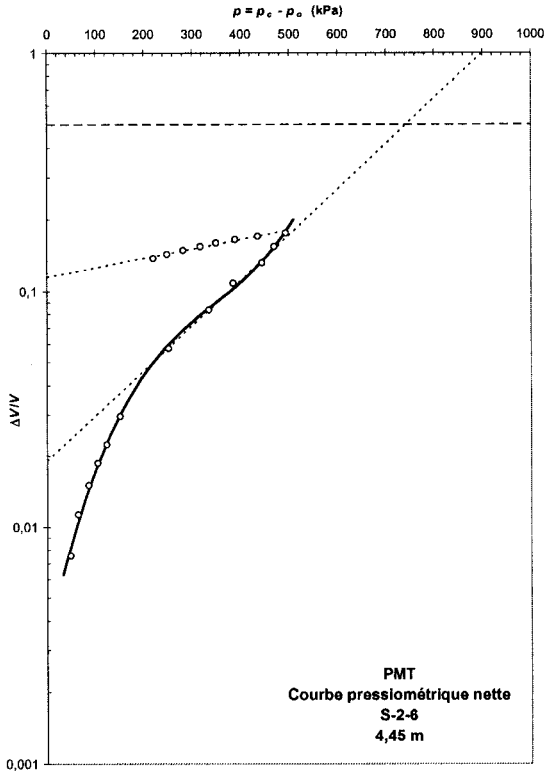

p = p_c - p_o (kPa)
0 100 200 300 400 500 600 700 800 900 1000
1
0,1
0,01
0,001
ΔV/V
PMT
Courbe pressiométrique nette
S-2-4
6,45 m

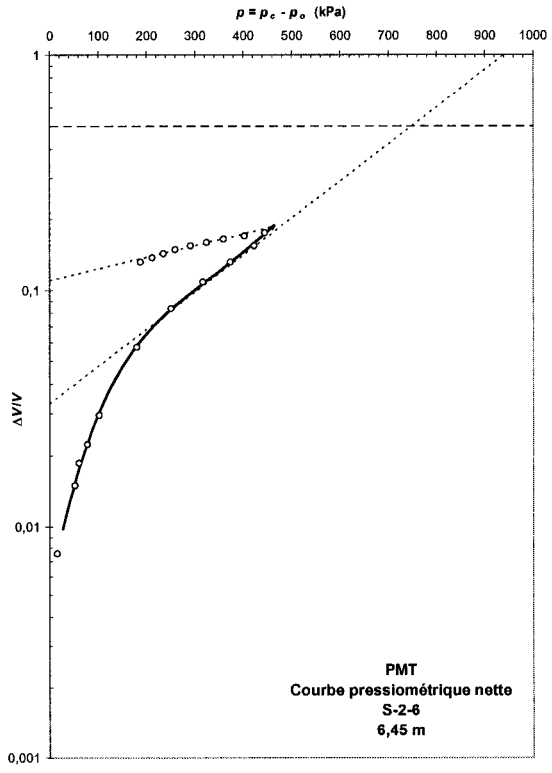

p = pc - po (kPa)
0 100 200 300 400 500 600 700 800 900 1000
1
0,1
0,01
0,001
ΔV/V
PMT
Courbe pressiométrique nette
S-2-5
2,50 m

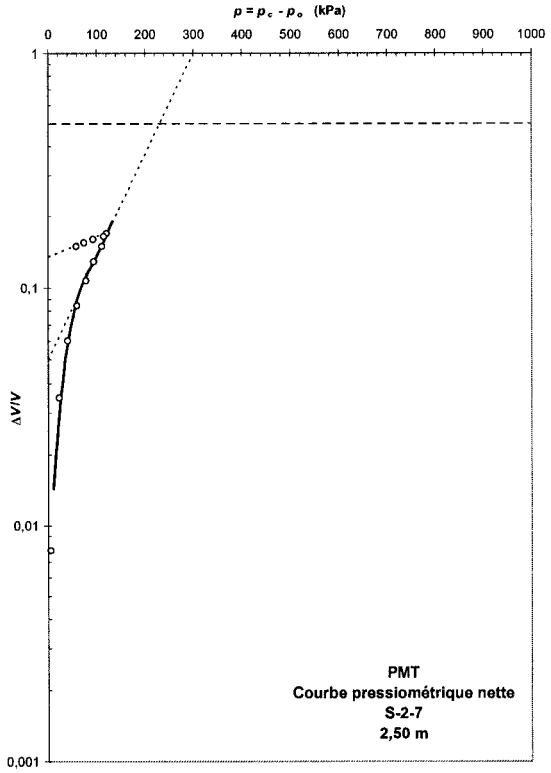

p = pc - po (kPa)
0 100 200 300 400 500 600 700 800 900 1000
1
0,1
0,01
0,001
ΔV/V
PMT
Courbe pressiométrique nette
S-2-5
4,46 m

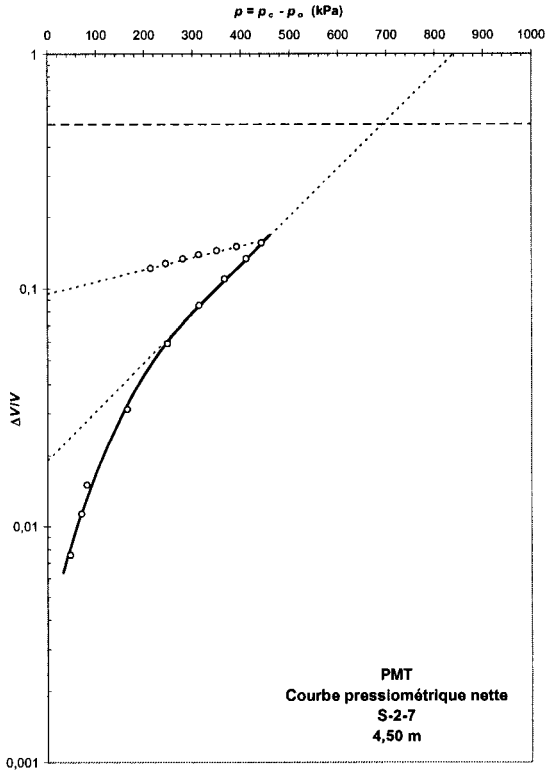

p = pc - po (kPa)
0 100 200 300 400 500 600 700 800 900 1000
1
0,1
0,01
0,001
ΔV/V
PMT
Courbe pressiométrique nette
S-2-5
6,47 m

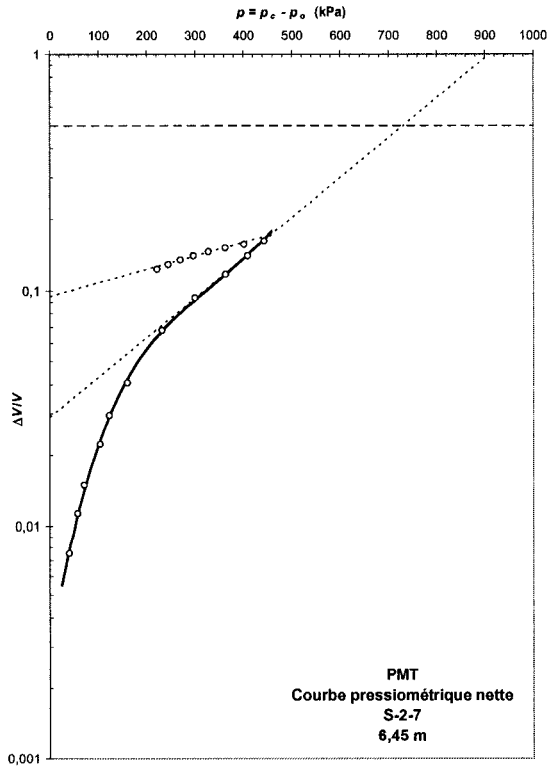

p = pc - po (kPa)
0 100 200 300 400 500 600 700 800 900 1000
1
0,1
0,01
0,001
ΔV/V
PMT
Courbe pressiométrique nette
S-2-6
2,50 m


p = pc - po (kPa)
0 100 200 300 400 500 600 700 800 900 1000
1
0,1
0,01
0,001
ΔV/V
PMT
Courbe pressiométrique nette
S-2-6
4,45 m


p = pc - po (kPa)
0 100 200 300 400 500 600 700 800 900 1000
1
0,1
0,01
0,001
ΔV/V
PMT
Courbe pressiométrique nette
S-2-6
6,45 m


p = p_c - p_o (kPa)
0 100 200 300 400 500 600 700 800 900 1000
1
0,1
0,01
0,001
ΔV/V
PMT
Courbe pressiométrique nette
S-2-7
2,50 m

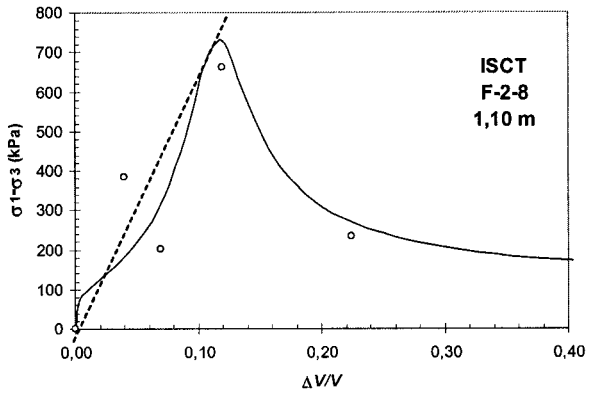

p = p_c - p_o (kPa)
0 100 200 300 400 500 600 700 800 900 1000
1
0,1
0,01
0,001
ΔV/V
PMT
Courbe pressiométrique nette
S-2-7
4,50 m

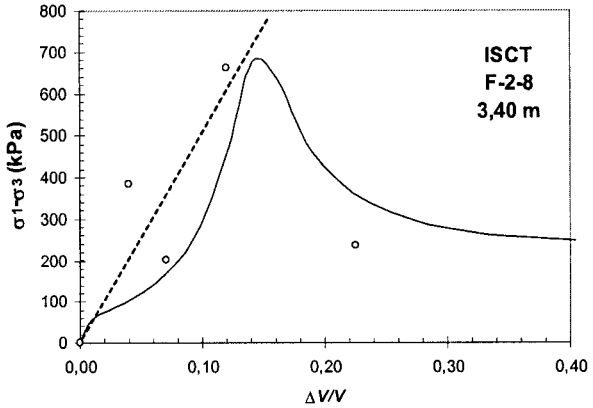

p = p_c - p_o (kPa)
0 100 200 300 400 500 600 700 800 900 1000
1
0,1
0,01
0,001
ΔV/V
PMT
Courbe pressiométrique nette
S-2-7
6,45 m

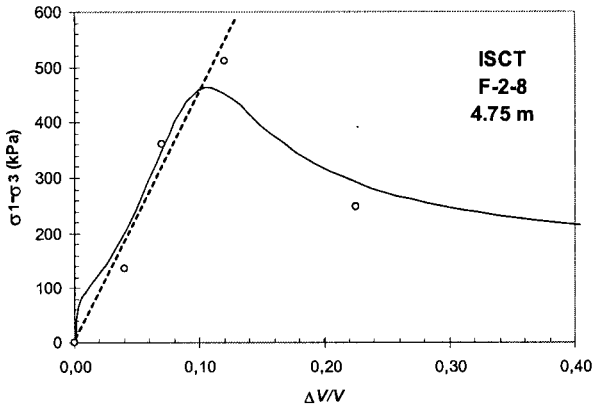
ANNEXE D1

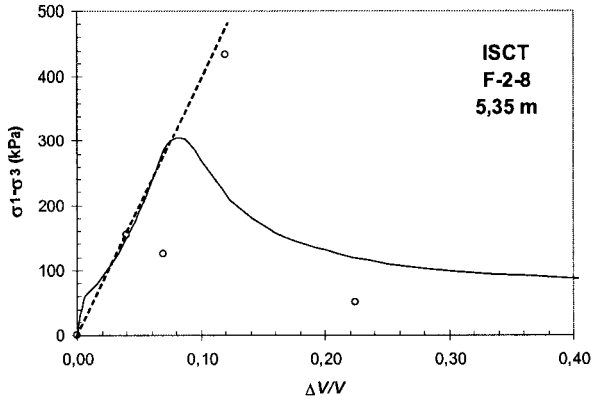
COURBES CONTRAINTE-DÉFORMATION

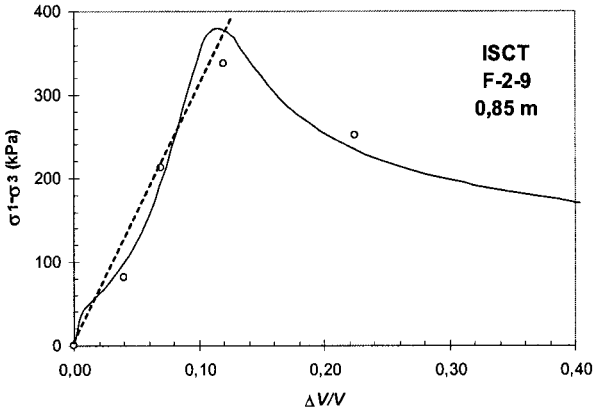
ESSAIS ISCT

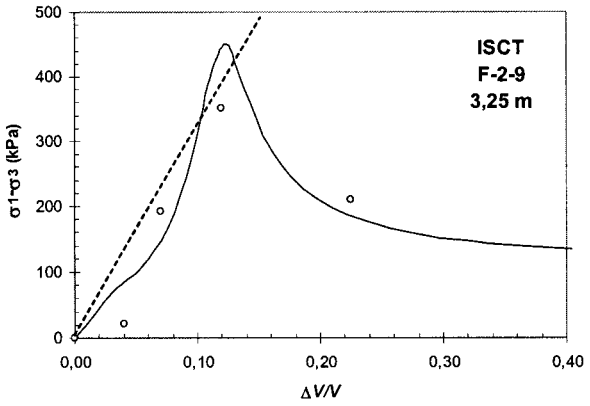

ISCT
F-2-8
1,10 m
σ1-σ3 (kPa)
ΔV/V

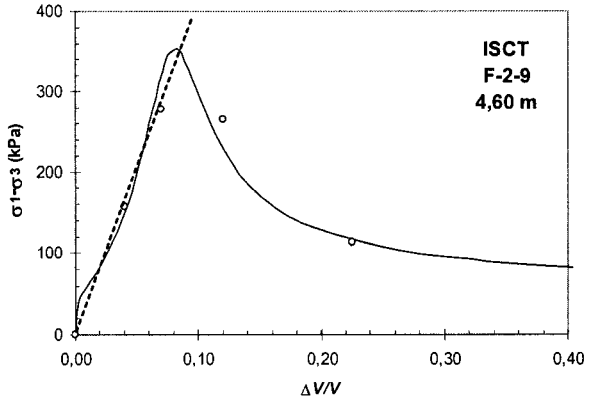

ISCT
F-2-8
3,40 m
σ1-σ3 (kPa)
ΔV/V

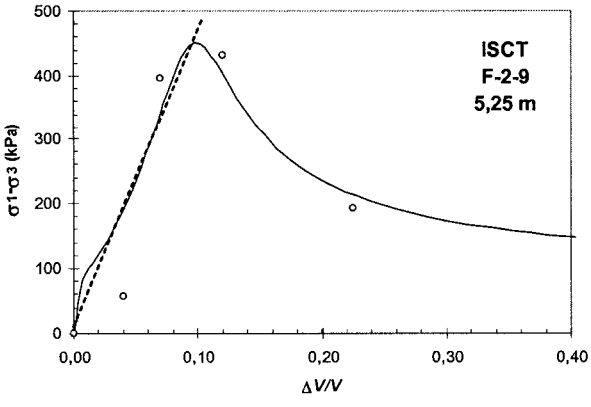

ISCT
F-2-8
4.75 m
σ1-σ3 (kPa)
ΔV/V

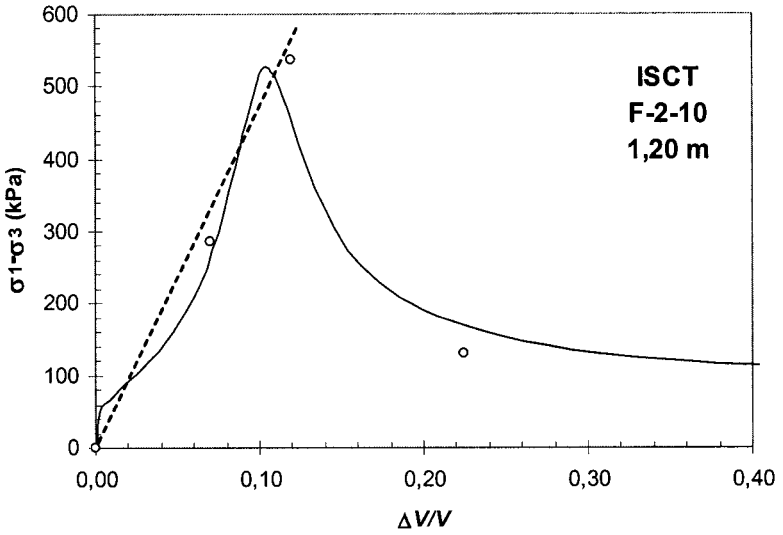

ISCT
F-2-8
5,35 m
σ1-σ3 (kPa)
ΔV/V

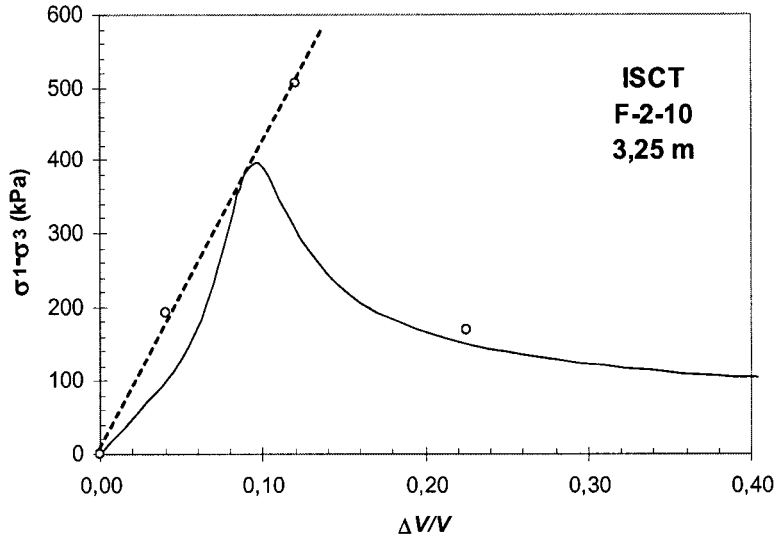

ISCT
F-2-9
0,85 m
σ1-σ3 (kPa)
ΔV/V
0
100
200
300
400
0,00
0,10
0,20
0,30
0,40

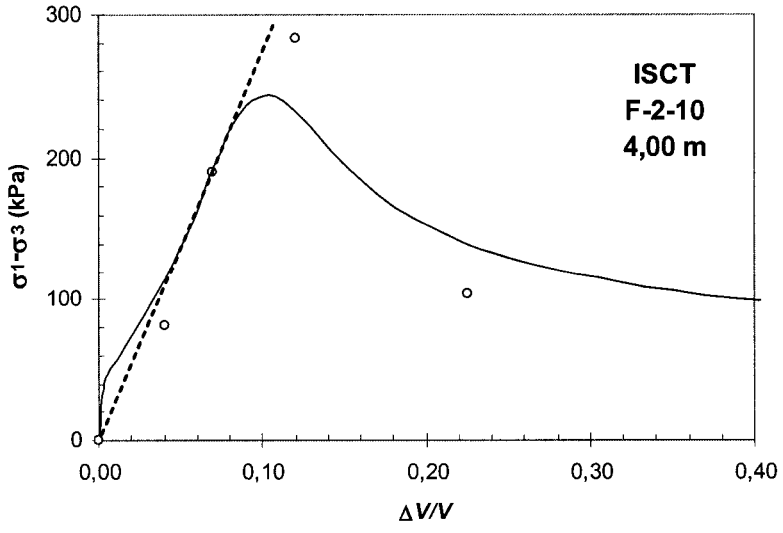

ISCT
F-2-9
3,25 m
σ1-σ3 (kPa)
ΔV/V
0
100
200
300
400
500
0,00
0,10
0,20
0,30
0,40


ISCT
F-2-9
4,60 m
σ1-σ3 (kPa)
ΔV/V
0
100
200
300
400
0,00
0,10
0,20
0,30
0,40


ISCT
F-2-9
5,25 m
σ1-σ3 (kPa)
ΔV/V
0
100
200
300
400
500
0,00
0,10
0,20
0,30
0,40


ISCT
F-2-10
1,20 m
σ1-σ3 (kPa)
0
100
200
300
400
500
600
0,00
0,10
0,20
0,30
0,40
ΔV/V

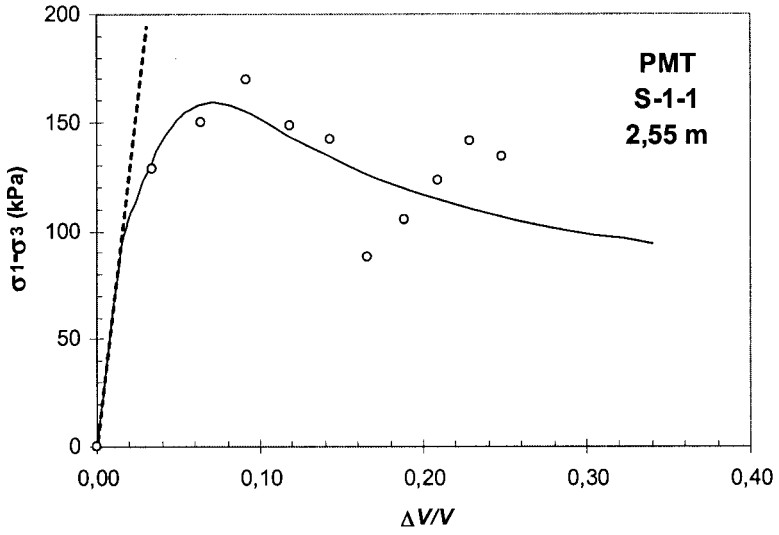

ISCT
F-2-10
3,25 m
σ1-σ3 (kPa)
0
100
200
300
400
500
600
0,00
0,10
0,20
0,30
0,40
ΔV/V

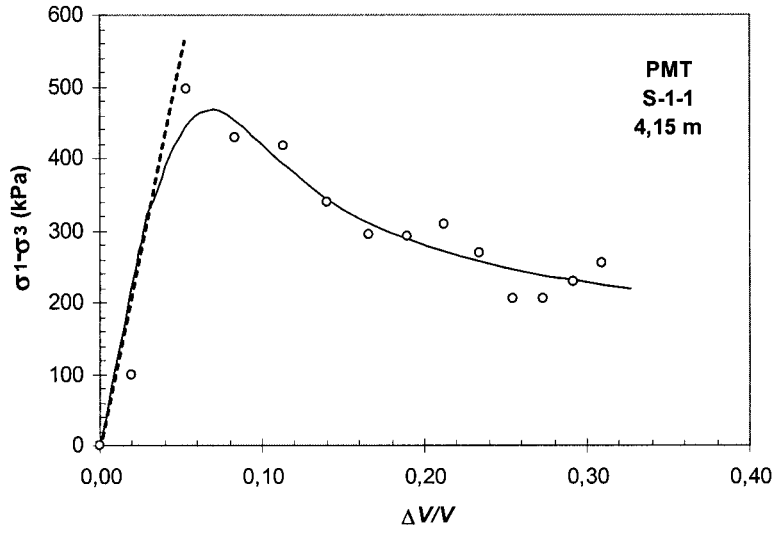

ISCT
F-2-10
4,00 m
σ1-σ3 (kPa)
0
100
200
300
0,00
0,10
0,20
0,30
0,40
ΔV/V

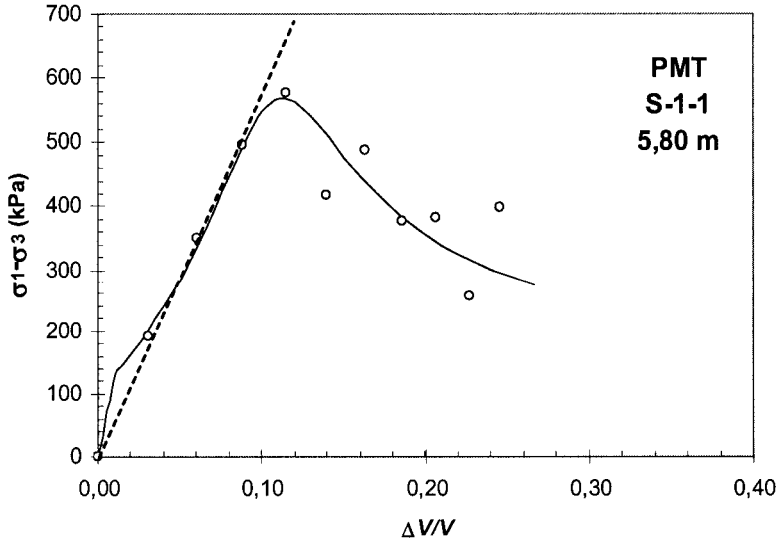
ANNEXE D2

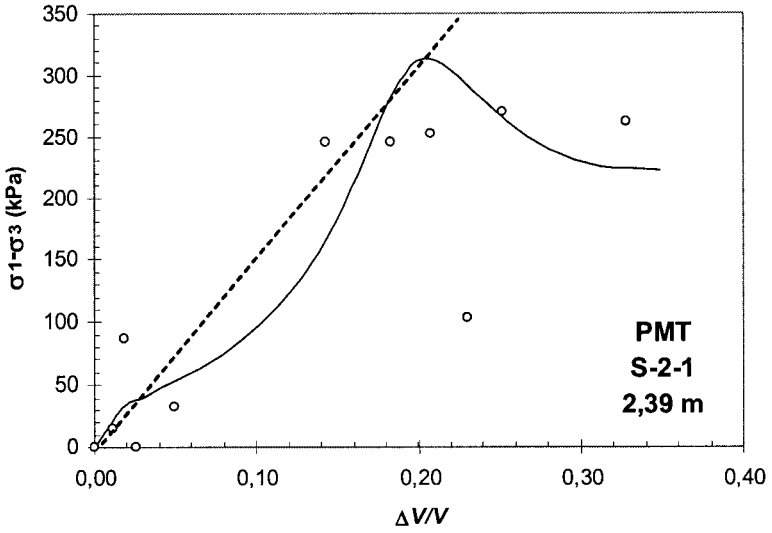
COURBES CONTRAINTE-DÉFORMATION

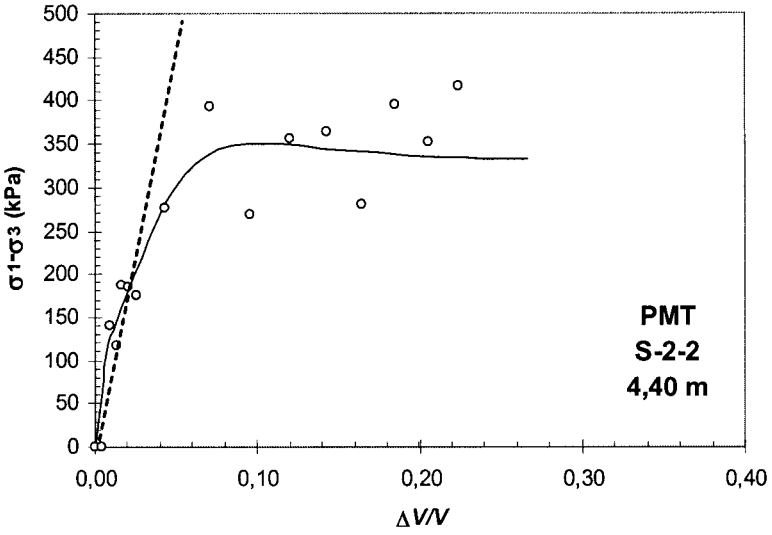
ESSAIS PMT

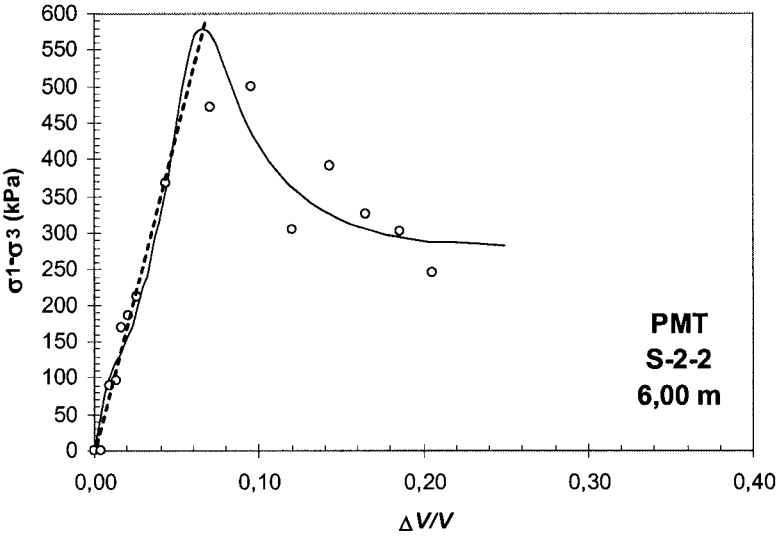

PMT
S-1-1
2,55 m
σ1-σ3 (kPa)
ΔV/V
0
50
100
150
200
0,00
0,10
0,20
0,30
0,40

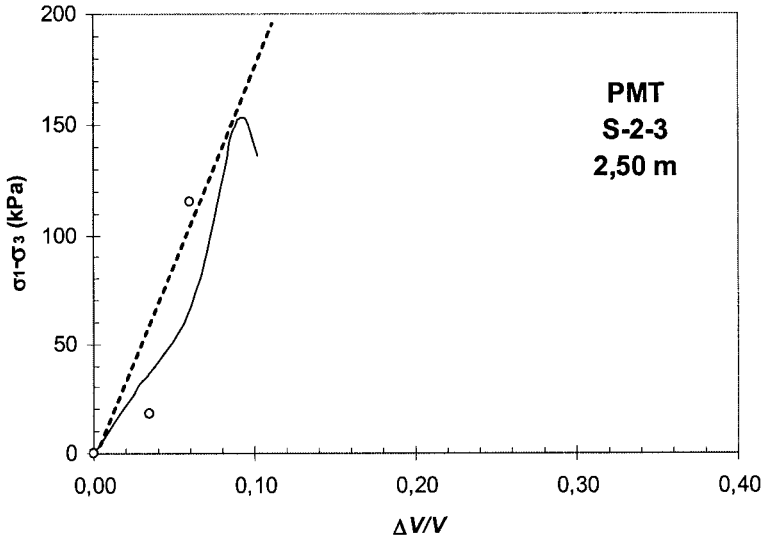

PMT
S-1-1
4,15 m
σ1-σ3 (kPa)
ΔV/V
0
100
200
300
400
500
600
0,00
0,10
0,20
0,30
0,40

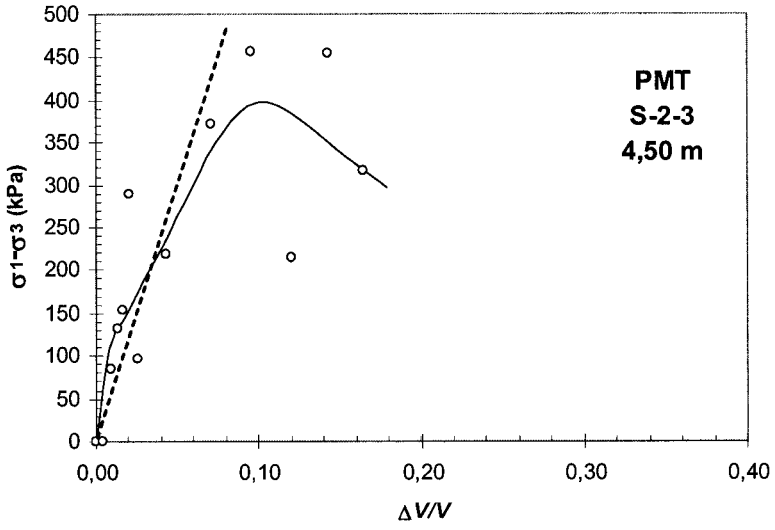

PMT
S-1-1
5,80 m
σ1-σ3 (kPa)
ΔV/V
0
100
200
300
400
500
600
700
0,00
0,10
0,20
0,30
0,40

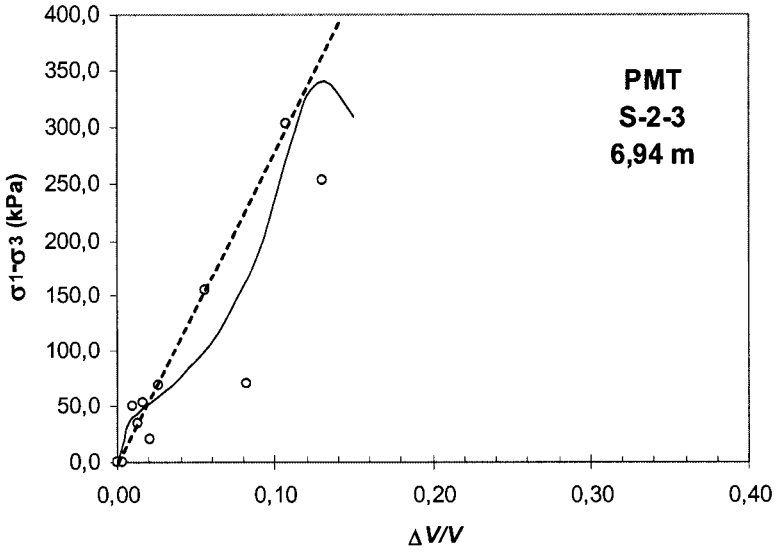

σ1-σ3 (kPa)
350
300
250
200
150
100
50
0
0,00
0,10
0,20
0,30
0,40
ΔV/V
PMT
S-2-1
2,39 m

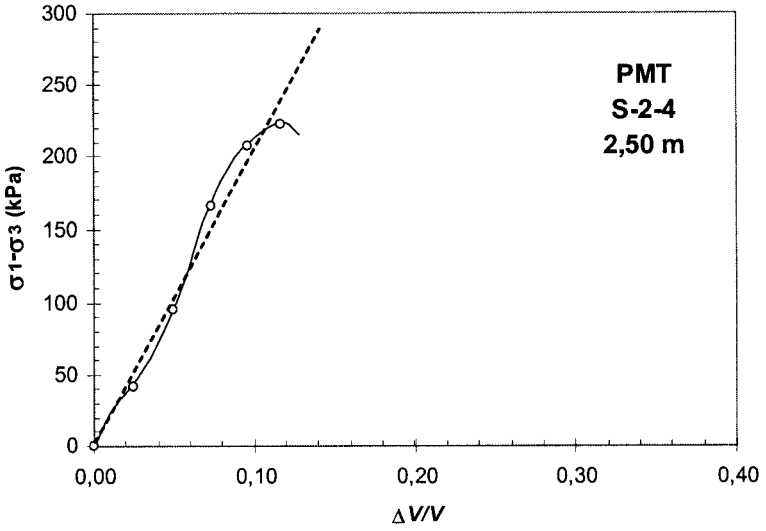

σ1-σ3 (kPa)
500
450
400
350
300
250
200
150
100
50
0
0,00
0,10
0,20
0,30
0,40
ΔV/V
PMT
S-2-2
4,40 m

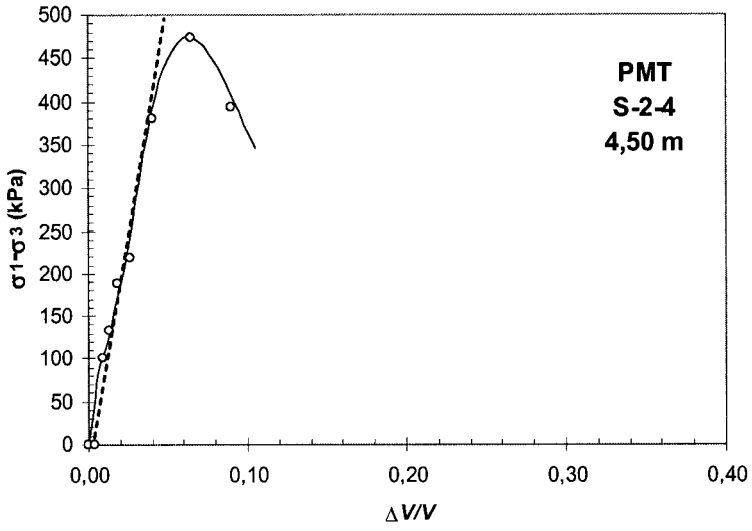

σ1-σ3 (kPa)
600
550
500
450
400
350
300
250
200
150
100
50
0
0,00
0,10
0,20
0,30
0,40
ΔV/V
PMT
S-2-2
6,00 m

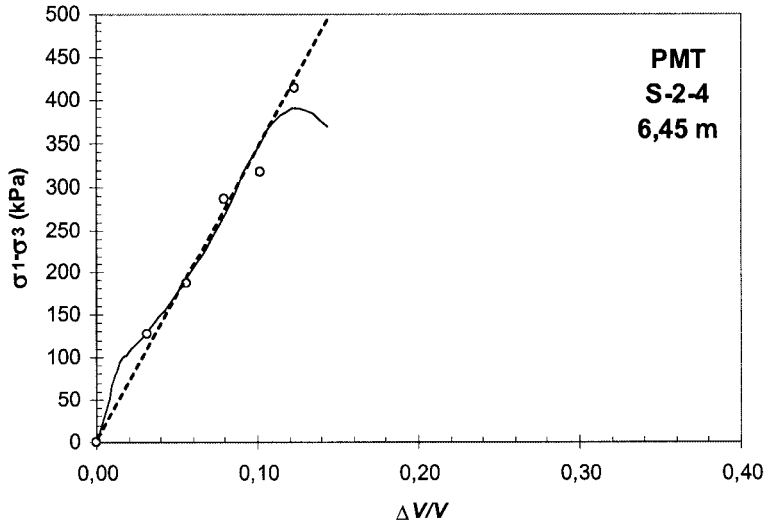

PMT
S-2-3
2,50 m
σ1-σ3 (kPa)
ΔV/V
0
50
100
150
200
0,00
0,10
0,20
0,30
0,40

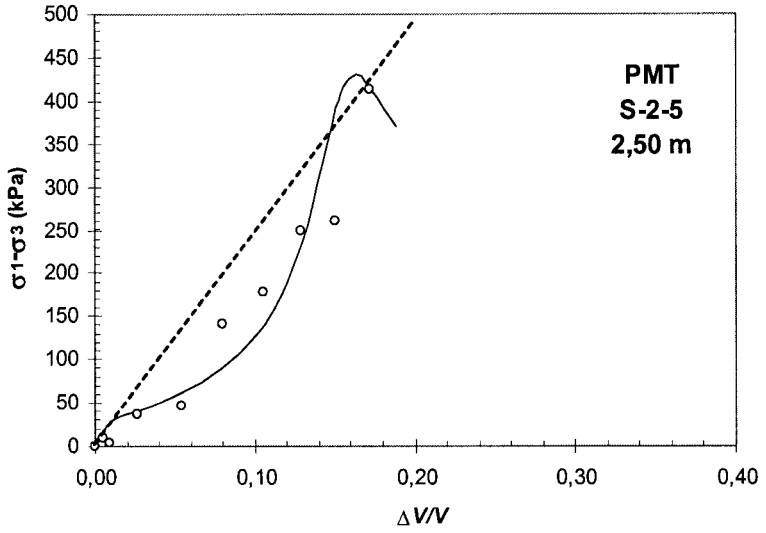

PMT
S-2-3
4,50 m
σ1-σ3 (kPa)
ΔV/V
0
50
100
150
200
250
300
350
400
450
500
0,00
0,10
0,20
0,30
0,40

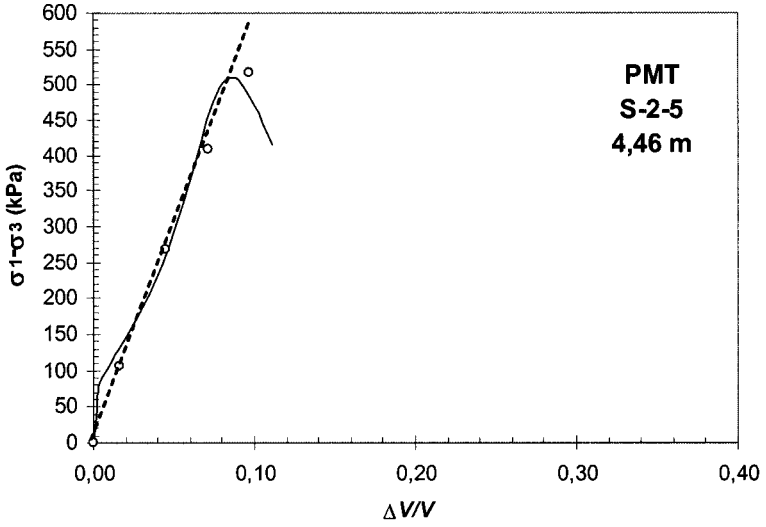

PMT
S-2-3
6,94 m
σ1-σ3 (kPa)
ΔV/V
0,0
50,0
100,0
150,0
200,0
250,0
300,0
350,0
400,0
0,00
0,10
0,20
0,30
0,40

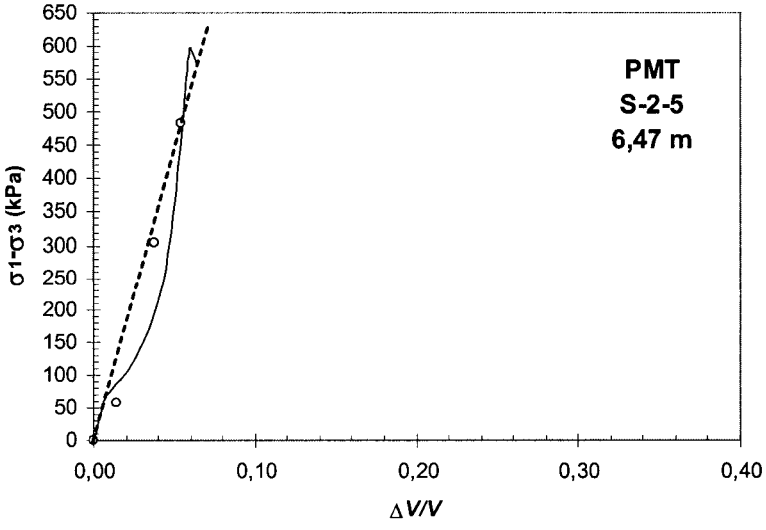

PMT
S-2-4
2,50 m
σ1-σ3 (kPa)
0
50
100
150
200
250
300
0,00
0,10
0,20
0,30
0,40
ΔV/V

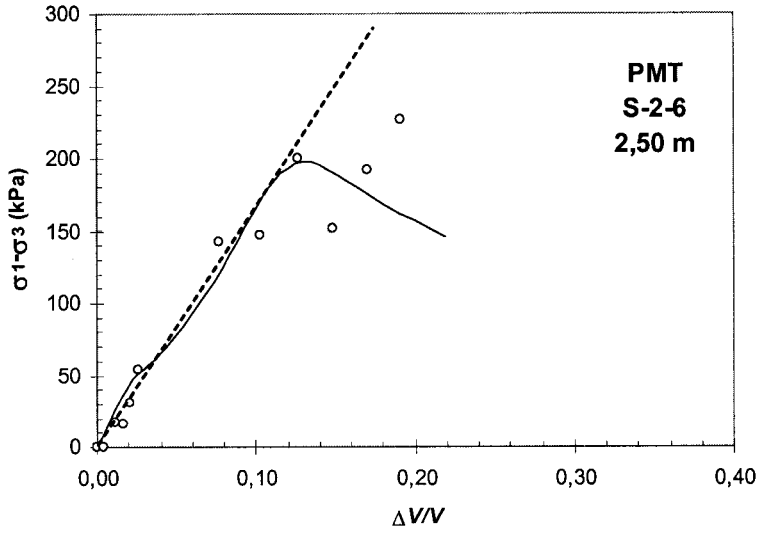

PMT
S-2-4
4,50 m
σ1-σ3 (kPa)
0
50
100
150
200
250
300
350
400
450
500
0,00
0,10
0,20
0,30
0,40
ΔV/V

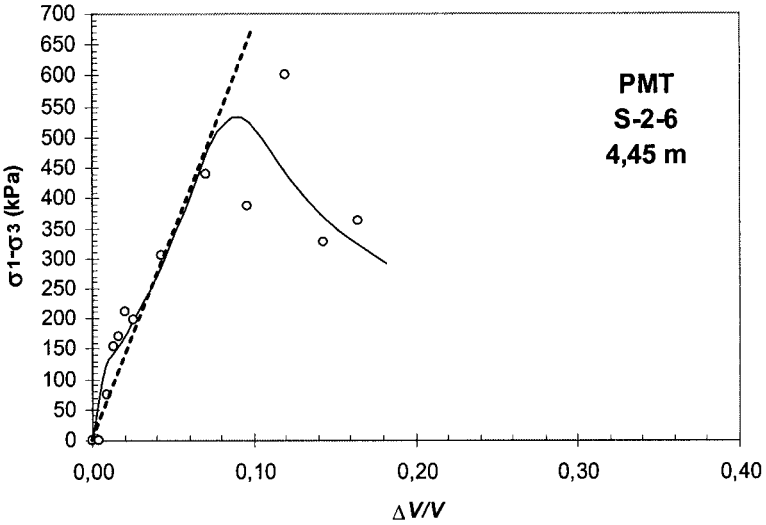

PMT
S-2-4
6,45 m
σ1-σ3 (kPa)
0
50
100
150
200
250
300
350
400
450
500
0,00
0,10
0,20
0,30
0,40
ΔV/V

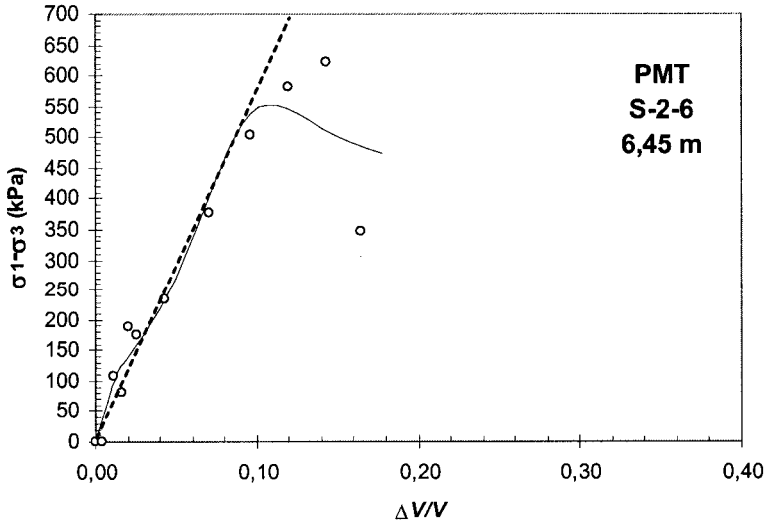

PMT
S-2-5
2,50 m
σ1-σ3 (kPa)
ΔV/V
0
50
100
150
200
250
300
350
400
450
500
0,00
0,10
0,20
0,30
0,40

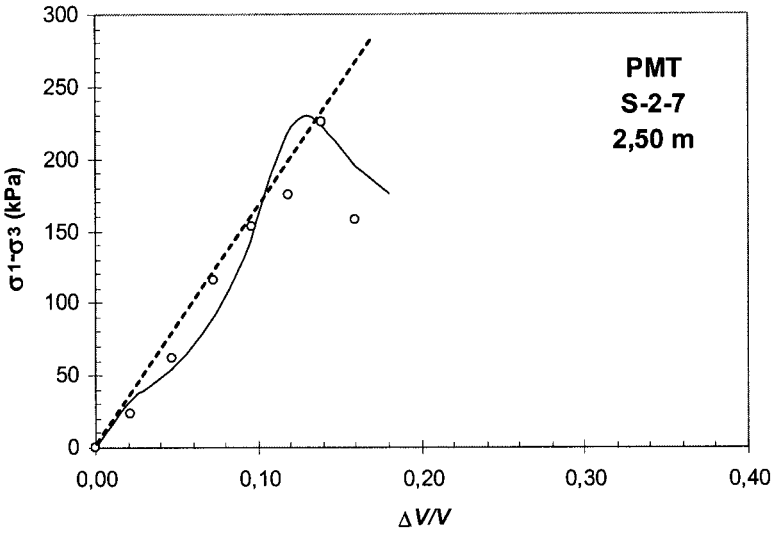

PMT
S-2-5
4,46 m
σ1-σ3 (kPa)
ΔV/V
0
50
100
150
200
250
300
350
400
450
500
550
600
0,00
0,10
0,20
0,30
0,40

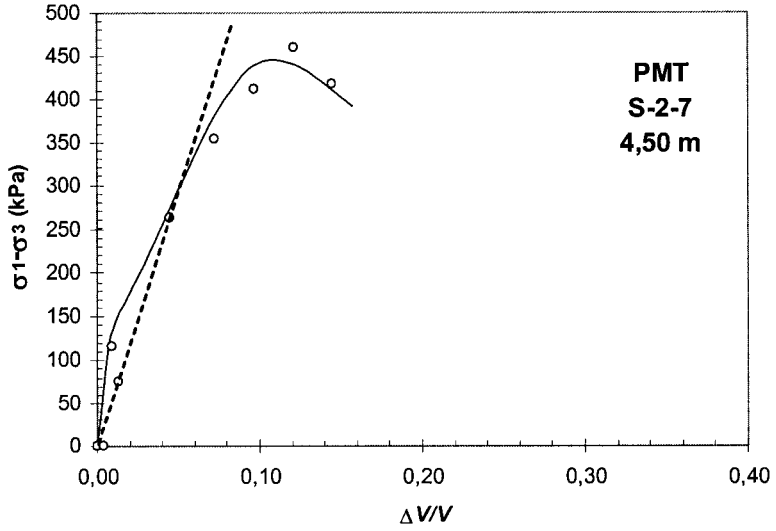

PMT
S-2-5
6,47 m
σ1-σ3 (kPa)
ΔV/V
0
50
100
150
200
250
300
350
400
450
500
550
600
650
0,00
0,10
0,20
0,30
0,40

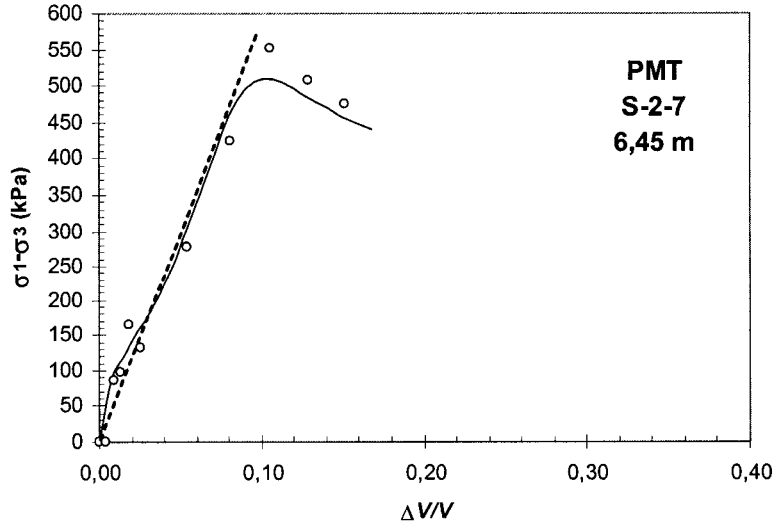

PMT
S-2-6
2,50 m
σ1-σ3 (kPa)
ΔV/V
0
50
100
150
200
250
300
0,00
0,10
0,20
0,30
0,40


PMT
S-2-6
4,45 m
σ1-σ3 (kPa)
ΔV/V
0
50
100
150
200
250
300
350
400
450
500
550
600
650
700
0,00
0,10
0,20
0,30
0,40


PMT
S-2-6
6,45 m
σ1-σ3 (kPa)
ΔV/V
0
50
100
150
200
250
300
350
400
450
500
550
600
650
700
0,00
0,10
0,20
0,30
0,40


PMT
S-2-7
2,50 m
σ1-σ3 (kPa)
ΔV/V
0
50
100
150
200
250
300
0,00
0,10
0,20
0,30
0,40

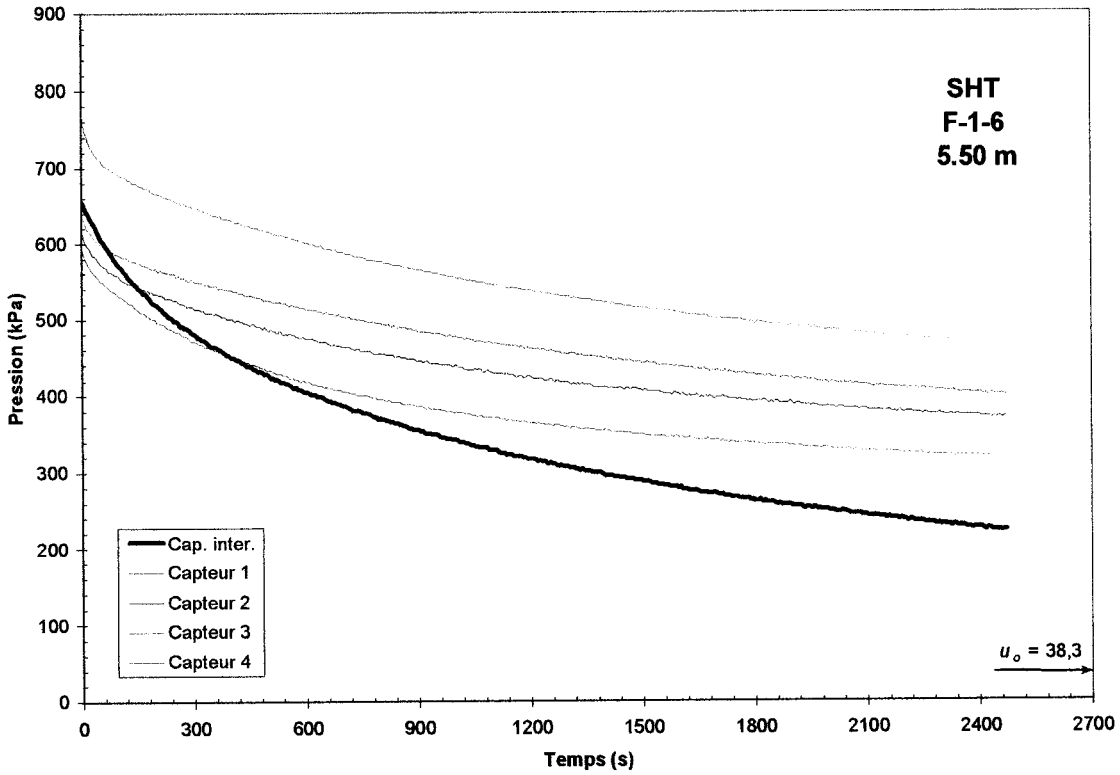

PMT
S-2-7
4,50 m
σ1-σ3 (kPa)
ΔV/V
0
50
100
150
200
250
300
350
400
450
500
0,00
0,10
0,20
0,30
0,40

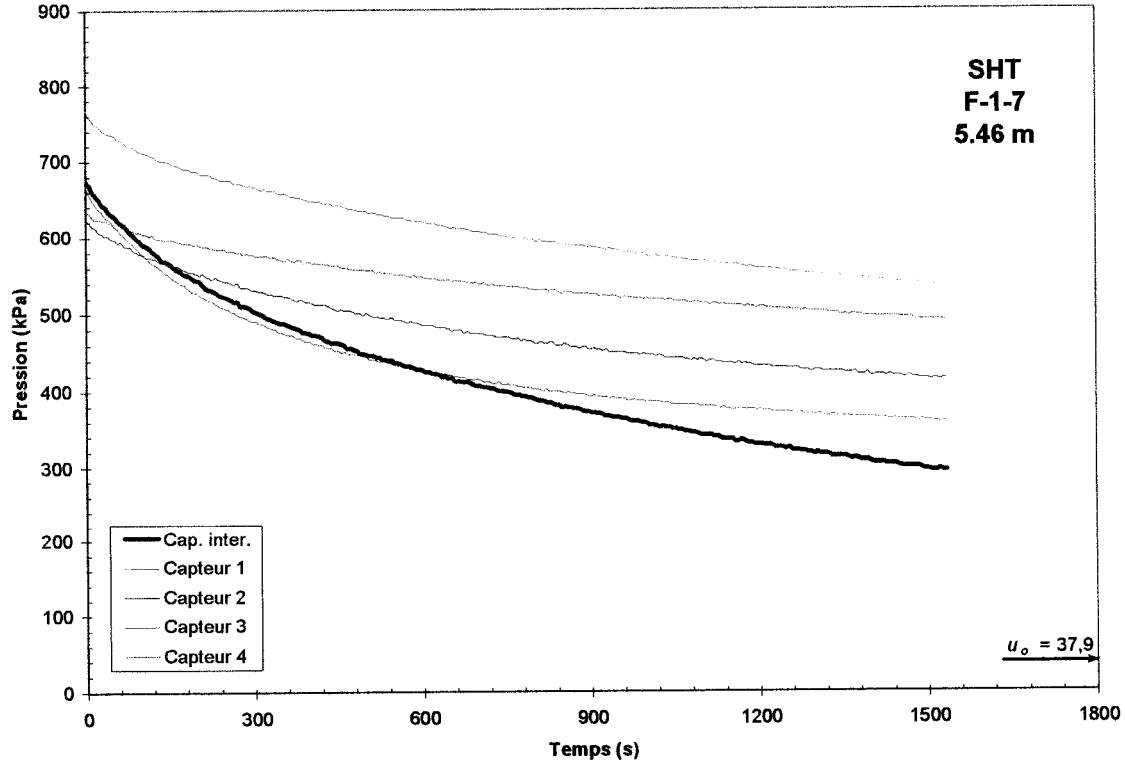

PMT
S-2-7
6,45 m
σ1-σ3 (kPa)
ΔV/V
0
50
100
150
200
250
300
350
400
450
500
550
600
0,00
0,10
0,20
0,30
0,40

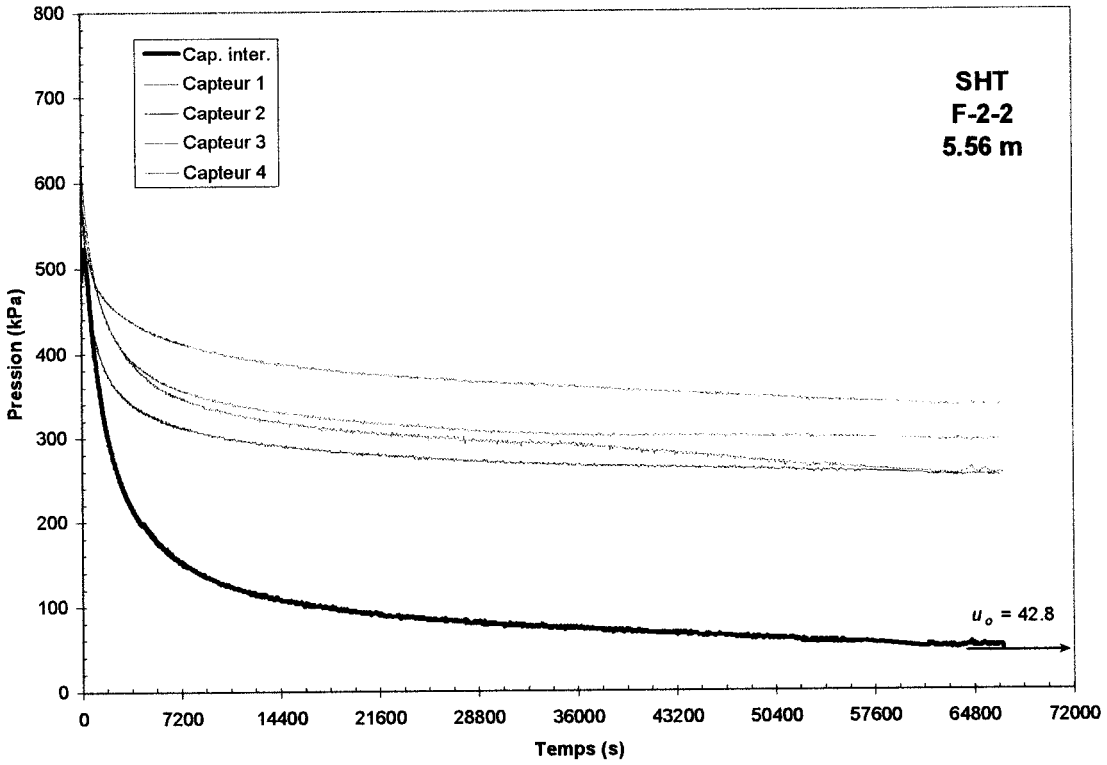
ANNEXE E

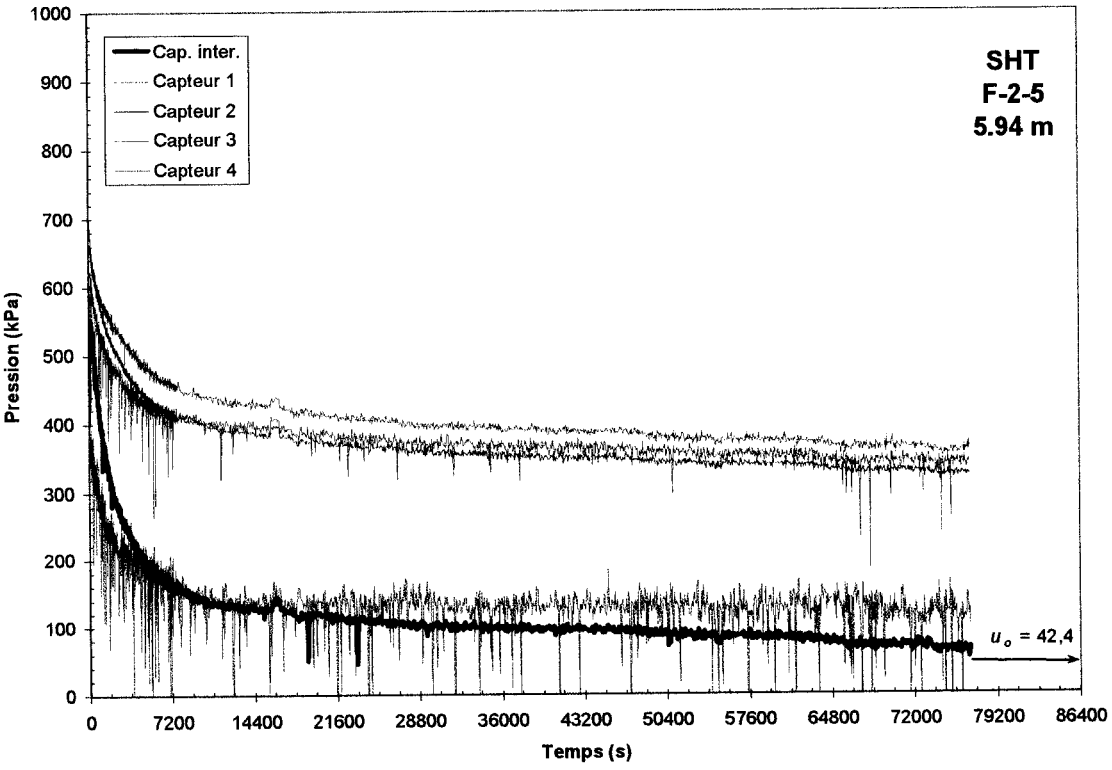
STRAIN HOLDING TESTS (SHT)

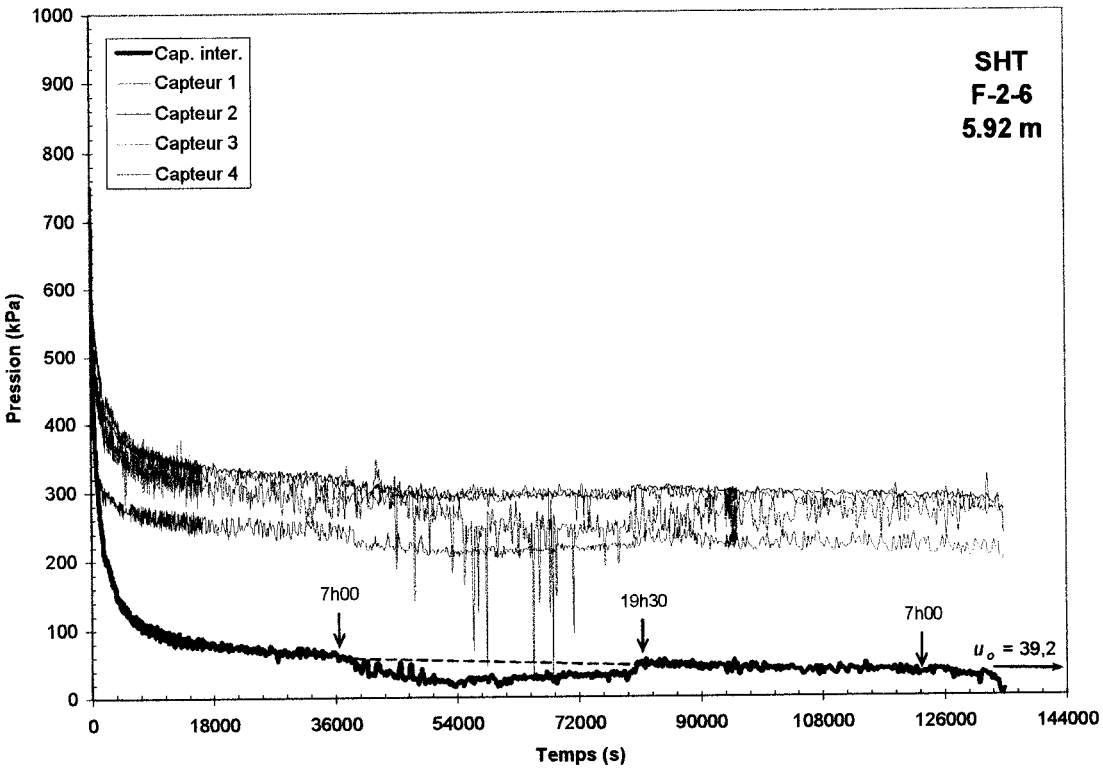
ESSAIS ISCT


SHT
F-1-6
5.50 m
Pression (kPa)
Temps (s)
Cap. inter.
Capteur 1
Capteur 2
Capteur 3
Capteur 4
u_o = 38,3
0
100
200
300
400
500
600
700
800
900
0
300
600
900
1200
1500
1800
2100
2400
2700


SHT
F-1-7
5.46 m
Pression (kPa)
Temps (s)
Cap. inter.
Capteur 1
Capteur 2
Capteur 3
Capteur 4
u_o = 37,9
0
100
200
300
400
500
600
700
800
900
0
300
600
900
1200
1500
1800


Cap. inter.
Capteur 1
Capteur 2
Capteur 3
Capteur 4
SHT
F-2-2
5.56 m
Pression (kPa)
Temps (s)
u_o = 42.8
0
100
200
300
400
500
600
700
800
0
7200
14400
21600
28800
36000
43200
50400
57600
64800
72000


Cap. inter.
Capteur 1
Capteur 2
Capteur 3
Capteur 4
SHT
F-2-5
5.94 m
Pression (kPa)
Temps (s)
u_o = 42,4
0
100
200
300
400
500
600
700
800
900
1000
0
7200
14400
21600
28800
36000
43200
50400
57600
64800
72000
79200
86400


Cap. inter.
Capteur 1
Capteur 2
Capteur 3
Capteur 4
SHT
F-2-6
5.92 m
Pression (kPa)
Temps (s)
7h00
19h30
7h00
u_o = 39,2
0
100
200
300
400
500
600
700
800
900
1000
0
18000
36000
54000
72000
90000
108000
126000
144000

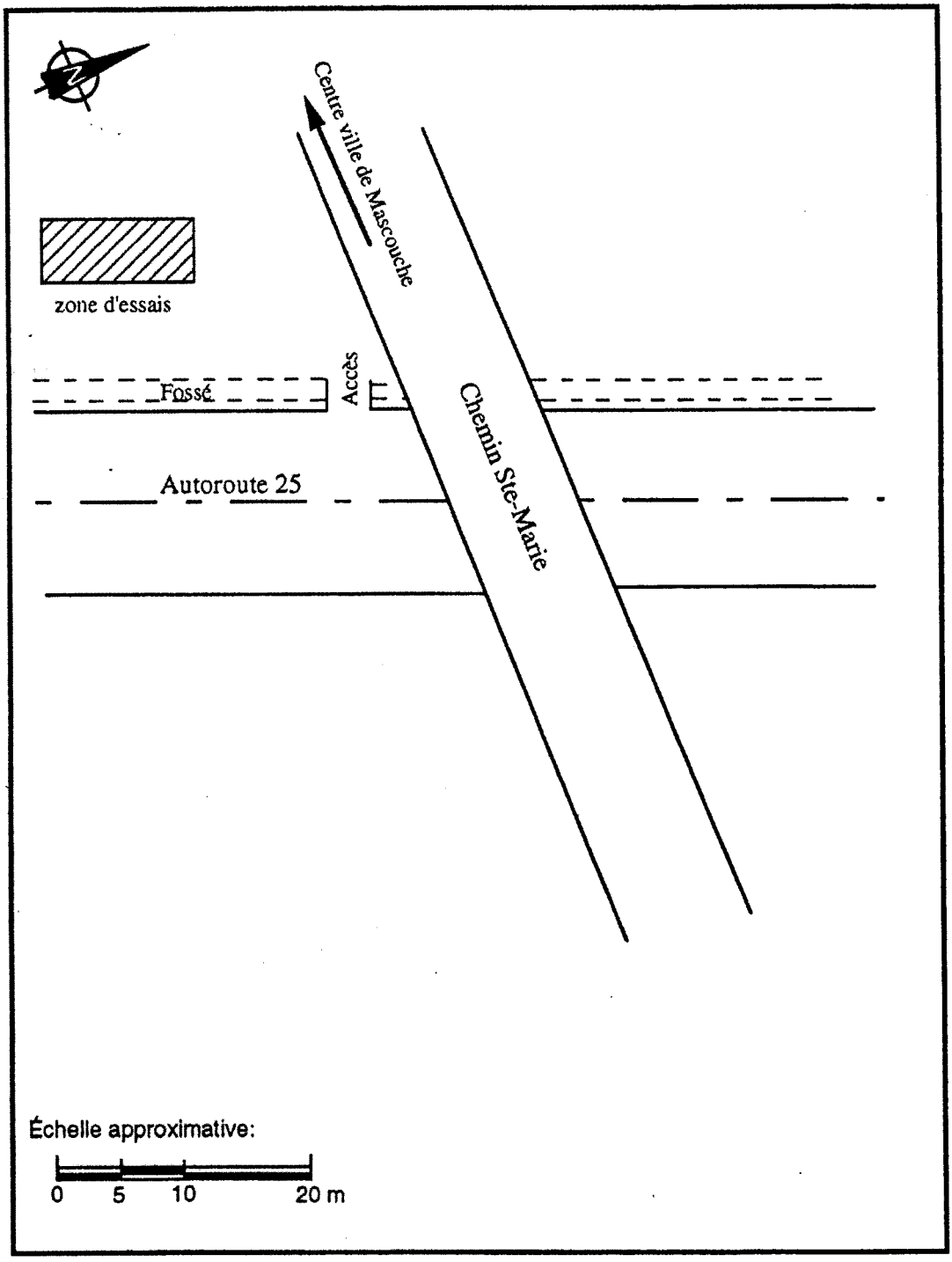
ANNEXE F

SITE EXPÉRIMENTAL DE MASCOUCHE UTILISÉ LORS D'AUTRES RECHERCHES

PLAN DE LOCALISATION

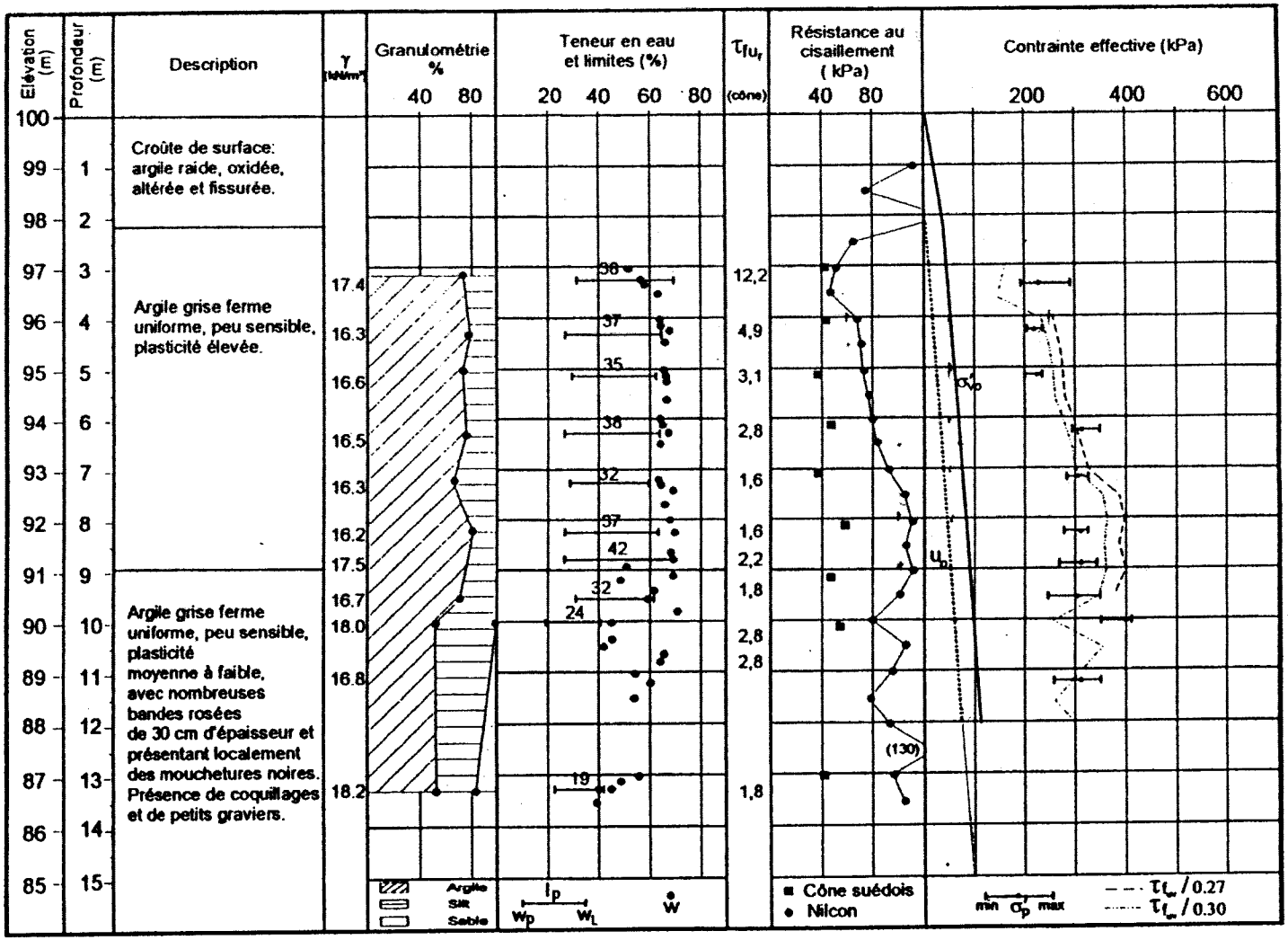
PROPRIÉTÉS GÉOTECHINQUES

ESSAI AU PIEZOCÔNE (CPTU)



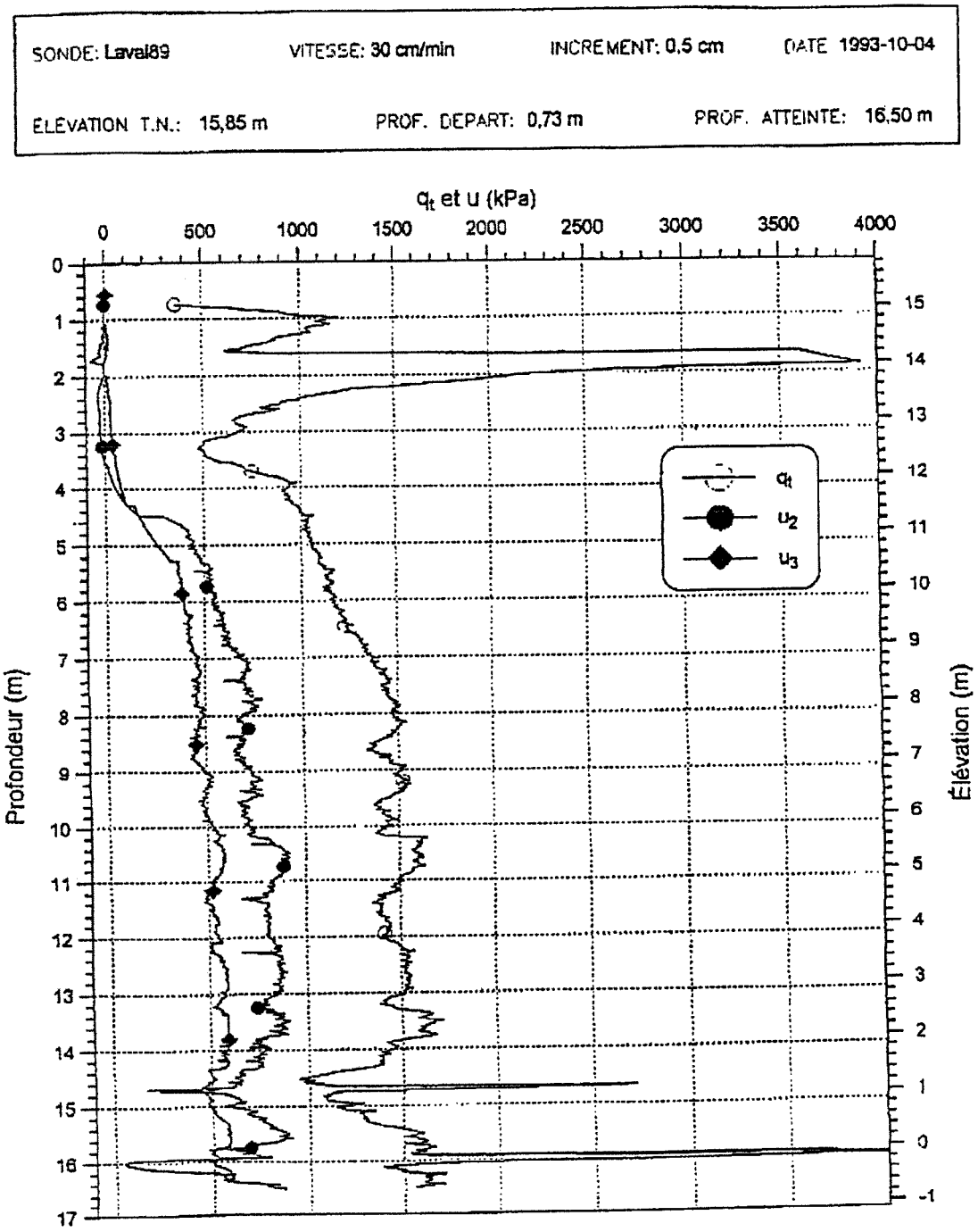
Plan de localisation du site de Mascouche lors des travaux de Hamouche (1995).

(Hamouche, 1995)



Propriétés géotechniques du site de Mascouche lors des travaux de Hamouche (1995).

(Hamouche, 1995)



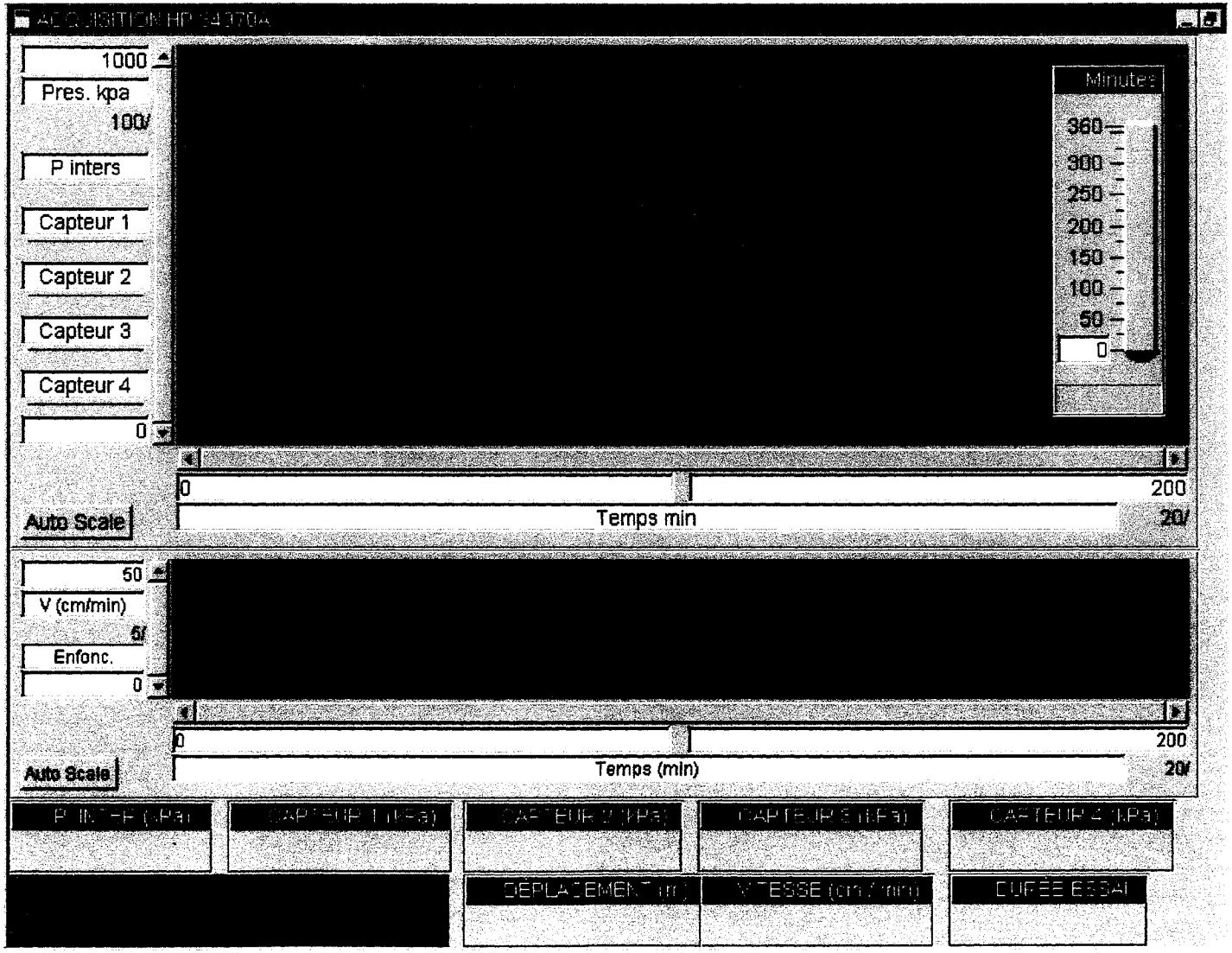
Profil de résistance en pointe et de surpressions interstitielles lors d'essais au piezocône par le MTQ sur le site de Mascouche investigué par les travaux de Hamouche (1995).

(Ministère des Transports du Québec)

ANNEXE G

PROGRAMME D'ACQUISITION *HP VEE*

INTERFACE OPÉRATEUR UTILISÉE DURANT LES ESSAIS ISCT



Interface opérateur utilisée lors des essais ISCT.