



HAL
open science

Étude en place et au laboratoire du comportement en petites déformations des sols argileux naturels

Phuong Thao Nguyen Pham

► **To cite this version:**

Phuong Thao Nguyen Pham. Étude en place et au laboratoire du comportement en petites déformations des sols argileux naturels. Sciences de l'ingénieur [physics]. Ecole des Ponts ParisTech, 2008. Français. NNT: . tel-00353428

HAL Id: tel-00353428

<https://pastel.hal.science/tel-00353428>

Submitted on 15 Jan 2009

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

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



THÈSE

présentée pour l'obtention du grade de
Docteur de l'École Nationale des Ponts et Chaussées
Spécialité : Géotechnique
par :

Phuong Thao NGUYEN PHAM

ÉTUDE EN PLACE ET AU LABORATOIRE DU COMPORTEMENT EN PETITES DEFORMATIONS DES SOLS ARGILEUX NATURELS

présentée à Champs-sur-Marne, le 18 janvier 2008
devant le jury composé de :

J. Benoît	Rapporteur
D. Levacher	Rapporteur
E. Flavigny	Examineur
P. Reiffsteck	Examineur
J-P. Magnan	Directeur de thèse

*À ma famille,
À JFM,*

*Mes remerciements à M. Reiffsteck Philippe
M. Magnan Jean-Pierre
M. Tacita Jean-Louis
M. Chiappini Fabien
Et mes collègues au LCPC.*

RÉSUMÉ/MOTS CLÉS

Les développements récents du génie civil créent de multiples problèmes d'interaction entre structures et sols. La compréhension du comportement des sols et des ouvrages et de leurs interactions joue donc un rôle croissant et important dans les études géotechniques. Cela suppose une estimation fiable et pertinente des caractéristiques de déformation et de résistance des sols. La détermination des paramètres mécaniques, notamment modules de déformation des sols et la connaissance de leur évolution des petites aux grandes déformations, et de leur variation suivant les chemins de contraintes deviennent donc des enjeux importants. Pour l'obtention de valeurs appropriées des paramètres caractérisant la rupture et la déformabilité, deux voies actuellement sont offertes :

- le prélèvement d'éprouvettes « intactes » et l'exécution d'essais sophistiqués en laboratoire,
- les essais sur le sol en place, plus ou moins rustiques.

Ce mémoire de thèse expose une étude du comportement d'un sol argileux naturel prélevé sur le site expérimental de Cubzac-les-Ponts en combinant différents types de chargement aptes à explorer le domaine des petites déformations au moyen d'essais au laboratoire et in situ. L'idée est de réaliser des essais en laboratoire à l'aide d'appareils tels que l'œdomètre, l'appareil triaxial de précision avec système de mesure locale, les capteurs piézo-électriques et la colonne résonnante et les essais en place en utilisant des matériels innovants comme le pressiomètre autoforeur (P.A.F 2000), le triaxial in situ (T.I.S) et le système de tubage autoforé (S.T.A.F).

Le programme d'essais en laboratoire a permis de déterminer la forme de la surface de charge et le comportement des sols lorsque le chemin de contraintes atteint cette surface, à analyser l'évolution des surfaces de charge en fonction de l'histoire de chargement du matériau et de la procédure d'essai ainsi la variation des modules de déformation en fonction du niveau des déformations, de la profondeur et du chemin de contraintes.

Lors des essais réalisés en place, le pressiomètre autoforeur de nouvelle génération (P.A.F 2000), équipé de palpeurs et de géophones, a permis de déterminer un profil continu de modules de déformation des très petites déformations aux grandes déformations. Le triaxial in situ (T.I.S) a essayé de recréer in situ les conditions aux limites maîtrisées d'un essai triaxial de laboratoire et de réaliser des essais triaxiaux.

Ce mémoire présente également une synthèse des données collectées avec différents types d'essais de laboratoire et en place des méthodes d'essais adaptés pour tester les différentes échelles de déformations ainsi que l'évolution des modules de déformation.

Mots clés : Mécanique des sols, rhéologie, essai triaxial, piézo-électriques, colonne résonnante, œdomètre, pressiomètre autoforeur, triaxial in situ, surface de charge, chemin de contraintes, petites déformations, modules de déformation.

ABSTRACT/KEY WORDS

The recent developments of the civil engineering create multiples problems of soils-structure interactions. The comprehension of soils and structures behaviour as well as soil-structure interactions therefore becomes a growing and important role in the geotechnical research. This requires a reliable and pertinent estimation of soils deformation and resistance characteristics. The determination of mechanical parameters, especially modulus and knowledge of its evolution from small to large strains and variation according to the stress paths followed become important issues. To obtain the parameters characterizing the deformation and rupture of soils, two methods are currently proposed as follows:

- Intact soil sampling and sophisticated laboratory tests,
- In situ testing more or less rustic.

This thesis presents a study of the behaviour of a natural clay of Cubzac-les-Ponts experimental site using different tests allowing the investigation in laboratory and in situ of the small strains range. The idea is to realize tests in laboratory with devices such as consolidometer, triaxial with local measurement system, and in situ with innovating equipments such as the self-boring pressuremeter (P.A.F 2000), the triaxial in situ (T.I.S) and slotted tube with inside disintegrating tool and mud circulation (S.T.A.F).

Laboratory studies permitted to determine the shape of the yield surface and the soil behaviour when the stress path attains this surface. Attention was paid to analyze the evolution of the yield surfaces with soil loading history, test procedure and to study the variation of the modulus with strain levels, depth of samples, and stress path.

For in situ tests, the new self-boring pressuremeter (P.A.F 2000), equipped with radial transducers and geophones allowed establishing a continuous profile of the modulus from small to large strains. The triaxial in situ (T.I.S) tried to recreate in situ the geometry, boundary conditions of a triaxial test as in laboratory and to realize all types stress path imposed during triaxial tests.

Our work presents a data synthesis collected from different tests in laboratory and in situ, and methods to investigate different strains levels also its evolution.

Key words: Soil mechanic, rheology, triaxial test, bender elements, resonant column, self-boring pressuremeter, triaxial in situ, yield surface, stress paths, small strain, moduli.

SYMBOLES USUELS

γ		Déformation de cisaillement, distorsion
γ_h	[kN/m ³]	Poids volumique
ε_1		Déformation axiale
ε_d		Déformation déviatorique
$\varepsilon_R, \varepsilon_3, \varepsilon_2$		Déformation radiale
e		Indice des vides
E_D	[MPa]	Module dilatométrique
c'	[kPa]	Cohésion effective
C_c, λ		Indice de tassement (C_c : logarithme décimal, λ : logarithme népérien)
C_s, κ		Indice de gonflement (C_s : logarithme décimal, κ : logarithme népérien)
C_{ae}		Indice de fluage
D	[m]	Diamètre
E_M, G_M	[MPa]	Module pressiométrique Ménard
E_{oedo}	[MPa]	Module œdométrique
$E_{oedo-cycle}$		Module œdométrique du cycle chargement - déchargement
E_{max}, G_{max}	[MPa]	Modules d'Young, de cisaillement maximal
$E_{séc}, G_{séc}$	[MPa]	Modules d'Young, de cisaillement sécant
E_{tan}, G_{tan}	[MPa]	Modules d'Young, de cisaillement tangent
G_{STAF}	[MPa]	Module de cisaillement au STAF
G_{PAF}	[MPa]	Module de cisaillement au PAF
L	[m]	Longueur de propagation des ondes
K_o		Coefficient de pression des terres au repos
η_o		Pente de la droite de consolidation anisotrope
R_{OC}		Rapport de surconsolidation
P	[kPa]	Pression de la membrane
PAF		Pressiomètre autoforeur
p'	[kPa]	Contrainte effective moyenne
q	[kPa]	Contrainte déviatorique
R	[m]	Rayon
STAF		Système de Tubage Auto-foré
ρ	[t/m ³]	Masse volumique
σ'_1	[kPa]	Contrainte effective majeure
σ'_3	[kPa]	Contrainte effective mineure
σ'_H	[kPa]	Contrainte effective horizontale
σ'_V	[kPa]	Contrainte effective verticale
σ'_p	[kPa]	Pression de préconsolidation
τ	[kPa]	Contrainte de cisaillement
τ_{max}	[kPa]	Contrainte de cisaillement maximale
TIS		Triaxial in situ
φ'	[degrés]	Angle de frottement interne
Δt	[s]	Temps de propagation des ondes
V_S	[m/s]	Vitesse de propagation des ondes
V	[cm ³]	Volume injecté
w	(%)	Teneur en eau
z	[m]	Profondeur

SOMMAIRE

RÉSUMÉ/MOTS CLÉS.....	ii
ABSTRACT/KEYWORDS.....	iii
SYMBOLES PRINCIPAUX.....	iv
INTRODUCTION.....	1
1.1 Enjeux.....	1
1.2 Problématique.....	1
1.3 Méthodologie.....	3
1.4 Site expérimental.....	3
1.5 Plan du mémoire.....	4
Chapitre 1. COMPORTEMENT RHÉOLOGIQUE DES SOLS – MODULES DE DÉFORMATION	
1.1 Comportement rhéologique des sols.....	6
1.1.1 Notion de loi de comportement d'un matériau	6
1.1.2 Généralités sur les modules de déformation	7
1.1.3 Principaux types des lois de comportement	9
1.1.3.1 Comportement élastique linéaire	9
1.1.3.2 Comportement élasto-plastique	10
1.1.3.3 Comportement élastique non linéaire	12
1.1.4 Modèles et surfaces de charge adaptés aux sols fins	15
1.1.4.1 Modèles Cam-clay et Cam-clay modifié pour l'argile reconstituée	15
1.1.4.2 Modèles pour argiles naturelles	17
1.1.5 Synthèse sur les lois de comportement	24
1.1.6 Fluage et effet du temps sur l'évolution de la surface de charge	24
1.2 Comportement à l'intérieur de la surface de charge.....	26
1.2.1 Zone I, le noyau élastique	26
1.2.2 Zone II, zone réversible	26
1.2.3 Zone III, zone plastique	27
1.3 Méthodes expérimentales de détermination du module de déformation.....	28
1.3.1 Groupe C, méthodes de corrélation empirique ou semi-empirique	28
1.3.1.1 Essai de pénétration statique CPT	28
1.3.1.2 Dilatomètre plat Marchetti (DMT)	30
1.3.2 Groupe B, méthodes interprétables par une base théorique.	31
1.3.2.1 Essai œdométrique	32
1.3.2.2 Essai triaxial de révolution	35

1.3.2.3 Essai à la plaque et essai de fondation	38
1.3.2.4 Pressiomètre Ménard	40
1.3.2.5 Pressiomètre autoforeur	42
1.3.2.6 Essai pressiométrique avec Système de Tubage Auto-foré (STAF)	44
1.3.2.7 Triaxial in situ	45
1.3.3 Groupe A, méthodes sismiques ou géophysiques	46
1.3.3.1 Éléments piézo-électriques (Bender éléments)	47
1.3.3.2 Colonne résonante	49
1.3.3.3 Essai de propagation d'ondes de surfaces (méthode SASW)	51
1.3.3.4 Essai cross-hole	52
1.3.3.5 Essai down-hole	53
1.3.3.6 Sismo-cône	53
1.4 Synthèse des méthodes de détermination des modules de déformation.....	54
1.4.1 Synthèse des essais du groupe A	54
1.4.2 Synthèse des essais du groupe B	56
1.4.3 Corrélation entre les résultats d'essai des différents groupes	58
1.4.4 Zone de détermination des modules de déformation par différents types d'essai	60
1.4.5 Synthèse sur les méthodes de détermination des modules de déformation	60
1.5 Comparaison des avantages et des inconvénients des essais en place et des essais en laboratoire.....	61
 Chapitre 2. ÉTUDES EN LABORATOIRE	
2.1 Introduction.....	62
2.2 Objectif de l'étude en laboratoire.....	62
2.3 Site expérimental de Cubzac-les-Ponts.....	64
2.4 Le programme expérimental.....	67
2.4.1 Technique de prélèvement et de stockage	67
2.4.1.1 Montage	67
2.4.1.2 Mise en position	68
2.4.1.3 Fonçage	68
2.4.1.4 Accouplement tête-piston, critère d'arrêt du fonçage	69
2.4.1.5 Remontée	69
2.4.1.6 Démontage et stockage	69
2.4.1.7 Plan de prélèvement	69
2.4.2 Programme expérimental	70
2.4.2.1 Essais œdométriques	70
2.4.2.2 Essais triaxiaux	70
2.4.2.3 Essais aux éléments piézo-électriques - Essais à la colonne résonnante	75
2.5 Résultats.....	76
2.5.1 Paramètres géotechniques et mécaniques	76
2.5.1.1 Pression de préconsolidation – Indices de compression et de gonflement – Module œdométrique	76
2.5.1.2 Coefficient de pression des terres au repos K_0 – Contrainte à l'état limite σ'_{lim}	77
2.5.1.3 Angle de frottement interne et cohésion	78
2.5.1.4 Synthèse	79

2.5.2 Surfaces de charge	80
2.5.2.1 Surface de charge III ou surface d'état limite	80
2.5.2.2 Sous-surfaces de charge I et II	81
2.5.2.3 Évolution de la sous-surface de charge II à la surface de charge III	82
2.5.2.4 Évolution de la surface de charge d'un sol surconsolidé	84
2.5.2.5 Évolution de la surface de charge d'un sol au bout de 30 ans	85
2.5.3 Détermination du module de déformation	86
2.5.3.1 Module de cisaillement maximal G_{\max} par les essais aux éléments piézo-électriques	86
2.5.3.2 Module de cisaillement G_{RC} déduit des essais à la colonne résonnante	89
2.5.3.3 Module de cisaillement G déduit des essais triaxiaux	91
2.5.3.4 Synthèse sur le module de cisaillement G en fonction de la déformation	92
2.5.3.5 Variation du module en fonction de la profondeur	93
2.5.3.6 Variation du module de cisaillement G en fonction du chemin de contraintes	93
2.6 Comparaison du comportement de l'argile de Cubzac avec divers modèles rhéologiques.	94
2.7 Conclusion.....	96
 Chapitre 3. PRESSIOMÈTRE AUTOFOREUR	
3.1 Pressiomètre autoforeur PAF 2000.....	98
3.1.1 Description générale	98
3.1.2 Système de désagrégation (autoforage)	101
3.1.2.1 Technique de désagrégation par outil rotatif	101
3.1.2.2 Technique de désagrégation par jet d'eau	102
3.1.3 Système des géophones	107
3.2 Techniques de mesures.....	108
3.2.1 Objectif de l'étalonnage des capteurs	108
3.2.2 Mesure de déplacement vertical	108
3.2.3 Mesure de déformation radiale	109
3.2.4 Capteur de pression cellulaire ou d'expansion	111
3.2.4.1 Correction de la pression	112
3.2.5 Capteur de pression interstitielle	113
3.2.6 Capteur de basse pression, capteur de haute pression du circuit de désagrégation	114
3.2.7 Mesure de l'effort de fonçage	115
3.3 Stratégie d'essai.....	117
3.3.1 Mode opératoire de l'essai	117
3.3.2 Panneau d'accueil, de menu principal	118
3.3.3 Configuration des ports RS 232	118
3.3.4 Choix des jauges (ou des palpeurs)	119
3.3.5 Mise à zéro	119
3.3.6 Autoforage	120
3.3.7 Relaxation	121
3.3.8 Essai d'expansion	122
3.4 Études expérimentales du PAF 2000.....	123
3.4.1 Validation du fonctionnement du PAF à Melun, Jossigny	123
3.4.2 Essais pressiométriques à Cubzac-les-Ponts	125
3.4.2.1 Procédures d'essai	126
3.4.2.2 Analyse de la mise en place par autoforage	127

3.4.2.3	Courbe pression – déformation corrigée	129
3.4.2.4	Profil de contrainte horizontale totale	131
3.4.2.5	Module de cisaillement G	132
3.4.2.6	Profil de pression interstitielle	133
3.4.3	Essais down-hole	135
3.5	Essai pressiométrique avec le Système de Tubage Autoforé (STAF).....	138
3.5.1	Procédures d’essais	138
3.5.2	Correction de la pression et du volume	139
3.5.3	Module de cisaillement	139
3.6	Synthèse des résultats des essais in situ	140
3.6.1	Comparaison des profils de modules de cisaillement	140
3.6.2	Évolution des modules de cisaillement en fonction de la déformation	141
3.6.3	Comparaison avec les études antérieurs au PAF	141
3.6.3.1	Contrainte horizontale totale	142
3.6.3.2	Module de cisaillement	142
3.7	Conclusions et perspectives.....	145
 Chapitre 4. TRIAXIAL IN SITU		
4.1	Principe de l’essai triaxial in situ.....	145
4.2	Description générale du triaxial in situ.....	147
4.2.1.	Boîtier des conditionneurs	148
4.2.2	Partie haute de la sonde	148
4.2.3	Partie centrale de la sonde	149
4.2.4	Partie basse de la sonde – trousse coupante	150
4.2.5	Système de support et d’extraction de l’éprouvette	151
4.2.6	Système d’acquisition et de pilotage	151
4.3	Techniques de mesures.....	151
4.3.1	Plan de montage de l’étalonnage	151
4.3.2	Capteur de déplacement du vérin	151
4.3.3	Capteurs axiaux 3078, 3079, 3080	154
4.3.4	Capteurs radiaux 3077, 3081, 3082	155
4.3.5	Capteurs de déplacement local axial à effet Hall HS1, HS2, HS3 et HS4	157
4.3.6	Capteurs de pression du vérin	159
4.3.7	Capteurs de pression de la membrane	161
4.3.8	Capteurs de pression interstitielle	162
4.3.9	Capteur de l’effort de fonçage	163
4.4	Stratégie d’essai.....	164
4.4.1	Objectif de la programmation	164
4.4.2	Panneau d’accueil	165
4.4.3	Configuration des ports RS 232	165
4.4.4	Mise à zéro des capteurs	166
4.4.5	Fonçage	166
4.4.6	Mise en contact	167
4.4.7	Relaxation	168
4.4.8	Consolidation	169

4.4.9 Cisaillement	170
4.5 Étude expérimentale.....	172
4.5.1 Étude expérimentale en cuve au LCPC	172
4.5.1.1 Matériau	172
4.5.1.2 Montage de l'appareillage d'essai	172
4.5.1.3 Fonçage	173
4.5.1.4 Mise en contact	174
4.5.1.5 Relaxation	175
4.5.1.6 Consolidation	175
4.5.1.7 Chargement	176
4.5.1.8 Comparaison entre les différentes techniques de détermination du déplacement	177
4.5.2 Étude en vraie grandeur à Cubzac-les-Ponts	179
4.6 Conclusions	179
 Chapitre 5. SYNTHÈSE DES RÉSULTATS D'ESSAIS EN LABORATOIRE ET IN SITU	
5.1 Synthèse des modules de cisaillement, déterminé par les essais du groupe A	181
5.2 Synthèse des modules de cisaillement, déterminés par les essais de groupe B.....	182
5.2.1 Comparaison des modules déterminés lors d'un essai à chemin de contrainte imposé (p' , q) et d'un essai au PAF 2000	182
5.2.2 Comparaison des modules déterminés lors d'un essai triaxial standard consolidé non drainé et d'un essai au PAF 2000	183
5.2.3 Profil des modules de cisaillement en profondeur	183
5.3 Synthèse des modules de cisaillement du groupe A et du groupe B.....	184
5.3.1 Évolution des modules en fonction de la déformation radiale	184
5.3.2 Synthèse du profil des modules déterminés lors de nos essais de laboratoire et in situ entre le groupe A et groupe B	186
5.4 Conclusion.....	187
CONCLUSIONS GÉNÉRALES – PERSPECTIVES.....	188
RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	192
Annexe A. CHOIX DES DIMENSIONS DE LA SONDE DU PAF 2000.....	199
Annexe B. ORGANIGRAMME DES PHASES D'ESSAI AU PAF.....	206
Annexe C. ORGANIGRAMME DES PHASES D'ESSAI TRIAXIAL IN SITU... 	209

INTRODUCTION

1.1 Enjeux

Les développements récents du génie civil créent de multiples problèmes d'interaction entre structures et sols, à l'occasion notamment de la construction de grands ouvrages dans les villes et leur sous-sol. La compréhension du comportement des sols et des ouvrages et de leurs interactions joue donc un rôle croissant et important dans les études géotechniques.

Les interactions entre sols et ouvrages sont essentiellement des problèmes de compatibilité de déformations, que l'on ne peut traiter de façon fiable qu'en connaissant la déformabilité des différents sols suivant les chemins de contraintes suivis pendant la construction et la vie ultérieure des ouvrages. Une connaissance plus précise des modules caractérisant cette déformabilité et ces chemins de contraintes devrait faciliter l'optimisation du dimensionnement des ouvrages.

Les ouvrages sont de nos jours souvent dimensionnés par l'utilisation de méthodes analytiques réglementaires et de méthodes de calcul en déformations qui limitent indirectement les déformations en maintenant les charges appliquées à un niveau suffisamment bas par rapport à la rupture. Pour passer à la maîtrise directe des déformations, en utilisant les moyens modernes de calcul, en particulier les éléments finis, il est nécessaire de posséder des moyens fiables de mesure de la déformabilité des sols, qui conditionnent les résultats de ces calculs.

En effet, de plus en plus fréquemment, les méthodes de calcul utilisées sont basées sur la Méthode des Eléments Finis, permettant de modéliser tout type d'ouvrages : talus, fondations superficielles ou profondes, murs de soutènement,... Pour passer au calcul d'un ouvrage, il est nécessaire de décrire le comportement des massifs de sols naturels. Pour atteindre cet objectif, de nombreuses lois de comportement ont été proposées. Elles nécessitent l'obtention de paramètres mécaniques tels que l'angle de frottement interne, la cohésion, la résistance et des paramètres de déformation comme les modules correspondant au comportement de l'ouvrage lors des phases de construction et de service. La détermination de ces paramètres à partir des courbes expérimentales, est un passage obligé qui doit se faire en adéquation avec la phase modélisée.

La détermination des paramètres mécaniques, notamment des modules de déformation des sols et la connaissance de leur évolution des petites aux grandes déformations, et de leur variation suivant les chemins de contraintes devient donc un enjeu important des études géotechniques. Plus précisément, est-ce que nous sommes capables d'identifier ces modules dans les ordres de grandeur demandés et avec quels moyens ? Est-ce qu'il est plus pertinent de les déterminer en laboratoire ou en place et selon quel chemin de contraintes ?

1.2 Problématique

Les paramètres mécaniques ou les caractéristiques mécaniques des sols peuvent être déterminés en laboratoire, sur des éprouvettes prélevées sur le terrain, ou directement en

place, au moyen d'essais *in situ*. Dans l'état actuel des techniques, les résultats de ces essais ne sont pas toujours satisfaisants :

- la voie des essais de laboratoire a été largement explorée au cours des dernières décennies. La qualité de ces essais dépend du prélèvement d'échantillons représentatifs, dont les conditions sont plus ou moins satisfaisantes selon les types de sols. La polyvalence des essais en laboratoire et la maîtrise des conditions d'essais (géométrie, chemin de chargement...) en font un élément essentiel de la compréhension du comportement du sol;
- la voie des essais en place a été peu explorée, car ces essais ont été conçus pour fournir des paramètres de résistance plus que des paramètres de déformabilité. Ils ne donnent en général qu'une idée approximative de la déformabilité des sols.

Les essais de laboratoire et en place consistent à déterminer les paramètres du sol testé en site réel ou sur ouvrages expérimentaux. Les paramètres déterminés sont ensuite utilisés pour valider les lois de comportement proposées et puis ces dernières à leur tour sont utilisées pour le calcul numérique. Dans le cercle de la recherche, le calcul numérique fait le lien entre les mesures en place et les mesures sur ouvrages en vraie grandeur en permettant de prévoir le comportement des sols, des ouvrages ou de l'interaction sol-structure en génie civil. Le choix des essais effectués, des paramètres déterminés ou des lois de comportement appliquées dépend du matériau et des besoins du problème traité. Ces relations réciproques sont montrées sur la figure 0.1 ci-dessous.

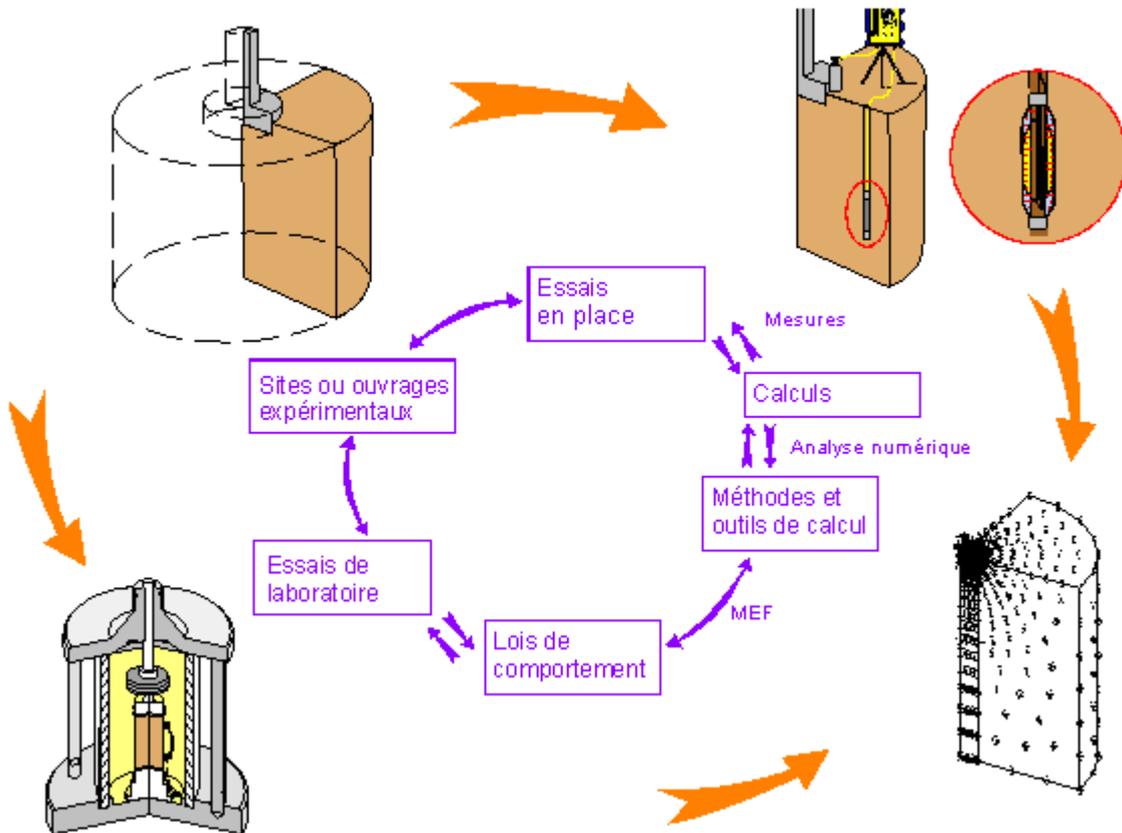


Figure 0. 1 Relations entre les éléments de l'analyse mécanique des sols

1.3 Méthodologie

S'inspirant de cette problématique, notre travail a comporté un volet expérimental mené en laboratoire à l'aide d'appareils tels que l'œdomètre, l'appareil triaxial de précision avec un système de mesures locales, les éléments piézo-électriques (bender elements) et la colonne résonnante et un volet expérimental mené *in situ* où nous avons mis en œuvre des matériels innovants comme le pressiomètre autoforeur (PAF 2000), le triaxial *in situ* (TIS) et le système de tubage auto-foré (STAF). Ces essais consistent à déterminer le comportement des sols sur une grande plage de déformations en combinant différents types de chargement et sont aptes à explorer spécialement le domaine des petites déformations.

Nous nous sommes intéressés à l'étude en laboratoire du comportement des sols argileux naturels en analysant l'évolution des surfaces de charge en fonction de l'histoire de chargement du matériau et de la procédure d'essai. Nous nous sommes attachés à déterminer la forme de la surface de charge des sols et le comportement des sols lorsque le chemin de contraintes atteint cette surface. Nous avons observé la variation des modules de déformation ainsi que leur variation en fonction du niveau des déformations, de la profondeur et du chemin de contraintes, afin de disposer d'éléments de jugement sur les mécanismes mis en jeu.

Lors des essais réalisés en place, nous avons cherché également à appliquer la même méthodologie que lors des essais de laboratoire. Pour cela, nous avons mis en œuvre un appareillage, développé spécialement pour recréer *in situ* les conditions d'un essai triaxial de laboratoire, appelé triaxial *in situ* (TIS). Nous avons aussi testé le pressiomètre autoforeur de nouvelle génération PAF 2000, équipé de palpeurs permettant de suivre le déplacement de la membrane lors de l'expansion et de géophones pour pouvoir établir un profil continu de modules de déformation déduits de la relation pression-déformation habituelle et des mesures ponctuelles dans le domaine élastique par des géophones.

Afin de disposer d'éléments de comparaison à l'issue de ce travail, nous avons choisi de baser nos essais sur un site expérimental ayant fait l'objet de nombreuses études et comportant des ouvrages géotechniques soumis à des expérimentations bien documentées.

Ce site est situé dans le sud ouest de la France, sur la rive Nord de la Dordogne, à Cubzac-les-Ponts.

1.4 Site expérimental

Depuis les années 1970, le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC), en collaboration avec le Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées (LRPC) de Bordeaux, suit à Cubzac-les-Ponts des remblais sur sol compressible. Le site expérimental est situé dans la commune de Cubzac-les-Ponts, à environ 30 km de Bordeaux, en bordure de l'autoroute A10 (figure 0.2).

Ce site a vu la construction de plusieurs remblais de différentes hauteurs, pour étudier le comportement des sols compressibles. Ces remblais ont fait l'objet d'un suivi annuel de géométrie et de certains paramètres mécaniques. Le site fait encore l'objet de plusieurs recherches en place et au laboratoire. Plusieurs types d'essais ont été effectués, y compris des essais de pénétration dynamique, des essais pénétrométriques statiques, des essais scissométriques, des essais au pressiomètre Ménard et des essais au pressiomètre autoforeur

PAF 76. Des recherches en laboratoire sur les caractéristiques géotechniques, les surfaces de charge (Magnan *et al.*, 1978 ; Shahanguian, 1981), l'anisotropie des sols (Piyal et Magnan, 1984), le fluage (Mieussens et Magnan, 1978 ; Lepidas et Magnan, 1990 ; Magnan *et al.*, 2001) ont été réalisées sur le sol prélevé à Cubzac-les-Ponts. L'existence de ces différentes sources d'informations nous a également guidés dans notre choix du site de Cubzac-les-Ponts comme site principal de notre recherche sur le comportement des sols en petites déformations. Nous pouvons ainsi comparer les résultats obtenus avec ceux déjà collectés et compléter les recherches sur ce type de sol.

En dehors de ce site expérimental, nous avons effectué les premières validations du fonctionnement du PAF 2000 sur les sites expérimentaux de Jossigny et du LRPC de Melun, qui se trouvent dans la banlieue parisienne, (figure 0.2).

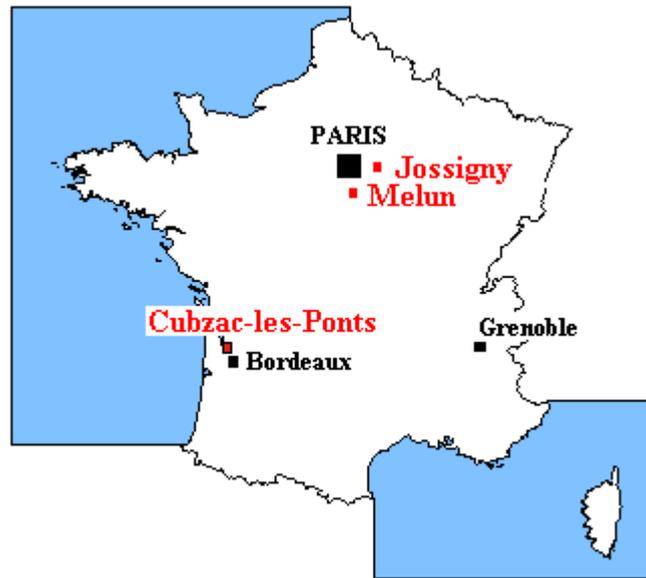


Figure 0. 2 Localisation des sites expérimentaux de Cubzac-les-Ponts et de Merville

1.5 Plan du mémoire

Le mémoire est structuré de la façon suivante :

Le premier chapitre est consacré à l'étude bibliographique de l'évolution des lois de comportement, des surfaces de charge et des méthodes pour les déterminer ; et des différentes méthodes expérimentales de détermination du module de déformation en fonction de leurs performances et du niveau de déformation correspondant.

De nombreux types d'essais en laboratoire et leurs résultats sont présentés dans le chapitre qui suit. Les différents types d'essai que nous avons mis en œuvre sont des essais œdométriques, des essais triaxiaux avec des chemins de contraintes différents : cisaillement non drainé, K_0 , cisaillement anisotrope suivi d'un chemin de contraintes, essais aux éléments piézo-électriques et à la colonne résonnante. L'évolution de la surface de charge d'un sol surconsolidé ainsi que son évolution au cours du temps sont détaillées. La variation du module de déformation au cours de la déformation et suivant le chemin de contraintes est aussi abordée en s'appuyant sur le modèle de Fahey Carter. La confrontation des résultats

expérimentaux avec ceux de précédentes études et avec les modèles utilisés pour les sols argileux naturels, tels que les modèles de Larsson, Mélanie et Anpetal est présentée.

Les deux chapitres suivants concernent les études complètes du pressiomètre autoforeur et du triaxial *in situ*, depuis la phase de conception jusqu'à la validation en chantier. Les étapes de conception, de mise au point des systèmes de mesure, de pilotage et d'acquisition, de validation préliminaire en cuve et en vraie grandeur sur les sites de Melun, de Jossigny et de Cubzac-les-Ponts y sont décrites. De plus, les résultats d'essais avec le STAF (système de tubage autoforé) réalisés sur le site de Cubzac-les-Ponts sont également présentés. Des synthèses des résultats obtenus par différentes méthodes d'essais en place, et des comparaisons avec les anciens résultats sont examinées pour la validation de ces deux nouveaux appareillages. Les difficultés rencontrées au cours de ces étapes ainsi que des propositions pour améliorer le fonctionnement des appareils sont aussi abordées.

Une discussion des résultats obtenus en laboratoire et lors des essais *in situ* est présentée dans le cinquième chapitre pour avoir une vue générale sur les différentes méthodes de mesure de laboratoire et *in situ*.

Le mémoire se termine par une conclusion globale et des perspectives sur les travaux à venir.

Chapitre 1

COMPORTEMENT RHÉOLOGIQUE DES SOLS – MODULES DE DÉFORMATION

1.1 Comportement rhéologique des sols

1.1.1 Notion de loi de comportement d'un matériau

Le comportement mécanique d'un matériau assimilé à un milieu continu est régi par une loi, propre à ce matériau, qui relie les contraintes aux déformations. Elle traduit, lorsqu'on passe d'un matériau à un autre, les différences de comportement constatées expérimentalement sous l'effet d'actions extérieures. Dans le cas général des sollicitations tridimensionnelles, la loi de comportement, ou loi rhéologique, est une relation liant le tenseur des contraintes $\underline{\underline{\sigma}}$ et le tenseur des déformations $\underline{\underline{\varepsilon}}$ en considérant par ailleurs la vitesse de sollicitation et la température. La loi rhéologique s'écrit alors symboliquement de la manière suivante:

$$R\left(\underline{\underline{\sigma}}, \underline{\underline{\varepsilon}}, \frac{d\underline{\underline{\sigma}}}{dt}, \frac{d\underline{\underline{\varepsilon}}}{dt}, T, \dots\right) = 0 \quad [1.1]$$

L'élaboration de la loi de comportement se fonde sur l'analyse de résultats expérimentaux et sur la mise en évidence des mécanismes physiques. On trace alors la courbe contraintes-déformations (σ, ε) qui représente la loi de comportement dans le cas de l'expérience réalisée. Il y a souvent lieu d'étudier la courbe (σ, ε) lors d'une sollicitation de charge suivie d'un déchargement avec retour à l'état de contrainte initial.

Les rhéologues ont été amenés à distinguer différents types de lois de comportement (réversibles et irréversibles) tels que l'élasticité (linéaire et non linéaire), la viscosité, la plasticité et leurs combinaisons (viscoélasticité, élasto-plasticité et viscoplasticité). Pour de nombreux matériaux, on observe que la courbe (σ, ε) présente deux parties distinctes : une partie linéaire correspondant à un comportement réversible du matériau (élasticité) et une partie non linéaire correspondant à un comportement irréversible à partir de la limite élastique.

Lorsqu'une courbe contraintes-déformations présente une asymptote parallèle à l'axe des déformations, on dit qu'elle présente un palier de plasticité avec un seuil de plasticité. En général, lorsque ce seuil est atteint, le solide subit des grandes déformations à contrainte constante et à variation de volume nul. Toutefois, dans certains matériaux (sols raides par exemple), la courbe (σ, ε) peut présenter un pic avant d'atteindre son palier (figure 1.1).

Au-delà de la limite élastique, la courbe (σ, ε) en déchargement est différente de la courbe suivie lors du chargement (la déformation n'est plus réversible). Après un déchargement complet (fin du premier cycle), il reste une déformation permanente, dite irréversible ou plastique. De plus, à partir d'un certain niveau de chargement au second cycle correspondant à la limite d'élasticité initiale, il y a écrouissage.

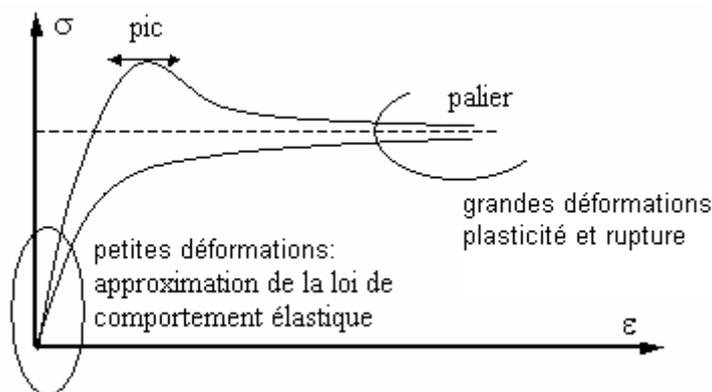


Figure 1. 1 Courbe contraintes - déformations

1.1.2 Généralités sur les modules de déformation

Le but d'une étude géotechnique est d'obtenir des paramètres de sol fiables, en particulier pour faire des choix constructifs pertinents. Il est souhaitable dans un premier temps de définir les différents types de modules de déformation. Bien entendu, la définition du module élastique entraîne la définition du domaine élastique, mais aussi impose le calcul du coefficient de Poisson ν sur ce même domaine. Le module de déformation est le rapport de la contrainte sur la déformation.

Dans la première zone, désignée comme « élastique », le module atteint une valeur quasi indépendante du niveau de déformation. Les déformations sont, dans cette zone, très petites. C'est la raison pour laquelle le module est généralement qualifié de « maximal » ou « initial » (E_{max}). Dans les zones suivantes, le module diminue avec la déformation. Les courbes en partie monotone sont décrites par un module « sécant » (E_{sec}) défini par la pente de la droite reliant l'origine au point actuel et un module « tangent » (E_{tan}) déterminé par la pente de la courbe dans un voisinage du point. Dans les essais contenant des chargements cycliques, le module (E_{cyc}) est déterminé par la pente de la droite reliant les deux points d'inversion du sens de la déformation (figure 1.2).

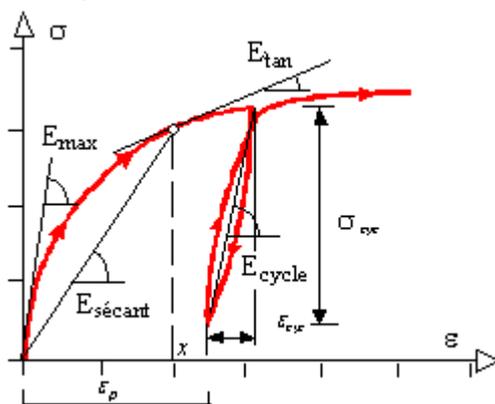


Figure 1. 2 Différents types de module de déformation

Les modules sont définis de la façon suivante en fonction des déformations :

$$\text{Module sécant : } E_{séc} = \frac{\sigma - \sigma_0}{\varepsilon} \quad [1.2]$$

$$\text{Module tangent : } E_{tan} = \frac{d\sigma}{d\varepsilon} \quad [1.3]$$

$$\text{Module cyclique : } E_{cyc} = \frac{\sigma_{cyc}}{\varepsilon_{cyc}} \quad [1.4]$$

avec : σ_0, σ : contrainte initiale et à l'instant t ,
 ε : déformation à l'instant t ,
 $d\sigma, d\varepsilon$: incrément de la contrainte et de la déformation,
 σ_{cyc} : contrainte de la phase déchargement – chargement,
 ε_{cyc} : déformation cyclique.

Dans la pratique de l'ingénierie géotechnique, les modules sécants ou tangents de déformation G (ou E) sont souvent exprimés en fonction de la déformation ε (%). Néanmoins, dans le domaine de recherche, cette relation est plus souvent présentée en fonction du logarithme de la déformation ($\lg \varepsilon$), ce qui permet d'amplifier la zone des très petites déformations de l'ordre de 10^{-6} à 10^{-3} . Cette amplification a pour but de déterminer précisément les modules de déformation dans la zone des petites déformations ou dans une petite tranche de déformation. La figure 1.3 présente la différence entre une représentation du module de déformation en fonction de ε exprimée pourcentage (%) (figure 1.3 a) et en $\lg \varepsilon$ (figure 1.3 b). Dans la suite de ce mémoire, les modules seront représentés en fonction du logarithme de la déformation $\lg \varepsilon$.

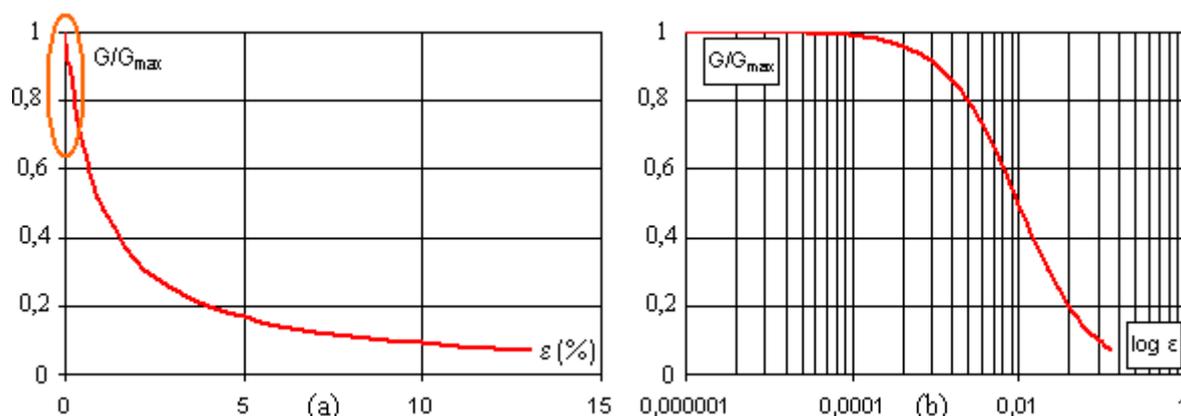


Figure 1. 3 Représentation du module de cisaillement en ε (%) et en $\lg \varepsilon$

Nous allons étudier l'aptitude de différents types d'essais à exploiter cette zone des petites déformations et essayer de mettre en évidence leurs apports pour la pratique de l'ingénierie.

Les études expérimentales de laboratoire sur différents sols ont montré que le module de déformation dépend de nombreux facteurs, notamment de la granulométrie des sols, de la densité, du niveau de confinement, de l'histoire de chargement, du mode de préparation des éprouvettes et du remaniement (Hardin et Richart, 1963 ; Boelle, 1983 ; Hicher, 1985 ; Lo Presti, 1987).

Ces différents facteurs sont connus et ont été étudiés depuis longtemps. Si l'on tient compte de l'influence de la granulométrie et du type de sol, de l'indice des vides (ou compacité) et de la pression de confinement, le module de déformation peut s'écrire sous la forme :

$$\text{Module} = A (\text{matériau}) \times B (\text{compacité}) \times C (\text{pression})$$

avec : A (matériau) : un paramètre qui traduit l'influence de la nature du matériau,
 B (compacité) : une fonction qui prend en compte la compacité du sol,
 C (pression) : une fonction qui rend compte de l'influence de la pression moyenne ou de confinement.

Nous présentons ici quelques formules de détermination du module de cisaillement maximal, proposées par différents auteurs :

$$\text{Hardin et Richart (1963) : } G_{\max} = A \frac{(b-e)^2}{1+e} p^n \quad [1.5]$$

$$\text{Hicher (1985) : } G_{\max} = \frac{B}{e} p^{0,5} \quad [1.6]$$

$$\text{Lo Presti (1987) : } G_{\max} = 591 p^{0,426} \exp(0,693 I_D) \quad [1.7]$$

avec : A, B, b, n : constantes adimensionnelles, déterminées à partir des essais expérimentaux, dépendant du niveau de déformation et de la forme des particules,

e : indice des vides,

I_D : indice de densité,

p : contrainte moyenne.

1.1.3 Principaux types de lois de comportement

La simulation du comportement des matériaux se fait au travers des modèles rhéologiques. En général, les modèles sophistiqués pouvant bien représenter le comportement des matériaux nécessitent de nombreux paramètres difficiles à déterminer à partir d'un nombre d'essais restreint et difficiles à introduire dans le calcul numérique. Détaillons maintenant les principaux types de lois de comportement.

1.1.3.1 Comportement élastique linéaire

Lorsque, dans un essai, la courbe contrainte – déformation est la même au chargement et au déchargement, le comportement du matériau est dit élastique. D'une manière plus générale, le comportement est dit élastique lorsque l'histoire du chargement n'intervient pas et qu'un état de contraintes correspond à un état de déformations et un seul.

Le comportement élastique peut être linéaire : le tenseur des déformations est alors proportionnel au tenseur des contraintes au cours des sollicitations. Ce type de comportement a été découvert par Robert Hooke, qui publia la loi qui porte son nom en 1678 dans *De Potentia Restituta* (cité par Mestat, 1993). La relation contrainte – déformation est linéaire, caractérisée par deux paramètres : un module d'élasticité axiale (d'Young) E dans le cas d'un essai de compression ou traction simple, ou un module de cisaillement G pour un essai de cisaillement simple (figure 1.4) et le coefficient de Poisson ν .

$$E = \frac{\sigma_1}{\varepsilon_1} ; \quad G = \frac{\tau}{\gamma} \quad [1.8]$$

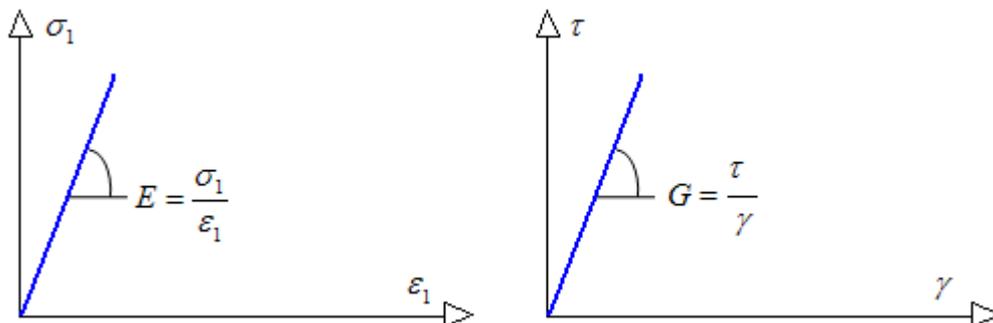


Figure 1. 4 Loi de comportement élastique linéaire

Cependant, cette loi de comportement n'est pas représentative en général du comportement des sols qui, très rapidement, même pour de faibles déformations, ont un comportement plastique. Des lois plastiques ont été proposées pour écrire un comportement plus proche de celui des sols.

1.1.3.2 Comportement élasto-plastique

Les essais réalisés sur les solides montrent que le domaine de réversibilité des déformations ou domaine d'élasticité, est relativement limité. À partir d'un certain niveau de contraintes, la courbe chargement – déchargement est différente de la courbe de chargement suivie jusque là. Des déformations irréversibles ou plastiques apparaissent.

Historiquement, l'existence de déformations plastiques ou permanentes a été mise en évidence par Coulomb, qui publia en 1784 un mémoire intitulé *Recherches théoriques et expérimentales sur la force de torsion et sur l'élasticité des fils de métal* (cité par Mestat, 1993). Ce type de comportement macroscopique est caractéristique de la plupart des solides (métaux, bétons, sols et roches). Au niveau microscopique, l'origine des déformations permanentes dépend du matériau. Dans le cas des sols, elles proviennent de la modification de l'assemblage des particules solides.

Ce schéma de comportement exclut tout effet de vieillissement et de viscosité du matériau. Il s'appuie sur les concepts fondamentaux suivants :

- la partition des déformations, qui décompose les déformations totales en déformations élastiques et déformations plastiques ;
- le seuil de plasticité mis en évidence dans les expériences de sollicitations uniaxiales, ou la notion de surface de charge en sollicitations multiaxiales, qui définit la frontière entre le comportement élastique et le comportement plastique, exprimé par une fonction scalaire $F(\sigma_{ij}) = 0$; ou $F(\sigma_{ij}, k) = 0$ dans le cas un matériau écrouissable (k est la variable d'écrouissage) ;
- le domaine d'élasticité, qui correspond à l'intérieur de la surface de charge et dans lequel les déformations sont réversibles ;
- la règle d'écoulement plastique, qui définit, dans le cas des sollicitations multiaxiales, la façon dont évolue la déformation plastique, qui peut être exprimée par un potentiel plastique G , $d\varepsilon_{ij}^p = d\lambda \frac{\partial G}{\partial \sigma_{ij}}$ où $d\lambda$ est un scalaire. La règle d'écoulement est dite associée si la déformation plastique suit la normale de la courbe d'état limite ou la surface de charge ;
- l'écrouissage, qui permet de faire évoluer la surface de charge dans l'espace des contraintes en fonction de l'intensité des sollicitations. Dans ce cas, le domaine d'élasticité varie également ;
- le critère de plasticité ou de rupture, qui caractérise la rupture du matériau (les déformations tendent vers l'infini) correspondant à une résistance maximale suivie par un palier d'écoulement de déformation plastique. Lorsque le seuil de contrainte n'évolue pas, le critère de plasticité est confondu avec la surface de charge.

Comportement élastique linéaire, parfaitement plastique

Le modèle le plus simple de cette famille est le modèle élastique linéaire parfaitement plastique, initialement développé pour décrire, de manière approchée, le comportement des métaux. Cependant, l'existence d'un palier d'écoulement sur la courbe de comportement

contraintes - déformations de nombreux matériaux a suggéré d'étendre ce modèle aux bétons, aux sols et aux roches. En particulier, l'application à la description du comportement des massifs de sols s'est révélée fructueuse et a permis d'analyser la rupture des sols dans les problèmes de fondations, de stabilité de pentes, de tunnels, des murs de soutènement,...

Plusieurs critères de rupture ont été proposés. Parmi eux, le critère de rupture de Mohr-Coulomb (figure 1.5) est le plus utilisé dans la pratique de l'ingénierie pour décrire de manière approchée le comportement des sols pulvérulents (sable et gravier) et le comportement drainé, à long terme des sols fins saturés (limon et argile).

Le critère de rupture de Mohr-Coulomb est représenté dans le plan des contraintes de Mohr (contrainte effective normale σ' et contrainte tangentielle τ , par l'équation (figure 1.5.a) :

$$\tau = \sigma' \tan \varphi' + c \quad [1.9]$$

En termes de contraintes effectives principales (σ'_1, σ'_3), il s'écrit aussi (figure 1.5.b) :

$$\sigma'_1 - \sigma'_3 = (\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin \varphi' - 2c \cos \varphi' \quad [1.10]$$

avec : σ'_1, σ'_3 : contraintes effectives principales majeure et mineure,
 φ' : angle de frottement interne,
 c : cohésion.

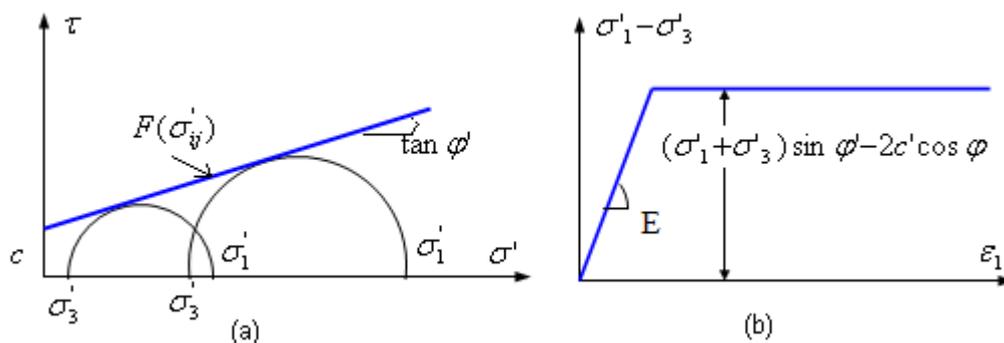


Figure 1. 5 Loi de comportement élastique, parfaitement plastique de Mohr-Coulomb

Le comportement élastique linéaire parfaitement plastique avec le critère de rupture de Mohr-Coulomb (figure 1.5.b) est finalement caractérisé par une élasticité linéaire (E, ν) et un seuil de plasticité, défini par la cohésion c' , l'angle de frottement interne φ' , en plus de l'état initial. Il faut réaliser au moins deux essais triaxiaux à des pressions de confinement différentes pour déterminer les paramètres du modèle.

La surface de charge $F(\sigma_{ij})$ s'exprime de façon suivante :

$$F(\sigma'_{ij}) = (\sigma'_1 - \sigma'_3) - (\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin \varphi' - 2c' \cos \varphi' = 0 \quad [1.11]$$

Elle est représentée dans le plan (σ', τ) par une droite (figure 1.5.a).

Comportement élasto-plastique avec écrouissage

Les essais de chargement – déchargement réalisés sur les solides montrent que la valeur du seuil de plasticité, ou la limite d'élasticité, évolue avec la sollicitation appliquée. Cette modification du seuil de plasticité caractérise le phénomène d'écrouissage. L'écrouissage ne modifie pas l'instant de la rupture ; par contre, il agrandit le domaine d'élasticité et réduit la possibilité de déformations plastiques.

Un comportement élasto-plastique avec écoulement permet donc de mieux décrire les étapes intermédiaires, observées sur les essais de laboratoire, entre l'apparition des premières déformations irréversibles et l'instant de la rupture. L'écrouissage se traduit mathématiquement par une évolution de la surface de charge dans l'espace des contraintes. La forme que doit prendre la surface de charge au cours de son évolution a fait l'objet de nombreuses recherches, qui combinent des observations expérimentales et des hypothèses théoriques nécessaires pour l'interprétation des essais.

1.1.3.3 Comportement élastique non linéaire

Pour l'introduction des lois de comportements dans le calcul numérique, des modèles simples sont couramment utilisés.

La loi de comportement élastique linéaire est très simple à introduire dans le calcul numérique avec un seul module de déformation E (figure 1.6.a, b). Toutefois, cette approche produit de mauvais résultats car la plupart des simulations prennent en compte seulement un module élastique constant au sein du massif de sol.

Une autre approche consiste à faire l'hypothèse d'un domaine purement élastique avant l'atteinte de la plasticité, avec deux modules E_1 et E_2 caractérisant le domaine élastique et le domaine plastique permettant de mieux modéliser le comportement en élasticité et en plasticité (figure 1.6.a, b). Suivant le niveau de déformation de l'ouvrage (inférieur à ε_p ou supérieur ε_p), le modélisateur va décider de prendre le module de déformation qui correspond à son calcul. Les expériences montrent que cette approche donne des résultats satisfaisants si le niveau de déformation se trouve totalement soit dans le domaine élastique (inférieur à ε_p) soit dans le domaine plastique (supérieur ε_p).

Toutefois, la question du choix du module à prendre en compte se pose dans le cas où le niveau de déformation se trouve dans la zone de transition. Il est impossible d'obtenir une estimation fiable en utilisant cette approche. Pour prendre en compte la zone de transition, il convient de considérer le fait que les sols ont un comportement non linéaire, même à des niveaux de contrainte bien inférieurs à leur résistance (Thépot, 2004). En effet, la non-linéarité du comportement des matériaux est un fait expérimentalement bien défini, surtout pour les sols. Les essais de mécanique des sols montrent que le module de déformation diminue lorsque la déformation augmente, dès le début des essais. La rigidité des sols ne peut donc être modélisée par une ou deux valeurs uniques du module de déformation.

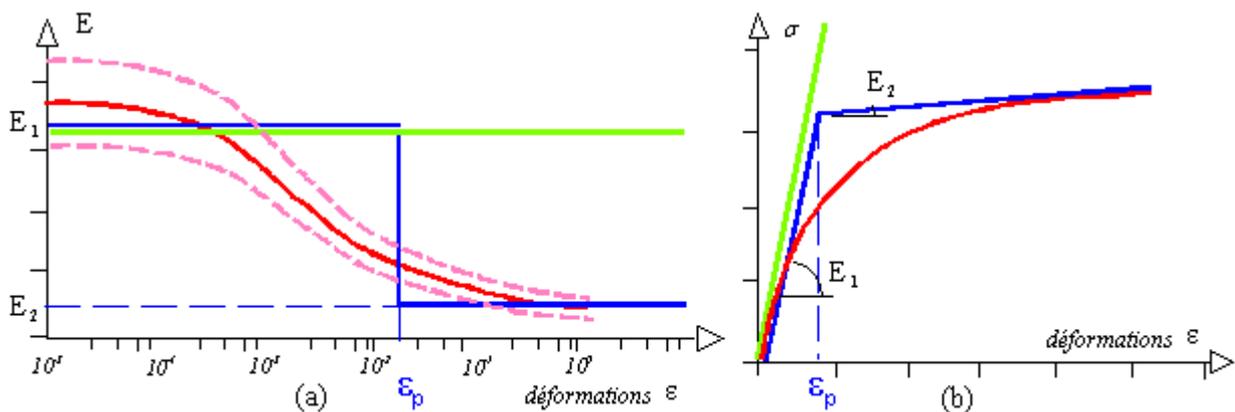


Figure 1. 6 Capacité des lois à représenter l'évolution du module avec la déformation

Plusieurs types de lois élastiques non linéaires ont été développés. Ces lois de comportement se basent sur une approximation hyperbolique des courbes de comportement contrainte-déformation obtenues lors d'un essai triaxial de compression non drainé (Kondner, 1963 ; Duncan et Chang, 1970 ; Hardin et Drnevich, 1972 ; Fahey, 1992 ; Fahey et Carter ; 1993).

Modèle hyperbolique de Duncan

L'origine des modèles hyperboliques se trouve dans les travaux de Kondner (1963), où le comportement est exprimé sous la forme :

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\varepsilon_1}{a + b\varepsilon_1} \quad [1.12]$$

avec : σ_1, σ_3 : contraintes principales majeure et mineure,
 ε_1 : déformation axiale,
 a, b : deux constantes déduites de l'essai triaxial. Elles se déterminent aisément : $\frac{1}{a}$ est la pente initiale et $\frac{1}{b}$ est la valeur asymptotique de $(\sigma_1 - \sigma_3)$.

Duncan et Chang (1970) ont complété la loi hyperbolique proposée par Kondner en y introduisant le module tangent initial proposé par Janbu (1963) :

$$E_i = K_{ch} \cdot p_a \left(\frac{\sigma_3'}{p_a} \right)^n \quad [1.13]$$

avec : K_{ch}, n : paramètres obtenus à partir de résultats d'essais triaxiaux,
 p_a : pression atmosphérique.

De nombreux calculs par la méthode des éléments finis ont été effectués à l'aide de ce modèle. Par contre, le modèle présente les inconvénients suivants :

- il est impossible de le justifier pour d'autres chemins de contraintes que ceux ayant servi à son élaboration,
- les incréments de contraintes et de déformations ont les mêmes directions principales, ce qui est en contradiction avec les expérimentations,
- le matériau n'est jamais dilatant.

Modèle hyperbolique de Hardin et Drnevich

Hardin et Drnevich (1972) ont construit leur modèle en mettant l'expression hyperbolique proposée par Kondner (1963) sous la forme d'une relation entre la contrainte de cisaillement τ et la déformation de cisaillement γ :

$$\tau = \frac{\gamma}{\frac{1}{G_{\max}} + \frac{\gamma}{\tau_{\max}}} \quad [1.14]$$

avec : G_{\max} : module de cisaillement maximum,
 τ_{\max} : résistance au cisaillement maximum, exprimée par la formule suivante dans les conditions d'un essai triaxial :

$$\tau_{\max} = \frac{3(p' \sin \varphi' + c' \cos \varphi')}{(3 - \sin \varphi')} \quad [1.15]$$

avec p' : contrainte moyenne effective, égale à $p' = \frac{\sigma_1' + 2\sigma_3'}{3}$,
 c', φ' : cohésion et angle de frottement interne.

Les auteurs ont introduit la notion de déformation de cisaillement de référence $\gamma_r = \frac{\tau_{\max}}{G_{\max}}$, de sorte que le module sécant est exprimé comme suit :

$$G_{\text{séc}} = \frac{\tau}{\gamma} = \frac{G_{\max}}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_r}} \quad [1.16]$$

Modèle de Fahey et Carter

Fahey (1991) a transformé la relation de Kondner pour faire apparaître le module de cisaillement :

$$G_{\text{séc}} = \frac{G_{\max}}{1 - \frac{\tau}{\tau_{\max}}} \quad [1.17]$$

Une fois ces paramètres connus, il est possible de déterminer le module de cisaillement sécant pour n'importe quel niveau de déformation ou de contrainte de cisaillement. On distingue généralement deux étapes permettant de définir la plupart des modèles non linéaires de type hyperbolique:

- la première consiste à établir la valeur du module de cisaillement aux petites déformations G_{\max} ,
- la seconde consiste à déterminer la forme de la relation entre G_{\max} et la rigidité sécante (ou tangente) pour des déformations plus élevées.

Les études ont montré que la dégradation du module dans le modèle hyperbolique est moins rapide que pour les valeurs expérimentales sur essais monotones. L'adéquation est meilleure pour les essais cycliques. Le modèle hyperbolique surévalue donc généralement le module sécant à un seuil de déformation donné. Toutefois, le principal défaut de la loi hyperbolique simple provient du fait qu'il est nécessaire d'atteindre une déformation infinie pour obtenir la contrainte de cisaillement maximal τ_{\max} . Sinon, on n'atteint pas le critère de Mohr-Coulomb et, par-là même, on ne peut introduire la dilatance en plasticité. Cette combinaison « loi hyperbolique – critère » s'avère donc inutilisable.

Pour améliorer l'approximation des courbes, Fahey et Carter ont ajouté un coefficient multiplicateur f et un exposant g pour pouvoir distordre l'hyperbole (Fahey et Carter, 1993) :

$$G_{\text{séc}} = G_{\max} \left[1 - f \left(\frac{\tau}{\tau_{\max}} \right)^g \right] \quad [1.18]$$

Bien sûr, si f et g sont pris égaux à l'unité, on retrouve la relation hyperbolique simple.

Les valeurs de g inférieures à 1 permettent à G/G_{\max} de décroître plus rapidement et inversement. Les valeurs de f inférieures à 1 autorisent l'atteinte de la valeur du module maximum G_{\max} à une valeur finie de distorsion. Les valeurs de f supérieures à 1 n'ont pas de signification physique.

L'évolution du modèle de Fahey et Carter par rapport aux modèles hyperboliques plus classiques réside essentiellement dans l'apparition des deux paramètres f et g . Le modèle appartient à la famille des modèles hyperboliques, qui sont de façon générale bien adaptés aux matériaux pulvérulents. Cependant, en ajoutant les deux paramètres f et g , le

modèle de Fahey et Carter est suffisamment flexible pour pouvoir être utilisé également dans des massifs des sols cohérents.

1.1.4 Modèles et surfaces de charges adaptés aux sols fins

1.1.4.1 Modèles Cam-clay et Cam-clay modifié pour l'argile reconstituée

Des observations en laboratoire sur l'argile reconstituée avec l'essai de consolidation isotrope et l'essai triaxial, où $\sigma'_1 = \sigma'_3$ ont abouti à construire les modèles Cam-Clay (original et modifié) (Roscoe *et al.*, 1963 ; Roscoe et Burland, 1968 ; Schofield et Worth, 1968), qui sont des modèles de types élasto-plastique avec écrouissage, développés dans le plan de contrainte moyenne (p') et contrainte déviatorique (q), avec :

$$p' = \frac{\sigma'_1 + 2\sigma'_3}{3} \quad ; \quad q = \sigma'_1 - \sigma'_3 \quad [1.19]$$

La figure 1.7.a présente la compression isotrope ou consolidation isotrope d'une argile remaniée. À partir d'un état initial proche de la limite de liquidité, sous une contrainte isotrope croissante, son indice des vides va diminuer suivant la droite OE avec une pente C_c , (ou λ), qui est définie comme l'indice de compression :

$$e = e_\lambda - C_c \Delta \lg p', \quad \text{ou} \quad e = e_\lambda - \lambda \Delta \ln p' \quad [1.20]$$

Si, après avoir atteint A, on réduit la contrainte effective moyenne de p'_A à p'_R , l'indice des vides de l'éprouvette va augmenter légèrement de e_A à e_R suivant la loi :

$$e = e_\kappa - C_s \Delta \lg p', \quad \text{ou} \quad e = e_\kappa - \kappa \Delta \ln p' \quad [1.21]$$

où : C_s (ou κ) est l'indice de gonflement.

Si l'on reprend alors le chargement isotrope, la variation de l'indice des vides va suivre RA, puis, pour les contraintes effectives moyennes supérieures à p'_A , l'indice des vides va retrouver la ligne OE comme au début de l'essai.

Entre R et A les déformations sont petites, réversibles et peuvent être approchées par une loi élastique. De manière plus générale, tout le demi espace $e - \lg p'$, à gauche de la droite OE correspondant au domaine surconsolidé, a un comportement élastique.

Entre A et B, les déformations sont grandes et irréversibles, donc de nature plastique. La courbe OE, qui correspond à l'état normalement consolidé, représente aussi un domaine de comportement plastique.

Les points A et B, constituant des points de passage d'un état de comportement élastique à un état de comportement plastique, sont des points d'état limite. La courbe OE est appelée la courbe d'état limite (figure 1.7.a). L'état limite peut être donc défini comme un état où se passe la transition entre une déformation petite et réversible à une déformation grande et irréversible.

Si, maintenant, on réalise des essais triaxiaux drainés ou non drainés à partir d'un point A quelconque sur la courbe d'état limite, les chemins de contraintes suivis dans l'espace (e , p' , q) vont se situer sur une surface unique, appelée surface d'état limite ou surface de charge

(figure 1.7.b), et ils aboutissent sur la courbe d'état critique (figure 1.7.b), où il n'y a pas de changement du déviateur.

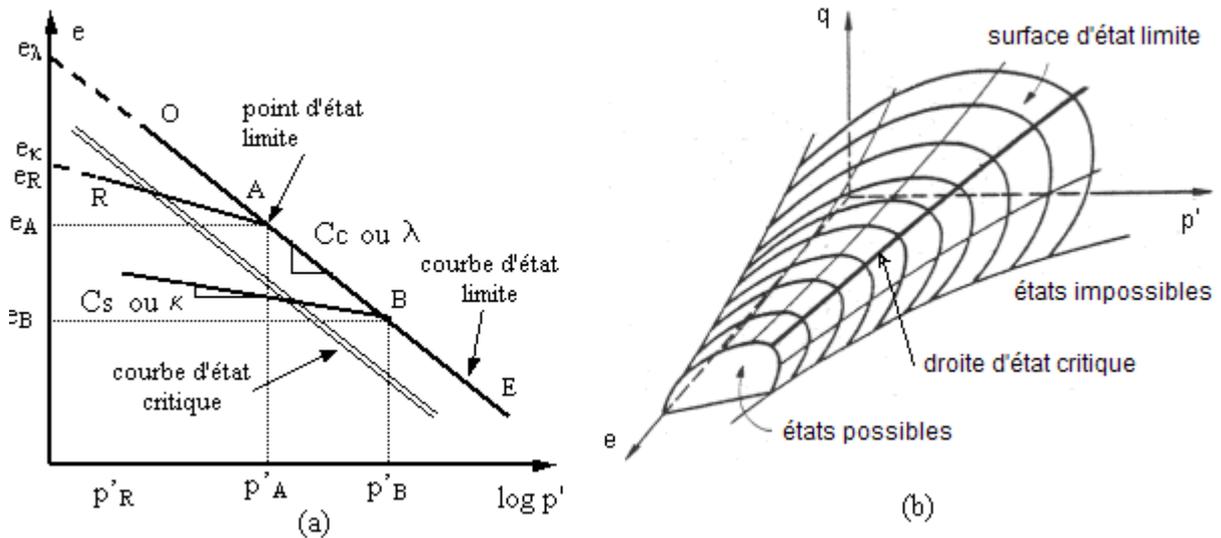


Figure 1.7 État limite – État critique – surface de charge

Les modèles Cam-clay et Cam-clay modifié ont été développés pour décrire le comportement des argiles reconstituées normalement consolidées ou faiblement surconsolidées. La surface de charge est exprimée comme suit dans le plan (p' , q) :

Cam-clay original :

$$F(p', q) = \frac{q}{Mp'} + \ln p' - \ln p'_0 = 0 \quad [1.22]$$

Cam-clay modifié :

$$F(p, q) = \frac{q^2}{M^2 p'} + p' - p_0 = 0 \quad [1.23]$$

avec: p' : contrainte moyenne, $p' = \frac{\sigma'_1 + 2\sigma'_3}{2}$

q : contrainte déviatorique, $q = \sigma'_1 - \sigma'_3$,

M : pente de la courbe du critère de rupture ou courbe d'état critique,

p'_0 : contrainte moyenne initiale,

Ces expressions représentent une surface de charge avec un écrouissage isotrope. La contrainte moyenne p'_0 est l'intersection de la surface de charge avec l'axe de compression isotrope. p'_0 fixe la limite du domaine d'élasticité actuel et permet de faire évoluer la surface de charge. Si l'on met en évidence une variable d'écrouissage, les expressions [1.22], [1.23] peuvent être exprimées dans l'espace (p' , q , e) :

Cam-clay original :

$$F(p', q, e^P) = (\lambda - \kappa) \left(\frac{q}{Mp'} + \ln p' - \ln p'_0 \right) + e^P - e_\lambda = 0 \quad [1.24]$$

Cam-clay modifié :

$$F(p', q) = (\lambda - \kappa) \ln \left[\frac{p'}{p_0} \left(\frac{q^2}{M^2 p'} + p' - p_0 \right) \right] + e^P - e_\lambda = 0 \quad [1.25]$$

avec e^P : valeur de e_κ correspondant à l'état actuel de contrainte

La figure 1.8.a, b présente la forme de la surface de charge des modèles Cam-clay original (figure 1.8.a) et Cam-clay modifié (figure 1.8.b)

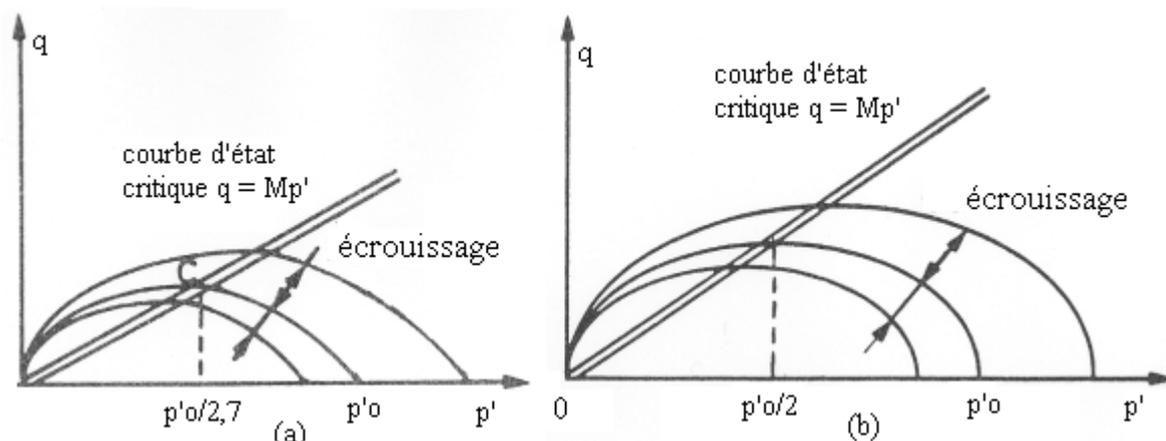


Figure 1. 8 Modèles Cam-clay original et Cam-clay modifié

Le modèle Cam-clay original permet de décrire de manière qualitative les phénomènes observés expérimentalement mais, pour les chemins proches de l'axe de compression isotrope, cette loi prédit des déformations déviatoriques trop fortes, ce qui n'est pas réaliste pour les valeurs faibles de contrainte déviatorique q . De plus, la surface de charge ayant une forme d'amande n'exprime pas bien l'évolution de la loi d'écoulement à l'intersection avec la courbe de consolidation isotrope. La modification du modèle Cam-clay original, ce qui fait naître le modèle Cam-clay modifié, a résolu de manière simple ces restrictions.

Les modèles de Cam-clay se composent de 7 paramètres en plus l'état initial (e_0, p'_0, q_0). La surface de charge est caractérisée par 2 paramètres (M et p'_0).

1.1.4.2 Modèles pour argiles naturelles

Les modèles Cam-clay ont prouvé leur pertinence pour modéliser le comportement d'une argile reconstituée en laboratoire, isotrope et normalement consolidée ou faiblement surconsolidée. Toutefois, ces modèles n'ont pas réussi à modéliser le comportement des sols naturels. Ceci est sans doute lié à l'anisotropie des sols naturels, due au mode de dépôt des couches de sols dans le passé. Elle se caractérise par un coefficient de pression des terres au repos K_0 , exprimé par :

$$K_0 = \frac{\sigma'_H}{\sigma'_V} \quad [1.26]$$

avec : σ'_H : contrainte effective horizontale

σ'_V : contrainte effective verticale

Pour construire un modèle plus apte à approcher le comportement des sols naturels, plusieurs recherches ont été menées en laboratoire sur des éprouvettes taillées à partir d'échantillons prélevés à différentes profondeurs afin d'essayer de trouver la forme de la surface de charge.

Deux méthodes ont été proposées pour déterminer la surface de charge. L'une consiste à effectuer soit des essais de cisaillement anisotrope qui irradient autour d'un point considéré comme l'état de contraintes *in situ* (Crook et Graham, 1976 ; Graham *et al.*, 1983) (figure 1.9.a). L'autre nécessite la combinaison d'un essai œdométrique pour déterminer la pression de préconsolidation, d'essais triaxiaux non drainés, avec des pressions de confinement inférieures à 0,5 fois la pression de préconsolidation et des essais de consolidation anisotrope

$K = \sigma'_3 / \sigma'_1$ sans reconsolidation à l'état de contraintes en place (Tavenas et Leroueil, 1977 ; Tavenas et Leroueil, 1979) (figure 1.9.b).

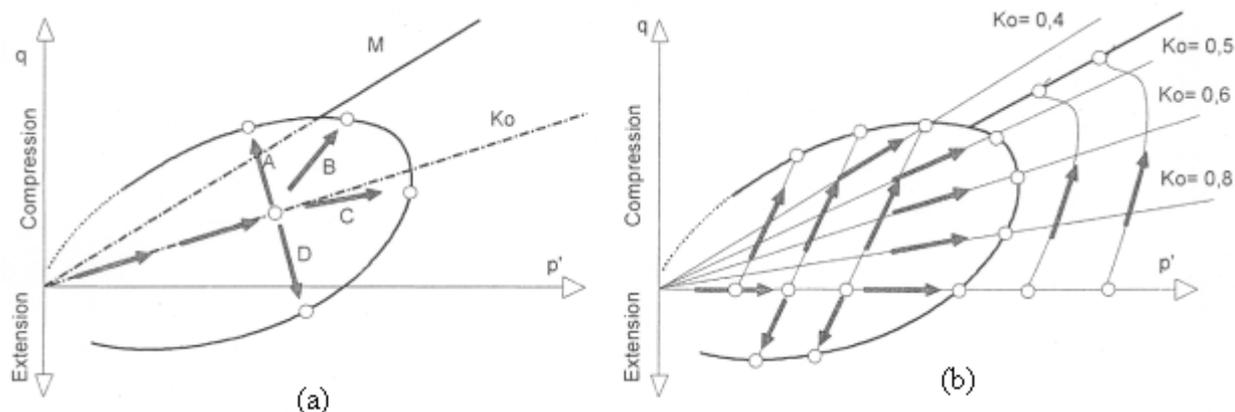


Figure 1. 9 a, b Méthode de détermination de la surface de charge

En utilisant les deux méthodes décrites ci-dessus, plusieurs études ont été effectuées afin de déterminer la surface de charge des sols naturels. Les études sur différentes argiles naturelles ont montré l'absence de symétrie de la surface de charge autour l'axe de consolidation isotrope, comme le montrent les figures 1.10 et 1.11 ci-dessous établies par différents auteurs. Ces surfaces de charge ont tendance à être symétriques sur l'axe K_0 , ou l'axe de consolidation anisotrope, qui reflète l'histoire du chargement des sols. Elles sont sans doute gouvernées par l'état de contrainte initial en place et par la contrainte effective de préconsolidation σ'_p , qui est un paramètre reflétant l'histoire de chargement du sol dans le passé (figure 1.10). Elles évoluent avec la profondeur (figure 1.11).

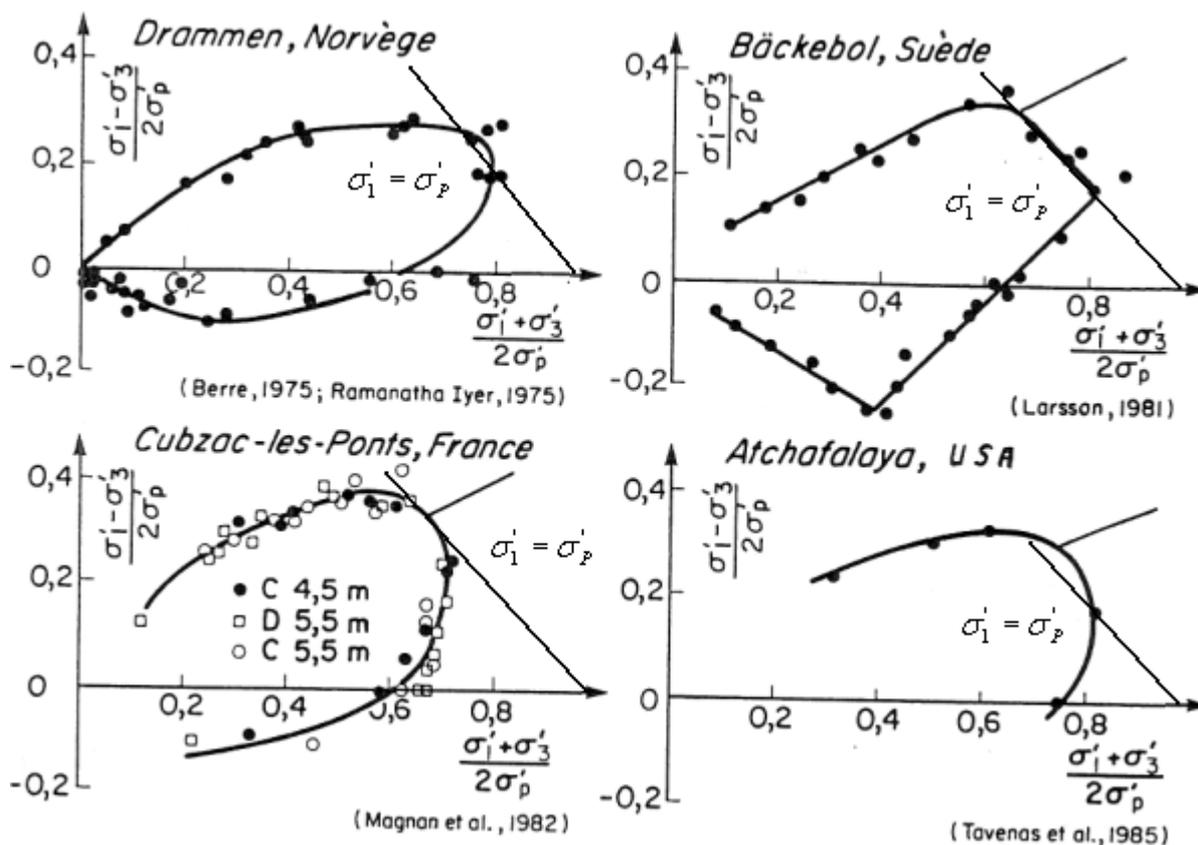


Figure 1. 10 Surfaces de charge de différentes argiles naturelles, d'après Mestat (1993)

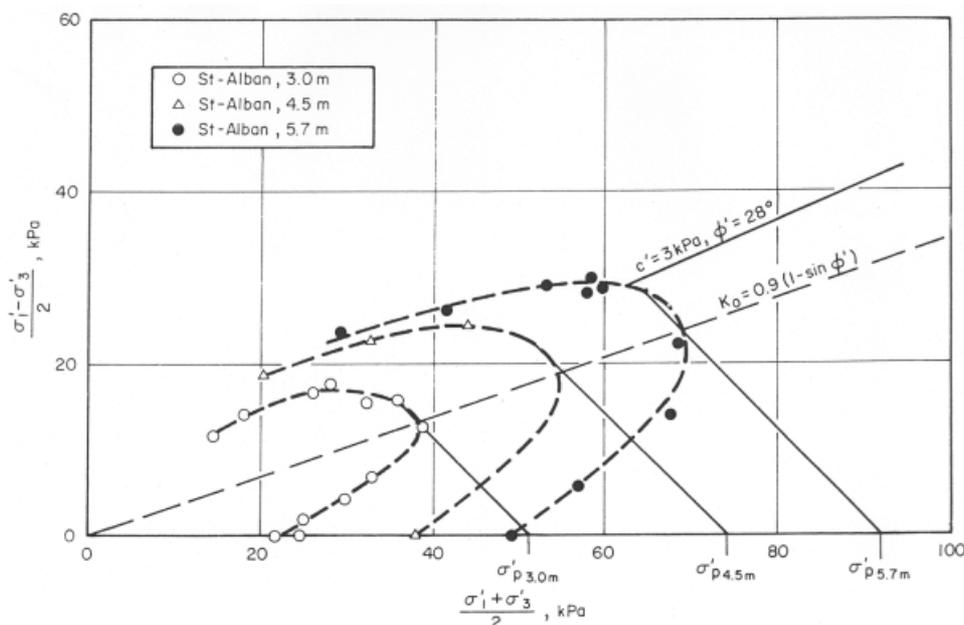


Figure 1. 11 Surfaces de charge de l'argile de St-Alban, d'après Tavenas et Leroueil, (1977)

Les surfaces de charge d'argiles naturelles représentées sur les figures 1.10 et 1.11 ont conduit les rhéologues à trouver des modèles plus aptes à exprimer le comportement des sols naturels en tenant compte de leur anisotropie. Nous présentons ici trois modèles de cette famille : modèle de Larsson, Mélanie et Anpetal.

Le modèle de Larsson (Larsson, 1977) est un modèle très simple qui est gouverné par les contraintes verticale et horizontale de préconsolidation $\sigma'_{v,p}$ et $\sigma'_{h,p}$. Le modèle Mélanie a été élaboré à partir des modèles Cam-clay en orientant l'axe de consolidation isotrope vers l'axe de consolidation anisotrope pour tenir compte de l'anisotropie des sols naturels (Magnan *et al.*, 1982 ; Mouratidis et Magnan, 1983 ; Lépidas et Magnan, 1990). Enfin, le modèle Anpetal est un modèle complexe tenant compte de l'angle de Lode pour exprimer la distorsion de la surface de charge autour l'axe de consolidation anisotrope (Newson, 1997).

Modèle de Larsson

Ce modèle simple, proposé par Larsson (1977), est gouverné par les contraintes verticale et horizontale de préconsolidation $\sigma'_{v,p}$ et $\sigma'_{h,p}$. Il est aussi limité par les deux droites d'état critique de Mohr-Coulomb en compression et extension. Ce modèle est présenté dans le plan de (σ', τ) . La surface de charge est déterminée par seulement quatre paramètres : les contraintes verticale et horizontale de préconsolidation ($\sigma'_{v,p}$, $\sigma'_{h,p}$), l'angle de frottement interne φ' et la cohésion c' .

$$\begin{aligned}\sigma'_1 &= \sigma'_{v,p} \\ \sigma'_3 &= \sigma'_{h,p} \\ \tau &= \sigma' \sin \varphi' + c' \cos \varphi' \\ \tau &= \sigma' \sin(-\varphi') + c' \cos(-\varphi')\end{aligned}\tag{1.27}$$

avec : τ , σ' déterminés comme suit :

$$\sigma' = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2}; \quad \tau = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2};\tag{1.28}$$

La loi d'écoulement est exprimée par une fonction de potentiel associée. Trois essais sont demandés pour déterminer les paramètres : un essai de cisaillement simple et deux essais œdométriques, l'un dans le plan vertical et l'autre dans le plan horizontal.

La figure 1.12.a présente la surface de charge du modèle de Larsson et son évolution sur les chemins de contraintes suivis durant différents types d'essais tels que les essais de compression et extension en drainé et non drainé et l'essai œdométrique.

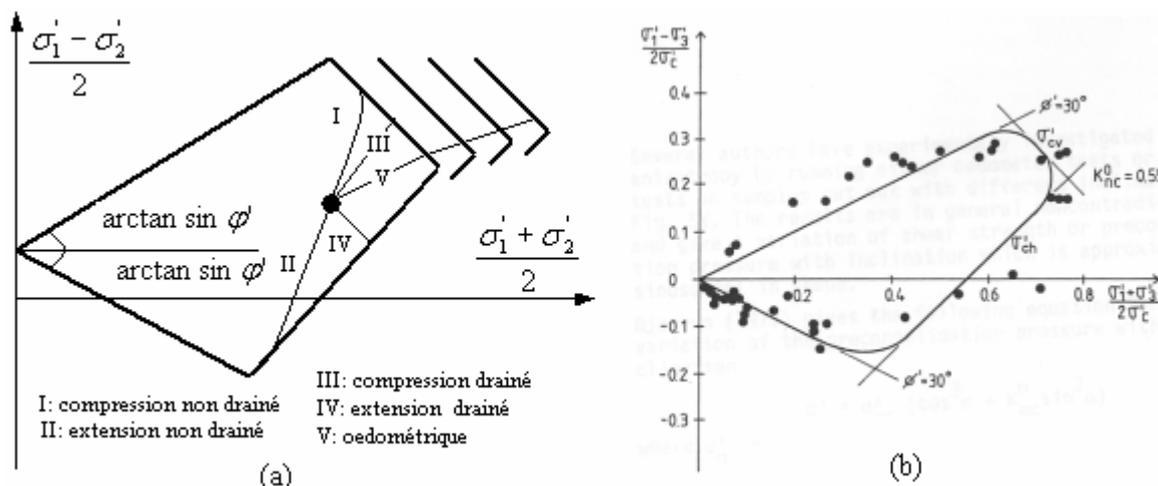


Figure 1. 12 Modèle de Larsson et sa confrontation avec les mesures faites sur l'argile de Drammen, d'après Larsson, (1977)

La confrontation du modèle de Larsson avec différentes études expérimentales sur argiles prouve le bon fonctionnement de ce modèle simple. Une validation du modèle avec l'argile de Drammen en Norvège montre le fonctionnement de ce type de modèle sur argile naturelle (figure 1.12.b). À la vue des valeurs expérimentales représentées sur la figure 1.10, nous pouvons imaginer un calage satisfaisant de ce modèle sur différents sols.

Modèle Mélanie

Le modèle Mélanie est une évolution des modèles élastoplastiques élaborés dans les années 1960 à l'université de Cambridge. C'est un modèle élastoplastique avec écrouissage et dont l'élasticité est linéaire. Il a été développé dans le cadre d'études du comportement des sols argileux naturels à l'université Laval de Québec sur l'argile de Saint-Alban (Tavenas et Leroueil, 1977), puis sur certaines argiles molles françaises au LCPC Paris (Shahanguian 1981 ; Magnan *et al.*, 1982 ; Mouratidis et Magnan, 1983 ; Lépidas et Magnan, 1990). Ces recherches ont confirmé l'applicabilité des concepts développés à l'université de Cambridge pour les modèles Cam-clay, moyennant quelques corrections destinées pour tenir compte de l'anisotropie sur le comportement des argiles naturelles.

La surface de charge ou surface d'état limite s'obtient de façon analogue à celle du modèle Cam-clay modifié, sauf qu'elle est modifiée pour prendre en compte l'anisotropie du sol. Elle

a d'abord été élaborée dans l'espace $(s' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2}, t = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2}, e)$, puis généralisée à

l'espace $(p' = \frac{\sigma'_1 + 2\sigma'_3}{3}, q = \sigma'_1 - \sigma'_3, e)$.

La surface a une forme elliptique et l'expression mathématique du critère de plasticité a été établie en supposant que l'ellipse passe par trois points (figure 1.13.a) :

- le point d'intersection de l'axe K_0 avec la droite qui passe par le point $s'_p = \sigma'_p$ sur l'axe isotrope et est inclinée à 45 degrés ;
- le point de l'axe Os' d'abscisse $s'_c = 0,6 \times \sigma'_p$;
- l'origine des coordonnées.

La formule mathématique du modèle est fondée sur les résultats expérimentaux et développée en termes d'équations suivant l'approche adoptée pour les modèles de Cambridge :

$$A^2 \left(s' \cos \theta + t \sin \theta - \frac{s'_c}{AC} \right)^2 + B^2 (t \cos \theta - s' \sin \theta)^2 - \frac{s'^2_c}{C^2} = 0 \quad [1.29]$$

avec :

$$A = 2 (\sin \theta + \cos \theta) \quad [1.30]$$

$$B^2 = \frac{A^2 \cos \theta \left(\frac{2}{A} - C \cos \theta \right)}{C \sin^2 \theta} \quad [1.31]$$

$$C = 0,6$$

$$\theta = \arctg \left(\frac{1 - K_0}{1 + K_0} \right) \quad [1.32]$$

$$s'_c = 0,6 \sigma'_p \quad [1.33]$$

avec : θ : angle entre l'axe Os' et l'axe principal de l'ellipse, confondu avec l'axe K_0 ,
 σ'_p : pression de préconsolidation.

Deux types de loi d'écoulement sont choisis pour le modèle Mélanie : une loi associée où la déformation plastique suit la normale à la courbe d'état limite ou surface de charge et une loi non associée dans laquelle la déformation plastique se produit suivant la bissectrice de l'angle formé par la normale à la surface de charge et par la droite joignant l'origine des coordonnées au point considéré sur la surface de charge.

La figure 1.13 b présente la forme de la surface de charge du modèle Mélanie et sa validation sur l'argile naturelle de Cubzac-les-Ponts (Shahanguian, 1981).

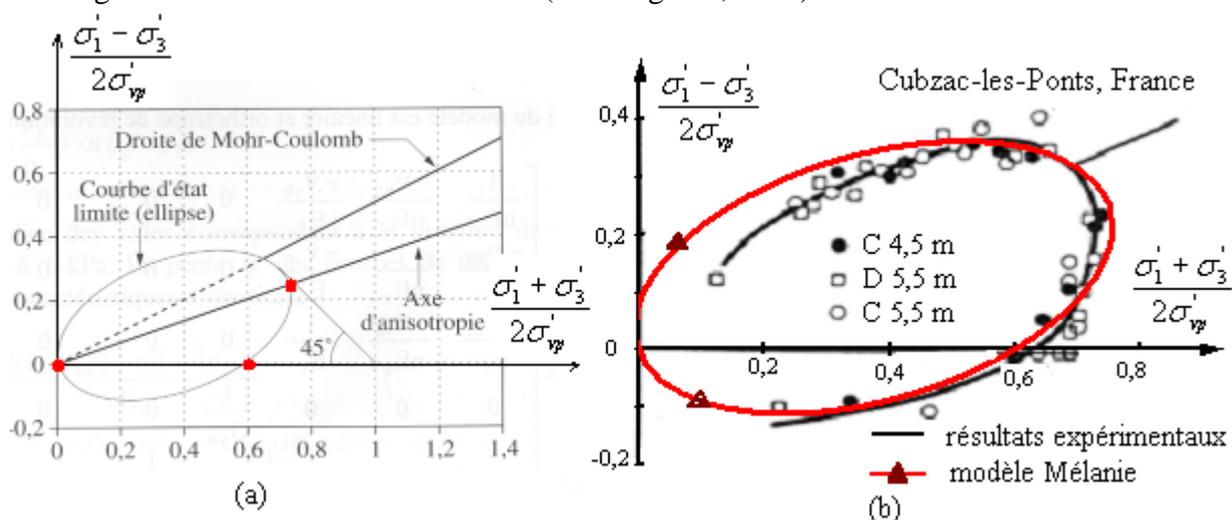


Figure 1. 13 Surface de charge du modèle Mélanie et sa validation sur l'argile de Cubzac-les-Ponts, d'après Shahanguian, (1981)

Dans le plan (p' , q), cette surface de charge est donnée par la formule :

$$A^2 \left(p' \cos \theta + \frac{q}{2} \left[\sin \theta + \frac{\cos \theta}{3} \right] - \frac{p'_c}{AC} \right)^2 + B^2 \left(\frac{q}{2} \left[\cos \theta - \frac{\sin \theta}{3} \right] - p' \sin \theta \right)^2 - \left(\frac{p'_c{}^2}{C^2} \right) = 0 \quad [1.34]$$

$$\text{avec : } p'_c = 0,6 \sigma'_p \quad [1.35]$$

A, B, θ sont identiquement déterminés suivant les formules [1.30], [1.31], [1.32]

Un essai triaxial, un essai K_o , et un essai œdométrique sont nécessaires pour déterminer les paramètres du modèle Mélanie, deux paramètres (θ et σ'_p) sont utilisés pour la détermination de la surface de charge, sans tenir compte du paramètre C égal à 0,6.

Modèle Anpetal

Plusieurs modèles utilisés pour décrire le comportement d'une argile admettent que la surface de charge est axisymétrique sur l'axe de consolidation anisotrope (comme celui de Mélanie). Cependant, les études expérimentales sur l'argile d'Ottawa (Mitchell et Wong, 1975) et de l'argile de Winnipeg (Graham *et al.*, 1988) indiquent la non symétrie sur l'axe de consolidation anisotrope de la surface de charge du sol naturel. Le développement d'un autre type de modèle pouvant exprimer la distorsion de cette surface de charge a abouti à la naissance du modèle Anpetal.

Le modèle Anpetal (Newson, 1997) est un modèle élastoplastique avec élasticité non linéaire. Il est utilisé pour décrire le comportement d'une argile molle naturelle en tenant compte de la distorsion de la surface de charge autour de l'axe de consolidation anisotrope par l'introduction de l'angle de Lode dans l'équation de la surface de charge. Une fonction de potentiel non associée est utilisée pour exprimer la loi d'écoulement. Ce modèle a été développé dans l'espace (p' , q , e).

La surface de charge du modèle Anpetal, caractérisée par trois paramètres, est donnée par :

$$f(p', q) = (q - \eta_0 p')^2 + J(\theta) \cdot p'^2 \cdot \ln\left(\frac{p'}{p_0}\right)^2 = 0 \quad [1.36]$$

$$\text{avec : } \eta_0 : \text{pente exprimant l'anisotropie initiale du sol, } \eta_0 = \frac{q_0}{p_0} = \frac{3(1 - K_o)}{1 + 2K_o} \quad [1.37]$$

p'_0 : paramètre d'écrouissage,

$$J(\theta) = \frac{a + b}{2} + (b - a) \sin \theta \quad [1.38]$$

$$a = Mc(Mc - \eta_0) \quad [1.39]$$

$$b = Me(Me + \eta_0) \quad [1.40]$$

M_e , M_c : pente de la droite $q - p'$ à l'état critique respectivement d'un essai en extension et en compression,

$$M_c = \frac{6 \sin \varphi'}{3 - \sin \varphi'} \text{ et } M_e = \frac{3Mc}{3 + Mc} \quad [1.41]$$

avec φ' : angle de frottement interne,

θ : angle de Lode qui a pour valeurs dans les conditions triaxiales -30 degrés en compression et +30 degrés en extension.

Le figure 1.14 montre la comparaison des résultats expérimentaux avec le modèle d'Anpetal sur différentes argiles naturelles (Argile de Mexico (a) ; argile de Bothkennar (b) ; argile d'Ottawa (c), Newson, 1997).

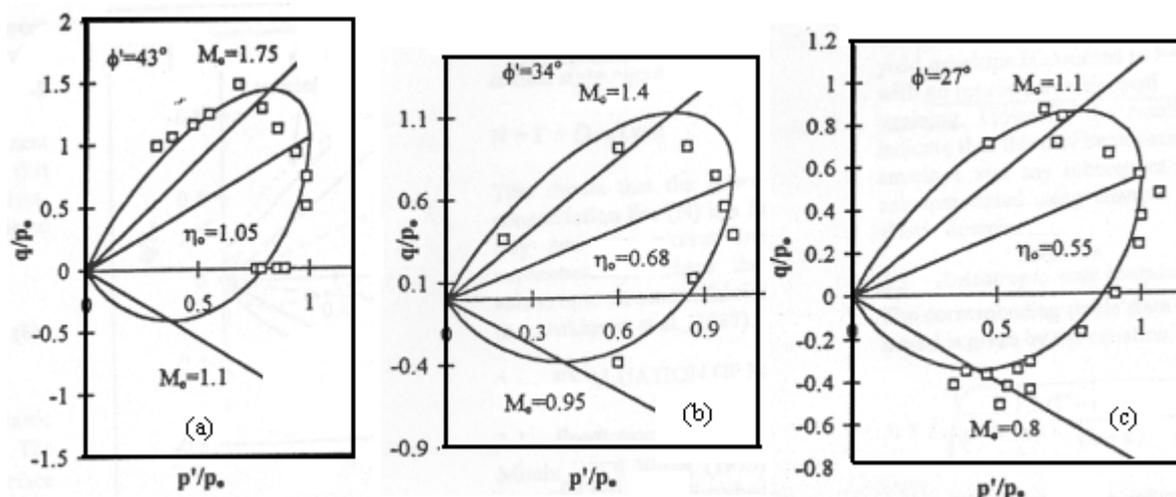


Figure 1. 14 Validation du modèle Anpetal sur différentes argiles, d'après Newson, (1997)

Comparaison des modèles de comportement de Larsson, Mélanie et Anpetal

Les lois de comportement élastoplastique adaptées aux sols naturels décrites ci-dessus permettent une description satisfaisante du comportement des massifs de sols. Ces lois présentent aussi l'avantage d'une relative simplicité dans leur conception et dans leur traduction mathématique, et d'un faible nombre de paramètres à identifier.

Une comparaison de ces trois modèles de comportement appliqués aux données d'essais sur l'argile de d'Ottawa est présentée sur la figure 1.15.

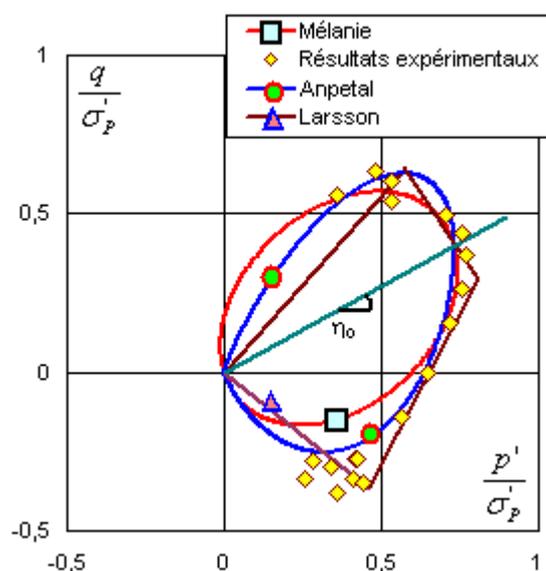


Figure 1. 15 Confrontation des modèles avec les résultats de l'argile d'Ottawa

Nous remarquons que, parmi les trois modèles, le modèle Anpetal est celui qui correspond le mieux avec les résultats expérimentaux, mais il faut noter que son développement s'est basé

sur l'observation de ces résultats expérimentaux. Le modèle Mélanie est assez bien adapté aux résultats dans la partie en compression et moins bien dans la partie en extension puisqu'il ne tient pas compte la distorsion de la surface de charge. Le modèle de Larsson donne une adéquation aussi satisfaisante.

1.1.5 Synthèse sur les lois de comportement

Il convient de rappeler que ces types de comportement élastoplastique constituent une approximation du comportement des sols puisqu'on néglige notamment les effets du temps ou fluage dans le cas des sols fins. Toutes les données expérimentales concernant les sols cohérents montrent que les déformations ne sont pas instantanées, ce qui conduit logiquement à privilégier l'approche visco-élastique ou élasto-viscoplastique. Toutefois, l'approche élastoplastique a connu de nombreux développements, essentiellement parce qu'en pratique, l'étude des tassements des sols argileux est effectuée à partir de la courbe de compressibilité œdométrique et de la théorie de la consolidation unidimensionnelle, dans laquelle l'on ne tient pas compte de la viscosité des déformations du squelette du sol. L'expérience montre que cette approche d'un comportement élastoplastique pour les sols argileux naturels donne des résultats relativement satisfaisants dans la plupart des projets.

1.1.6 Fluage et effet du temps sur l'évolution de la surface de charge

Le fluage est le phénomène d'augmentation en fonction du temps de la déformation irréversible d'un matériau soumis à une contrainte constante. Le fluage intervient après la déformation instantanée.

Les recherches de Bjerrum (1967) sur l'argile de Drammen, relatives à l'étude de l'effet du temps sur l'argile naturelle (figure 1.16.a) ont montré que l'indice des vides de cette argile diminue avec le temps sous un contrainte de confinement constante, par un effet appelé « consolidation secondaire ». Cette diminution de l'indice des vides entraîne l'augmentation apparente de la pression de préconsolidation.

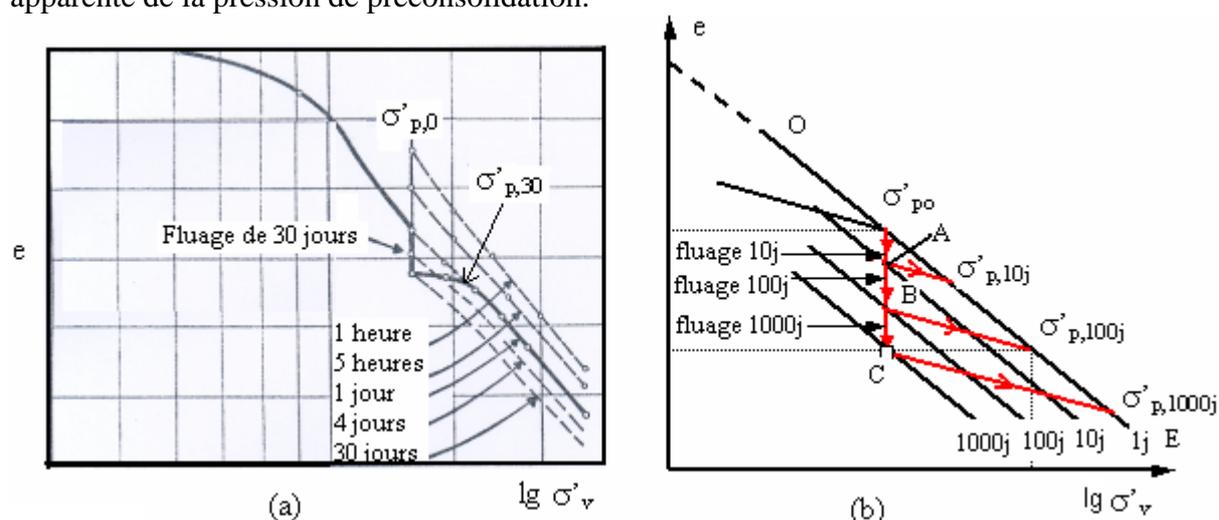


Figure 1. 16 Effet du fluage sur l'indice des vides et l'évolution de la contrainte de préconsolidation

Nous pouvons expliquer cette observation plus clairement à l'aide de la figure 1.16.b, qui représente l'évolution de la contrainte de préconsolidation en fonction de la durée de fluage. Les études de laboratoire sur les essais œdométriques de fluage montrent que la droite l'état

limite OE se déplace vers la gauche lorsque le temps de fluage augmente (Bjerrum, 1967). La contrainte de préconsolidation $\sigma'_{p,0}$ correspond à un point de la droite OE qui représente l'indice des vides au bout d'un jour de chargement, selon la procédure normalisée de l'essai œdométrique. Maintenant, si, la charge est maintenue pendant 10 jours, l'indice des vides va diminuer sous effet de fluage jusqu'au point A. Si, à ce moment, on reprend le chargement, l'indice des vides va suivre une droite parallèle à la droite de gonflement (de pente C_s ou κ) pour rejoindre la droite OE. La pression de préconsolidation à 10 jours ($\sigma'_{p,10j}$) est supérieure à $\sigma'_{p,0}$. Si l'on laisse le fluage se développer pendant 100j ou 1000j, par le même raisonnement, on obtiendra des contraintes de préconsolidation plus grandes.

Nous avons également observé dans la partie 1.1.4.2 que la surface de charge des sols fins naturels est gouvernée par la pression de préconsolidation σ'_p . Il en résulte que les facteurs pouvant influencer l'évolution de la pression de préconsolidation peuvent influencer l'évolution de la surface de charge. Par conséquent, le fluage est un facteur de l'évolution de la surface de charge.

1.2 Comportement à l'intérieur de la surface de charge

La notion de surface de charge est classiquement associée à la limite entre le comportement élastique et le comportement plastique. Cependant, avec l'évolution des techniques, des méthodes et des appareillages expérimentaux, cette notion de limite a été légèrement modifiée pour être remplacée une notion de transition. L'espace de contraintes à l'intérieur de la surface de charge, appelée surface de charge initiale, est divisé en trois zones représentant trois comportements différents du sol (figure 1.17.a, b). Chaque zone est limitée par une sous-surface de charge, dépendant de la nature du sol, et de son état de contraintes initiales.

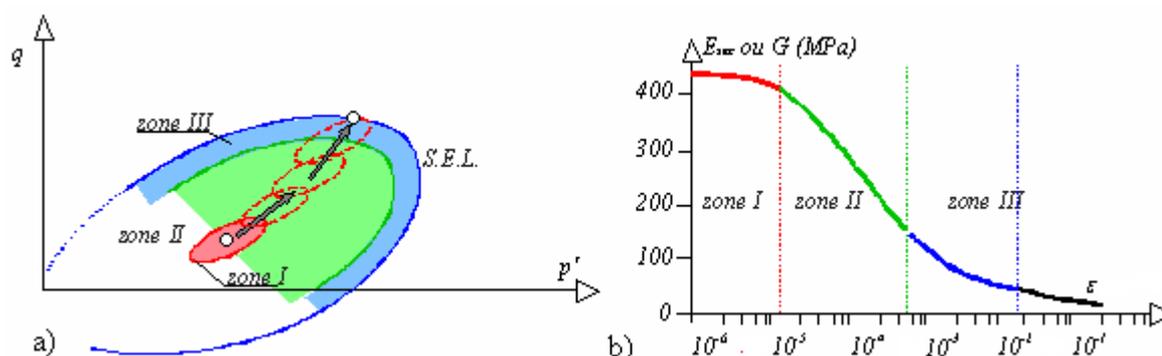


Figure 1. 17 a, b Définition des zones dans les plans (p', q) et (E_{sec}, ϵ)

1.2.1 Zone I, le noyau élastique

Dans cette zone, le sol présente un comportement élastique linéaire et réversible. Les modules de rigidité restent presque constants. Les recherches montrent que cette zone est très petite et qu'elle est difficile à mettre en évidence. Seuls des essais basés sur la propagation d'ondes pourraient arriver à la déterminer.

La déformation critique de cette petite zone, limitée par la sous – surface I, est environ de 10^{-6} à 10^{-5} . Jardine (1992) a trouvé que cette petite zone pour le sable de Toyoura était probablement de l'ordre de 10^{-6} à 6.10^{-6} . Il a également obtenu des valeurs de 2.10^{-5} pour l'argile glaciaire de Magnus et de 2.10^{-4} pour l'argile de Londres mais ces valeurs, obtenues à

partir d'essais à la colonne résonante, ont un peu surestimé ce seuil statique car le paramètre déduit de l'essai dynamique reflète le comportement du sol après plusieurs cycles de pré-déformation, ce qui peut avoir pour effet de faire augmenter le seuil.

1.2.2 Zone II, zone réversible

La zone suivante, limitée par la sous-surface II, représente un comportement élastique, non linéaire mais réversible. Les modules de rigidité décroissent rapidement avec les déformations. La plage de déformation de cette zone est comprise entre 10^{-5} et $2 \cdot 10^{-4}$.

Les expérimentations de Smith *et al.* (1992), Jardine (1992) et Jardine (1995) sur l'argile de Bothkennar et sur l'argile glaciaire de Magnus montrent que les essais drainés avec de petits cycles complets de chargement – déchargement permettent de déterminer cette sous-surface de charge II. Ils ont remarqué que la relation du rapport $\varepsilon_p/\varepsilon_{\max}$ de la déformation permanente résiduelle ε_p à la déformation de chargement ε_{\max} en fonction de la déformation en chargement ε_{\max} de chaque cycle est presque linéaire. L'abscisse $\varepsilon_{\max,c}$ de l'intersection de cette droite avec l'axe ε_{\max} , correspondant un rapport $\varepsilon_p/\varepsilon_{\max}$ nul, définit la limite de la zone II. La déformation limite de cette zone vaut environ 0,02% pour l'argile de Bothkennar et 0,01% pour l'argile glaciaire de Magnus (figure 1.18).

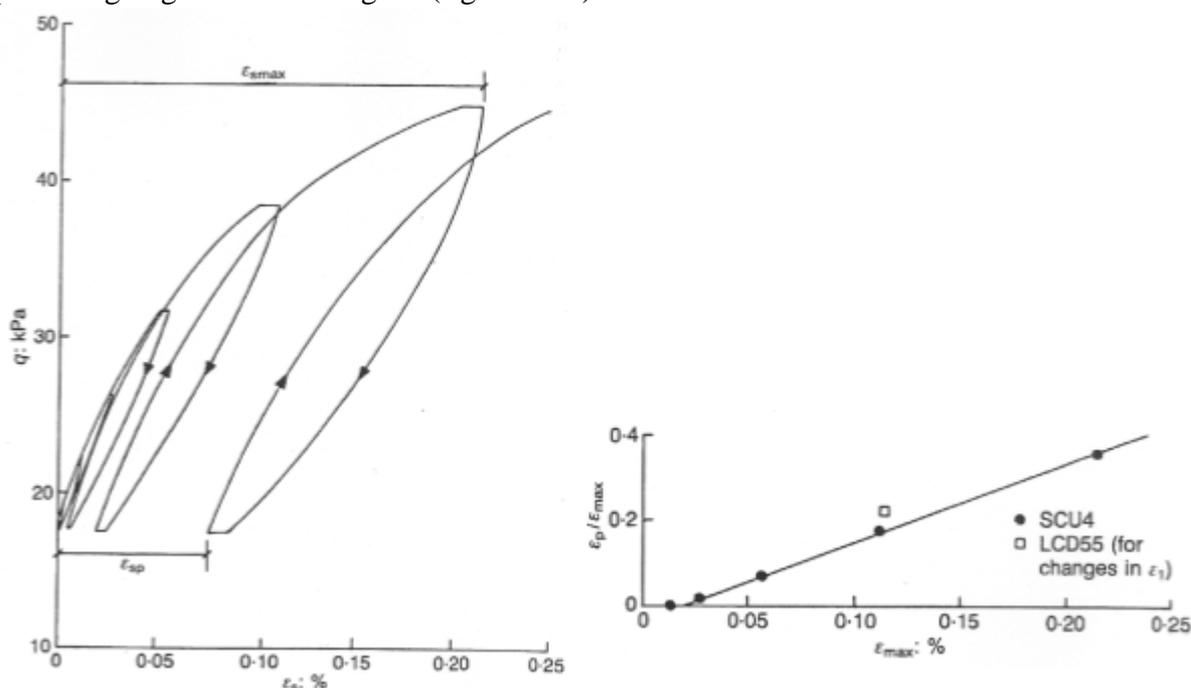


Figure 1. 18 Détermination de la surface II, limitant la zone élastique non linéaire, réversible de l'argile de Bothkennar, d'après Smith *et al.* (1992)

La déformation limite $\varepsilon_{\max,c}$ de cette zone dépend, selon les auteurs, de la granulométrie du sol. Plus la courbe granulométrique est étalée ou plus la proportion d'argile est grande, plus est élevée la déformation critique $\varepsilon_{\max,c}$ (Lo Presti, 1987 ; Jardine, 1992). Cette valeur $\varepsilon_{\max,c}$ semble plus petite pour le cas du sable.

1.2.3 Zone III, zone plastique

Lorsque le chemin de contraintes entre dans la zone III, la déformation devient irréversible. Il s'agit d'une zone à proximité de la surface d'état limite où apparaît une irréversibilité des

déformations, entre 10^{-4} et 10^{-2} . On peut la situer sur la courbe représentant le module sécant (E ou G) en fonction de la déformation (ε_l ou γ) par la variation rapide du module (figure 1.17.a, b). Dans cette zone, il n'apparaît pas encore de dilatation ou de contraction notable.

La déformation plastique augmente progressivement en approchant la surface d'état limite. Le rapport entre la déformation plastique et la déformation totale tend vers 1 quand l'état de contraintes approche cette borne (figure 1.17.a). Ceci est expliqué par le mouvement relatif entre les particules du sol. La déformation pour atteindre cette surface dépend de l'état de contraintes initiales et du chemin de contraintes. Les essais triaxiaux non drainés montrent que l'état de contraintes le long du chemin de contraintes reste toujours sur cette surface de charge jusqu'au moment où il a tendance à revenir à l'intérieur.

1.3 Méthodes expérimentales de détermination du module de déformation

L'étude de la déformabilité des sols a fait l'objet d'une séance au congrès « *Measurement of shear deformation of geomaterials – Field tests, Pre-failure Deformation of Geomaterials* », à Rotterdam en 1995. Selon l'état de l'art, rédigé par Tani (1995) à l'occasion du congrès, les méthodes expérimentales de détermination des modules de déformation du sol, peuvent se diviser en trois groupes (A, B, et C) dépendant des différentes zones de déformation exploitée, des différents types d'ouvrages. Le groupe A est représenté par les essais sismiques. Le groupe B se compose des essais interprétables par une théorie et les essais non interprétables par une théorie de base composent le groupe C (figure 1.19), (Gambin *et al*, 2002).

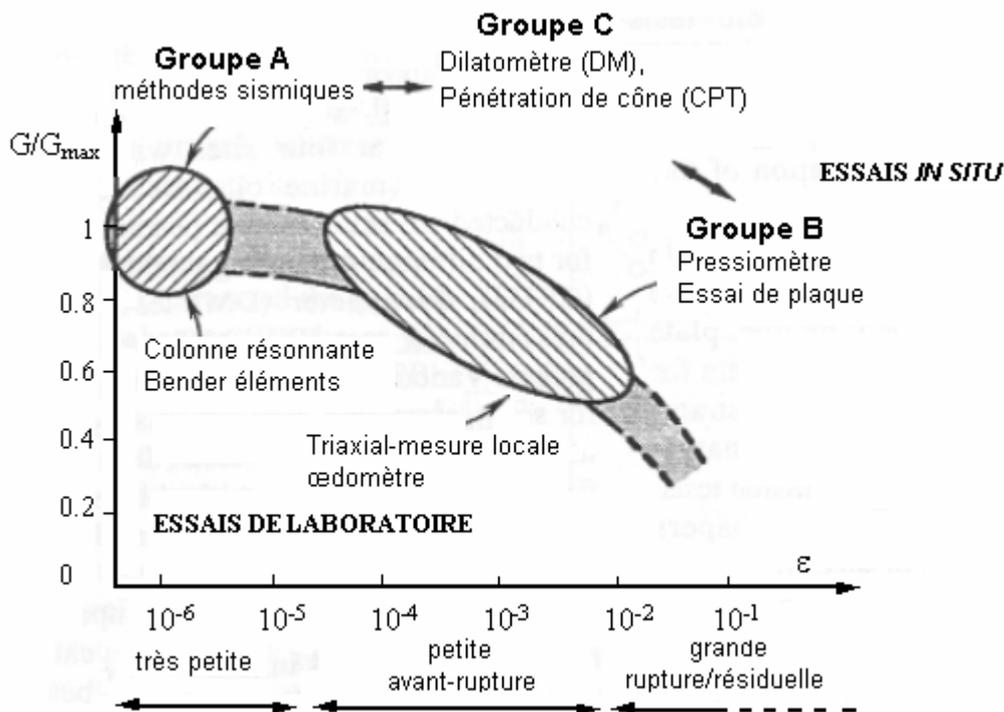


Figure 1. 19 Synthèse des groupes d'essai en fonction de la déformation imposée, d'après Tani, (1995)

Nous allons présenter par la suite les méthodes ou les appareillages par groupe permettant de déterminer le module de déformation, du plus simple au plus sophistiqué.

1.3.1 Groupe C, méthodes de corrélation empirique ou semi-empirique

Les essais du groupe C constituent la majorité des essais *in situ*. Ce type d'essais ne se base pas sur une théorie pour l'interprétation. La mise au point d'une corrélation empirique ou semi-empirique est donc nécessaire pour obtenir les paramètres du sol testé. Nous allons présenter ici quelques exemples de ce type d'essais comme les essais de pénétration statique au cône (CPT) ou les essais au dilatomètre plat de Marchetti (DM de Marchetti).

1.3.1.1 Essai de pénétration statique CPT

L'essai de pénétration statique (CPT pour Cone Penetration Test) consiste à mesurer la résistance (résistance en pointe et résistance latérale) à la pénétration d'une sonde conique instrumentée (Sanglerat *et al.*, 1969 ; Lunne *et al.*, 1986 ; Robertson et Campanella, 1983). Le résultat de l'essai de pénétration aide à la classification des sols, à apprécier la succession des différentes couches de terrain, l'homogénéité d'une couche ou la présence d'anomalies. Le module de déformation peut être déterminé à partir de l'essai CPT par une corrélation avec la résistance en pointe (Sanglerat *et al.*, 1969 ; Barata, 1995).

L'appareil d'essai se compose d'une structure de réaction, de tiges, d'un système de fonçage, de guidage et d'une pointe servant à mesurer la résistance à la pénétration q_c . La structure de réaction permet de transmettre au train de tiges l'effort de fonçage. Elle doit être stabilisée de telle sorte qu'elle ne puisse se déplacer de manière sensible, par rapport du sol, lors du fonçage. La pointe est la partie la plus importante. Elle se compose d'un tube de garde, d'un manchon de frottement et d'un cône en pointe. Le cône standard possède un angle au sommet de 60 degrés et d'une section de 10 cm². Le manchon se situe au-dessus du cône, avec une superficie latérale de 150 cm². Entre le tube de garde et le manchon se situe un dispositif de protection et d'étanchéité (figure 1.20).

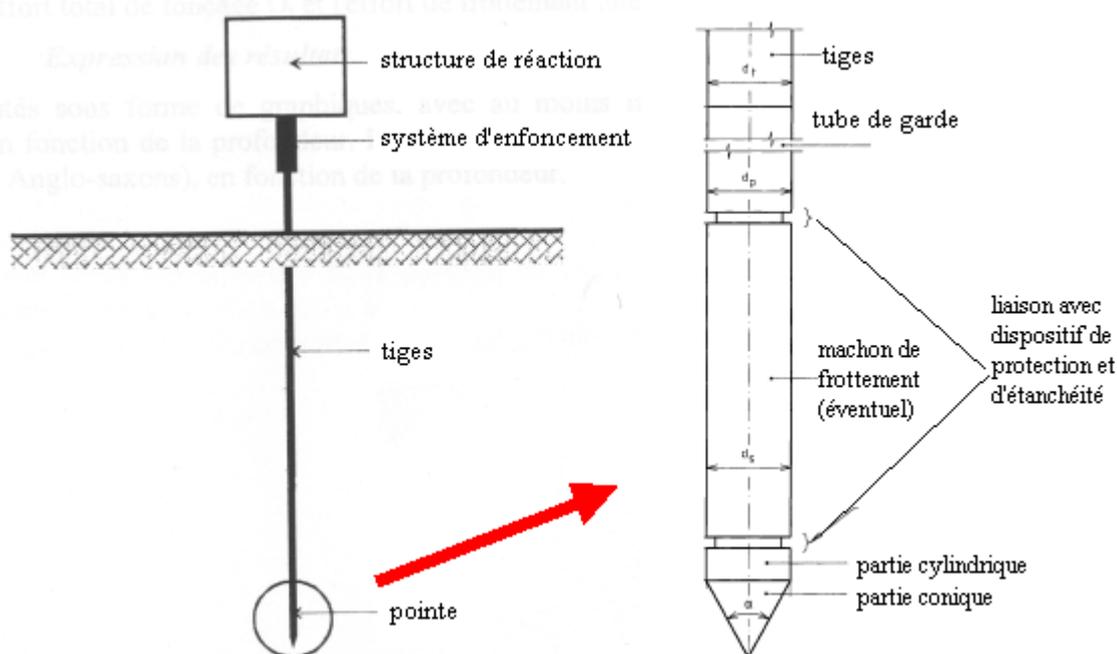


Figure 1. 20 Pénétration statique CPT

La sonde est insérée dans le sol à une vitesse constante standardisée de 2 cm/s. Pendant la pénétration, la résistance en pointe et le frottement latéral sont mesurés et éventuellement la

pression interstitielle u (piézocône). En effet, le pénétromètre statique CPT devient piézocône ou CPT+ u si l'on y intègre un ou plusieurs capteurs de pression interstitielle à l'arrière du cône.

L'effort total Q_t est la force nécessaire pour enfoncer le train de tiges muni à sa base de la pointe conique ; Q_c est l'effort apparent total sur le cône, Q_s est l'effort total de frottement latéral.

$$\begin{aligned} Q_t &= Q_c + Q_s \\ Q_t &= q_c A_c + f_s A_s \end{aligned} \quad [1.42]$$

avec : q_c : résistance de la pointe,
 A_c : surface de la base du cône,
 f_s : frottement latéral unitaire,
 A_s : surface latérale du train de tiges.

Depuis longtemps, les recherches ont essayé de relier, soit théoriquement, soit statistiquement, la résistance de pointe q_c (MPa) aux modules de déformation usuels (œdométrique, pressiométrique, ou élastique d'Young) par une relation du type

$$E = \alpha q_c \quad [1.43]$$

Le tableau 1.1 synthétise la corrélation entre la résistance en pointe et les modules de déformation, déterminés à partir des essais œdométriques $E_{\text{œdo}}$ réalisés par différents auteurs (cité par Arbaoui, 2003).

Tableau 1. 1 Corrélation de la résistance en pointe de l'essai CPT avec le module œdométrique

Sols	Sables	Sables argileux	Argiles des Flandres	Argiles compactes	Argiles molles	Limons argileux	Limons	Tourbes	Marnes
Sanglerat	$\alpha=1,5$	$2 < \alpha < 5$ $1,5 < q_c < 3$	–	$2 < \alpha < 5$ $1,5 < q_c < 3$	$5 < \alpha < 10$ $q_c < 1$	–	$1 < \alpha < 2$	$0,4 < \alpha < 1$	$2 < \alpha < 6$
Bachelier et Parez	$1 < \alpha < 2$	$2 < \alpha < 4$	$\alpha=7$	$3 < \alpha < 5$	–	$2,5 < \alpha < 4$	–	$0,7 < \alpha < 0,8$	$3 < \alpha < 5$
Barata	–	–	–	$\alpha=4,4$	–	$\alpha=2,4$	–	–	–

D'autres recherches similaires ont été menées dans le but de relier cette fois le module pressiométrique E_M avec la résistance en pointe. Nous citons ici quelques auteurs qui ont obtenu le rapport pour le sable, l'argile et le limon (cité par Arbaoui, 2003).

Tableau 1. 2 Corrélation de la résistance en pointe de l'essai CPT avec le module pressiométrique

Sols	Argile normalement consolidée	Argile surconsolidée	Sable
Cassan	$\alpha=2,6$		$3 < \alpha < 4$
Van Wambeke	$\alpha=4,5$	$5 < \alpha < 7$	
Larrière	$3 < \alpha < 6$	$3 < \alpha < 6$	$1,5 < \alpha < 3$
Ménard			$\alpha=1,1$

1.3.1.2 Dilatomètre plat Marchetti (DMT)

Le dilatomètre plat Marchetti (DMT) (figure 1.21) est un outil relativement simple pour faire des essais *in situ*. Il a été développé en Italie et puis utilisé en Europe et en Amérique du Nord (Marchetti, 1980 ; Baldi *et al.*, 1986 ; Schmertmann, 1986). Le dilatomètre standard de Marchetti est une lame avec un tranchant de dimension 14 mm d'épaisseur, 96 mm de largeur et 220 mm de hauteur. Sur la surface se trouve une membrane métallique d'épaisseur 0,2 mm et de 60 mm de diamètre recouvrant une chambre de pression et un capteur de déplacement. La sonde est insérée dans le sol grâce à un train de tige creux.

La lame est connectée à une unité de contrôle avec un flexible pneumatique - électrique qui transmet pression et courant électrique. Un réservoir de gaz comprimé (azote), connecté à l'unité de contrôle, fournit la pression nécessaire pour dilater la membrane. L'unité de contrôle est équipée d'un régulateur de pression, d'indicateurs de pression, d'un signal sonore et de vannes.

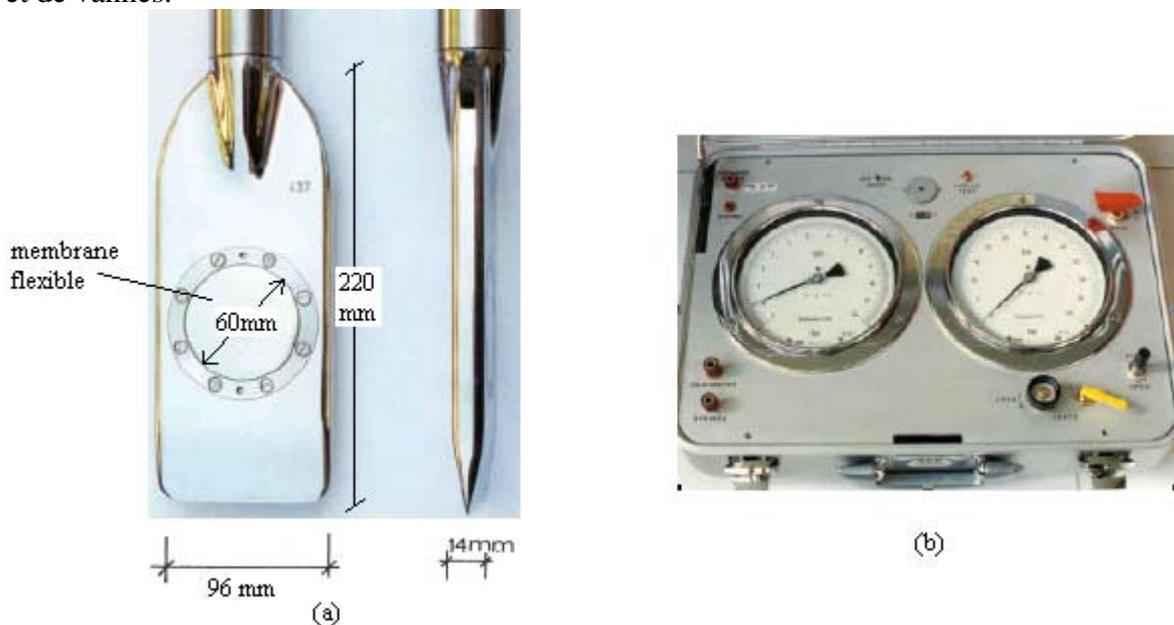


Figure 1. 21 Dilatomètre Marchetti

Pendant un essai au dilatomètre, trois mesures sont faites : pressions de « lift-off » de la membrane au gonflement (p_{0-g}) et dégonflement (p_{0-d}) et la pression pour 1,1mm de gonflement de la membrane (p_1). La pression « lift-off » correspond à la pression au moment où la membrane commence à se gonfler ou dégonfler. La pression « lift-off » au gonflement est corrélée à la contrainte horizontale *in situ*. Le module dilatométrique E_D est déterminé grâce à la différence des pressions p_1 et p_{0-g} .

Les valeurs des pressions p_1 et p_{0-g} sont des valeurs corrigées, déterminées par étalonnage avant l'essai pour tenir en compte de la rigidité de la membrane :

$$p_1 = p_{1,lue} - \Delta p_{1,corrigée} \quad [1.44]$$

La pression p_{0-g} est déterminée par une extrapolation linéaire entre les deux déflexions de la membrane (0,05 mm et 1,10 mm) en utilisant la relation suivante :

$$p_{0-g} = (1,10 - 0,05)(p_{0-g,lue} - \Delta p_{0-g,corrigée}) - 0,05 p_1 \quad [1.45]$$

avec : $p_{1,lue}$: pression lue à 1,1 mm de gonflement

$\Delta p_{1,\text{corrigée}}$: correction de la membrane pour 1,1 mm de gonflement

$p_{0-g,\text{lue}}$: pression lue à la position « lift-off »

$\Delta p_{0-g,\text{corrigée}}$: correction de la membrane à la position « lift-off »

Le module dilatométrique E_D se détermine par la formule:

$$E_D = 34,7 (p_1 - p_{0-g}) \quad [1.46]$$

L'essai DMT peut être réalisé dans une grande variété de sols : des sols extrêmement mous à des sols raides, et des roches tendres. Le DMT est utilisable dans les argiles et dans les sables dont les grains sont petits par comparaison avec le diamètre de la membrane (60 mm).

1.3.2 Groupe B, méthodes interprétables par une base théorique

Ce groupe se compose des essais où les valeurs des paramètres sont déduites par une méthode d'interprétation basée sur une théorie. Les essais de ce groupe permettent de déterminer le comportement en déformation avant-rupture, de l'ordre de 10^{-2} à 10^{-4} . Le module de déformation est identifié à partir de la courbe contrainte – déformation.

Nous allons présenter dans cette partie d'abord les essais de laboratoire les plus classiques comme l'essai œdométrique et l'essai triaxial de précision avec les capteurs globaux de type potentiométrique ou capteurs locaux à effet Hall, puis les essais *in situ* comme l'essai à la plaque, l'essai au pressiomètre Ménard, l'essai au pressiomètre autoforeur et l'essai STAF (Système de Tubage Auto Foreur).

1.3.2.1 Essai œdométrique

Le principe de cet essai est de charger axialement une éprouvette de forme cylindrique placée dans un cylindre rigide, à déformation radiale nulle, et de mesurer la variation Δh de sa hauteur h_0 au cours du temps. L'éprouvette est drainée en haut et en bas et maintenue saturée pendant l'essai (figure 1.22).

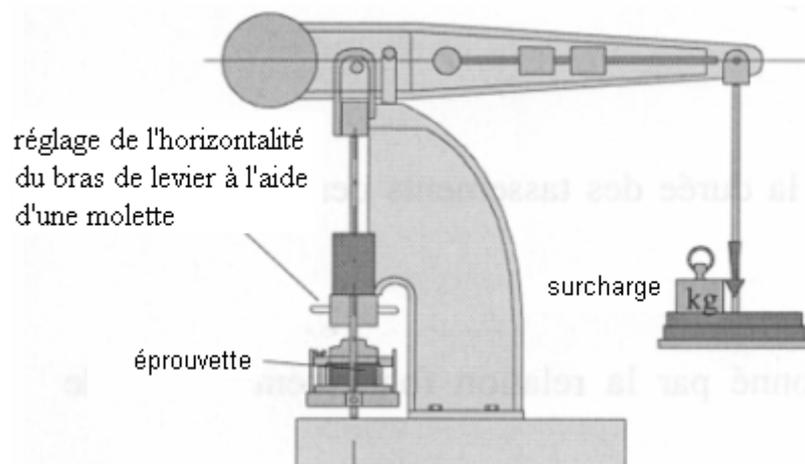


Figure 1. 22 Mise en œuvre de l'essai œdométrique

La charge est appliquée par paliers de 24h maintenus constants et successivement croissants et décroissants suivant un programme défini. La durée du palier est telle que la pression interstitielle est nulle dans l'éprouvette à la fin de la consolidation. Les variations de hauteur

de l'éprouvette sont mesurées pendant l'essai en fonction de la durée d'application de la charge.

Le tassement de l'éprouvette dans un essai œdométrique est dû à la variation de la contrainte effective dans l'éprouvette dans un premier temps (consolidation primaire) et au fluage dans un deuxième temps (consolidation secondaire) à cause du réarrangement du squelette granulaire du sol.

Une représentation dans un système de coordonnées semi-logarithmique est généralement choisie : $e = f(\lg \sigma'_v)$ ou $e = f(\ln \sigma'_v)$, (figure 1.23). Les indices de gonflement C_s (ou κ), et de compression C_c (ou λ) et les modules œdométriques en sont déduits. La pression de préconsolidation σ'_p , qui est un paramètre très important reflétant l'histoire de chargement du sol dans le passé, est aussi identifiée.

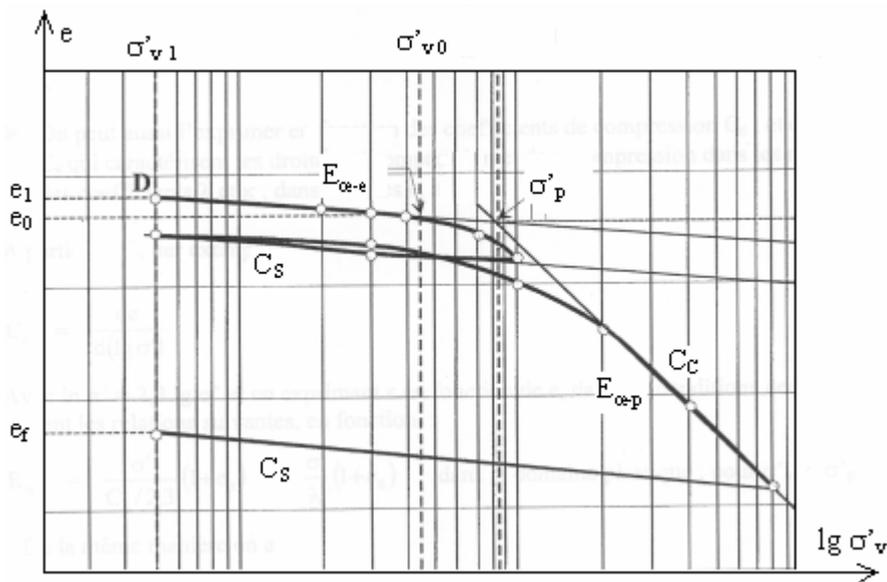


Figure 1. 23 Résultat d'un essai œdométrique

Indices de compression C_c ou (λ) et de gonflement C_s ou (κ) :

$$\text{Dans le domaine plastique, où } \sigma'_v \geq \sigma'_p : C_c = \frac{\Delta e}{\Delta \lg \sigma'_v}; \quad \lambda = \frac{\Delta e}{\Delta \ln \sigma'_v} \quad [1.47]$$

$$\text{Dans le domaine élastique, où } \sigma'_v < \sigma'_p : C_s = \frac{\Delta e}{\Delta \lg \sigma'_v}; \quad \kappa = \frac{\Delta e}{\Delta \ln \sigma'_v} \quad [1.48]$$

avec Δe : variation de l'indice des vides, calculé par la formule :

$$e = \frac{V_{\text{vides}}}{V_{\text{pleins}}} \quad [1.49]$$

avec V_{vides} : volume des vides dans l'éprouvette,
 V_{pleins} : volume des particules de l'éprouvette.

On définit un module œdométrique sécant E_{oedo} , déterminé dans tout intervalle de contraintes $\sigma'_{v,A}$ et $\sigma'_{v,B}$:

$$E_{oedo} = \frac{\sigma'_{v,B} - \sigma'_{v,A}}{H_A - H_B} H_0 = \frac{\Delta\sigma'}{\Delta e} (1 + e_0) \quad [1.50]$$

avec : H_A, H_B : hauteur de l'éprouvette à la fin de la consolidation sous la contrainte $\sigma'_{v,A}$ et $\sigma'_{v,B}$,

H_0 : hauteur initiale de l'éprouvette,

e_0 : indice des vides initial,

Δe : variation de l'indice des vides.

Le module œdométrique cyclique $E_{oedo-cycle}$ est également calculé sur la boucle de déchargement – rechargement :

$$E_{oedo-cycle} = \frac{\sigma'_{1,chargement} - \sigma'_{2,déchargement}}{\frac{H_{1,chargement} + H_{2,chargement}}{2} - H_{déchargement}} \times H_0 \quad [1.51]$$

avec : $H_{1,chargement}, H_{2,chargement}$: hauteur de l'éprouvette à la fin de la consolidation de la boucle de chargement et rechargement sous la contrainte $\sigma'_{1,chargement}$, et $\sigma'_{2,déchargement}$,

$H_{déchargement}$: hauteur de l'éprouvette à la fin de la consolidation du déchargement,

H_0 : hauteur initiale de l'éprouvette.

L'essai œdométrique nous aide aussi à déterminer le rapport de surconsolidation R_{OC} , qui reflète l'histoire de chargement du massif de sol dans le passé :

$$R_{OC} = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_v} \quad [1.52]$$

avec : σ'_p : pression de préconsolidation,

σ'_v : contrainte verticale en place.

Le sol est dit surconsolidé si le rapport de surconsolidation est supérieur à 1 et normalement consolidé s'il vaut 1.

Les essais œdométriques permettent également d'étudier le phénomène de fluage en effectuant des essais de fluage unidimensionnel (Magnan *et al.*, 1985). L'essai consiste à charger le sol par palier comme un essai œdométrique standard, et à laisser fluer le sol sous charge constante pendant plusieurs jours.

Le fluage est caractérisé en général par l'indice de fluage C_{ae} qui est la pente de la courbe de variation de l'indice des vides sous charge constante entre 1 et 7 ou 10 jours après l'application de charge. Mesri & Godlewski (1977) ont montré que ce paramètre varie comme l'indice de compression du sol C_c . Mesri a proposé une relation proportionnelle entre l'indice de fluage et l'indice de compression C_c :

$$C_{ae} = (0,02 \text{ à } 0,07) C_c \quad [1.53]$$

Les recherches sur l'effet de la charge appliquée sur les valeurs de l'indice de fluage ont montré que l'augmentation de l'indice de fluage C_{ae} , déduit de la pente finale de la courbe de fluage dans les essais, se produit au passage de la pression de préconsolidation déterminée dans les essais œdométriques puis diminue ensuite quand les charges sont plus élevées (Magnan *et al.*, 2001). La figure 1.24 montre les résultats obtenus à partir des essais

œdométriques sur l'argile de Guiche (figure 1.24.a) et l'argile de Cubzac-les Ponts (figure 1.24.b).

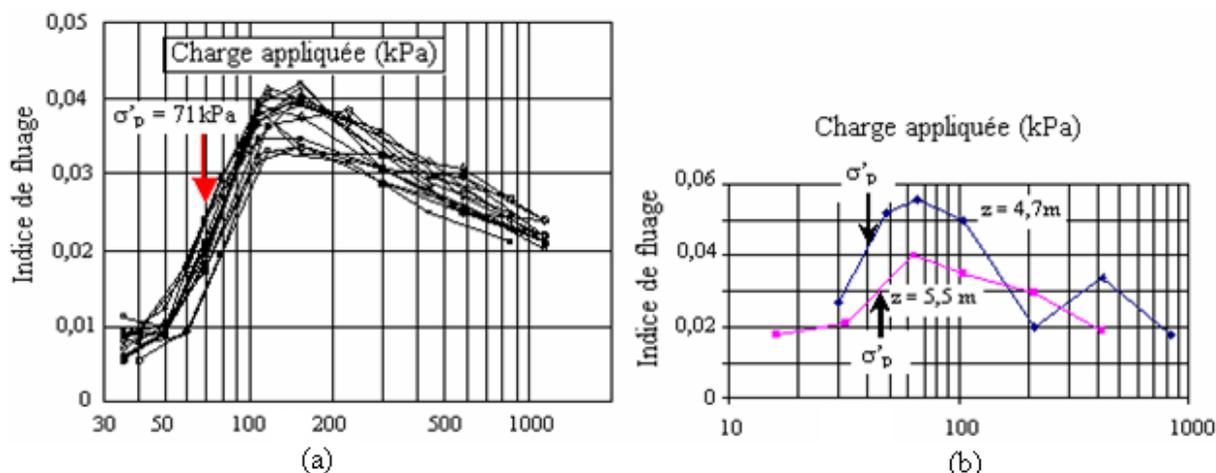


Figure 1. 24 Effet de la charge appliquée sur la variation de l'indice de fluage

Sources d'erreur de l'essai œdométrique

Plusieurs sources d'erreur sont intégrées dans le calcul du module œdométrique et limitent son utilisation pour déterminer les modules en petites déformations. On citera l'exemple du balancier mal équilibré qui entraîne une valeur inexacte du tassement au cours de la sollicitation. Une autre correction à apporter est la compressibilité des pierres poreuses et la flexion du bras de levier, qui influe directement sur le calcul des charges appliquées.

1.3.2.2 Essai triaxial de révolution

L'appareil triaxial de révolution utilisé lors de nos travaux est constitué d'une cellule triaxiale de type Bishop et Wesley (Bishop *et al.*, 1965 ; Bishop et Wesley, 1975) et d'un système de chargement. Le tout est relié à un système d'acquisition (figure 1.25).

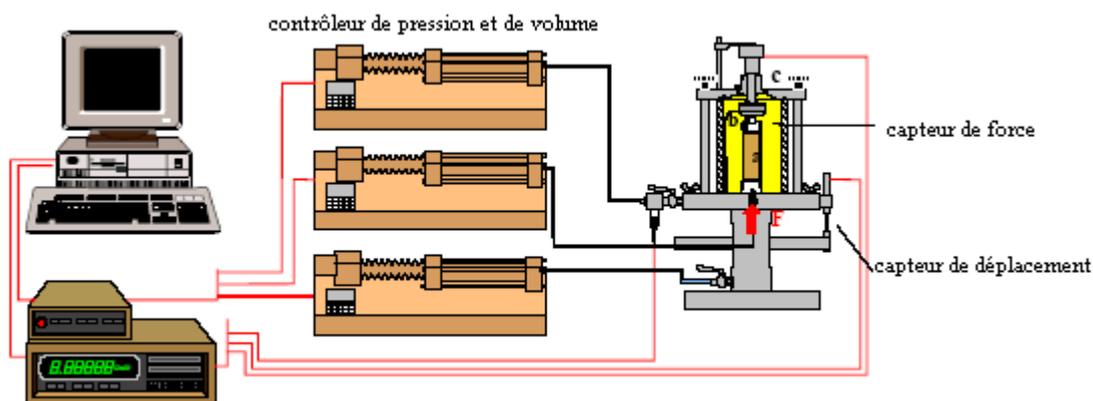


Figure 1. 25 Schéma de l'essai triaxial

L'éprouvette de forme cylindrique est placée dans une enceinte étanche, qui est reliée à différents systèmes de mise en pression et de mesure (figure 1.26.a). La cellule est remplie de fluide (l'huile ou l'eau), ce qui permet d'appliquer à l'éprouvette un champ de contrainte isotrope p ou anisotrope (figure 1.26.b). Les contrôleurs de pression volume (de marque GDS) sont utilisés pour appliquer les sollicitations sur l'éprouvette. Les sollicitations dépendent du type d'essai, qui peut être soit un essai drainé ou non drainé, soit un essai avec ou sans phase

de saturation, de consolidation (isotrope ou anisotrope), suivie par une phase de cisaillement (drainé ou non drainé, chemin de contraintes, K_0, \dots) (figure 1.26.c).

Les essais triaxiaux peuvent être pilotés en vitesse de déformation constante ou contrainte constante.

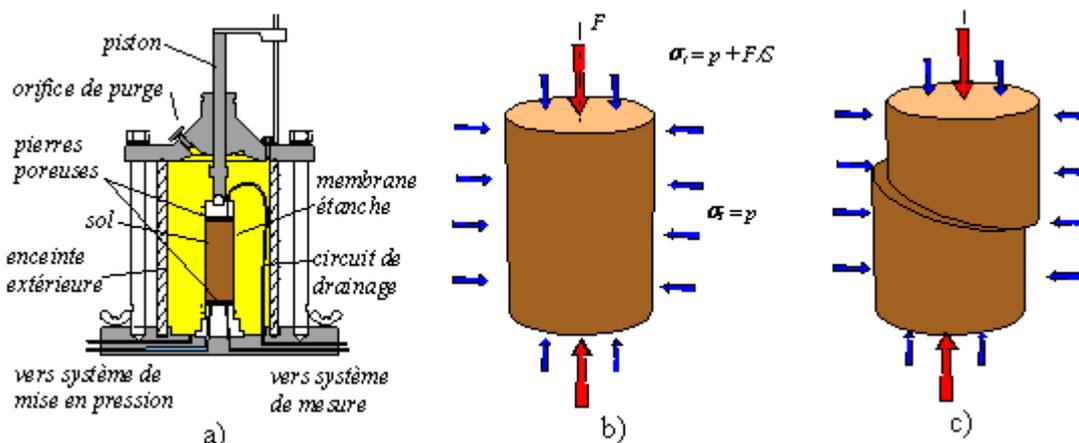


Figure 1. 26 Principe de l'essai triaxial

La détermination du module est faite sur la courbe reliant la contrainte (déviatorique q , contrainte axiale σ'_1) à la déformation (déformation déviatorique, déformation axiale) (figure 1.27).

Généralement, les modules utilisés dans la pratique sont déterminés sur la première partie de la courbe. Le module sécant correspond à un certain niveau de déformation :

$$E_{\tan} = \frac{d\sigma_1}{d\varepsilon_1} ; E_{\sec} = \frac{\sigma_1 - \sigma_{1-0}}{\varepsilon_1} \quad \text{ou} \quad G_{\tan} = \frac{dq}{3d\varepsilon_d} ; G_{\sec} = \frac{q - q_0}{3\varepsilon_d} \quad [1.54]$$

avec $d\sigma$: incrément de contrainte axiale,
 ε_1 : déformation axiale,
 $d\varepsilon_1$: incrément de déformation axiale,
 dq : incrément de contrainte déviatorique,
 ε_d : déformation déviatorique, déterminée par :

$$\varepsilon_d = \sqrt{\frac{2}{9} [(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_1 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2]} \quad [1.55]$$

$d\varepsilon_d$: incrément de déformation déviatorique.

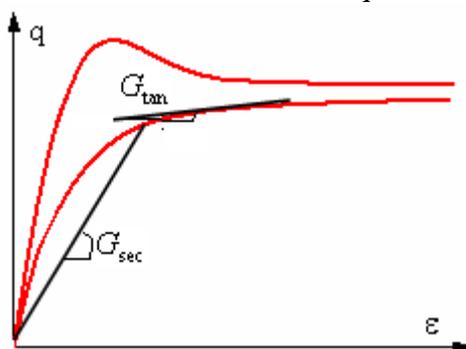


Figure 1. 27 Détermination du module sécant

Les mesures sont obtenues en mesurant l'effort exercé sur l'éprouvette et le déplacement correspondant. L'effort axial est mesuré par un capteur de force, mis au dessus de l'éprouvette. La pression interstitielle dans l'éprouvette est détectée par un capteur de pression

interstitielle, placé sur le circuit de drainage entre le robinet et l'éprouvette. La pression de confinement est égale à la pression du contrôleur de pression de la membrane. Le déplacement est mesuré soit par un capteur global, mis à l'extérieur de la cellule, soit par les capteurs locaux placés directement sur l'éprouvette.

Capteur de déplacement global

Un capteur de type potentiométrique est mis à l'extérieur de la cellule, attaché à l'embase pour mesurer le mouvement vertical (tassement ou gonflement) de l'éprouvette au cours de l'essai.

Capteurs locaux à effet Hall

L'utilisation de capteurs à effet Hall est retenue dans cette étude pour mesurer les déplacements relatifs verticaux ou horizontaux (figure 1.28). L'intérêt principal de ce type de capteur est de permettre des mesures de position ou de déplacement en petites déformations.

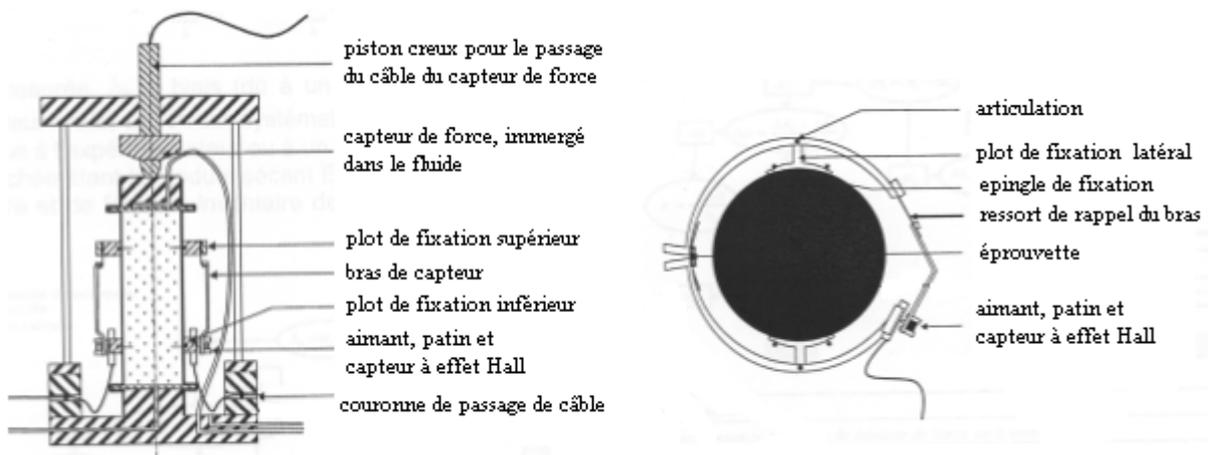


Figure 1. 28 Système de fixation du capteur déplacement vertical et radial

Le principe du capteur à effet Hall est basé sur le fait que si un semi-conducteur traversé par un courant est soumis à un champ magnétique dont les lignes de force sont perpendiculaires à la fois à la plaque et au courant, tout déplacement du semi-conducteur dans le sens du courant génèrera une tension continue.

La déformation de l'éprouvette fait déplacer le patin sur le capteur, ce qui entraîne une variation de la tension de sortie, correspondant à un déplacement déterminé par l'étalonnage.

Sources d'erreur de l'essai triaxial

Les sources d'erreur dans la détermination du module de déformation d'un essai triaxial sont prévisibles par le calcul d'erreur intégrant les incertitudes des systèmes de mesure de l'effort appliqué et du déplacement de l'éprouvette. Par contre, de nombreuses autres sources d'erreurs sont liées au déroulement de l'essai. Nous pouvons citer ici, par exemple, l'influence de la mise en place du système d'application de l'effort vertical sur le résultat de comportement contrainte – déformation.

Le fait d'utiliser un système d'application de l'effort par piston directement sur le chapeau avec une rotule semi-sphérique peut entraîner une partie plate avant la croissance de l'effort

verticale en petites déformations. Ceci est dû au mauvais contact entre le piston et le chapeau au début de l'essai (figure 1.29). Toutefois, cette erreur peut être négligée en utilisant un système d'application d'effort avec un manchon plastique (figure 1.30)

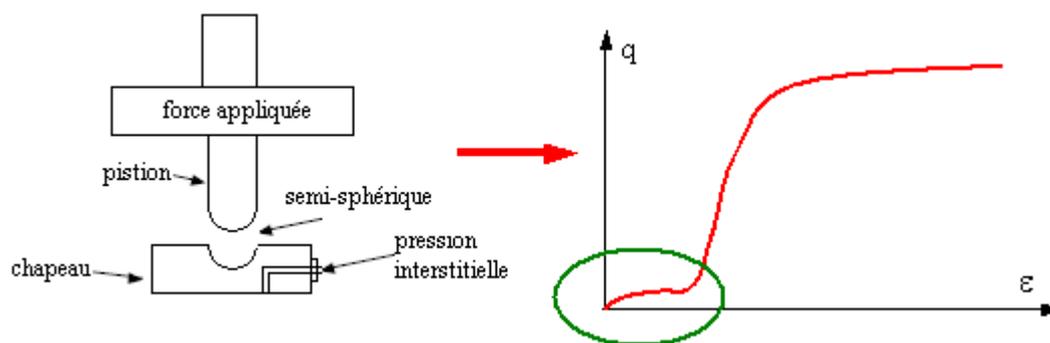


Figure 1. 29 Résultat sans manchon

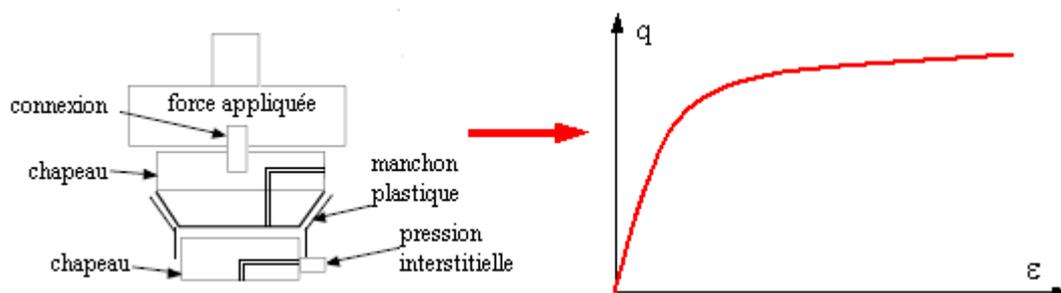


Figure 1. 30 Résultat avec manchon

1.3.2.3 Essai à la plaque et essai de fondation

L'essai consiste à charger et décharger la surface du sol par une plaque rigide qui produit un tassement uniforme en surface (figure 1.31.a) ou dans un forage (essai de fondation) et à mesurer le tassement du sol situé à l'aplomb du centre de gravité de la plaque rigide chargée. Pour cela on utilise une plaque que l'on sollicite avec un vérin placé sous l'essieu d'un camion servant de massif de réaction. Le déplacement est mesuré à l'aide d'un appareil spécifique appelé poutre Benkelman destinée à amplifier le déplacement (figure 1.31.b).

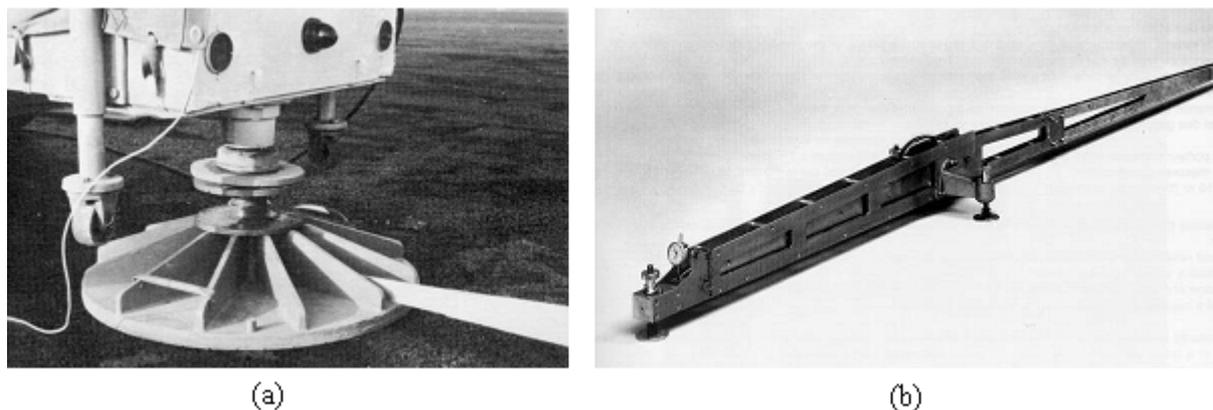


Figure 1. 31 Essai de plaque

L'essai proprement dit consiste à charger la plaque jusqu'à obtenir une pression moyenne sous la plaque de 0,25 MPa pendant 30s au minimum. Lorsque cette pression est atteinte, on attend la stabilisation de la déflexion. Après un déchargement en moins de 5 secondes, on

recharge la plaque à la même vitesse jusqu'à une pression de 0,2 MPa. Les tassements de la plaque au premier, au deuxième chargement et au déchargement sont notés (figure 1.32).

Le module de déformation d'un essai de plaque se calcule d'après la formule suivante :

$$E_{\text{plaque}} = \frac{\pi}{4} (1 - \nu^2) \frac{P \cdot D}{z_2}, \quad [1.56]$$

avec : P : charge appliquée,
 D : diamètre de la plaque rigide,
 ν : coefficient de Poisson,
 z_2 : tassement de la plaque lors de la deuxième chargement, $z_2 = z_1 - z_0$.

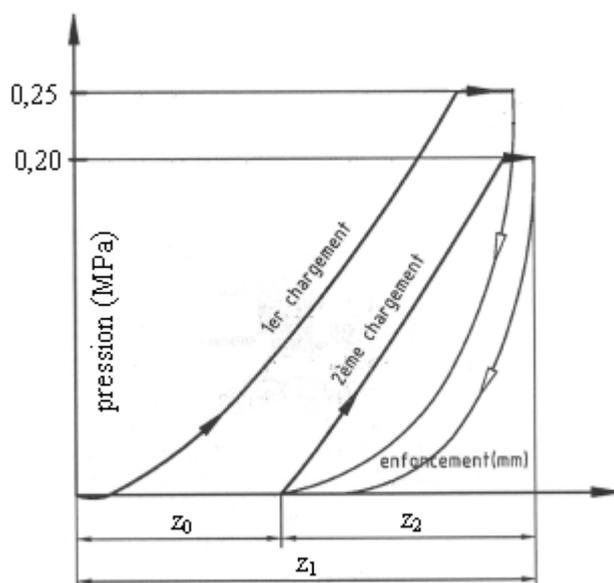


Figure 1. 32 Principe d'un essai de plaque

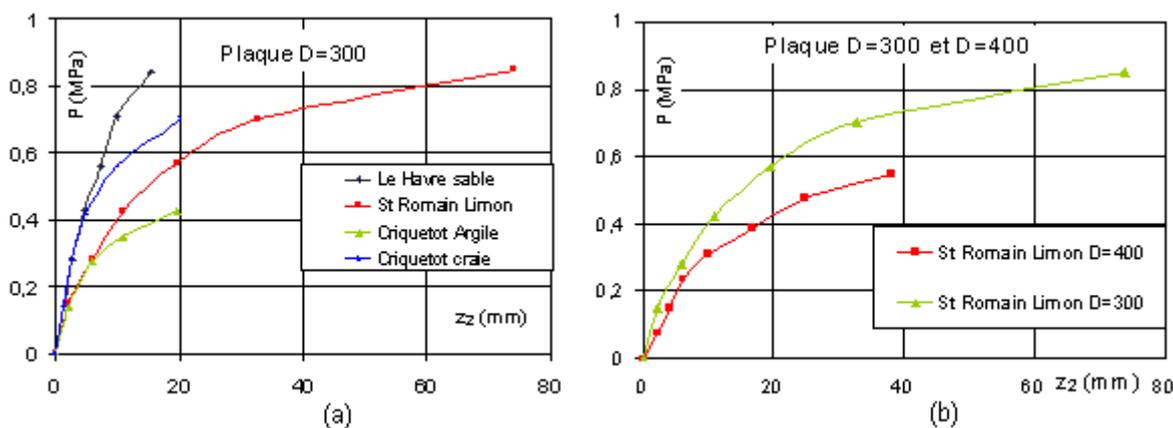


Figure 1. 33 Essai de plaque sur différents matériaux et comparaison de deux dimensions de plaque (Pioline, 1985)

Les deux graphiques de la figure 1.33 mettent en évidence la capacité de l'essai à différencier les types de sol. Cependant, deux inconvénients apparaissent : la susceptibilité de l'essai à la dimension de la plaque utilisée et la nécessité de mobiliser un effort de réaction suffisant pour aller à la rupture.

On voit qu'il est possible d'évaluer la variation du module sécant (ici en fait en MPa/m) avec la déflexion mais il est difficile de remonter aux déformations si une mesure des déplacements n'est pas réalisée en au moins un point sous la plaque.

S'il est possible de tirer quelques informations qualitatives de ce type d'essai, il faut souligner la difficulté d'interprétation liée à la faible dimension des plaques de chargement utilisées, ce qui rend prépondérantes de faibles hétérogénéités de surface. Cet essai n'est pas non plus à l'abri d'une surconsolidation de surface due à la succion ou au réseau racinaire des plantes (malgré le décapage de surface).

1.3.2.4 Pressiomètre Ménard

Le 19 janvier 1955, Louis-François-Auguste Ménard dépose à Paris un brevet d'invention N° 1.117.983, commençant par :

« La présente invention concerne un appareil dénommé « pressiomètre » destiné à l'expérimentation d'un terrain in situ en vue de la détermination subséquente des caractéristiques principales de ce terrain, (...). Selon l'invention, le principe de l'expérimentation in situ consiste à introduire dans un trou de sondage à des profondeurs échelonnées, une cellule cylindrique déformable diamétralement, de diamètre correspondant à celui du trou de sondage et sans réaction élastique propre, que l'on gonfle à la demande et conformément à un programme « pression-temps » approprié, avec un fluide incompressible ».

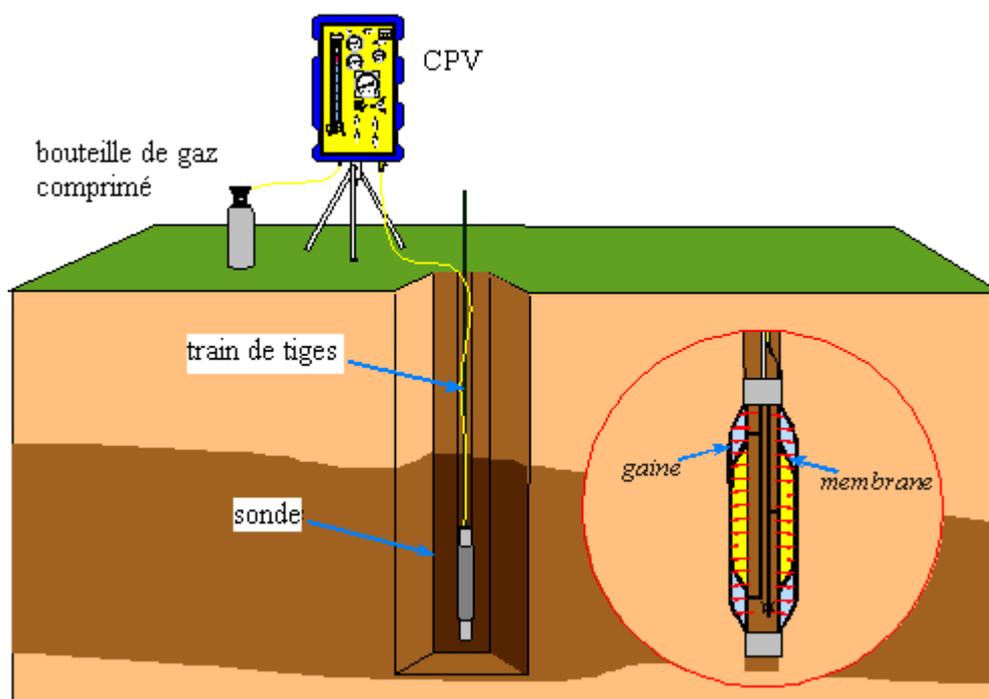


Figure 1. 34 Principe de l'essai pressiométrique

L'essai pressiométrique consiste à dilater radialement dans le sol une sonde cylindrique et à déterminer la relation entre la pression appliquée sur le sol et le déplacement de la paroi de la sonde (figure 1.34). La réalisation de l'essai proprement dit comporte deux opérations : le forage et la réalisation de l'essai pressiométrique lui-même.

Le matériel pressiométrique comprend un contrôleur pression-volume appelé CPV, des tubulures et une sonde (figure 1.34). Le contrôleur est rempli d'eau et connecté à la sonde de

mesure par des tubulures coaxiales ou non en rilsan. Il permet d'envoyer l'eau, jusqu'à une pression d'au moins 5 MPa, à l'aide d'un gaz comprimé et de mesurer le volume injecté par un tube gradué.

Il existe plusieurs types de sonde (Jézequel et Touzé, 1970) mais la plus sonde la plus utilisée est la sonde de type G de 58 mm de diamètre extérieur. L'âme de la sonde est constituée par un unique cylindre métallique servant de support à trois cellules fermées. Les trois cellules sont revêtues d'une gaine en caoutchouc. La cellule centrale est elle-même recouverte par une membrane en caoutchouc qui l'isole des cellules de garde. La division en trois cellules, deux cellules de garde entourant la cellule de mesure, permet d'assurer une déformation à peu près cylindrique de cette dernière (voir Baguelin *et al.*, 1978).

La technique utilisée pour la mise en place de la sonde est le forage préalable. La mise en place de la sonde est l'opération la plus délicate, qui décide de la fiabilité des résultats d'essai.

Une fois la sonde mise en place, l'essai d'expansion peut débuter. Il consiste à appliquer progressivement, par paliers, une pression uniforme sur la paroi du forage et à mesurer l'expansion de la sonde en fonction de la pression appliquée. Il permet d'obtenir le module pressiométrique E_M , la pression limite pressiométrique p_l , la pression de fluage p_f et la pression de contact avec le terrain p_0 .

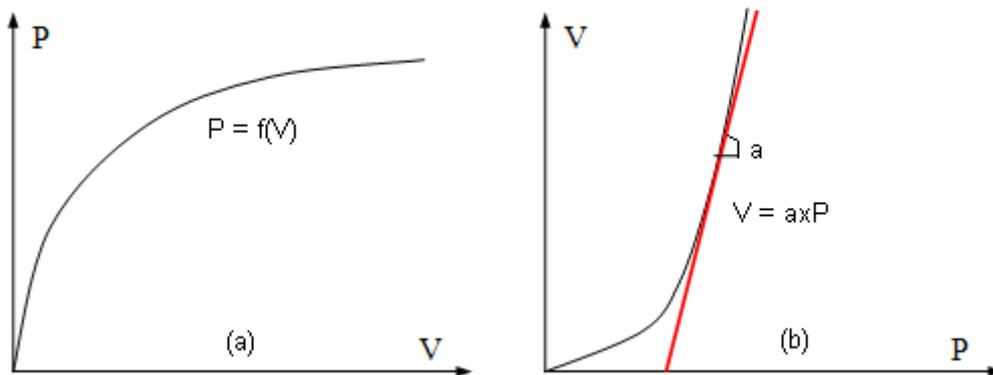


Figure 1. 35 Correction de la membrane et du volume

Les valeurs de la pression lues au manomètre et du volume lues au CPV sont corrigées en utilisant les résultats de l'étalonnage de la sonde avant l'essai. L'étalonnage de la sonde à l'air libre a pour l'objectif de déterminer la résistance propre de la membrane de la sonde (figure 1.35.a). L'étalonnage de la sonde dans un tube rigide pour empêcher le gonflement de la sonde est nécessaire pour déterminer la perte du volume injecté due à la dilatation des tuyaux et aux connexions (figure 1.35.b).

La pression corrigée et le volume corrigé sont déterminés comme suit :

$$\begin{aligned} p_{\text{corrigée}} &= p_{\text{lue}} + \gamma_{\text{eau}} h - f(V_{\text{lue}}) \\ V_{\text{corrigée}} &= V_{\text{lue}} - a \cdot p \end{aligned} \quad [1.57]$$

avec : γ_{eau} : poids volumique de l'eau injectée, égal à 10 kN/m^3 ,

h : hauteur entre la sonde et le CPV,

$f(V_{\text{lue}})$: pression corrigée, déterminé par l'étalonnage de la sonde à l'air libre,

a : coefficient de compressibilité, déterminé par l'étalonnage dans un tube rigide.

La courbe corrigée (figure 1.36) est constituée par une succession de segments de pente m_i , m_E est la valeur m_i la plus faible, dont les limites sont les points $(V_E, p_E, \text{ et } V_{E'}, p_{E'})$. Cette courbe se divise en trois phases :

- phase I : phase de mise en contact de la paroi de la sonde avec le sol,
- phase II : phase pseudo-élastique,
- phase III : phase des grands déplacements.

La phase pseudo-élastique est la courbe pressiométrique dont l'ensemble des segments consécutifs ont une pente inférieure ou égale à β fois la pente m_E , avec :

$$\beta = 1 + \delta p \times \frac{P_{E'} + P_E}{P_{E'} - P_E} + \frac{2 \times \delta V}{V_{E'} - V_E}, \quad [1.58]$$

avec : δp : erreur sur la mesure de pression, égale à 1/100

δV : erreur sur la mesure du volume de liquide injecté : 3 cm³

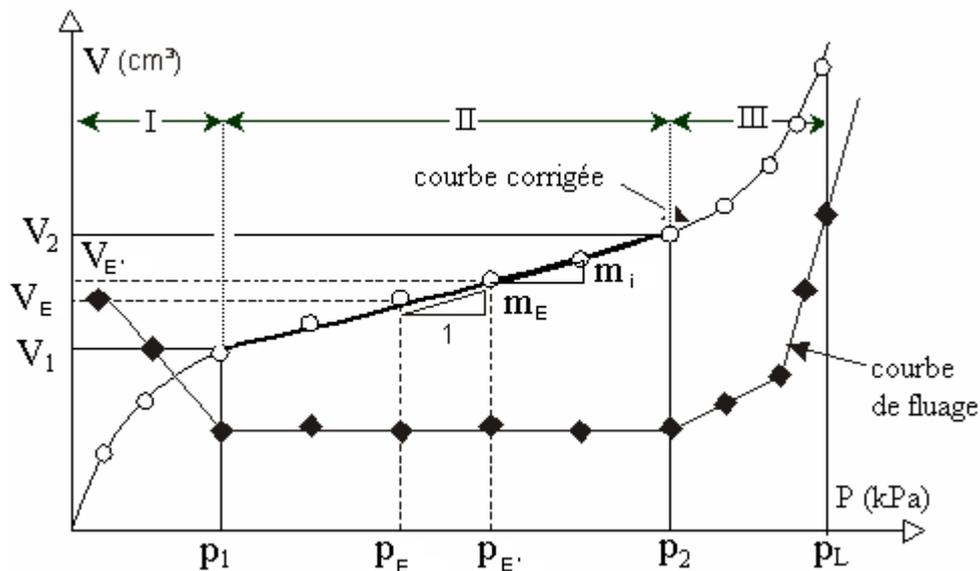


Figure 1. 36 Courbe pressiométrique corrigée

Le module pressiométrique Ménard E_M est déterminé dans la plage pseudo-élastique, en considérant le sol en élasticité linéaire, en déformation plane :

$$E_M = 2(1 + \nu) \left[V_S + \frac{V_1 + V_2}{2} \right] \frac{P_2 - P_1}{V_2 - V_1} \quad [1.59]$$

Un module pressiométrique G_M est également déduit à partir de E_M :

$$G_M = \frac{E_M}{2(1 + \nu)} \quad [1.60]$$

V_S : volume de la cellule centrale (de l'ordre de 535 cm³ pour les cellules standard)

On notera que les principales sources d'erreur résident dans le mode de réalisation de la cavité où va être réalisé l'essai.

1.3.2.5 Pressiomètre autoforeur

Les années 1960 ont vu l'utilisation de l'appareillage pressiométrique conçu par Ménard se répandre dans les entreprises et plus particulièrement dans le réseau des Laboratoires des Ponts et Chaussées. L'utilisation au quotidien du pressiomètre par les praticiens a fait naître des idées d'amélioration.

L'objectif était de diminuer le remaniement de la paroi du trou dû au forage préalable à l'essai pressiométrique Ménard par l'utilisation de l'autoforage (figure 1.37). Cette technique permet, en effet, une pénétration de la sonde dans le terrain par désagrégation à l'avancement du sol qui entre à l'intérieur de la trousse coupante (en France : Jézéquel, 1972 ; Baguelin *et al.*, 1973 ; Baguelin et Jézéquel, 1975 ; Baguelin et Jézéquel, 1977 ; Jézéquel et Le Mehauté, 1978 ; au Royaume Uni à Cambridge ; Hughes *et al.*, 1975 ; Wroth, 1982).

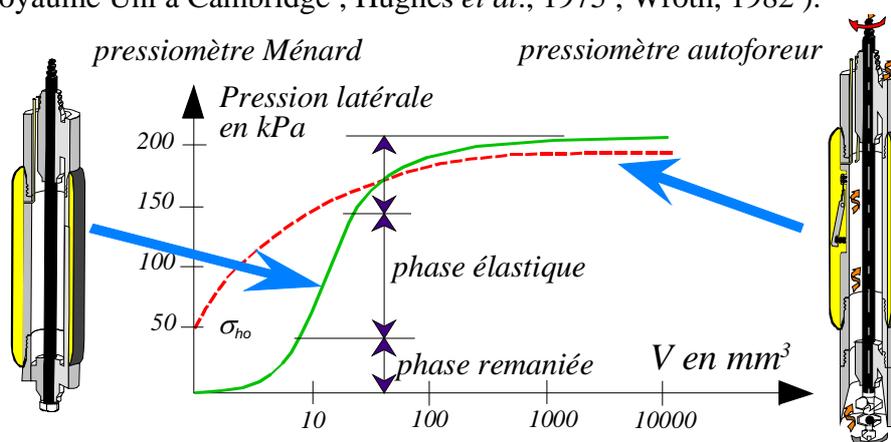


Figure 1. 37 Comparaison entre le pressiomètre Ménard et le pressiomètre autoforeur

De ce fait, l'appareil crée son trou de forage à l'avancement et le sol vient en contact avec la cellule de mesure avec un très faible remaniement. On évite ainsi :

- la remontée de la sonde après chaque essai,
- la pollution de la zone à tester par le fluide de forage,
- le décompactage du terrain entre la fin du forage et la mise en place de la sonde pressiométrique, dans le cas d'un forage préalable,
- le refoulement du sol à l'introduction de la sonde pressiométrique, dans le cas de la mise en place par refoulement.

Le corps de la sonde est donc creux pour pouvoir loger l'outil de désagrégation et son système d'entraînement. À l'origine la mise en rotation de l'outil désagrégateur était manuelle, puis un moteur hydraulique fut installé au-dessus de l'appareil. La dernière version plus modulaire comporte un module d'autoforage à la base de l'appareil. De ce fait, le diamètre de la sonde avait été augmenté pour laisser la surface nécessaire à l'évacuation des sédiments. Cette dernière sonde développée, appelée P.A.F. 76 (pour pressiomètre auto-foreur et année de développement), de diamètre 132 mm, nécessite l'utilisation d'une sondeuse de taille conséquente. C'est cette sonde qui est à l'heure actuelle utilisée par l'équipe du Laboratoire Régional de St Brieuc.



Figure 1. 38 Les différents pressiomètres autoforeur : PAF 68, PAF 76 (a), Camkomètre (b)

Il existe plusieurs versions du pressiomètre autoforeur, développées au sein des Laboratoires des Ponts et Chaussées, avec des géométries de la sonde différentes (figure 1.38.a). Au moment de nos travaux, il ne subsistait qu'un seul PAF 76 opérationnel dans une configuration de type prototype. Le seul constructeur ayant, encore actuellement, un pressiomètre autoforeur au catalogue est Cambridge Insitu (figure 1.38.b, Cambridge Insitu, 2000) avec le pressiomètre développé par Wroth à Cambridge (Windle et Wroth, 1977 ; Wroth, 1982). Cet appareil est cité dans un certain nombre de publications internationales et est utilisé sur des chantiers de grande envergure.

L'appareil est enfoncé dans le sol par un système de désagrégation, soit par les outils désagrégateurs rotatifs, soit par lançage en utilisant un jet d'eau à haute pression (Benoît, 1983 ; Benoît *et al.*, 1995). L'appareil est aussi équipé d'un circuit pour remonter les copeaux du forage en surface. Le choix de la forme ou de la position des outils désagrégateurs, de la pression du jet d'eau dépend du type de sol.

Une fois la sonde mise en place, la procédure qui suit est semblable à celle d'un essai pressiométrique Ménard. Les modules de déformation sont déterminés par les formules :

$$E_{PAF} = 2(1+\nu) \frac{\Delta P}{\frac{\Delta V}{V_0}} \quad [1.61]$$

$$G_{PAF} = \frac{E_M}{2(1+\nu)} = \frac{\Delta P}{\frac{\Delta V}{V_0}} \quad [1.62]$$

Certains pressiomètres autoforeurs (Camkomètre, par exemple) sont équipés d'un capteur de pression, placé à l'intérieur de la sonde pour détecter la pression du sol appliquée sur la sonde, de capteurs de déplacements radiaux pour mesurer le gonflement de la sonde et d'un capteur de pression interstitielle afin de mesurer la surpression d'eau au cours de l'essai. Les modules de déformation peuvent être également déterminés dans ce dernier cas à partir de la pression et de la déformation :

$$E_{PAF} = (1 + \nu) \frac{\Delta P}{\frac{\Delta D}{D_0}} = (1 + \nu) \frac{\Delta P}{\varepsilon_R} \quad [1.63]$$

$$G_{PAF} = \frac{E_M}{2(1 + \nu)} = \frac{\Delta P}{2 \times \frac{\Delta D}{D_0}} = \frac{\Delta P}{2 \times \varepsilon_R} \quad \text{avec } \varepsilon_R : \text{déformation radiale} \quad [1.64]$$

La correction de la pression et du volume s'effectue de façon analogue à l'essai pressiométrique Ménard. Pour de plus fortes pressions, une correction sur l'amincissement de la membrane sous les touches des palpeurs peut être nécessaire.

1.3.2.6 Essai pressiométrique avec un Système de Tubage Auto-foré (STAF)

Le STAF (Système de Tubage Auto-Foreur) est une méthode de forage pressiométrique de type TFEM (Tube Fendu ouvert avec Enlèvement simultané des Matériaux) conformément à la Norme NFP 94-110-1. Il s'agit un système breveté et d'une marque déposée par la société GEOMATECH (Arsonnet *et al.*, 2005).

Il est particulièrement recommandé pour la mise en place du tube fendu dans les terrains dits de couverture ou peu homogènes. Ce nouveau système de forage peut être réalisé avec tous les types de sondeuses géotechniques équipées d'une roto-percussion hydraulique. La mise en place du tube fendu se fait simultanément au forage, sans remaniement des parois. Cette nouvelle méthode apporte selon ses inventeurs une amélioration déterminante du mode opératoire et des résultats.

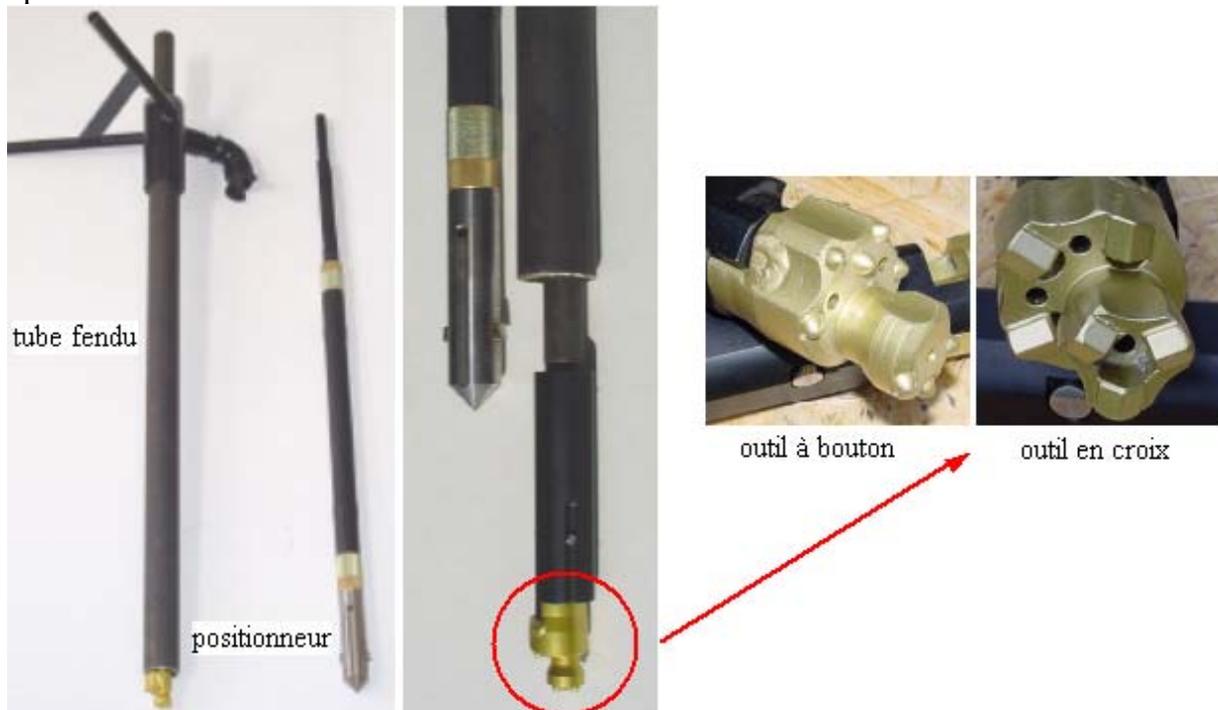


Figure 1. 39 Tubage et positionneur de sonde, outil STAF

Un équipement STAF (figure 1.39) complet est composé :

- d'un ensemble de tubage avec ses têtes de frappe et de décharge, ses tubes allonge et son tube fendu,

- d'un lot d'outils composé des tiges et raccords avec porte outil et outils STAF en croix ou à boutons,
- d'un positionneur de sonde avec les tiges adéquates,
- d'un système d'extraction.

L'essai STAF consiste à faire un forage roto-percuté avec l'outil STAF et à mettre en place simultanément un tube fendu ouvert (1). Le train de tiges et l'outil déployable sont ensuite enlevés sans altération des parois du forage pressiométrique (2, 3). À l'aide du positionneur de sonde, l'opérateur positionne la sonde pressiométrique de type G de diamètre 44 mm à l'intérieur du tube fendu (4). La sonde est ainsi parfaitement centrée à l'endroit des fentes du tube fendu. Les essais pressiométriques peuvent commencer selon la procédure classique décrite dans la norme NF P 94 110-1. La tubulure coaxiale ou jumelée est protégée par la colonne du tube STAF sans risque de pincement. Les essais pressiométriques sont effectués en remontant, grâce à un système d'extraction prévu à cet effet (5). La société développant la technique préconise de forer jusqu'à la cote finale et de réaliser les essais en une seule passe. L'acquisition des données pressiométriques est assurée par un enregistreur qui équipe le Pressiomètre.

La figure 1.40 présente la mise en place du STAF avec les phases consécutives.

La détermination du module de déformation par les essais de STAF est identique à celle de l'essai pressiométrique Ménard.

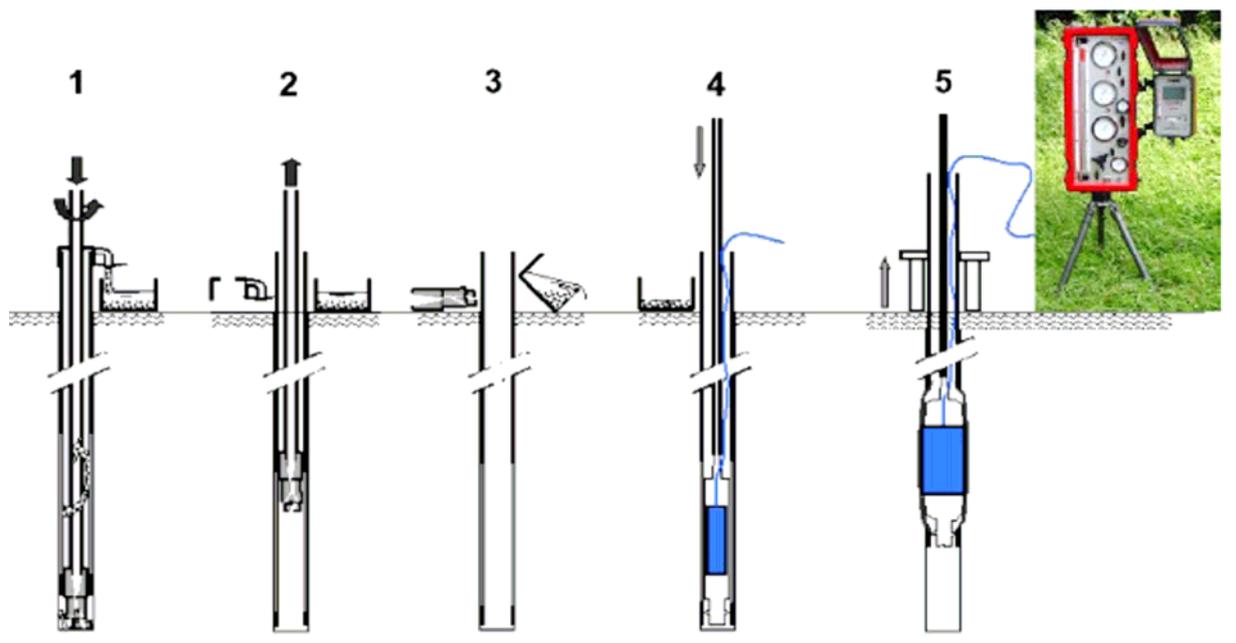


Figure 1. 40 Principe de l'essai STAF

1.3.2.7 Triaxial *in situ*

Cet essai consiste à recréer *in situ* les conditions d'essai de l'essai triaxial de laboratoire. Récemment des essais triaxiaux *in situ* ont été développés au Japon principalement pour les roches et découlent de l'essai de surcarottage (figure 1.41) (Tani, 1999). Les deux premiers essais triaxiaux *in situ* (se trouvent à gauche de la figure 1.41) sont réalisés à partir de la surface sur des tailles de carotte respectivement de 35mm et 100mm. La force verticale développée par la force de confinement dans le premier essai exige une réaction par ancrage.

Cette force disparaît dans le second essai, où un cylindre suffit à confiner la pression cellulaire.

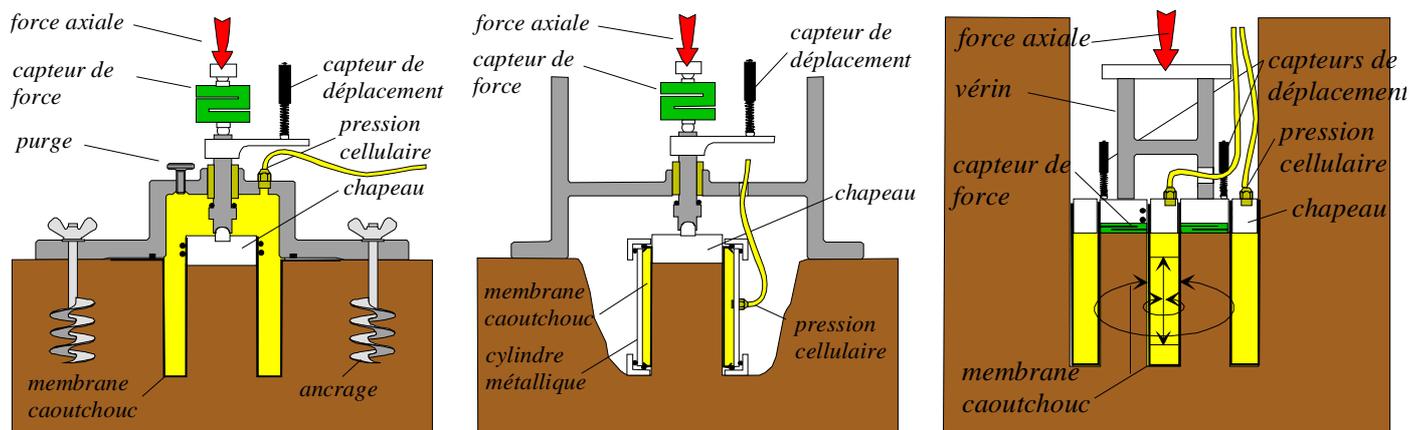


Figure 1. 41 Essai triaxial *in situ* : brevet Ishibashi, brevet Fukushima, brevet CRIEPI, d'après Tani, (1999)

Le dernier essai consiste à réaliser une éprouvette cylindrique creuse avec tout ce que cela implique : possibilité d'imposer une pression intérieure différente de la pression extérieure, possibilité d'appliquer un couple de torsion, ce qui autorise la réalisation d'une simulation de l'essai d'expansion d'une cavité cylindrique et la mesure d'un module de torsion. Les dimensions utilisées lors des premiers tests sont un diamètre intérieur de 85mm, un diamètre extérieur de 400mm et une hauteur de 1000mm. Ces dimensions permettent de mettre en place aisément un système de mesure des déplacements.

Peu de résultats et d'interprétation de ces résultats ont été publiés exposant les essais réalisés avec ces appareils.

1.3.3 Groupe A, méthodes sismiques ou géophysiques

Le groupe A est représenté par les méthodes sismiques mettant en œuvre la mesure de la vitesse de propagation des ondes de cisaillement et de compression dans le domaine des très petites déformations, de l'ordre de 10^{-6} à 10^{-4} .

Pour effectuer ces mesures, on crée, en général par un moyen mécanique, une perturbation en un point du site qui donne naissance à des ondes de volume dont on mesure le temps de propagation jusqu'à un autre point du milieu dont la distance à la source est connue. Pratiquement, les énergies mises en jeu sont suffisamment faibles pour que les déformations découlant de ces essais restent petites, ce qui induira que le sol reste dans un domaine élastique.

Au laboratoire, les essais aux éléments piézo-électriques (bender elements) et à la colonne résonante sont deux représentants de ce groupe. *In situ*, cette méthode est largement utilisée : les essais de surface avec les méthodes de réflexion, de réfraction, et des ondes de surface ; les essais réalisés dans les forages avec les essais de down-hole, cross-hole et le sismo-cône.

Les essais de laboratoire consistent à faire propager des ondes de cisaillement ou de compression dans une éprouvette pour l'essai de sollicitation par éléments piézo-électriques et à la mettre en résonance par des vibrations en flexion ou en torsion pour un essai à la colonne résonante.

Le module de cisaillement G déterminé par cette méthode est calculé à partir de la vitesse de propagation d'ondes en utilisant la formule :

$$G_{\max} = \rho V_S^2 \quad [1.65]$$

avec: ν : coefficient de Poisson, $\nu = \frac{V_P^2 - 2V_S^2}{2(V_P^2 - V_S^2)}$ [1.66]

V_S, V_P : vitesse de propagation des ondes de cisaillement et de compression,

$$V_{P,S} = \frac{L}{\Delta t} \quad [1.67]$$

L : longueur de propagation des ondes,

Δt : temps de propagation des ondes,

ρ : masse volumique de l'éprouvette ou du sol.

Le module d'Young peut être également déterminé au moyen de l'expression :

$$E_{\max} = 2(1 + \nu)G_{\max} = 2(1 + \nu)\rho V_S^2 \quad [1.68]$$

1.3.3.1 Éléments piézo-électriques ou *Bender elements*

La méthode des *bender elements*, développée à la fin des années 1970, est largement utilisée depuis ces dernières années avec un essor considérable en géotechnique expérimentale. L'essai avec des *bender elements* peut être associé à un grand nombre d'essais de laboratoire tels que : l'essai triaxial, l'essai de cisaillement, de torsion, l'essai sur cylindre creux,... pour évaluer le module de déformation élastique (Dyvik et Madshus, 1985 ; Lohani *et al.*, 1999 ; Dano, 2001 ; Sharifipour, 2006).

L'équipement est constitué d'éléments piézo-électriques qui permettent de suivre l'évolution des déformations des sols pour de très faibles amplitudes. La partie active des capteurs, d'une longueur de 10 mm et d'une largeur de 1 mm environ, pénètre dans l'éprouvette sur une profondeur de 2,5mm (figure 1.42).

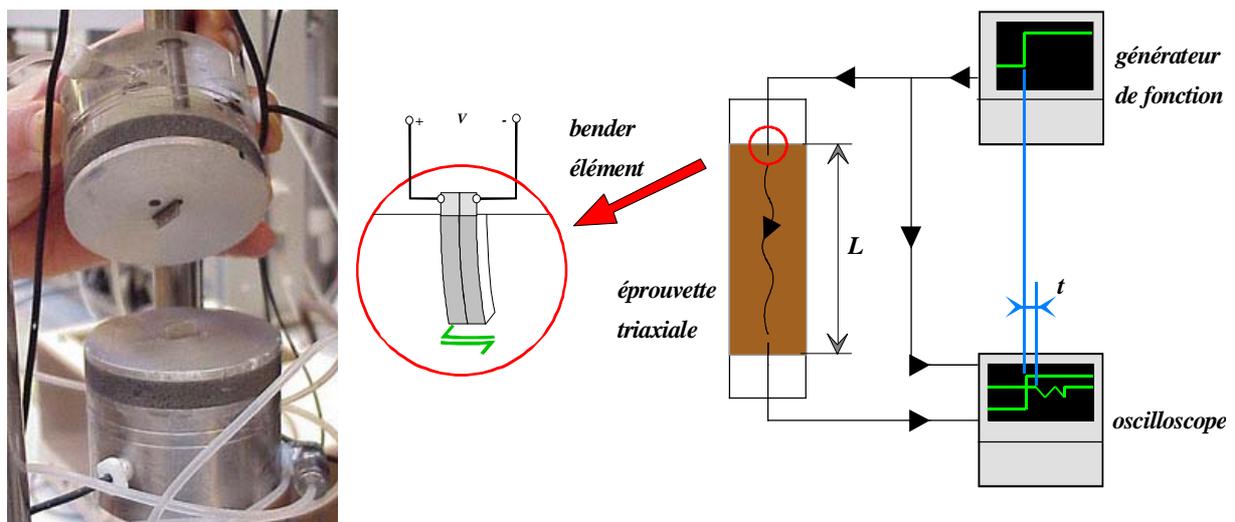


Figure 1. 42 Schéma de l'essai par éléments piézo-électriques

Ils fonctionnent toujours par deux : un émetteur et un récepteur. Les matériaux piézo-électriques présentent la particularité de transformer l'énergie électrique en énergie de déformation élastique, et inversement. Lorsque le capteur émetteur est soumis à une tension électrique, de forme carrée ou sinusoïdale et de fréquence réglable, l'impulsion génère les vibrations tangentiellles ou longitudinales des lamelles constituant le capteur. Ces vibrations se

propagent dans l'échantillon sous la forme d'une onde de cisaillement ou de compression. Parvenues sur le récepteur, ces vibrations se traduisent par l'apparition d'un courant électrique. Le signal est amplifié avant d'être recueilli sur un oscilloscope ou une carte d'acquisition placée dans un ordinateur pour être finalement comparé au signal d'entrée.

La détermination du module de cisaillement G_{\max} ou du module Young E_{\max} est faite à partir du temps de parcours et de la distance de propagation des ondes dans l'éprouvette en utilisant les équations [1.65], [1.67] et [1.68].

Plusieurs travaux de recherche montrent que le temps de traversée Δt peut être assimilé à l'intervalle entre les pics S et D de l'impulsion d'entrée et de l'impulsion de sortie (Viggiani et Atkinson, 1995 ; Lohani *et al.*, 1999 ; Kawaguchi *et al.*, 2001 ; Sharifipour, 2006). Un exemple de l'expérimentation de Kawaguchi (2001) sur deux éprouvettes de hauteurs différentes aide à prouver la pertinence de cette méthode de détermination du temps de parcours (figure 1.43).

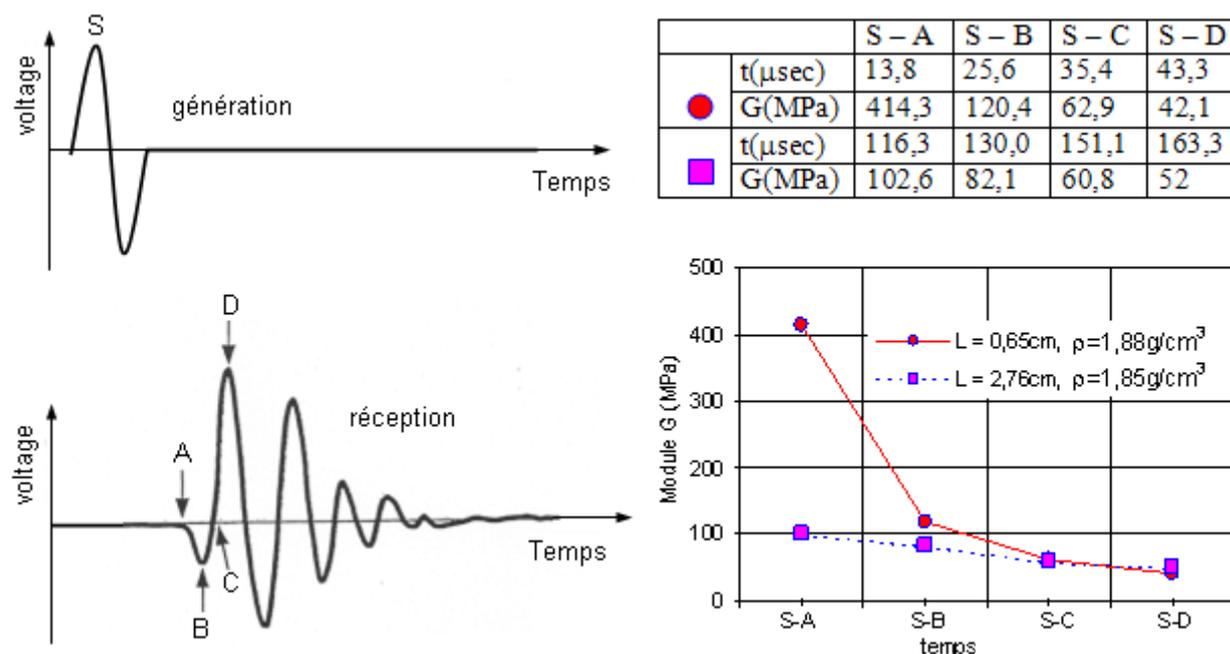


Figure 1. 43 Détermination du temps parcours, d'après Kawaguchi, (2001)

La distance de propagation des ondes L est une longueur effective, pour ne pas dire fictive, de parcours de l'onde au travers de l'échantillon. Il s'agit du chemin le plus court, c'est à dire la ligne droite entre l'émetteur et récepteur. De nombreuses études (Dyvik et Madshus, 1985 ; Viggiani et Atkinson, 1995 ; Brignoli *et al.*, 1996) ont montré que la distance à prendre en compte dans le calcul de la vitesse de propagation d'une onde est la distance entre les deux extrémités libres des capteurs émetteur et récepteur. La non prise en compte de la longueur de pénétration des capteurs dans l'échantillon induit une surestimation du module de cisaillement d'environ 2,5% (Dano, 2001).

Cette technique possède des avantages comme :

- le faible encombrement des capteurs piézo-électriques,
- le contact direct entre les capteurs et le sol testé,
- la simplicité de la technique expérimentale.

Ces qualités justifient le développement de la technique des éléments piézo-électriques, toutefois, cette technique connaît aussi des défauts :

- l'usure prématurée de la couche isolante des capteurs,
- la variabilité technologique des dispositifs au niveau de la géométrie des capteurs,
- la gamme de déformation étant fixée, il n'est pas possible de suivre l'évolution du module sécant avec le niveau de déformation,
- la mise en œuvre impérativement rectiligne entre l'émetteur et le récepteur.

L'essai de transmission d'ondes par éléments piézo-électriques est un essai assez simple à réaliser. Par contre le résultat dépend beaucoup de la mise en œuvre de l'essai, de la façon de déterminer le temps de parcours, de la hauteur de propagation, et de la densité de l'éprouvette. Les résultats obtenus sont parfois très aléatoires. Une synthèse des essais croisés sur le sable de Toyoura, lancés lors du Symposium IS Lyon 2003 dans le but de déterminer le module de déformation de cisaillement maximal G_{max} dans le domaine des très petites déformations par la méthode des « bender elements », a montré la dispersion des résultats expérimentaux de cette méthode (Sharifipour, 2006). Quelques conclusions peuvent être tirées de ces essais croisés :

- malgré les conditions expérimentales strictes, il existe une dispersion assez importante des résultats qui se manifeste à la fois sur la valeur de l'indice des vides et sur la valeur du module de cisaillement (de 80 kPa à 350 kPa pour le module de cisaillement sous chargement isotrope, à une contrainte moyenne effective de 400 kPa, pour un même indice des vides), (figure 1.44),
- la dispersion est d'autant plus grande que la contrainte effective appliquée est faible mais ne semble pas dépendre de l'indice des vides,
- la dispersion est également moindre pour les échantillons saturés par rapport aux échantillons secs,
- la dispersion semble également plus importante sur des essais en cellules œdométriques et lors des essais de cisaillement direct : cela peut être dû à une propagation trop courte et au frottement sur les parois rigides.

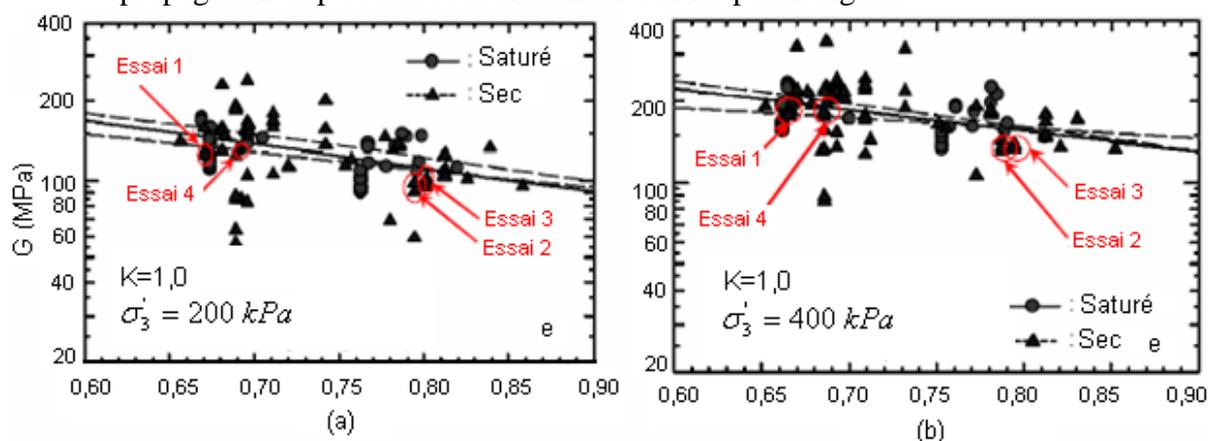


Figure 1. 44 Dispersion des résultats expérimentaux lors des essais croisés sur le sable de Toyoura, d'après Dano (2001)

1.3.3.2 Colonne résonante

La résonance est le phénomène d'amplification de la vibration d'un sol lorsque la fréquence de l'impulsion périodique qui lui donne naissance est voisine de la fréquence naturelle du sol. Le principe de l'essai consiste à mettre en vibration forcée une éprouvette et à augmenter la fréquence de la sollicitation jusqu'à la mise en résonance suivant le mode fondamental de

vibration. Les vibrations appliquées peuvent être de nature longitudinale, transversale ou de torsion (figure 1.45).

Les premiers essais à la colonne résonante réalisés sur des éprouvettes de sol remontent aux années 1930 lorsque Ishimoto et Lida (1937) commencèrent à appliquer des vibrations longitudinales et transversales à des argiles et des limons non saturés. Toutefois, les colonnes résonantes connurent un nouvel essor à partir des années 1960, notamment avec l'oscillateur de Hardin (Hardin *et al.*, 1963 ; Hardin et Music, 1965). Depuis lors, les appareillages n'ont cessé de se perfectionner et ce type d'essai fait partie des essais classiques de laboratoire pratiqués dans de nombreux pays à forts risques sismiques.

L'éprouvette de sol de forme cylindrique est fixée à un support fixe qui possède une grande inertie et qui rend le mouvement nul ($z=0$) à la base durant la vibration. À l'autre extrémité de cette éprouvette, des appareils attachés à cette éprouvette permettent de produire l'excitation sinusoïdale et aussi de mesurer les amplitudes de vibrations. La sollicitation est appliquée par l'intermédiaire de bobines électromagnétiques. La fréquence du courant alternatif est ajustée de manière à obtenir la résonance de l'éprouvette. La connaissance de cette résonance permet la détermination du module de cisaillement et aussi le calcul de la distorsion de l'éprouvette. Il est possible de mesurer les modules dynamiques du sol sous les sollicitations vibratoires décrites précédemment pour des amplitudes inférieures à 10^{-4} . Le sol reste dans un domaine élastique et l'essai est non destructif, ce qui autorise de réaliser sur la même éprouvette plusieurs essais en changeant les conditions ambiantes (température, contrainte).

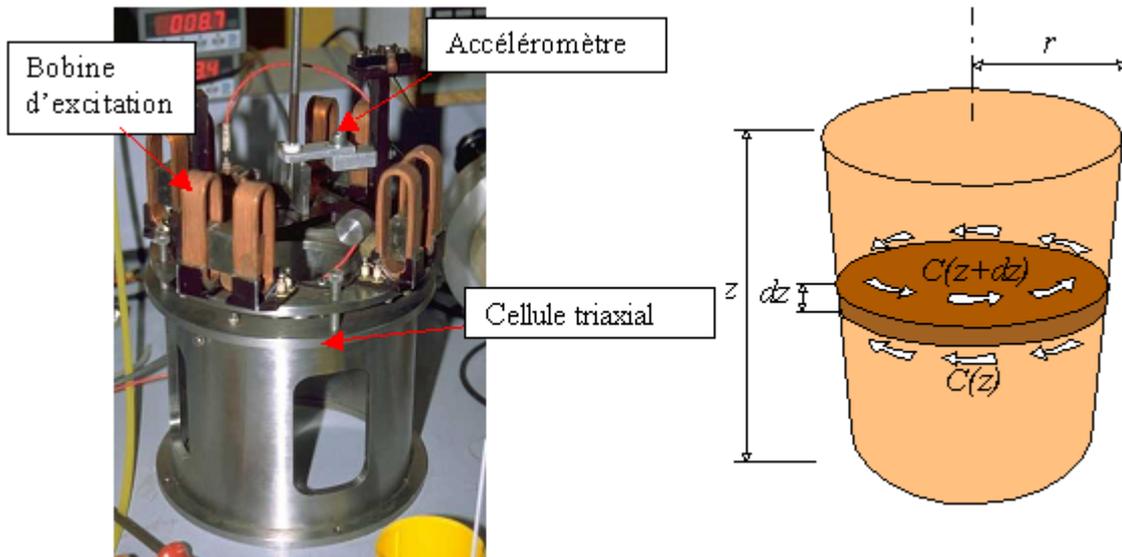


Figure 1. 45 Essai à la colonne résonante

La sollicitation des éprouvettes peut être en torsion ou en flexion selon le mode d'alimentation des bobines comme montré sur la figure 1.46 (Hardin *et al.*, 1963). Il est en effet possible d'alimenter les quatre bobines simultanément ou seulement deux placées sur le même diamètre. L'essai à la colonne résonante en torsion consiste à déterminer le module de cisaillement G , et en flexion à déterminer le module d'Young.

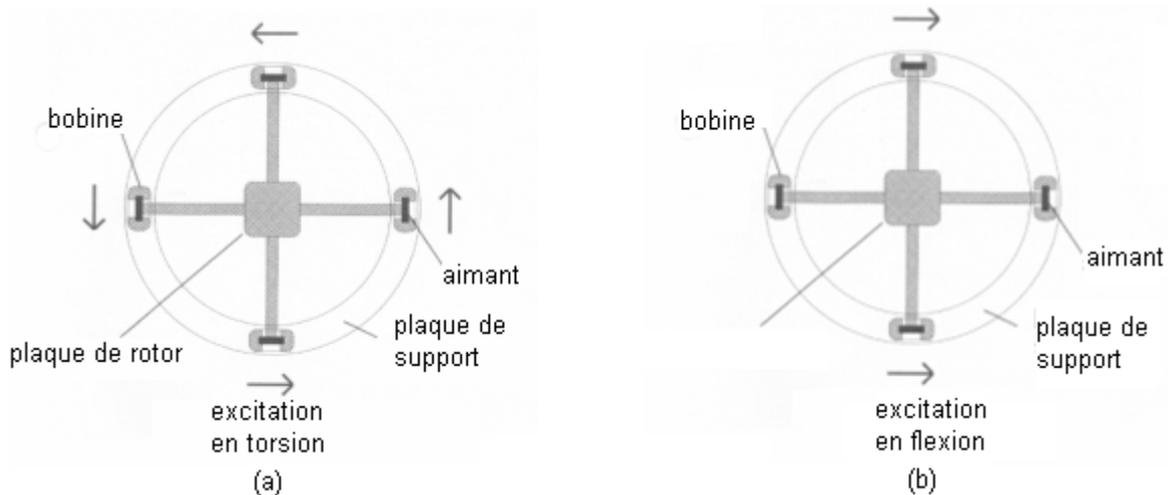


Figure 1. 46 Mode de sollicitation d'un essai à la colonne résonante

Le module de cisaillement G est calculé par la formule [1.64]. Par contre, la vitesse V_s de cisaillement, est déterminée par :

$$V_s = \frac{2\pi fL}{\beta} \quad [1.69]$$

f : fréquence de résonance,

β : coefficient, qui dépend du moment d'inertie de l'éprouvette et du système de mise en résonance, déterminé par :

$$\frac{I}{I_0} = \beta \tan(\beta) \quad [1.70]$$

$$I = \frac{mD^2}{8} \quad [1.71]$$

avec : I_0 : moment d'inertie d'étalonnage, dépendant du système. Il se calcule par étalonnage à l'aide d'éprouvettes en aluminium de différentes inerties et de masses additionnelles à placer sur le chapeau. Il est égal à 0,0039844 pour le système utilisé au LCPC,

I : moment d'inertie de l'éprouvette,

L : hauteur de l'éprouvette,

D : diamètre de l'éprouvette.

1.3.3.3 Essai de propagation d'ondes de surface (méthode SASW)

L'onde de surface est générée par une source qui peut être une chute d'une masse ou d'utilisation d'un explosif. Cette onde, qui représente près de la 2/3 de l'énergie en surface, est enregistrée par un réseau des géophones en surface. Le mouvement particulière est ellipsoïdal dans le plan vertical. L'onde de surface est plus lente que l'onde de compression ou de cisaillement (figure 1.47).

L'étude de la propagation des ondes de surface permet de remonter à un profil de vitesses de cisaillement. En effet, leur profondeur de pénétration est de l'ordre de la longueur d'onde. Les petites longueurs se propagent dans la zone superficielle tandis que les grandes longueurs d'ondes pénètrent dans les terrains plus profonds. Il en résulte une variation de la vitesse de propagation en fonction de la fréquence des ondes émises.

La vitesse de propagation de l'onde qui représente l'inverse de la pente des droites, est obtenue en rapportant le temps de parcours de l'onde, entre le point d'émission et le point de

réception en fonction de la distance à la surface (Athanasopoulos et Pelekis, 1997 ; Tokimatsu *et al.*, 1991).

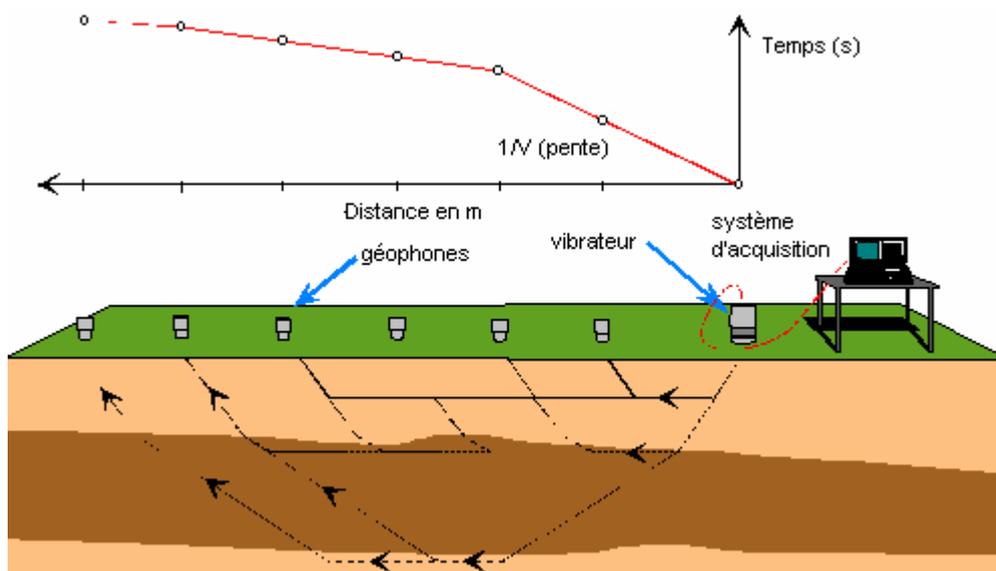


Figure 1. 47 Schéma de l'essai des ondes en surface, méthode de réfraction sismique

Cette méthode présente l'avantage de ne pas requérir de forage et elle est facile à mettre en œuvre. Mais l'inconvénient réside dans le fait que l'onde émise se propage aux interfaces des couches, et ne permet pas d'obtenir une valeur moyenne de la vitesse pour la couche considérée.

1.3.3.4 Essai cross-hole

Le principe de la méthode cross-hole est de mesurer la vitesse des ondes sismiques entre forages (deux ou trois forages), de manière à accéder aux caractéristiques du massif à une profondeur donnée. Une source, générant des ondes de cisaillement de forte énergie, à propagation horizontale et à polarisation verticale, est placée dans un forage à une profondeur déterminée. Des sondes de réception, équipées de trois géophones orientés dans les trois directions (un verticale et deux horizontales), sont placées dans les autres forages voisins à la même profondeur. La géométrie des forages doit être très précisément déterminée par des relevés topographiques et inclinométriques (figure 1.48).

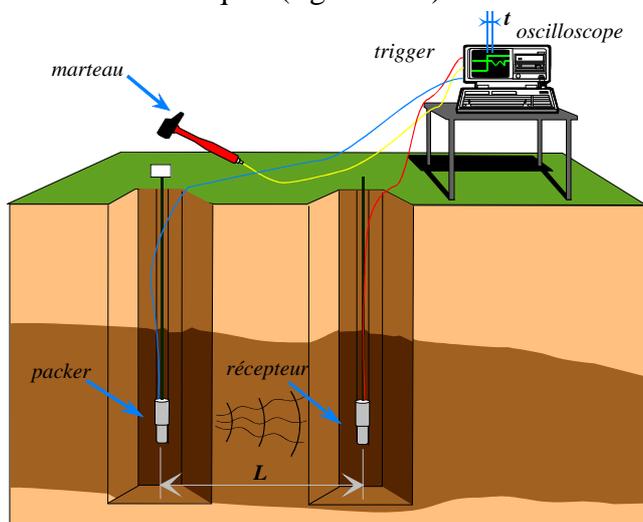


Figure 1. 48 Schéma de l'essai cross-hole

L'exploitation des mesures consiste à déterminer la différence de temps de parcours de l'onde considérée entre les trajets qui, rapportée à la distance entre les forages, conduit à la vitesse de l'onde.

L'essai cross-hole peut être utilisé dans un terrain libre ou au-dessous d'une surface possédant des fondations d'une machine ou d'un ouvrage pour laquelle cette technique est la plus avantageuse. En général, l'essai de cross-hole représente le meilleur essai *in situ* pour la détermination des paramètres dynamiques du sol (module de cisaillement et amortissement).

1.3.3.5 Essai down-hole

Dans la méthode down-hole, aussi appelée PSV (Profil Sismique Vertical), la mesure des vitesses de propagation d'ondes est faite le long d'un forage. L'émission du signal a lieu à la surface du sol et la réception se fait à l'aide de capteurs placés dans le forage. Il s'agit alors de procéder à l'émission avec une source d'énergie (frappe d'un massif par exemple) qui donne naissance à une forte proportion d'ondes de cisaillement (figure 1.49). Les récepteurs sont mis dans le forage à différents niveaux. Chaque récepteur enregistre, à sa profondeur, les temps d'arrivée des ondes primaires et secondaires. Les valeurs obtenues dans cet essai correspondent aux caractéristiques du terrain au voisinage du forage pour une direction verticale de propagation d'onde.

Théoriquement, avec un espacement suffisamment resserré des récepteurs, il est possible de détecter des couches de plus faibles caractéristiques, même si celles-ci sont incluses entre deux couches plus résistantes.

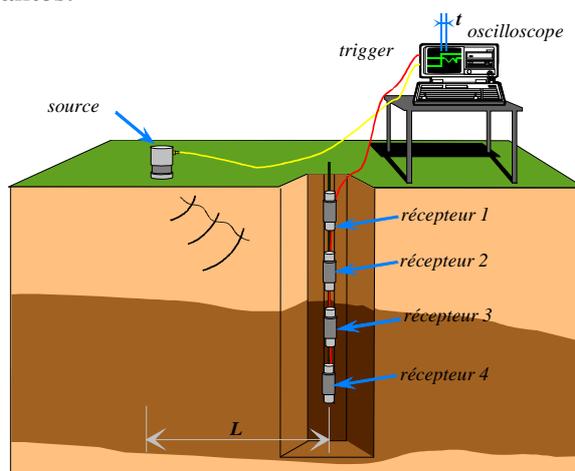


Figure 1. 49 Schéma de l'essai down-hole

1.3.3.6 Sismo-cône

L'essai au sismo-cône est la combinaison d'un essai de pénétration au cône et d'un essai down-hole (figure 1.50). Il n'est pas nécessaire de réaliser de forage préalable. En plus des mesures ponctuelles de modules de déformation par les essais sismiques, l'essai au sismo-cône permet d'obtenir un profil continu de résistance du sol par l'essai de pénétration au cône (Mayne, 2001).

L'essai consiste à générer une onde de cisaillement et à enregistrer au moyen d'un sismographe les signaux des géophones. Le générateur d'ondes est constitué d'une enclume métallique sur laquelle un opérateur frappe avec un marteau. Ce dernier est équipé d'un

système permettant le déclenchement de l'enregistrement par le sismographe dès que la source est activée.

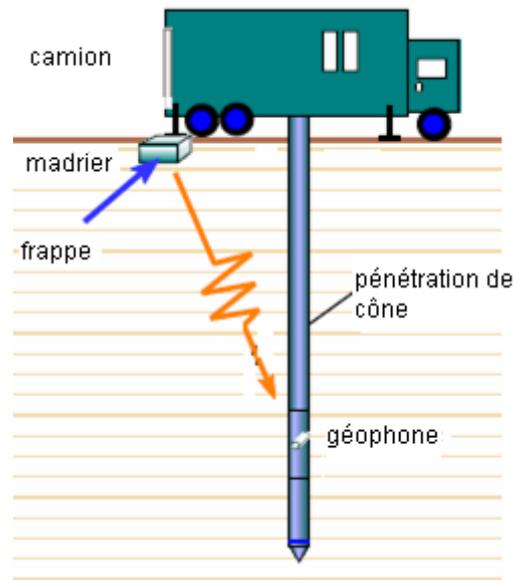


Figure 1. 50 Schéma d'un essai sismo-cône

1.4 Synthèse des méthodes de détermination des modules de déformation

L'expérience montre qu'il existe toujours une différence entre les résultats obtenus en laboratoire et ceux des mesures en place (Yasuda *et al.*, 1994 ; Cunny et Fry, 1973 ; Marsland, 1977). Ceci peut être expliqué par plusieurs raisons, liées principalement à la technique de mesure utilisée. La difficulté principale des essais *in situ* est qu'aucun appareillage ne peut pénétrer dans le sol sans l'endommager et provoquer une déformation non négligeable. Donc l'interprétation des essais *in situ* doit associer des règles empiriques pour analyser les mesures. D'un autre côté, aucune éprouvette d'essais de laboratoire ne peut être conservée dans son état initial. En plus de cela, il faut tenir compte de la différence des chemins de contraintes que l'on impose aux éprouvettes.

Pourtant, d'après quelques auteurs, il y a une bonne correspondance entre le module élastique obtenu à partir des essais en laboratoire, (essais à la colonne résonante, aux éléments piézo-électrique) et celui des essais en place (down-hole) ; aussi les résultats d'essais triaxiaux avec des capteurs locaux s'ajustent bien à ceux du pressiomètre (Tanaka *et al.*, 1994).

Nous allons présenter ici quelques remarques sur les résultats obtenus par différents essais de laboratoire et *in situ* : essais du groupe A, du groupe B et corrélation du groupe C avec les autres groupes.

1.4.1 Synthèse des essais du groupe A

Lors de leurs expérimentations, Dyvik et Madshus (1985) ont inséré des éléments piézo-électriques (ou bender elements) dans les embases d'un appareil de type de colonne résonante pour appliquer en même temps à une éprouvette les deux méthodes de détermination du module de déformation. La comparaison des deux méthodes sur différentes argiles telles qu'une argile marine (essai 1, 2, 3), une argile de Drammen (essai 4) et une argile de Haga

(essai 5) est présentée sur la figure 1.51. Les auteurs mettent en évidence une bonne correspondance entre les deux méthodes expérimentales de laboratoire du groupe A.

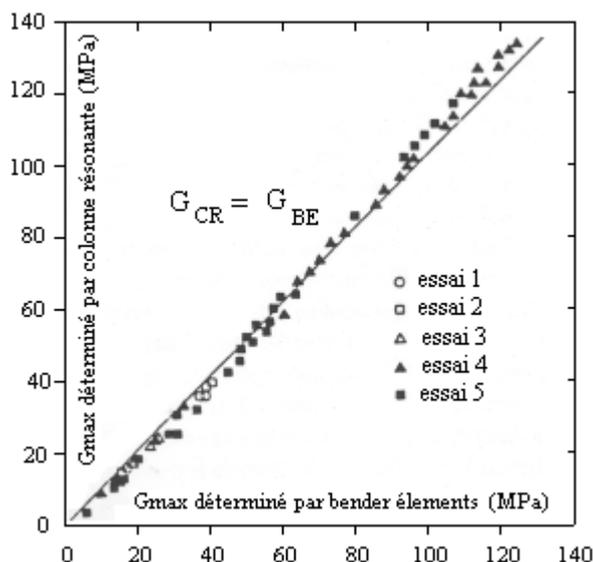


Figure 1. 51 Comparaison entre les résultats des éléments piézo-électriques (BE) et de la colonne résonante (CR), d'après Dyvik et Madshus (1985)

En ce qui concerne les essais en place, la figure 1.52 présente les résultats des essais de propagation d'ondes *in situ* par différentes méthodes sur l'argile des Flandres (figure 1.52.a) et sur le sable d'Orléans (figure 1.52.b), (Borel et Reiffsteck, 2006).

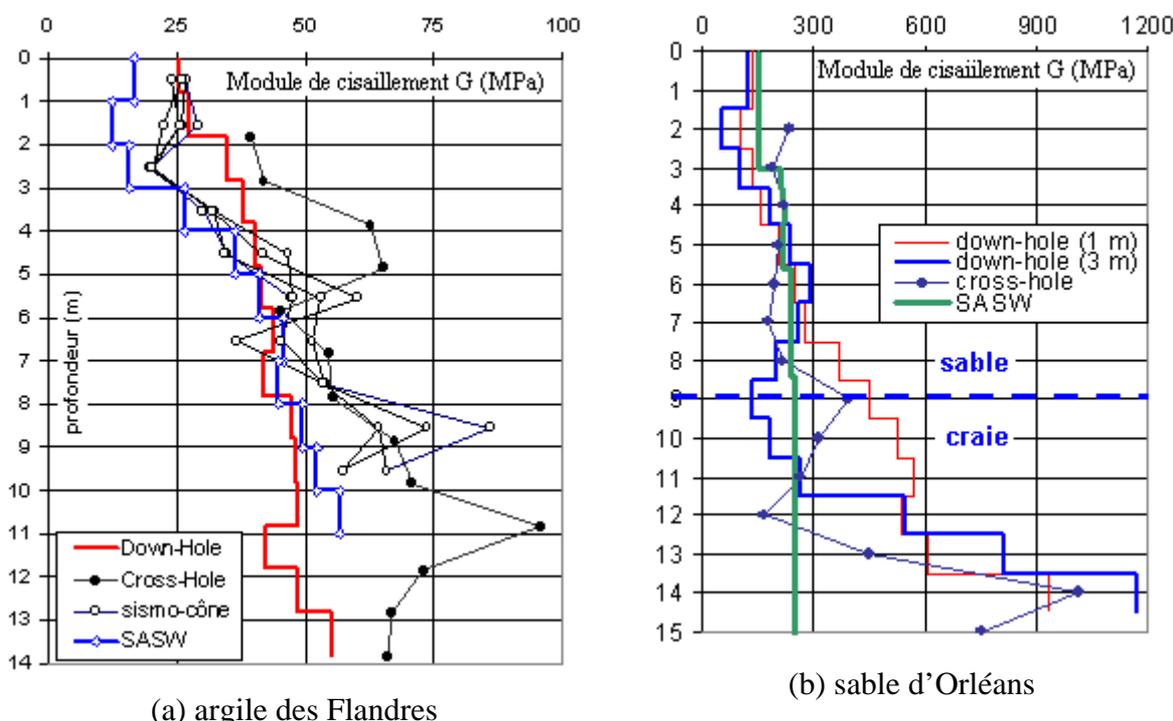


Figure 1. 52 Module initial G de l'argile de Flandres et du sable d'Orléans, d'après Borel et Reiffsteck (2006)

On retrouve sur ces profils les écarts observés sur les modules de cisaillement entre les différentes méthodes sismiques. Dans le cas de l'argile des Flandres, au-delà de - 5 m de profondeur, les modules de cisaillement initiaux sont de l'ordre de 40 à 50 MPa d'après les

méthodes down-hole et des ondes de surface et de 50 à 90 MPa d'après les mesures cross-hole. Dans le cas du sable d'Orléans, à moins de – 8 m de profondeur, les différentes méthodes conduisent à des résultats proches les uns des autres. Par contre, une grande différence entre les résultats est observée dans la zone plus profonde.

1.4.2 Synthèse des essais du groupe B

Nous venons de voir la synthèse des résultats d'essais du groupe A. Nous allons maintenant présenter quelques résultats observés pour différentes méthodes du groupe B.

Un exemple de comparaison de résultats obtenus lors d'essais au pressiomètre et au pressiomètre autoforeur PAF 76 sous le remblai B sur l'argile de Cubzac-les-Ponts est donné sur la figure 1.53 (Reiffsteck, 2002). Nous observons que le module E augmente avec la profondeur et que les modules déterminés par les essais au pressiomètre autoforeur sont supérieurs à ceux du pressiomètre, ce qui peut être expliqué par le moindre remaniement des essais au pressiomètre autoforeur.

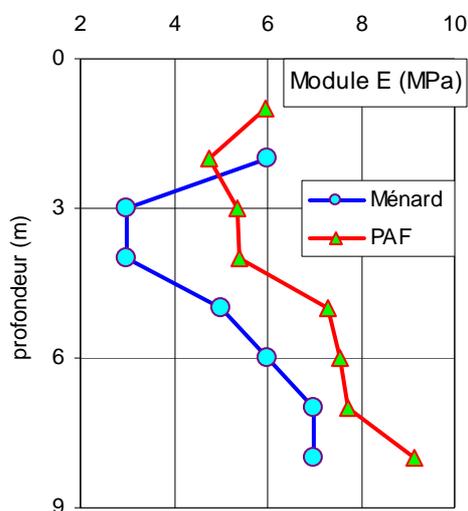


Figure 1. 53 Comparaison entre les modules obtenus par l'essai au pressiomètre Ménard et au pressiomètre autoforeur, d'après Reiffsteck, 2002

Les résultats des essais à la plaque et des essais au pressiomètre, réalisés par le Building Research Establishment (BRE) dans une campagne assez lourde destinée à comparer l'essai de plaque à divers essais *in situ* tels que l'essai pressiométrique (Marsland *et al.*, 1973 ; Marsland *et al.*, 1977 ; Marsland, 1974, cités par Reiffsteck, 2003a) sont présentés sur la figure 1.54. Cette plaque a été équipée d'un matériel spécifique pour mesurer le tassement du sol sous la plaque, ce qui permet de calculer la déformation. Les modules obtenus à partir de ces essais à la plaque sont donc exprimés en MPa au lieu de MPa/m d'un essai à la plaque habituel. Ces modules de déformation ont été comparés avec ceux déterminés à partir des essais pressiométriques Ménard. Les modules de déformation déterminés avec les essais pressiométriques sont nettement inférieurs aux valeurs obtenues à l'aide des essais de chargement à la plaque (figure 1.54).

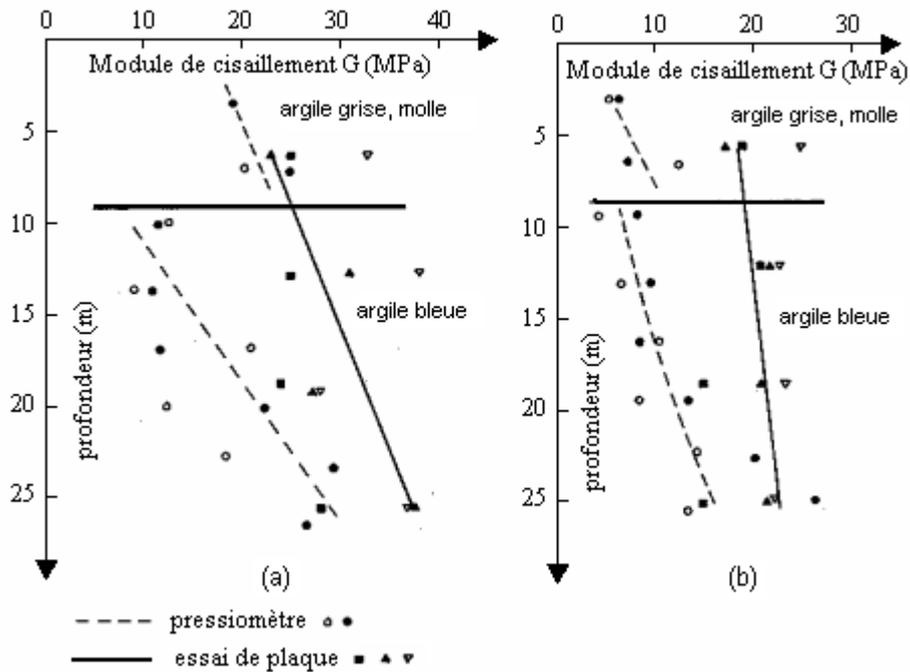


Figure 1. 54 Comparaison entre l'essai pressiomètre autoforeur et l'essai à la plaque

Les résultats d'Amar *et al.* (1995) sur l'argile de Cran montrent que les modules des essais triaxiaux de laboratoire peuvent être égaux aux modules déterminés par les essais *in situ* au pressiomètre autoforeur (PAF) (figure 1.55). Cependant, les résultats d'essai sur l'argile Kurihama (Tanaka *et al.*, 1994) montrent que les modules de laboratoire déduits des essais triaxiaux sont plus petits que ceux des essais pressiométriques Ménard à trois cellules et plus grands que ceux d'une cellule (figure 1.56).

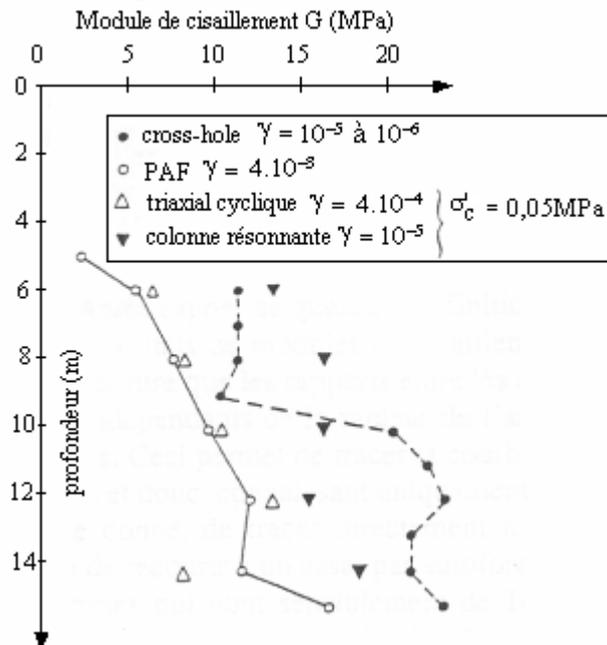


Figure 1. 55 Comparaison entre l'essai triaxial de laboratoire et l'essai *in situ* au PAF, d'après Amar *et al.* (1995)

1.4.3 Corrélation entre les résultats d'essai des différents groupes

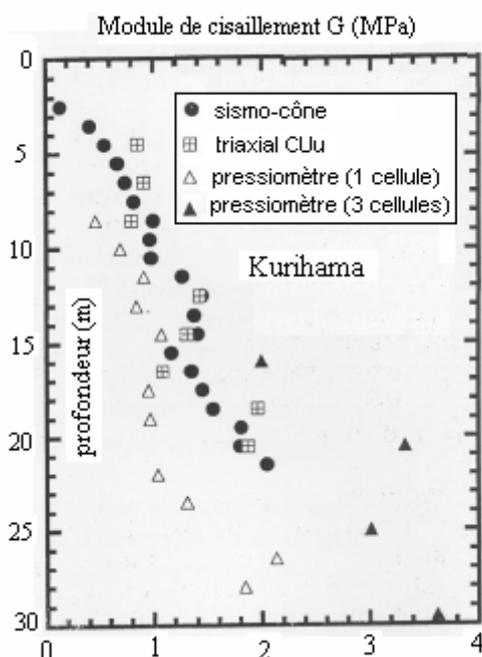


Figure 1. 56 Comparaison des modules de différents essais, d'après Tanaka *et al.*, (1994) (les valeurs au sismo-cône sont égales à dix fois les valeurs représentées)

Les expérimentations sur l'argile de Kurihama (Tanaka *et al.*, 1994) montrent que les valeurs du module de cisaillement des essais triaxiaux et pressiométriques (groupe B) sont approximativement égaux à un dixième du module sismique (groupe A). Par contre, les résultats sur l'argile de Cran (Amar *et al.*, 1995) donnent un rapport seulement d'environ 3 entre la méthode sismique et la méthode du groupe B, (figure 1.55).

La figure 1.57 présente une comparaison des modules issus des essais au pressiomètre autoforeur (groupe B), des essais dilatométriques (groupe C) et des essais de type de propagation d'ondes de cisaillement par sismo-piezocône (groupe A), réalisés sur l'argile de la vallée du Connecticut (Blair *et al.*, 2005).

Nous observons sur la figure 1.57 que, jusqu'à 10 m de profondeur, le module déterminé par le dilatomètre correspond assez bien à celui du pressiomètre autoforeur. Mais, à partir de cette profondeur, le module déterminé par le dilatomètre est beaucoup plus petit que celui du pressiomètre autoforeur. Le module maximal déterminé par la méthode de propagation d'onde a tendance à diminuer légèrement au delà de 10m de profondeur, et ce module est environ 5 fois plus grand que celui donné par les deux autres modules.

Une autre comparaison de résultats expérimentaux relatifs aux essais dilatométriques (groupe C) obtenus sur différents sols est montrée sur la figure 1.58.a. Une valeur d'environ 7,5 est obtenue comme coefficient de corrélation entre le module dilatométrique E_D et le module maximal identifié à partir des essais au sismo-cône (groupe A).

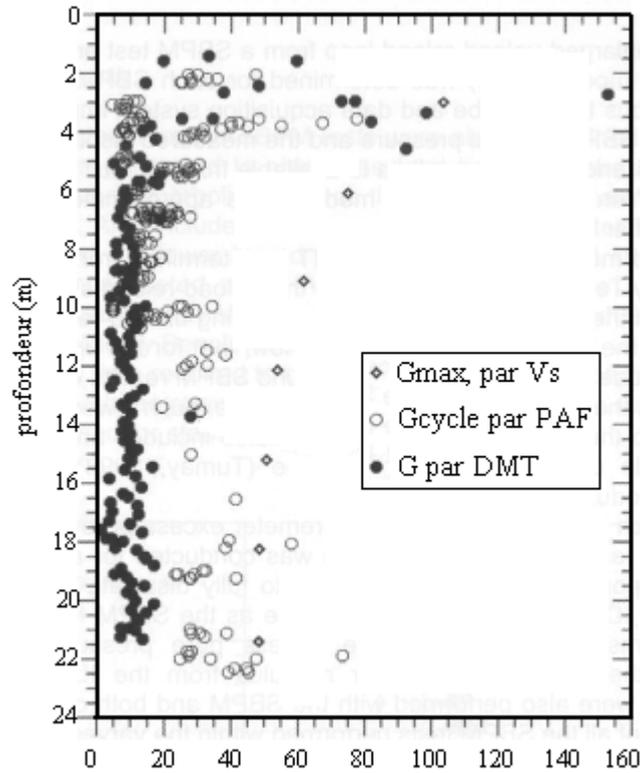


Figure 1.57 Comparaison des modules de cisaillement de l'essai down-hole (par Vs), de l'essai au pressiomètre autoforeur (PAF) et de l'essai dilatométrique (DMT), et down-hole sur l'argile de la vallée du Connecticut, d'après Blair *et al.*, (2005)

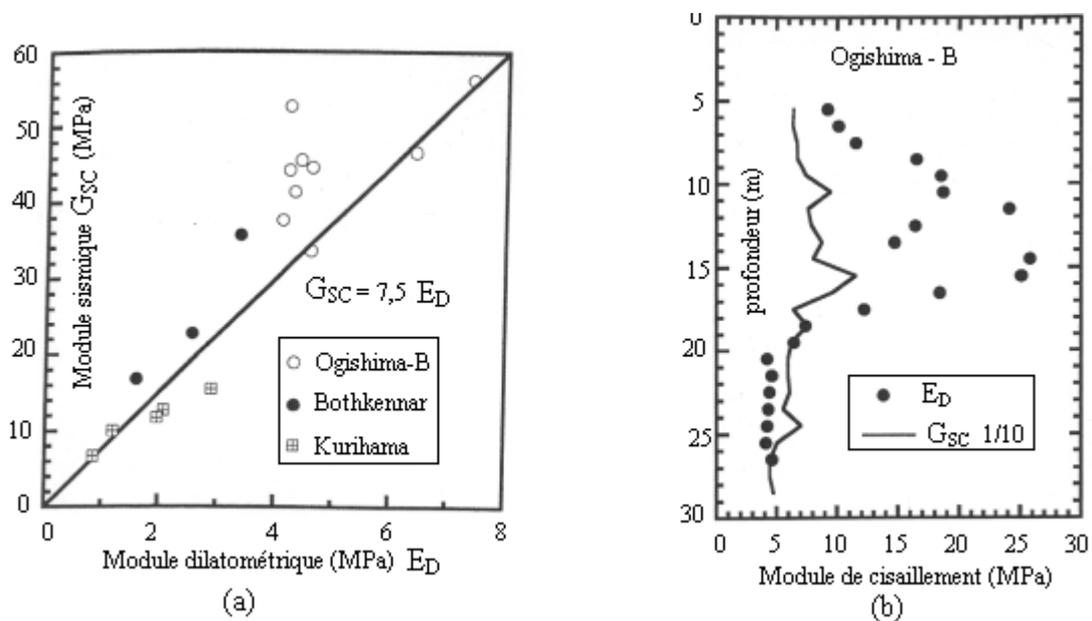


Figure 1.58 Comparaison des modules des différents essais, d'après Tanaka *et al.*, (1994)

Sur le profil du sable d'Ogishima-B, où le module maximal est présenté à l'échelle d'un dixième, nous voyons bien que ces deux courbes coïncident à partir de - 20 m, ce qui veut dire que le module dilatométrique est presque égal à un dixième du module sismique (figure 1.58.b), et jusqu'à - 20 m, ce rapport est d'environ 5.

1.4.4 Zone de détermination des modules de déformation par différents types d'essai

La figure 1.59 présente les modules de cisaillement déterminés par différents essais de laboratoire et *in situ*. Nous remarquons que les essais à la colonne résonante (CR) (groupe A) ont permis de déterminer les modules de déformation dans la zone de très petites déformations de 10^{-6} à 10^{-4} . La zone de détermination des modules de déformation des essais du groupe B tels que l'essai à la plaque, l'essai triaxial, l'essai au pressiomètre autoforeur (PAF) et l'essai pressio-cône (CPM) est environ de 10^{-4} à 10^{-2} .

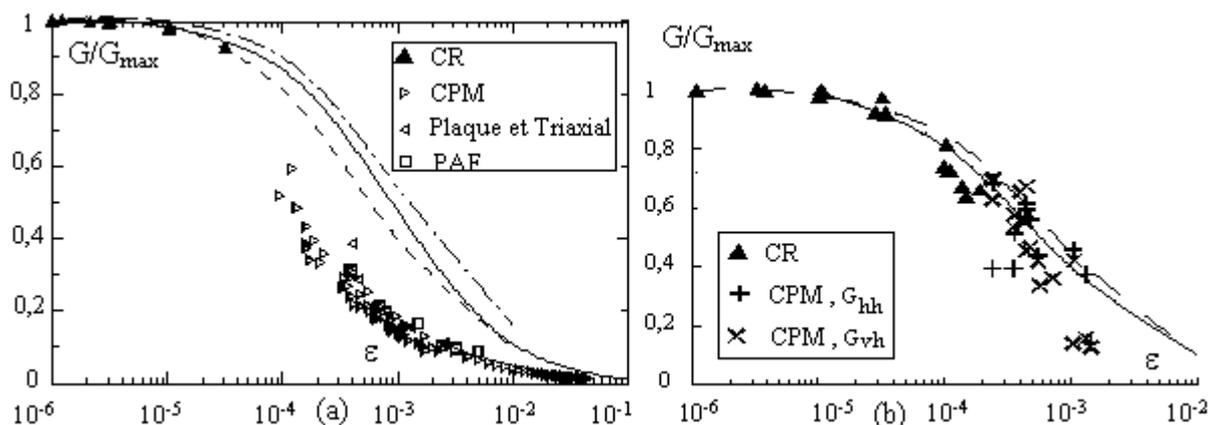


Figure 1. 59 Zone de détermination des modules par différents types d'essais

1.4.5 Synthèse sur les méthodes de détermination des modules de déformation

L'examen des différentes méthodes de détermination des modules de déformation nous permet de tirer quelques conclusions :

- les essais du groupe A par les méthodes de propagation d'ondes donnent des résultats d'essais plus au moins identiques,
- les modules déterminés par les méthodes sismiques (groupe A) sont environ cinq à dix fois plus grands que les modules déterminés par les essais du groupe B ou C,
- parmi les essais *in situ*, l'essai pressiomètre autoforeur est connu comme l'essai le plus fiable grâce au moindre remaniement du sol testé, ce qui donne une valeur de module souvent plus grande que pour les autres essais *in situ* du groupe B et C,
- pourtant, aucun essai n'est optimal : chaque essai possède ses avantages ainsi que ses inconvénients. L'emploi de tel ou tel type d'essai dépendra du contexte économique et des enjeux de l'étude géotechnique,
- les zones de détermination des modules dépendent du type d'essai. Normalement, les essais de type à propagation d'ondes déterminent les modules dans la zone de très petites déformations, de 10^{-6} à 10^{-4} . Les essais des groupes B et C sont utilisés pour déterminer les modules dans la plage des déformations supérieures à 10^{-4} (figure 1.60).

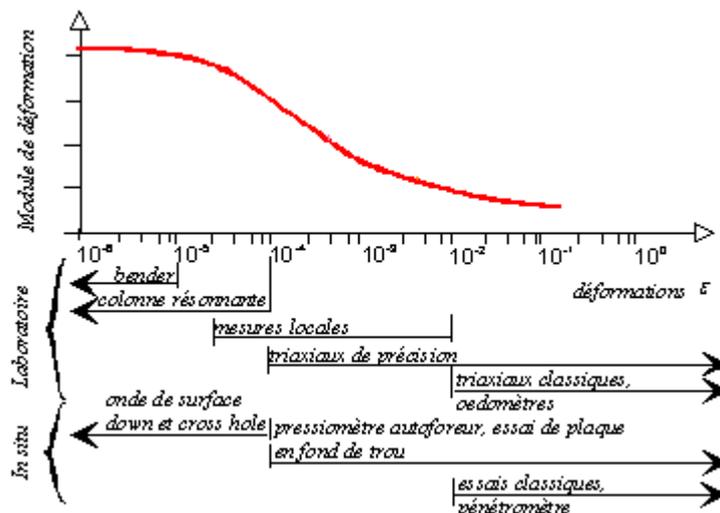


Figure 1. 60 Zone explorée par différents essais

1.5 Comparaison des avantages et des inconvénients des essais en place et des essais en laboratoire.

En première approche, les essais sur chantier présentent plus d'avantages que les essais au laboratoire.

Les sols ou roches testés en place sont supposés subir moins de remaniement que les éprouvettes de laboratoire. Pour les matériaux discontinus tels que les argiles raides fissurées, roches fissurées, les essais *in situ* en vraie grandeur peuvent donner une estimation plus réaliste des caractéristiques du massif de matériau.

La plupart des essais en place se déroulent de manière rapide et économique.

Malgré ces avantages, les essais en place présentent aussi des difficultés. D'abord, les conditions de travail dépendent de l'environnement (pluie, orage,...). Les conditions de drainage ne sont pas assurées et les chemins de contraintes ne sont pas connus ni maîtrisés. Les sols et les roches sont quand même remaniés à cause de l'installation des équipements. Le taux de déformation est plus grand que celui du laboratoire, et la nature du sol n'est pas directement identifiée, sauf, par exemple lors des essais de pénétration de carottier (SPT). En plus, la justesse des résultats dépend beaucoup plus de l'expérience de l'opérateur.

Les essais au laboratoire présentent quelques avantages tels que : les conditions aux limites sont bien définies, le contrôle du drainage est assuré, le chemin de contraintes est bien connu, la nature du sol est identifiée. En plus, les essais au laboratoire permettent d'identifier plusieurs aspects du comportement du sol : isotropie, anisotropie, effet du temps, influence du déviateur, de la contrainte moyenne,...

Toutefois, ils connaissent aussi des défauts. On ne sait pas prélever d'éprouvettes intactes dans certains sols. Ils sont longs, car il faut recréer par la phase de consolidation, le champ de contraintes initiales avant de réaliser l'essai. Ils sont susceptibles d'être biaisés par un certain nombre d'erreurs (la présence de jeux au niveau des surfaces de contact et la non-coaxialité dans l'empilage mécanique de la machine d'essai, par exemple).

Chapitre 2

ÉTUDE EN LABORATOIRE

2.1 Introduction

Nous avons défini dans le chapitre précédent les différents aspects du comportement des sols argileux naturels avec les notions d'état limite, d'état critique, de surface de charge ainsi que des modèles rhéologiques utilisés pour simuler ces comportements. Une étude approfondie du comportement à l'intérieur de la surface de charge a été aussi abordée avec la définition des sous-surfaces de charge.

Nous avons également souligné dans le premier chapitre l'importance du module de déformation, ainsi que les différentes méthodes pour le déterminer en laboratoire et *in situ* avec les avantages et les inconvénients de ces méthodes ainsi leur domaine d'application.

Dans ce chapitre concernant les études expérimentales de laboratoire, nous allons essayer de mieux comprendre le comportement du sol argileux naturel de notre site d'étude et observer la variation du module de déformation pour différents types d'essais de laboratoire.

2.2 Objectif de l'étude en laboratoire

Les études en laboratoire visent à déterminer les différentes surfaces de charge (I, II, III) décrites au chapitre 1, du sol naturel argileux du site expérimental de Cubzac-les-Ponts, à analyser l'évolution de ces surfaces de charge en fonction de l'histoire du chargement de ces matériaux et de la procédure d'essai, ainsi que son évolution au cours du temps en les comparant avec celles obtenues lors des études antérieures.

Elles ont aussi pour but de déterminer le module de déformation, notamment le module de cisaillement à l'aide de différents types d'essais. La description de l'évolution du module de déformation en fonction de la déformation et de l'influence du chemin de contraintes sur la variation des modules de déformation est l'objectif principal de ce chapitre.

La comparaison des résultats expérimentaux avec les modèles analytiques présentés dans le premier chapitre nous aide à analyser les résultats d'essai et à valider la capacité de ces modèles à rendre compte du comportement de ce sol naturel.

Les résultats des études de laboratoire nous serviront de données de référence pour la comparaison avec ceux déduits des études en place, effectuées avec les deux nouveaux appareillages que nous avons mis en œuvre : le pressiomètre autoforeur (PAF 2000) et le triaxial *in situ* (TIS).

Pour mener à bien étudier ces études, des essais triaxiaux à chemin de contrainte contrôlé ont été réalisés selon des chemins radiaux. Parallèlement, des essais K_0 , et des essais consolidés non drainés (CU+u), sont aussi réalisés pour obtenir le coefficient de pression des terres au repos K_0 , l'angle de frottement interne φ' et la cohésion c' .

Les essais œdométriques servent à déterminer la contrainte de préconsolidation, un paramètre très important reflétant l'histoire du chargement du sol dans le passé, mais ont aussi pour but de déterminer les indices de compression C_c et de gonflement C_s qui sont des paramètres indispensables dans le calcul de la consolidation d'un sol ainsi que du tassement des ouvrages en génie civil, ainsi que le module œdométrique E_{oedo} .

Le module de cisaillement maximal G_{max} est identifié grâce à des essais de type propagation d'ondes par des essais aux éléments piézo-électriques.

Les essais à la colonne résonante aident à déterminer le comportement dynamique en très petites déformations, de l'ordre 10^{-5} à 10^{-3} .

2.3 Site expérimental de Cubzac-les-Ponts

Le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, en collaboration avec le LRPC de Bordeaux, suit à Cubzac-les-Ponts plusieurs remblais sur sol compressible depuis les années 1970. Ce site expérimental est situé à environ 30 km de Bordeaux, en bordure de l'autoroute A10 qui a été récemment doublée et à proximité du projet de grand contournement de l'agglomération bordelaise. La figure 2.1 présente la coupe géologique de haut en bas de ce site :

- une mince couche de terre végétale,
- une couche d'argile limoneuse, formant une croûte surconsolidée et altérée,
- une couche d'argile molle grise plus ou moins organique,
- le substratum constitué d'une couche de grave reposant sur des roches marneuses ou calcaires.

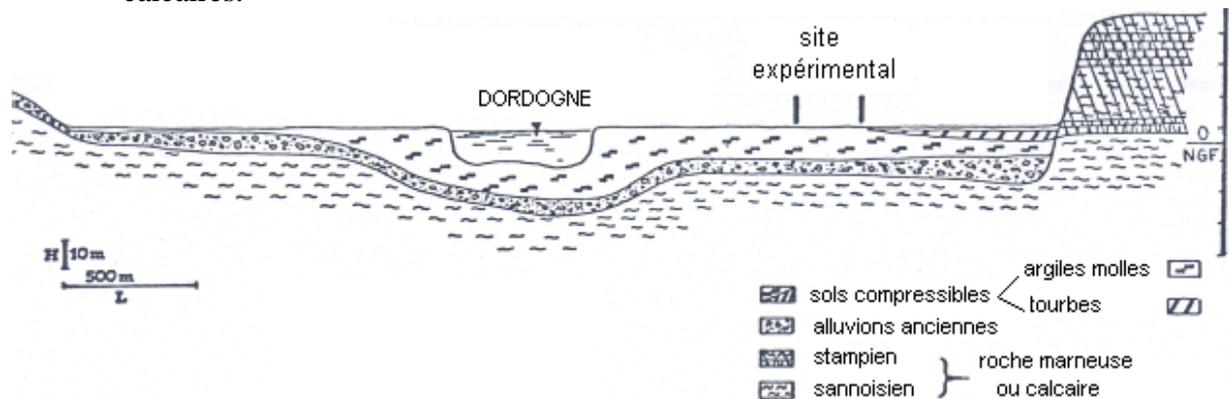


Figure 2. 1 Coupe géologique du site expérimental de Cubzac-les-Ponts

L'argile du site présente une bonne homogénéité. C'est une argile molle, grise, très organique avec une teneur en eau naturelle assez élevée. On observe aussi des fibres végétales dans la zone peu profonde et même dans la zone profonde vers -8 m comme le montre la figure 2.2.



Figure 2. 2 Fibres végétales observées dans les échantillons

Ce site expérimental comportant quatre remblais (notés A, B, C et D) de différentes hauteurs avait pour objectif d'étudier le comportement des sols compressibles (figure 2.3) :

- le remblai A (juin 1974) devait être construit jusqu'à la rupture, pour étudier le comportement du sol juste avant la rupture et la forme du glissement ;
- le remblai B (octobre 1975), de hauteur 2,3 m, a été édifié avec un coefficient de sécurité de 1,5. Ce remblai est destiné à l'étude de la consolidation du sol de fondation sous l'ouvrage et dans son voisinage ;
- le remblai C (juin 1978), de 3 m de hauteur, a été construit avec un coefficient de sécurité de 1,2 pour étudier le phénomène de fluage et le comportement du sol de fondation dans les conditions les plus proches possibles de la rupture ;
- le remblai D (novembre 1981), de hauteur 1 m, a été construit avec un coefficient de sécurité assez élevé ($F=3$) pour étudier le comportement du sol soumis à des charges relativement faibles.

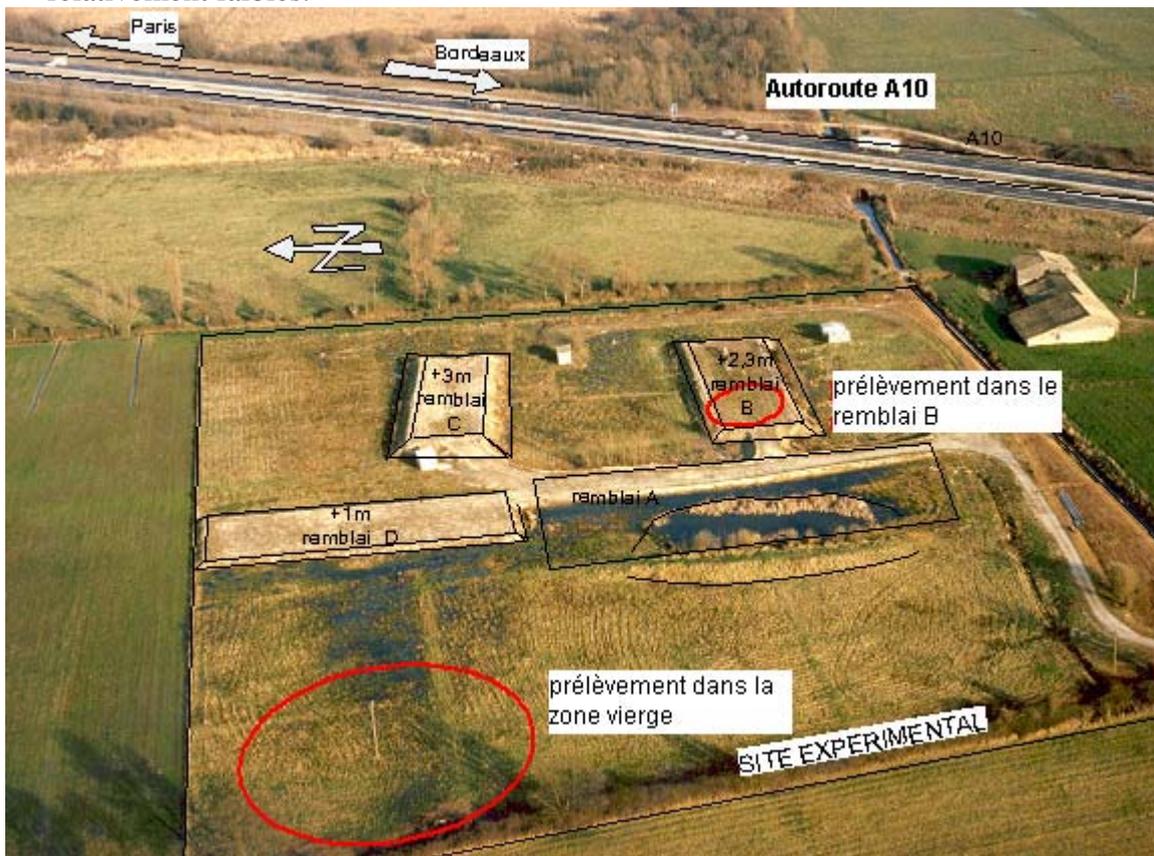


Figure 2. 3 Vue aérienne du site dans les années 70

Le site expérimental a fait l'objet de plusieurs campagnes de reconnaissance géotechnique détaillées par différentes équipes des Laboratoires de Ponts et Chaussées (LRPC de St Brieuc, de Bordeaux, Toulouse, LCPC). Le site comprend une croûte de surface de 1,5 m d'épaisseur. La nappe varie selon les saisons entre la surface du sol et 1,5 m de profondeur. Le sol de Cubzac est légèrement surconsolidée ; fortement compressible ($C_c/(1+e_0)$ voisin de 0,4) ; très organique à certains niveaux (teneur en matière organique comprise entre 5 et 25%) et très plastique (I_p de 50 à 100 et w_L de 100 à 200) ; sa teneur en eau est presque égale à la limite de liquidité. La cohésion non drainée c_u est faible (de 15 à 20 kPa entre 2 et 7 m de profondeur) (figure 2.4), (Magnan *et al.*, 1978 ; Magnan *et al.*, 1983).

Ces résultats montrent que l'argile de Cubzac-les-Ponts se situe à la limite entre une « argile très plastique » et un « limon très plastique » (d'après la classification des sols fins adoptée par le LCPC).

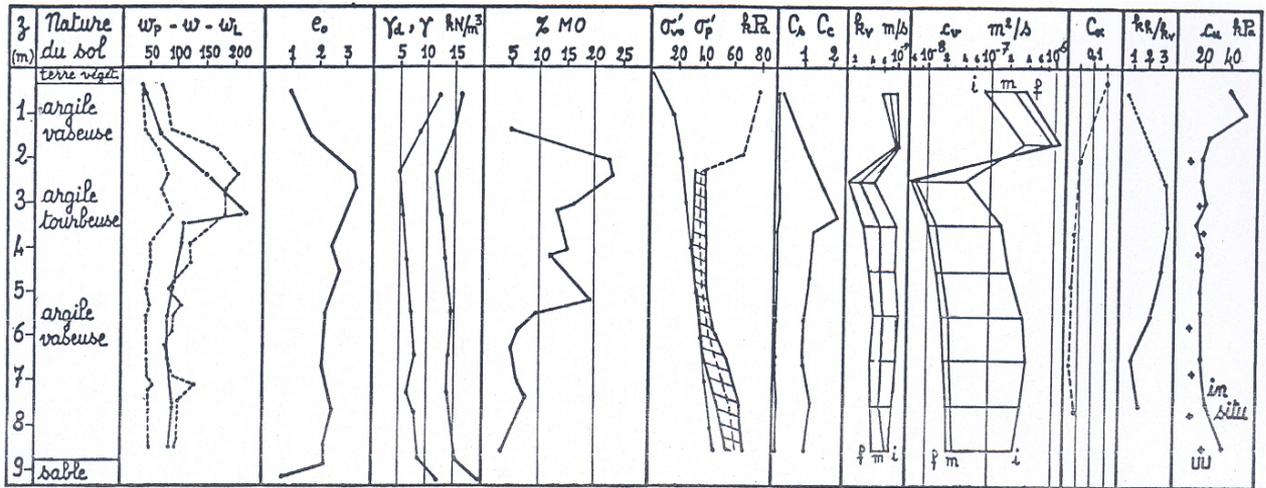


Figure 2. 4 Caractéristiques géotechniques du sol de fondation du remblai B, d'après Magnan *et al.* (1978)

Les études menées sur les autres remblais ont donné des diagrammes analogues (figures 2.5 et 2.6), (Blondeau *et al.*, 1977 ; Shahanguian, 1981 ; Piyal et Magnan, 1984)

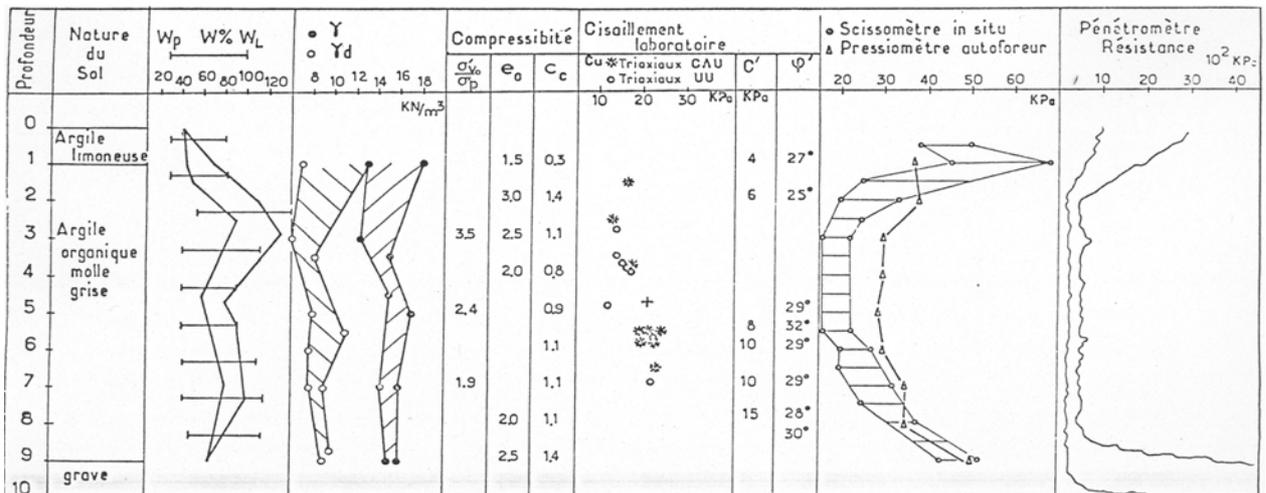


Figure 2.5 Caractéristiques géotechniques du sol de fondation du remblai A d'après Blondeau *et al.*, (1977)

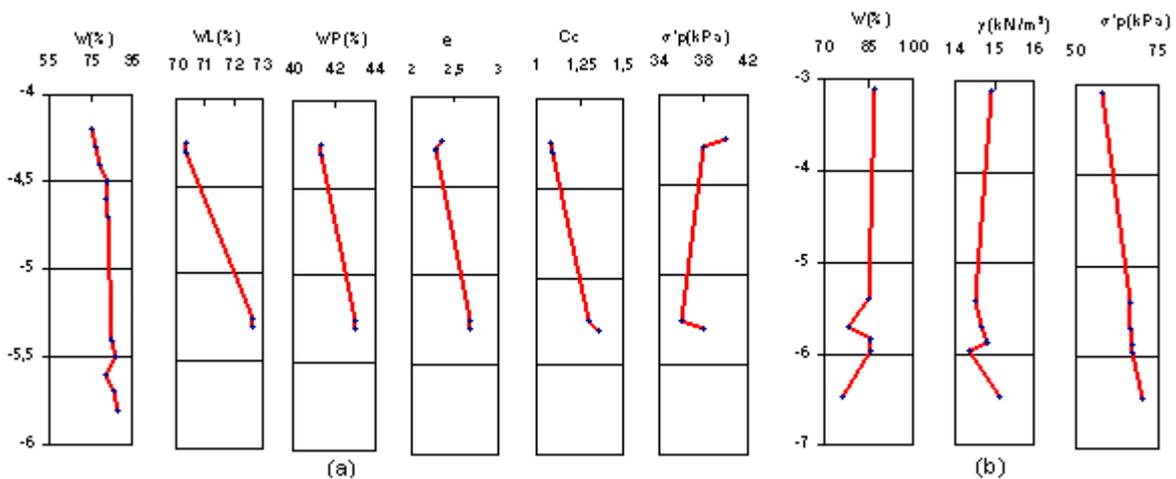


Figure 2.6 Caractéristiques géotechniques du sol de fondation du remblai C (a) remblai C – Shahanguian (1981) et (b) remblai D – Piyal et Magnan (1984)

2.4 Le programme expérimental

Le sol utilisé pour effectuer les essais de laboratoire a été prélevé sur le site expérimental de Cubzac-les-Ponts en juin 2003 sous le remblai B (sondage 1), dans la zone vierge (sondage 2) et mars 2007 sous le remblai B (sondage 3).

Il faut noter qu'avec le temps, les sols sous le remblai tassent et le tassement du remblai B dans la zone de prélèvement est d'environ 1m (figure 2.7.a, b), d'après le rapport de suivi du tassement du tassomètre TOKO, qui se trouve dans la zone de prélèvement (LRPC de Bordeaux, 2001).

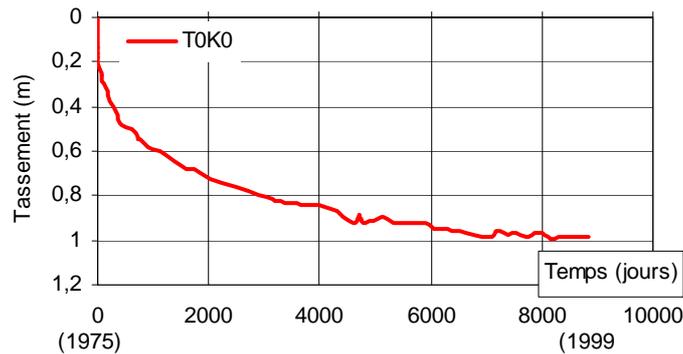


Figure 2. 7 Tassement du remblai B

2.4.1 Technique de prélèvement et de stockage

Les prélèvements ont été réalisés par la technique de carottage au carottier à piston stationnaire CPS en diamètre de ϕ 100 mm et ϕ 80 mm (Reiffsteck et Baudet, 2004) .

Le CPS des Laboratoires des Ponts et Chaussées est un carottier à piston stationnaire avec étui. C'est un carottier à paroi mince gainé à l'intérieur par un étui en matière plastique ou métallique. À l'intérieur de ce tube carottier coulisse un piston. Le piston est à double joint épais réglable pour assurer l'étanchéité. Il est tenu par une tige centrale portant deux mécanismes de verrouillage à bille distants de la course du carottier. L'étui une fois ôté du carottier sert pour le transport et le stockage du prélèvement. Les éléments décrits sont indiqués sur la figure 2.8.

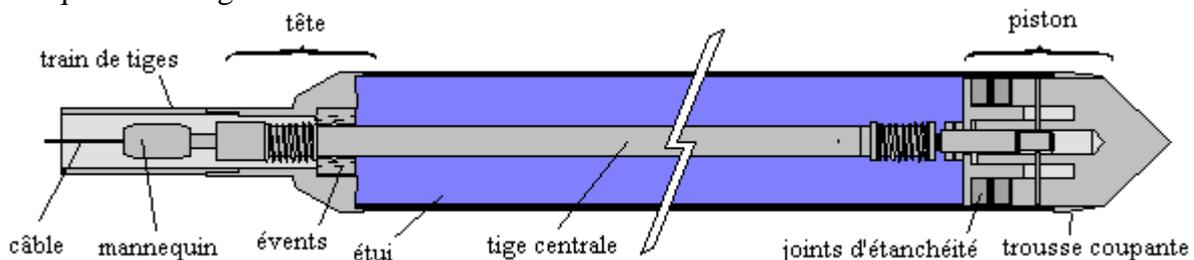


Figure 2.8 Plan du carottier CPS

L'utilisation du CPS se découpe en plusieurs phases : le montage, la mise en position, le fonçage, l'arrêt du fonçage et la remontée.

2.4.1.1 Montage

Le carottier démonté, un étui est inséré dans le corps de celui-ci. Le joint d'étanchéité placé sous le cône est comprimé de manière adaptée à la nature du sol et à la profondeur pour

rendre le piston stationnaire, c'est-à-dire trouver un compromis entre ne pas refouler le sol et ne pas autoriser sa pénétration dans l'étui.



Figure 2.9 Serrage des joints

À cet effet, un outil spécifique est utilisé (figure 2.9). Le piston attaché à la tige centrale et à la tête est mis en position dans le carottier. La tête est fixée au carottier par deux vis et une tige est vissée. Le carottier est placé sur le bâti.

2.4.1.2 Mise en position

Le carottier est descendu ou foncé dans le sol dans l'axe du bâti jusqu'à la cote de prélèvement le piston verrouillé en position basse. Tous les mètres, une tige est rajoutée par vissage.

2.4.1.3 Fonçage

Une fois le carottier mis en place à la cote désirée, un mannequin fixé au bout d'un câble est envoyé dans le train de tige. Il vient s'encaster dans une pièce en forme de tulipe (figures 2.10). Une traction par l'intermédiaire du câble sur cette tulipe dégage le verrouillage à bille et il libère le piston du carottier. Le carottier peut alors être foncé.

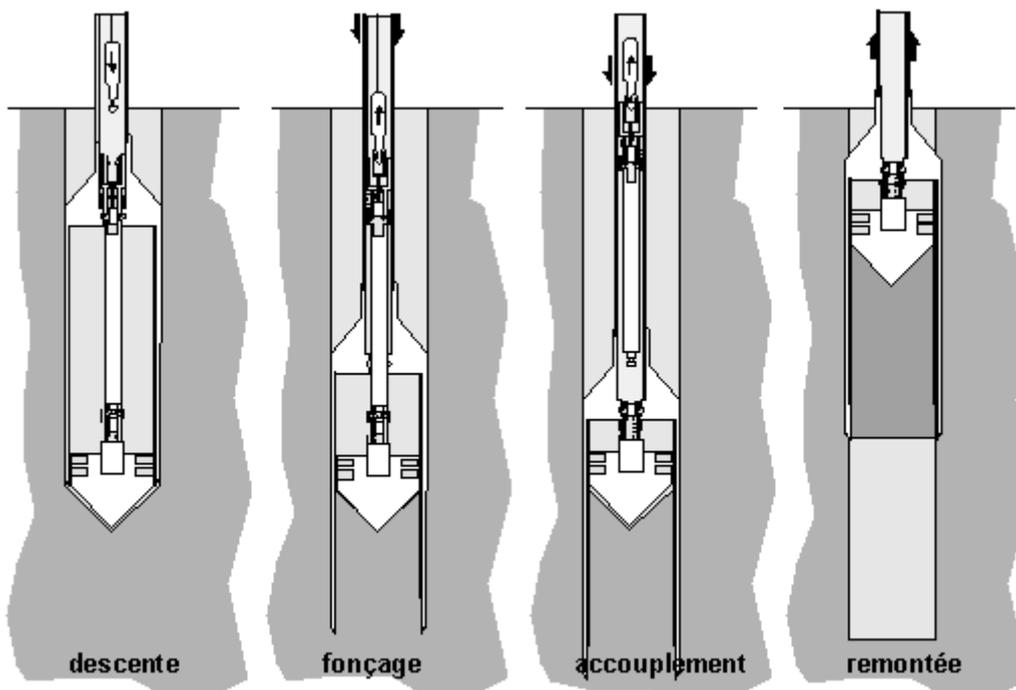


Figure 2. 10 Les différentes phases du carottage

2.4.1.4 Accouplement tête-piston, critère d'arrêt du fonçage

Le carottier foncé, le piston se verrouille automatiquement dans la tête. L'opérateur qui surveille la tension du câble sent que la tige centrale est libérée, il stoppe alors le fonçage et peut remonter le carottier. Le mécanisme d'accrochage est armé, c'est à dire que le piston est accouplé à la tête et le carottier peut être remonté.

2.4.1.5 Remontée

La remontée du carottier s'effectue à l'aide du bâti ou de la sondeuse en retirant les tiges au fur et à mesure.

2.4.1.6 Démontage et stockage

À la remontée du carottier, la tige centrale est utilisée pour désaccoupler la tête du piston. La tête est démontée puis le piston après avoir décomprimé le joint.

Les échantillons sont conservés dans les étuis PVC qui sont obturés par des bouchons en plastique et/ou de la mousse polyuréthane. Le scellement est complété par du ruban adhésif. Après nettoyage, un nouvel étui est placé dans le carottier. L'opération peut recommencer.

Les échantillons dans leur tube de protections sont transportés à Paris en véhicule et stockés au LCPC dans une chambre humide réglée à une température de l'ordre de 8 °C et à un degré d'humidité de l'ordre de 90%.

2.4.1.7 Plan de prélèvement

Les prélèvements ont été effectués au remblai B et dans la zone vierge à côté du remblai D jusqu'à la profondeur -10 m en juin 2003 ainsi en mars 2007. La figure 2.11 montre le plan de prélèvement avec le diamètre des carottages.

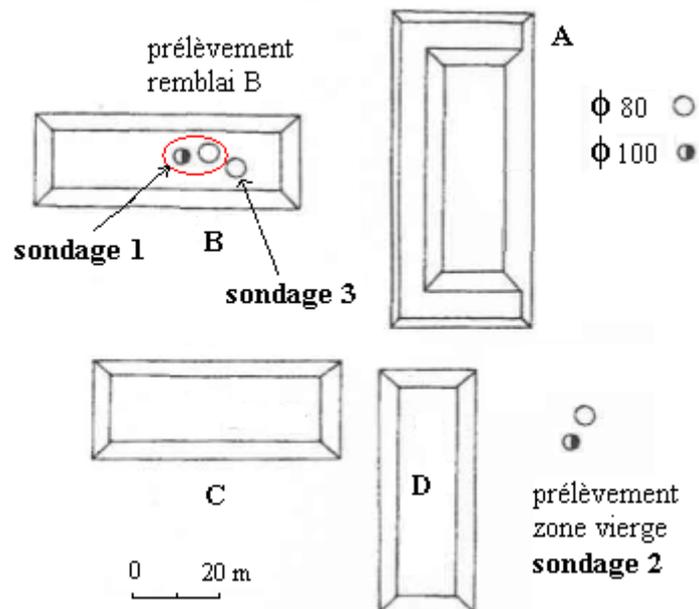


Figure 2. 11 Plan de prélèvement

Désormais, dans la suite du mémoire, par convention, la cote 0 de la profondeur de l'éprouvette est référencée par rapport à la surface du terrain (remblai ou zone vierge).

2.4.2 Programme expérimental

Lors de nos travaux, plusieurs types d'essais ont été effectués tels que les essais œdométriques, triaxiaux, aux éléments piézo-électriques et à la colonne résonante. Les essais sont réalisés conformément au cadre normatif en vigueur à la date d'écriture du mémoire.

2.4.2.1 Essais œdométriques

Les essais œdométriques consistent à charger axialement, par paliers, une éprouvette de forme cylindrique, de 60 mm de diamètre et 20 mm de hauteur. Le chargement a été effectué jusqu'à d'environ 800 kPa avant le déchargement final. La première phase de déchargement – rechargement a été réalisée la fin du palier de 100 kPa de contrainte verticale. Le tableau 2.1 rassemble diverses informations concernant les essais œdométriques.

Tableau 2. 1 Informations sur les essais œdométriques

Essai	Sondage	z (m)	w _N (%)	e _o	γ _h (kN/m ³)
OEDO 1	2	-0,5	34	1,284	16,96
OEDO 2	2	-3,38	98	2,758	14,51
OEDO 3	2	-5,28	62	1,761	16,03
OEDO 4	2	-5,36	64	2,149	15,12
OEDO 5	2	-5,74	63	1,934	15,53
OEDO 6	2	-5,77	63	1,901	15,65
OEDO 7	2	-6,18	69	2,083	15,43
OEDO 8	2	-6,23	69	1,992	15,51
OEDO 9	2	-7,45	77	2,232	15,14
OEDO 10	2	-7,48	74	2,159	15,24
OEDO 11	1	-3,08	47	1,31	17,30
OEDO 12	1	-4,14	127	2,592	14,59
OEDO 13	1	-4,17	127	3,737	13,35
OEDO 14	1	-4,40	101	2,948	14,19
OEDO 15	1	-4,45	113	3,439	13,59
OEDO 16	1	-4,76	143	4,079	13,04
OEDO 17	1	-5,27	159	4,628	12,94
OEDO 18	1	-5,30	144	3,949	13,23
OEDO 19	1	-5,45	83	2,338	15,09
OEDO 20	1	-5,48	83	2,216	15,30

2.4.2.2 Essais triaxiaux

Concernant les essais triaxiaux, deux programmes d'essais avec quatre séries d'essais ont été réalisés. Le premier programme, composé de deux séries (série 1 et série 2), a consisté à reconsolider le sol selon un chemin K_o jusqu'à un état de chargement le plus proche de celui du sol en place, puis à effectuer les chemins radiaux nécessaires à la détermination de la surface de charge (méthode de Crook et Graham, 1976, voir 1.1.4.2) (figure 2.12.a et figure 2.13). Le sol en place est supposé ne pas subir de déformation radiale donc, pour déterminer le coefficient de pression des terres au repos K_o, qui caractérise l'état en place d'un sol, il faut réaliser un essai dont le principe est d'empêcher la déformation latérale. Partant de ce principe, l'essai K_o consiste à gérer la contrainte radiale en fonction de la contrainte verticale appliquée en maintenant la déformation radiale nulle. Ce type d'essai a pour but de re-crée l'état initial en place du sol.

Pour chaque chemin de la série 2 (figure 2.12.b), nous avons réalisé en plus des petites cycles de chargement-déchargement dans l'espace de contraintes à l'intérieur de la surface de charge jusqu'à un état de contraintes limite $p'_{\text{estimé}}$, $q_{\text{estimé}}$ (premier chargement). Cet état de contraintes limite est estimé en se basant sur le modèle Anpetal (voir 1.1.4.2) (Newson, 1997). Les incréments de petits cycles de chargement – déchargement sont de 5 kPa, 10 kPa, 15 kPa, 20 kPa ou 30 kPa de contrainte déviatorique q ou contrainte moyenne p' dans le cas d'un essai à q constant. En fait, pour certains essais, nous n'avons pas réalisé la phase de petits cycles, car leur chemin de contrainte ont atteint l'état limite ou la surface de charge à une valeur de déviateur faible, ce qui ne permet pas pouvoir réaliser des cycles à l'intérieur de la surface de charge.

Après avoir atteint l'état limite estimé, un déchargement a été appliqué jusqu'à obtenir un état de surconsolidation (p'_{OCR} et q_{OCR}) donné. Le nouveau coefficient de pression des terres au repos $K_{0-\text{Roc}}$ de cet état de contrainte a été déterminé selon la formule $K_{0-\text{Roc}} = (1 - \sin \varphi') R_{\text{OC}}^{\sin \varphi'}$ (Jaky, 1948 ; Mayne et Kulhawy, 1982). À ce niveau de surconsolidation, la reprise du chargement (deuxième chargement) avec la même pente a été faite jusqu'à la rupture de l'éprouvette. Un rapport de surconsolidation égal à 4 a été choisi arbitrairement pour avoir un sol moyennement surconsolidé.

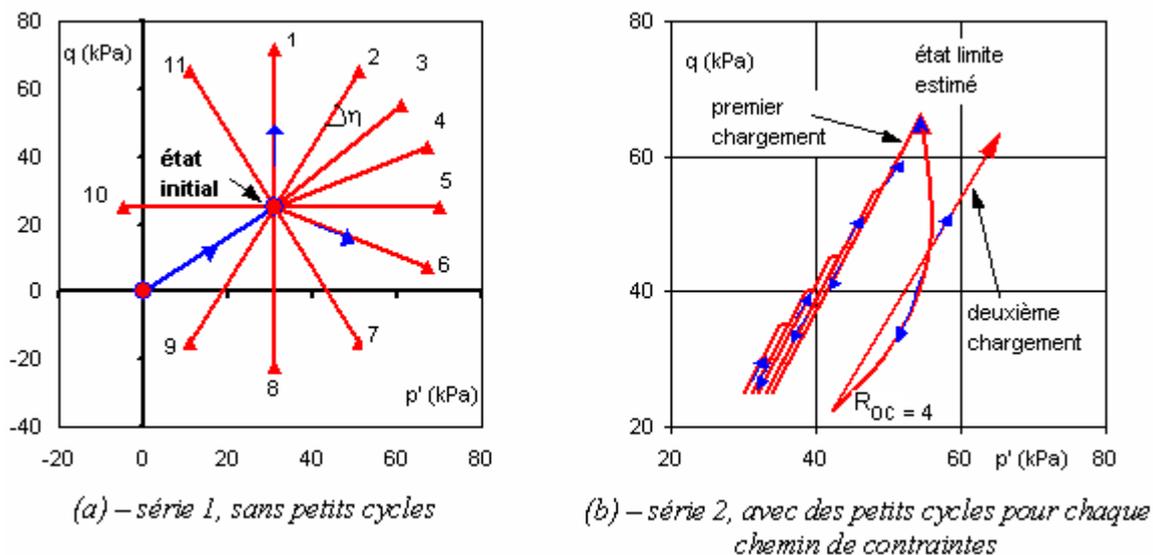
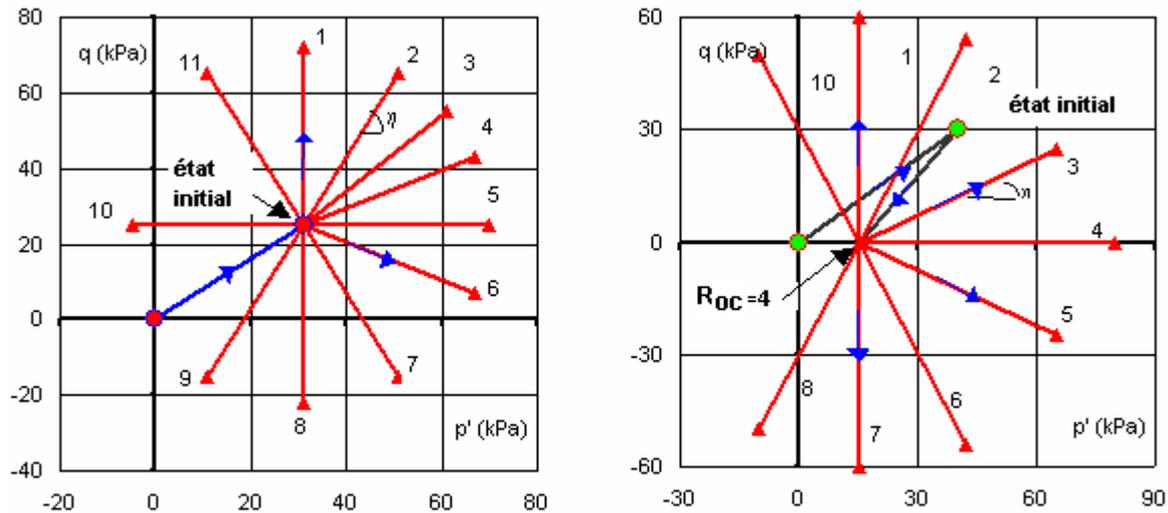


Figure 2. 12 Chemin de contraintes du premier programme d'essai

Le deuxième programme était également composé de deux séries d'essais (série 3 et série 4). La série 3 a consisté à suivre des chemins de contraintes jusqu'à la rupture à partir de l'état initial estimé en association avec des petits cycles de chargement – déchargement comme pour la série 2 (figure 2.13.a). Lors de la série 4, les mêmes chemins radiaux sans petits cycles ont été réalisés, à partir d'un état de surconsolidation dont rapport de surconsolidation a été pris égal à 4 par rapport à l'état initial estimé en place (figure 2.13.b).

Pour tous les essais, une contre-pression de 200 kPa a été appliquée pour assurer la saturation du sol. Le but de la contre-pression est d'améliorer la saturation des éprouvettes grâce à la compression et à la dissolution des bulles de gaz dans le liquide interstitiel.



(a) – série 3, chemin débutant à l'état initial avec petits cycles

(b) – série 4, chemin débutant à l'état surconsolidé sans petits cycles

Figure 2.13 Chemin de contraintes du deuxième programme d'essai

Ces séries d'essai avaient pour but de déterminer la surface de charge (surface III) et la sous-surface II, d'observer la valeur du module de déformation à l'intérieur et à proximité de la surface de charge, d'écrouir et observer la nouvelle surface de charge d'un sol surconsolidé pour étudier l'influence de la surconsolidation sur son évolution et étudier également l'influence du chemin de contraintes sur l'évolution de la surface de charge initiale et le module de déformation.

Chaque série d'essais a été complétée par des essais K_0 pour déterminer le coefficient de pression des terres au repos K_0 , et par des essais triaxiaux consolidés drainés ou non drainés pour déterminer l'angle de frottement interne φ' et la cohésion c' .

Les tableaux 2.2 et 2.3 synthétisent les informations générales concernant les essais réalisés.

Tableau 2. 2 Informations sur les essais à l'appareil triaxial

Série Sondage	N° essai	z (m)	Type d'essai	D _o (mm)	H _o (mm)	γ_h (kN/m ³)	e _o	w _N (%)	Vitesse	Test piézo-électrique
Série 1 Sondage 2	T1	-1,2	Ko	38,3	76,3	17,61	1,235	41	2kPa/h	
	T2	-1,2	Ko	38,3	76,2	17,54	1,280	43	2kPa/h	
	T3	-1,2	Ko	38,3	76,3	17,60	1,286	45	2kPa/h	
	T4	-1,3	p'q	38,4	76,3	16,42	1,635	53	2kPa/h	
	T5	-1,3	p'q	38,3	76,2	16,42	1,632	54	2kPa/h	
	T6	-1,4	p'q	38,3	76,2	15,83	1,831	62	2kPa/h	
	T7	-1,4	p'q	38,3	76,3	15,28	1,966	60	2kPa/h	
	T8	-1,5	p'q	38,2	76,4	15,69	1,893	63	2kPa/h	
	T9	-1,5	p'q	38,3	76,3	15,17	2,051	64	2kPa/h	
	T10	-1,6	Cu+u	38,2	76,2	14,81	2,286	73	0,01mm/mn	
	T11	-1,6	Cu+u	38,2	76,2	14,90	2,291	75	0,01mm/mn	
	T12	-1,7	Cu+u	38,3	76,2	14,31	2,611	83	0,01mm/mn	
	T13	-1,7	Cu+u	38,2	76,3	14,21	2,622	82	0,01mm/mn	
	T14	-1,7	p'q	38,1	76,2	14,46	2,503	84	2kPa/h	
	T15	-1,8	p'q	38,1	76,2	14,98	2,312	80	2kPa/h	
	T16	-1,8	p'q	38,2	76,3	14,97	2,294	76	2kPa/h	
	T17	-1,8	Cu+u	38,2	76,3	14,86	2,402	79	0,01mm/mn	
Série 2 Sondage 2	T18	-5,1	Cu+u	49,8	102,2	16,02	1,872	66	0,01mm/mn	x
	T19	-5,1	Cu+u	50,1	101,9	15,64	1,970	68	0,01mm/mn	x
	T20	-5,4	Ko	49,9	101,8	16,12	1,758	61	5kPa/h	x
	T21	-5,7	p'q	49,8	99,9	15,78	1,914	68	5kPa/h	x
	T22	-5,8	p'q	49,8	100	15,98	1,858	66	5kPa/h	x
	T23	-6,3	p'q	50,1	102,1	15,39	2,146	72	5kPa/h	x
	T24	-6,4	p'q	50,3	100	15,23	2,146	75	10kPa/h	x
	T25	-6,6	p'q	50,1	100,2	15,14	2,251	75	10kPa/h	x
	T26	-6,7	p'q	50,1	100	15,35	2,195	78	10kPa/h	x
	T27	-6,8	p'q	50,1	100,1	15,21	2,194	76	10kPa/h	x
	T28	-6,9	p'q	50,2	100	15,33	2,127	74	10kPa/h	x
	T29	-7,1	p'q	50,2	100,1	15,54	2,084	71	10kPa/h	x
	T30	-7,3	p'q	50,2	99,8	14,71	2,365	74	10kPa/h	x
	T31	-7,4	p'q	50,3	100,1	14,75	2,331	74	10kPa/h	x
	T32	-7,6	p'q	50,1	99,8	15,49	2,103	75	10kPa/h	x

Série 3 Sondage 1	T33	-4,0	Ko	54,5	99,9	13,01	3,702	125	10kPa/h	x
	T34	-4,1	Cu+u	38,2	76,4	13,62	3,378	122	0,01mm/mn	
	T35	-4,1	Cu+u	38,1	75,9	13,42	3,513	129	10kPa/h	
	T36	-4,1	Ko	38,1	76,0	13,81	3,287	125	10kPa/h	
	T37	-4,2	Cu+u	38,1	75,7	14,17	2,940	112	0,01mm/mn	
	T38	-4,2	Cu+u	38,1	75,8	14,12	2,982	111	0,01mm/mn	
	T39	-4,2	Cu+u	38,0	75,9	13,97	3,141	111	0,01mm/mn	
	T40	-4,3	p'q	38,0	76,2	13,84	3,239	124	10kPa/h	
	T41	-4,3	p'q	38,0	75,8	13,48	3,638	132	10kPa/h	
	T42	-4,3	p'q	38,1	74,9	14,02	3,151	112	10kPa/h	
	T43	-4,5	p'q	51,2	100,5	14,04	4,109	111	10kPa/h	x
	T44	-4,7	p'q	51,2	99,2	13,47	3,590	124	10kPa/h	x
	T45	-3,2	p'q	51,1	100,3	17,37	1,333	48	10kPa/h	x
	T46	-3,3	p'q	51,4	100,3	16,66	1,516	53	10kPa/h	x
	T47	-3,4	p'q	51,4	100,0	16,41	1,587	58	10kPa/h	x
	T48	-3,6	p'q	51,5	99,7	15,74	1,852	65	10kPa/h	x
	T49	-5,9	p'q	51,2	100,4	14,88	2,331	80	10kPa/h	x
T50	-5,2	p'q	51,3	100,6	12,71	4,629	164	10kPa/h	x	
T51	-5,4	p'q	51,3	100,07	14,79	2,485	95	10kPa/h	x	
T52	-5,6	p'q	50,8	100,2	15,22	2,280	83	10kPa/h	x	
Série 4 Sondage 1	T54	-7,9	CD	38,1	76,43	13,86	3,211	114	0,01mm/mn	
	T57	-8,1	p'q	38,1	75,47	15,14	2,308	84	10kPa/h	
	T58	-8,1	p'q	38,1	75,72	14,91	2,438	92	10kPa/h	
	T59	-8,3	p'q	38,2	75,64	15,24	2,273	88	10kPa/h	
	T60	-8,3	p'q	38,2	76,1	15,24	2,332	91	10kPa/h	
	T61	-9,2	p'q	38,4	76,04	15,38	2,134	77	10kPa/h	
	T62	-9,2	p'q	38,2	75,82	15,52	2,110	77	10kPa/h	
	T63	-9,3	p'q	38	75,93	15,49	2,108	76	10kPa/h	
	T64	-9,3	p'q	38,3	76,01	15,36	2,106	75	10kPa/h	
	T65	-9,4	Cu+u	38,3	76,19	15,24	2,158	76	0,01mm/mn	
T66	-9,4	CD	38,4	76,2	15,53	2,111	74	0,01mm/mn		
Série 5 Sondage 3	T69	-4,1	Cu+u	51,5	101,0	13,22	3,941	138	0,01mm/mn	x
	T70	-5,4	Ko	51,3	100,6	14,47	1,841	93	10kPa/h	x
	T72	-4,4	Cu+u	51,5	100,4	12,83	4,531	151	0,01mm/mn	x
	T73	-5,5	Cu+u	51,3	100,2	14,12	2,864	98	0,01mm/mn	x
	T74	-3,4	Cu+u	51,4	101,8	16,19	1,642	55	0,01mm/mn	x

Tableau 2. 3 Informations sur les essais à chemin de contraintes imposé, dans le plan (p, q)
(les contraintes sont exprimées en kPa ; la contre pression est égale à 200 kPa)

N° essai	$\eta = \Delta q / \Delta p$	$\Delta q, \Delta p'$	Etat de contraintes initiales		Petits cycles	P _{estimé} , Q _{estimé} (modèle Anpetal)		Valeurs estimées à l'état surconsolidé		État final	
			p'	q		q	p	q	p	q	p
T4	0,75	$\Delta q > 0$	13	10,5	-	-	-	-	-	140	400
T5	0,55	$\Delta q > 0$	13	10,5	-	-	-	-	-	92	400
T6	0,38	$\Delta q > 0$	13	10,5	-	-	-	-	-	114	500
T7	0,23	$\Delta q > 0$	13	10,5	-	-	-	-	-	73	500
T8	0,11	$\Delta q > 0$	13	10,5	-	-	-	-	-	38	500
T9	0	$\Delta q > 0$	13	10,5	-	-	-	-	-	5	500
T14	-0,87	$\Delta q < 0$	13	10,5	-	-	-	-	-	-236	500
T15	-0,60	$\Delta q < 0$	13	10,5	-	-	-	-	-	-162	500
T16	0,81	$\Delta q > 0$	13	10,5	-	-	-	-	-	235	500
T21	0	$\Delta q = 0$	25	31	$\Delta q = 5, 10, 20, 30$	60	233	8	233	80	233
T22	$\Delta p = C^{te}$	$\Delta q < 0$	25	31	$\Delta q = -5, -10, -20, -30$	-55	235	-2	201	50	201
T23	$\Delta p = C^{te}$	$\Delta q < 0$	25	31	$\Delta q = -5, -10, -20, -30$	-55	231	-2	198	-100	231
T24	2	$\Delta q > 0$	25	31	$\Delta q = 10, 15, 20, 30$	60	250	24	228	200	317
T25	1	$\Delta q > 0$	25	31	$\Delta q = 5, 10, 15, 20$	55	261	6	221	100	315
T26	0,5	$\Delta q > 0$	25	31	-	35	251	1	218	101	418
T27	$\Delta q = C^{te}$	$\Delta p' > 0$	25	31	-	25	250	1	215	1	415
T28	-2	$\Delta q > 0$	25	31	$\Delta q = 10, 15, 20$	51	218	1	212	200	131
T29	$\Delta q = C^{te}$	$\Delta p' < 0$	25	31	-	25	205	1	205	1	405
T30	-0,5	$\Delta q < 0$	25	31	-	15	251	1	214	-99	414
T31	2	$\Delta q < 0$	25	31	-	-	-	-	-	-35	201
T32	-2	$\Delta q < 0$	25	31	-	-1	244	0	210	-100	260
T40	$\Delta p = C^{te}$	$\Delta q > 0$	30	40	-	-	-	-	-	150	240
T41	2	$\Delta q > 0$	30	40	-	-	-	-	-	150	300
T42	$\Delta p = C^{te}$	$\Delta q > 0$	30	40	$\Delta q = 10, 16, 20, 30$	-	-	-	-	100	274
T43	$\Delta q = C^{te}$	$\Delta p' > 0$	30	40	$\Delta p = 10, 15, 20$	-	-	-	-	30	400
T44	0,5	$\Delta q > 0$	30	40	$\Delta q = 10, 15, 20, 30$	-	-	-	-	130	440
T45	2	$\Delta q > 0$	30	40	$\Delta q = 10, 15, 20, 30$	-	-	-	-	130	290
T46	$\Delta p = C^{te}$	$\Delta q > 0$	30	40	$\Delta q = 10, 15, 20, 30$	-	-	-	-	130	240
T47	-2	$\Delta q > 0$	30	40	$\Delta q = 10, 15, 20, 30$	-	-	-	-	110	200
T48	$\Delta q = C^{te}$	$\Delta p' < 0$	30	40	$\Delta p = 10, 15, 20, 30$	-	-	-	-	30	200
T49	-1	$\Delta q < 0$	30	40	$\Delta q = -10, -15, -20, -30$	-	-	-	-	-10	200
T50	$\Delta p = C^{te}$	$\Delta q < 0$	30	40	$\Delta q = -10, -15, -20, -30$	-	-	-	-	-70	240
T51	-2	$\Delta q < 0$	30	40	$\Delta q = -10, -15, -20, -30$	-	-	-	-	-70	290
T52	-0,5	$\Delta q < 0$	30	40	$\Delta q = -10, -15, -20, -30$	-	-	-	-	-70	440
T57	$\Delta q = C^{te}$	$\Delta p' > 0$	30	40	-	-	-	0	215	0	415
T58	0,5	$\Delta q > 0$	30	40	-	-	-	0	215	200	615
T59	2	$\Delta q > 0$	30	40	-	-	-	0	215	200	315
T60	$\Delta p = C^{te}$	$\Delta q < 0$	30	40	-	-	-	0	215	-200	215
T61	$\Delta p = C^{te}$	$\Delta q > 0$	30	40	-	-	-	0	215	200	215
T62	-1	$\Delta q > 0$	30	40	-	-	-	0	215	45	200
T63	-0,5	$\Delta q < 0$	30	40	-	-	-	0	215	-100	415
T64	-2	$\Delta q < 0$	30	40	-	-	-	0	215	-200	315

2.4.2.3 Essais aux éléments piézo-électriques - Essais à la colonne résonante

La détermination des modules dans le domaine des petites déformations a été réalisée par les essais aux éléments piézo-électriques et les essais à la colonne résonante juste après la consolidation isotrope des éprouvettes. Puisqu'il s'agit d'essais non destructifs, nous avons pu réaliser plusieurs essais avec différentes pressions effectives de confinement pour chaque éprouvette. Après la saturation, l'éprouvette a été soumise d'abord à une consolidation isotrope sous une pression de confinement égale à la contrainte verticale effective estimée en place σ'_v , puis à 100 kPa et à 150 kPa (sauf pour l'essai T74 où par une erreur de manipulation, le dernier niveau de confinement était 250 kPa au lieu de 150 kPa).

L'essai aux éléments piézo-électriques a été associé à un essai triaxial et après l'essai aux éléments piézo-électriques à 150 kPa, un cisaillement non drainé jusqu'à la rupture a été effectué. Quelques essais aux éléments piézo-électriques après reconsolidation à l'état initial des essais des séries 2 et 3 présentées précédemment ont également permis de compléter les résultats. La fréquence utilisée pour les essais aux éléments piézo-électriques était 5 kHz et l'amplitude du signal émis était de 14 V.

Lors des essais à la colonne résonante, pour chaque niveau de pression de confinement d'un essai, l'essai à la colonne résonance en torsion a été effectué avec une amplitude variant de 0,01 V à 0,1 V et cette amplitude a pu monter jusqu'à 1 V pour le dernier niveau de confinement, où la destruction de l'éprouvette était permise.

Le tableau 2.4 synthétise les caractéristiques des essais à la colonne résonante. Les informations concernant les essais aux éléments piézo-électriques des séries 2 et 3 sont indiquées dans le tableau 2.2.

Tableau 2. 4 Caractéristiques des essais à la colonne résonante

N° essai	Sondage	z (m)	Type d'essai	D _o (mm)	H _o (mm)	σ_h (kN/m ³)	e _o	w _N (%)
T53	1	-9,05	RC	51,3	100,64	15,16	2,337	75,6
T68	3	-5,2	RC	51,2	101,3	14,19	2,873	99
T71	3	-4,3	RC	51,4	100,35	13,5	3,725	132,9
T76	3	-3,5	RC	51,3	100,2	15,47	2,055	72,8

2.5 Résultats

2.5.1 Paramètres géotechniques et mécaniques

2.5.1.1 Pression de préconsolidation – Indices de compression et de gonflement – Module œdométrique

La figure 2.14 présente un exemple de résultats de deux essais œdométriques. Les valeurs de la pression de préconsolidation σ'_p , ainsi que l'indice de tassement C_c (formule [1.47]), et de gonflement C_s (formule [1.48]), y sont déterminées. Le module œdométrique cyclique est déterminé selon la formule [1.51]. Les résultats déduits des essais œdométriques sont rassemblés dans le tableau 2.5.

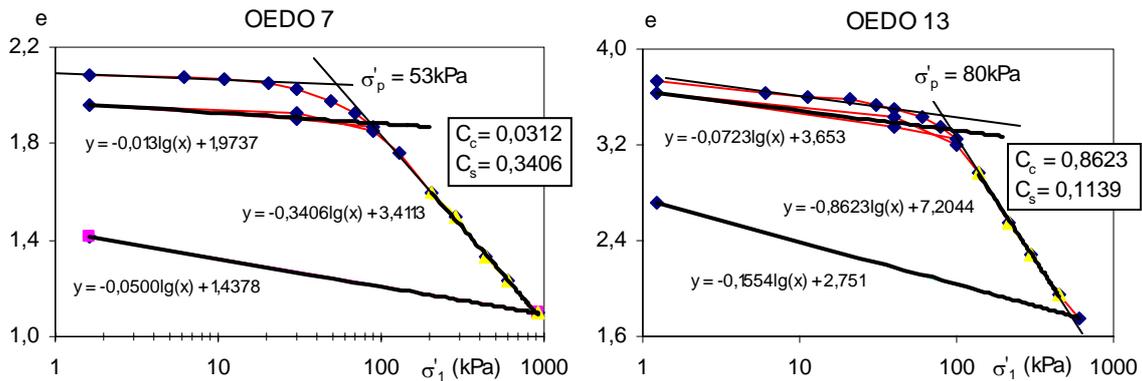


Figure 2.14 Exemples des courbes œdométriques

Tableau 2. 5 Résultats des essais œdométriques

(σ'_v est calculé en prenant la nappe à 1,5m de profondeur)

Essai	z (m)	e_0	σ'_p (kPa)	C_c	C_s	C_c / C_s	$E_{oedo-cycle}$ (MPa)	σ'_{v0} (kPa)	OCR
OEDO 1	-0,5	1,284	31	0,153	0,029	5,36	7,35	9	3,44
OEDO 2	-3,38	2,758	33	0,423	0,068	6,23	4,38	35	1,07
OEDO 3	-5,28	1,761	78	0,284	0,021	13,43	3,97	44	1,76
OEDO 4	-5,36	2,149	44	0,326	0,029	11,25	2,93	45	0,98
OEDO 5	-5,74	1,934	43	0,320	0,028	11,29	2,16	47	0,92
OEDO 6	-5,77	1,901	42	0,308	0,028	10,93	1,95	47	0,90
OEDO 7	-6,18	2,083	53	0,341	0,031	10,94	2,57	49	1,08
OEDO 8	-6,23	1,992	54	0,321	0,031	10,36	2,72	49	1,10
OEDO 9	-7,45	2,232	53	0,434	0,039	11,03	2,11	55	0,96
OEDO 10	-7,48	2,159	54	0,416	0,047	8,80	1,74	55	0,97
OEDO 11	-3,08	1,31	80	0,1687	0,0338	4,99	4,40	56	1,43
OEDO 12	-4,14	2,592	70	0,510	0,068	7,49	1,51	61	1,14
OEDO 13	-4,17	3,737	70	0,862	0,114	7,57	1,13	61	1,14
OEDO 14	-4,40	2,948	73	0,578	0,074	7,80	1,44	63	1,17
OEDO 15	-4,45	3,439	73	0,721	0,077	9,33	1,39	63	1,16
OEDO 16	-4,76	4,079	70	0,811	0,074	10,99	2,11	64	1,09
OEDO 17	-5,27	4,628	70	0,893	0,119	7,48	1,01	67	1,05
OEDO 18	-5,30	3,949	68	0,908	0,151	6,01	0,84	67	1,01
OEDO 19	-5,45	2,338	70	0,438	0,067	6,51	1,53	68	1,03
OEDO 20	-5,48	2,216	70	0,372	0,064	5,80	1,40	68	1,03

Les résultats des essais OEDO 1 (sol prélevé – 0,5 m de la zone vierge) et OEDO 11 (–3,08 m sous le remblai B) conduisent à un rapport de surconsolidation $R_{OC} > 1$. Le sol à la profondeur – 3,08 m sous le remblai B est celui à environ – 1 m avant la construction du remblai. Ces résultats montrent que le sol en surface du site est un sol surconsolidé. Cette observation correspond à l'étude bibliographique (voir 2.3). De plus, la surconsolidation du sol sous le remblai B peut être liée au phénomène de fluage sous l'effet de chargement du remblai après 30 ans (voir 1.6).

Dans la zone plus profonde, le rapport de surconsolidation est compris entre 0,9 et 1,1, sauf pour le premier test OEDO 3 où il vaut 1,76. La cause de cette forte valeur peut être le remaniement ou l'évaporation de l'eau de l'éprouvette car cette éprouvette se trouve dans la partie haute de la carotte stockée. La contrainte en place a été déterminée à partir du poids volumique humide du sol, égal à 17 kN/m^3 au dessus de la nappe et à 15 kN/m^3 sous la nappe (voir 2.3). Pourtant, ces deux valeurs sont les valeurs moyennes, nous pouvons donc conclure que, en profondeur, ce sol est normalement consolidé.

La figure 2.15 présente le profil des modules œdométriques, déterminés lors de la phase de déchargement – rechargement d'un essai œdométrique. Nous remarquons que les modules œdométriques varient autour de 1,5 MPa sous le remblai B et de 2 MPa à 4 MPa dans la zone vierge et qu'ils sont plus élevés dans la zone superficielle.

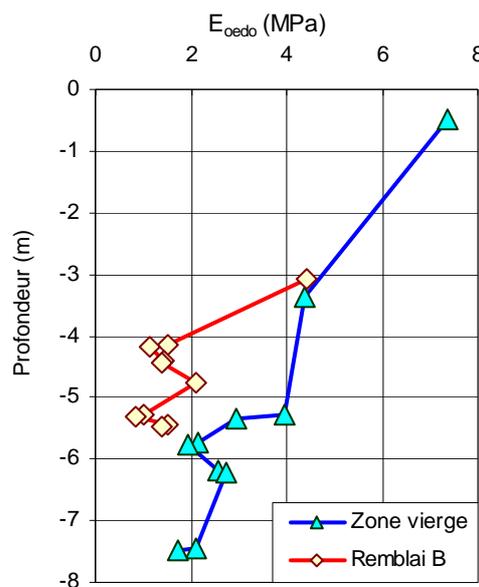


Figure 2. 15 Profil des modules œdométriques de la boucle de déchargement – rechargement

2.5.1.2 Coefficient de pression des terres au repos K_0 – Contrainte à l'état limite σ'_{lim}

La figure 2.16.a présente une courbe obtenue lors de deux essais K_0 . La partie linéaire de la relation entre les contraintes effectives verticale et radiale, exercées sur l'éprouvette donne la valeur du coefficient de pression des terres au repos K_0 . La contrainte limite σ'_{lim} , qui peut être considérée comme la contrainte verticale de préconsolidation, est aussi déterminée à partir de la courbe de variation du volume en fonction de la contrainte verticale $\Delta V - \sigma'_1$ (figure 2.16.b). Les résultats des essais K_0 sont donnés au tableau 2.6.

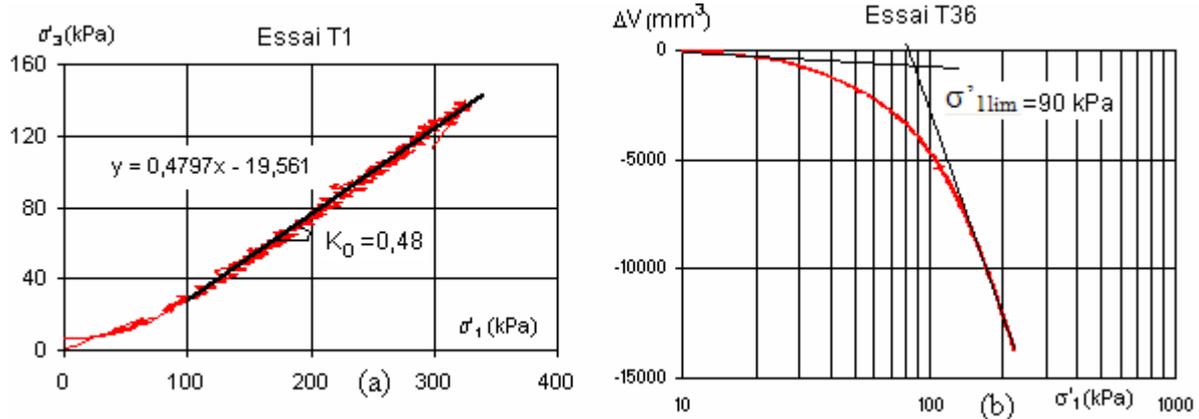


Figure 2.16 Courbes obtenues lors d'un essai K_0

Tableau 2. 6 Résultats de l'essai K_0

N° essai	Série	Sondage	z (m)	K_0	σ'_{lim} (kPa)
Essai T1	1	2	-1,22	0,48	50
Essai T2	1	2	-1,22	0,48	76
Essai T20	2	2	-5,44	0,48	65
Essai T33	3	1	-3,97	0,48	100
Essai T36	3	1	-4,08	0,53	90

Nous trouvons le même résultat sous le remblai C (Notons que les essais antérieurs ont tous été réalisés sur des sols prélevés avant la construction des remblais), K_0 vaut environ de 0,48 (tableau 2.7) (Shahanguian, 1981).

Tableau 2.7 Valeurs du coefficient de pression des terres au repos K_0 de l'étude précédente

Numéro d'essai	Sondage	Remblai	Prof. (m)	w (%)	Temps de consolidation (jour)	$\Delta V_c/V_0$ (%)	Vitesse %/h	Valeur de K_0
70	A35 – 5	C	4,7	81,41	6	1,18	0,06	0,48
26	A39 – 6	C	5,3	82,55	5	0,85	0,06	0,50
60	A40-T9-E3	C	5,7	69,77	6	1,73	0,06	0,45

2.5.1.3 Angle de frottement interne et cohésion

Les résultats de l'essai de cisaillement consolidé non drainé CU+u ont permis de déterminer les valeurs de la cohésion effective c' et de l'angle de frottement interne φ' (figure 2.17) à partir des valeurs de C_1 et de la pente M dans le plan $p' - q$ tels que :

$$M = \frac{6 \sin \varphi'}{3 - \sin \varphi'} ; \quad C_1 = \frac{6c' \cos \varphi'}{3 - \sin \varphi'} \quad [2.11]$$

Les courbes et les résultats sont illustrés sur la figure 2.17 et le tableau 2.8.

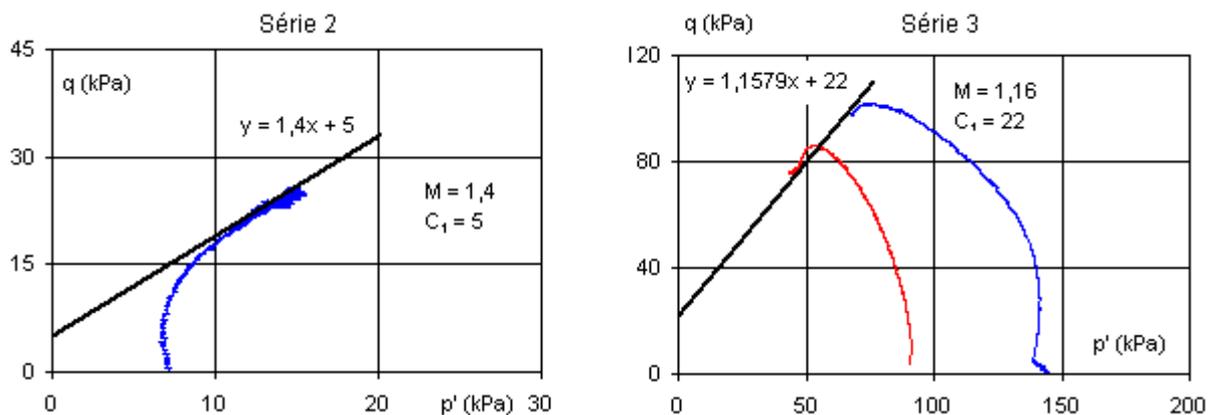


Figure 2.17 Résultats des essais consolidés non drainés avec mesure de pression interstitielle CU+u

Tableau 2.8 Résultats des essais consolidés non drainés Cu+u

Série	Sondage	P_f (m)	M	C_1 (kPa)	φ' °	c' (kPa)
1	2	-1,5	1,10	16	27,7	7,6
2	2	- 6	1,40	5	34,6	2,5
3	1	- 5	1,16	22	29,1	10,5
4	1	- 8	1,09	11	27,5	5,2
5	3	- 4	1,13	8	28,4	3,8

Les valeurs de l'angle de frottement interne φ' sont assez cohérentes avec les résultats des essais K_o pour un sol normalement consolidé, où $K_o = 0,9(1 - \sin \varphi')$ (Jaky, 1948). Les résultats de la deuxième série aboutissent à un angle de frottement interne un peu élevé pour une argile molle. Cet angle de frottement d'environ 30 degrés et cette cohésion voisine de 10 kPa sont des valeurs proches de celles déterminées lors des travaux précédents sur le sol de Cubzac-les-Ponts (Shahanguian, 1981 ; Mestat, 1993).

2.5.1.4 Synthèse

Les figures 2.18 et 2.29 synthétisent les caractéristiques géotechniques et mécaniques obtenues à partir des essais effectués. Le sol dans ces zones de prélèvement présente une assez bonne homogénéité. Il est assez humide avec une teneur en eau d'environ 100%. Le poids volumique humide varie de 14 à 17 kN/m³ et un indice des vides est voisin de 2.

Les résultats obtenus lors de nos essais sont comparés à ceux obtenus il y a 30 ans (Magnan *et al.*, 1978 ; Shahanguian, 1981 et Piyal et Magnan, 1984). On rappelle que les essais lors des études précédentes ont été réalisés sur les sols prélevés avant la construction des remblais. Nous pouvons observer dans la figure 2.18 que, sous le remblai B, plus la profondeur est grande, moins les caractéristiques géotechniques évoluent. À partir de 5 m de profondeur, le sol conserve sensiblement les mêmes propriétés (figure 2.18). Cela explique la moindre influence du remblai dans la zone plus profonde. Les valeurs supérieures de pression de préconsolidation (figure 2.18) lors de nos essais par rapport à celles des études précédentes peuvent être expliquées par la charge du remblai elle-même et par l'augmentation de la pression de préconsolidation sous effet de fluage. En zone vierge, les paramètres n'ont guère évolué dans le temps (figure 2.19).

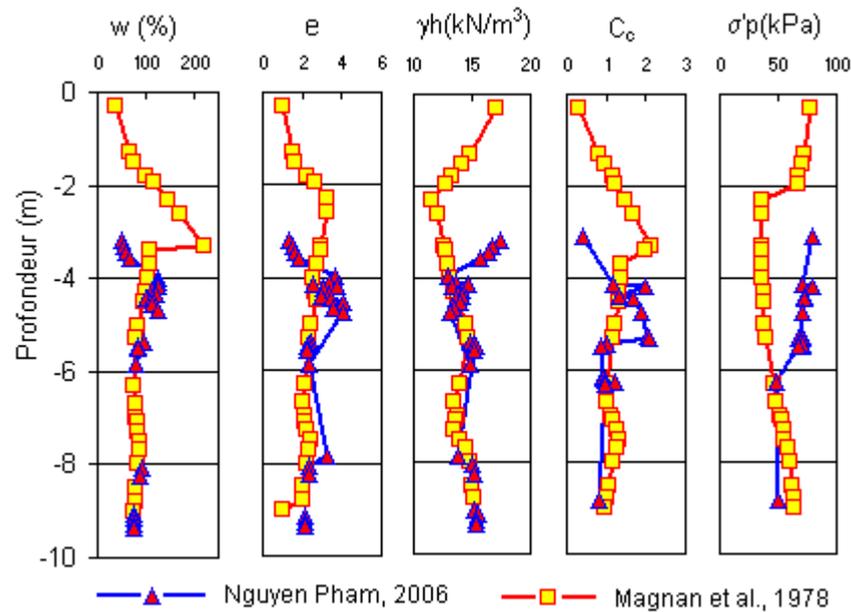


Figure 2. 18 Caractéristiques géotechniques sous le remblai B

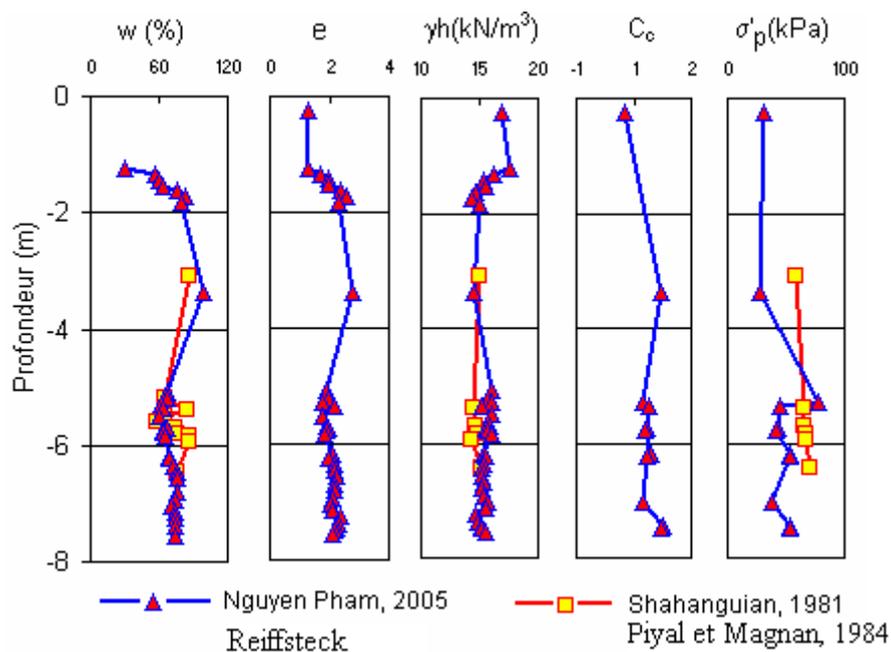


Figure 2. 19 Caractéristiques géotechniques du sol de la zone vierge

2.5.2 Surfaces de charge

2.5.2.1 Surface de charge III ou surface d'état limite

Comme défini dans le chapitre précédent, lorsque le chemin de contraintes entre dans la zone III, la déformation devient irréversible. Il s'agit d'une zone à proximité de la surface d'état limite où apparaît une irréversibilité des déformations.

Les essais drainés avec chemin de contrainte aident à identifier la surface de charge. Cette surface est déterminée à partir des points caractéristiques ou points d'état limite dont la détermination est faite particulièrement par l'identification des points où les courbes

($\Delta V = f(p')$) ou ($\Delta V = f(q)$) présentent un changement marqué de pente, ce qui correspond à un changement de comportement du sol (figure 2.20).

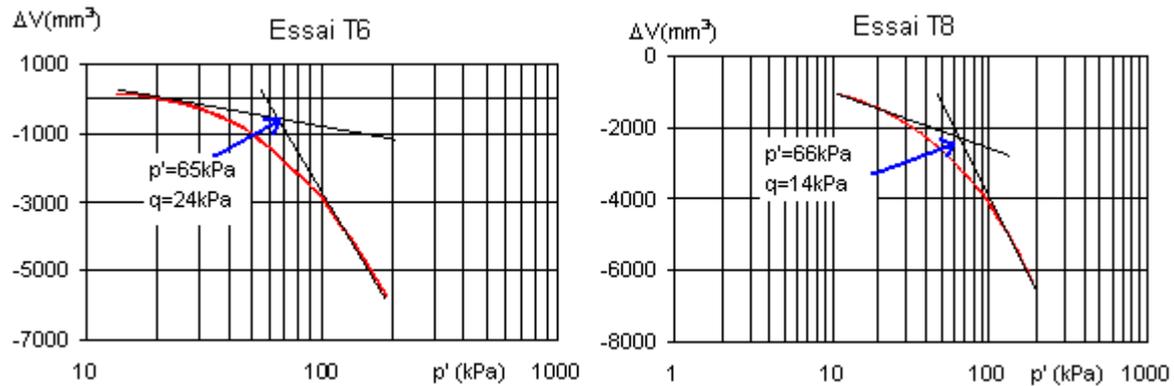


Figure 2. 20 Détermination du point caractéristique

Ces points forment une surface plus ou moins elliptique et inclinée sur la droite de pente η_0 (figure 2.21). (Nguyen Pham, 2006).

Dans la zone vierge, le matériau, même prélevé superficiellement (- 1,5 m), présente une surface de charge plus grande (figure 2.21.a). Ceci peut être dû à la surconsolidation causée par l'évapotranspiration de surface. Cette observation correspond bien aux résultats des reconnaissances géotechniques avec une contrainte de préconsolidation plus grande en surface (voir 2.4.1.1 et 2.3).

Par contre, les deux surfaces de charge du sol sous le remblai B semblent se situer sur une même surface de charge (figure 2.21.b).

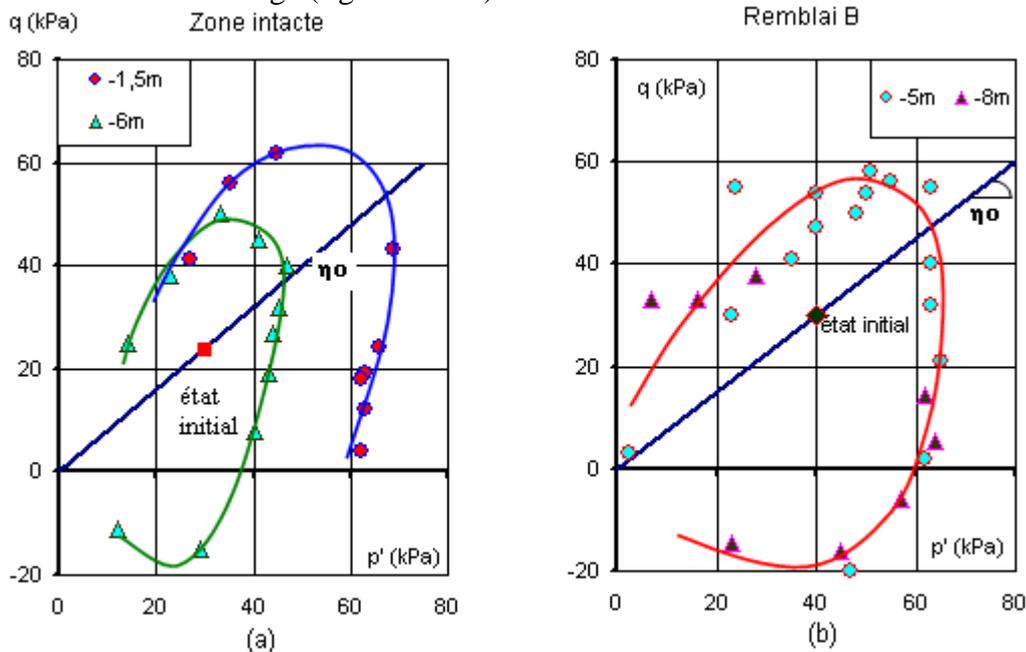


Figure 2. 21 Surfaces de charge du site de Cubzac-les-Ponts

2.5.2.2 Sous-surfaces de charge I et II

Par définition, la sous-surface I représente la zone où le comportement est parfaitement élastique linéaire. Cette zone est très délicate à déterminer et très petite. Expérimentalement, elle est quasiment indéterminable sauf pour quelques matériaux fortement cimentés. Dans

notre cas, avec une argile molle comme celle de Cubzac-les-Ponts, nous n'avons pas réussi à déterminer cette très petite zone.

Toutefois, l'essai avec des petites cycles de déchargement - chargement à l'intérieur de la surface de charge initiale de la série 2 aide à déterminer assez précisément la sous-surface II représentant le domaine élastique non linéaire mais réversible (voir 1.2.2).

On observe bien sur les figures 2.22 et 2.23 que la relation entre la déformation en chargement ε_{\max} et la déformation résiduelle permanente $\varepsilon_{\text{rés}}$ en déchargement est presque linéaire. Nous pouvons donc raisonnablement proposer que l'intersection de cette droite avec l'axe horizontal ε_{\max} , correspondant à la déformation résiduelle permanente $\varepsilon_{\text{rés}}$ nulle, soit la déformation critique $\varepsilon_{\max,c}$; qui définit la sous-surface II.

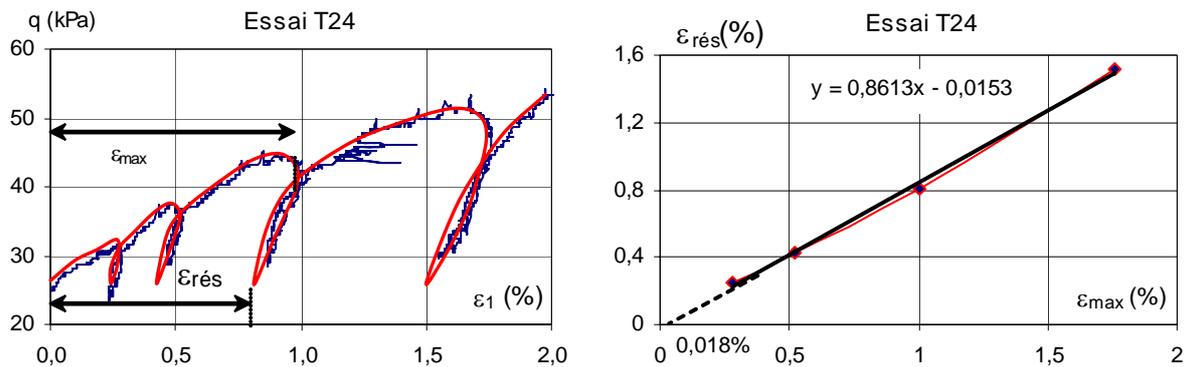


Figure 2. 22 Chargement – déchargement de l'essai T24

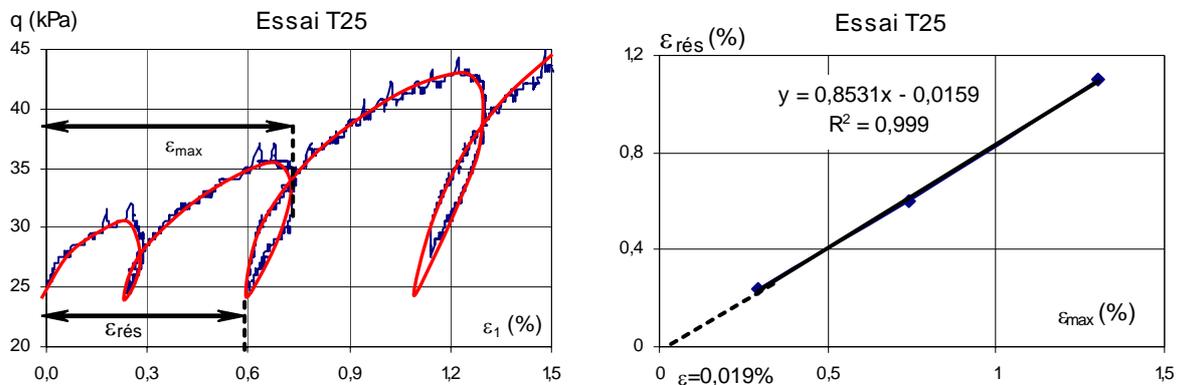


Figure 2. 23 Chargement – déchargement de l'essai T25

Chacune des éprouvettes a atteint cette sous-surface à une valeur de déformation $\varepsilon_{\max,c}$ différente. Néanmoins, on remarque que $\varepsilon_{\max,c}$ est voisin de 0,02%. On peut donc prendre $\varepsilon_{\max,c}$ égal à 0,02% comme valeur de la déformation critique de la sous-surface II. Ce résultat correspond avec les valeurs relevées durant l'étude bibliographique (Smith *et al.*, 1992 ; Jardine, 1992).

2.5.2.3 Évolution de la sous-surface de charge II à la surface de charge III

La figure 2.24.a présente la sous-surface de charge II et la surface de charge III dans le plan (p', q) . La sous-surface de charge II est déterminée à partir des états de contraintes (p', q) atteints à 0,02% de déformation axiale. Comme cette sous-surface est trop petite, un agrandissement est présenté sur la figure 2.24.b.

Pour étudier l'évolution de la sous-surface de charge II dans l'espace de contraintes, nous présentons sur la figure 2.24.c l'évolution des couples de contraintes (p' , q) de la sous-surface II suivant leur direction, figurée par des flèches sur la figure 2.24.b, avec un facteur constant exprimant l'évolution de l'état de contraintes de la sous-surface II vers la surface III supposée.

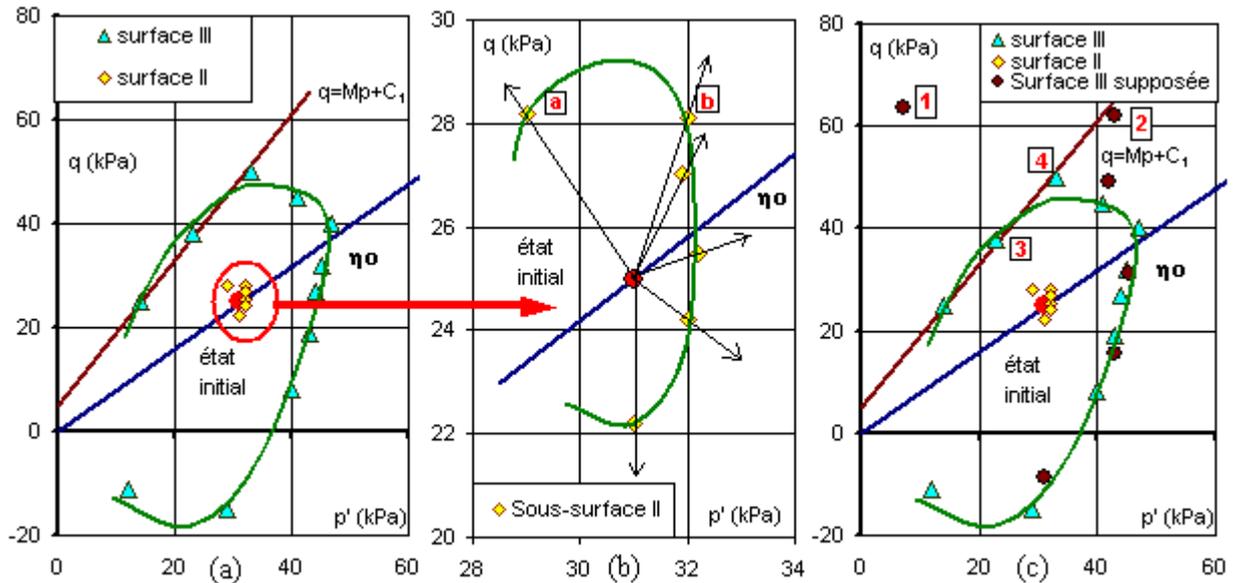


Figure 2. 24 Évolution de la sous-surface II

Nous trouvons qu'avec un facteur de 12, l'état de contraintes de la surface III supposée (représentée par les points ronds sur la figure 2.24.c) se trouve sur la surface de charge III observée (représentée par les triangles), sauf le point [1] qui se trouve à gauche de la droite d'état critique et le point [2] qui est à côté de la droite d'état critique.

Le point [1] est l'évolution du point [a]. Afin d'expliquer pourquoi le point [1] ne se situe pas sur la surface observée III, il est nécessaire de remarquer, en observant la figure 2.25.a que les techniques d'essai avec l'appareil triaxial ont un domaine d'investigation limité. Ceci est dû, pour une part, aux appareils et, pour une autre part, aux spécificités du matériau sol. Certaines conditions aux limites ne peuvent être appliquées et, par conséquent, certains états de contraintes ne peuvent être obtenus. Tout au plus, peut-on, pour $\sigma_3 = \sigma_2 = 0$, augmenter σ_1 pour parcourir un chemin de contrainte de pente 3 et pour $\sigma_1 = 0$ avec un accroissement de $\sigma_3 = \sigma_2$ un chemin de pente $-3/2$. La zone à gauche de ces deux droites est la zone inaccessible pour les essais avec l'appareil triaxial (figure 2.25.a). L'état de contraintes du point [1] est donc un état impossible à atteindre, ce qui explique pourquoi le point [1] ne se situe pas sur la surface observée III. De plus, lorsque l'état de contraintes atteint la droite d'état critique, il va y rester. Donc, l'état de contraintes du point [a] de la sous-surface II évolue vers le point [3], pas le point [1] (figure 2.24.b et c).

L'état de contraintes du point [2] est l'évolution du point [b] (figure 2.24.b, c) qui est un état de contraintes déterminé à partir l'essai T21 où p' est constante et q est croissante. La détermination de l'état de contraintes du point [b] juste au début du chemin de contrainte, à 0,02% de déformation axiale, était très délicate. Au début de la phase de chemin de contraintes imposé, les contrôleurs de pression ont eu du mal à gérer la pression pour suivre la consigne (p' constante et q croissante), le chemin de contraintes est donc parti un peu à droite (point [b]), mais il a ensuite suivi la consigne et terminé sur la surface de charge. L'évolution du point [b] en réalité était donc le point [4].

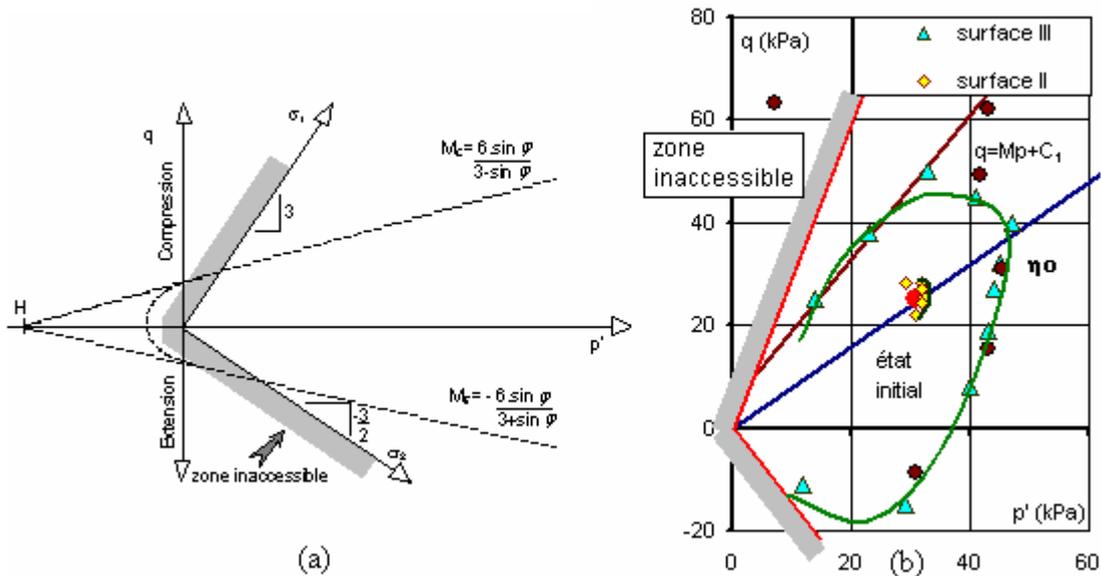


Figure 2.25 Limite technique de l'essai triaxial

Donc, l'évolution de la sous-surface II à la surface III est uniforme par rapport l'état de contraintes initial.

2.5.2.4 Évolution de la surface de charge d'un sol surconsolidé

Nous présentons sur la figure 2.26.b les surfaces de charge déterminées lors du premier chargement et du deuxième chargement de la série 2 du premier programme d'essai. Nous rappelons que le sol a été chargé jusqu'à atteindre la surface de charge correspondant à l'état de contrainte en place, puis déchargé jusqu'à atteindre un rapport de surconsolidation R_{OC} de 4, puis rechargé (figure 2.26.a).

La surface de charge d'un sol surconsolidé (deuxième chargement) évolue vers la droite par rapport à la surface de charge du premier chargement, mais cette évolution n'est pas uniforme dans toutes les directions. Nous pouvons supposer que cette évolution est composée d'une rotation de l'axe η_0 à l'axe η_{0-OCR} et d'une expansion (figure 2.26.b). La rotation de la surface de charge peut être expliquée par le fait que l'état initial de contrainte du premier chargement se trouve sur l'axe de consolidation anisotrope η_0 et qu'une fois que l'état de contrainte a atteint la surface et que le déchargement a été effectué pour avoir un sol surconsolidé, le nouvel état de contrainte initial est sans doute sur l'axe de consolidation anisotrope η_{0-OCR} .

L'application du deuxième programme d'essai permet d'observer que la surface de charge d'un sol normalement consolidé de la troisième série d'essai coïncide avec celle d'un sol surconsolidé de la quatrième série (figure 2.27.b). Nous rappelons que la série 3 a consisté à faire des chemins de contraintes jusqu'à la rupture à partir de l'état initial estimé et la série 4 a eu pour objet de faire les mêmes chemins radiaux, à partir d'un état surconsolidé (rapport de surconsolidation R_{OC} égal à 4 par rapport l'état initial estimé en place), (figure 2.27.a).

Nous pouvons expliquer cette différence de comportement par les modes de sollicitation des deux programmes d'essai. Dans le premier programme d'essai, l'état de contraintes déterminé par un modèle anisotrope avant le déchargement, dépasse la surface de charge d'état limite initiale, ce qui provoque l'évolution de la surface de charge pour le deuxième chargement. De plus, l'application de cycles de chargement – déchargement est potentiellement un autre facteur de l'évolution de la surface d'état limite, selon l'amplitude du premier chargement et

du nombre de petites cycles de chargement - déchargement. Dans le deuxième programme, l'état de contraintes avant et après le déchargement reste toujours à l'intérieur de surface d'état limite, ce qui explique la conservation de la surface de charge.

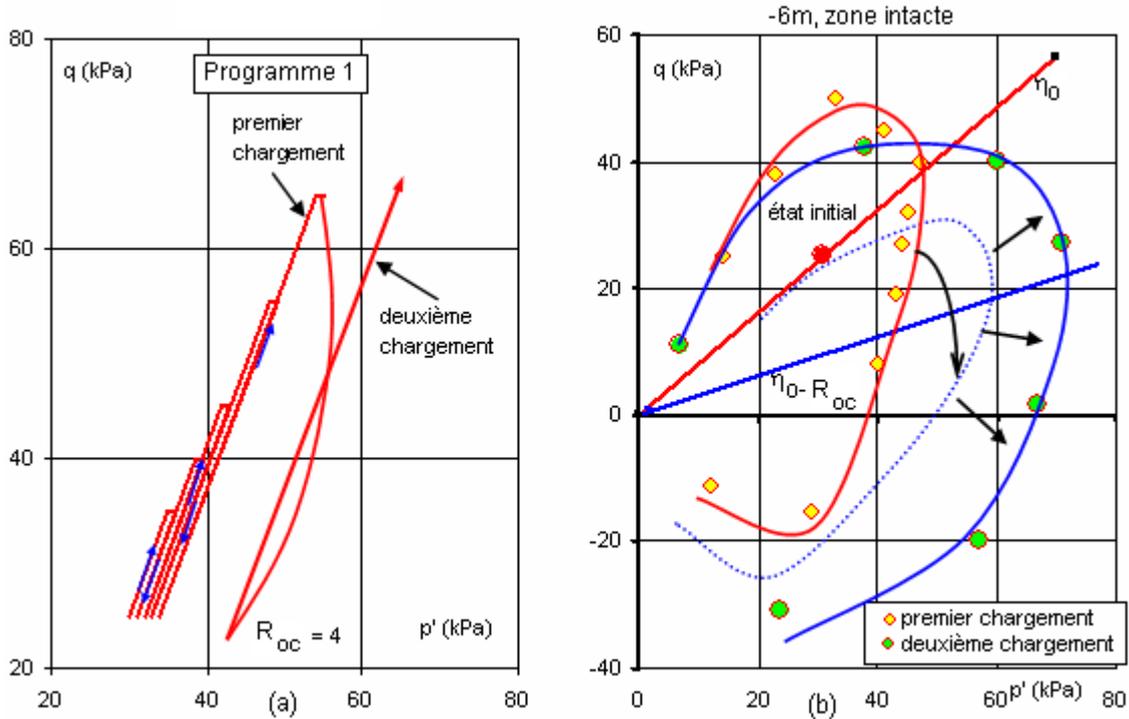


Figure 2. 26 Évolution de la surface de charge d'un sol surconsolidé

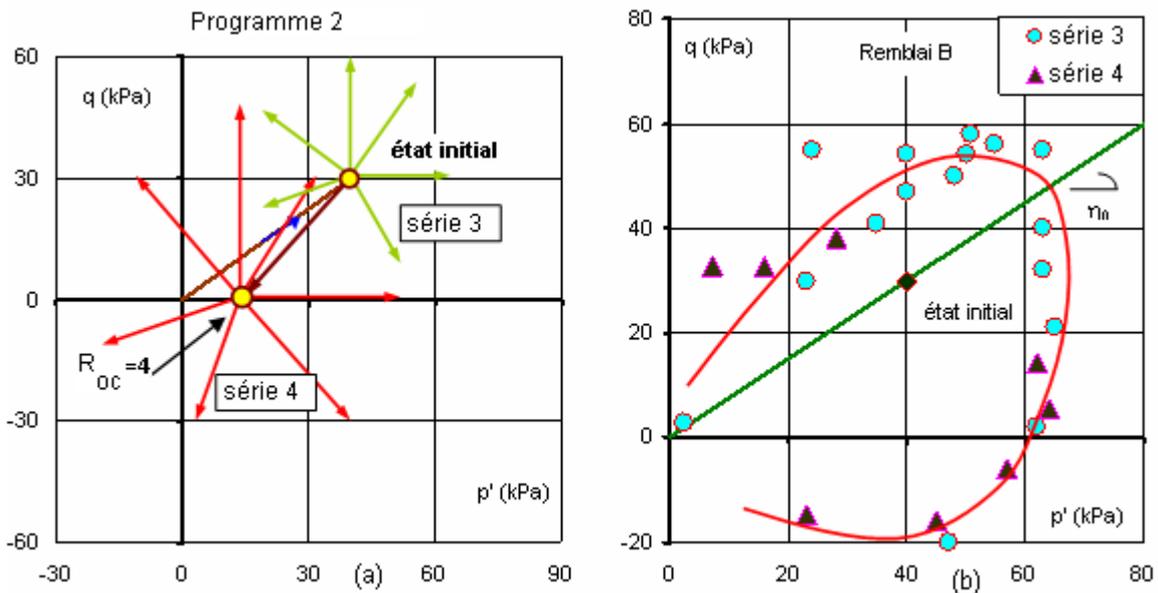


Figure 2. 27 Évolution de la surface de charge d'un sol surconsolidé

2.5.2.5 Évolution de la surface de charge d'un sol de 30 ans après

Les surfaces de charge déterminées lors de nos travaux sont comparées avec celles obtenues par Shahanguian (1981) il y a 30 ans. Il s'agit ici d'étudier l'influence du temps sur l'évolution de la surface de charge (Nguyen Pham et Reiffsteck, 2007 ; Nguyen Pham et Reiffsteck, 2005).

La surface de charge de la zone intacte à la profondeur de -5 m à $-7,50$ m, est comparée avec celle du remblai D à $-5,5$ m, qui était dans un état intact à l'époque de la réalisation des essais de Shahanguian (1981).

Dans la zone vierge, nous observons bien sur la figure 2.28 qu'il n'y a pas de grand changement entre la surface de charge du sol déterminé lors de nos essais et celles d'il y a 30 ans. C'est explicable car, géologiquement, un laps de temps de 30 ans n'est pas une durée suffisamment longue pour pouvoir observer un changement remarquable sur une zone assez profonde et vierge comme le sol testé.

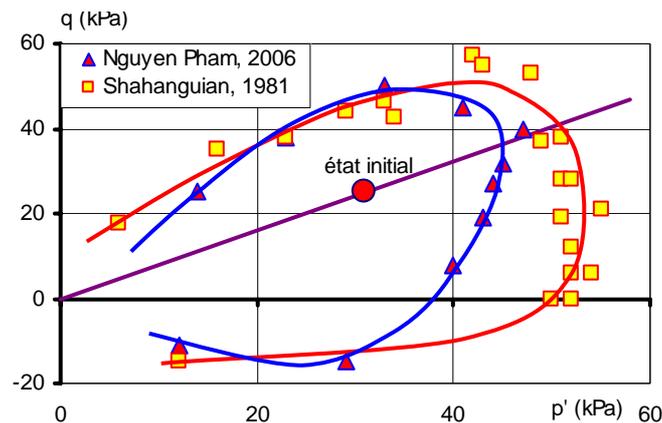


Figure 2. 28 Évolution de la surface de charge dans la zone vierge

2.5.3 Détermination du module de déformation

2.5.3.1 Module de cisaillement maximal G_{\max} issus des essais aux éléments piézo-électrique

Le module de cisaillement maximal G_{\max} a été déterminé lors de nos essais à l'aide de mesures de propagation d'ondes avec des éléments piézo-électriques avec la formule [1.65] :

$$G_{\max} = \rho V_s^2.$$

Nous montrons sur la figure 2.29 un exemple de courbes issues d'essais aux éléments piézo-électriques.

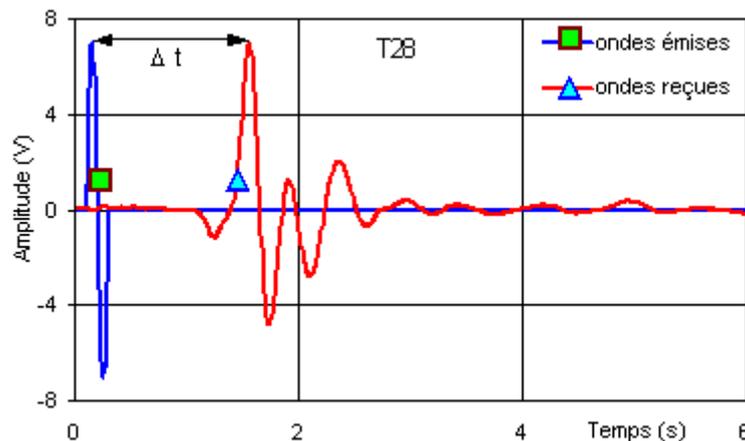


Figure 2. 29 Exemple d'un signal acquis lors d'un essai aux éléments piézo-électriques

L'essai aux éléments piézo-électriques a été fait à la fin de la consolidation isotrope. Quelques essais ont été également effectués après la reconsolidation à l'état estimé en place des

éprouvettes pendant les séries 2 et 3. La masse volumique, la distance de propagation d'ondes et le temps de parcours sont déterminés à la fin de ces phases pour le calcul du module de cisaillement. Les tableaux 2.9 et 2.10 rassemblent les informations concernant le calcul des modules de cisaillement maximum des essais aux éléments piézo-électriques.

Tableau 2.9 Détermination du module de cisaillement des séries 2 et 3
(la pesanteur « g » est égal à 9,81 m/s²)

Essai	e	Δt (s)	L (m)	V (m/s)	ρ (t/m ³)	G_{\max} (MPa)
T18	1,872	1,98	97,19	49,09	1,620	3,90
T19	1,970	1,11	96,95	87,34	1,580	12,05
T20	1,758	1,45	96,85	66,79	1,635	7,29
T21	1,914	1,79	94,95	53,04	1,607	4,52
T23	2,146	1,75	97,13	55,50	1,809	5,57
T24	2,146	1,63	95,01	58,29	1,567	5,32
T25	2,251	1,45	95,21	65,66	1,542	6,65
T26	2,195	1,55	95,02	61,30	1,555	5,84
T27	2,194	1,48	95,10	64,26	1,553	6,41
T28	2,127	1,43	95,01	66,44	1,560	6,89
T29	2,084	1,52	95,10	62,57	1,570	6,15
T30	2,365	1,51	93,33	61,81	1,509	5,76
T31	2,331	1,82	95,09	52,25	1,507	4,11
T32	2,103	1,68	93,25	55,51	1,682	5,18
T33	3,702	1,24	94,94	76,56	1,324	7,76
T43	4,109	1,49	95,50	64,09	1,427	5,86
T44	3,590	1,34	94,20	70,30	1,368	6,76
T45	1,333	1,23	95,26	77,45	1,764	10,58
T46	1,516	1,03	95,30	92,52	1,701	14,56
T47	1,587	1,07	94,99	88,78	1,676	13,21
T48	1,852	1,14	94,71	83,08	1,610	11,11
T49	2,331	1,26	95,40	75,71	1,533	8,79
T50	4,629	1,81	95,60	52,82	1,301	3,63
T51	2,485	1,68	95,07	56,59	1,509	4,83
T52	2,280	1,84	95,20	51,74	1,546	4,14

Tableau 2.10 Détermination du module de cisaillement de la série 5

(la pesanteur « g » est égale à 9,81 m/s²)

Série Sondage	Essai	Confinement (kPa)	e	Δt (s)	L (m)	V (m/s)	ρ (t/m ³)	G (MPa)
Série 5 Sondage 3	T72	70	3,686	1,52	94,52	62,18	1,255	4,85
		100	3,462	1,40	94,29	67,35	1,219	5,53
		150	2,934	1,10	94,31	85,74	1,166	8,57
	T73	80	2,437	1,05	90,82	86,50	1,266	9,47
		100	2,335	0,95	89,74	94,46	1,202	10,73
		150	2,111	0,78	87,63	112,35	1,222	15,42
	T74	50	1,610	0,91	96,09	105,59	1,605	17,90
		100	1,592	0,79	95,38	120,73	1,559	22,73
		250	1,403	0,55	93,36	169,75	1,522	43,85

La figure 2.30.a montre les valeurs du module de cisaillement maximal G_{max} du sol prélevé à trois profondeurs différentes sous le remblai B, lors des prélèvements de mars 2007. Nous pouvons constater que le module de cisaillement maximal G_{max} augmente avec la pression de confinement effective. Nous remarquons aussi que le module déterminé à -3,4 m (environ - 1 m sous le remblai) est supérieur à celui mesuré plus en profondeur (- 4,4 m et - 5,5 m), ce qui peut être expliqué par l'effet de la consolidation dans la zone plus proche en dessous du remblai B.

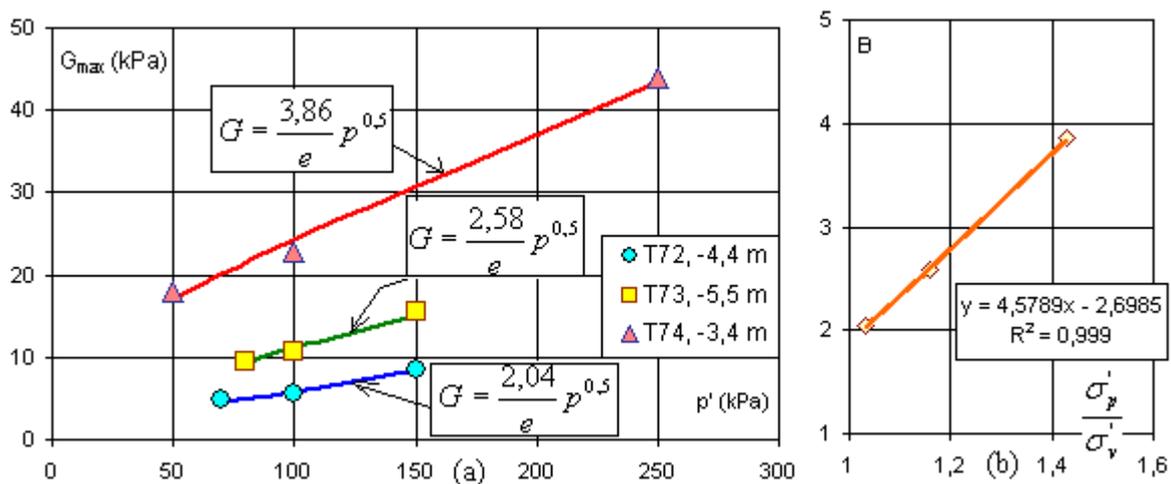


Figure 2. 30 Module de cisaillement maximal

Nous remarquons bien sur la figure 2.32 que le module de cisaillement maximal peut être approché par une loi hyperbolique similaire à celle proposée par Hicher (1985) pour une argile de limite de liquidité plus élevée, $G_{max} = \frac{B}{e} p^{0,5}$, où G est exprimé en MPa et p en kPa.

Il semble que les valeurs arbitraires B suivent une relation linéaire avec le rapport entre la contrainte de préconsolidation σ'_p et la contrainte verticale en place σ'_v (figure 2.30.b).

Les autres résultats des essais aux éléments piézo-électrique, déterminés lors de la reconsolidation à l'état de contraintes en place des séries 2 et 3 sont montrés sur la figure 2.31.

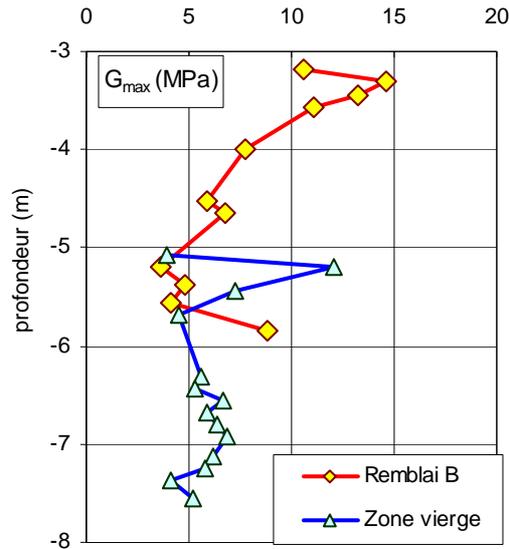


Figure 2. 31 Module de cisaillement maximal en fonction de la profondeur

Le module de cisaillement varie en fonction de la profondeur dans un intervalle assez large, de 5 à 15 MPa. Le sol dans la zone vierge présente un module assez constant, variant autour de 7 MPa, sauf une valeur d'environ 12MPa vers -5,20 m. Par contre, sous le remblai B, la variation observée est plus grande. Le sol à proximité du remblai présente un module de cisaillement plus grand que celui en profondeur. Ce qui s'explique par l'influence du remblai.

2.5.3.2 Module de cisaillement G_{RC} déduit des essais à la colonne résonante

Le module de cisaillement dans une plage de déformation intermédiaire G_{RC} a été déterminé à l'aide de l'appareil triaxial avec dispositif de mise en résonance. La mise en résonance de l'éprouvette s'effectue après la consolidation isotrope de l'éprouvette.

Au démarrage de notre programme d'essai, nous avons rencontré un problème dû à la perméabilité de la membrane, entraînant la pénétration d'air de la cellule dans l'éprouvette. Donc, pendant la consolidation, sous l'effet de la pression de confinement, l'air dans la cellule est aspiré par le contrôleur de pression volume (CPV), qui gère la contre-pression et le volume d'eau de l'éprouvette et la consolidation n'est pas réalisée. La figure 2.32.a illustre ce phénomène de percolation de l'air pendant la consolidation.

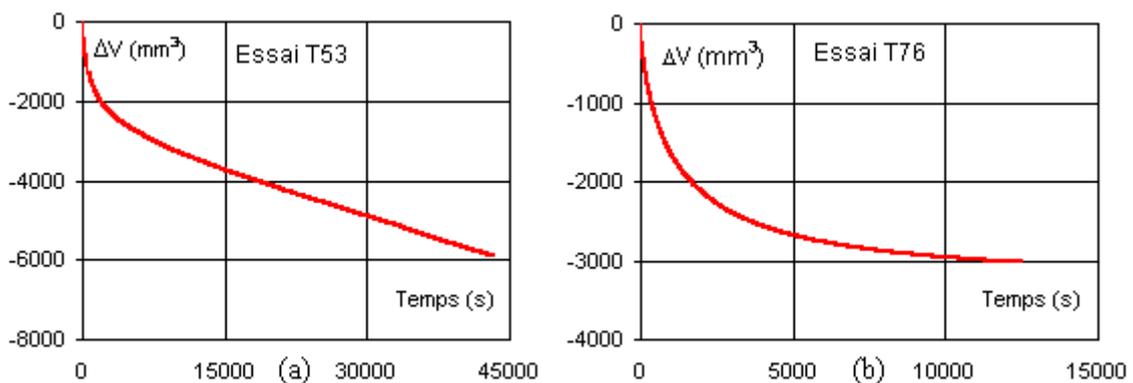


Figure 2. 32 Phénomène de percolation d'air dans l'éprouvette pendant la consolidation

Nous avons résolu ce problème en mettant de la vaseline et de l'huile de silicone autour de la membrane et un tube en plexiglas rempli d'eau autour de l'éprouvette pour éviter son contact

direct avec l'air de la cellule. La figure 2.33 présente le montage effectué, avec le tube rempli d'eau. L'efficacité de ce système pour limiter la perméabilité de la membrane a été prouvée par un exemple montré sur la figure 2.32.b.



Figure 2. 33 Montage effectué pour limiter la perméabilité à l'air de la membrane

Les modules de cisaillement G calculés à partir de résultats d'essais à la colonne résonante en torsion à l'aide des relations [1.65], [1.69], [1.70], [1.71] sont présentés sur la figure 2.34 ci-dessous.

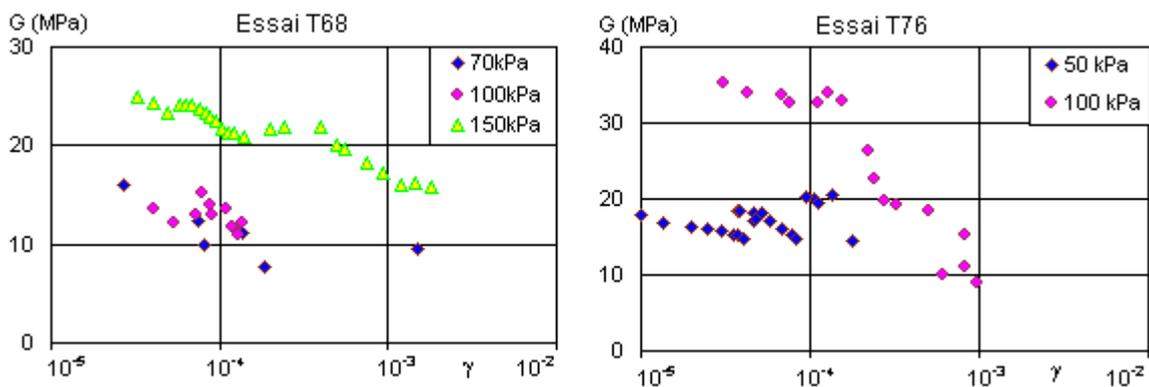


Figure 2. 34 Résultats d'essai à la colonne résonante

Nous observons sur la figure 2.34 que jusqu'à une distorsion inférieure à 10^{-4} le module de cisaillement semble constant, et puis il diminue avec la distorsion. Ce seuil de déformation est potentiellement la limite de la zone des très petites déformations et de la zone des petites déformations. Il semble d'après ces résultats que ce type d'essai à la colonne résonante en torsion est seulement applicable pour chercher le module de cisaillement dans le domaine supérieur à $5 \cdot 10^{-4}$.

Une autre analyse du module déterminé en fonction de la profondeur est présentée sur la figure 2.35. Le module à $-3,5$ m, même avec une pression de confinement plus petite, présente une valeur plus élevée. Hors de la zone d'influence due au chargement du remblai, il semble qu'à partir de -4 m de profondeur, pour une même pression de confinement, le sol plus profond présente un module plus élevé.

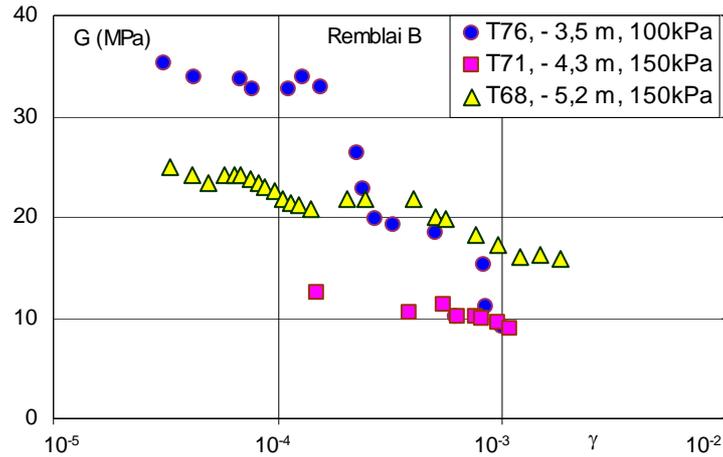


Figure 2. 35 Valeurs du module déterminé à la colonne résonante en fonction de la profondeur

2.5.3.3 Module de cisaillement G déduit des essais triaxiaux

Les essais triaxiaux consolidés non drainés permettent de déterminer le module de cisaillement tangent ou sécant au cours de la distorsion. Les modules sont déterminés soit à partir des capteurs locaux, soit à partir des capteurs globaux par les formules [1.54].

Nous présentons sur la figure 2.36 une comparaison entre le module déterminé par les capteurs locaux à effet Hall et le capteur global LVDT. Nous observons que les capteurs locaux donnent des valeurs du module de déformation plus grandes que les valeurs déterminées par le capteur global placé à l'extérieur et qu'ils peuvent réussir à déterminer le module dans une zone plus petite (figure 2.36.a). Par contre, nous avons trouvé également quelques résultats où les capteurs locaux donnent les mêmes valeurs que le capteur global (figure 2.36.b).

Nous remarquons aussi que dans les essais triaxiaux, le module de cisaillement peut être déterminé seulement pour une déformation supérieure à $5 \cdot 10^{-3}$ avec le capteur global et supérieure à $5 \cdot 10^{-4}$ avec les capteurs locaux (figures 2.36 et 2.37).

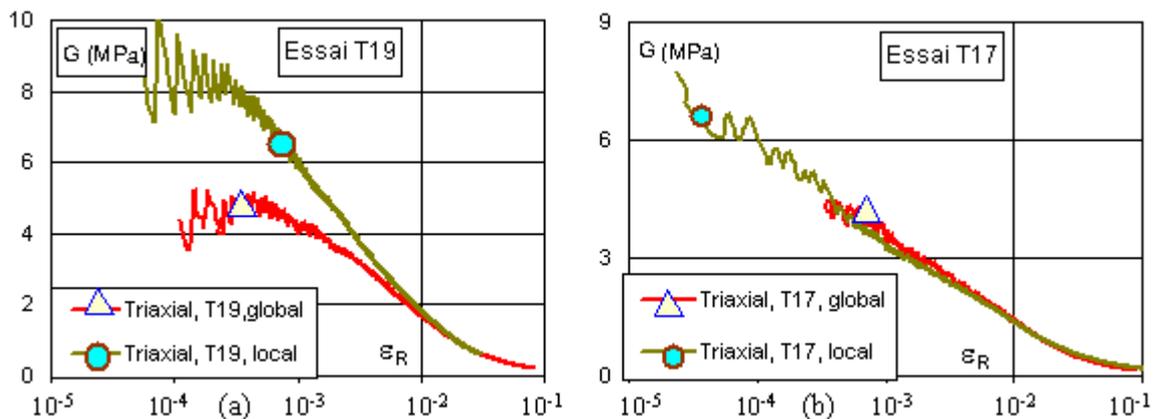


Figure 2. 36 Comparaison entre le calcul global et le calcul local

Nous observons que le module sécant de déformation augmente avec la pression de confinement (figure 2.37). Cette tendance peut être prise en compte relativement facilement sous forme de relations comme les équations [1.5], [1.6] et [1.7] où le module est croissant avec la pression de confinement p .

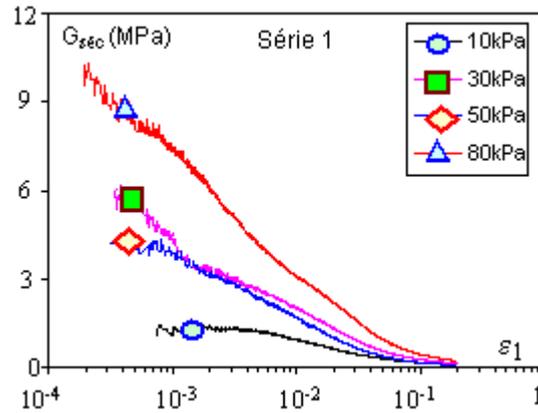


Figure 2.37 Variation du module en fonction de la pression de confinement

2.5.3.4 Synthèse sur le module de cisaillement G en fonction de la déformation

La figure 2.38 présente l'évolution du module de cisaillement G obtenu à partir des différents types d'essais présentés auparavant, en fonction de la déformation.

Pour exprimer ce module en fonction de la déformation utilisée habituellement pour un essai triaxial (axiale ϵ_1 ou radiale ϵ_3), il faut transformer la distorsion des essais à la colonne résonante en déformation axiale ϵ_1 ou radiale ϵ_3 en utilisant la formule :

$$\gamma = \frac{\epsilon_1}{\sqrt{2}} = \frac{2\epsilon_3}{\sqrt{2}} \Rightarrow \epsilon_1 = \sqrt{2} \times \gamma \quad \text{et} \quad \epsilon_3 = \frac{\gamma}{\sqrt{2}} \quad [2.12]$$

Nous présentons ici la variation des modules en fonction de la déformation radiale déterminés sous le remblai B à la profondeur - 3 m et - 4 m. Le résultat de l'essai à la colonne résonante T76 à -3,5 m est comparé avec celui de l'essai triaxial non drainé CU+u T74 à -3,4 m, dont la pression de confinement p' est égale à 100kPa. Cet essai a été associé avec l'essai aux éléments piézo-électrique. Un autre résultat de l'essai à la colonne résonante T71 à - 4,3 m est comparé avec l'essai CU+u T72 à - 4,4 m, dont p' est égale à 150 kPa.

Cette synthèse donne une vue générale sur l'évolution du module de cisaillement des petites déformations à grandes déformations. La courbe d'évolution du module se divise en trois zones de comportement différent. Avec nos moyens d'essais, nous n'avons pas réussi à déterminer le module de cisaillement dans le domaine des déformations inférieures à $5 \cdot 10^{-4}$. Néanmoins, autour une déformation à 10^{-4} , nous observons une constance du module de déformation (figure 2.38.a); nous pouvons donc supposer que le module pour une déformation inférieure à 10^{-4} est égal à celui mesuré aux environs de 10^{-4} . Une fois, la déformation supérieure à 10^{-4} , le module change très rapidement dans la zone de 10^{-4} à 10^{-3} , avec une pente très grande et il termine par un changement de pente plus lente dans la zone des déformations supérieures à 10^{-3} .

Toutefois, les modules de cisaillement maximal déterminés par les essais aux éléments piézo-électriques (considérés en très petites déformations) sont inférieurs aux modules des essais à la colonne résonante. Il est possible que l'essai à la colonne résonante ait amplifié leur module sous effet dynamique, ou bien que l'essai aux éléments aux piézo-électriques ait sous-estimé les modules de cisaillement.

Nous essayons d'approcher cette courbe d'évolution du module de cisaillement par la fonction hyperbolique de Fahey et Carter, exprimée par la formule [1.18] (voir 1.1.3.3). La

valeur de la contrainte de cisaillement τ_{max} , est déterminée en fonction de la contrainte effective moyenne, de l'angle de frottement interne et de la cohésion effective par la formule [1.15] (voir le tableau 2.11). Les valeurs de la cohésion effective et de l'angle de frottement interne sont obtenues à partir des résultats d'essais de la série 5 (voir 2.4.1.3)

Tableau 2. 11 Détermination de τ_{max}

	p' (kPa)	c' (kPa)	φ' (degrés)	τ_{max} (MPa)
- 3 m, remblai B	100	3,8	28,4	0,060
- 4 m, remblai B	150	3,8	28,4	0,089

Nous essayons de caler le modèle avec nos résultats d'essais en changeant les valeurs de f et g .

Le tableau 2.12 donne les paramètres du modèle de Fahey et Carter

Tableau 2. 12 Paramètres du modèle de Fahey et Carter

	G_{max} (MPa)	τ_{max} (MPa)	f	g
- 3 m, remblai B	35	0,060	4	0,9
- 4 m, remblai B	22	0,089	20	1

Le modèle de Fahey et Carter avec les deux paramètres f , g permet de caler la relation hyperbolique de manière très flexible avec les résultats expérimentaux. Il se cale presque parfaitement pour le sol à - 3 m sous le remblai B (figure 2.38.a) et assez bien pour le sol à - 4 m (figure 2.38.b).

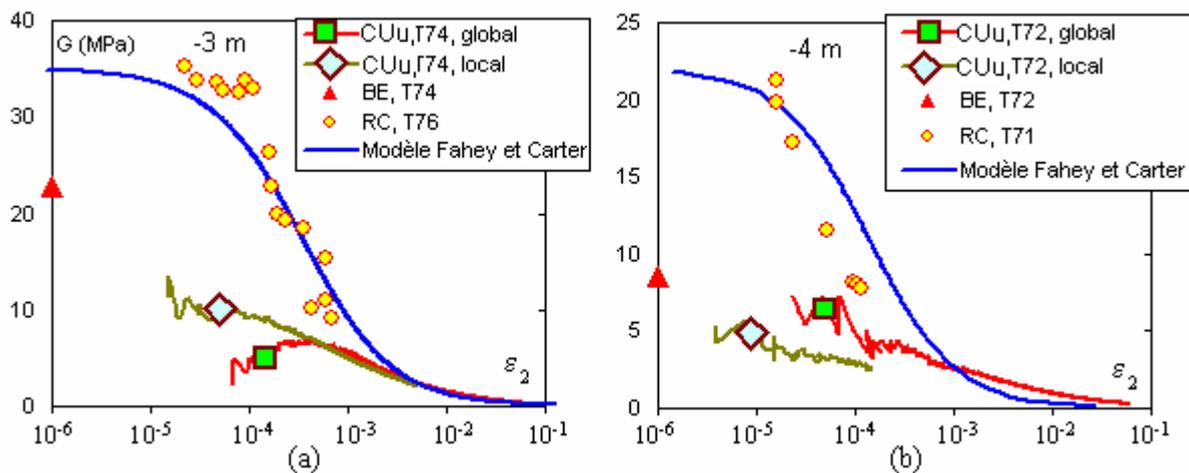


Figure 2. 38 Comparaison du modèle de Fahey et Carter avec les résultats expérimentaux

2.5.3.5 Variation du module de cisaillement G en fonction du chemin de contraintes

Le module de cisaillement, déterminé à partir de la partie linéaire de la courbe $q - \epsilon_d$ des essais triaxiaux, environ à $5 \cdot 10^{-3}$ de déformation déviatorique, semble varier significativement avec la direction des chemins de contraintes. Il est maximal pour les chemins pilotés par le déviateur q et minimum pour les chemins dirigés par la contrainte moyenne p' . Cette variation du module est presque symétrique par rapport à l'axe vertical (figure 2.39). Ceci peut être expliqué par l'influence de la valeur de la contrainte déviatorique sur la variation du module de cisaillement. Plus le chemin de contrainte est piloté par le déviateur, plus le module de

cisaillement est grand. Cette remarque est confirmée par l'étude bibliographique de Smith *et al.*, (1992).

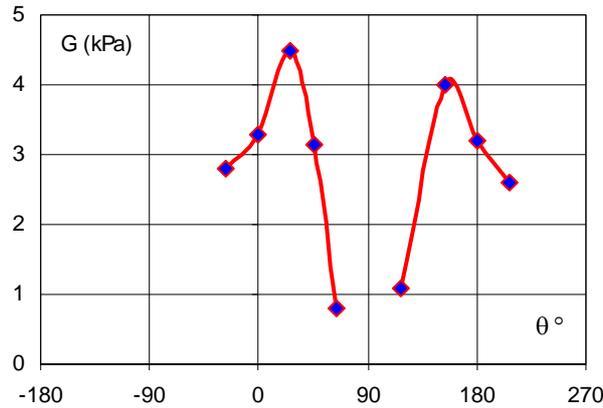


Figure 2. 39 Variation du module de cisaillement avec l'angle θ entre le chemin de contraintes et l'axe vertical

2.6 Comparaison du comportement de l'argile de Cubzac avec divers modèles rhéologiques

Les surfaces de charge obtenues à partir des essais effectués sont comparées avec les modèles utilisés pour l'argile naturelle détaillée dans la bibliographie (voir 1.1.4.2). Les paramètres des modèles sont obtenus à partir des essais œdométriques, des essais triaxiaux, et des essais K_0 . Ils sont donnés dans les tableaux 2.13, 2.14 et 2.15. Les paramètres de la série « 3+4 » sont les moyennes des résultats de la série 3 et de la série 4.

Tableau 2. 13 Paramètres du modèle Larsson

Série	K_0	φ' (degrés)	c' (kPa)	$\sigma'_{v,p} = \sigma'_{1,lim}$ (kPa)	$\sigma'_{h,p} = K_0 \cdot \sigma'_{1,lim}$ (kPa)
2	0,48	34,6	2,5	65	31,2
3+4	0,5	28	8	95	47,5

Tableau 2. 14 Paramètres du modèle Mélanie

Série	K_0	θ (degrés)	A	B	C	$\sigma'_{v,p} = \sigma'_{1,lim}$ (kPa)	$p'_c = 0,6 \cdot \sigma'_{1,lim}$ (kPa)
2	0,48	20,2	2,550	4,507	0,6	65	39
3+4	5	19,1	2,530	4,733	0,6	95	60

Tableau 2. 15 Paramètres du modèle Anpetal

Série	K_0	η_0	M_c	M_e	$J(q)_c$	$J(q)_e$	$\sigma'_{v,p} = \sigma'_{1,lim}$ (kPa)	$p_0 = \frac{(1+2K_0)}{3} \sigma'_{1,lim}$ (kPa)
2	0,48	0,8	1,4	0,95	0,846	1,671	65	43
3+4	5	0,75	1,12	0,82	0,414	1,277	95	63

La figure 2.40.a présente la comparaison des points de la surface de charge, obtenus lors de nos travaux avec le modèle de Larsson. Nous observons qu'avec les jeux de paramètres du tableau 2.13, ce modèle ne se cale pas de manière satisfaisante sur les résultats

expérimentaux, notamment au niveau des deux droites limitées par les contraintes de préconsolidation. Toutefois, si l'on augmente de 25% la valeur des contraintes de préconsolidation horizontale, $\sigma'_{h,p} = 1,25 \cdot \sigma'_{h,p}$ comme le montre la figure 2.40.b, on obtient une correspondance assez bien entre les résultats expérimentaux et le modèle.

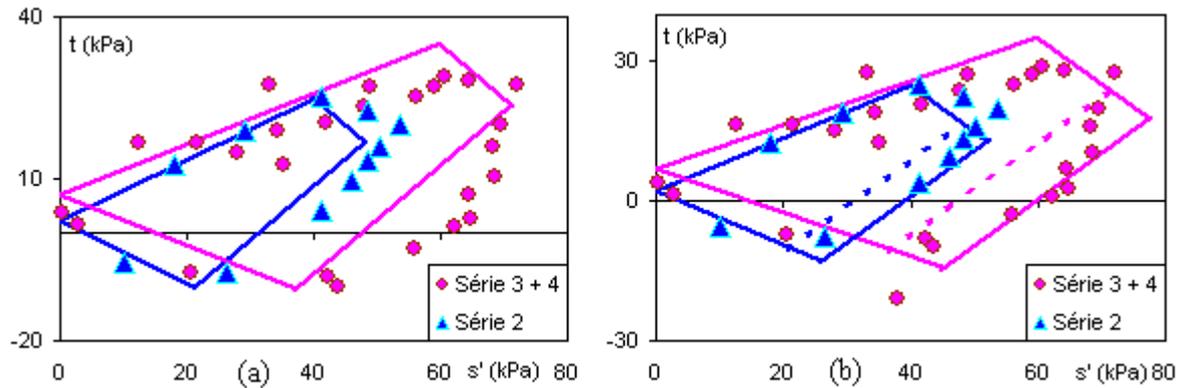


Figure 2. 40 Comparaison des résultats expérimentaux avec le modèle de Larsson et le modèle de Larsson corrigé

En ce qui concerne le modèle Mélanie, nous trouvons que le modèle s'adapte bien aux résultats expérimentaux au-dessous de la droite K_0 (figure 2.41.a), mais il n'est pas satisfaisant pour ceux au-dessus de cette droite car les résultats se situent sur la droite critique de Mohr-Coulomb.

En proposant le modèle Mélanie corrigé comme combinaison de la partie basse du modèle Mélanie « standard », et de la partie haute couplée avec la droite critique de Mohr-Coulomb, nous avons une bonne adéquation entre les résultats expérimentaux et le modèle (figure 2.41 b).

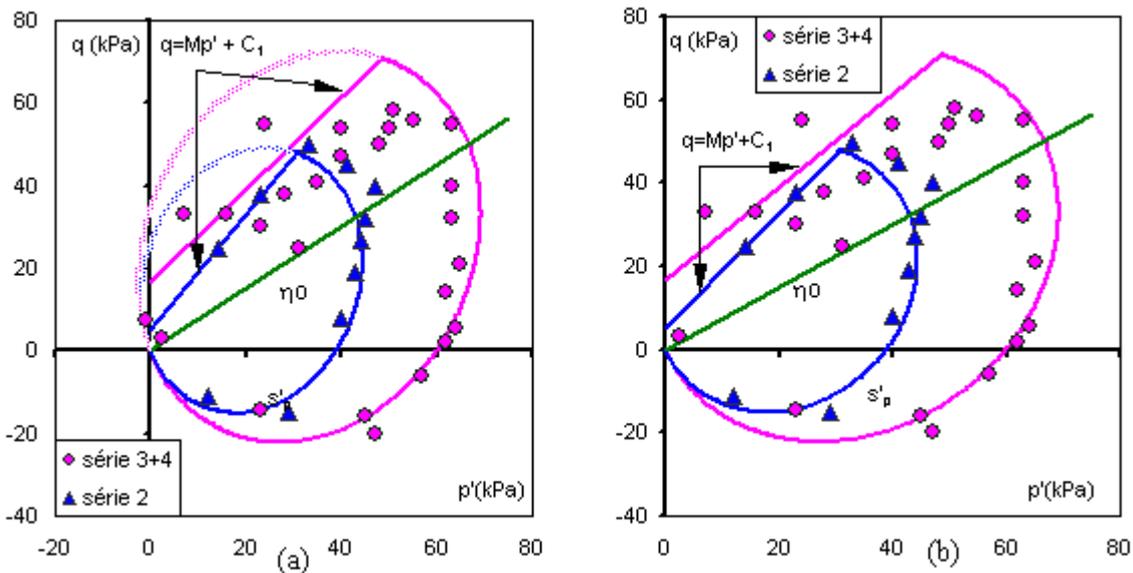


Figure 2. 41 Comparaison des résultats expérimentaux avec le modèle Mélanie et le modèle Mélanie corrigé

La figure 2.42 montre la validation des résultats avec le modèle Anpetal. Nous trouvons que la deuxième série d'essais colle bien avec ce modèle. Par contre, les troisième et quatrième séries ne se calent pas trop avec les résultats expérimentaux, surtout la partie proche de l'axe de consolidation anisotrope K_0 .

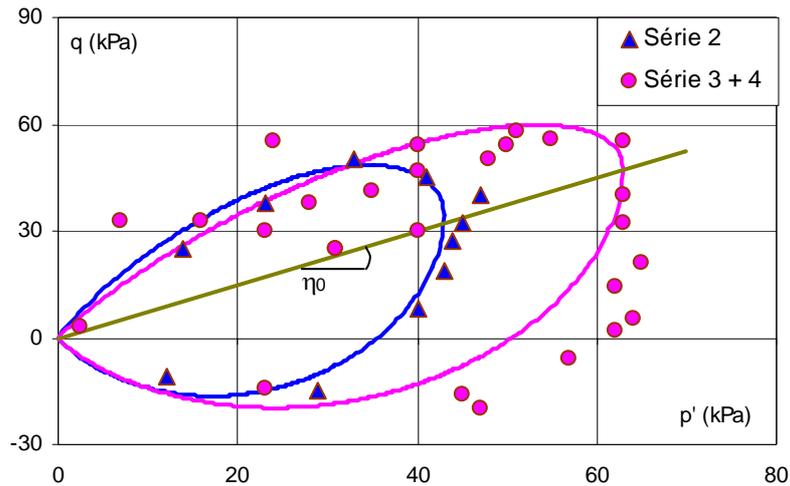


Figure 2. 42 Comparaison des résultats expérimentaux avec le modèle Anpetal

Parmi les trois modèles, les modèles de Larsson et Mélanie se calent très bien avec les résultats expérimentaux du sol de Cubzac-les-Ponts. Comme les surfaces de charge du sol de Cubzac-les-Ponts ont une forme symétrique autour de l'axe de consolidation anisotrope K_0 , le modèle Anpetal qui intègre une distorsion de la surface de charge par rapport l'axe K_0 ne permet pas de bien se caler avec les résultats.

Le modèle de Larsson est un modèle très simple et il s'adapte bien aux résultats expérimentaux. Par contre, ce modèle limité par des droites ne peut pas exprimer dans quelle direction évolue la loi d'écoulement, ce qui entraîne des difficultés dans la programmation. Les modèles Mélanie et Anpetal sont plus complexes, avec plus de paramètres, ce qui demande plusieurs types d'essais pour obtenir tous les paramètres des modèles. Cependant, la courbe d'état limite elliptique et bien lisse de ces modèles permet de mieux exprimer l'évolution de la loi d'écoulement.

2.7 Conclusion

L'ensemble des essais de laboratoire mis en œuvre lors de notre étude a permis de dresser quelques aspects de l'argile organique de Cubzac-les-Ponts.

Les essais à chemin de contraintes imposé, avec des petits cycles de chargement – déchargement nous ont permis de déterminer la sous-surface de charge II, représentant la zone du comportement élastique non linéaire mais réversible.

La surface de charge a pu être déterminée avec des séries d'essais avec des chemins de contraintes radiaux. Cette étude apporte une contribution supplémentaire pour conclure que la surface de charge est gouvernée par la contrainte de préconsolidation et qu'elle a une forme sensiblement elliptique, inclinée sur la droite η_0 ou K_0 . L'évolution de la surface de charge d'un sol surconsolidé dépend de l'état de contrainte avant le déchargement. Si ce dernier reste à l'intérieur de la surface initiale, il n'y a pas d'évolution de la surface de charge. Cependant, s'il y a eu un dépassement de la surface de charge, une évolution composée d'une rotation et d'une expansion est observée.

Dans la zone intacte (non chargée) du site de Cubzac-les-Ponts, à une profondeur moyenne, il n'y a pas de grands changements en 30 ans au niveau des caractéristiques géotechniques ni de son comportement à l'état limite, représenté par la surface de charge.

La technologie d'essai employée à l'époque ne semble donc pas avoir modifié de manière sensible les résultats obtenus. Seule l'application de faibles déviateurs peut avoir posé problème du fait des spécificités des appareillages de l'époque. On peut citer sans en classer l'importance :

- le mode d'application du déviateur : pression de confinement faible autorisée car la poussée d'Archimède sur le piston est forte en comparaison de la pression d'air comprimé servant à appliquer le déviateur,
- la technique d'asservissement : en grande partie manuelle,
- la technique de mesure : elle aussi manuelle ce qui ne permet que peu de mesures, en plus avec une faible précision.

Il est possible que le module de cisaillement maximal soit sous-estimé par les essais aux éléments piézo-électriques, ce qui peut être la conséquence de plusieurs facteurs. Les facteurs que nous pouvons citer sont la mise en place avec un bon alignement des capteurs piézo-électriques, la détermination du temps de propagation des ondes, la détermination précise de la longueur de parcours et le poids volumique de l'éprouvette.

L'essai à la colonne résonante permet de déterminer le comportement dynamique des sols dans le domaine des petites déformations, de l'ordre $5 \cdot 10^{-4}$.

Le module de cisaillement obtenu à partir des essais triaxiaux de précision permet d'atteindre une déformation supérieure à 10^{-3} avec une mesure globale et à 10^{-4} avec une mesure locale réalisée avec les capteurs à effet Hall.

Le module de cisaillement est piloté par le chemin de contraintes. Plus l'essai est piloté par le déviateur, plus grand est le module de cisaillement obtenu.

Les modules sécants de cisaillement diminuent avec la déformation et ils augmentent avec la pression de confinement.

Ces études donnent une vue globale sur l'évolution du module de cisaillement en fonction de la déformation. Trois zones d'évolution différente du module de cisaillement ont été observées, comme dans les travaux analysés lors de l'étude bibliographique.

Les trois modèles choisis pour la comparaison avec les résultats expérimentaux semblent bien se caler. Notamment le modèle Mélanie, élaboré pour le comportement des argiles molles naturelles, est le modèle qui donne une correspondance assez bien.

Chapitre 3

PRESSIOMÈTRE AUTOFOREUR

3.1 Pressiomètre autoforeur PAF 2000

Les recherches menées dans ce domaine par le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées ont pour objectif de parvenir à une meilleure connaissance de la détermination de la rupture et des modules de déformation, en vue d'améliorer les lois de comportement des sols ainsi que les modèles de calcul des ouvrages. La connaissance du comportement des sols à des fins de modélisation passe par une amélioration des essais de caractérisation des sols *in situ*. Il s'ensuit la nécessité de pouvoir accéder de manière fine à certains paramètres de déformation et de rupture du sol. Le développement d'une nouvelle génération d'appareil pressiométrique autoforé répond à ce besoin. Elle doit permettre de réaliser sur des sols en place, les moins remaniés possibles, des essais dans des conditions contrôlées en partant :

- des techniques de l'autoforage pour limiter le remaniement,
- des techniques d'essais en laboratoire de type triaxial de précision pour la métrologie.

Le nouvel appareillage pressiométrique autoforé s'inscrit dans la continuité de l'essai au pressiomètre autoforeur développé dans les années 1970 afin de pouvoir réaliser un essai *in situ* sur un sol qui serait quasiment dans son état naturel après la mise en place de l'appareil. Le cahier des charges s'appuie sur les idées rassemblées dans les cahiers des charges des appareils de la génération précédente (Reiffsteck *et al.*, 2002 ; Reiffsteck, 2002b). La réflexion menée a permis de fixer les objectifs suivants au nouvel appareil :

- mesurer des modules pressiométriques pour une gamme de déformations ($\Delta R/R_0$) de 10^{-4} à 0,41 (doublement du volume initial),
- être en mesure de réaliser un essai à déformation imposée avec des cycles,
- permettre l'autoforage de façon maîtrisée, des sols argileux jusqu'aux sables grossiers.

L'expression de ces besoins a abouti au dépôt en septembre 2000 par le LRPC de St Brieuc, par Jézéquel (Reiffsteck *et al.*, 2002 ; Reiffsteck, 2002b), d'une proposition de projet de développement intitulée « Pressiomètre autoforeur nouvelle génération »

3.1.1 Description générale

Partant de ces besoins, le pressiomètre autoforeur de nouvelle génération, nommé PAF 2000, a été développé et fabriqué par le Centre d'Études et de Construction de Prototypes de Rouen. La livraison du matériel fini a eu lieu en juillet 2006.

Cet appareil a la particularité de disposer de capteurs permettant de suivre le déplacement de la membrane lors de l'expansion et de contenir quatre géophones. Il permettra donc de comparer les modules de cisaillement mesurés par propagation d'onde à ceux déduits de la relation pression-déformation habituelle (figure 3.1)

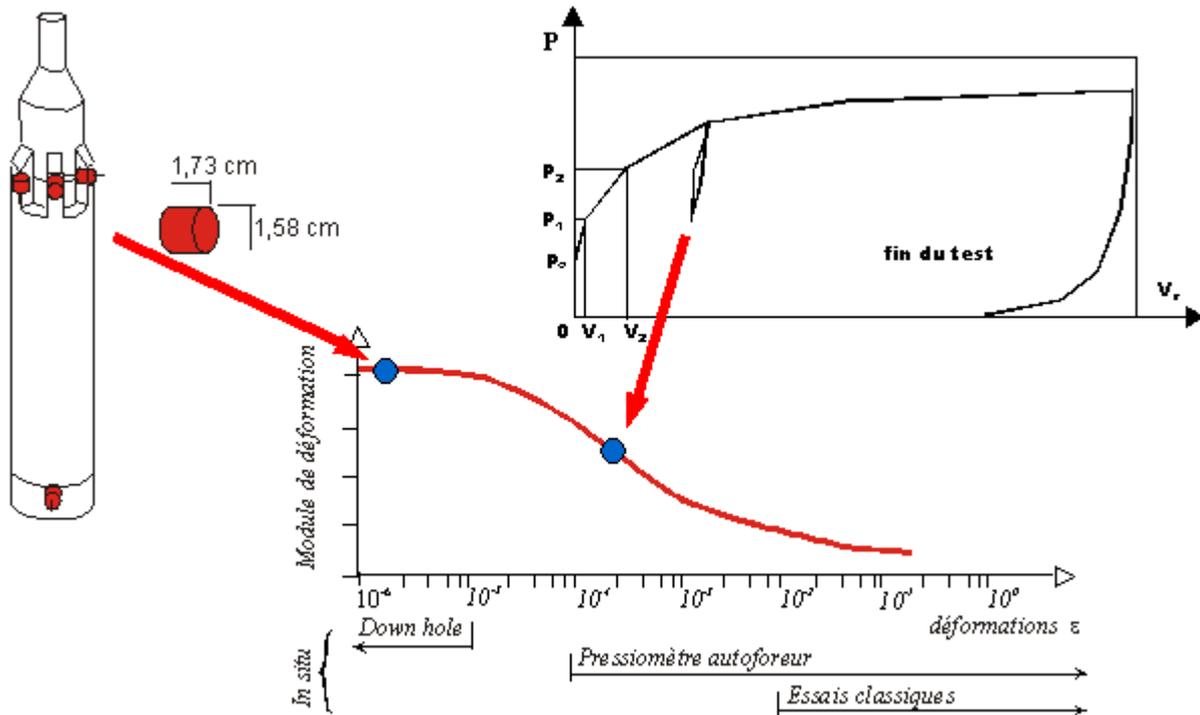


Figure 3. 1 Objectif du PAF 2000

La sonde mesure environ 1360 mm de longueur totale et 80 mm de diamètre extérieur et 60 mm de diamètre intérieur, pour pouvoir réaliser des essais dans des sols assez grossiers (figure 3.2 a). En effet si $D_{90} < 0,1 \cdot \phi_{\text{intérieur}} = 6 \text{ mm}$ alors $D_{\text{max}} < 10 \text{ mm}$, ce qui autorise des copeaux ou grains d'environ 10 mm.

L'appareil se divise en trois parties principales : le boîtier de conditionnement des capteurs, la sonde monocellulaire et la trousse coupante.

Le boîtier de conditionnement fait 200 mm de hauteur et accueille les cartes d'alimentations des capteurs et ainsi que trois géophones. Il relie la sonde au module de guidage et fonçage (environ de 350 mm de hauteur), celui-ci permettant la connexion au train de tiges pendant le fonçage.

La zone d'expansion possède un élancement égal à six fois le diamètre (voir annexe A « choix des dimensions de la sonde du PAF 2000, p. 199 »), Ce qui donne finalement une zone d'essai de diamètre extérieur 80 mm et de longueur 480 mm. Elle est d'abord entourée par une coque rigide pour protéger les câbles des capteurs (figure 3.2 b), puis une membrane néoprène (figure 3.2 c) et une double épaisseur de lamelles métalliques pour éviter l'éclatement ou les déchirures de la membrane néoprène (figure 3.2 d) lors de l'expansion. Lors du fonçage, les lamelles sont tendues grâce à une dérivation effectuée sur le circuit de désagrégation de haute pression.

La zone de mesure est encadrée par deux zones de garde d'environ 150 mm de hauteur. En partie supérieure se trouve la zone d'évents pour faire évacuer les copeaux de l'intérieur de la sonde pendant le fonçage.

Dans la partie basse se situe la trousse coupante, de longueur 180 mm, où se trouve le système de désagrégation pour enfoncer l'appareil dans le sol. Dans la trousse coupante est aussi placé un géophone.

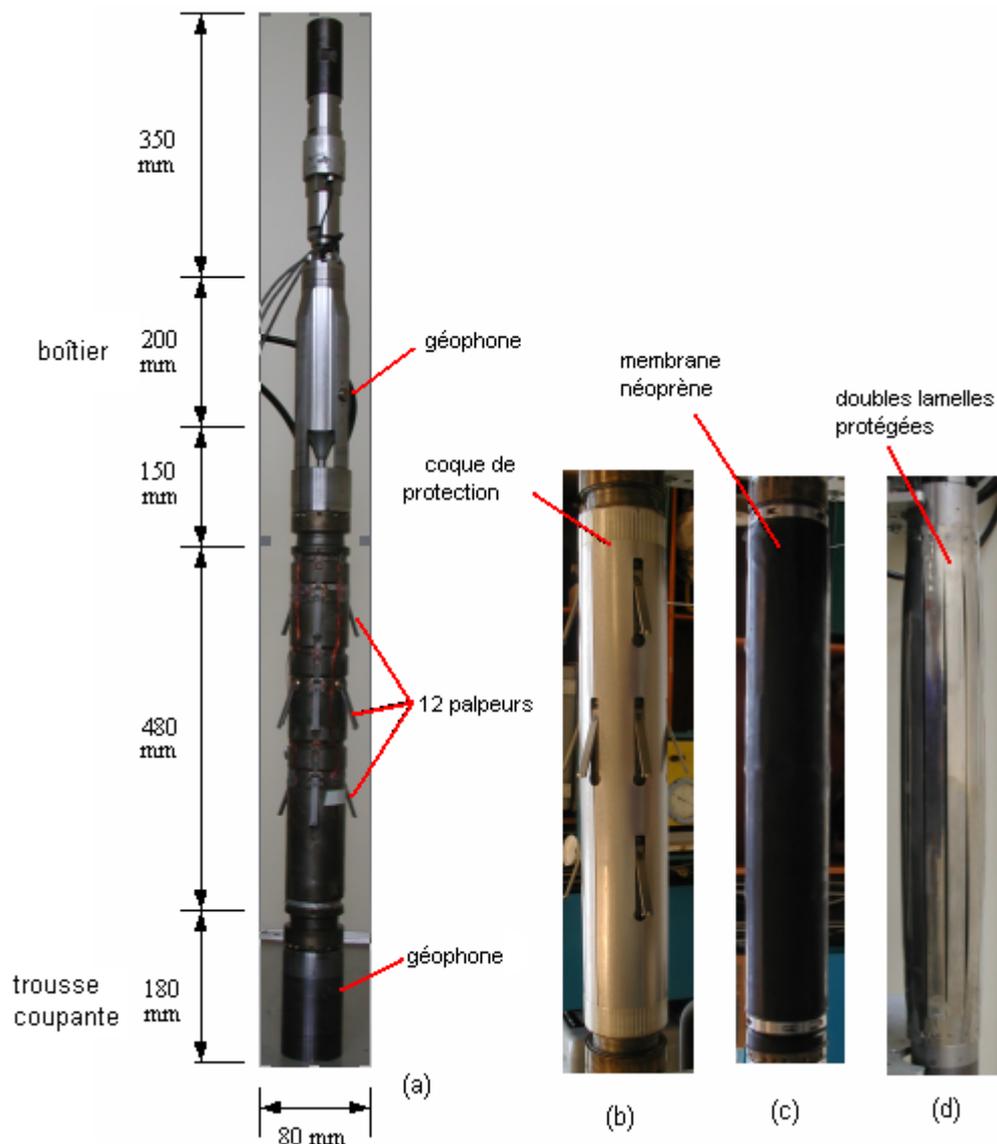


Figure 3. 2 Description générale de l'appareil PAF 2000

La sonde est complétée par un contrôleur de pression Advanced de marque GDS, de 1000 cm³ de capacité pouvant être asservi en pression et en volume pour actionner la membrane, un conditionneur de données de marque Nationales Instruments et un ordinateur portable pour piloter l'essai et faire l'acquisition des données (figure 3.3).

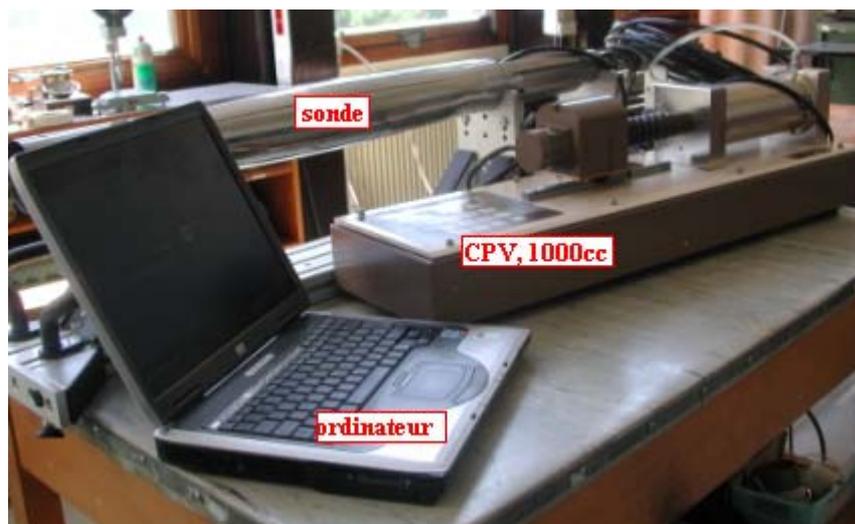


Figure 3. 3 Architecture de l'appareillage

3.1.2 Système de désagrégation (autoforage)

La mise en place de l'appareil est une étape très importante dans un essai au pressiomètre autoforeur où la qualité des résultats d'essai dépend de la qualité de l'autoforage. Ce dernier est réalisé par un système de désagrégation qui a pour fonction de déstructurer le sol pénétrant dans le corps de l'appareil lors de l'enfoncement de l'appareil. Les deux techniques de désagrégation les plus souvent utilisées sont la désagrégation par un outil rotatif et la désagrégation par jet d'eau.

3.1.2.1 Technique de désagrégation par outil rotatif

La technique de désagrégation par outil rotatif a été la première développée et elle est encore beaucoup utilisée dans le domaine du génie civil du fait de sa polyvalence. Elle consiste à couper le sol par un système rotatif d'outils désagrégateurs à une vitesse déterminée.

La vitesse d'enfoncement souvent utilisée pour un essai au pressiomètre autoforeur varie de 2,5 cm à 10 cm par minute et une vitesse de rotation des outils désagrégateurs de 60 à 120 tours par minute est conseillée (Benoît , 1983). Pendant l'autoforage, un circuit d'eau à basse pression est nécessaire pour faire monter les copeaux vers la surface. La figure 3.4 présente différents outils désagrégateurs, utilisés pour le pressiomètre autoforeur de l'université du New Hampshire. Deux types d'outils ont été utilisés, l'un est plus adapté aux sols mous (figure 3.4.a), l'autre plus adapté aux sols raides, voire aux roches tendres (figure 3.4.b).



Figure 3. 4 Différents outils désagrégateurs

Hormis ces paramètres : la vitesse d'enfoncement et la vitesse de rotation des outils désagrégateurs, la position de ces outils dans la trousse coupante est un autre facteur important influant sur la qualité de l'autoforage. Les études de Clarke (1981), citées par Benoît (1983) ont montré que, s'ils sont trop hauts, le sol va être refoulé vers l'extérieur (figure 3.5.a). En revanche, s'ils sont proches de l'extrémité, le sol en face de la trousse coupante peut être aspiré et les contraintes vont diminuer (figure 3.5.b). Un bon choix de la position limite le remaniement lié au forage (figure 3.5.c).

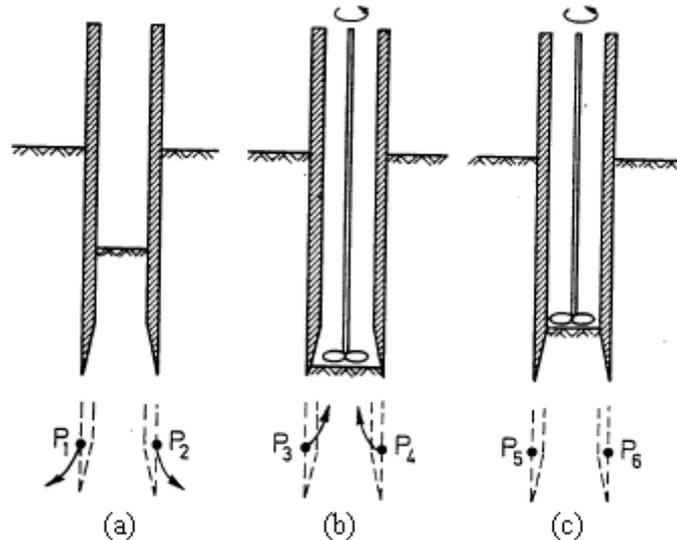


Figure 3. 5 Position de l'outil désagrégateur

3.1.2.2 Technique de désagrégation par jet d'eau

La technologie de découpe par jet d'eau remonte aux années 1960 et est largement utilisée actuellement dans l'industrie. À très haute pression (100 à 400MPa), l'eau atteint une vitesse supersonique (600 à 900 m/s) et est capable de percer et donc de découper tous les matériaux. Ce niveau de pression nécessite l'emploi de buses en saphir pour résister à l'abrasion. La puissance du jet d'eau peut être encore amplifiée en y ajoutant des abrasifs, des polymères ou le mélange des deux. En effet, les polymères empêchent la diffusion du jet et permettent ainsi de conserver l'énergie cinétique du jet et d'améliorer la découpe pour des épaisseurs plus importantes. Dans le domaine du génie civil, une pression de 10 à 40 MPa semble raisonnable pour couper les sols pas trop raides comme les sols mous ou les sables.

Au Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées de St Briec, cette technique a été utilisée dans les années 1970 pour le PAF 65 et semblait donner satisfaction (Jézéquel, 1972) ; elle a été développée par l'entreprise Ménard, sans avoir vraiment dépassé le stade du prototype (Ménard, 1976). Les gammes de pression utilisées étaient celles des pompes des sondeuses. Une application a été faite au Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées d'Angers et donnait satisfaction également (Nazaret, 1980). Cette technique semble particulièrement favorable dans les terrains peu résistants : argiles molles, limons, sables (Ménard, 1976 ; Nazaret, 1980).

Deux techniques différentes peuvent être employées pour la désagrégation des sols par jet d'eau : soit les buses désagrègent vers l'arrière (jet central) (figure 3.6.a) soit les buses projettent dans un plan horizontal (buses périphériques) (figure 3.6.b).

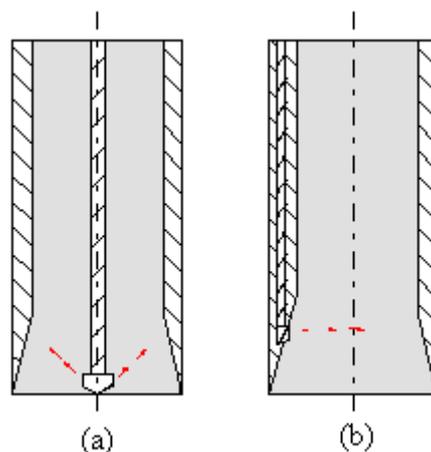


Figure 3. 6 Les différentes techniques de désagrégation : jet central (a), jets périphériques (b)

De plus, il est important de remarquer que la forme du jet a une grande influence sur l'efficacité de la désagrégation. Elle dépend du nombre de buses, des dimensions de celles-ci et des directions d'injection. Pour les buses projetant un plan horizontal, les gicleurs sont de deux types : gicleurs coniques et gicleurs à jet plat. Les buses diamétralement opposées laissent cependant des zones non-atteintes par les jets (figure 3.7.a). Une disposition oblique est plus difficile à réaliser mais préférable. Un angle α d'une cinquantaine de degrés semble adéquat (figure 3.7.b).

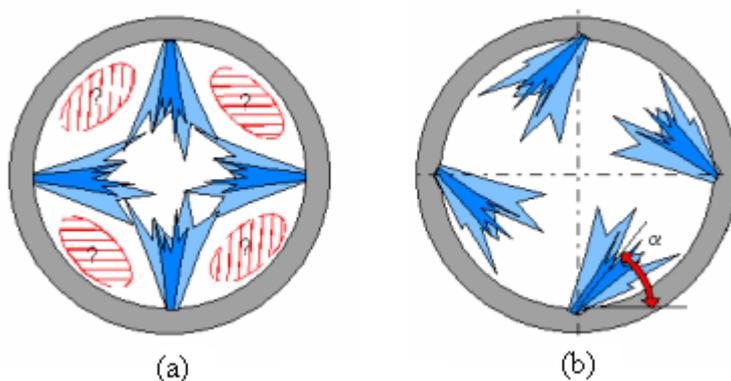


Figure 3. 7 Directions des buses

L'objectif est de créer un vortex propice à dégager la zone de découpe des copeaux et à les amener au niveau de jets basse pression, positionnés au dessus par exemple. La pression d'eau doit être suffisante pour désagréger le sol, mais pas trop grande pour ne pas détruire la structure du sol.

Les systèmes de découpe envisagés pour le PAF 2000 ont fait l'objet d'essais de validation par fonçage dans différents matériaux par le CER de Rouen (Vincelas, 2003 et 2005). La trousse surmontée par une pièce intermédiaire permettant de simuler le pressiomètre ($l=60\text{cm}$) et l'évacuation de l'eau, a été foncée dans deux types de sol (un sable argileux 0/8 mm et un limon 0/0,1 mm). Ces sols sont respectivement de classe GTR B2 et A1. Trois longueurs de trousse (59, 115 et 158 mm) ont été testées. Un dispositif de réaction de 40 kN équipé d'un vérin hydraulique permettant de foncer l'ensemble «trousse-tube» est utilisé. Le vérin ayant une course de 20 cm, un ensemble de rallonges permet d'enfoncer la trousse de 80 cm dans le sol en quatre étapes (figure 3.8).



Figure 3. 8 Réalisation d'une éprouvette et vue d'ensemble du dispositif

Deux séries d'essais réalisées au CER de Rouen ont eu pour objectif de définir une meilleure solution pour le système désagrégation du PAF 2000. La première série d'essais a consisté à déterminer l'influence de différentes vitesses et des pressions d'enfoncement sur la qualité de fonçage dans différents matériaux. La deuxième avait pour but de tester différents choix des buses : quatre buses ou huit buses inclinées, (Reiffsteck *et al.*, 2005) (figure 3.10)

Première série d'essai

Cette première série d'essais a surtout concerné la trousse à quatre jets perpendiculaires diamétralement opposés (figure 3.7.a et 3.10.a).

Une série de huit essais combinant des variations de pression, de vitesse de fonçage et de nature du sol a été réalisée. Pour les essais réalisés sur des limons, le forage présente un aspect de découpe nette hormis les reprises d'enfoncement. L'effort de fonçage se stabilise aux alentours de 18,5 kN pour une pression de 10 MPa (figure 3.9.a). Pour une pression de 5 MPa, l'effort évolue en fonction de la vitesse de fonçage : 14,9 kN pour une vitesse de 100 mm/min et 24,5 kN pour 200 mm/min. On note la présence d'un bouchon de limon compacté dans la trousse coupante, d'une longueur égale à la distance entre le tranchant et les buses. Il est surmonté d'une épaisseur de 1 à 2 cm de limon détrempe pour la pression de 10 MPa et d'environ 20 cm pour 5 MPa.

Les essais sur le sable argileux ont été plus problématiques. Parfois, à faible profondeur, l'eau a tendance à sortir par l'extérieur pour les trouses courtes (trousse 1 de 59 mm). L'effort de fonçage reste faible pour les petites profondeurs, mais la présence de granulats due à une granulométrie assez étalée fait augmenter brutalement l'effort en fin de fonçage. L'utilisation de trouses plus longues est peu concluante, car celles-ci s'abîment très vite (trousse 2 de 158 mm, trousse 3 de 115 mm). Une fois la trousse déformée, l'effort de fonçage augmente rapidement jusqu'à dépasser la capacité du bâti (figure 3.9.b).

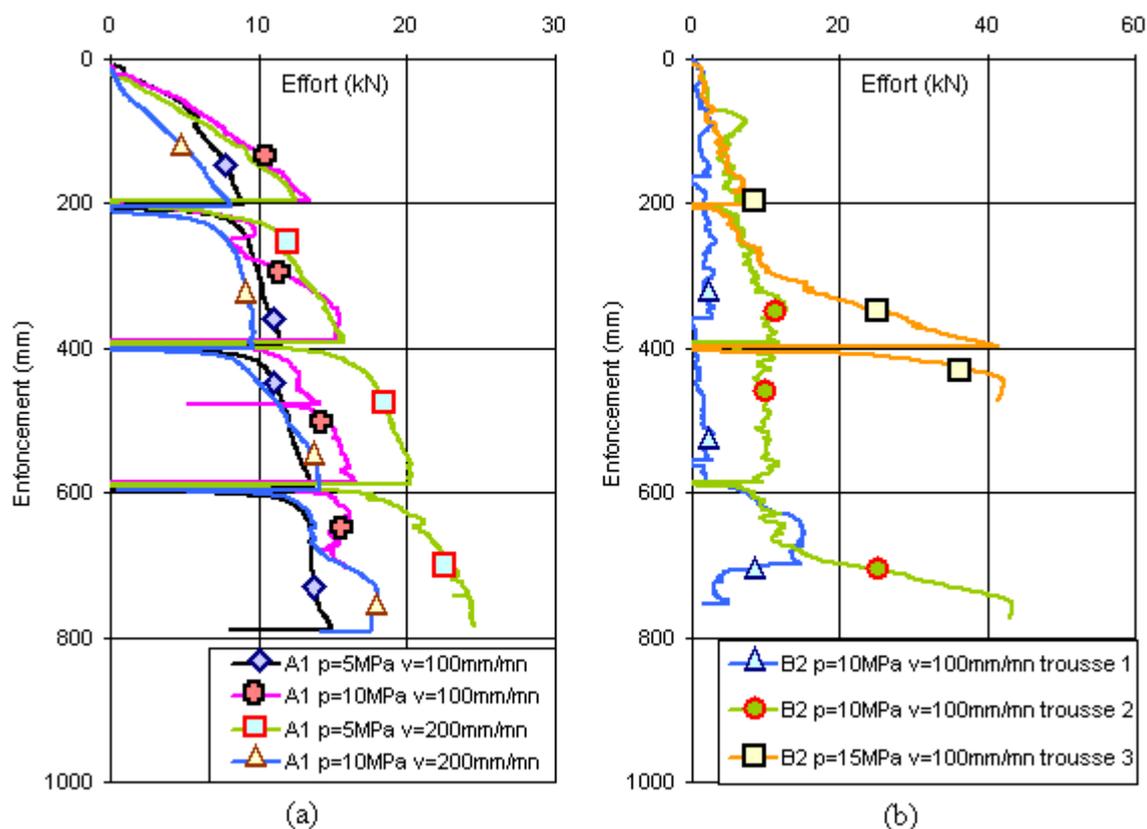


Figure 3. 9 Résultats des essais selon les protocoles utilisés dans le limon et dans le sable

Deuxième série d'essai

La deuxième série d'essais avait pour but de tester la nouvelle disposition des buses (figures 3.10). Nous avons testé le système de découpe à 4 buses inclinées (3.10.b) et 8 buses dont 4 inclinées et 4 opposées sur deux niveaux (3.10.c).

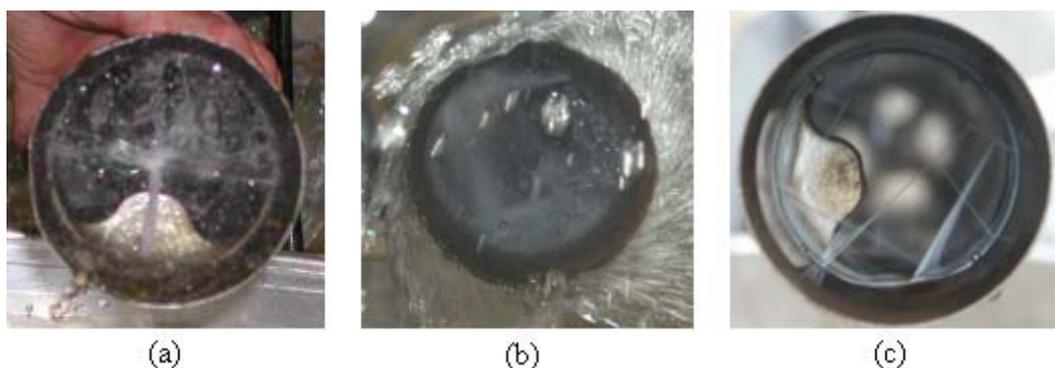


Figure 3. 10 Différents prototypes de système de découpe testés
4 buses opposées (a), 4 buses inclinées (b), 8 buses (c)

Les résultats montrent que les efforts développés lors du fonçage sont moins importants avec la nouvelle configuration (quatre buses inclinées ou huit buses inclinées) qu'avec celle utilisée lors de la première série d'essais (quatre buses opposées). Par exemple, dans le cas des essais avec une vitesse de fonçage de 200 mm/min et une pression de 5 MPa, l'effort de fonçage se stabilise à environ 20 kN dans la première série et seulement 5 kN dans la deuxième pour quatre buses et 10 kN pour huit buses (figure 3.11.b).

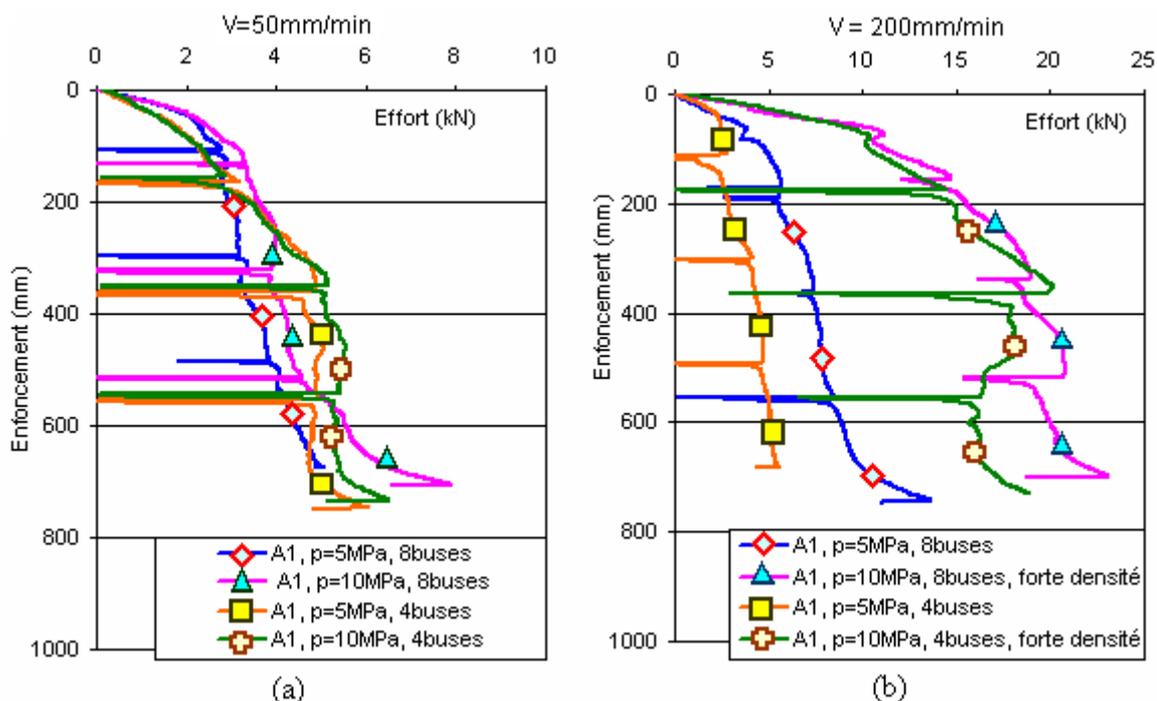


Figure 3. 11 Résultats des essais de fonçage dans le limon

Nous remarquons que, dans le cas de la vitesse de 50mm/min , l'effort de fonçage à huit buses est inférieur à celui des quatre buses (figure 3.11.a). Par contre à 200mm/min , l'effort de fonçage à huit buses est sensiblement égal à celui des quatre buses pour un limon à forte densité et supérieur pour un limon normalement compacté (figure 3.11.b).

La trousse coupante de l'appareil que nous avons utilisé lors de nos travaux a été finalement équipée d'un système de lancement périphérique de huit buses sur deux niveaux : quatre buses inclinées dont l'angle d'injection est de 50 degrés et 4 buses diamétralement opposées sur deux niveaux distants de 1mm . Les buses se trouvent à $2,5\text{cm}$ par rapport à l'extrémité de la trousse coupante (figure 3.12). Un nettoyeur de marque Kärcher de 21MPa de capacité est utilisé pour activer la haute pression. Le système est complété par un circuit basse pression, de type jet central, pour remonter les copeaux en surface, activé par une pompe à moteur thermique de capacité $3,5\text{MPa}$. Deux capteurs de haute pression et basse pression placés sur ces deux circuits permettent de détecter lors de la phase d'autoforage les éventuels bourrages.

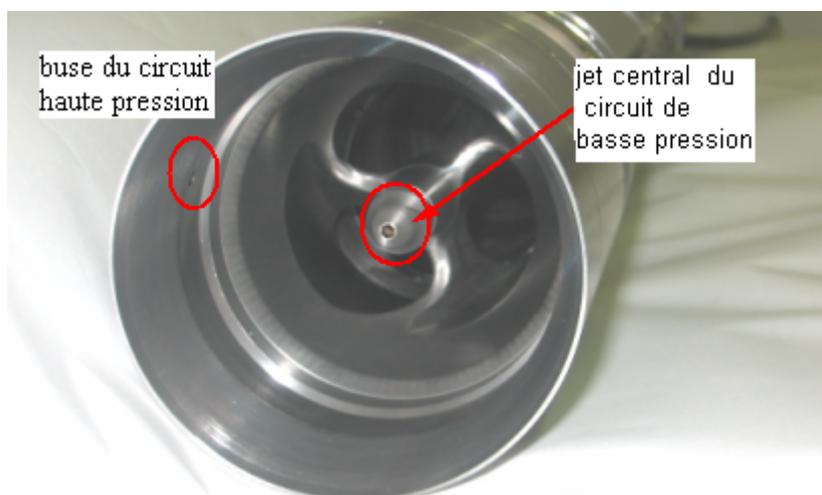


Figure 3. 12 Buses du système de désagrégation

L'enfoncement de la sonde est mesuré par un capteur de déplacement vertical LVDT, placé sur le bâti. Un capteur de force est placé en haut de la sonde, sur le module de guidage et de fonçage pour mesurer l'effort de fonçage.

3.1.3 Système des géophones

Ce nouvel appareil est équipé de quatre géophones afin de pouvoir réaliser des mesures de propagation d'ondes lors des essais pressiométriques.

Les géophones de diamètre de 15,8 mm et longueur de 17,3 mm ont été choisis pour pouvoir être intégrés dans le PAF. Trois géophones sont placés dans la paroi du boîtier de conditionnement des capteurs : deux sont mis horizontalement (géophone 1 et 2) et un est placé verticalement (géophone 3). Un autre géophone est mis horizontalement dans la trousse coupante, à 5 cm de son extrémité (géophone 4). Cela permet de mesurer l'arrivée d'ondes de cisaillement dans les trois directions de l'espace et de changer l'emplacement de la source en surface si nécessaire. La figure 3.13 présente l'emplacement des géophones dans la sonde.

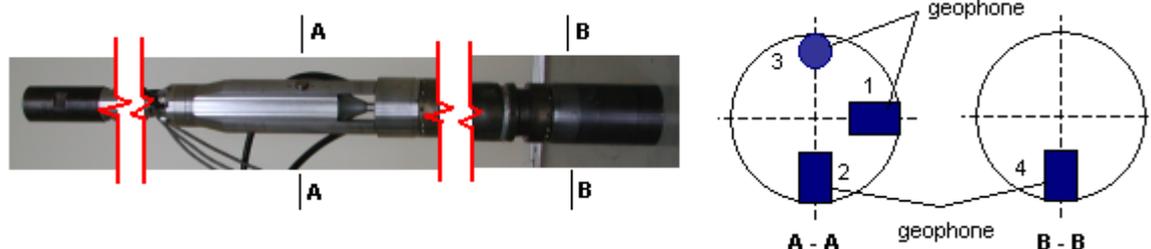


Figure 3. 13 Emplacement des géophones

L'acquisition des données des géophones est réalisée par une station « CytiShark II by LEAS » au moyen de câbles (figure 3.14), et puis par un ordinateur pour le traitement par un logiciel spécifique.



Figure 3. 14 Station d'acquisition des géophones

La procédure des essais est identique à celle utilisée lors d'un essai de sismo-cône ou d'un essai down-hole (Mayne, 2001).

3.2 Techniques de mesures

L'appareil possède plusieurs capteurs pour mesurer les pressions et les déplacements lors des phases d'essai. Tous les paramètres des capteurs sont enregistrés par un système d'acquisition. Le système d'acquisition permet l'enregistrement des données sur 20 voies avec une résolution de 22 bits pour le convertisseur analogique numérique. Il se compose d'une centrale de mesure (alimentation des capteurs, acquisition des données), d'une liaison rapide (câble), d'une carte d'acquisition et d'un ordinateur portable.

3.2.1 Objectif de l'étalonnage des capteurs

L'objectif de l'étalonnage d'un capteur est de transformer la valeur du mesurande (déplacement, pression...) en une grandeur physique (électrique). Le principe de l'étalonnage est de faire varier la valeur du mesurande. Cette variation correspond à une variation de la grandeur électrique, ce qui permet d'explicitier, sous forme graphique ou algébrique, la relation entre ces deux valeurs, compte tenu de tous les paramètres additionnels susceptibles de modifier la réponse du capteur. Ces paramètres additionnels peuvent être :

- soit des grandeurs physiques liées au mesurande et auxquelles le capteur est sensible : sens et vitesse de variation du mesurande, propriétés physiques du support matériel du mesurande,
- soit des grandeurs physiques, indépendantes du mesurande, auxquelles le capteur est soumis pendant son utilisation et qui peuvent modifier sa réponse : grandeurs d'influence d'ambiance telles que la température, l'humidité ou une grandeur d'alimentation comme l'amplitude ou la fréquence des tensions nécessaires au fonctionnement du capteur.

L'étalonnage a aussi pour but d'établir la relation entre les valeurs du mesurande sous différentes conditions d'asservissement et de déterminer les corrections à appliquer aux mesurandes.

3.2.2 Mesure de déplacement vertical

Un capteur de déplacement à fil est fixé à la base du bâti de fonçage pour mesurer l'enfoncement de la sonde dans le sol. La vitesse d'avancement est calculée à partir du déplacement et du temps d'avancement.

Le capteur de déplacement est un capteur LVDT, dont la fiche technique est résumée dans le tableau 3.1

Tableau 3. 1 Fiche technique du capteur de déplacement vertical

Modèle	WS10-1250-R1K-L10
Type	Capteur de déplacement
Étendue de mesure (E.M)	1250 mm
Tension d'alimentation	Maximum 32 Vcc
Sensibilité pour l'E.M	950,875 mV/V
Résistance	1 kΩ
Linéarité	± 0,1% de l'E.M
Sensibilité en température	± 0,0025%/K° de l'E.M
Température de fonctionnement	- 20° C à + 85° C

L'étalonnage du capteur se fait par palier de 10 cm. Le signe positif correspond à la descente de la sonde. Une équation linéaire exprime la relation entre la descente de la sonde et le signal de sortie du capteur (figure 3.15)

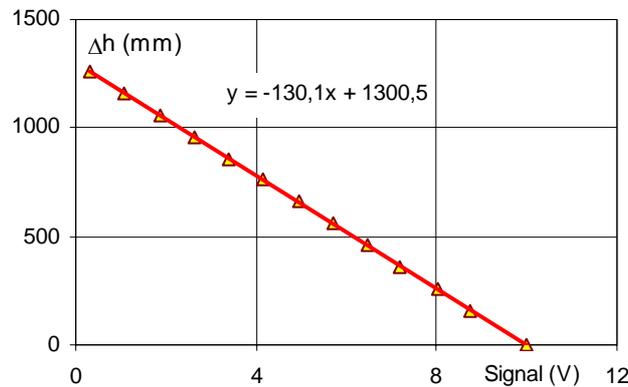


Figure 3. 15 Résultat de l'étalonnage du capteur de déplacement

Ce capteur a été mis en place seulement lors de la deuxième campagne de validation du PAF à Cubzac-les-Ponts sous le remblai B.

3.2.3 Mesure de déformation radiale

Les mesures de déformation radiale se font par 12 palpeurs, également répartis le long de la zone d'expansion : trois au quart de la longueur (A, B et C), six au milieu (D, E, F, G, H, I) et trois aux trois-quarts (J, K, L) (figure 3.2). La plage de mesure se calcule en partant de la convention que l'on double le volume de la sonde. De ce fait, le diamètre maximum est dans un rapport de $\sqrt{2}$. Si $D = 80$ mm, alors $D_{\max} = 1,414 \times 80 = 113$ mm, ce qui donne une plage minimum de mesure pour le capteur de $\Delta R_T = (113 - 80) / 2 = 16,5$ mm.

Les palpeurs ont été dimensionnés pour convenir à une plage de déplacement de 20 mm. Ils ont été développés et fabriqués spécifiquement par le Centre d'Études et de Construction de Prototypes de Rouen.

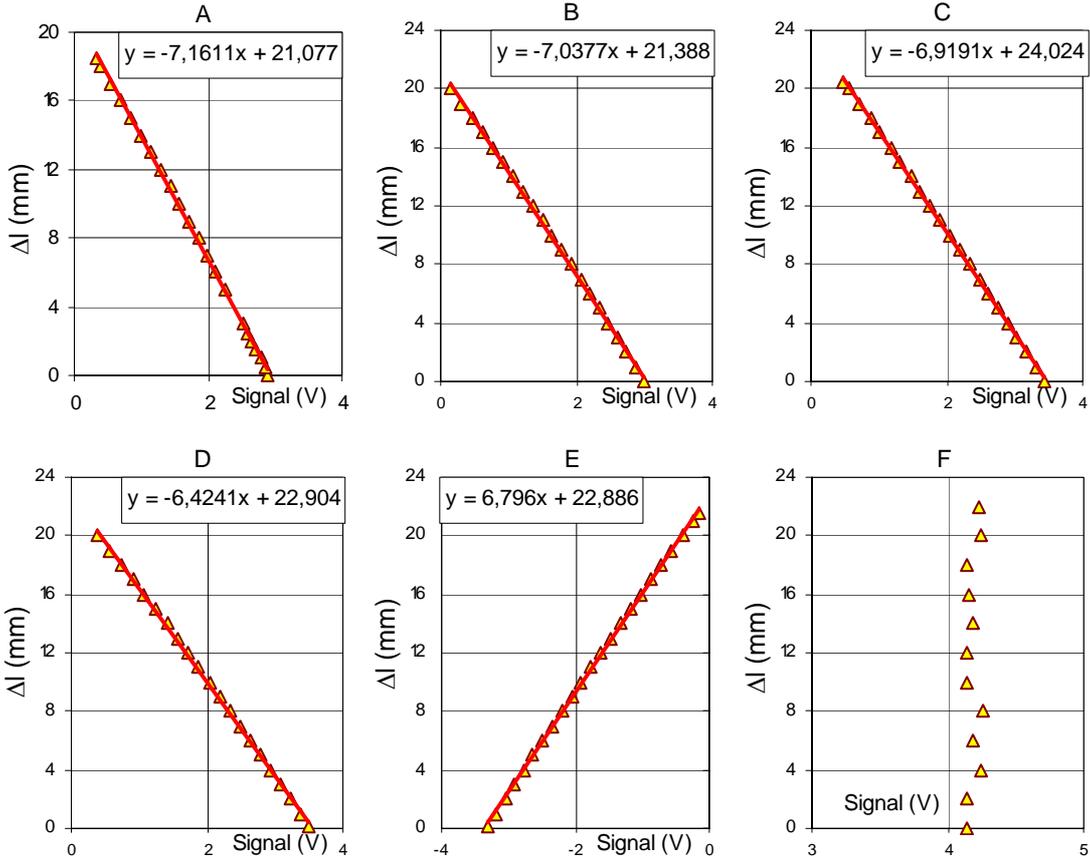
L'étalonnage s'effectue en mettant un anneau autour des palpeurs. Un micromètre est utilisé pour faire déplacer les palpeurs et mesurer leurs déplacements. La mesure est effectuée tous les 1 mm. Le déplacement nul est considéré comme étant la position des palpeurs dans l'alignement du corps de la sonde, le signe positif correspond à un gonflement de la membrane. La figure 3.16 montre le système d'étalonnage avec le micromètre et l'anneau.

Tous les capteurs fonctionnent correctement, sauf les deux palpeurs F et K. Leurs signaux de sortie ne changent pas avec le déplacement du palpeur, ce qui est peut être un problème électronique.

Les relations entre le signal de sortie et la valeur physique des capteurs sont exprimées par des équations linéaires (figure 3.17).



Figure 3. 16 Montage utilisé pour étalonner les palpeurs



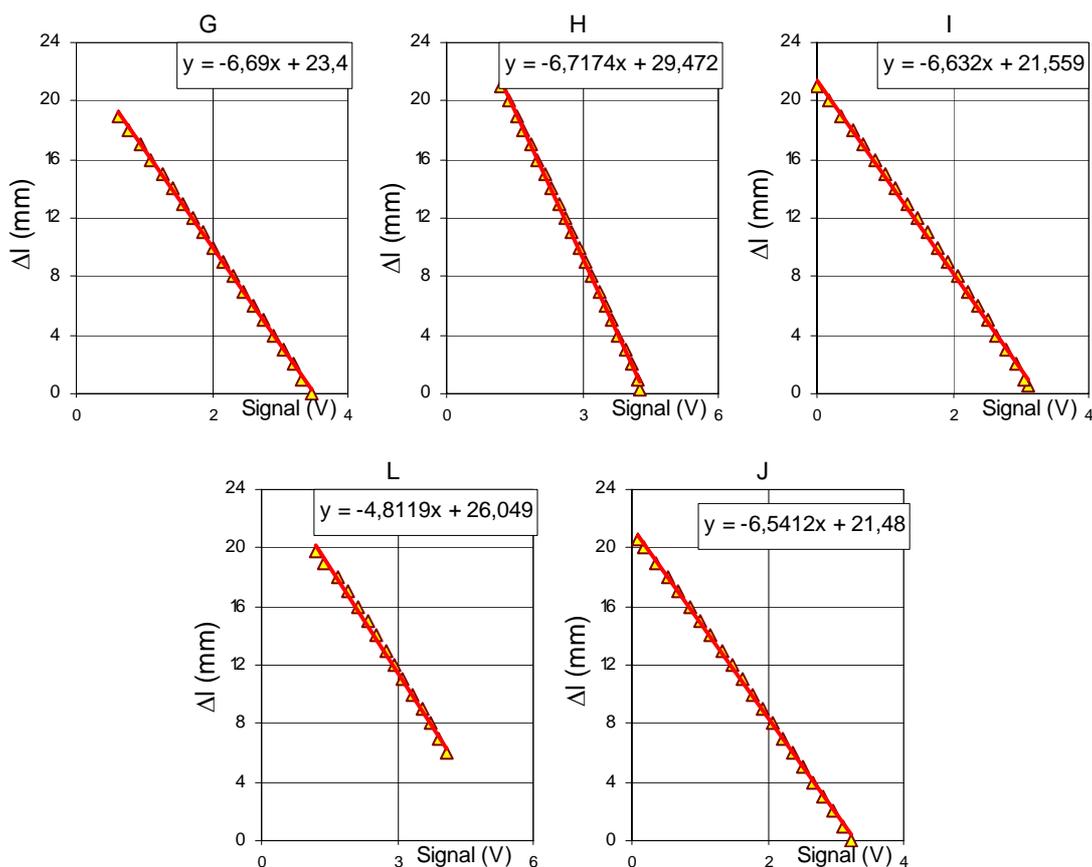


Figure 3. 17 Résultats de l'étalonnage des palpeurs

La déformation est également mesurée à partir du volume injecté. Cette technique a été beaucoup utilisée sur les pressiomètres autoforeurs développés au LRPC de St Brieuc (Baguelin *et al.*, 1975). Elle permet d'accéder à une précision de $2 \cdot 10^{-4}$ et à une valeur du module sous-évaluée (du fait de la désaération, de la compressibilité des fluides, de la dilatation des tuyauteries).

3.2.4 Capteur de pression cellulaire ou d'expansion

La contrainte radiale est appliquée par une membrane dilatée par un liquide mis sous pression par un générateur de pression pilotable en pression et en volume. Un capteur de pression, mis en bas de la zone d'expansion, mesure localement la pression appliquée.

Le capteur de pression de la membrane est un capteur de marque Entran, dont les caractéristiques sont données dans le tableau 3.2.

Pour étalonner ce capteur, un tube rigide de 83 mm de diamètre intérieur est placé autour la membrane pour empêcher son gonflement (figure 3.18). Une rampe de pression est appliquée sur la membrane via le contrôleur de pression et volume. Le signal de sortie est enregistré par l'ordinateur.

Tableau 3. 2 Caractéristiques du capteur de pression cellulaire

Modèle	EPB – C12 – 70B - / Z2/L2M/X
Type	Capteur de pression
Étendue de mesure (E.M)	70 bars
Surcharge admissible	140 bars
Tension d'alimentation	12 Vcc
Impédance d'entrée	1178 Ω
Impédance de sortie	313 Ω
Linéarité + hystérésis	$\pm 0,5\%$ de E.M
Déséquilibre	± 10 mV
Température de fonctionnement	-40° C à +120° C
Température de compensation	0° C à +60° C
Dérive de zéro dans la plage compensée	$\pm 1,5 \%$ de E.M/50° C

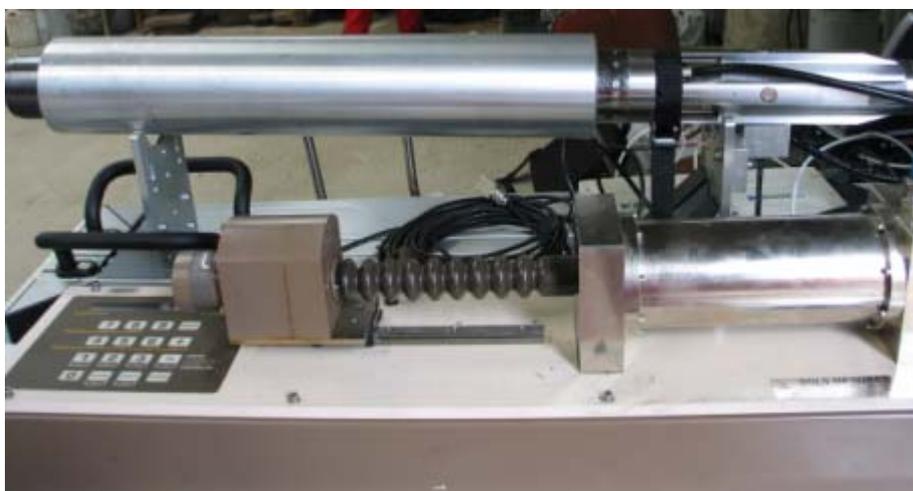


Figure 3. 18 Montage utilisé pour étalonner le capteur de la membrane

Sur la figure 3.19.a, la pression du CPV augmente jusqu'à une certaine valeur de pression pour envoyer l'huile dans la sonde sans faire augmenter la pression de la membrane. La membrane commence à gonfler librement sans faire bouger la pression de la membrane jusqu'à toucher le tube rigide. Dès que la membrane de la sonde touche le tube rigide, la pression de la membrane commence à augmenter et le signal de sortie du capteur croît, ce qui produit la partie inclinée de la courbe d'étalonnage. Nous allons prendre en compte cette partie comme résultat de l'étalonnage du capteur de pression de la membrane (figure 3.19.b).

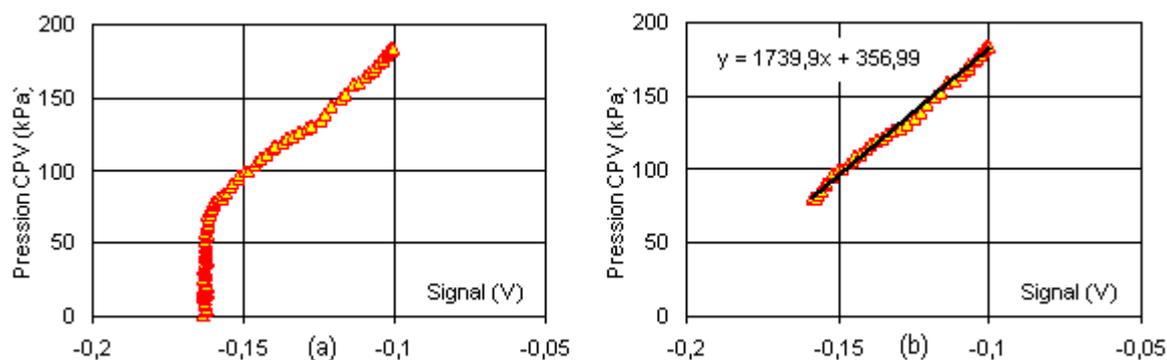


Figure 3. 19 Résultat de l'étalonnage du capteur cellulaire

3.2.4.1 Correction de la pression

Pour déterminer la résistance propre de l'ensemble « membrane néoprène et doubles lamelles métalliques », l'étalonnage de la membrane à l'air libre est effectué. Une rampe de pression est appliquée à la membrane via le contrôleur de pression et volume. La figure présente la relation du volume injecté (figure 3.20.a) ou de la déformation de la membrane (figure 3.20.b) avec la pression de la membrane. Nous remarquons que la membrane se dilate librement sans faire augmenter la pression de la membrane, la variation de la pression exprime la sensibilité du capteur. Nous pouvons donc négliger la correction de la membrane lors du traitement les résultats d'essai.

Nous pouvons négliger la correction de la pression cellulaire parce que les vérins placés aux bouts des lamelles autorisent un déplacement sans effort. De plus, l'utilisation de la membrane néoprène fine avec les doubles lamelles fines en lanterne permet de diminuer la résistance propre de la membrane.

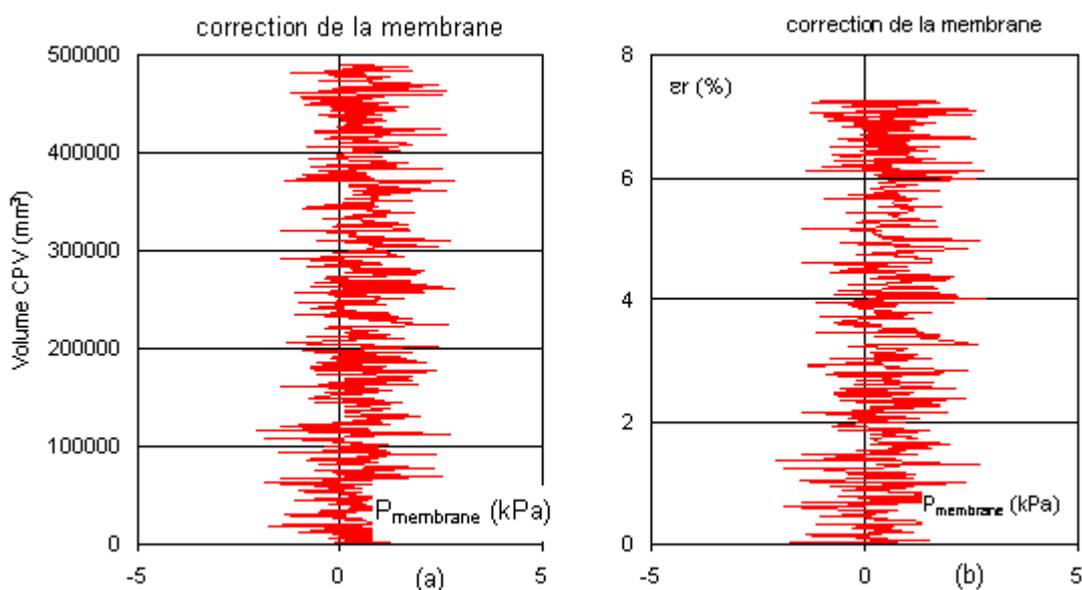


Figure 3. 20 Correction de la membrane

3.2.5 Capteur de pression interstitielle

Le capteur de pression interstitielle protégé par une pierre poreuse est placé au niveau de la membrane, sur la double lamelle pour mesurer la pression interstitielle. La pierre poreuse est amovible pour pouvoir la saturer avant l'essai.

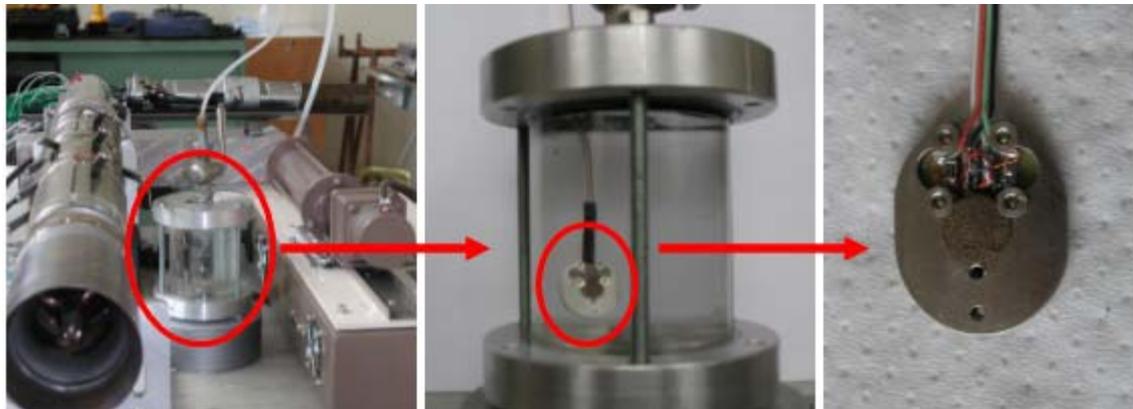
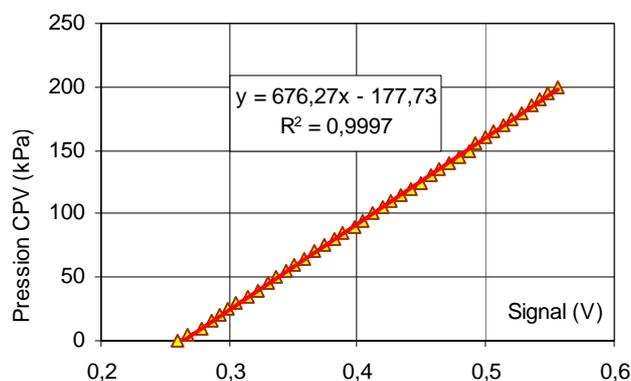
Nous avons testé deux types de capteur de pression interstitielle, de type semi-conducteur, l'un de marque Kulite et l'autre de marque Kyowa. Les caractéristiques des capteurs sont présentées dans le tableau 3.3.

Tableau 3. 3 Caractéristiques des capteurs de pression interstitielle

	Kulite	Kyowa
Modèle	LQ-125-3,5 BARSG	PS-5KC
Type	Capteur de pression	Capteur de pression
Étendue de mesure (E.M)	350 kPa	500 kPa
Surcharge admissible	700 kPa	750 kPa
Tension d'alimentation	10 Vcc	3 Vcc
Impédance d'entrée	2514 Ω	
Impédance de sortie	1084 Ω	
Linéarité + hystérésis	28,774 mV/100 kPa	$\pm 1\%$ E.M
Température de fonctionnement		-20° C à 70° C
Température de compensation	25° C à 80° C	0° C à 50° C

Le capteur Kulite a été utilisé lors des premières validations du fonctionnement du PAF à Melun, à Jossigny et lors de la première étude expérimentale à Cubzac-les-Ponts. Lors de ces validations, ce capteur n'a pas été étalonné, donc les valeurs acquises lors des essais étaient aux valeurs des signaux. Le deuxième capteur Kyowa a été utilisé lors de la deuxième étude expérimentale à Cubzac-les-Ponts.

La figure 3.21 montre le système utilisé pour étalonner le capteur de pression interstitielle de type Kyowa. Le capteur est mis dans un récipient fermé et rempli d'eau. Des paliers de pression de 5 kPa sont appliqués sur le capteur via le contrôleur de pression et volume. La relation entre la pression appliquée et le signal de sortie est linéaire, voir figure 3.22.

**Figure 3. 21 Montage utilisé pour étalonner le capteur de pression interstitielle (Kyowa)****Figure 3. 22 Résultat de l'étalonnage du capteur de pression interstitielle**

3.2.6 Capteur haute pression du circuit de désagrégation

Deux capteurs de marque Entran sont placés dans les circuits de haute pression et basse pression pour mesurer la pression de désagrégation afin de pouvoir détecter la création d'un bouchon ou le bourrage lors du fonçage. Le capteur de haute pression se trouve dans le même type du capteur de pression de la membrane, sauf que sa capacité est plus grande (35 MPa par rapport 7 MPa). Le tableau 3.4 présente les caractéristiques du capteur haute pression.

Tableau 3. 4 Caractéristiques du capteur haute pression

Modèle	EPB – C12 – 350B - / Z2/L2M/X
Type	Capteur de pression
Étendue de mesure (E.M)	35 000 kPa
Surcharge admissible	70 000 kPa
Tension d'alimentation	12 Vcc
Impédance d'entrée	1518 Ω
Impédance de sortie	314 Ω
Linéarité + hystérésis	$\pm 0,5\%$ de E.M
Déséquilibre	± 10 mV
Température de fonctionnement	-40° C à +105° C
Température de compensation	0° C à +60° C
Dérive de zéro dans la plage compensée	$\pm 1,5 \%$ de E.M/50° C

Le capteur haute pression est étalonné en bouchant le circuit par l'utilisation d'un anneau sans buses de la trousse coupante. Des paliers de 10 kPa sont appliqués au capteur et les valeurs correspondantes du signal de sortie sont lues. La figure 3. 23 donne le résultat de l'étalonnage.

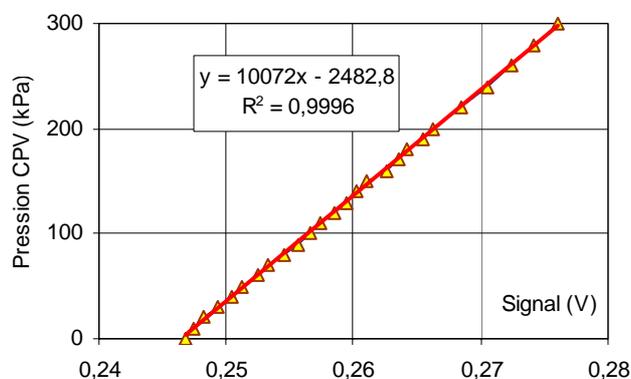


Figure 3. 23 Résultat de l'étalonnage du capteur de haute pression

3.2.7 Capteur basse pression du circuit de désagrégation

Le capteur basse pression est identique à celui de la pression de la membrane (voir 3.2.4 pour la fiche technique de la basse pression).

En ce qui concerne le capteur basse pression, pour l'instant, nous n'avons pas réussi à boucher le circuit basse pression pour l'étalonner. En supposant que la variation du signal de sortie est semblable à celle de la membrane, cela permet déjà d'apercevoir l'apparition du bouchon lors de l'enfoncement par une augmentation brutale du signal de sortie.

Pourtant, puisque le capteur de basse pression est celui utilisé pour la pression cellulaire, nous pouvons utiliser le résultat d'étalonnage du capteur cellulaire pour le capteur de basse pression.

3.2.8 Mesure de l'effort de fonçage

La force de fonçage est mesurée par un capteur d'effort, placé juste au-dessus du module de guidage et de fonçage. Ce capteur a été étalonné par le fournisseur. Par convention, l'effort positif correspond à une compression et, inversement, l'effort négatif est une traction. Le résultat de l'étalonnage est présenté sur la figure 3.24. La fiche technique du capteur est présentée dans le tableau 3.5.

Tableau 3. 5 Fiche technique du capteur de l'effort de fonçage

Modèle	FN 3365 - 2
Type	Traction/compression
Étendue de mesure (E.M)	10 000 daN
Surcharge admissible	15 000 daN
Tension d'alimentation	10 Vcc
Sensibilité	1,8528 mV/V
Impédance d'entrée	703 Ω
Impédance de sortie	703 Ω
Linéarité + hystérésis	< $\pm 0,25\%$ de E.M
Déséquilibre	< 5% de E.M
Température de fonctionnement	-20° C à +80° C
Température de compensation	0° C à +60° C
Dérive de zéro dans la plage compensée	< 5% de E.M
Dérive de sensibilité dans la plage compensée	< $2.10^{-4}/^{\circ}\text{C}$ de la valeur lue
Isolement	> 1000 M Ω

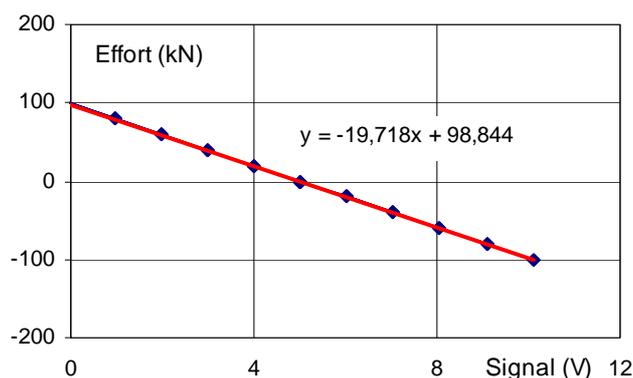


Figure 3. 24 Résultat de l'étalonnage du capteur de l'effort de fonçage

3.3 Stratégie d'essai

3.3.1 Mode opératoire de l'essai

Lors de ceux travaux de recherche, nous avons élaboré un logiciel d'asservissement dans l'environnement LabWindows CVI de National Instruments afin d'analyser les mesures, de calculer les paramètres d'essais et d'envoyer les commandes aux contrôleurs. Le logiciel permet également de réaliser les différentes phases préliminaires et postérieures à l'essai.

Le programme est constitué de deux sous-ensembles. Le premier sous-ensemble va demander à l'utilisateur de fournir les paramètres géométriques et certains paramètres physiques du sol. Le second sous-ensemble, qui constitue le module central, a pour objet de gérer les grandes fonctions du programme. Les phases d'essais y sont organisées de manière séquentielle. Il s'agit de :

- l'autoforage,
- la relaxation,
- l'expansion.

Les résultats acquis ou mesurés au cours des différentes phases de l'essai sont présentés sous forme de graphiques et/ou de tableaux de valeurs qui permettent à l'opérateur de suivre l'essai et de fournir les informations nécessaires à son interprétation.

La figure 3.25 présente l'organigramme du programme, qui est sous-jacent aux panneaux guidant l'opérateur étape par étape pour piloter l'essai.

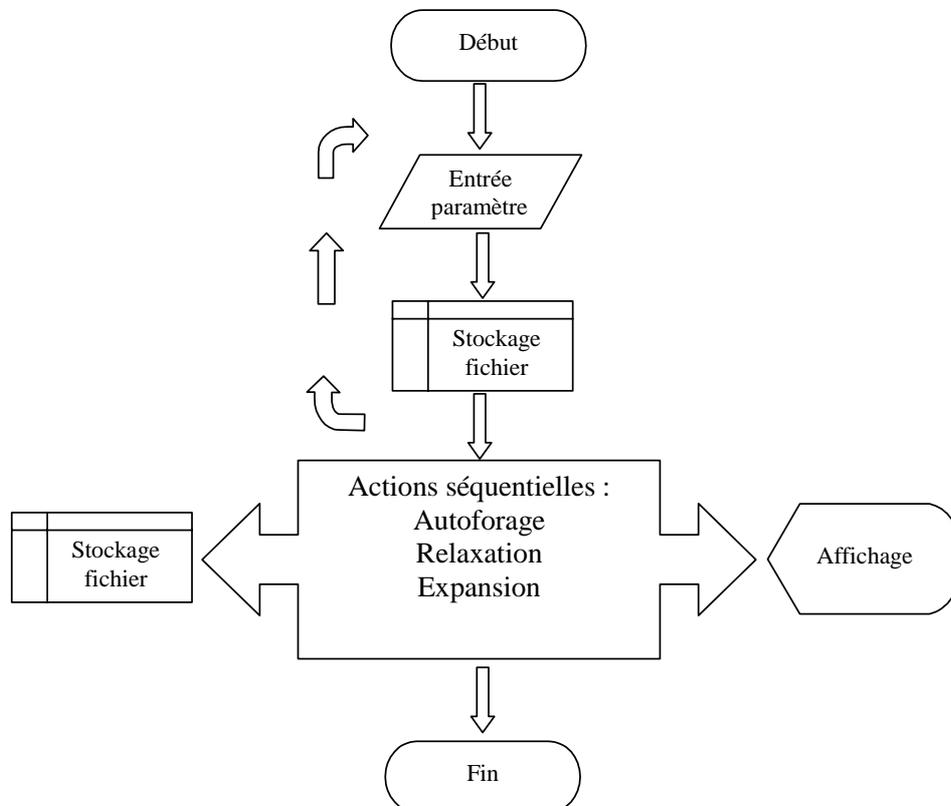


Figure 3. 25 Organigramme général du logiciel

3.3.2 Panneau d'accueil et menu principal

Le programme d'essai débute par le panneau d'accueil, permettant à l'opérateur de saisir des informations relatives à l'essai (figure 3.26.a). Un fichier de sauvegarde sous format « texte » est immédiatement créé et les informations sont enregistrées. Ensuite, l'opérateur est invité à passer au panneau « MENU » en cliquant sur le bouton « SUITE » (figure 3.26.a).



Figure 3. 26 Panneau d'accueil et menu principal

Le panneau de « MENU » (figure 3.26 b) permet à l'opérateur d'accéder aux autres panneaux du logiciel, à savoir :

- « CONFIGURATION CPV » permettant d'accéder au panneau de configuration de la communication avec le CPV de GDS Instruments,
- « MISE A ZERO » pour accéder à la mise à zéro des capteurs choisis,
- « CHOIX DES JAUGES » bouton à partir duquel sont sélectionnées les palpeurs (jauges) de déformation utiles à la mesure de la déformation de la sonde,
- « FORAGE » pour la phase de l'autoforage,
- « RELAX » pour la phase de relaxation suivant la phase forage,
- « ESSAI » pour le pilotage et le suivi de l'essai d'expansion de la sonde.

Ce panneau peut être accédé à chaque phase d'essai en cliquant sur le bouton « RETOUR » du panneau de la phase en cours.

3.3.3 Configuration des ports RS 232

L'écran suivant du logiciel invite l'utilisateur à configurer le port RS 232 permettant la connexion au contrôleur de pression et volume (CPV) (figure 3.27).

L'utilisateur n'a pas *a priori* à modifier les valeurs fixant par défaut les paramètres des ports RS 232 établissant la communication entre l'ordinateur et le contrôleur CPV. Néanmoins, en cas de dysfonctionnement, il peut être amené à vérifier manuellement la configuration des contrôleurs ou des ports RS 232 du boîtier USB to RS 232 (notamment les valeurs de la vitesse, de la parité et du nombre de bits d'arrêt).

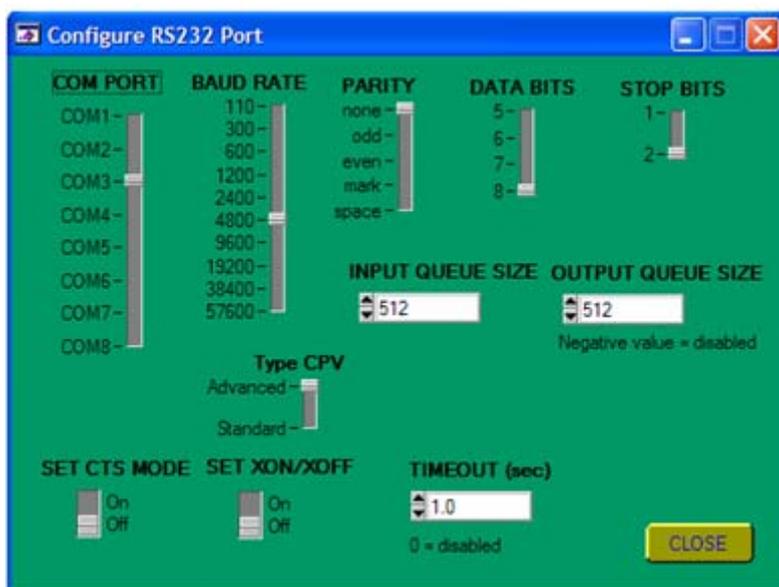


Figure 3. 27 Panneau de configuration des ports RS 232

3.3.4 Choix des palpeurs

Au cours des différentes phases de l'essai, l'opérateur a le libre choix de sélectionner les capteurs à jauges de déformation déterminant la déformée de la sonde (figure 3.28). Ce choix n'est à aucun moment définitif et il est possible de le modifier avant toute phase d'essai, sauf bien entendu lorsque l'acquisition est en cours. Par défaut, tous les capteurs sont sélectionnés.



Figure 3. 28 Panneau de choix des capteurs à jauges de déformation utiles pendant l'essai

3.3.5 Mise à zéro

La figure 3.29 présente le panneau de « MISE A ZERO DES CAPTEURS ». Cette étape sert à affecter un offset aux voies choisies afin de lire une valeur initiale nulle pour les capteurs concernés. Cette opération peut être effectuée au début de chaque phase d'essai.

Avant toute opération de mise à zéro des capteurs, il est nécessaire de s'assurer que le boîtier DAQPAD 6015 a été initialisé. Si cela n'a pas été fait, il convient d'effectuer cette opération à l'aide du bouton intitulé « INITIALISATION BOITIER » et puis « LECTURE FICHIER ».

La mise à zéro des capteurs sélectionnés peut alors être réalisée en cliquant sur la bouton « METTRE A ZERO » et toutes les valeurs sont alors enregistrées dans les fichiers MAZ.TXT dans lequel toutes les valeurs sont conservées avec la date et l'heure précise de l'horloge de l'ordinateur.

Le bouton « LIRE » et « LIRE SIGNAL » permettent à l'opérateur respectivement d'afficher sur l'écran les valeurs physiques et les valeurs signal des capteurs.



Figure 3. 29 Panneau de la mise à zéro

3.3.6 Autoforage

L'appareil est enfoncé dans le sol par autoforage par un système de bâti hydraulique. Le pilotage du bâti est manuel ou automatique. Il était en effet envisagé de piloter le fonçage en envoyant une commande au bâti, asservissant aussi la poussée aux pressions mesurées sur le circuit de désagrégation.

Toutefois, à ce jour seul, le pilotage manuel est employé sur le terrain. Le logiciel ne permet que le recueil et l'affichage des données. Les tâches de pilotage du bâti et de contrôle des circuits à forte pression et à basse pression restent à la charge des opérateurs. C'est pourquoi les boutons « AUTOFORAGE » et « STOP AUTOFORAGE » ne servent qu'à lancer l'acquisition et à la stopper (figure 3. 30). L'organigramme de cette phase est donné dans l'annexe B, voir p. 206.

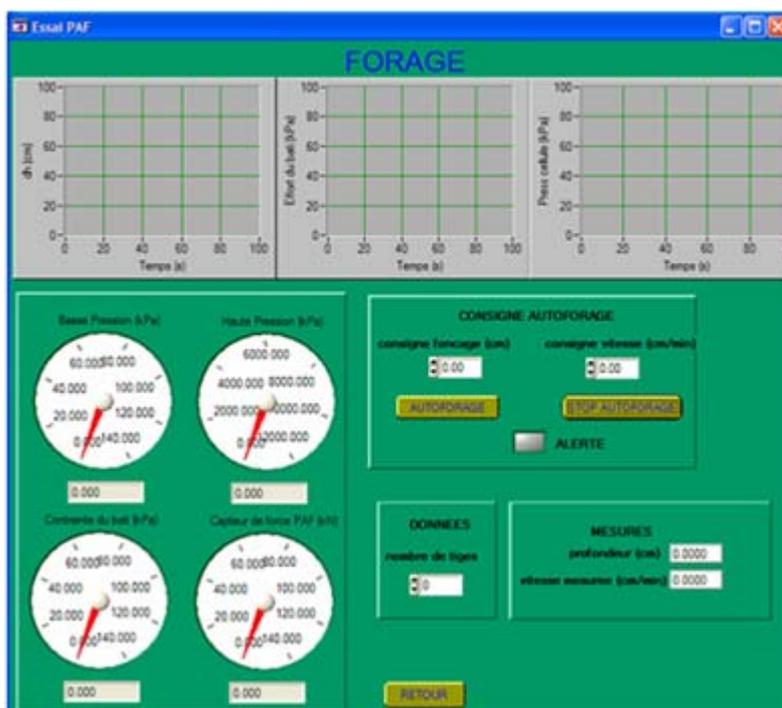


Figure 3. 30 Panneau de l'autoforage

3.3.7 Relaxation

Une période de relaxation suit la phase de forage (figure 3.31). Afin de suivre la dissipation des surpressions créées par l'insertion de la sonde, on mesure les pressions de la cellule et interstitielle et les déplacements radiaux. Au final, on s'intéresse à la stabilisation de la pression horizontale dans le sol et de la pression interstitielle. L'arrêt de la relaxation précédant le passage à la phase d'essai est laissé à l'appréciation de l'opérateur.

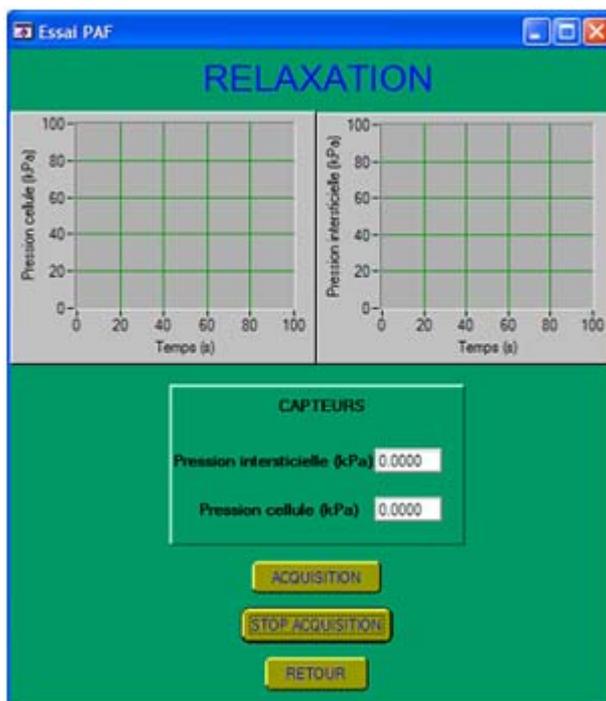


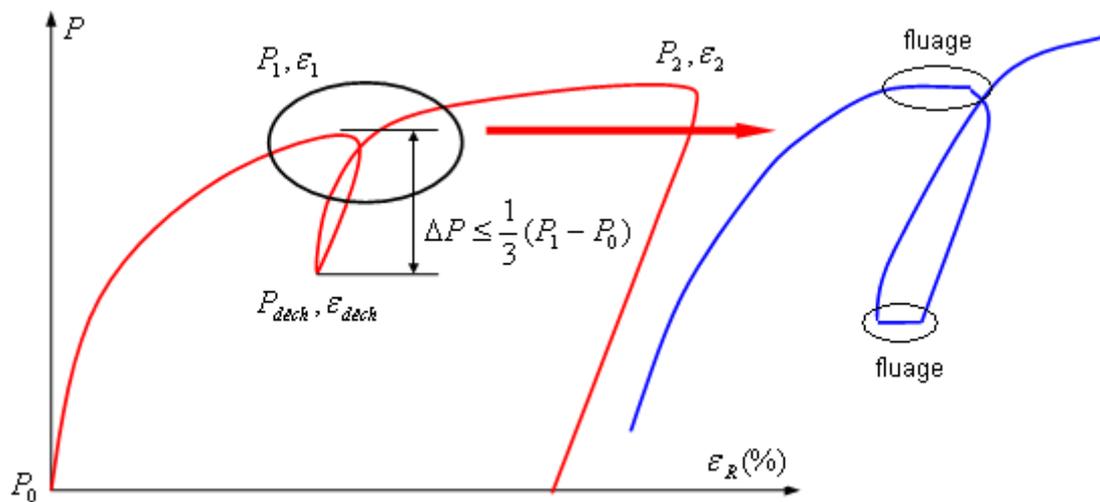
Figure 3. 31 Panneau de la phase de relaxation

L'organigramme de cette phase est donné dans l'annexe B, voir p. 206.

3.3.8 Essai d'expansion

Cette phase d'essai consiste à réaliser l'expansion avec ou sans cycle de la membrane. Un essai se compose de quatre phases principales : chargement, un cycle de déchargement – rechargement, continuation du chargement et déchargement total. Il est recommandé de ne pas descendre la pression du premier déchargement au-dessous du tiers de la différence entre la pression avant le chargement et la pression initiale. Le deuxième chargement ou le chargement total est fini quand la pression atteint la pression initiale.

L'essai peut être piloté en déformation ou en contrainte. Le logiciel permet à l'opérateur de décider la déformation ou la contrainte à laquelle le cycle ou le déchargement total est imposé. Chaque phase est suivie par une phase de fluage dont la durée est décidée par l'opérateur. Nous pouvons passer la phase de fluage en choisissant un temps de fluage égal à 0.



La lecture des valeurs de volume et de pression initiale est importante et obligatoire (bouton LECTURE INITIALE DU CPV) avant de lancer l'essai. Le bouton « LANCEMENT ESSAI » permet de lancer l'essai en pilotant le contrôleur de pression et volume et en faisant l'acquisition des données. Le bouton « STOP » permet à l'opérateur de stopper en urgence toute commande du contrôleur et puis de reprendre l'essai en cliquant sur le bouton « REPRENDRE D'ESSAI ». À cet instant, l'utilisateur peut modifier les consignes et choisir la phase dans laquelle il peut reprendre. Quand le critère du deuxième chargement est atteint, une lumière s'allume pour annoncer la fin de l'essai. Les commandes au contrôleur sont arrêtées, mais l'acquisition se poursuit. Cliquer sur le bouton « FIN D'ESSAI » va stopper l'acquisition (figure 3.33). Cette procédure peut être représentée sous la forme de l'organigramme dans l'annexe B, voir p. 206.

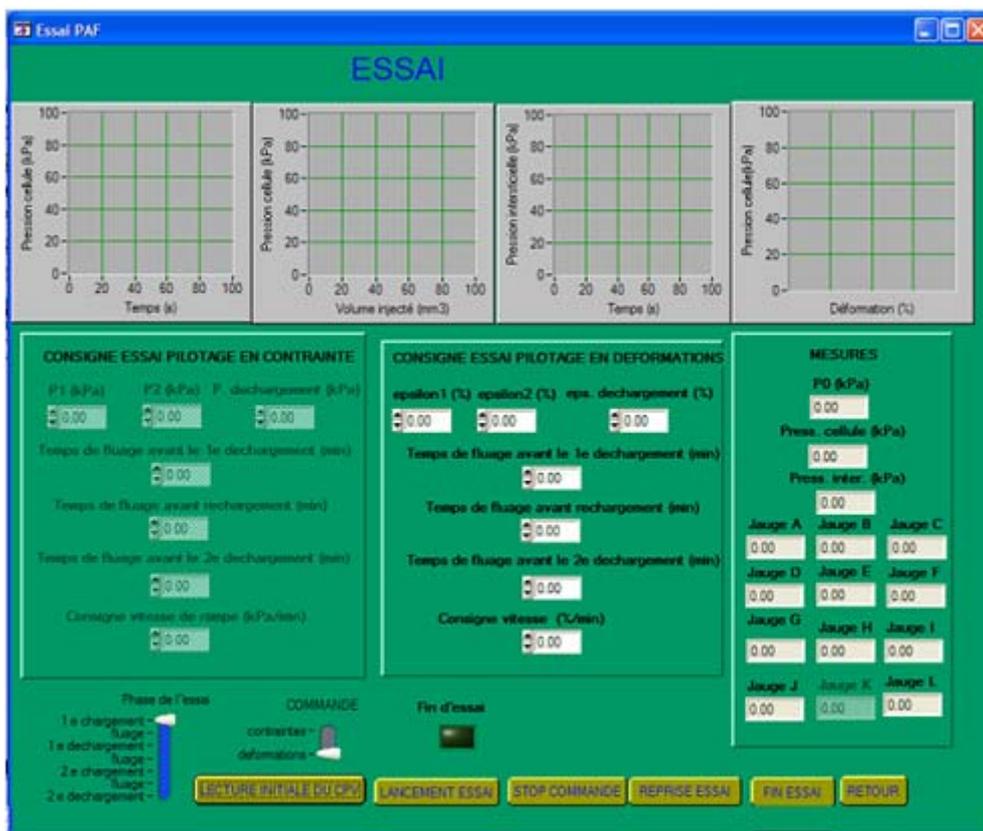


Figure 3. 33 Panneau de la phase d'essai

3.4 Études expérimentales du PAF 2000

3.4.1 Validation du fonctionnement du PAF à Melun, Jossigny

Les études expérimentales menées au Laboratoire Régional de l'Est Parisien à Melun et sur le site de Jossigny sont les validations préliminaires du PAF 2000. Ces études expérimentales ont eu pour objectif de valider la mise au point du pressiomètre autoforeur en vérifiant le fonctionnement du système de fonçage, des capteurs et de la programmation.

Nous représentons sur la figure 3.34 le schéma du montage à réaliser pour créer le poste de travail. Il se compose des modules de tâches différentes :

- système d'acquisition et de pilotage de l'essai,
- bâti de fonçage ou sondeuse,
- système d'eau pressurisée pour la désagrégation,
- système de mise en charge et maintien de la pression cellulaire
- sonde et train de tiges.

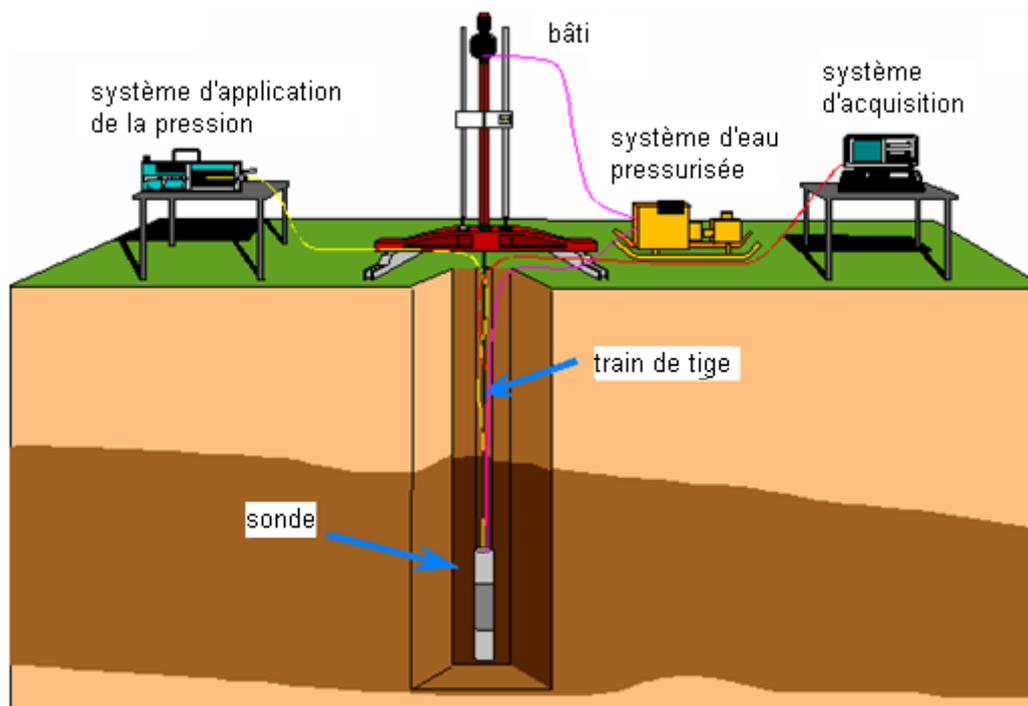


Figure 3. 34 Poste de travail

Le PAF est enfoncé dans le sol à la profondeur souhaitée en utilisant un système de fonçage constitué d'un bâti de 10 tonnes et d'un train de tiges. Ce bâti est fixé par un système de quatre ancrages. Les ancrages sont des sondes (vis hélicoïdales) de diamètre 70 mm, qui servent à fournir une contre réaction lors du fonçage. Les quatre ancrages sont descendus dans les trous pré-forés disposés aux quatre angles et réglés à la même hauteur. Les tarières utilisées pour les pré-forages des trous ont un diamètre de 70 mm. Pour se stabiliser et pour pouvoir maintenir le bâti, les sondes sont gonflées à l'azote grâce au contrôleur de pression et volume d'un appareillage pressiométrique classique. La pression du gaz envoyé dans les ancrages est gérée de manière à assurer la stabilisation du bâti et la descente du PAF (figure 3.35).



Figure 3. 35 Système d'ancrage

Ces études préliminaires ont été aussi l'occasion de tester l'huile utilisée pour l'expansion de la sonde. Deux types de l'huile ont été testés : l'huile hydraulique et l'huile à base de silicone.

L'huile utilisée pour la première validation à Melun était de l'huile hydraulique. Nous avons remarqué dès la première validation que la membrane en caoutchouc a été beaucoup dilatée. Les nouvelles dimensions étaient de 111 mm de diamètre et 690 mm de longueur par rapport aux dimensions initiales de 80 mm et de 480 mm, respectivement, ce qui était sans doute la cause de l'endommagement lors du fonçage de l'extrémité haute des lamelles entourant la sonde du sol (figure 3.36).

L'utilisation de l'huile à base de silicone a réduit la déformation de la membrane de façon notable. L'étude expérimentale avec l'huile à base de silicone à Jossigny a montré la compatibilité de l'huile avec la membrane (figure 3.36). La membrane a presque conservé ses dimensions d'origine.

Nous avons alors décidé de choisir l'huile à base de silicone comme fluide de mise en pression du PAF et, pour plus de sécurité, la matière de la membrane a également été changée : le caoutchouc naturel a été remplacé par du néoprène.

Les études préliminaires à Melun et à Jossigny avaient seulement pour objectif de vérifier le fonctionnement du PAF 2000 au niveau de la mise en place, du système d'acquisition et du système de pilotage, donc nous n'avons pas vraiment de résultats d'essai à présenter. Les difficultés rencontrées au niveau de la membrane n'ont pas permis la réalisation d'un essai d'expansion.



Figure 3. 36 Membrane déformée à cause de l'huile hydraulique

3.4.2 Essais pressiométriques à Cubzac-les-Ponts

Après les validations préliminaires à Melun et à Jossigny, deux campagnes de validation du PAF 2000 ont été effectuées à Cubzac-les-Ponts en novembre 2006 et juin 2007.

Les essais ont été effectués dans la zone vierge et sous le remblai B. Dans la zone vierge, les essais se sont déroulés dès le premier mètre sous la surface jusqu'à - 5 m de profondeur. Cependant, dans la zone du remblai B, pour ne pas abîmer le PAF en fonçant dans la zone du remblai, un tubage plastique jusqu'à la profondeur de -3 m par rapport la surface avait été installé par le Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées de Bordeaux. Les essais ont été effectués de - 4 m à - 6 m de profondeur.

La deuxième campagne d'essais avait l'objectif de tester les géophones du PAF 2000. Des essais de propagation d'ondes de type down-hole ont été effectués dans la zone vierge et sous le remblai B pendant la relaxation de chaque essai.

Le tableau 3.6 décrit les essais au pressiomètre autoforeur réalisés lors de notre validation du PAF 2000.

Tableau 3. 6 Informations sur les essais au PAF 2000

N° d'essai	Campagne	Zone testée	Profondeur (m)
PAF 1	1	Zone vierge	- 1
PAF 2	1	Zone vierge	- 2
PAF 3	1	Zone vierge	- 3
PAF 4	1	Zone vierge	- 4
PAF 5	1	Zone vierge	- 5
PAF 6	1	Remblai B	- 4
PAF 7	1	Remblai B	- 5
PAF 8	1	Remblai B	- 6
PAF 9	2	Zone vierge	- 1
PAF 10	2	Zone vierge	- 2
PAF 11	2	Zone vierge	- 3
PAF 12	2	Zone vierge	- 4
PAF 13	2	Zone vierge	- 5
PAF 14	2	Remblai B	- 4
PAF 15	2	Remblai B	- 5
PAF 16	2	Remblai B	- 6

3.4.2.1 Procédures d'essai

La mise en place est effectuée manuellement par fonçage à une profondeur définie par l'opérateur. Au cours du forage, un circuit de l'eau à haute pression est envoyé par le Kärcher pour désagréger le sol, et un autre circuit de l'eau à basse pression est utilisé pour remonter les copeaux vers la surface. On surveille l'efficacité de l'outil de désagrégation en observant le signal du capteur d'effort vertical et des capteurs de pression des circuit haute et basse pression. Une augmentation trop importante signifie la création d'un bouchon. La reprise de la désagrégation ne peut alors faire qu'en remontant la sonde et en la nettoyant. Tous les paramètres sont enregistrés de façon à aider le sondeur à piloter la foreuse.

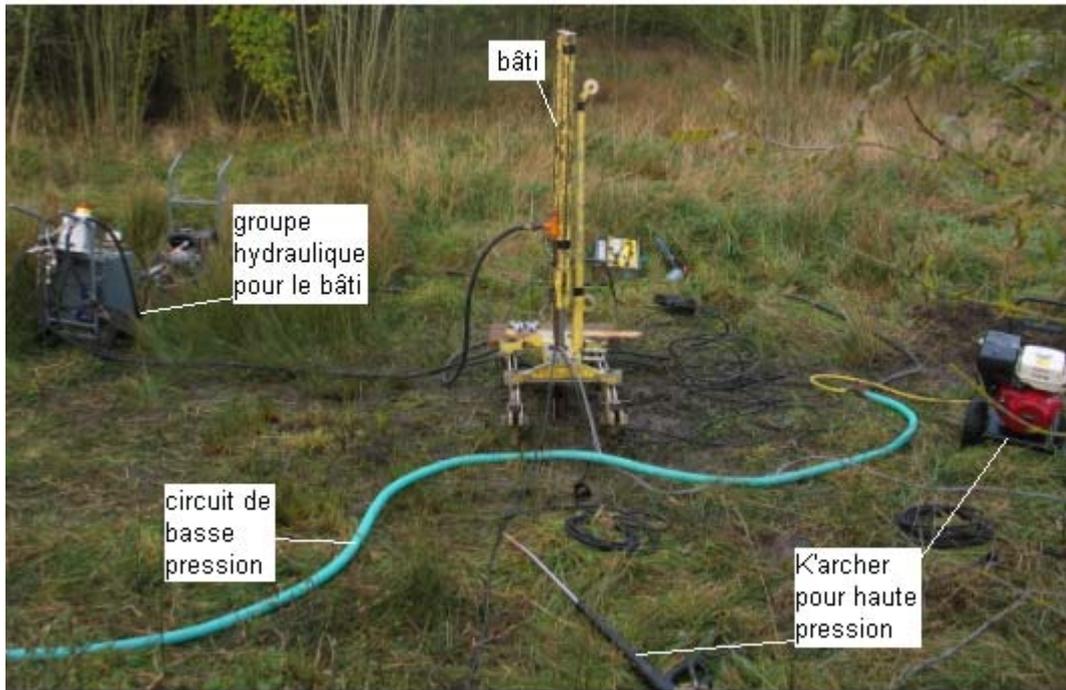


Figure 3. 37 Installation des équipements en chantier

Après la phase d'autoforage, l'injection d'eau dans les circuits haute et basse pression est poursuivie avec un petit débit afin d'éviter que les sédiments remontent dans les circuits et les bouchent.

Une période de relaxation suit le fonçage jusqu'à la stabilisation de la pression de la membrane ou de la pression interstitielle.

Les essais d'expansion sont pilotés en déformation, à vitesse de déformation constante imposée avec un cycle de déchargement – déchargement et un déchargement complet. La vitesse d'expansion est de 0,2%/min.

La figure 3.37 montre l'installation des équipements sur le chantier. Le système de pilotage et d'acquisition (ordinateur, boîte d'acquisition) et le CPV pour l'expansion ont été installés à l'abri dans la voiture (figure 3.38).

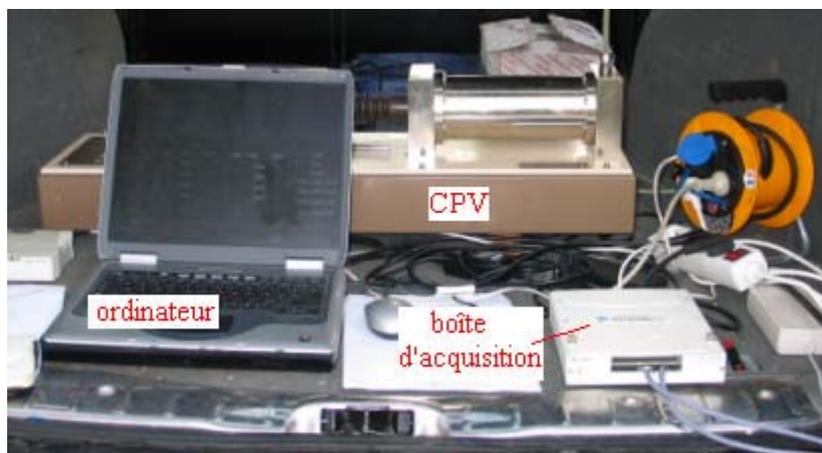


Figure 3. 38 Station de pilotage et système d'application d'effort

3.4.2.2 Analyse de la mise en place par autoforage

Le capteur de déplacement de la sonde n'a été utilisé que pour les essais sous le remblai B de la deuxième campagne de validation à Cubzac-les-Ponts. Nous pouvons donc exprimer l'effort de fonçage et la haute pression en fonction de la profondeur enfoncée pour ces seuls essais (PAF 14, PAF 15, et PAF 16) ; pour les autres essais, ces valeurs sont exprimés en fonction du temps.

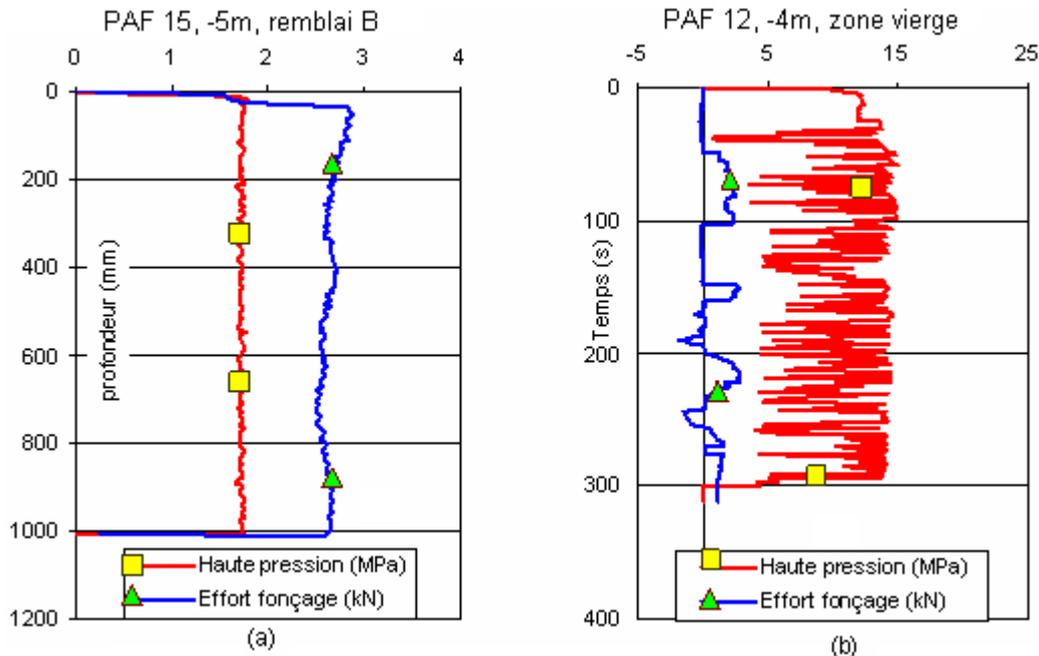


Figure 3.39 Résultats enregistrés lors de la phase de fonçage

Puisque le sol du site expérimental est une argile molle, nous avons pas eu de grandes difficultés pour insérer la sonde dans le sol, sauf à -4 m de profondeur dans la zone vierge, où nous avons rencontré une couche de tourbe ligneuse. La vitesse d'enfoncement de la sonde dans le sol était en moyenne de 10 cm/min à 30 cm/min.

Pour le cas d'un fonçage régulier, au début, l'effort de fonçage augmente immédiatement puis il conserve sa valeur jusqu'à la fin. On observe une variation analogue avec le circuit de haute pression (figure 3.39.a).

Dans le cas de la création d'un bourrage, comme à -4 m de profondeur dans la zone vierge, les valeurs de la haute pression varient très brutalement comme l'effort de fonçage. Pendant le fonçage de cet essai, nous avons été obligés de remonter la sonde, ce qui est marqué par une valeur négative de l'effort de fonçage (figure 3.39.b).

La haute pression du circuit de désagrégation est d'environ 1 MPa à 1,5 MPa pour le sol sous le remblai B. Par contre, cette valeur monte jusqu'à 10 MPa à 15 MPa pour le sol dans la zone vierge (figure 3.40.a, b). Cependant, l'effort de fonçage est petit et varie de 1 kN à 3 kN (figure 3.41.a, b).

Sur les figures 3.40.a, b et 3.41.a, b, nous voyons que l'effort de fonçage et la haute pression du circuit de désagrégation étaient plus élevés pour les deux premiers mètres et -4 m, et plus faibles à -3 m. Ceci peut être expliqué par la légère surconsolidation de la zone en surface du sol de Cubzac-les-Ponts, et par le bourrage à -4 m. La même remarque peut être faite pour le

remblai B, où les deux premiers mètres sous le remblai (- 4 m et - 5 m) où l'effort de fonçage et la haute pression étaient plus élevés à - 6 m de profondeur.

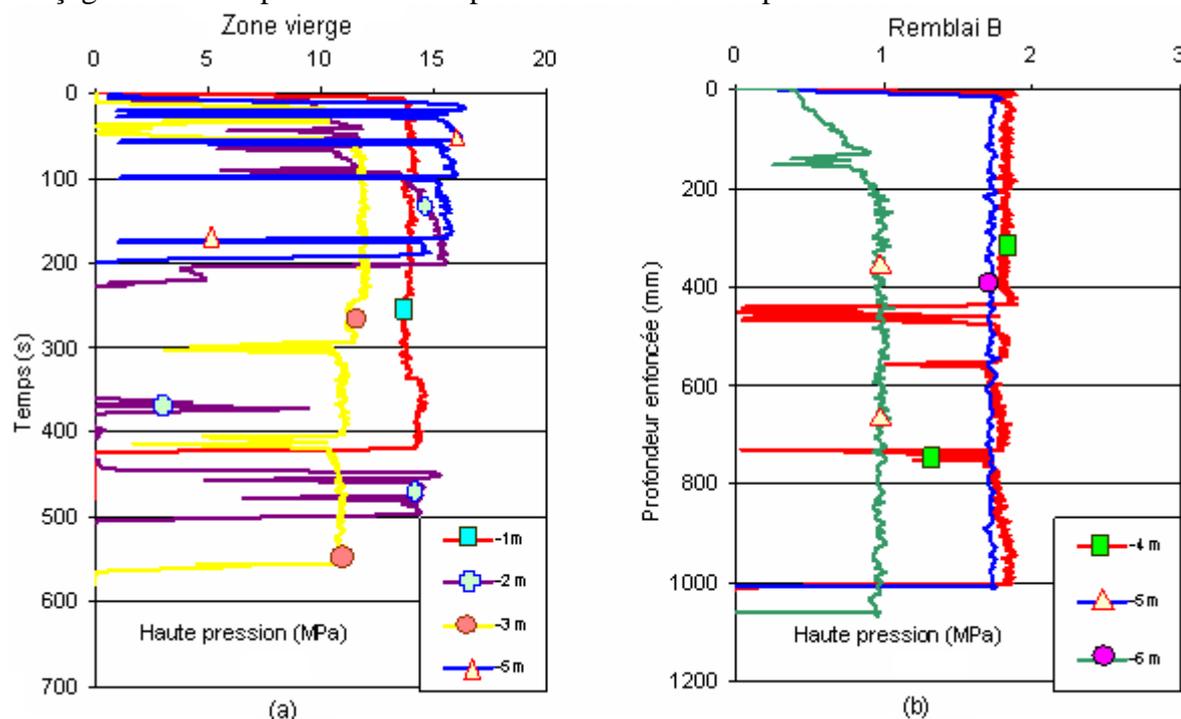


Figure 3. 40 Variations de la haute pression

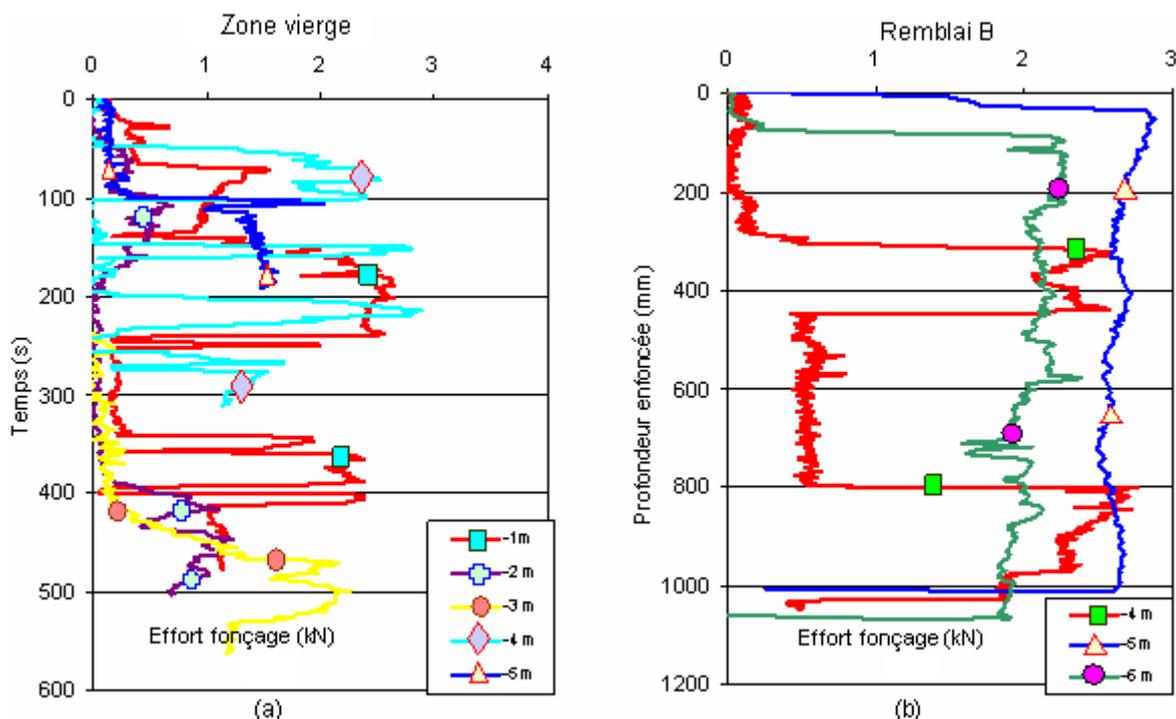


Figure 3. 41 Variations de l'effort de fonçage

3.4.2.3 Courbe pression – déformation corrigée

La contrainte exercée par le sol sur la membrane est la pression mesurée par le capteur de pression de la cellule après correction. Nous avons vu précédemment que cette correction était négligeable.

Le déplacement du sol est mesuré par les 12 palpeurs, placés à trois niveaux différents de la sonde. On rappelle qu'il y a deux capteurs qui ne sont pas pris en compte. Le capteur K n'est pas branché, le capteur F ne fonctionne pas (voir 3.2.3).

La déformation du sol à chaque point de palpeur est calculée par la formule :

$$\varepsilon_R = \frac{\Delta R}{R_0} \times 100 \quad [3.1]$$

avec : ε_R : déformation en pourcentage,

ΔR : déplacement du palpeur, en millimètre,

R_0 : rayon de la sonde au repos, égal à 40 mm.

La figure 3.42 présente un exemple de gonflement au cours de la phase d'expansion d'un essai. Le gonflement n'est pas uniforme pour tous les capteurs. On observe que la forme du gonflement de la sonde a une tendance plutôt elliptique que circulaire.

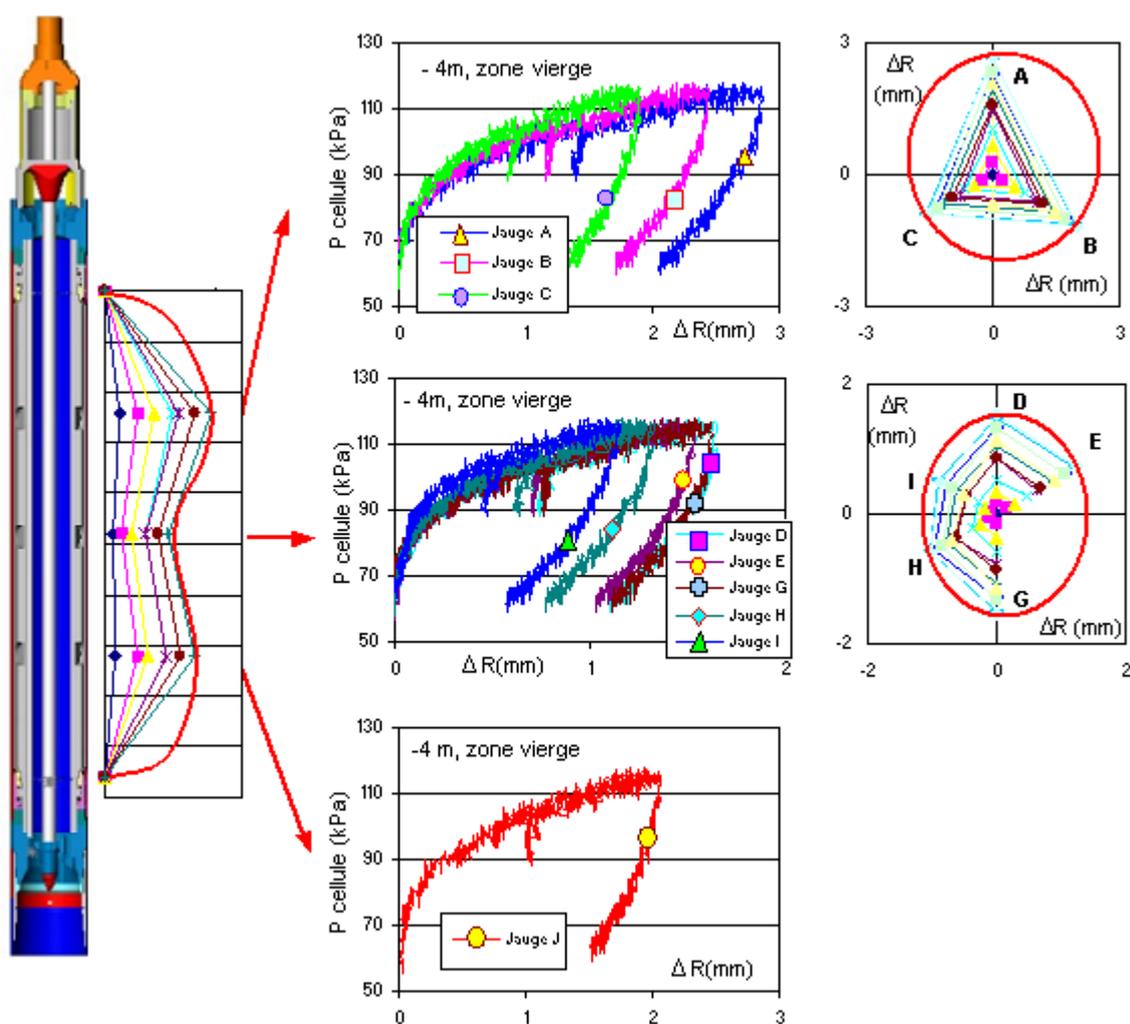


Figure 3. 42 Gonflement de la sonde au cours d'un essai

Nous avons remarqué qu'il n'existe pas de géométrie unique pour l'expansion de la sonde. La forme du gonflement est aléatoire, il y a des essais où la géométrie du gonflement en haut est circulaire, l'autre est elliptique, et pareil pour le milieu et le bas. D'autres exemples de gonflement de la sonde en haut et au milieu sont donnés sur la figure 3. 43.

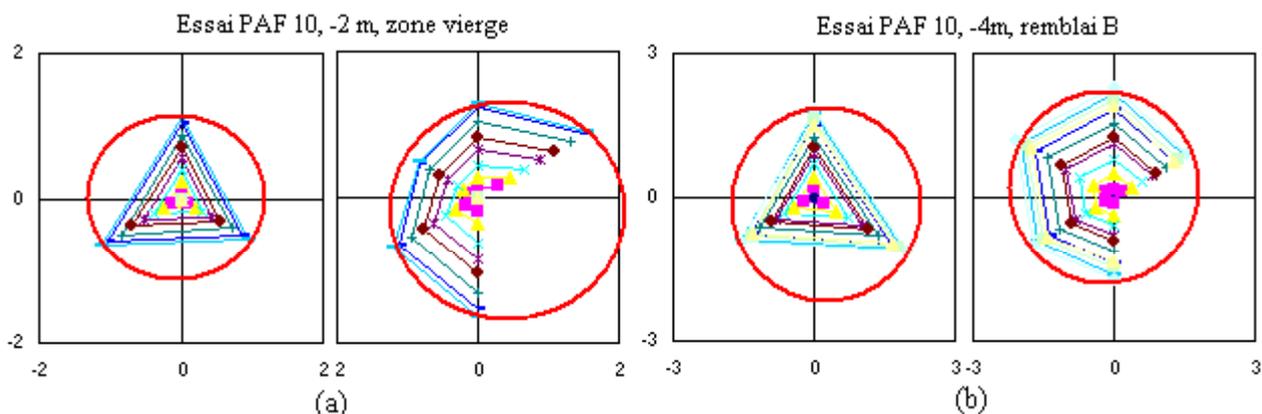


Figure 3. 43 Forme du gonflement de la sonde

La qualité de la courbe pression – déplacement (ou contrainte – déformation) n’est pas bonne, ce qui peut provenir soit du fonctionnement correct de la carte d’acquisition permettant d’obtenir de bons signaux des capteurs, soit de la connexion directe de l’alimentation de la boîte d’acquisition au groupe électrogène en chantier.

Pour faciliter le traitement des résultats, nous proposons une courbe de lissage par moyenne glissante, comme le montre la figure 3.44.

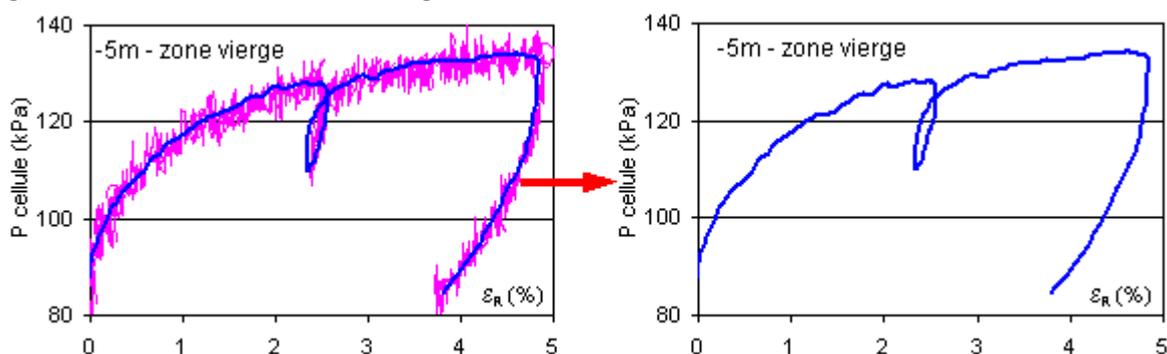


Figure 3. 44 Lissage de la courbe brute

3.4.2.3 Profil de contrainte horizontale totale

Il existe plusieurs méthodes pour évaluer la contrainte horizontale totale *in situ* lors d’un essai au pressiomètre autoforeur (Benoît, 1992 ; Benoît, 1983). Ces méthodes peuvent être séparées en deux groupes : l’un consiste à faire une mesure directe de la pression au moment du décollage de la membrane observé sur les données brutes, l’autre nécessite de calculer la contrainte horizontale totale *in situ* à partir d’une courbe pressiométrique déjà corrigée. Les résultats du premier groupe sont plus ou moins subjectifs mais ils sont simples à déterminer. Nous avons donc utilisé cette méthode pour l’interprétation des résultats d’essai.

La figure 3.45 montre la détermination de la contrainte horizontale totale *in situ* à – 3 m de profondeur dans la zone vierge à partir des données brutes de la pression de la membrane et de la déformation de la sonde (figure 3.45.a) en zoomant sur la première partie de la courbe pour identifier la pression au moment du décollage (figure 3.45.b). La déformation est la moyenne des déformations, mesurées par tous les palpeurs.

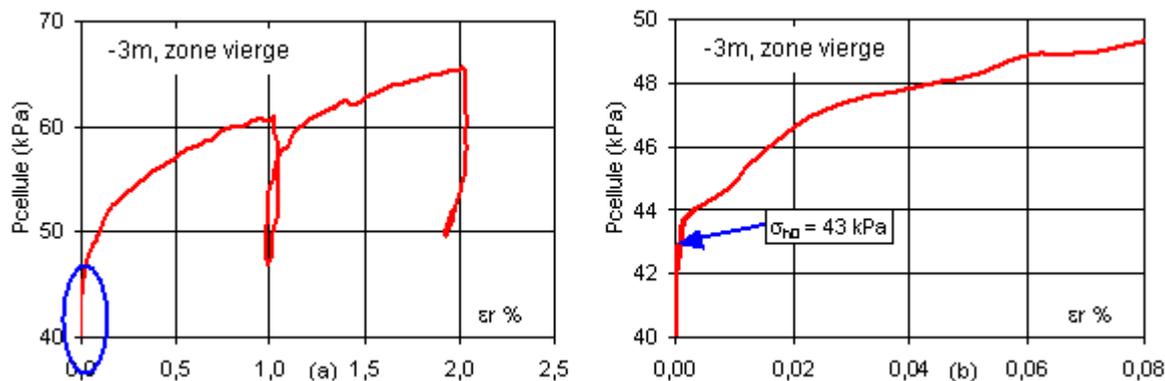


Figure 3. 45 Détermination de la contrainte horizontale totale *in situ*

Cette méthode a été utilisée pour déterminer le profil des contraintes horizontales totales *in situ* de la zone vierge et du remblai B.

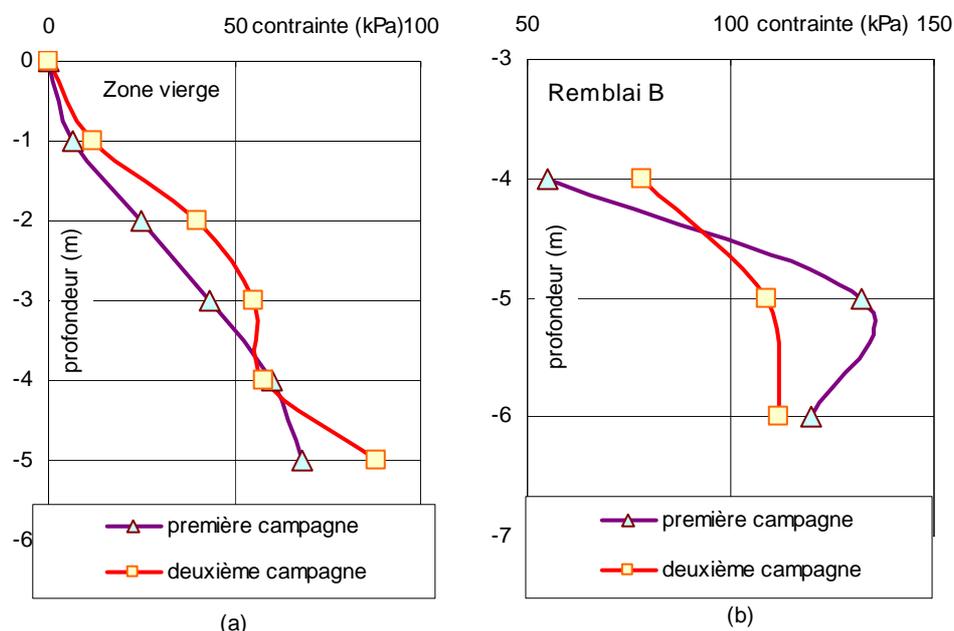


Figure 3. 46 Profil de contrainte horizontale totale *in situ*

Les contraintes horizontales totales déterminées lors des essais pressiométriques sont présentées sur la figure 3.46. Nous remarquons sur la figure 3.46 que les contraintes horizontales totales semblent augmenter avec la profondeur.

3.4.2.3 Module de cisaillement G

Deux types de modules de cisaillement G peuvent être déterminés lors des essais d'expansion du PAF. Les modules sécants sont déterminés à partir de la courbe de contrainte – déformation à différents niveaux de déformation, et le module initial est identifié à partir du petit cycle de chargement – déchargement.

La pression de déchargement du cycle est limitée à un tiers de la différence entre la pression initiale et la pression avant le déchargement et le signal des capteurs n'est pas très bon, ce qui entraîne parfois une boucle de chargement – déchargement pas très nette. Donc, la détermination du module de déformation initial n'est pas toujours faisable et le résultat n'est pas fiable. Toutefois, nous avons eu quand même quelques résultats lors de notre première campagne.

Nous rappelons les formules de détermination des modules de cisaillements sécants et lors du cycle :

$$G_{séc} = \frac{P - P_0}{2\varepsilon_R} \quad [3.2]$$

$$G_{cycle} = \frac{P_{chargement} - P_{déchargement}}{2(\varepsilon_{chargement} - \varepsilon_{déchargement})} \quad [3.3]$$

avec :

G_{cycle} : module de cisaillement du cycle,

$G_{séc}$: module sécant de cisaillement à l'instant t,

P : pression à l'instant t,

P_0 : pression initiale,

$P_{chargement}$, $P_{déchargement}$: pression au premier chargement et au déchargement,

ε_R : déformation à l'instant t,

$\varepsilon_{chargement}$, $\varepsilon_{déchargement}$: pression au premier chargement et au déchargement.

La figure 3.47 présente la variation du module de cisaillement sécant en fonction de la déformation et de la profondeur testée, pour nos essais.

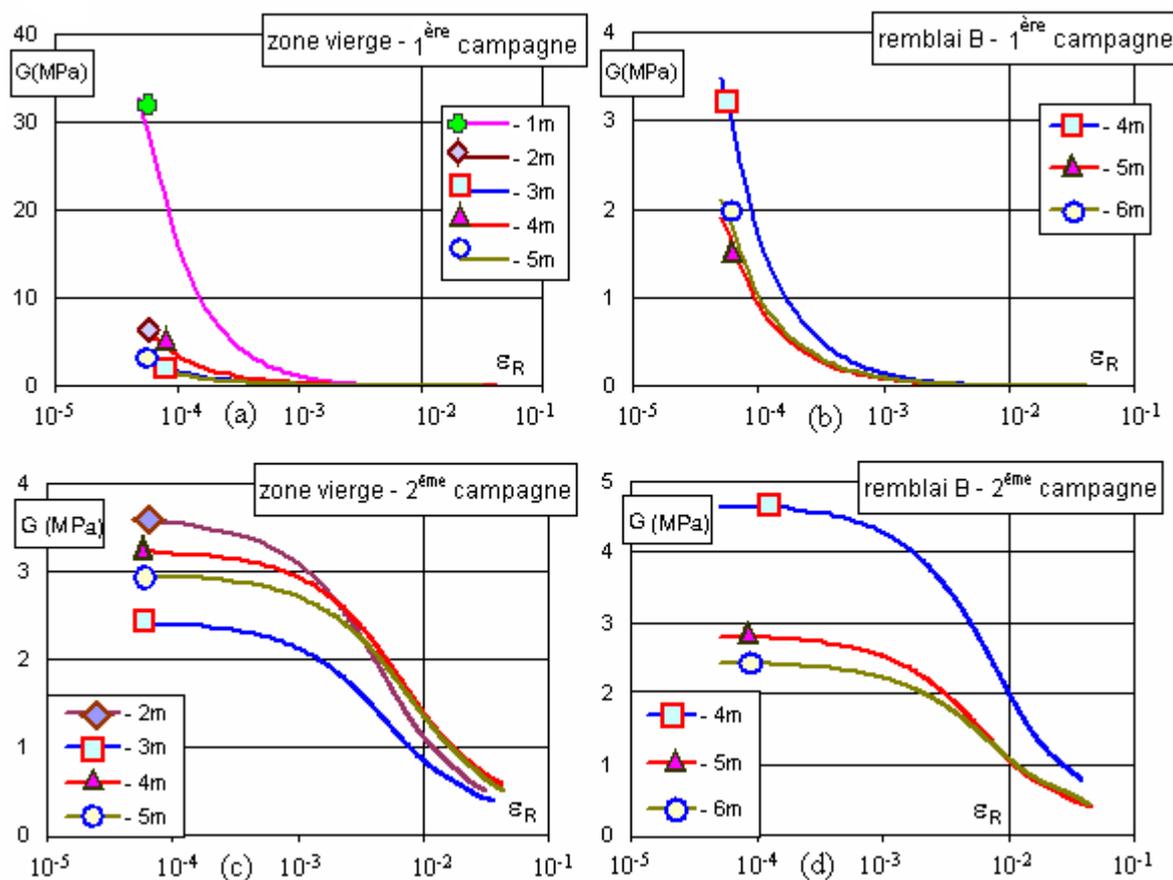


Figure 3. 47 Module sécant de cisaillement en fonction de la profondeur

Le module sécant de cisaillement diminue avec la déformation, avec une pente plus grande en petites déformations et moins grande en grandes déformations pour atteindre son asymptote (figures 3.47).

Nous trouvons que, dans la zone vierge, le sol présente un module de cisaillement plus grand entre -1 m à -2 m (figures 3.47.a, c), ce qui peut être lié à la surconsolidation légère du sol en surface, comme on l'a observée lors de la reconnaissance géotechnique (voir 2.3, et 2.5.1.1).

Par contre, sous le remblai B, le sol plus proche du remblai présente un module plus grand, ce qui est sans doute le résultat de la consolidation de la zone juste sous le remblai (figures 3.47.b, d)

La figure 3.48 présente un profil des modules de cisaillement à 0,01% de déformation. Nous avons trouvé presque les mêmes résultats pour les deux campagnes d'essais à Cubzac-les-Ponts. Sauf à -1 m de profondeur dans la zone vierge (figure. 3.47a), les valeurs de la première campagne sont plus grandes que celles de la deuxième campagne, ce qui peut être lié à la variabilité spatiale et aux erreurs de mesure. À une profondeur inférieure à -2 m, les modules sont plus grands que ceux à -3 m et -5 m, ce qui est possible lié à la légère surconsolidation de la zone en surface. À -4 m, dans la zone vierge, le module est plus élevé, ce qui peut être lié à la zone tourbeuse où nous avons eu des difficultés à enfoncer la sonde. Au niveau du remblai, les modules diminuent avec la profondeur, la zone plus proche du remblai présentant des modules légèrement plus élevés, ce qui peut être expliqué par l'influence du remblai sur le sol situé juste en dessous.

Un autre profil de modules déduits du cycle de chargement – déchargement est montré sur la figure 3.48 b. La variation de ces modules n'est pas la même que celle que nous avons obtenue pour les modules sécants. Ils sont en effet plus faibles à -4 m.

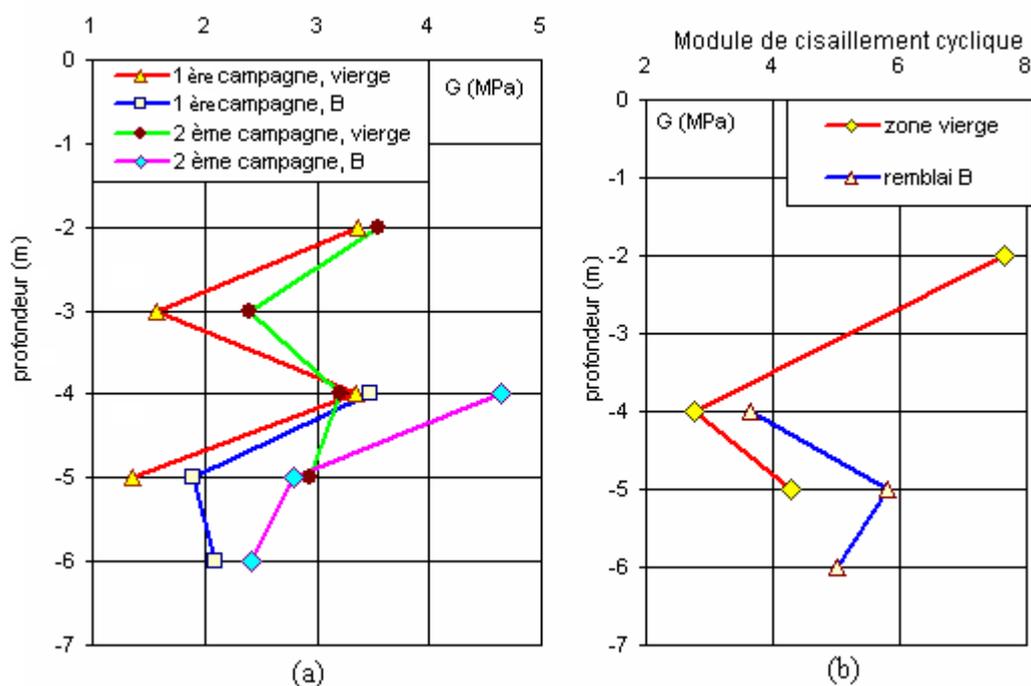


Figure 3. 48 Profils du module de cisaillement sécant de à 0,01% de déformation et de module cyclique

3.4.2.4 Profil de pression interstitielle

Un capteur de pression interstitielle est placé sous les lamelles pour mesurer la pression interstitielle pendant l'essai.

Au cours de la phase de fonçage, la pression interstitielle était négative et a diminué lors de l'enfoncement (figure 3.49.a). Cette création de la pression interstitielle négative peut sembler-t-il être expliquée par l'effet de ventouse créé par le cisaillement du sol le long des lamelles lors du fonçage. Cette succion est fonction de la position des buses par rapport au fil de la trousse et liée à la position des buses dans le cône, susceptible de créer un effet Venturi (Reiffsteck *et al.*, 2005).

Malheureusement, nous n'avons pas réussi à protéger suffisamment le circuit reliant le capteur de pression interstitielle au système d'acquisition. Dès que la pâte de silicone de protection a absorbé de l'eau, le capteur ne fonctionne plus. La chute de la pression et la variation aléatoire marquent le dysfonctionnement du capteur (figure 3.49.b). Malgré un étalonnage satisfaisant en laboratoire, le système a dysfonctionné sur le chantier, ne nous permettant pas de trouver une solution de rechange.

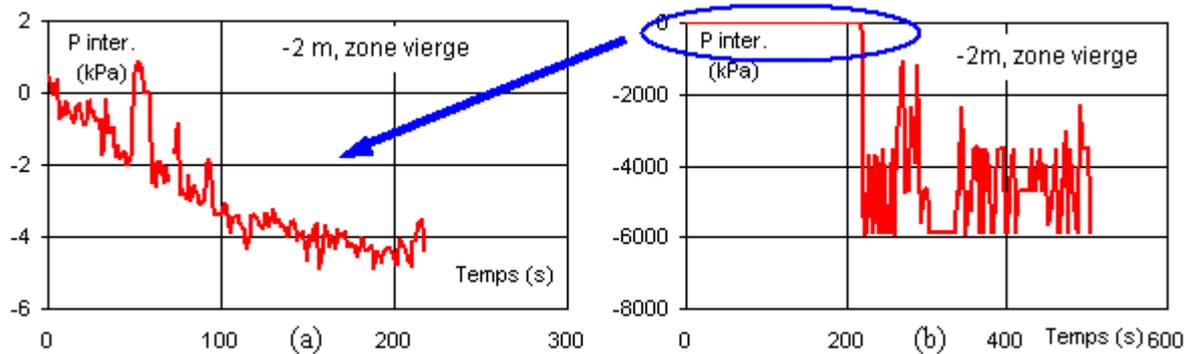


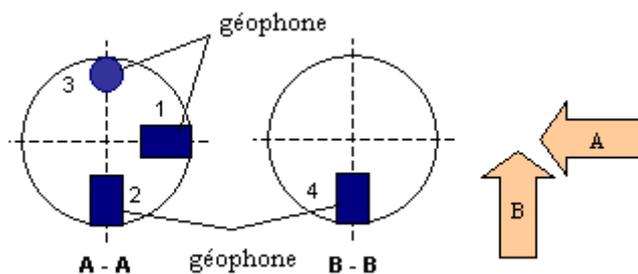
Figure 3. 49 Dysfonctionnement du capteur de pression interstitielle

Puisque le capteur de pression interstitielle marchait de façon aléatoire pendant nos études expérimentales, nous ne tenons pas compte de ses résultats, ce qui reste un point à améliorer pour un meilleur fonctionnement du PAF.

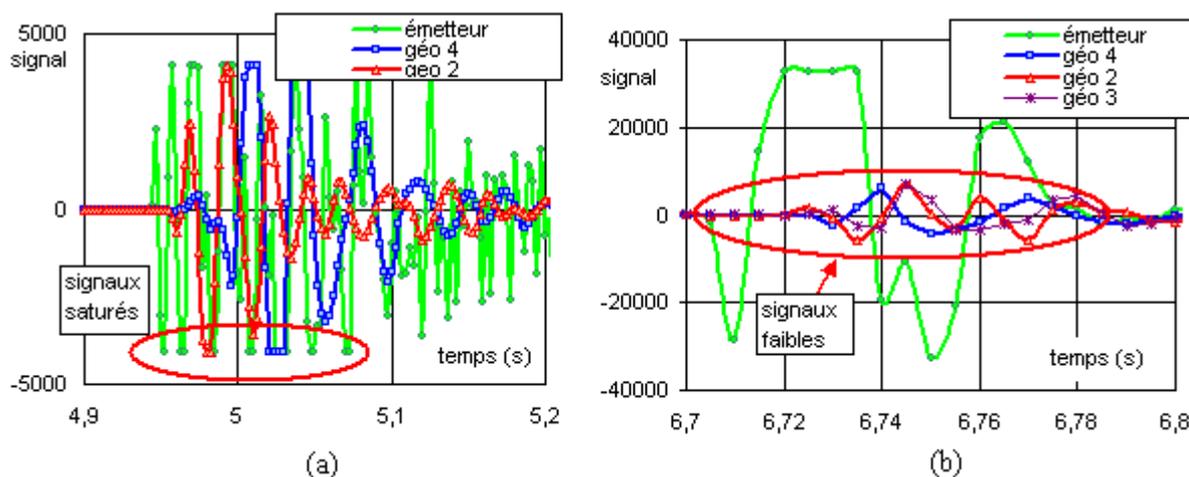
3.4.3 Essai down-hole

Pendant la phase de relaxation, des essais de propagation d'ondes down-hole ont été effectués (Reiffsteck *et al.*, 2008).

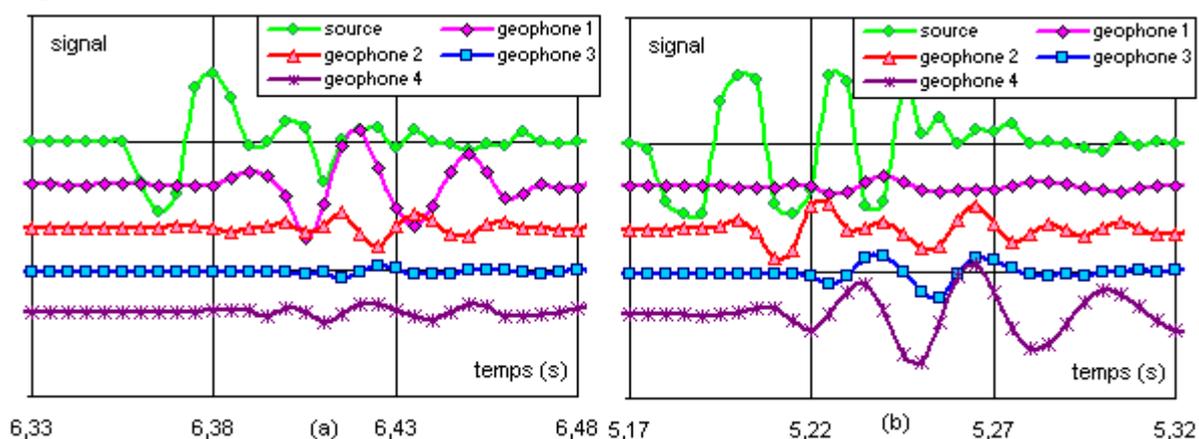
La source, constituée par un madrier chargé par notre camionnette, a été mise à une distance prédéterminée du forage, à 1,80 m dans la zone vierge et 1,85 m au remblai B. Des chocs par une masse sur le madrier ont permis de générer les ondes de cisaillement S et de compression P. Les chocs ont été réalisés dans deux directions : l'une en direction du géophone 1 (direction A) et l'autre en direction des géophones 2 et 4 (direction B), comme indiqué sur la figure 3.50.


Figure 3. 50 Direction des chocs

Pour chaque profondeur, plusieurs chocs ont été réalisés et la qualité des résultats d'essais obtenus dépend du choix de la valeur du gain utilisé et de la force du choc. Un gain trop élevé accompagné par un choc fort entraînent une saturation des signaux reçus et, au contraire, un gain petit avec un choc faible génèrent des signaux avec peu d'amplitude, ce qui provoque des difficultés lors du traitement des résultats d'essais. La figure 3.51.a montre un exemple de signaux saturés et la figure 3.51.b un exemple de signaux faibles.


Figure 3. 51 Signaux saturés et signaux faibles

Nous remarquons aussi que la direction du choc a une influence sur les signaux captés par les géophones. Si un choc est fait selon la direction A, les signaux reçus par le géophone 1 sont meilleurs que ceux reçus par les géophones 2 et 4 (figure 3.52.a). En revanche, les signaux des géophones 2 et 4 sont meilleurs que pour le géophone 1 dans le cas du choc en direction B (figure 3.52.b).


Figure 3. 52 Influence de la direction du choc sur les signaux captés par les géophones

Donc, en fonction de la direction du choc, nous avons choisi les signaux du capteur correspondant pour l'interprétation des résultats d'essais.

Les ondes de compression P sont normalement captées avant les ondes de cisaillement S. Il semble qu'elles arrivent immédiatement, avec une variation très faible des signaux au début. Il n'est donc pas toujours évident de déterminer le temps d'arrivée des ondes P du fait de la faiblesse de cette variation. Nous allons donc négliger les mesures de propagation des ondes de compression P et nous focaliser sur les ondes de cisaillement S.

On rappelle que le module de cisaillement est déterminé à partir de la vitesse de propagation des ondes et de la masse volumique du sol par les équations [1.65] et [1.67].

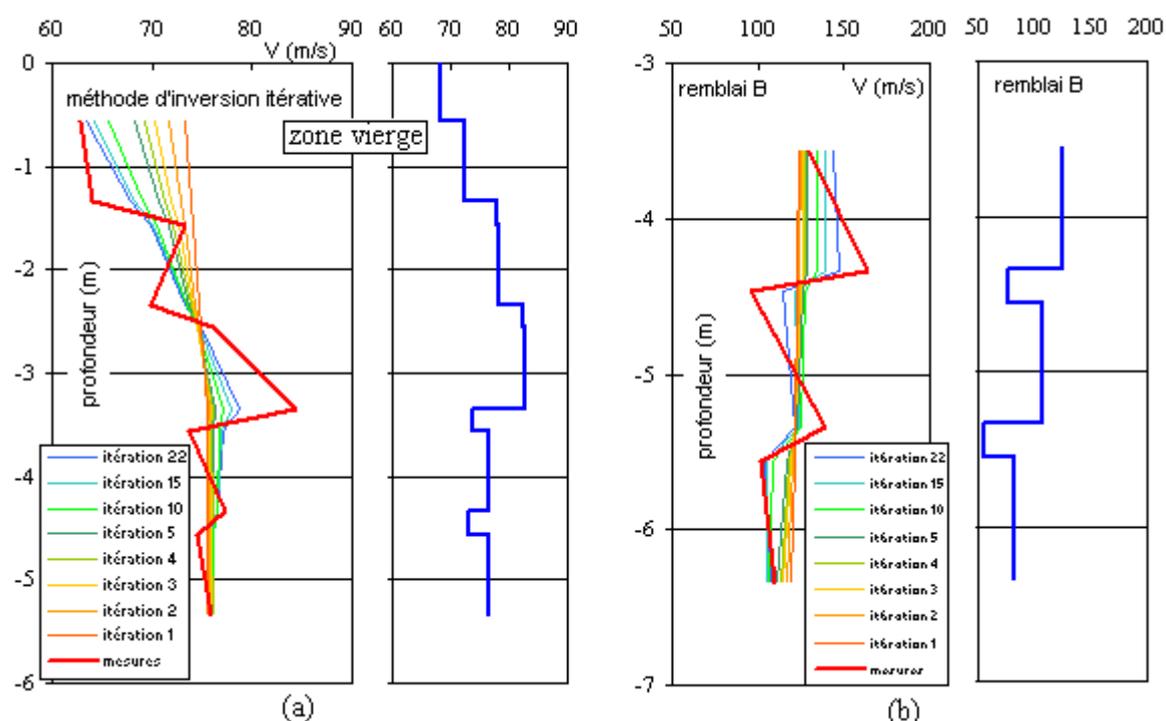


Figure 3. 53 Profil de la vitesse de propagation d'ondes

Le résultat brut des mesures est un profil des vitesses apparentes représentatives du comportement moyen des couches traversées entre la source et le récepteur. Il y a deux méthodes de détermination de la vitesse de propagation d'ondes, soit la méthode directe par différence entre les mesures réalisées à deux profondeurs successives, soit la méthode d'inversion itérative. L'expérience montre que la méthode directe conduit à des résultats aberrants, compte tenu de l'incertitude sur la localisation précise de la source d'ondes et sur le pointé des arrivées d'ondes. Par contre, la méthode d'inversion itérative donne des résultats plus fiables en minimisant l'erreur globale (Ferber, 2003a, b, c). C'est cette dernière méthode qui a été utilisée pour traiter les résultats d'essais.

La figure 3.53 présente les profils de la vitesse, déterminée par la méthode d'inversion itérative.

À partir des profils de vitesse de propagation d'ondes S, nous pouvons établir les profils de module de cisaillement, indiqués sur la figure 3.54.

Dans la zone vierge, le module de cisaillement initial semble augmenter légèrement en fonction de la profondeur, avec une valeur d'environ de 9MPa.

Par contre, sous le remblai B, le module de cisaillement est trois fois supérieur puis diminue en profondeur et, à – 6m de profondeur, nous observons presque la même valeur qu'en zone vierge. Le fait que le module sous le remblai B diminue en profondeur peut être expliqué par l'effet de la consolidation du remblai B. La zone plus proche du remblai est beaucoup influencée par le remblai. L'influence du remblai B a été déjà observée lors de l'analyse de la variation des modules des essais tels que les essais triaxiaux, les essais aux éléments piézo-électriques, à la colonne résonante et au pressiomètre autoforeur.

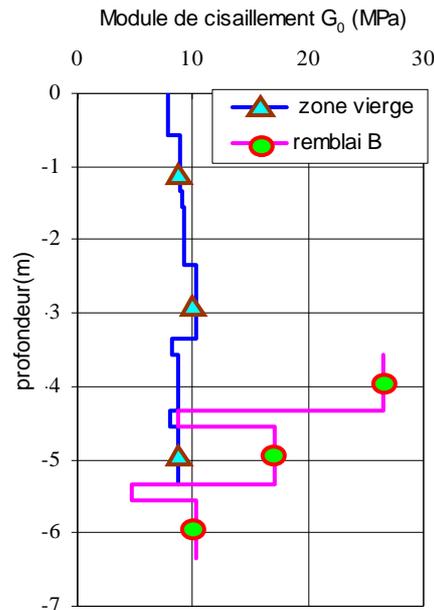


Figure 3. 54 Profil du module de cisaillement initial

3.5 Essai pressiométrique avec le Système de Tubage Auto-foré (STAF)

3.5.1 Procédures d'essai

À côté des essais réalisés avec le pressiomètre autoforeur, les essais au STAF ont été réalisés lors de la deuxième campagne par une équipe du Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées de Blois sous le remblai B, entre – 1 m et – 14 m de profondeur.

Trois séries d'essais ont été effectuées avec des procédures différentes. La première série (SP1) a consisté à faire le forage jusqu'à –13,70 m et à réaliser les essais à chaque mètre en remontant jusqu'à –1 m de profondeur, comme préconisé par le fabricant APAGEO. La deuxième série faite à notre demande (SP2) a consisté à faire plusieurs étapes :

- forage jusqu'à – 3,70 m, puis essai à –3m,
- forage jusqu'à – 5,70 m, puis essai à –5m, et – 4m en remontant,
- forage jusqu'à –7,70 m, puis essai à –7m, et – 6m en remontant,
- forage jusqu'à – 11,70 m, puis essai à –11m, –10m, –9m et –8m en remontant.

Chaque essai de cette série (SP2) a comporté un cycle de déchargement – rechargement au cours de l'essai selon la norme NF P 94-110-2. La procédure de réalisation des cycles a été

modifiée en n'effectuant pas une décharge totale mais, comme pour le PAF 2000, un tiers de la différence de chargement appliqué.

3.5.2 Correction de la pression et du volume

Les valeurs de la pression et du volume utilisées pour l'identification du module de cisaillement sont des valeurs corrigées. Deux étalonnages ont été faits sur le site, l'un à l'air libre et l'autre dans un tube métallique pour déterminer la correction de la pression et du volume, respectivement. Une approche en polynôme du troisième degré a été utilisée pour la correction de la pression (figure 3.55 a) et la correction du volume a été exprimée par une droite linéaire (figure 3.55 b).

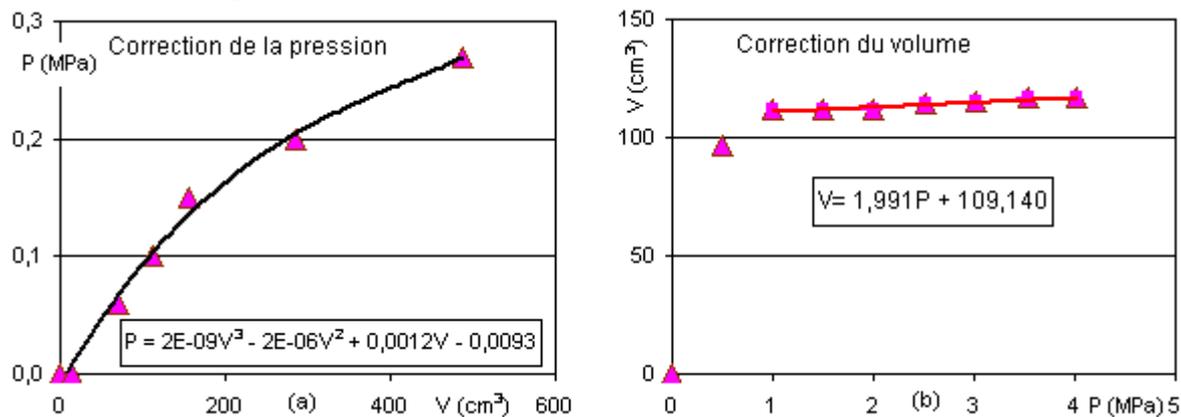


Figure 3. 55 Correction de la pression et du volume

La pression et le volume corrigés sont alors calculés suivant la formule [1.57].

3.5.3 Module de cisaillement

Le module de cisaillement déterminé lors d'un essai au STAF est identique à celui d'un essai pressiométrique Ménard (figure 3.56.a, b). Il est calculé selon les formules [1.59] et [1.60].

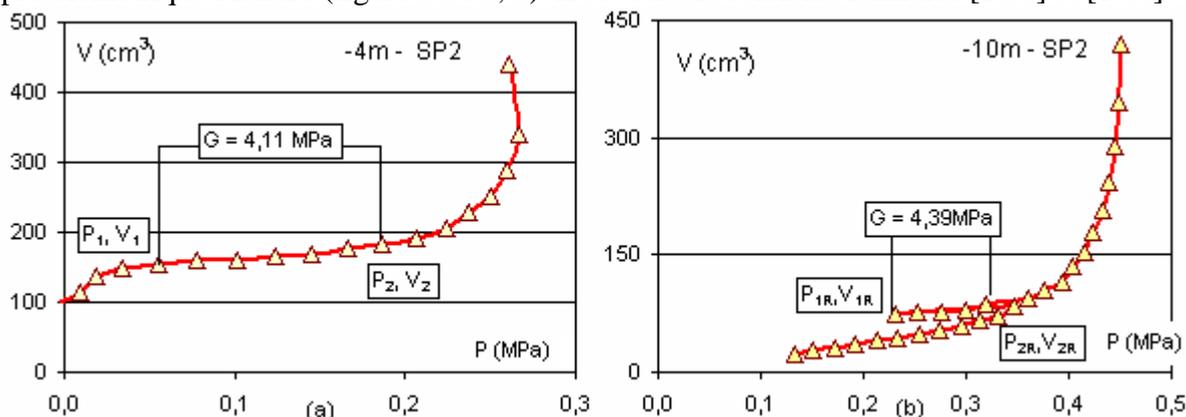


Figure 3. 56 Détermination du module de cisaillement en chargement et déchargement

La figure 3.57.a, b présente le profil des modules de cisaillement déterminés à partir des deux séries d'essais. Sur la figure 3.57.a, nous remarquons que les modules de la deuxième série d'essais (SP2) avec la procédure de forage en plusieurs étapes donne des modules plus élevés que ceux de la première série (SP1) avec la procédure conventionnelle. Les modules de la première série varient autour d'une valeur de 2 MPa, tandis que ceux de la deuxième série d'essais valent environ 5 MPa. Le fait que les essais de la deuxième série donnent des

résultats supérieurs peut être expliqué par le plus faible remaniement du sol provoqué par une remontée de la sonde par petits tronçons (SP2) que par une remontée sur toute la longueur (SP1). Cette influence est plus grande dans la zone peu profonde où le train des tiges a été passé plusieurs fois en réalisant les essais de bas en haut et moins grande dans la zone plus profonde.

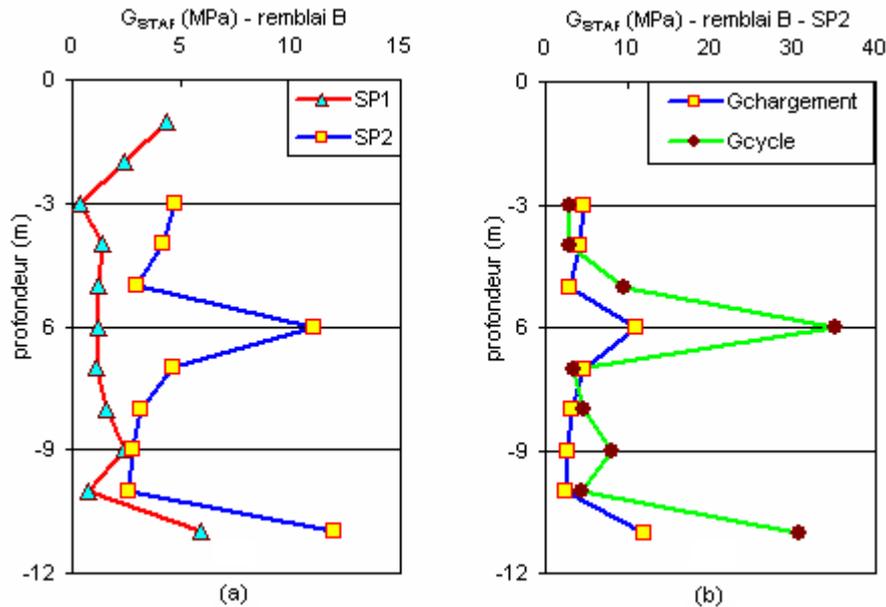


Figure 3. 57 Modules de cisaillement déterminés par les essais au STAF

Les modules de cisaillement de la phase de rechargement d'un essai lors de la deuxième série (SP2) ont quelques valeurs plus élevées que les modules du premier chargement du même essai (figure 3.57.b).

Comme la deuxième série d'essais présente un meilleur résultat, les modules de cisaillement de cette série sont utilisés pour les synthèses suivantes.

3.6 Synthèse des résultats des essais *in situ*

3.6.1 Comparaison des profils de modules de cisaillement

Nous présentons dans cette partie une synthèse des modules de cisaillement déterminés lors de nos études expérimentales sur le site de Cubzac-les-Ponts. Les modules initiaux G_{max} identifiés lors des essais de propagation d'ondes par les géophones, les modules déterminés par les essais au pressiomètre autoforeur et de STAF sont comparés.

Nous montrons sur la figure 3.58 les profils des modules de cisaillement déterminés à partir des différents essais *in situ* dans la zone vierge et sous le remblai B. Malheureusement, dans la zone vierge nous n'avons pas de résultats d'essais de STAF pour faire la comparaison.

Les modules initiaux G_{max} , déterminés par les essais de propagations d'ondes en très petites déformations (10^{-5}), constituent la borne supérieure de nos résultats. Ils sont environ trois fois plus élevés dans la zone vierge et cinq fois sous le remblai B que les modules obtenus à partir des essais au PAF 2000, dont la déformation est de l'ordre de 10^{-4} . Les modules des essais au STAF déterminés à une déformation d'environ 10^{-2} , et ceux des essais de PAF 2000 sont très proches (figure 3.58.b). Il convient de noter que les valeurs de PAF sont les valeurs moyennes des deux campagnes de validation.

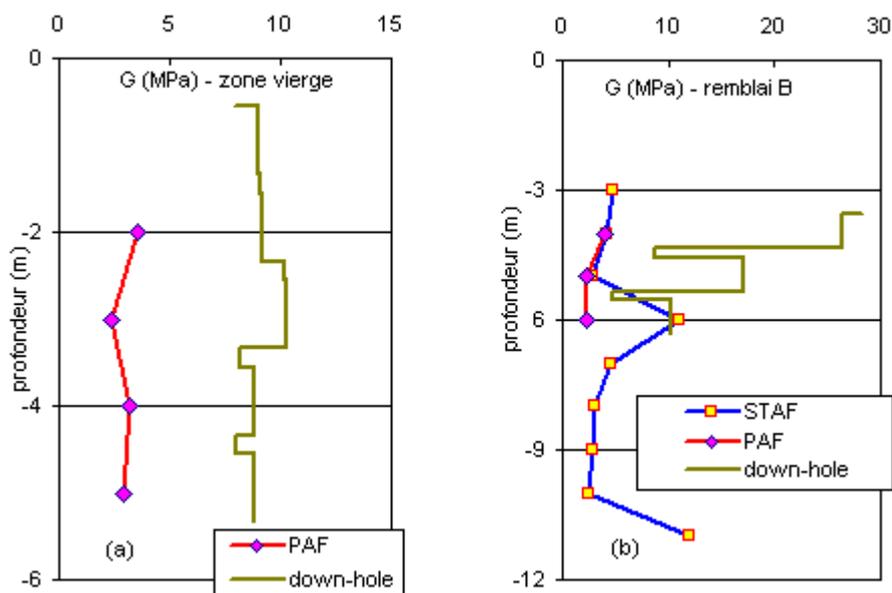


Figure 3. 58 Profils des modules de cisaillement déterminés par les essais *in situ*

Les modules de cisaillement obtenus lors des cycles de chargement – déchargement des essais au PAF et au STAF sous le remblai B sont comparés sur la figure 3.59. Nous trouvons que les résultats des essais PAF sont inférieurs aux ceux des essais de STAF.

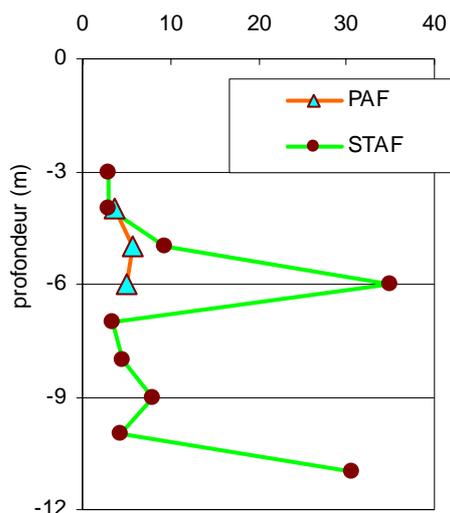


Figure 3. 59 Module de cisaillement cyclique

3.6.2 Évolution des modules de cisaillement en fonction de la déformation

Un exemple d'évolution du module de cisaillement en fonction de la déformation, déterminé par les essais au PAF 2000, down-hole et au STAF de la zone vierge et sous le remblai B est présenté sur la figure 3.60. Nous remarquons que le module initial G_{max} , déterminé par les essais down-hole est trop élevé pour intégrer dans l'allure de la courbe d'évolution des modules des essais au PAF et au STAF avec la déformation. Les modules déterminés par les essais au STAF sont supérieurs à ceux des essais au PAF. Il est possible que la vitesse de chargement plus rapide des essais au SATF ait fait augmenter la résistance du sol par rapport aux essais au PAF.

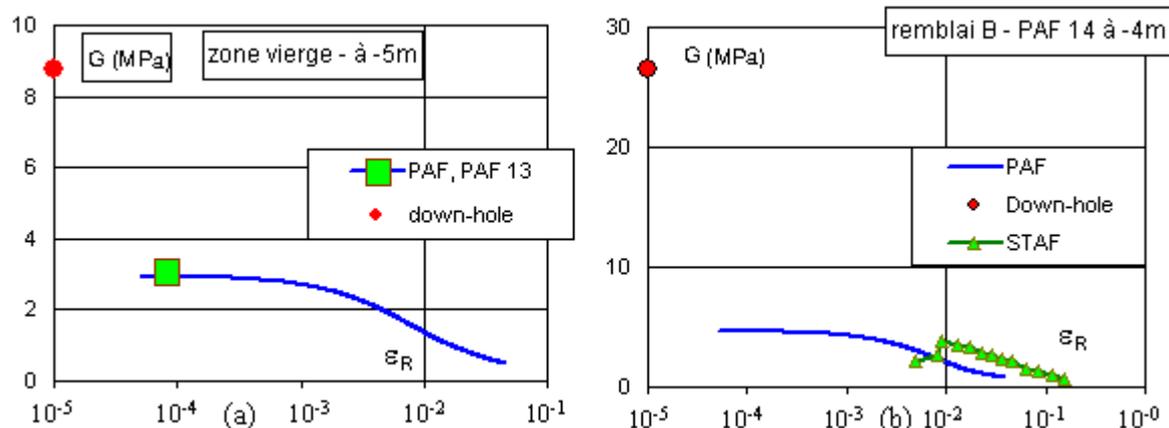


Figure 3. 60 Évolution du module de cisaillement en fonction de déformation

3.6.3 Comparaison avec les études antérieures au PAF

Les résultats d'essais au PAF 2000 lors de nos études sont comparés avec les résultats du PAF et du pressiomètre Ménard obtenus lors des études antérieures. Les essais antérieurs avec le PAF se composent de trois séries d'essais, nommées PA 20, PA 21 et PA 22. Ils ont été réalisés par le Laboratoire Régional des Ponts de Chaussées de Bordeaux avec le PAF 76. La série PA 21 a été effectuée dans la zone vierge, à côté du remblai B, de - 1 m à - 8 m. Les séries PA 20 et PA 22 ont été réalisées sous le remblai B, de - 4 m à - 11 m.

Nous allons présenter la comparaison de la contrainte horizontale totale σ_h , correspondant à la pression de décollage de la sonde et du module de cisaillement

3.6.3.1 Contrainte horizontale totale

La figure 3.61 compare la pression de décollage, qui correspond à la contrainte horizontale totale en place. Nous observons que les résultats de nos travaux sont plus élevés que ceux obtenus lors des études antérieures, notamment sous le remblai B.

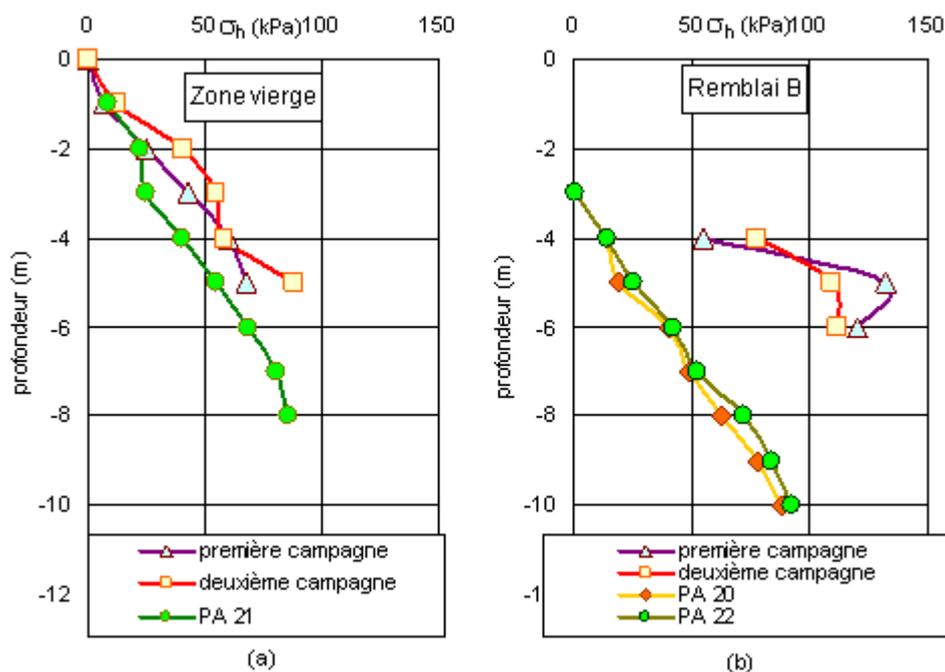


Figure 3. 61 Profil de contrainte horizontale en place

3.6.3.2 Module de cisaillement

La figure 3.62 compare l'évolution du module sécant de cisaillement en fonction de la déformation de deux essais lors de nos travaux avec les résultats précédents, à la même profondeur. Nous trouvons sur la figure 3.62 que nos résultats d'essais sont pratiquement semblables à ceux obtenus auparavant.

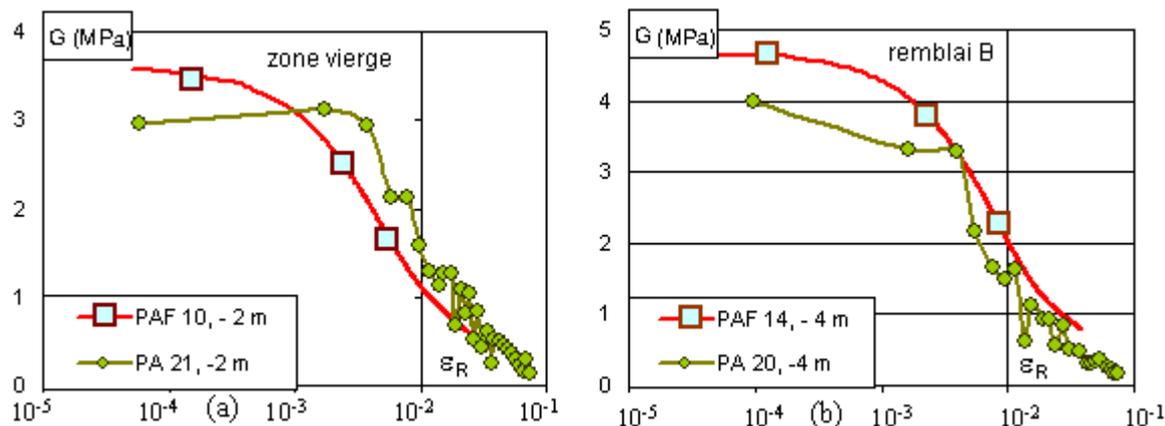


Figure 3. 62 Module de cisaillement en fonction de la déformation

La même remarque est aussi observée sur le profil des modules de cisaillement. Toutefois, nos résultats sont légèrement supérieurs à ceux des études antérieures. Par contre, la forme du profil est quasiment identique (figure 3.63).

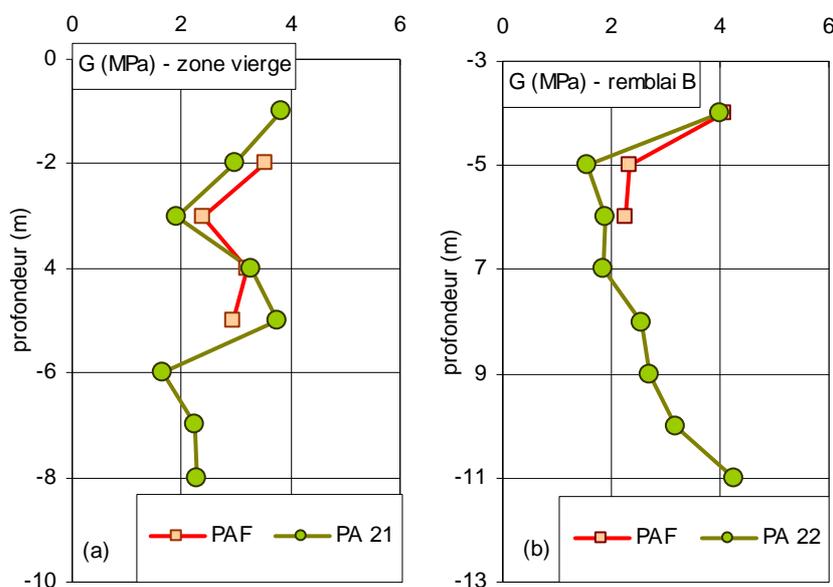


Figure 3. 63 Comparaison des profils de modules de cisaillement

La petite différence entre nos résultats d'essais et ceux des études précédentes peut être expliquée par les différentes techniques de chargement, de mesure et d'acquisition utilisées lors de nos essais et des essais antérieurs. Nous pouvons rappeler les différences suivantes :

- technique de chargement : gonflement à l'huile par rapport au gaz, chargement continu par rapport à un chargement par palier,
- technique de mesure : mesures directes avec les capteurs par rapport à des mesures indirectes avec le volume injecté,
- technique d'acquisition : en continu avec un faible temps d'acquisition des données par rapport à une lecture à la fin de chaque palier de chargement.

3.7 Conclusions

Après la réception du matériel au début d'août 2006, la mise au point du PAF a débuté par l'étalonnage des capteurs et la manipulation d'un programme de pilotage et d'acquisition. Des études de fonctionnement et des essais avec le PAF ont été effectuées sur les sites expérimentaux de Melun, de Jossigny et de Cubzac-les-Ponts.

Les études expérimentales ont prouvé le bon fonctionnement des capteurs, sauf pour les deux capteurs de déplacement F, L à cause de problèmes électroniques et le capteur de pression interstitielle, ce qui reste un point à résoudre pour un meilleur fonctionnement du PAF. Nous proposons de vérifier l'alimentation des capteurs pour le fonctionnement des capteurs de déplacement F, L et la carte d'acquisition pour une meilleure acquisition des signaux. Dans l'état actuel, on observe en effet de variations brutales des paramètres. Pour le capteur de pression interstitielle, il est suggéré de tester d'autres types de produit d'étanchéité pour arriver au bon fonctionnement de ce capteur.

Malgré ces difficultés, nous avons pu obtenir des résultats intéressants sur le site expérimental de Cubzac-les-Ponts. Les essais down-hole avec des géophones pendant la phase de relaxation des essais nous donnent la valeur du module de cisaillement initial, en très petites déformations. Les essais au pressiomètre autoforeur nous permettent de déterminer le module de cisaillement dans une plage de déformation de 10^{-4} à 5.10^{-2} .

Les résultats d'essais au STAF donnent une valeur de module de cisaillement aux environs de 1% de déformation et cette valeur est presque identique à celle donnée par le PAF. Un essai simple de type STAF peut donner des bons résultats s'il n'y a pas de remaniement venant de la mise en place de la sonde. La procédure que nous avons proposée, avec un forage en plusieurs étapes, semble satisfaire cette condition de moindre remaniement des sols traversés.

Ces validations mènent aussi à conclure au bon fonctionnement du PAF au niveau de la désagrégation du sol lors du lancement par jet d'eau, de pilotage automatique du programme et de l'acquisition des données.

Chapitre 4

TRIAXIAL *IN SITU***4.1 Principe de l'essai triaxial *in situ***

L'idée de l'essai triaxial *in situ* est de développer un nouvel appareillage permettant de réaliser sur des sols en place, les moins remaniés possibles, des essais dans des conditions contrôlées en partant :

- des techniques de l'autoforage pour l'aspect remaniement,
- des techniques d'essais en laboratoire de type triaxial pour la métrologie.

La figure 4.1.a montre une vue en coupe d'une sonde. Le corps creux (1) à paroi mince de la sonde porte sur ses flancs « internes » des appareils d'essai ou de mesure (3). Selon le concept initial, il serait mis en place dans le terrain par un effort de vérinage transmis par la tige (7). L'extrémité inférieure de la sonde est filetée de manière à recevoir une trousse coupante (2) pouvant être remplacée en cas d'usure. Au fur et à mesure de l'enfoncement dans le terrain, le sol qui pénètre à l'intérieur du carottier est testé puis désagrégé par un outil (6).

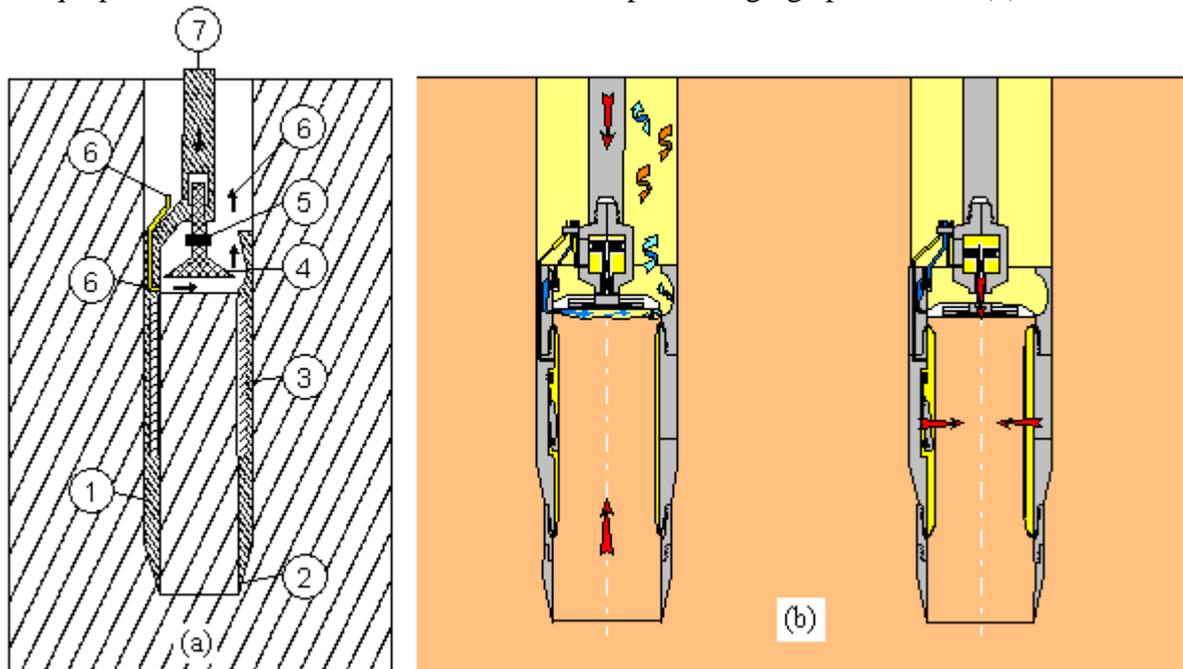


Figure 4. 1 Principe de l'essai triaxial *in situ*

Une vue plus détaillée de l'appareillage est représentée sur la figure 4.1.b, où l'on peut voir la phase de fonçage avec désagrégation et puis la phase d'essai.

La réalisation d'un essai au moyen d'une sonde est simple : une fois atteint le niveau à tester, la cellule de pression latérale (3) est remplie d'un fluide, ce qui permet d'appliquer à l'éprouvette une contrainte horizontale. De plus, par l'intermédiaire d'un piston (4), on peut appliquer à l'éprouvette une contrainte axiale. De par sa conception, cet appareil offre la possibilité d'effectuer plusieurs types d'essai tels qu'un essai de cisaillement simple, ou un essai à chemins de contraintes imposé, un essai Ko...

La réalisation de mesures locales permettra d'atteindre le domaine des petites déformations. Les mesures locales seront obtenues en plaçant les capteurs au plus près de l'éprouvette de sol, c'est-à-dire que des capteurs de déplacement (radiaux et axiaux) ainsi qu'un capteur de pression interstitielle seront fixés sur la membrane (3).

4.2 Description générale du triaxial *in situ*

L'appareil triaxial *in situ* (T.I.S) est un appareil unique du point de vue de sa technique. Cette technique est protégée par le brevet N° 9913792 déposé par le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées à la date du 4 novembre 1999 (LCPC, 1999). Sa mise en œuvre dans le cadre de cette thèse constitue une première application.

Le concept du triaxial *in situ* présenté précédemment a été formalisé par un cahier des charges, il a été conçu et fabriqué au Centre d'Étude et de Conception de Prototypes de Rouen (CECP de Rouen), (Reiffsteck et Borel, 2002 ; Reiffsteck, 2003a, b ; Reiffsteck, 2004). Sa fabrication a été terminée en décembre 2004 et le matériel a été livré au LCPC en novembre 2005 après quelques modifications.

C'est un appareil en acier inoxydable, de 1550 mm de longueur et 132 mm de diamètre. Il pèse environ de 80 kg. Il se compose de quatre parties principales (figure 4.2).

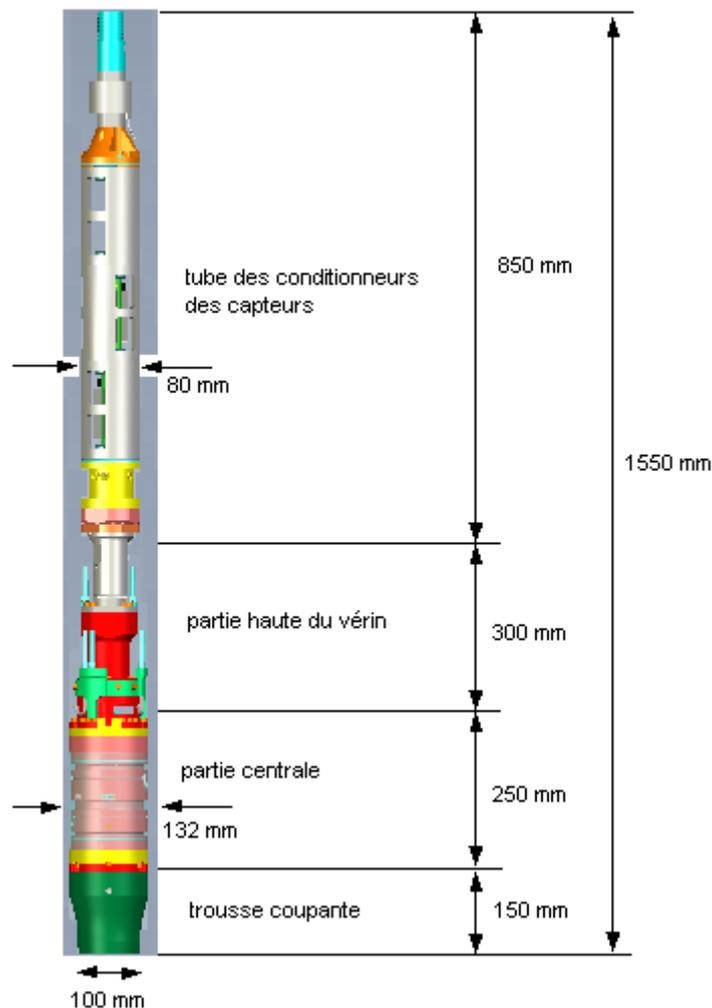


Figure 4. 2 Appareil triaxial *in situ*

Il est complété par deux contrôleurs de pression et volume de marque GDS servant à actionner la membrane de la partie centrale et le vérin de la partie haute et un système de support et d'extraction d'éprouvette (figure 4.3).



Figure 4. 3 Matériel complet du triaxial *in situ*, avec le support, les deux contrôleurs et l'ordinateur

4.2.1. Boîtier des conditionneurs

Un boîtier, de diamètre 80 mm, et de hauteur 850 mm, contient les conditionneurs des capteurs et le capteur de force verticale. Il sert aussi à relier la sonde au train de tiges (figure 4.1).

4.2.2 Partie haute de la sonde

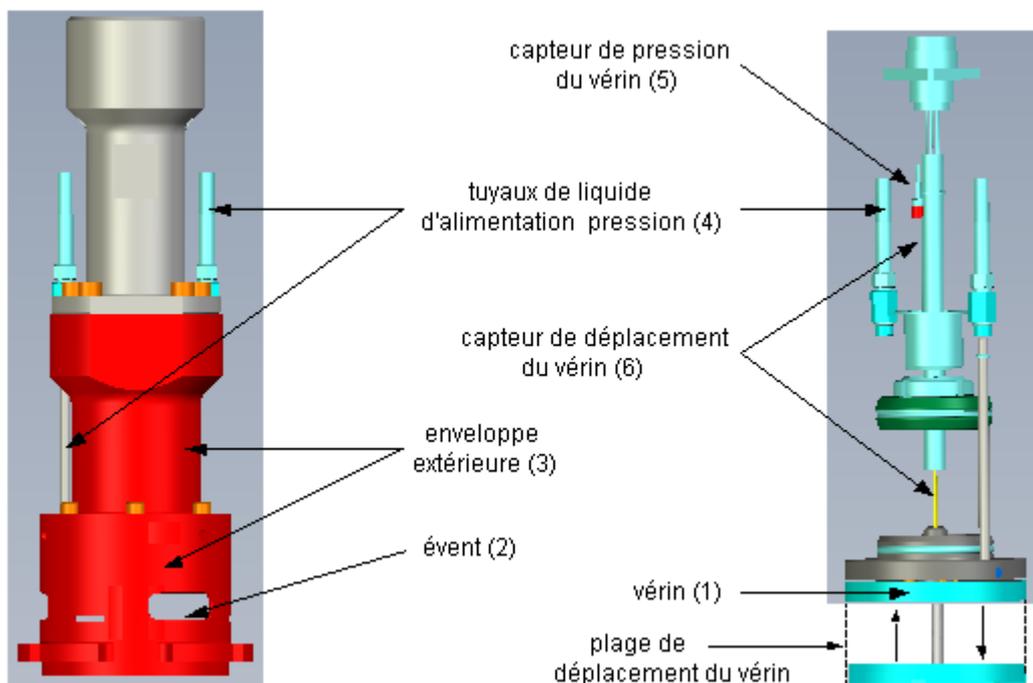


Figure 4. 4 La partie haute de la sonde

La figure 4.4 présente la partie haute de la sonde. Cette partie se compose du système d'application de la pression verticale par un vérin et de mesure de la pression du vérin et de son déplacement. Le vérin est actionné par un fluide amené par la tubulure (4) et la pression appliquée sur le vérin est mesurée par un capteur de pression (5). Se trouve également dans cette partie un capteur de déplacement LVDT (6) pour déterminer le déplacement du vérin.

4.2.3 Partie centrale de la sonde

La partie centrale est le corps de la sonde, où se trouve l'éprouvette à laquelle un état de contrainte maîtrisé est appliqué. C'est un cylindre creux de 250 mm de hauteur et 132 mm de diamètre extérieur et 100 mm de diamètre intérieur. La sonde est protégée par un cylindre de plastique transparent. Ici se trouvent les systèmes d'application de la contrainte radiale, de mesure de la contrainte radiale, de mesure de la pression interstitielle et de mesure des déplacements verticaux et de déplacements radiaux. La figure 4.5 présente les composants principaux de la partie centrale et trois coupes transversales sont présentées sur la figure 4.6

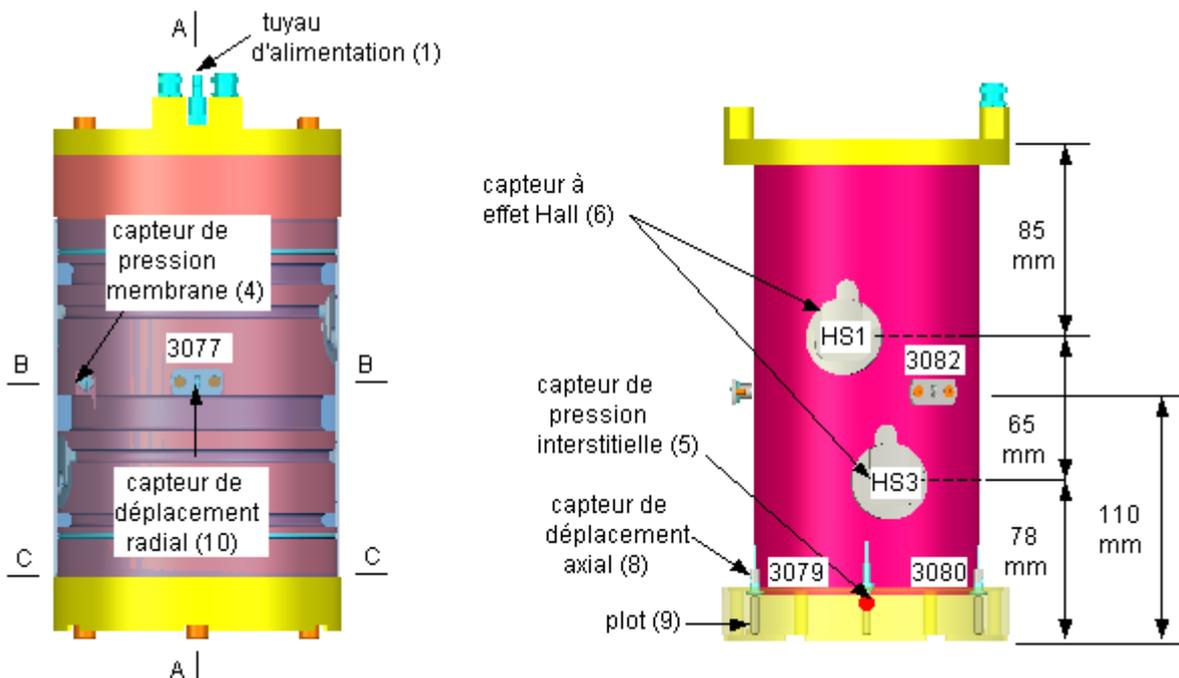


Figure 4. 5 Partie centrale

La pression de la membrane est appliquée par l'intermédiaire d'une membrane souple en néoprène (2), renforcée par une membrane métallique (3) qui est en contact avec le sol testé. Comme le vérin, la membrane notée 2 sur la figure 4.6 est actionnée par un fluide via le tuyau d'alimentation, noté 1 sur la figure 4.5. Un capteur de pression (4) est placé sur la cellule pour mesurer la pression radiale de la membrane. Un autre capteur de pression (5) se trouve à la base de la membrane et au-dessus de la trousse coupante pour mesurer la pression interstitielle. Cet emplacement est lié à des considérations d'ordre mécanique.

La mesure de la déformation verticale locale est sans doute la mesure la plus délicate à réaliser. Le système des capteurs locaux à effet Hall (6), placés sur la membrane métallique de la cellule, s'est inspiré du système de mesure utilisé sur les appareils triaxiaux de précision. Les points de mesure sont des patins (7), incluant un aimant ayant une rugosité de surface due à des crans orientés dans le sens de la pénétration du sol dans le carottier. Ainsi, ils laissent

glisser le sol lors du fonçage en présentant le moins de résistance possible et, lors de l'essai, le sol comprimé vers le bas provoque leur déplacement, que l'on mesure.

La mesure de déplacement vertical en bas de l'éprouvette est assurée par trois capteurs (8) de marque Microstrain (3078, 3079 et 3080) situés à la base de la membrane. Les points de mesure sont trois plots bougeant librement dans leurs logements (9) suivant une bague (figure 4.6). Durant le fonçage, le sol pousse la bague vers le haut, et pendant l'essai, cette dernière se déplace vers le bas.

Les déplacements radiaux sont mesurés par trois capteurs (3077, 3081 et 3082) de marque Microstrain (9), répartis à 120 degrés, placés au milieu de la membrane.

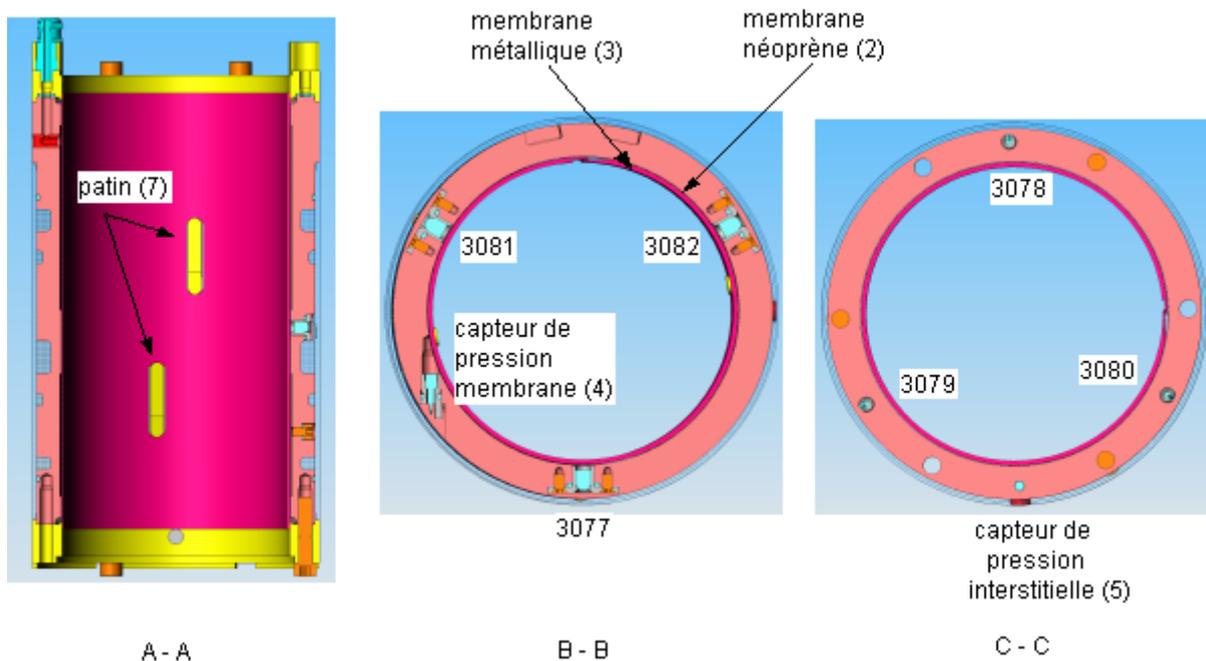


Figure 4. 6 Coupes transversales A-A, B

4.2.4 Partie basse de la sonde – trousse coupante

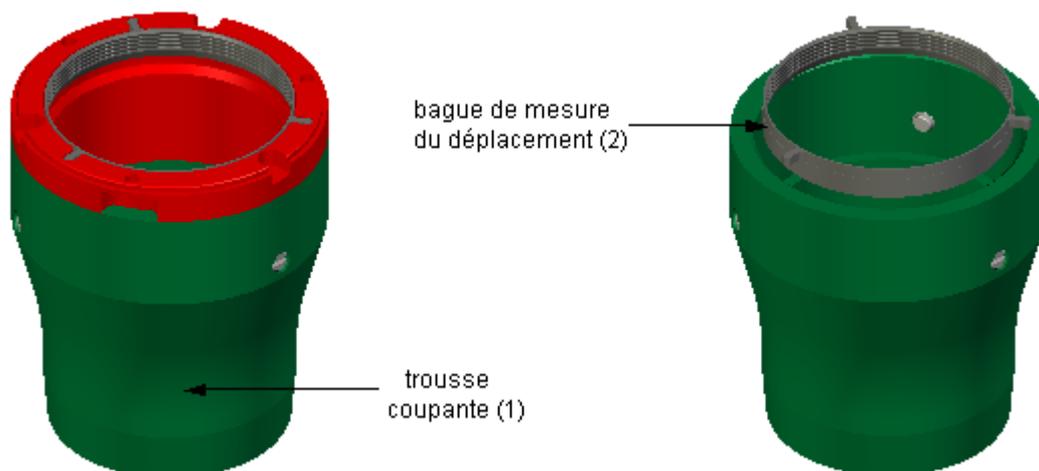


Figure 4. 7 Trousse coupante et bague de mesure du déplacement vertical

Sur la figure 4.7, la trousse coupante (1) est la partie la plus basse de l'appareil, qui sert à faire pénétrer l'appareil dans le sol. Elle a été conçue de manière à limiter le remaniement du sol lors du fonçage. La bague (1) de mesure du déplacement vertical se trouve en haut de la trousse coupante.

4.2.5 Système de support et d'extraction de l'éprouvette

Un support (figure 4.8) a été fabriqué pour la pose du triaxial *in situ* pendant la manipulation ou le transport du matériel.

Après l'essai, pour récupérer l'éprouvette sans endommager l'éprouvette ni la cellule, un système de pistonnage spécifique a été conçu. Ce système comprend un support (1), un piston avec levier (2), un anneau (3), une plaque (4) et une gouttière (5).

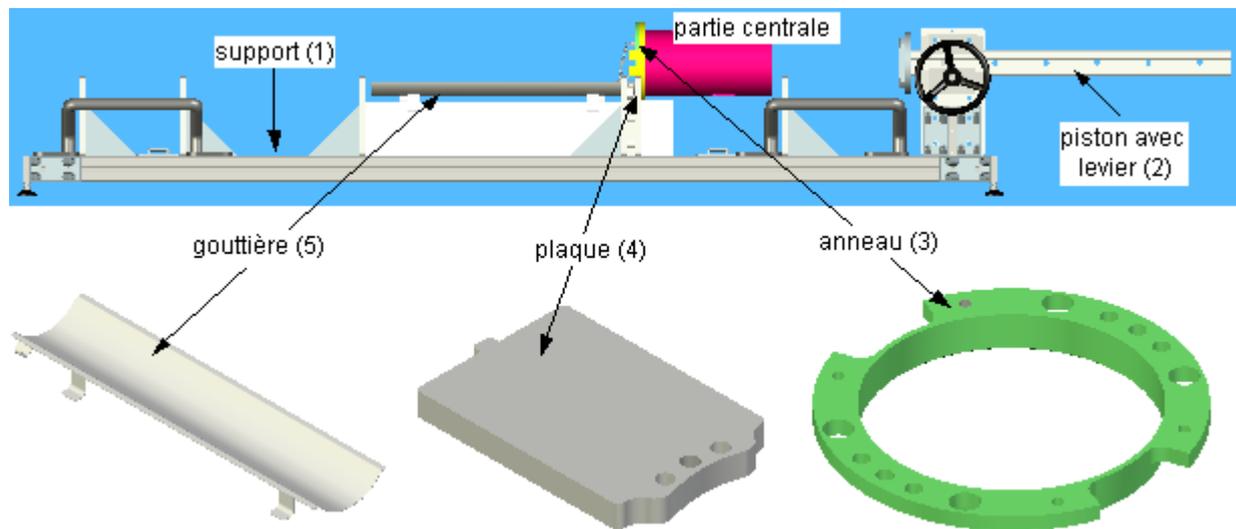


Figure 4. 8 Système de support et d'extraction de l'éprouvette

4.2.6 Système d'acquisition et de pilotage

Le système d'acquisition permet l'enregistrement des données. Il se compose d'une centrale de mesure (alimentation des capteurs, boîtier d'acquisition des données), d'un câble de liaison, d'une carte d'acquisition et d'un ordinateur PC. Les câbles sont connectés à la boîte d'acquisition, alimentée par une alimentation stabilisée de 10V. Toutes les acquisitions des capteurs et des contrôleurs sont transférées à l'ordinateur PC par une interface USB.

Le système de pilotage se compose de deux sous-ensembles. Le premier sous-ensemble va demander à l'utilisateur de lui fournir les paramètres géométriques, certains paramètres physiques du sol constituant l'éprouvette ainsi que le type d'essai. Le second sous-ensemble, qui constitue le module central, a pour objet de gérer les grandes fonctions du programme. Les phases d'essais y sont organisées de manière séquentielle. Il s'agit du fonçage, de la mise en contact, de la relaxation, de la consolidation et du cisaillement, suivant le type d'essai. Les résultats des mesures faites au cours des différentes phases de l'essai sont présentés sous forme de graphiques et/ou de tableaux de valeurs qui permettent de suivre l'essai et de fournir les informations nécessaires à son interprétation. L'organigramme du système de pilotage est donné sur la figure 4.9.

Les acquisitions se font grâce à un logiciel, programmé dans l'environnement Labwindows CVI (National Instrument), spécifiquement pour cette application. Le pilotage des phases d'essai est aussi programmé sur Labwindows CVI (National Instrument).

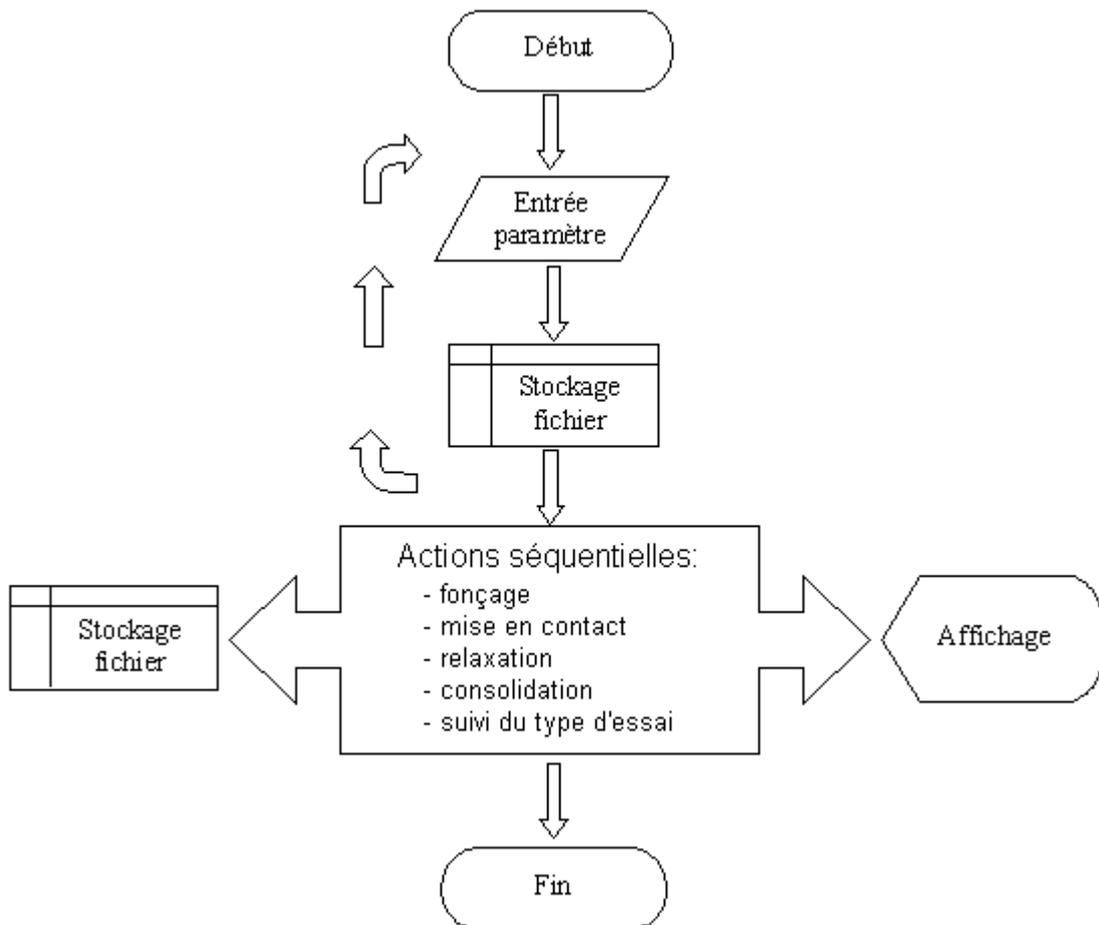


Figure 4. 9 Organigramme général du logiciel

4.3 Techniques de mesures

La première étape de la mise au point et de la mise en œuvre de l'appareil est la validation de la conception en laboratoire et l'étalonnage des capteurs utilisés.

4.3.1 Plan de montage de l'étalonnage

Un ensemble de deux contrôleurs pression volume CPV1 et CPV2 est connecté à l'appareil triaxial *in situ* par un boîtier de multiplexage de marque National Instrument. Le CPV1 est utilisé pour gérer le déplacement et la pression du vérin. Le CPV2 gère la pression cellulaire et les déplacements radiaux, comme illustré sur la figure 4.10.

Tous les câbles des capteurs sont connectés à un boîtier d'acquisition DAQPad 6015 de marque National Instrument, alimenté par une alimentation stabilisée de 10V.

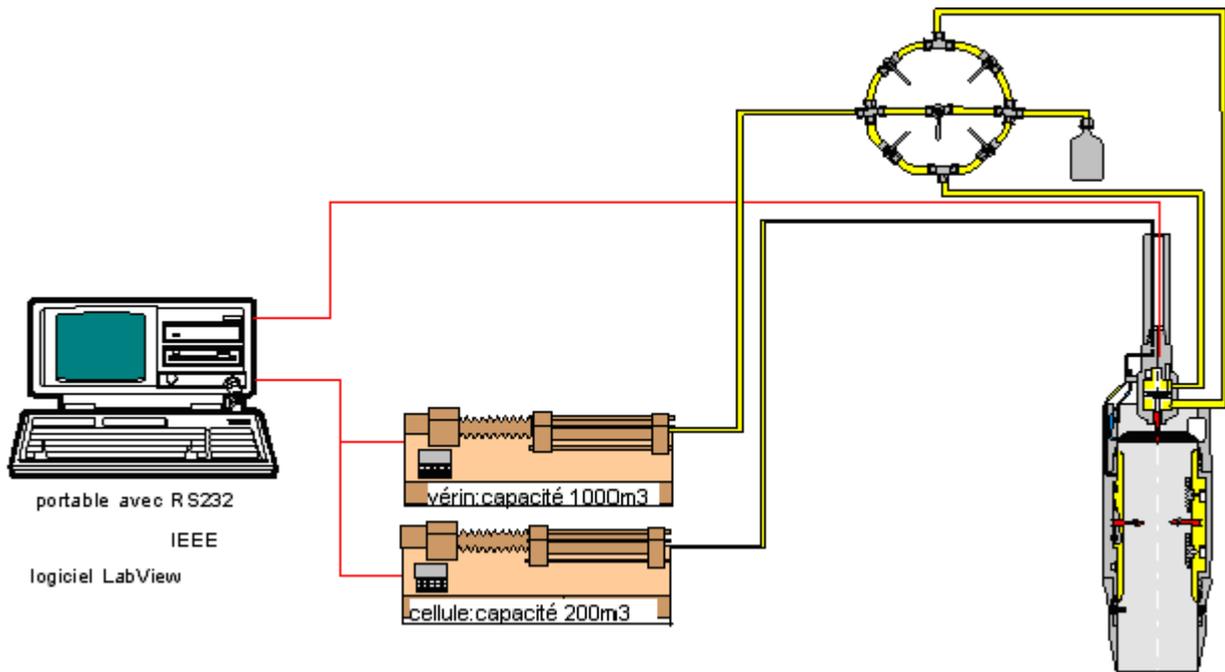


Figure 4. 10 Système de montage de l'étalonnage des capteurs

4.3.2 Capteur de déplacement du vérin

Le capteur de déplacement du vérin est un capteur de type LVDT, modèle SX 12 K de marque Sensorex. C'est un capteur à haute performance de diamètre 12 mm, qui est adapté pour les applications en environnement sévère : haute pression (25 MPa). Les caractéristiques du capteurs sont données ci – dessous dans le tableau 4.1.

Tableau 4. 1 Caractéristiques du capteur LVDT du vérin

Course électrique	± 3 à ± 150 mm
Alimentation (primaire)	2,2 V rms nominal (6V cc)
Fréquence (excitation primaire)	3500Hz nominal (400Hz à 15Khz)
Consommation	≤ 10 mW
Résolution	Infinie
Hystérésis	Non mesurable
Linéarité	$< 0,15\%$ P.E
Dérive thermique	< 150 ppm/ $^{\circ}$ C
Résiduelle au zéro	$\leq 0,5\%$ P.E
Rigidité diélectrique	500VDC / 1mm
Résistance d'isolement	≥ 1000 MOhm / 500VDC
Résistance chocs	1000g / 2ms
Résistance aux vibrations	12 grms en cc (10 Hz à 2000 Hz)
Protection	IP 67

Le vérin est monté d'abord jusqu'à sa position haute, considérée comme la position nulle du déplacement. Le déplacement du vérin se fait par une rampe de volume avec une vitesse constante via le contrôleur CPV1. Le déplacement du vérin est mesuré par un micromètre. Le montage du système d'étalonnage est montré sur la figure 4.11.

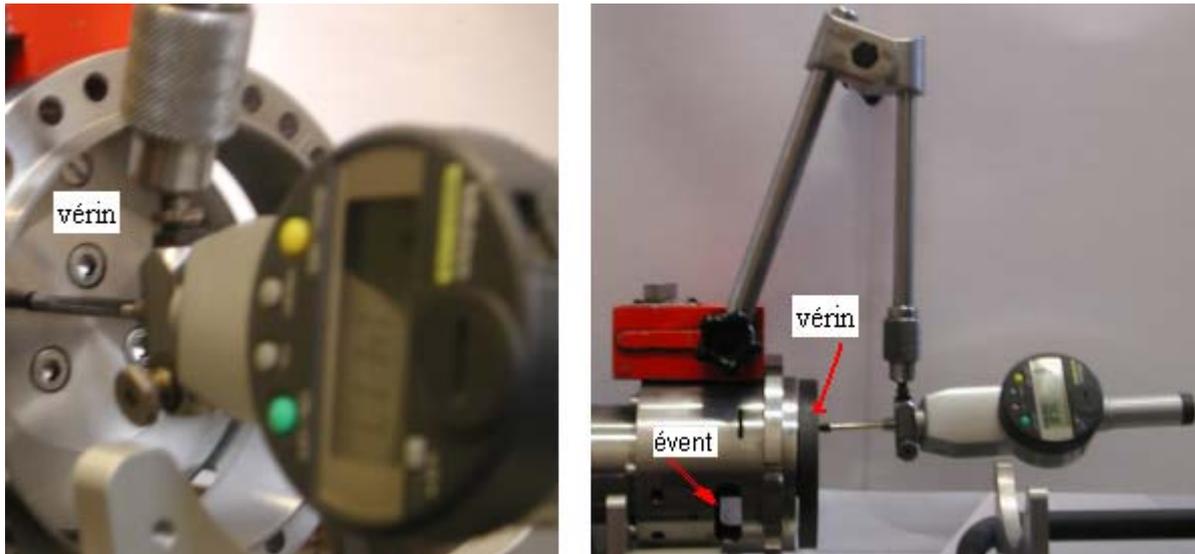


Figure 4. 11. Montage utilisé pour l'étalonnage du capteur LVDT du vérin

La relation entre le déplacement du vérin est le signal de sortie est linéaire (figure 4.12).

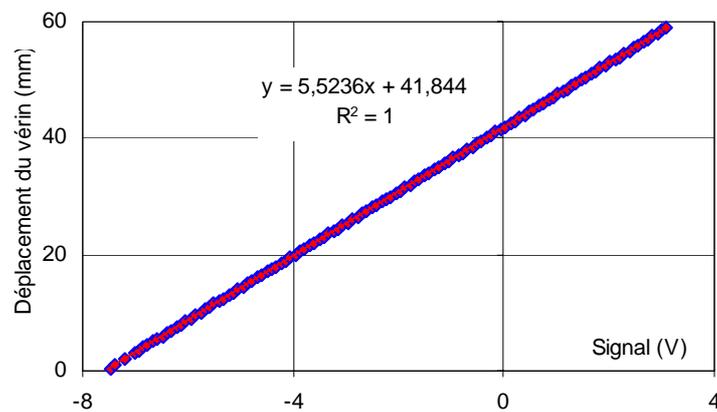


Figure 4. 12 Résultat de l'étalonnage du capteur de déplacement

Pour étudier la relation entre le déplacement du vérin avec le volume injecté du GDS et déterminer également le volume seuil au delà duquel le vérin commence à se déplacer, nous avons réalisé plusieurs rampes de volume avec différentes vitesses d'injection d'huile.

Nous remarquons qu'au début, le volume augmente sans faire beaucoup bouger le vérin. Après avoir atteint une valeur de volume injecté, le vérin se déplace avec un rythme régulier qui s'exprime par une relation linéaire entre le déplacement du vérin et le volume injecté du contrôleur. Le seuil du changement est d'environ de 4000 mm³ et la pente de la droite représentant la relation entre le déplacement du vérin et le volume est proche de 3200 mm³/mm (figure 4.13), ce qui correspond au volume parcouru par le piston interne du vérin.

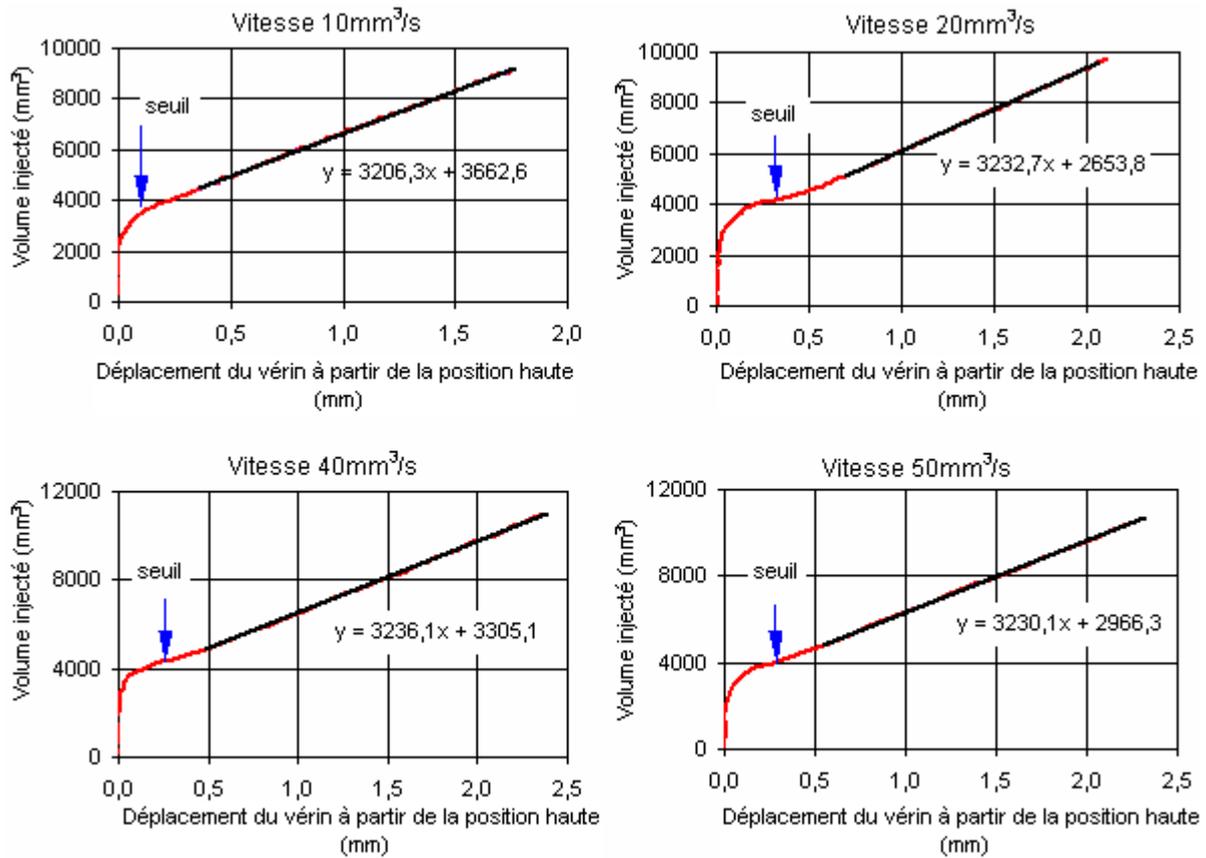


Figure 4. 13 Relation entre le volume injecté et le déplacement du vérin

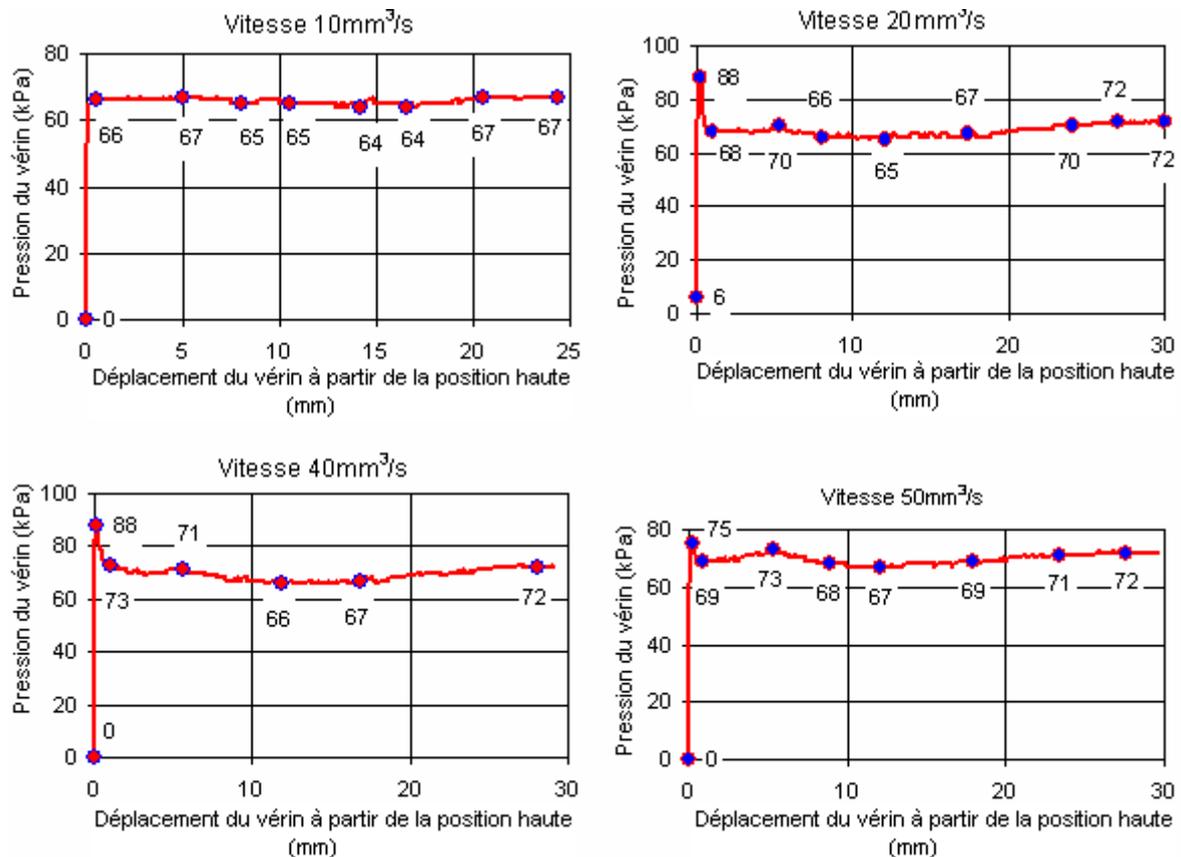


Figure 4. 14 Relation entre le déplacement du vérin et la pression du vérin

4.3.3 Capteurs axiaux 3078, 3079, 3080

Les trois capteurs de déplacements axiaux, répartis à 120 degrés en bas de la partie centrale, sont des capteurs sans – contact DVRT de marque MicroStrain, dont la plage de sensibilité est de 1,6 mm, ce qui correspond à environ 2% de déformation du sol. Il s’agit d’une estimation théorique faite lors de l’écriture du cahier des charges.

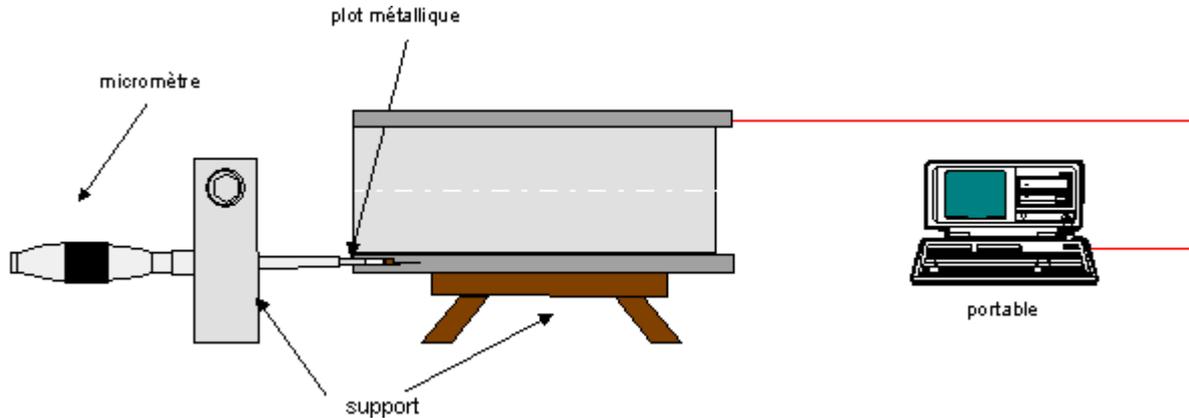


Figure 4. 15 Montage utilisé pour l'étalonnage des capteurs axiaux

Les figures 4.15 et 4.16 présentent le montage utilisé pour étalonner les capteurs de déplacements axiaux. La mesure de déformation est obtenue suite à la perturbation d'un champ magnétique par enfoncement d'un petit plot dans un logement localisé à la base de la cellule. Un micromètre et une tige métallique sont utilisés pour faire déplacer le plot par palier 0,1 mm et pour mesurer son déplacement.

Le déplacement considéré comme nul correspond à la position où le plot est enfoncé au fond du logement.

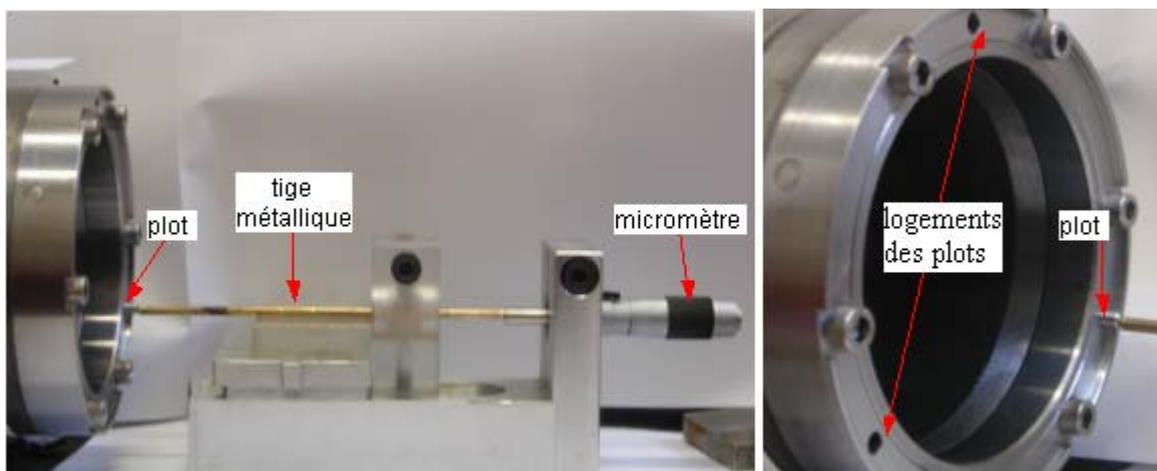


Figure 4. 16 Montage utilisé pour l'étalonnage les capteurs axiaux

Parmi les trois capteurs 3078, 3079 et 3080, les deux capteurs 3078 et 3079 sont très sensibles mais, le capteur 3080 ne fonctionne pas très bien. Les signaux de chaque plage de déplacement du capteur 3080 sont très fluctuants (figure 4.17). Seuls les résultats des deux capteurs 3078, 3079 sont utilisés pour l'asservissement.

Pour ces trois capteurs, il s'avère difficile de trouver une relation mathématique exprimant la relation entre le déplacement et le signal de sortie. Le choix de réaliser l'interpolation à partir des points issus de l'étalonnage s'impose pour déduire le déplacement de la valeur d'un signal de sortie.

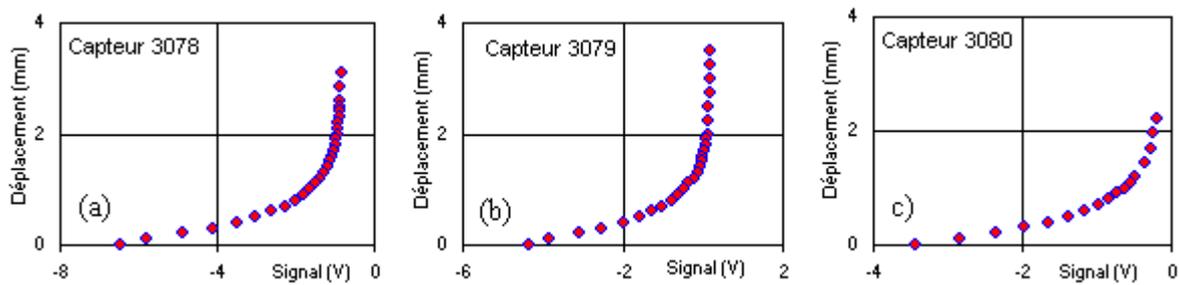


Figure 4. 17 Résultats de l'étalonnage des capteurs axiaux 3078, 3079 et 3080

4.3.4 Capteurs radiaux 3077, 3081, 3082

Les capteurs radiaux sont aussi des capteurs DVRT de marque Micro-Strain. Ils sont disposés à 120 degrés à mi-hauteur de la zone de mesure. Dans cette configuration, ces capteurs sont sollicités par la membrane métallique. Pour étalonner ces capteurs, la membrane métallique est contractée légèrement à l'air comprimé. La dilatation de la membrane et la mesure de la dilatation s'effectuent par un alésomètre, positionné en face des capteurs (figure 4.18).

Par convention, la position d'équilibre de la membrane métallique correspond au déplacement nul du diamètre de la membrane. Le signe positif correspond à une dilatation et le signe négatif correspond à une contraction.

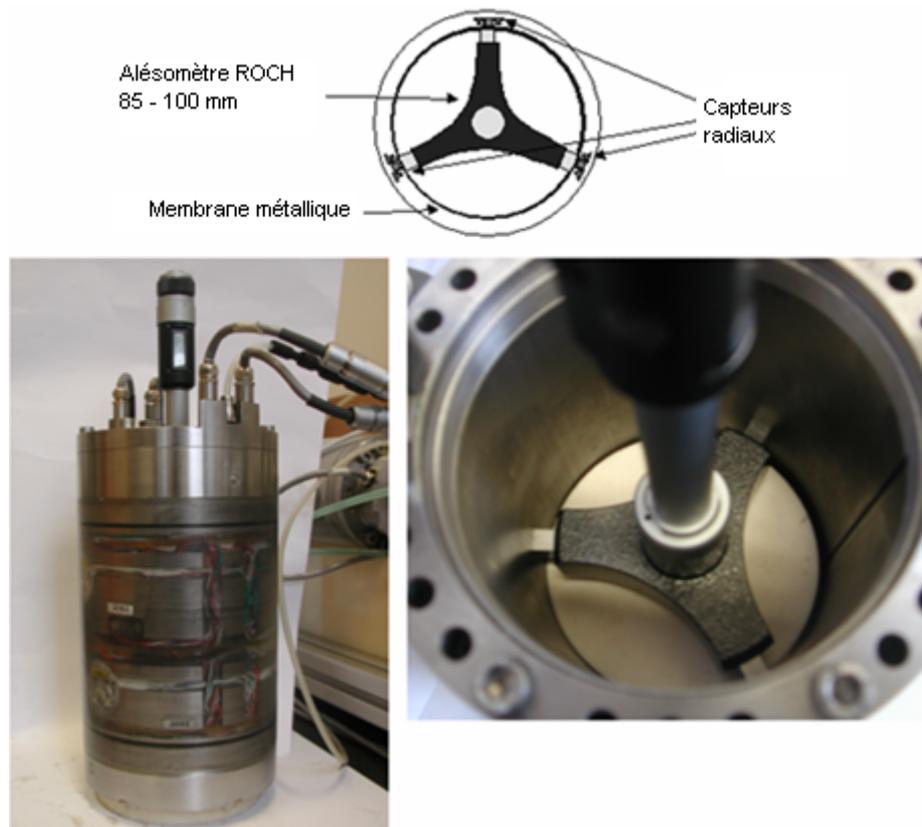


Figure 4. 18 Montage utilisé pour l'étalonnage des capteurs radiaux

Le capteur 3081 ne montre pas de variation du signal de sortie avec le déplacement de la membrane.

Dans la plage de déplacement de la membrane (0 – 0,8 mm), la variation du signal de sortie du capteur 3077 est petite (de -1,3V à -0,6V) ; cependant, pour chaque palier de déplacement d'environ 0,1 mm, la fluctuation du signal est trop grande, ce qui nuit à la détermination précise de la valeur du signal correspondant au déplacement (figure 4.19 a).

Seul le capteur 3082 (figure 4.19 b) est sensible et fonctionne correctement. Parmi les trois capteurs, seul le résultat de l'étalonnage du capteur 3082 sera utilisé pour l'asservissement. On peut trouver une équation du troisième degré pour simuler la relation entre le signal de sortie et la dilatation de la membrane métallique.

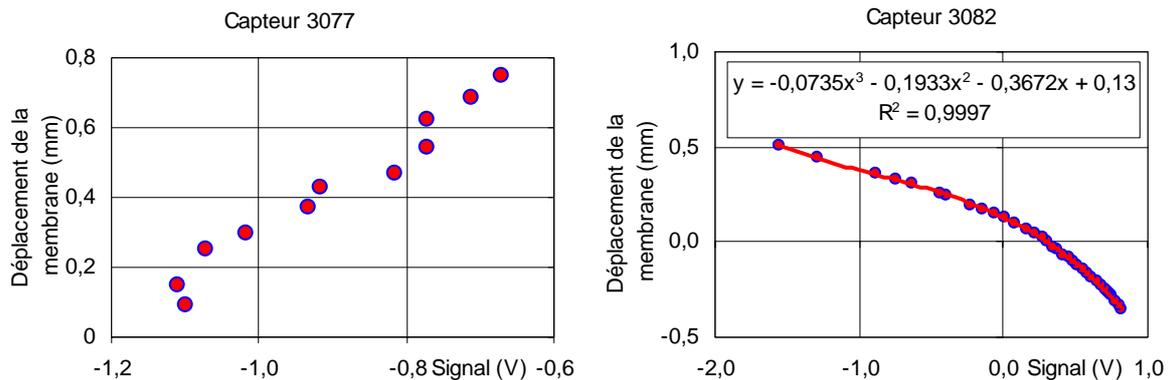


Figure 4. 19 Résultats de l'étalonnage des capteurs radiaux 3077, 3082

4.3.5 Capteurs de déplacement local axial à effet Hall HS1, HS2, HS3 et HS4

Les capteurs de déplacement local axial sont des capteurs à effet Hall de marque Honeywell, de la série SS94A2. Ils sont constitués d'une sonde, d'une plaquette semi-conductrice parcourue par un courant, aux bornes de laquelle est mesurée la tension Hall, et d'un aimant qui produit le champ d'induction variant suivant sa position. Les caractéristiques du capteur sont données dans le tableau 4.2.

Tableau 4. 2 Fiche technique du capteur à effet Hall

Type	Capteur à effet Hall
Modèle	SS94
Matériau	Céramique
Alimentation	6,6 V dc à 12,6 V dc
Température de fonctionnement	- 40° C to 125° C (- 40°F to 257° F)
Linéarité	- 0,8% - 1,5% max.
Courant d'alimentation (max. 25° C)	30 mA
Courant de sortie (max.)	1 mA
Sensibilité à 25° C	5,0 mV ± 0,1 mV/G
Température d'erreur (à 25° C)	- 0,02% min., 0,02% max.
Temps de réponse (µs)	3 µs
Tension de sortie (0 à 25° C)	4,00 Vdc ± 0,04 Vdc

La figure 4.20 présente le montage de l'étalonnage des capteurs locaux à effet Hall. Un micromètre est utilisé pour faire déplacer le patin et pour mesurer son déplacement. Par convention, la position nulle du déplacement local correspond à la position haute du patin.

Les capteurs sont sensibles, cependant, en observant les courbes d'étalonnage, nous pouvons constater que, pour certains signaux, nous avons deux valeurs physiques de déplacement, ce qui entraîne des difficultés pour la programmation d'un logiciel d'asservissement du TIS (figures 4.21 a, b, c, d). Il sera donc nécessaire de changer le patin avec un aimant plus grand, qui crée donc un champ magnétique plus grand et plus uniforme.

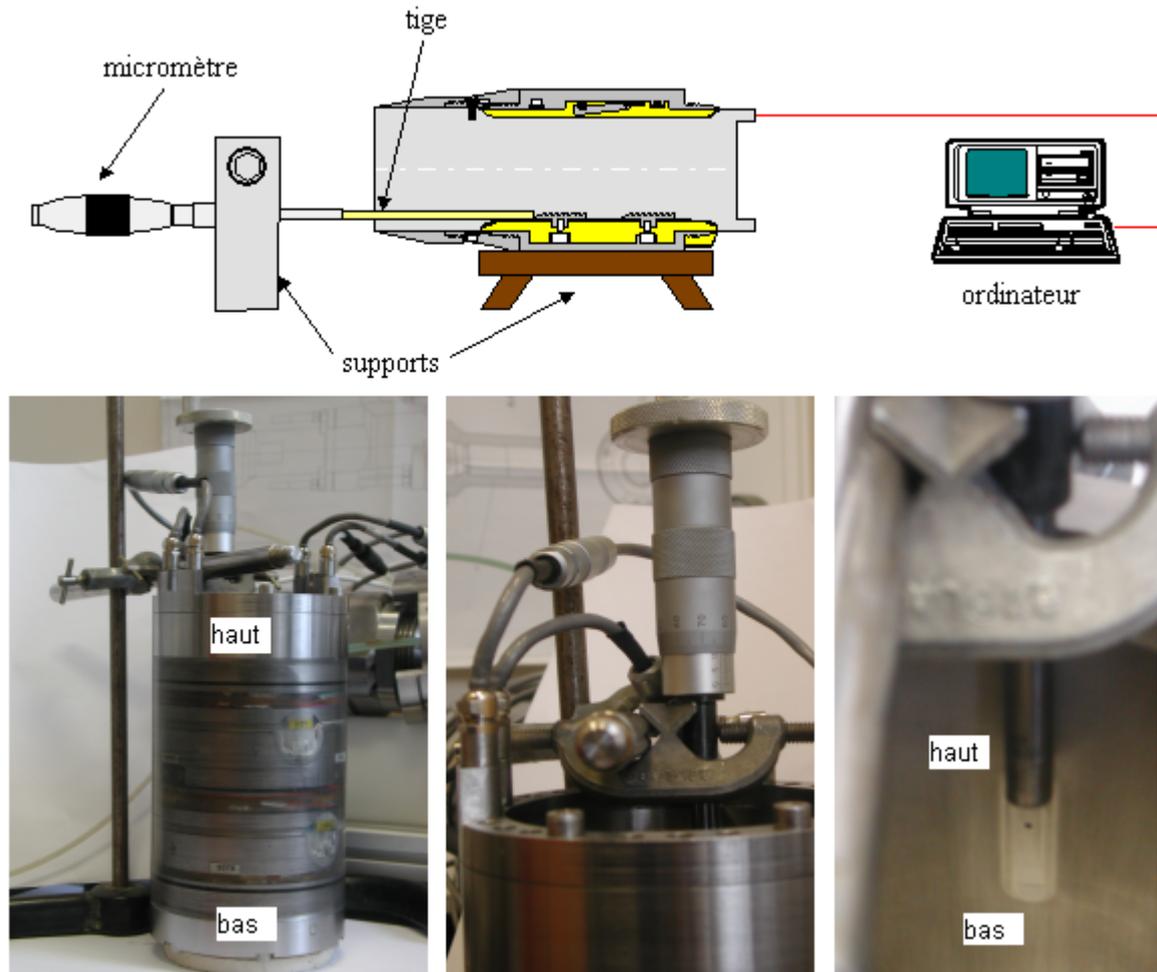
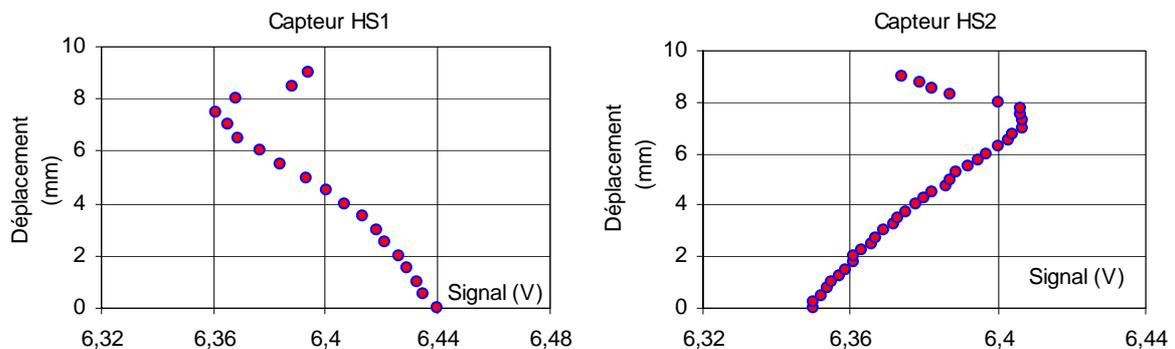


Figure 4. 20 Montage utilisé pour l'étalonnage des capteurs à effet Hall



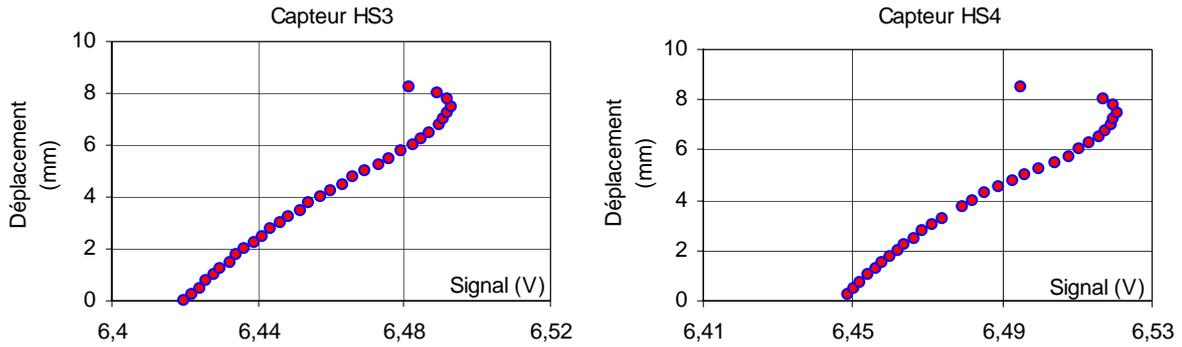


Figure 4. 21 Résultats de l'étalonnage des capteurs à effet Hall

4.3.6 Capteurs de pression du vérin

Le capteur du vérin est un capteur à variation d'inductance de marque Entran, dont les caractéristiques sont montrées dans le tableau 4.3.

Tableau 4. 3 Caractéristiques du capteur de pression du vérin

Modèle	E.M	Pression maximale	Sensibilité	Résistance d'entrée	Résistance de sortie	Alimentation
EPB-C11-15B-/Z2/L1M	1500 kPa	3000kPa	131,18 mV/PE	999 Ohms	309 Ohms	10 V

L'étalonnage du capteur de pression du vérin se réalise lorsque le vérin est en butée. Un contrôleur de pression et volume est utilisé pour appliquer une rampe de pression sur le vérin (figure 4.22).

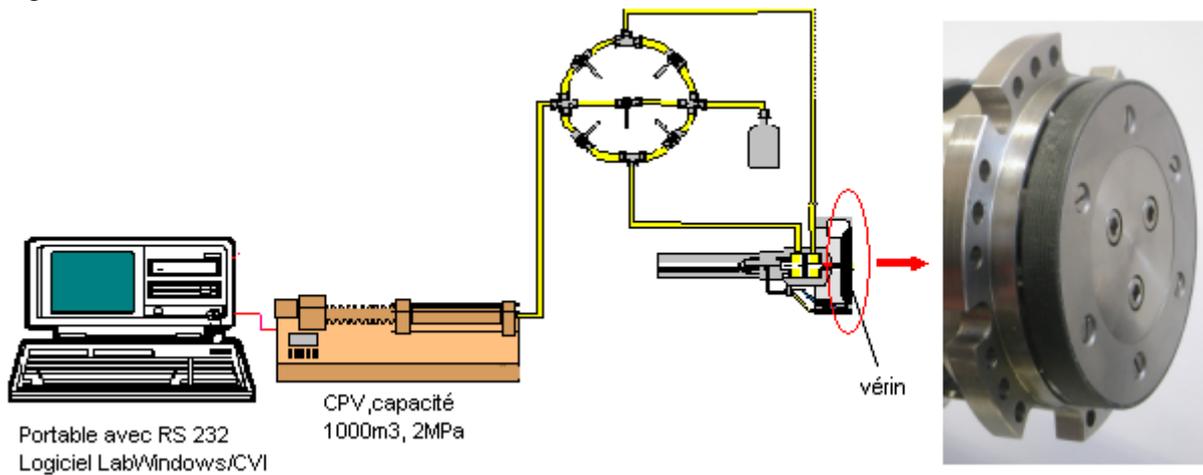


Figure 4. 22 Montage utilisé pour l'étalonnage du capteur de pression du vérin

La figure 4.23 donne le résultat de l'étalonnage du capteur de pression de vérin. Une équation linéaire est donnée pour exprimer la relation entre la pression appliquée et le signal de sortie.

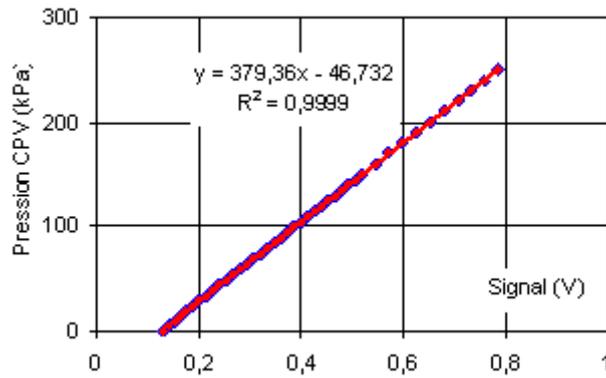


Figure 4. 23 Résultats de l'étalonnage du capteur de pression du vérin

La pression donnée par le capteur du vérin n'est pas la pression réelle $P_{\text{vérin-réel}}$ qui est appliquée directement au sol. Comme c'est cette dernière qui doit être prise en compte dans le calcul, il est nécessaire de déterminer la relation entre la pression du vérin et la pression réelle appliquée sur le sol $P_{\text{vérin-réel}}$.

Cette relation se détermine en utilisant un anneau dynamométrique de 100kg en compression. L'anneau est chargé via le vérin, auquel le contrôleur de pression et volume applique une pression par paliers de 10kPa. La lecture au comparateur de l'anneau est faite à chaque chargement (figure 4.24).



Figure 4. 24 Étalonnage de la pression réelle du vérin $P_{\text{vérin}}$ par anneau dynamométrique

La relation entre la pression du vérin et la pression réelle du vérin appliqué directement sur le sol est donnée sur la figure 4.25.

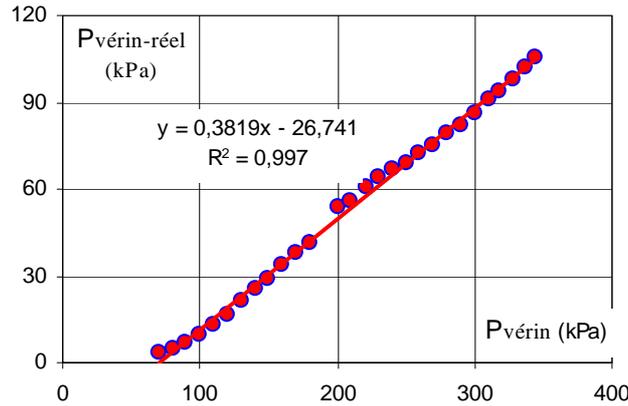


Figure 4. 25 Relation de la pression du vérin et pression réel du vérin $P_{\text{vérin-réel}}$

La relation de la pression réelle appliquée et de la pression du vérin peut être déterminée autrement en se basant sur la relation [4.1] entre la surface du vérin et la surface apparente interne du piston, donc la dernière est déduite du volume parcouru du piston, $3200 \text{ mm}^3/\text{mm}$, (voir 4.3.2). Nous pouvons considérer que la surface interne du piston est de 3200 mm^2 .

$$\begin{aligned}
 P_{\text{vérin-réel}} &= \frac{S_{\text{piston}}}{S_{\text{vérin}}} P_{\text{vérin}} \\
 S_{\text{piston}} &= 3200 \text{ mm}^2 \\
 S_{\text{vérin}} &= \frac{100 \cdot 100 \cdot \pi}{4} = 7854 \text{ mm}^2 \\
 P_{\text{vérin-réel}} &= \frac{3200}{7854} P_{\text{vérin}} \\
 P_{\text{vérin-réel}} &= 0,4 P_{\text{vérin}} \cong 0,38 P_{\text{vérin}}
 \end{aligned}
 \tag{4.1}$$

Les deux méthodes semblent donner presque le même résultat entre la pression appliquée au sol et pression du vérin (0,38 par rapport 0,4).

4.3.7 Capteurs de pression de la membrane

Le capteur de pression de la membrane est aussi un capteur inductif de marque Entran. Ses caractéristiques sont données dans le tableau 4.4.

Tableau 4. 4 Caractéristiques du capteur de pression de la membrane

Modèle	E.M	Pression maximale	Sensibilité	Résistance d'entrée	Résistance de sortie	Alimentation
EPI-701-35B	3500 kPa	7000kPa	96,44 mV/PE	1402 Ohms	1402 Ohms	10 V

Des paliers de pression en chargement et déchargement sont appliqués sur le capteur de pression de la membrane via un contrôleur de pression et volume. Le montage de l'étalonnage de ce capteur est montré sur la figure 4.26. Le capteur fonctionne bien et il est très sensible. Le résultat de l'étalonnage est donné sur la figure 4.27.

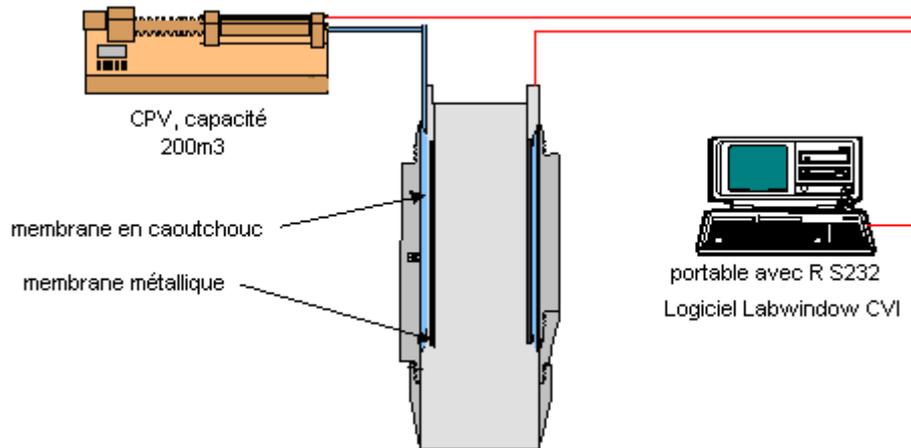


Figure 4. 26 Montage utilisé pour l'étalonnage du capteur de pression de la membrane

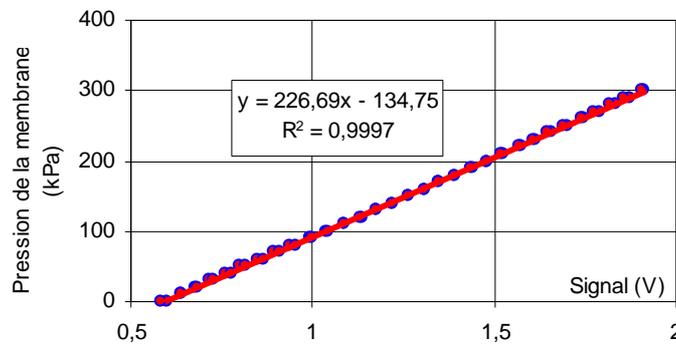


Figure 4. 27 Résultat de l'étalonnage du capteur de pression cellulaire

La pression mesurée par le capteur de la membrane n'est pas celle qui s'applique directement sur le sol. Pour déterminer la « vraie » contrainte s'appliquant sur le sol, il nous faut soustraire la résistance propre de la membrane métallique et de la membrane en caoutchouc.

$$\sigma_h = P_{\text{membrane}} - P_{\text{correction-membrane}} \quad [4.2]$$

Pour déterminer cette résistance propre de la membrane, la membrane est contractée et dilatée à l'air libre par une rampe de volume appliquée par le CPV en mesurant la pression et le déplacement de la membrane. Le déplacement nul correspond à la position d'équilibre de la membrane. Un déplacement négatif correspond à une contraction de la membrane et un déplacement positif à une dilatation (figure 4.28).

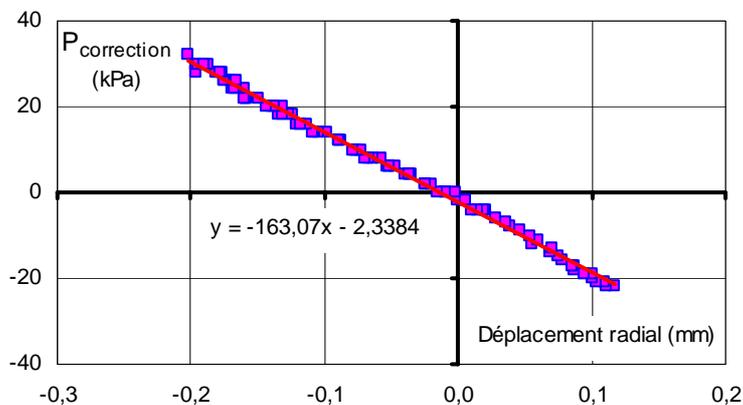


Figure 4. 28 Détermination de la correction de la membrane

4.3.8 Capteurs de pression interstitielle

Le capteur de pression interstitielle est du même modèle que le capteur de pression du vérin. Les caractéristiques du capteur sont données dans le tableau 4.5.

Tableau 4. 5 Caractéristiques du capteur de pression interstitielle

Modèle	E.M	Pression maximale	Sensibilité	Résistance d'entrée	Résistance de sortie	Alimentation
EPB-C11-15B-/Z2/L1M	1500 kPa	3000kPa	137,05 mV/FS	1103 Ohms	318 Ohms	10 V

L'étalonnage du capteur de pression interstitielle se réalise par une commande de rampe de pression via le contrôleur de pression et volume (figure 4.29). La cavité devant la face active du capteur est remplie d'huile avant le chargement du capteur. Le capteur est sensible et il fonctionne très bien avec la variation de pression (figure 4.30).

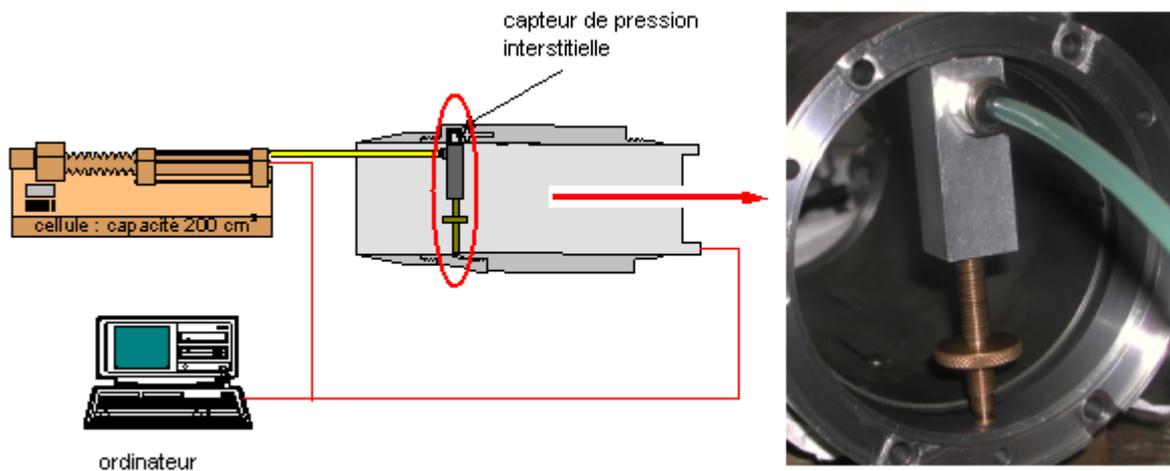


Figure 4. 29 Montage utilisé pour l'étalonnage du capteur de pression interstitielle

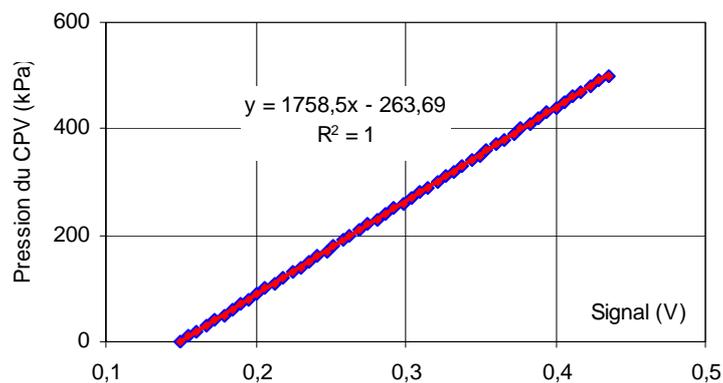


Figure 4. 30 Résultat de l'étalonnage du capteur de pression interstitielle

4.3.9 Capteur de l'effort de fonçage

L'étalonnage de ce capteur a été fourni par le fabricant. Par convention, l'effort de signe négatif correspond à un effort de traction et l'effort de signe positif correspond à une compression.

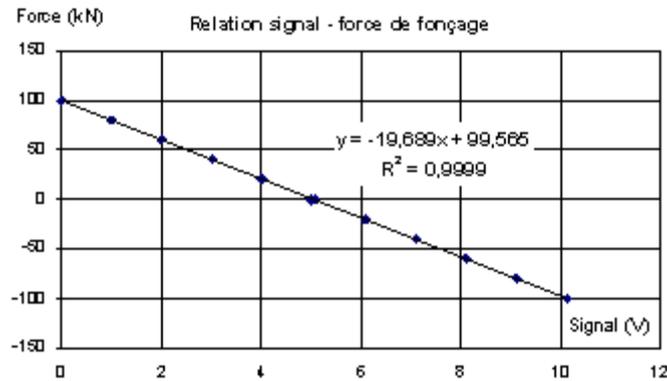


Figure 4. 31 Résultats de l'étalonnage du capteur de fonçage

4.4 Stratégie d'essai

4.4.1 Objectif de la programmation

Comme pour le PAF, un logiciel de pilotage de l'essai a été élaboré dans l'environnement LabWindows CVI de National Instruments. Quoique très similaire à celui du PAF, nous allons voir qu'il est plus complexe du fait des spécificités de l'appareil. Les organigrammes des phases d'essai sont détaillés en annexe C, voir p. 209.

Les phases principales d'un essai au TIS sont :

- le fonçage,
- la mise en contact,
- la relaxation,
- la consolidation (à l'état initial ou à un état de contrainte de confinement donné),
- la phase de chargement (K_0 , cisaillement simple, chemin de contraintes $p'q, \dots$).

Les trois premières phases sont indispensables pour chaque essai. Suivant le type d'essai, la phase de consolidation peut être négligée. Par exemple, dans le cas d'un essai K_0 , nous pouvons accéder directement à la phase de cisaillement sans passer par la phase de consolidation.

Le programme permet d'arrêter chaque phase d'essai automatiquement ou manuellement. Nous pouvons également arrêter et reprendre au cours de l'essai.

4.4.2 Panneau d'accueil



Figure 4. 32 Panneau d'accueil de l'essai

Le programme d'essai débute par le panneau d'accueil, permettant à l'opérateur de saisir des informations relatives à l'essai (figure 4.32). Un fichier de sauvegarde sous format « texte » est immédiatement créé et les informations sont enregistrées. Ensuite, l'opérateur est invité à passer le panneau « MENU » en cliquant sur le bouton « SUITE » (figure 4.32).

4.4.3 Configuration des ports RS 232

L'écran suivant du logiciel invite l'utilisateur à configurer le port RS 232 permettant la connexion aux générateurs de pression et volume CPV1, CPV2 (figure 4.33).

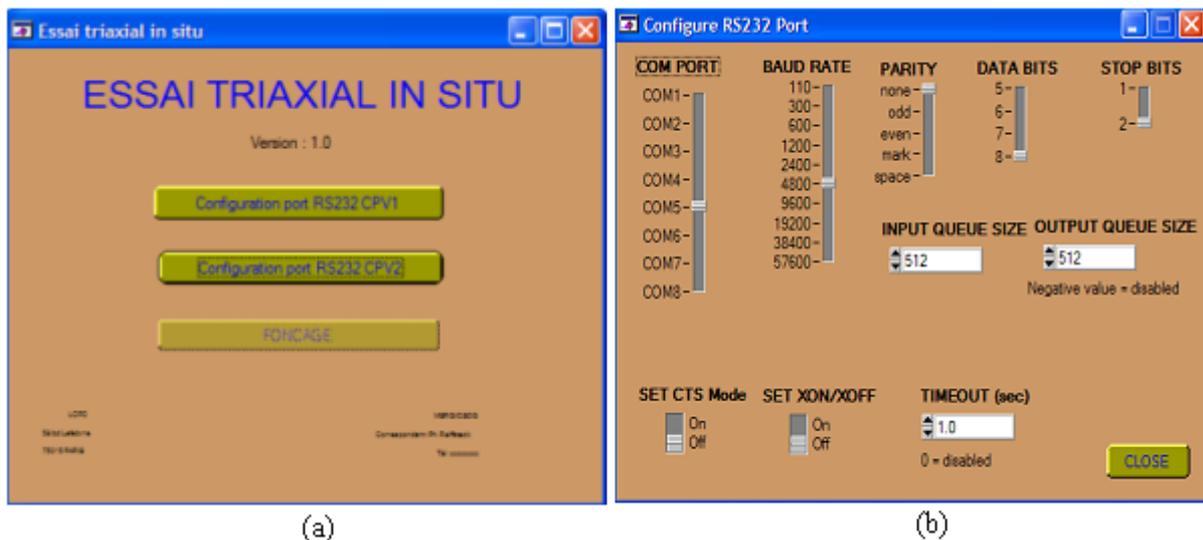


Figure 4. 33 Panneau de configuration des ports RS 232

4.4.4 Mise à zéro des capteurs



Figure 4. 34 Panneau de mise à zéro des capteurs

L'accès à l'écran de « MISE A ZERO » des capteurs est possible à partir de chaque panneau correspondant à une phase d'essai.

4.4.5 Fonçage

L'objectif de cette phase est de descendre le TIS à la profondeur souhaitée. Le fonçage débute seulement lorsque le triaxial *in situ* (TIS) touche le sol au fond du trou préforé. Grâce à un système de fonçage, le TIS est foncé verticalement dans le sol. Pendant le fonçage, nous mesurons l'enfoncement du TIS grâce au capteur de déplacement et l'effort de fonçage. Au commencement du fonçage, la mise à zéro de tous les capteurs est effectuée. Les patins des capteurs à effet Hall sont montés en position haute.

Cette phase s'arrête quand le TIS est enfoncé d'une profondeur d'environ 40 cm qui correspond à l'ensemble de la longueur de la cellule et de la trousse coupante. L'acquisition de tous les capteurs est réalisée simultanément. Une fois le fonçage terminé, la mise à zéro des trois capteurs axiaux en bas 3078, 3079, 3080 est faite.

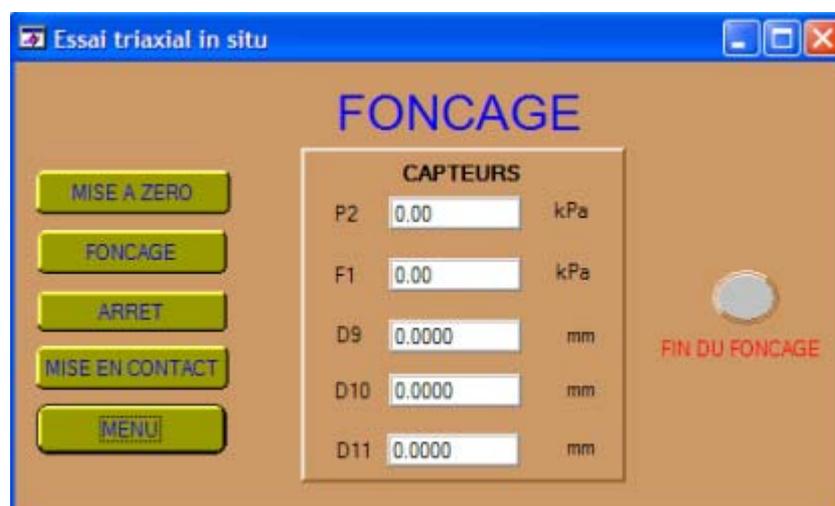


Figure 4. 35 Panneau de la phase du fonçage

La figure 4.35 montre le panneau de la phase de fonçage. Le bouton « MISE A ZERO » permet de mettre à zéro les capteurs sélectionnés. Le bouton « FONCAGE » débute l'acquisition des paramètres des capteurs et des contrôleurs et le bouton « ARRET » fait stopper l'acquisition. En cliquant sur « MISE EN CONTACT », la phase suivante se poursuit. Nous pouvons retourner au menu pour vérifier la configuration des contrôleurs en appuyant sur « MENU ». L'organigramme de cette phase sera trouvé dans l'annexe C, voir p. 209.

4.4.6 Mise en contact

L'objectif de la phase de mise en contact est de descendre le vérin jusqu'à toucher le sol. Au départ, les trois capteurs axiaux en bas sont remis à zéro. Pour faire descendre le vérin, une commande de rampe de volume se fait via le CPV1, avec une vitesse de 0,2 mm/min. Pendant la descente du vérin, on s'assure que la déformation radiale reste nulle en gérant la pression du CPV2. Le critère d'arrêt est une augmentation assez rapide de la pression du vérin du fait du contact avec le sol (élévation estimée à 2,5 kPa). Une fois que le contact est détecté, une commande de pression égale à 70 kPa, équivalant au frottement entre le vérin et la paroi de la sonde, est appliquée via le CPV1 pour empêcher le gonflement ainsi que le tassement du sol.

Les paramètres et courbes importants pendant la mise en contact sont affichés sur l'écran pour permettre à l'opérateur de suivre le bon déroulement des opérations de mise en contact. Sur le panneau de mise en contact se trouvent aussi les boutons des différentes fonctions (figure 4.36). L'organigramme de cette phase est donné dans l'annexe C, voir p. 209.

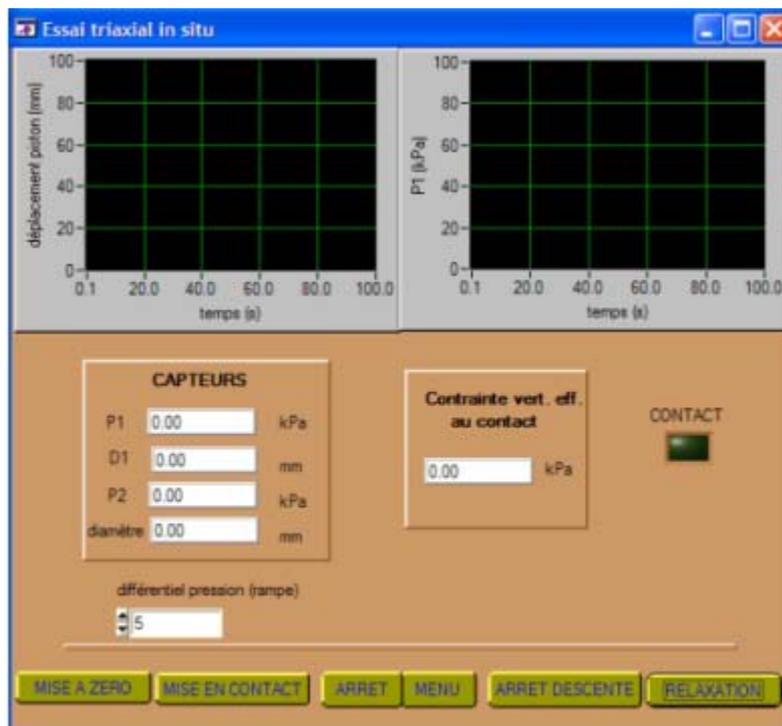


Figure 4. 36 Panneau de la phase de mise en contact

Le bouton « MISE A ZERO » permet de retourner au panneau de mise à zéro afin de mettre à zéro les capteurs sélectionnés. Le bouton « MISE EN CONTACT » sert à débiter cette phase. L'opérateur peut décider d'arrêter manuellement la descente du vérin en cliquant sur « ARRET DESCENTE ». Le bouton « ARRET » fait stopper l'acquisition et le bouton « RELAXATION » fait passer à la phase suivante de relaxation.

4.4.7 Relaxation

La relaxation a pour but d'atteindre la stabilisation de la pression interstitielle de l'éprouvette et de déterminer le coefficient de pression des terres au repos K_0 à la fin de cette phase. La condition de déformation radiale nulle est toujours appliquée. On considère que la relaxation est terminée dès que la pression interstitielle devient stable. Le logiciel laisse à l'utilisateur le soin de stopper l'acquisition des données et donc d'apprécier la fin de la relaxation en cliquant sur le bouton « ARRET » pour stopper l'acquisition.

À la fin de la phase de relaxation, le logiciel permet à l'utilisateur de choisir soit une consolidation anisotrope (bouton CONSOLIDATION ETAT INITIAL), soit une consolidation isotrope avec la contrainte de confinement souhaitée (bouton CONSOLIDATION AVEC CONTRAINTES) (figure 4.37).



Figure 4. 37 Panneau de la phase de relaxation

4.4.8 Consolidation

Cette phase sert à consolider le sol, soit dans un état de contrainte isotrope à une contrainte de confinement donnée, soit dans un état correspondant à l'état initial du sol en place. Pendant cette phase, des commandes de pression s'effectuent via les CPV pour atteindre l'objectif.

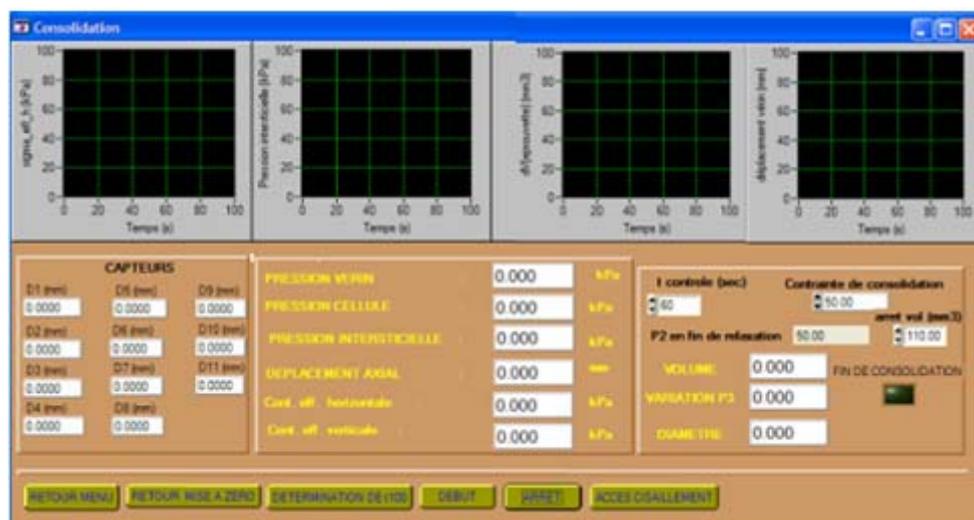


Figure 4. 38 Panneau de la phase de consolidation isotrope

Le logiciel demande à l'utilisateur de donner les paramètres nécessaires pour la consolidation par exemple « t contrôle » qui est le temps utilisé pour vérifier la fin de la consolidation et de relancer la commande ; « contraintes de consolidation » est la contrainte de confinement souhaitée ou « arrêt volume » qui est le seuil de la variation du volume pour détecter la fin de la consolidation. À la fin de la phase de consolidation, l'accès à la phase de cisaillement est permis.

Un panneau de la phase de consolidation isotrope est présenté sur la figure 4.38 et les organigrammes de la consolidation isotrope ou anisotrope se trouvent dans l'annexe C, voir p. 209.

4.4.9 Cisaillement

La phase de cisaillement est la dernière phase et la principale phase d'un essai. Pour le TIS, cette phase peut être une phase de cisaillement de type CU+u, de K_0 , ou de chemin de contraintes p' q.

Avant de commencer la phase de cisaillement, l'opérateur est invité à mettre à zéro tous les capteurs de déplacement.

Pour un essai de cisaillement en compression, l'opérateur décide de la vitesse de cisaillement, égale à la vitesse de descente du vérin qui est un paramètre nécessaire pour l'envoi d'une rampe de volume au CPV1. L'essai se termine lorsque la déformation axiale de l'éprouvette dépasse la déformation maximale donnée par l'opérateur.

L'essai à chemin de contraintes imposé consiste à aller de l'état de contraintes actuel (p'_1, q_1) à un état de contrainte souhaité (p'_2, q_2) suivant un chemin dans un temps donné (t chemin). Il s'agit ici d'un chemin dont la pente $\eta = q / p'$ est constante. Pour réaliser ce chemin, nous le divisons en plusieurs segments durant un intervalle de temps donné (t contrôle) et nous essayons atteindre l'objectif de contraintes pour chaque intervalle jusqu'à l'objectif final. Des commandes de pression sont données aux CPV1 et CPV2 de manière que la pente du chemin de contrainte soit η . La phase se finit si l'objectif de contraintes est obtenu, avec une précision acceptable.

On accède à l'essai K_0 directement depuis la phase de relaxation sans passer par la phase de consolidation. Pendant cette phase, la contrainte effective verticale σ_v' est augmentée par une commande de pression via le CPV1 et le CPV2 est géré de manière que la déformation radiale soit nulle. Le coefficient de pression des terres au repos $K_0 = \sigma_h' / \sigma_v'$ est alors calculé et affiché. L'essai s'arrête soit par un critère de déformation axiale maximum, soit par un critère de pression verticale maximum.

Nous présentons ici un panneau de la phase de cisaillement pour un essai de chemin de contraintes p' , q. L'opérateur est sollicité pour fournir les paramètres nécessaires pour le pilotage de l'essai et, au cours de l'essai, des paramètres ou des courbes importantes sont affichés (figure 4.39).

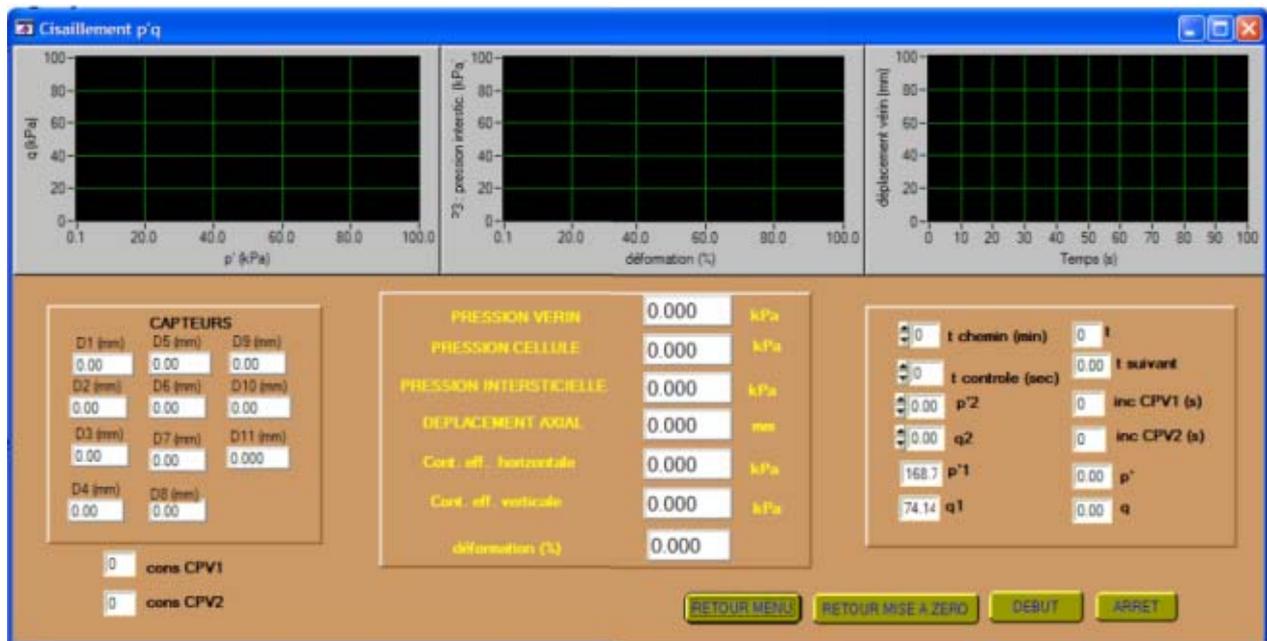


Figure 4. 39 Panneau de la phase de cisaillement

4.5 Étude expérimentale

4.5.1 Étude expérimentale en cuve au LCPC

Une première étude expérimentale du triaxial *in situ* a été réalisée dans une cuve au LCPC pour vérifier le fonctionnement des capteurs et la programmation. Cette étude a comporté plusieurs séries d'essais, réalisées sur un limon remanié prélevé à Harfleur en Normandie.

4.5.1.1 Matériau

Plusieurs séries d'essai se sont déroulées sur la dalle d'essai des ouvrages d'art du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, de mars à juin 2006. Le sol a été reconsolidé en cuve sous une charge pour tenter d'obtenir des caractéristiques réalistes, semblables à celles que l'on pourrait obtenir lors d'un essai en conditions réelles à une profondeur donnée.

La cuve est un baril de 62,5 cm de hauteur et de 36 cm de diamètre (figure 4.40). Nous avons mis en place le limon d'Harfleur dans cette cuve, avec une teneur en eau supérieure à la limite de liquidité. Cette cuve est équipée d'un système de drainage, de quatre robinets et d'un fond composé d'une fine couche de mousse et d'un papier filtre pour laisser drainer l'eau.

Le sol a été chargé par des masses pendant près de 10 jours jusqu'à atteindre la consolidation primaire. Nous avons aussi tenté d'obtenir la saturation du sol. La charge appliquée au sol dans la cuve était équivalente à celle obtenue pour un sol se situant environ à 3 mètres de profondeur (≈ 21 kPa).



Figure 4. 40 Préparation du matériau

4.5.1.2 Montage de l'appareillage d'essai

La figure 4.41 présente le schéma du montage réalisé pendant cette étude expérimentale en cuve. Le T.I.S (1) est suspendu à une tige (5), qui est fixée à un système de bâti de fonçage (4). L'ensemble est placé en hauteur sur les poutres de soutien de la dalle d'essai d'ouvrages d'art (3). Le T.I.S est positionné au milieu de la cuve (2).



Figure 4. 41 Montage de l'essai

4.5.1.3 Fonçage

Cette phase consiste à descendre le T.I.S à la profondeur à tester. Avant le fonçage, il est conseillé de vérifier la position du vérin. Il doit être placé environ à un tiers de l'évent pour permettre l'évacuation de l'air et l'eau pendant l'enfoncement de l'appareil dans le sol. Tous les capteurs sont mis à zéro avant le fonçage. Le T.I.S est enfoncé dans la cuve par le système de bâti de fonçage jusqu'à une profondeur d'environ 40 cm (figure 4.42).



Figure 4. 42 Enfoncement du T.I.S dans le sol

Pendant le fonçage, sous l'effet de l'enfoncement du sol dans la sonde, la membrane se dilate (figure 4.43 a) et la pression de la membrane augmente (figure 4.43.b). La dilatation de la membrane est donnée par le capteur radial 3082. En s'enfonçant, le sol pousse la bague située dans la trousse coupante vers le haut, ce qui donne le mouvement des plots des capteurs de déplacement axial 3078, 3079, 3080 en bas. Mais, ce mouvement n'est pas uniforme pour tous les capteurs, ce qui est la conséquence de la montée non uniforme dans tous les sens de la bague (figure 4.44).

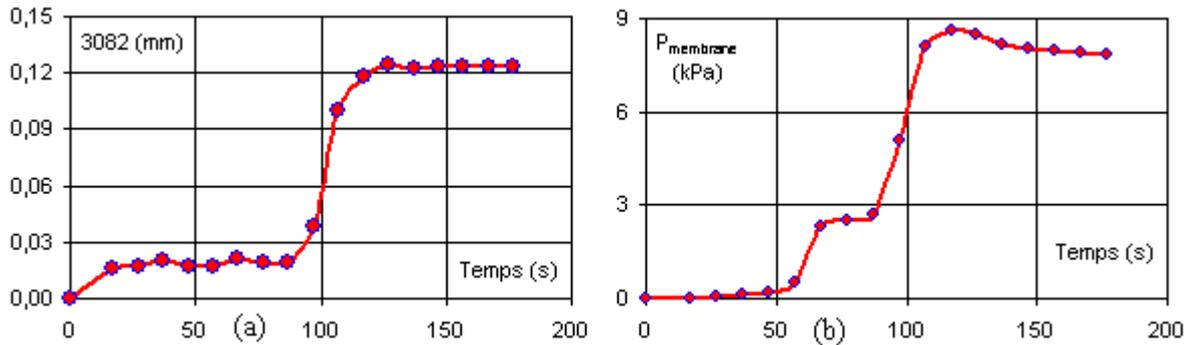


Figure 4. 43 Résultats de la phase du fonçage

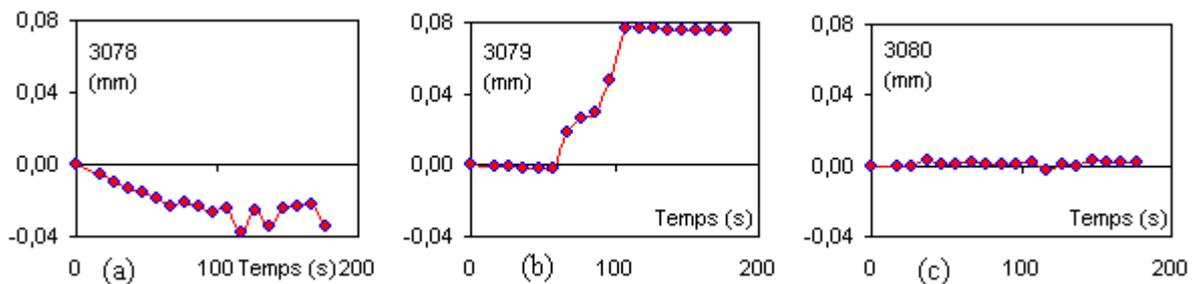


Figure 4. 44 Déplacements des capteurs axiaux du bas pendant le fonçage

4.5.1.4 Mise en contact

Cette phase a pour but de descendre le vérin et de le mettre en contact avec le sol. Le contact avec le sol est détecté automatiquement par le critère d'une augmentation rapide de la pression du vérin, comme dans l'exemple montré sur la figure 4.45.a, et le bouton « CONTACT » sur le panneau s'allume pour annoncer le contact.

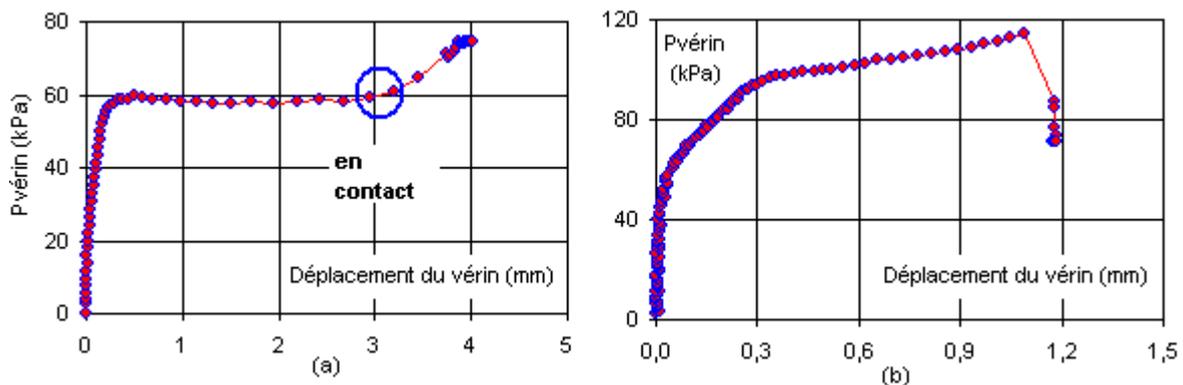


Figure 4. 45 Mise en contact

Toutefois, la vérification de ce critère que nous avons programmé dans le logiciel n'est pas toujours évidente, comme illustré sur la figure 4.45.b. Dans ce cas, la pression continue à augmenter, ce qui est peut-être expliqué par une résistance faible du sol, due au type du sol ou à la consolidation insuffisante. L'arrêt de la phase de mise en contact est alors manuel en observant le contact entre le vérin et le sol.

Après le contact, une commande de pression de 70 kPa au niveau du vérin est donnée au CPV1 pour empêcher le gonflement du sol ainsi que son tassement. Pendant cette phase, le déplacement radial, détecté par le capteur 3082, reste constant (figure 4.46 a, b), ce qui explique la conservation du diamètre de l'éprouvette.

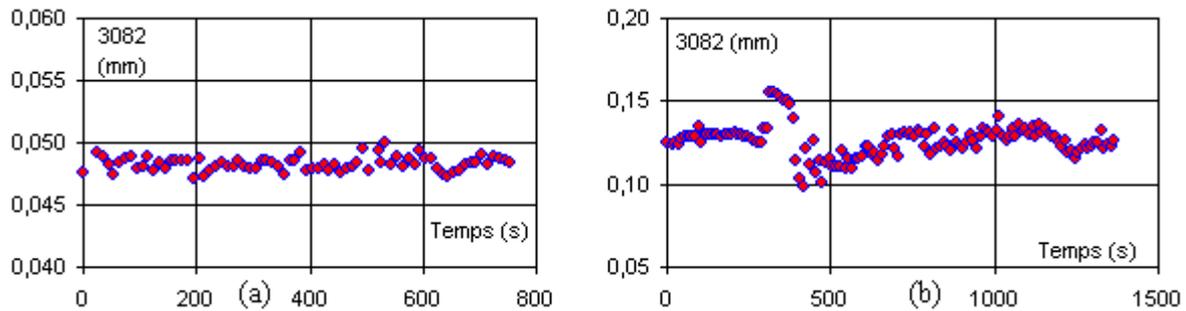


Figure 4. 46 Conservation du diamètre de l'éprouvette pendant la mise en contact

4.5.1.5 Relaxation

La relaxation a pour but d'attendre la stabilisation de la pression interstitielle. Pendant cette phase, la consigne de pression de vérin de 70 kPa et la variation nulle du diamètre est maintenue. Nous observons bien sur la figure 4.47 a que le déplacement radial est constant (capteur 3082), ce qui veut dire une variation nulle du diamètre. La pression interstitielle (capteur P3) diminue au cours du temps pendant la relaxation (figure 4.47 b)

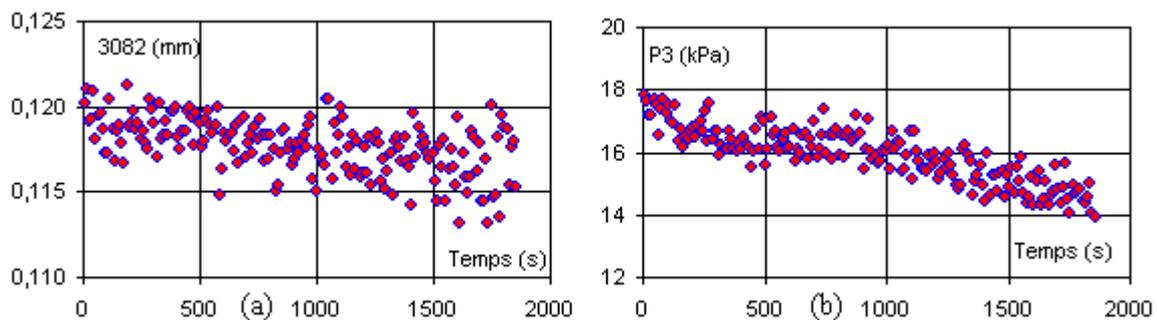


Figure 4. 47 Résultat de la phase de relaxation

4.5.1.6 Consolidation

Consolidation isotrope à une pression de confinement donnée

Pour cette consolidation, des commandes de pression sont données aux CPV1 et CPV2 pour gérer la contrainte du vérin et la pression de la membrane.

Par exemple, la figure 4.48 montre une consolidation à une pression de confinement de 30 kPa. Lorsque les contraintes demandées sont atteintes (figure 4.48.a, b), le volume injecté par les deux contrôleurs commence à se stabiliser (figure 4.48.c).

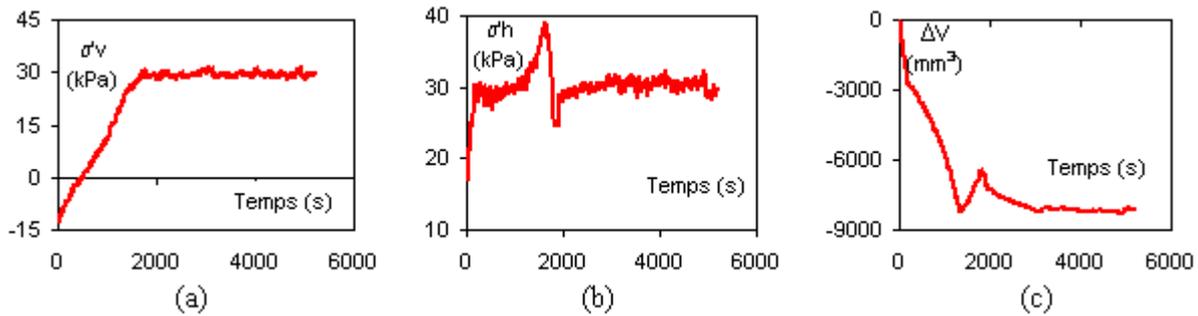


Figure 4. 48 Résultats de la phase de consolidation à une pression donnée

Consolidation anisotrope à l'état initial

Cette consolidation sert à reconsolider le sol à l'état de contraintes initial, égal à 21 kPa pour la contrainte verticale appliquée lors du chargement préalable du limon. Le CPV1 est piloté de manière à atteindre la contrainte verticale à 21 kPa appliquée au sol. Durant ce laps de temps, le CPV2 est géré pour que le diamètre de l'éprouvette reste constant.

La contrainte verticale augmente rapidement pour atteindre la valeur initiale de 21 kPa et puis reste constante (figure 4.49 a). Le volume de l'éprouvette diminue plus rapidement avec le temps au début de la phase de consolidation et puis moins rapidement pour atteindre la stabilisation (figure 4.49 b).

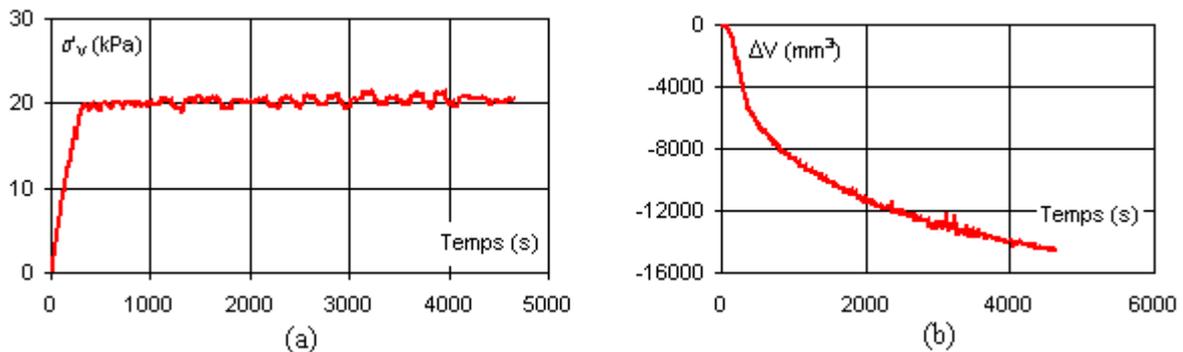


Figure 4. 49 Consolidation anisotrope à l'état initial

4.5.1.7 Chargement

Chargement anisotrope sous chemin de contraintes imposé (p' , q)

Après la consolidation, un cisaillement anisotrope à chemin de contraintes imposé (p' , q) s'effectue avec une pente $\eta = q / p'$ variable, dépendant de chaque série d'essais. La figure 4.50 montre les résultats d'un essai de cisaillement anisotrope avec $\eta = 1$ (figure 4.50.a).

Nous observons bien sur la figure 4.50.b que, après avoir atteint l'état plastique, la contrainte déviatorique q continue à augmenter avec la déformation axiale ε_1 sans atteindre l'état critique. Cette observation peut être expliquée par la faiblesse du sol dans la cuve. Ici, il ne s'agit pas de cisaillement mais simplement du tassement libre du sol sous effort vertical. Le limon ayant été préparé par un chargement en surface de durée limitée à 10 jours, ceci n'as

pas permis la consolidation totale du sol. Le sol n'était pas suffisamment rigide en profondeur pour supporter l'effort vertical.

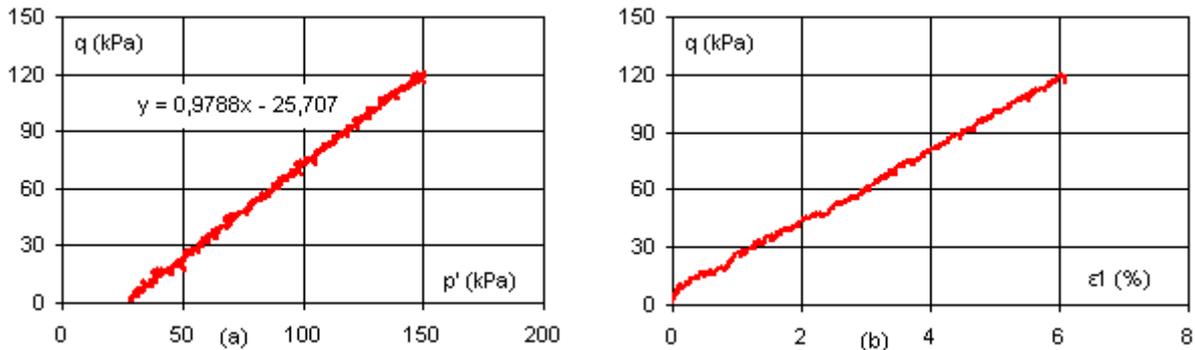


Figure 4. 50 Résultats d'un essai à chemin de contraintes imposé (p' , q)

Chargement de type K_0

Pour un essai de type K_0 , le CPV1 donne une pression pour faire augmenter la contrainte verticale pendant que le CPV2 essaie de gérer la contrainte radiale pour conserver le diamètre de l'éprouvette constant. La relation entre la contrainte effective horizontale et la contrainte effective verticale nous donne la valeur de K_0 . Mais cette relation n'est pas vraiment linéaire, la variation des contraintes est fluctuante. En réalité, nous ne pouvons pas obtenir une courbe lisse comme dans un essai de laboratoire, car nous ne pouvons pas maîtriser la variation de la pression interstitielle d'un essai *in situ*, alors que le programme gère le pilotage en contraintes effectives. De ce fait, la correction est appliquée avec un peu en retard, ce qui entraîne une relation fluctuante entre la contrainte effective horizontale et la contrainte effective verticale (figure 4.51). Malgré la fluctuation des contraintes, nous pouvons déterminer un coefficient de pression des terres au repos déduit de l'essai K_0 vaut environ à 0,4, comme le montre la figure 4.51. Cette valeur semble logique pour le limon remanié d'Harfleur dont l'angle de frottement interne vaut environ 33,5 degrés, (Reiffsteck, 2003b).

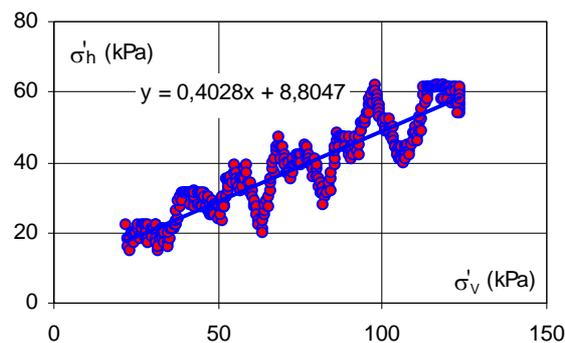


Figure 4. 51 Résultats de l'essai K_0

4.5.1.8 Comparaison entre les différentes techniques de détermination du déplacement

Comparaison entre la méthode directe et la méthode indirecte

Les déplacements axial et radial sont des mesures importantes de la phase de cisaillement. Ils sont mesurés directement à partir des capteurs ou indirectement à partir de la variation du volume des contrôleurs CPV.

Le déplacement radial est mesuré directement par le capteur de déplacement radial 3082 et calculé indirectement par le volume injecté ou absorbé par le CPV2.

Nous observons une correspondance quasiment parfaite entre la méthode directe et indirecte (figure 4.52). Les valeurs déterminées par le volume injecté du contrôleur sont un peu plus élevées que les valeurs données par le capteur, ce qui peut être expliqué par la perte de volume liée à la dilatation des tuyaux d'alimentation du vérin.

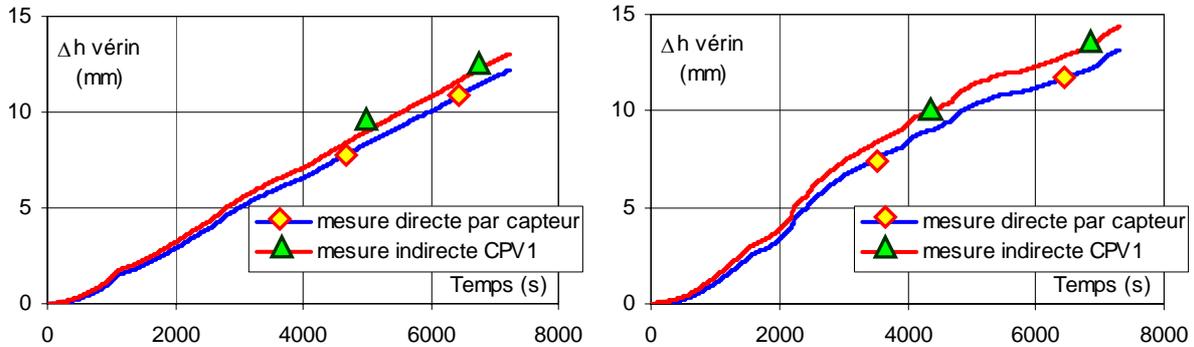


Figure 4. 52 Comparaison entre la mesure directe et la mesure indirecte du déplacement axial

Concernant les déplacements radiaux, la figure 4.53 montre le résultat déterminé par les deux méthodes. Sur la figure 4.53 a, nous avons un résultat assez proche entre les deux méthodes. Toutefois, nous n'avons pas toujours la correspondance entre ces deux méthodes, comme le illustre la figure 4.53.b. Ce résultat est la conséquence, sans doute, de l'absence de mouvement de la membrane devant le capteur. Le capteur de déplacement radial est un capteur sans contact, son fonctionnement dépend du mouvement de la membrane, qui perturbe son champ magnétique. En effet, le principe de la membrane métallique avec une rayure n'est pas idéal pour une dilatation ou une contraction uniforme du diamètre, ce qui entraîne des difficultés dans la détermination de la déformation radiale de l'éprouvette. Ceci est lié principalement au fait qu'un seul capteur sur les trois fonctionnait.

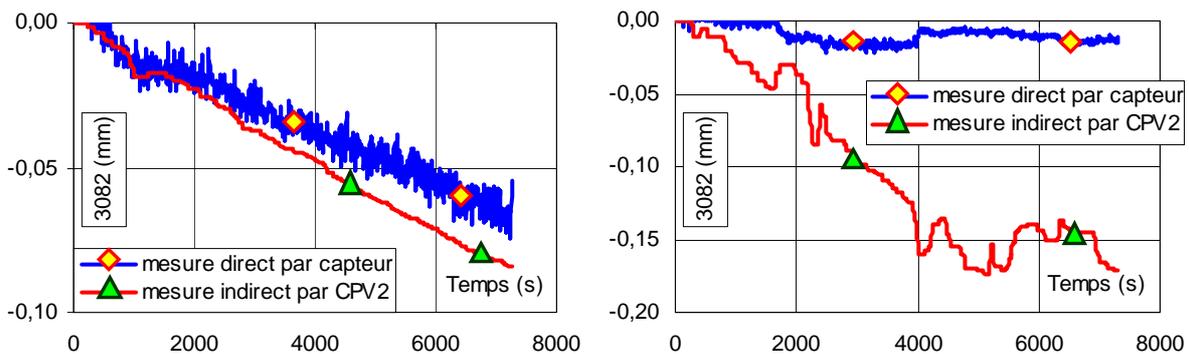


Figure 4. 53 Comparaison entre la mesure directe et la mesure indirecte du déplacement radial

Comparaison entre la mesure par les capteurs locaux à effet Hall et le capteur LVDT

Lors de nos essais, nous avons observé que le déplacement mesuré par les capteurs locaux à effet Hall ne correspond pas, dans une proportion raisonnable, au déplacement donné par le capteur de déplacement du vérin (figure 4.54.a, c). Et même les déplacements des capteurs à effet Hall ne sont pas semblables au niveau de l'amplitude ainsi que de la direction (figure 4.54 b, d). Sans doute, la surface du patin est trop lisse pour que le sol puisse le faire se déplacer régulièrement et totalement. Il faut utiliser un patin dont la surface est plus rugueuse. Pour cela, il est envisagé de coller du sable ou de créer des stries sur le patin. En plus, la non

uniformité du champ magnétique créé par l'aimant sur le patin est aussi un problème dans la détermination du déplacement local (voir l'étalonnage des capteurs à effet Hall, 4.3.5).

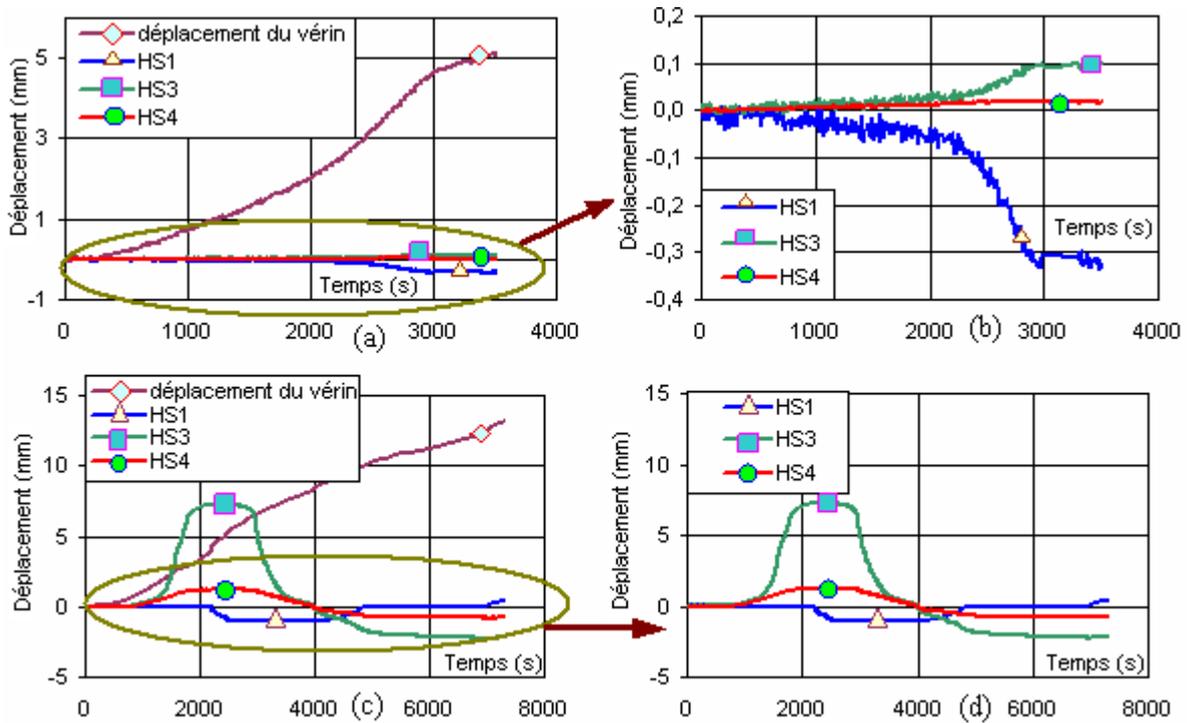


Figure 4. 54 Comparaison des déplacements donnés par le capteur LVDT et les capteurs à effet Hall

Capteurs de déplacement axial en bas 3078, 3079 et 3080

Pendant l'essai, comme montré sur la figure 4.55, le déplacement déterminé par les trois capteurs axiaux en bas est en général petit ou presque nul. Cela peut valider l'hypothèse du non déplacement du sol en bas de la cellule ou ces trois capteurs ne fonctionnent correctement et ils n'arrivent pas à détecter le déplacement axial du bas de la cellule ?

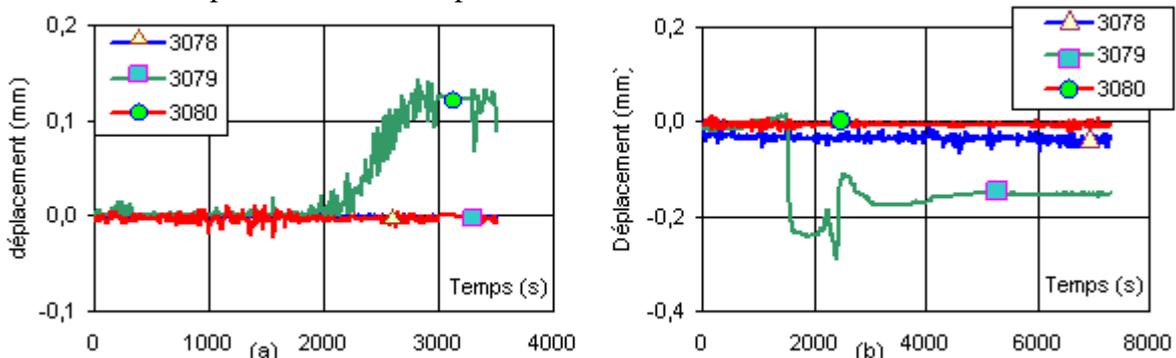


Figure 4. 55 Déplacements donnés par les capteurs axiaux en bas

Lors de nos essais, nous avons remarqué que s'il y a de l'eau dans le logement des capteurs, le plot y reste coincé et il ne peut pas se déplacer librement dans le trou. Le déplacement ne peut donc pas être identifié. Il semble nécessaire de modifier le plot, avec des rayures ou du téflon par exemple, pour qu'il puisse bouger librement dans le logement en présence d'eau.

4.5.2 Étude en vraie grandeur à Cubzac-les-Ponts

À la suite de l'étude expérimentale en cuve au LCPC, nous avons entrepris la mise en œuvre du T.I.S en vraie grandeur à Cubzac-les-Ponts en octobre 2006, avec la coopération du Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées de Bordeaux. Deux essais à la profondeur -1 m et -1,65 m ont été réalisés dans la zone vierge, dans un forage préforé à la profondeur de -1 m (figure 4.56).

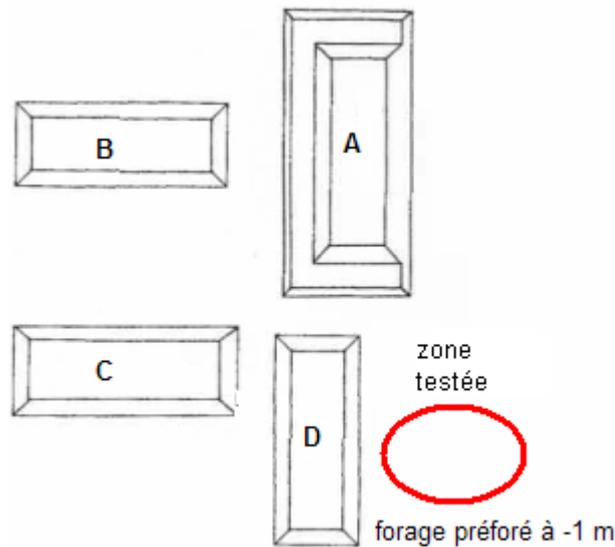


Figure 4. 56 Localisation de la zone testée

La figure 4.57 présente la mise en place du T.I.S en chantier. Le T.I.S a été foncé dans le sol par un bâti attaché sur un camion. La manipulation s'est avérée assez difficile du fait du poids de la sonde.



Figure 4. 57 Mise en place du TIS

Malheureusement, la zone choisie pour cette étude expérimentale se trouve assez proche du remblai D et nous avons trouvé des cailloux du remblai à l'endroit testé, ce qui a endommagé le capteur de pression interstitielle lors du fonçage.

Une des difficultés rencontrées lors de l'étude en vraie grandeur par rapport à l'étude en cuve est la mise en contact du vérin avec le sol. Lors d'une étude en cuve, hormis la mise en contact détectée par la programmation, nous pouvons également l'observer par nous même. La descente de la sonde est aussi une étape très délicate, qui demande une haute précision. Lors de notre première étude en vraie grandeur, avec ce type de bâti de fonçage mis sur le camion (figure 4.57), la précision sur la valeur de la profondeur de descente n'a pas été assurée.

Une descente de 45 cm est demandée lors du fonçage du TIS. Pour le premier essai à la profondeur -1 m, le vérin s'est trouvé encore trop loin du sol testé, environ au milieu de la cellule comme le montre la figure 4.58. Le vérin n'a pas donc réussi à venir en contact avec le sol. Pour le deuxième essai à - 1,65 m, le TIS a été trop enfoncé dans le sol, ce qui a créé déjà une déformation du sol naturel.

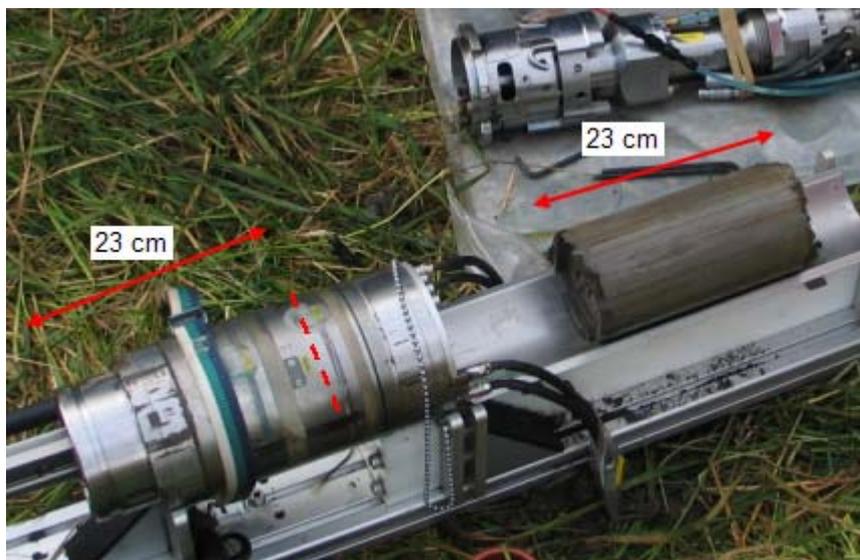


Figure 4. 58 L'éprouvette se trouve au milieu de la cellule dans le premier essai à – 1 m

Nous avons également rencontré des problèmes de fonctionnement des contrôleurs à cause de l'eau lors du stockage pendant la nuit, ce qui a entraîné des pertes de temps lors de la préparation.

En résumé, cette première étude expérimentale du T.I.S n'a pas permis de mettre en évidence le potentiel de l'essai sur chantier.

4.6 Conclusions

À travers des études en laboratoire et *in situ* en vraie grandeur, nous pouvons tirer quelques conclusions concernant le fonctionnement du TIS.

Du point de vue de conception, le TIS présente encore de nombreux défauts qu'il conviendra de modifier pour une application plus efficace. Le conditionnement des capteurs radiaux est par exemple trop lourd, ce qui rend l'appareil d'un poids trop important et est à l'origine des difficultés pour le transport et la manipulation de l'appareil.

L'étude expérimentale du TIS en cuve sur le limon remanié d'Harfleur s'est déroulée

conformément à nos attentes et a fourni des résultats intéressants concernant le fonctionnement des capteurs et du logiciel de pilotage.

La membrane métallique ne se déforme pas uniformément suivant le rayon, ce qui nuit à la détection du déplacement par les trois capteurs radiaux sans contact.

La non uniformité du champ magnétique créé par le patin rend difficile la détermination de la valeur physique du déplacement local. La surface lisse du patin ne lui permet pas de suivre le déplacement de l'éprouvette, ce qui entraîne une mauvaise évaluation des déformations locales.

Il n'y a pas de moyen pour vérifier le fonctionnement des trois capteurs axiaux du bas : soit il n'y a pas de mouvement du sol en bas de la cellule, soit la bague utilisée pour faire bouger les plots ne fonctionne pas, soit les plots eux-mêmes ne peuvent pas se déplacer librement dans leur logement.

La première étude expérimentale en vraie grandeur n'a pas réussi à cause des problèmes rencontrés sur le chantier. Lors d'un essai *in situ*, il n'y a pas de moyen de détecter efficacement la mise en contact entre le vérin et le sol, qui est la condition nécessaire de la réalisation d'un essai.

Chapitre 5

SYNTHÈSE DES RÉSULTATS D'ESSAIS EN LABORATOIRE ET *IN SITU*

Les résultats obtenus lors des essais de laboratoire sont comparés avec ceux recueillis lors des essais *in situ*. Au niveau des essais de laboratoire, nous avons eu des résultats intéressants concernant les surfaces de charge (I, II, III), les paramètres de résistance (c' et ϕ') et les paramètres de déformation (modules de cisaillement) et le coefficient de pression des terres au repos K_0 . Par contre, sur le terrain, seuls les essais au triaxial *in situ* peuvent permettre de détermination des surfaces de charge. Malheureusement, nous n'avons pas encore réussi à faire fonctionner le T.I.S. Les essais *in situ* de PAF ou STAF sont censés en principe fournir les paramètres caractérisant la déformabilité des sols. Comme le capteur de pression interstitielle du PAF n'as pas encore fonctionné correctement, la détermination de la contrainte effective horizontale n'est pas évidente pour pouvoir identifier le coefficient de pression des terres au repos. Nous allons donc seulement pouvoir effectuer une synthèse des modules de déformation déterminés par les différents groupes d'essais indiqués dans l'étude bibliographique (voir 1.3).

5.1 Synthèse des modules de cisaillement, déterminés par les essais du groupe A

Les modules déterminés par les essais aux éléments piézo-électriques et à la colonne résonante sont comparés avec les modules déterminés par les essais down-hole avec des géophones lors des essais au pressiomètre autoforeur PAF 2000. La figure 5.1 présente la comparaison dans la zone vierge et sous le remblai B en fonction de la profondeur.

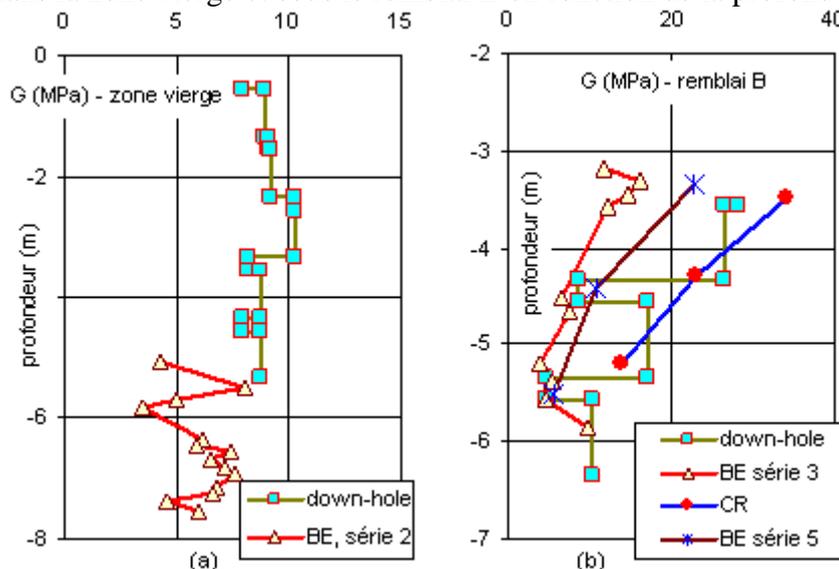


Figure 5. 1 Synthèse des modules de cisaillement déterminés par les essais du groupe A

Nous remarquons que, dans la zone vierge, les modules déterminés lors des essais *in situ* sont sensiblement plus élevés que ceux identifiés lors des essais de laboratoire (figure 5.1.a). Sous le remblai B, les résultats des essais *in situ* sont presque identiques à ceux des essais de

laboratoire à la colonne résonante, mais ils sont plus élevés que ceux des essais de laboratoire aux éléments piézo-électriques (figure 5.1.b).

La différence entre les résultats de laboratoire et *in situ* peut être expliquée par plusieurs éléments : les modules déterminés par les essais aux éléments piézo-électriques de la série 5 ou à la colonne résonante sont des modules de consolidation isotrope ce qui ne reflètent pas exactement la condition anisotrope d'un sol *in situ*. Une autre spécificité des essais de laboratoire, qui peut être la cause de la différence entre les résultats de laboratoire et *in situ*, est le contact entre les capteurs piézo-électriques et l'éprouvette, qui gêne la détermination précise de la longueur de propagation d'ondes.

5.2 Synthèse des modules de cisaillement, déterminés par les essais de groupe B

Les modules de cisaillement déterminés lors des essais triaxiaux non drainés de laboratoire sont comparés avec ceux obtenus lors des essais *in situ* au PAF 2000 et au STAF.

Nous allons d'abord présenter une comparaison de la courbe d'évolution des modules sécants de cisaillement en fonction de la déformation radiale ε_R (%) et puis le profil des modules en profondeur, déterminés par différentes méthodes.

5.2.1 Comparaison des modules déterminés lors d'un essai à chemin de contrainte imposé (p' , q) et d'un essai au PAF 2000

L'essai de type pressiométrique est supposé être un essai de déformation plane dans le plan horizontal. Il n'existe pas de contrainte verticale exercée sur le sol. L'état de contraintes lors d'un essai de type pressiométrique peut être écrit comme suit :

$$\begin{aligned}\sigma_v &= 0 \\ \sigma_h &= \sigma_{h0} + \Delta\sigma\end{aligned}\tag{5.1}$$

et dans le plan (p' , q), les incréments des contraintes peuvent être exprimés par :

$$\begin{aligned}\Delta q &= \Delta\sigma_v - \Delta\sigma_h = -\Delta\sigma \\ \Delta p' &= \frac{\Delta\sigma_v + 2 \times \Delta\sigma_h}{3} - \Delta u = \frac{2 \times \Delta\sigma}{3} \\ \Rightarrow \frac{\Delta q}{\Delta p'} &= \frac{-\Delta\sigma}{\frac{2 \times \Delta\sigma}{3}} = -1,5\end{aligned}\tag{5.2}$$

Donc un essai au PAF peut être simulé comme un essai à chemin de contraintes imposé (p' , q) où le rapport entre les incréments $\Delta q/\Delta p'$ vaut $-1,5$ et Δq est négatif. Parmi les essais à chemins de contraintes de laboratoire que nous avons effectués, malheureusement, nous n'avons pas réalisé d'essai dont le coefficient $\eta = \Delta q/\Delta p'$ soit égal à $-1,5$. Toutefois, nous avons effectué trois essais drainés à chemins de contraintes (T32, T51 et T64) de pente $\eta = \Delta q/\Delta p'$ de -2 et $\Delta q < 0$. Nous allons les utiliser pour une comparaison avec les résultats des essais effectués *in situ*.

Comme la phase de cisaillement de l'essai T64 de la quatrième série d'essai a débuté à partir d'un état surconsolidé, qui n'est pas le cas réel des essais *in situ*, nous allons seulement considérer les résultats des deux essais T32 et T51 dont les états de contraintes sont normalement consolidés pour la comparaison. L'essai de chemin de contraintes T32, ayant été réalisé sur le sol prélevé à - 7,5 m dans la zone vierge, est comparé avec l'essai PAF 13 à - 5 m, qui est l'essai le plus profond dans la zone vierge que nous ayons effectué. L'essai T51 à - 5,4 m du remblai B est comparé avec l'essai de PAF 15 à - 5 m.

La figure 5.2 montre les courbes de dégradation des modules sécants de cisaillement, obtenu par les essais *in situ* et ceux déduits des essais de laboratoire avec les deux méthodes de mesure (locaux et globaux). L'exemple correspondant à la zone vierge ne montre pas le même résultat entre l'essai *in situ* à - 5 m et l'essai de laboratoire à - 7,5 m (figure 5.2.a). Cela peut être dû à la grande différence de profondeur et aux conditions de drainage entre les essais de laboratoire et les essais *in situ*. Lors des essais au PAF 2000, nous avons constaté une zone tourbeuse entre - 4 m à - 5 m de profondeur, cela peut expliquer le module supérieur de l'essai au PAF à - 5 m par rapport à l'essai de laboratoire à - 7,5 m.

Cependant, sous le remblai B, dans la zone des petites déformations, pour des valeurs inférieures à 0,1%, les modules *in situ* sont inférieurs à ceux identifiés par les capteurs locaux en laboratoire, mais ils sont presque égaux à ceux déterminés par les mesures globales. Dans la zone des moyennes et grandes déformations, les essais au PAF donnent un résultat identique à celui des essais de laboratoire avec les capteurs locaux et des valeurs légèrement plus grandes que celles des capteurs globaux (figure 5.2.b).

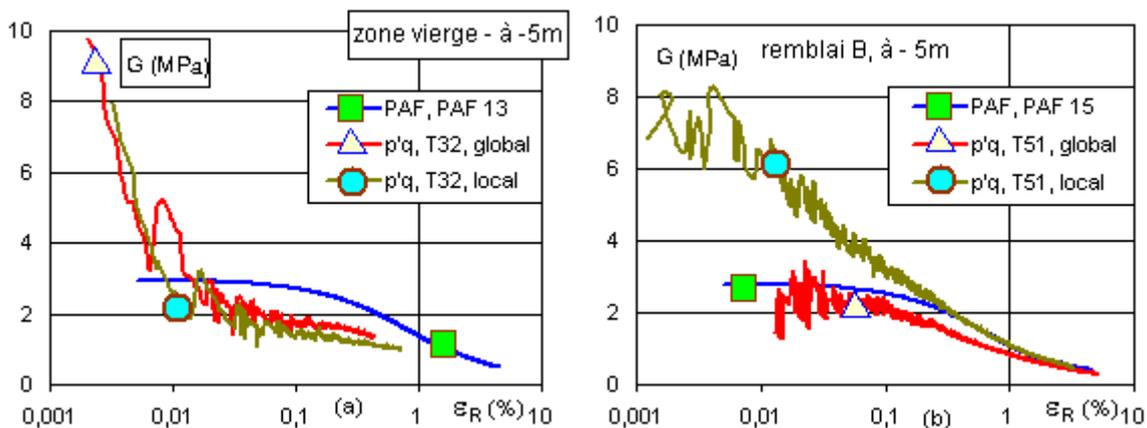


Figure 5. 2 Évolution des modules sécants de cisaillement des essais du groupe B

5.2.2 Comparaison des modules déterminés lors d'un essai triaxial standard consolidé non drainé et d'un essai au PAF 2000

Nous avons observé ci-dessus qu'un essai de laboratoire dont le chemin de contrainte pouvant suivre le chemin de contraintes d'un essai au PAF donne presque le même résultat que l'essai au PAF à partir d'un certain niveau de déformation. Toutefois, ce type d'essai de laboratoire est un peu délicat à réaliser. Nous effectuons maintenant une comparaison entre un essai triaxial standard CU+u et un essai au PAF.

La figure 5.3 montre deux exemples de courbe d'évolution des modules sécants de cisaillement, obtenus lors des essais *in situ* au PAF et des essais triaxiaux consolidés non drainés. La première figure présente le résultat dans la zone vierge (l'essai de PAF 10 à - 2 m

avec l'essai triaxial T17 à - 1,80 m). La deuxième montre la comparaison au niveau du remblai B entre l'essai au PAF 14, à - 4 m de profondeur et l'essai triaxial T74, à - 3,40 m.

Nous avons remarqué que, dans la zone des petites déformations, les résultats obtenus par les capteurs locaux sont plus grands que ceux des essais au PAF ou des essais aux capteurs globaux. Par contre, en moyennes ou grandes déformations, les résultats sont presque similaires.

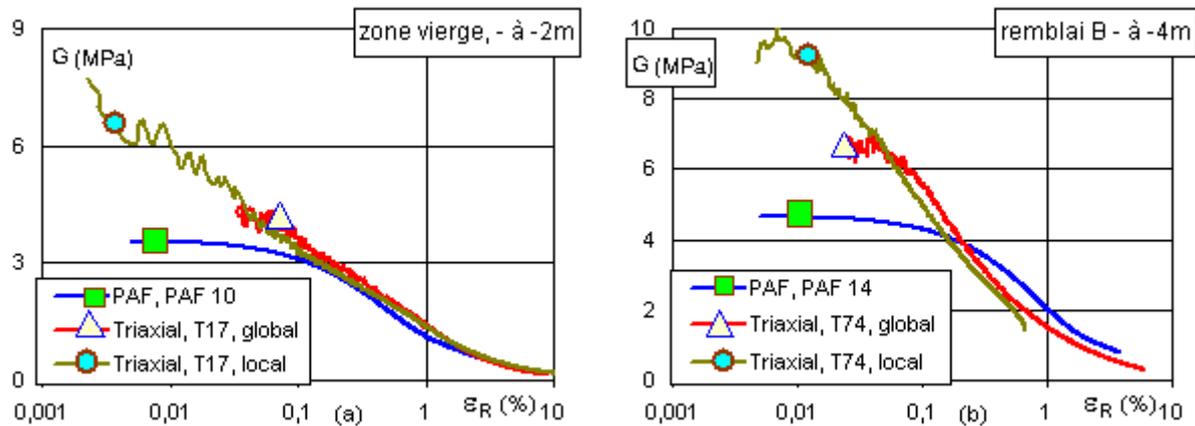


Figure 5. 3 Comparaison entre l'essai triaxial consolidé non drainé et l'essai au PAF

5.2.3 Profil des modules de cisaillement en profondeur

Les résultats des essais de laboratoire avec le capteur global sont pris en compte seulement à partir de 5×10^{-3} de déformation et avec le capteur local, ce niveau de déformation peut atteindre 5×10^{-4} . Nous allons donc tracer un profil des modules de cisaillement déterminés à 10^{-3} de déformation avec les capteurs globaux, à 10^{-4} de déformation avec les capteurs locaux, à 10^{-4} avec le PAF, et des modules déterminés par le STAF. Ce profil est complété par les modules œdométriques. Pour pouvoir comparer ces modules œdométriques E_{oedo} avec les autres modules de cisaillements (PAF, STAF, Triaxial), une formule de transformation du module E_{oedo} en module de cisaillement G est utilisée :

$$E_{oedo} = \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)}$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad [5.3]$$

$$\Rightarrow G_{oedo} = \frac{(1-2\nu)}{2 \times (1-\nu)} E_{oedo}$$

Nous voyons sur la figure 5.4 que les modules de laboratoire avec les capteurs locaux sont environ deux fois plus grands que les modules au PAF ou au STAF. Les modules des essais triaxiaux avec les capteurs globaux sont presque identiques aux modules obtenus par les essais au PAF ou au STAF. Parmi les essais du groupe B, les modules des essais œdométriques sont les plus faibles. Ils sont environ deux fois plus petits que les modules au PAF dans la zone vierge (figure 5.4.a) et cinq fois sous le remblai B (figure 5.4.b).

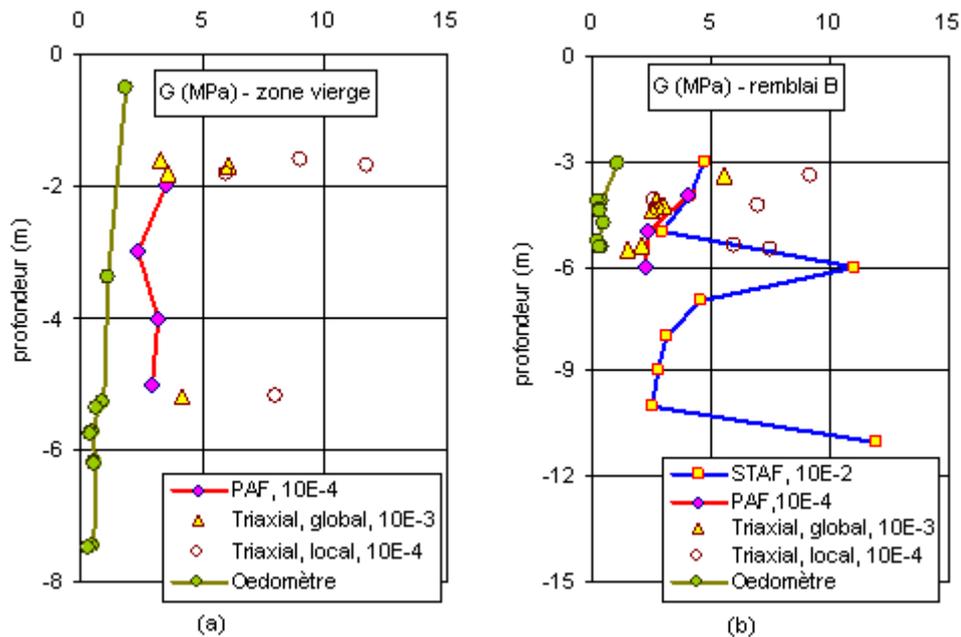


Figure 5. 4 Profil des modules de cisaillement obtenu à partir des essais du groupe B

5.3 Synthèse des modules de cisaillement des groupes A et B

5.3.1 Évolution des modules en fonction de la déformation radiale

Nous présentons ici la variation des modules en fonction de la déformation radiale, déterminés par différents types d'essais de laboratoire et d'essais *in situ*.

Nous présentons ici la variation des modules en fonction de la déformation radiale déterminée sous le remblai B à la profondeur -3 m et -4 m. Le résultat de l'essai à la colonne résonante T76 à $-3,5$ m est comparé avec celui de l'essai triaxial non drainé Cu+u T74 à $-3,4$ m, dont la pression de confinement p' égale à 100 kPa et avec celui de l'essai au pressiomètre à -4 m. Un autre résultat de l'essai à la colonne résonante T71 à $-4,3$ m est comparé avec l'essai Cu+u T72 à $-4,4$ m, avec p' égale à 150 kPa et l'essai au PAF à -5 m. Les résultats d'essais aux éléments piézo-électriques et down-hole sont aussi présentés.

Les modules déterminés par les essais aux éléments piézo-électriques et down-hole du groupe A sont de l'ordre de 10^{-6} et de $5 \cdot 10^{-4}$ à 10^{-3} pour les essais à la colonne résonante. Les essais du groupe B, tels que les essais au pressiomètre autoforeur et triaxiaux, sont capables de déterminer les modules pour des déformations de 10^{-4} à 10^{-2} . Pour la zone de transition entre 10^{-6} et 10^{-4} , nous n'avons pas réussi à déterminer les modules de déformations avec nos matériels.

Nous voyons sur la figure 5.5 que les résultats des essais down-hole sont plus grands que ceux obtenus au laboratoire par les essais aux éléments piézo-électriques. Les résultats d'essais à la colonne résonante sont environ trois fois plus grands que des essais triaxiaux ou des essais au PAF.

Les résultats obtenus sont calés avec le modèle de Fahey et Carter, dont les paramètres du modèle sont donnés dans le tableau 2.12. Le modèle se cale très bien sur les résultats d'essai à la colonne résonante dans la zone de 10^{-4} et 10^{-2} et sur les résultats d'essai au PAF ou triaxial dans la zone inférieure à 10^{-2} .

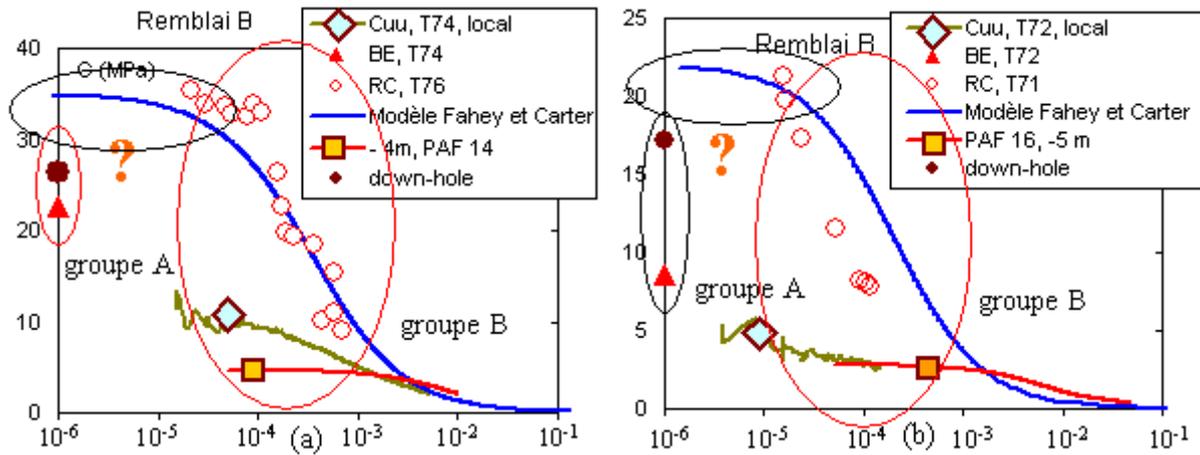


Figure 5.5 Évolution des modules de déformation obtenus lors de nos essais

5.3.2 Synthèse du profil des modules déterminés lors de nos essais de laboratoire et *in situ* entre le groupe A et groupe B

La figure 5.6 a, b présente les profils des modules de cisaillement obtenus lors de nos travaux. La comparaison des résultats de chaque groupe a été présentée dans les deux parties 5.1 et 5.2 précédentes. Nous présentons ici la comparaison entre les deux groupes A et B.

En général, les résultats des essais du groupe A sont de trois à cinq fois plus grands que ceux des essais du groupe B sauf les essais triaxiaux du groupe B avec mesure locale, qui peuvent donner des modules de déformation plus proches de ceux des essais du groupe A tels que le down-hole (figure 5.6.a) ou les essais aux éléments piézo-électriques (figure 5.6.b). Un rapport de trois à cinq entre les résultats d'essais du groupe A et du groupe B a été constaté par plusieurs auteurs (voir la partie 1.5.3 de la bibliographie).

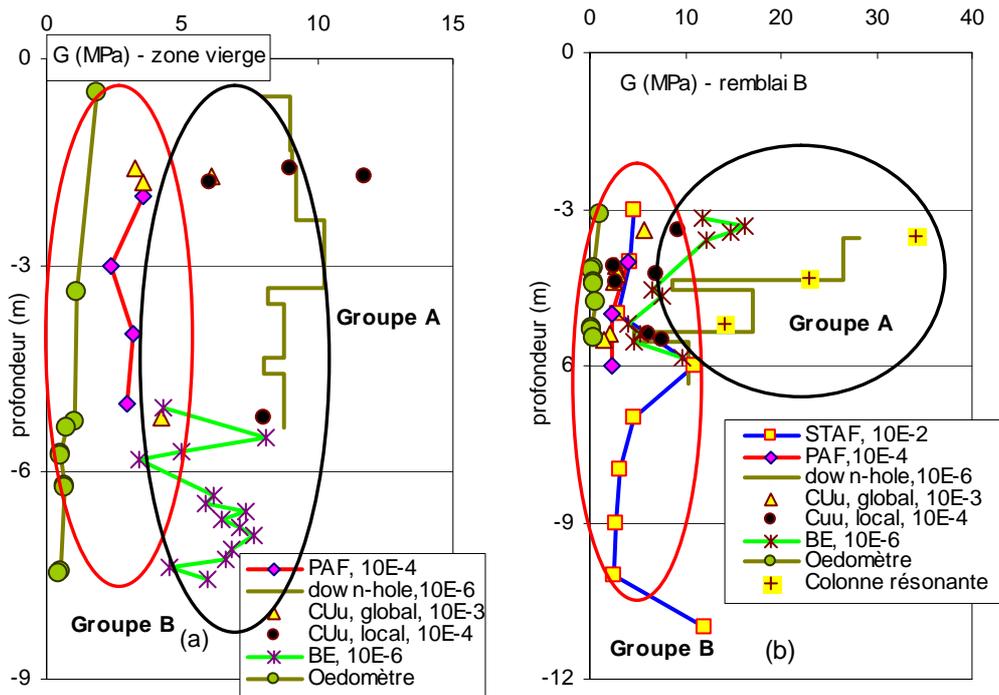


Figure 5.6 Profils des modules de cisaillement obtenus lors de nos travaux

5.4 Conclusion

À partir des comparaisons que nous venons d'étudier ici, nous pouvons conclure que les essais du groupe A (down-hole et éléments piézo-électriques) nous aident à déterminer les modules en très petites déformations de l'ordre 10^{-6} . Les essais triaxiaux avec les capteurs locaux ou les essais à la colonne résonante donnent les modules en petites déformations, de l'ordre de 5.10^{-4} à 10^{-4} . En moyennes ou grandes déformations, de 10^{-4} à 10^{-2} , les essais simples de laboratoire comme l'essai triaxial standard consolidé non drainé avec capteurs globaux extérieurs, les essais *in situ* au PAF ou au STAF peuvent donner le même résultat.

Théoriquement, les essais à la colonne résonante peuvent atteindre la zone de très petites déformations, de 10^{-6} à 10^{-4} . Par contre, d'après notre synthèse des résultats d'essais (voir 5.3.1), il nous reste une zone indéterminable entre 10^{-6} à 5.10^{-4} par nos matériels d'essais (figure 5.5 a et b). Dans la pratique, peu d'appareils permettent de combler le trou entre les mesures par propagation d'ondes (éléments piézo-électriques, down-hole) et les essais triaxiaux et au pressiomètre autoforeur.

Le modèle de Fahey et Carter semble bien calé sur les résultats d'essais à la colonne résonante, mais il faut noter que les essais aux éléments piézo-électriques et down-hole sont considérés comme les essais donnant les modules les plus élevés. Toutefois, à partir des modules de cisaillement obtenus lors de nos travaux, nous avons remarqué que les modules déterminés par les essais éléments piézo-électriques étaient inférieurs à ceux des essais à la colonne résonante. Seuls les essais down-hole ont donné presque les mêmes résultats que les essais à la colonne résonante. Cela peut être dû soit au mode de vibration des essais à la colonne résonante, qui pourraient surestimer les modules de cisaillement, soit la sous-estimation des modules des essais aux éléments piézo-électriques.

CONCLUSIONS GÉNÉRALES - PERSPECTIVES

Les études menées lors de nos travaux de thèse sur le sujet « comportement en petites déformations des sols argileux naturels » ont conduit à identifier de nombreux paramètres mécaniques qui caractérisent le comportement d'un sol argileux naturel par différents types d'essais de laboratoire (oedomètre, triaxial, colonne résonante et éléments piézo-électriques) et en place (triaxial *in situ*, pressiomètre autoforeur).

Nous avons trouvé que la détermination des paramètres est un compromis entre les possibilités des essais et une représentation satisfaisante du comportement des ouvrages et des sols. Pour cela, il est nécessaire de bien choisir les types d'appareillages d'essai utilisés, le mode de chargement, la zone de déformation exploitée.

Nos études bibliographiques ont mis en évidence l'importance de prendre en compte l'évolution des lois de comportement. Les recherches sur le comportement des matériaux ont conduit au développement de lois de types élastique linéaire (Hooke), élasto-plastique avec élasticité linéaire (Mohr-Coulomb) ou élastique non linéaire (Fahey et Carter). Les notions d'état limite, et de surface de charge, d'état critique ont été développées afin de décrire la transition entre le comportement élastique, plastique ou à la rupture des matériaux. De nombreux modèles ont été élaborés pour décrire le comportement des sols remaniés (Cam-clay et Cam-clay modifié) et des sols naturels (Mélanie, Larsson, Anpetal). Toutefois, la simplicité du comportement élastique ou élasto-plastique avec plasticité parfaite fait qu'il est encore très utilisé pour analyser les mouvements des massifs de sols et des ouvrages dans la pratique de l'ingénierie géotechnique.

Avec les études en laboratoire, nous avons réussi à déterminer les différentes surfaces de charge (I, II, III) qui limitent les zones de comportement différent : élastique linéaire et réversible, élastique non linéaire mais réversible, et irréversible. La première zone est très petite et elle est difficile à mettre en évidence. Seuls les essais de types de propagation des ondes pourraient arriver à la déterminer. Les essais avec des petits cycles de chargement – déchargement permettent de déterminer cette sous-surface de charge II. Cette surface de charge est obtenue à environ 0,02% de déformation. Les essais à cisaillement anisotrope de type chemin de contraintes ou les essais triaxiaux non drainés à l'état surconsolidé sont nécessaires pour déterminer la surface de charge III. Cette surface de charge est gouvernée par la contrainte de préconsolidation et elle a une forme sensiblement elliptique, inclinée sur la droite η_0 ou K_0 . L'évolution de la surface de charge d'un sol surconsolidé dépend de l'état de contrainte avant le déchargement.

Les essais en place sont de plus en plus employés en mécanique des sols grâce aux avantages liés à leur mode de mesure. Ils sont faciles à mettre en œuvre et permettent de prendre en compte la variabilité spatiale naturelle des sols en place et, surtout, ils se déroulent de manière rapide et économique. Nos travaux ont été aussi l'occasion de proposer deux nouveaux appareillages développés par le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées : le triaxial *in situ* et le pressiomètre autoforeur PAF 2000.

L'appareil triaxial *in situ* (TIS) est un appareil unique du point de vue de sa technique. Sa mise en œuvre dans le cadre de cette thèse constitue une première utilisation. L'idée initiale

est de reproduire les conditions de chargement d'un essai triaxial de laboratoire dans le sol en place. Des validations au niveau des techniques de mesures, d'essais en cuve et d'essais en vraie grandeur lors de nos travaux ont montré qu'il reste à éliminer quelques défauts pour une application plus efficace.

Le nouvel appareillage pressiométrique autoforé PAF 2000 s'inscrit dans la continuité de l'essai au pressiomètre autoforeur développé dans les années 1970 au sein des Laboratoires des Ponts et Chaussées afin de pouvoir réaliser un essai *in situ* sur un sol qui serait quasiment dans son état naturel après la mise en place de l'appareil. Cet appareil a la particularité de disposer de capteurs permettant de suivre le déplacement de la membrane lors de l'expansion et de contenir quatre géophones. Il permet donc de comparer les modules de cisaillement mesurés par propagation d'onde à ceux déduits de la relation pression-déformation habituelle.

Les résultats d'essais *in situ* du pressiomètre autoforeur ont montré le fonctionnement conforme à nos attentes du PAF 2000 moyennant quelques améliorations de l'électronique. Les comparaisons avec les autres essais au STAF et à l'appareil triaxial de laboratoire ont prouvé que le PAF est un outil fiable pour la détermination des modules de déformation en petites et moyennes déformations ainsi que des contraintes horizontales. L'insertion des géophones dans la PAF est une innovation qui permet de déterminer les modules de cisaillement initiaux des sols dans les zones de très petites déformations.

Lors de nos études, nous avons remarqué que les modules de déformation dépendent de nombreux facteurs, notamment de la granulométrie des sols, de la densité, de niveau de confinement, de l'histoire de chargement et du mode de préparation des éprouvettes. Nos études en laboratoire ont donné une vue globale sur l'évolution du module de cisaillement en fonction de la déformation.

Nos travaux ont présenté également les différentes méthodes de détermination des modules de déformation, notamment dans la zone des petites déformations. Ils ont montré que les essais du groupe A (élément aux piézo-électriques, down-hole) par méthode de propagation d'ondes permettent de déterminer les modules dans la zone des très petites déformations de l'ordre 10^{-6} . Les essais à la colonne résonante aident à déterminer les modules dans la zone de $5 \cdot 10^{-4}$ à 10^{-3} . Les essais du groupe B (œdomètre, triaxial, PAF, STAF) nous aident à déterminer le comportement à des déformations inférieures à 10^{-4} . Les modules identifiés par les essais du groupe A sont plus au moins de trois à cinq fois supérieurs à ceux du groupe B. Les essais triaxiaux avec les capteurs locaux sont seulement nécessaires pour déterminer les modules en petites déformations, et en moyennes ou grandes déformations, les essais triaxiaux avec les capteurs globaux, les essais *in situ* comme PAF ou STAF peuvent les résultats satisfaisants.

Nous allons discuter ici l'application de ces résultats obtenus au regard du calcul des ouvrages.

La figure 6.1 reproduit une synthèse des zones d'utilisation des matériels d'essais pour déterminer des modules de déformation en fonction des ouvrages inspirées de différentes auteurs (Tani, 1999 ; Burland, 1989).

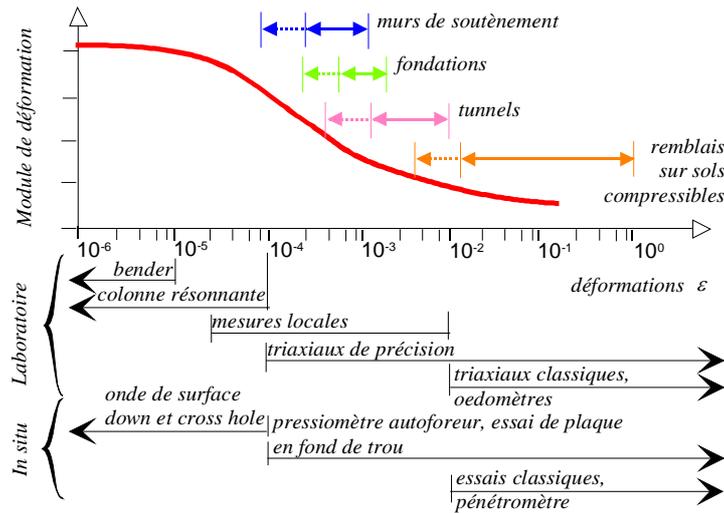


Figure 6. 1 Zone d'utilisation des matériels d'essais pour la détermination des modules de déformation en fonction des ouvrages

Cette figure suggère que les ordres de grandeur des déformations autour de ces ouvrages, sont en moyenne compris entre 10^{-4} et 10^{-2} , mais il semble que des déformations plus grandes peuvent exister localement dans ces différents types d'ouvrages et qu'il serait hasardeux d'éliminer toutes les techniques usuelles d'essais pour calculer des ouvrages aussi courants que les fondations et les soutènements. Néanmoins, les matériels d'essais tels que le pressiomètre autoforeur, le STAF, le triaxial fourniront en fonction de besoins spécifiques des modules de déformation nécessaires pour le calcul des ouvrages.

A travers nos travaux, nous avons trouvé que beaucoup d'effort et d'investissement ont été effectués par le monde de la recherche pour les mesures en très petites et petites déformations pour peu d'applications dans la pratique habituelle du génie civil. Toutefois, quelques cas exceptionnels tels que les études en génie sismique, il reste toujours nécessaire d'étudier le comportement en très petites et petites déformations.

En perspective à ce travail, il serait nécessaire de poursuivre les études de laboratoire ainsi que la modification du TIS et la validation expérimentale du PAF.

Concernant les essais de laboratoire, nous proposons de poursuivre l'étude de l'évolution de la surface de charge sous l'effet de la surconsolidation en réalisant les mêmes séries d'essais avec différent rapport de surconsolidation. Il serait possible d'envisager de réaliser des essais aux éléments piézo-électriques ou à la colonne résonnante à partir d'un état surconsolidé pour étudier le comportement en très petites déformations d'un sol surconsolidé.

Pour le PAF 2000, nous suggérons de réaliser des validations en changeant le mode de pilotage en contraintes au lieu de déformations et de réaliser des essais avec une phase de fluage à la fin de chaque phase de chargement pour pouvoir observer le fonctionnement du PAF lors de ces validations. Il est souhaitable de disposer de capteurs de pression interstitielle robustes sans fluctuation pour mieux déterminer la surpression interstitielle créée au cours de l'essai et puis le coefficient de pression des terres au repos. Il est préférable de résoudre les problèmes de fluctuation des capteurs : une meilleure acquisition des signaux doit permettre des résultats plus précis et de mieux déterminer le module initial sur le cycle de chargement – déchargement.

Partant des défauts du TIS, il est donc nécessaire de modifier quelques détails pour un fonctionnement correct. Nous proposons d'ajouter un outil pour détecter le contact entre le vérin et le sol. Cela pourrait être fait par un micro-vidéo attaché sur le vérin ou par un interrupteur au niveau de l'évent, par exemple. Il est conseillé de changer le système de mesure du déplacement radial pour, d'une part, réduire le poids de l'appareil en changeant le conditionnement des capteurs radiaux sans contact et, d'autre part, pouvoir mieux détecter le déplacement radial. L'utilisation de jauges comme celles mises en œuvre sur le PAF 2000 est un choix intéressant. Il est également important de changer le patin de mesure du déplacement vertical afin d'avoir un champ magnétique plus grand et plus uniforme et de rendre la surface du patin plus rugueuse.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Amar S., Baguelin F., Frank R., Jezequel J-F,** (1995). Courbe pressiometrique adimensionnelle dans les argiles sous sollicitations non drainées, *Comptes Rendues, 11^{ère} Congrès Européen de Mécaniques des sols et des Fondation*, Copenhague, Vol. 1, pp. 1.7-1.11.
- Anderson D.G., Woods R.D.** (1975). Comparison of field and laboratory shear moduli. *Proceedings of Conference on In situ Measurement of Soil Properties*, Speciality Conference of the Geotechnical Engineering Division ASCE, Raleigh, North Carolina, Vol.1, pp.69-92.
- Arbaoui H.** (2003). Mesure de la déformabilité des sols en place avec un pénétromètre. *Thèse de doctorat*, Université Blaise Pascal – Clermont II, 204 pages.
- Arsonnet G., Baud J-P, Gambin M.** (2005), Réalisation du forage pour essais pressiométriques par un système de tube fendu auto-foré. *Symposium International 50 ans de pressiomètres*, ISP5-Pressio 2005, LCPC – ENPC, Paris. Vol. 1, pp. 31-45.
- Athanasopoulos G.A., et Pelekis P.C.** (1997), Reliability estimations of an approximate SASW method, *Proc 14th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Hamburg, Vol 1, pp. 445-448.
- Baldi G., et Bellotti R, Ghionna V, Jamiolkowski M, Marchetti S, Pasqualini E.** (1986). Flat Dilatometer Tests in calibration chambers. *Use of in situ tests in geotechnical engineering*, Geotechnical Special Publication, No. 6, Samuel P. Clemence, pp. 431-446.
- Baguelin F., Jezequel J-F., Shields D.** (1978). The pressuremeter, Transtech publications, 618 pages.
- Baguelin F., Jézéquel J.** (1977). Le pénétromètre latéral autoforeur, *Proceedings of 9^{ème} International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Tokyo, Vol. 1, pp. 27-30.
- Baguelin F., Jézéquel J.** (1975). Further insights on the self-boring technique developed in France, *Proceedings, ASCE Specially Conference on In situ measurement of soil properties Rayleigh*, pp. 231-243.
- Baguelin F., Jézéquel J.,** (1973). Le pressiomètre autoforeur, *Suppl. Bull. LPC*, Paris, N°67 p. 9-30, l'ITBTP N° 307-308.
- Barata F.E.** (1995). The use of CPT to evaluate the settlement of shallow foundations on residual soils. *Proceedings of the International Symposium on Cone Penetration Testing, CPT'95*, Linköping, Swenden, Vol. 2, pp. 393-398.
- Benoît J., Atwood M.J., Findlay R.C., Hilliard B.D.** (1995). Evaluation of jetting insertion for the self boring pressuremeter, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 32, pp. 22-39.
- Benoît J., Lutenegger A.J.** (1992). Determining lateral stress in soft clays. *Wroth Symposium*, Oxford, July 1992.
- Benoît J.** (1983). Analysis of self-boring pressuremeter tests in soft clay. *PhD thesis of doctor of philosophy*, Stanford University, 376 pages.
- Blair J.R., Stetson K.P., Benoît J.** (2005). Self-boring pressuremeter and instrumented flat dilatometer testing of the Connecticut valley varved clay. *Symposium International 50 ans de pressiomètres*, ISP5-Pressio 2005, LCPC-ENPC, Paris Vol. 1, pp. 591-600.

- Blondeau F., Mieussens C., Queyroi D., Levillain J-P., Vogien M.** (1977). Instrumentation du remblai expérimental A de Cubzac-les-Ponts. *Proceedings International Symposium on soft clay*, Bangkok, Thaïlande, juillet 1977, pp. 419-435.
- Bishop A.W., Wesley L.D.** (1975). A hydraulic triaxial apparatus for controlled stress path testing. *Géotechnique*, Vol. 25, N° 4, pp. 657-670.
- Bishop A.W. et al.**, (1965). Triaxial tests on soils at elevated cell pressures. *Proceedings of the 6th International Conference on Soil Mechanics*, Vol. 1, pp. 170-174.
- Bjerrum L.** (1967). Engineering geology of Norwegian normally-consolidated clays as related to the settlements of buildings, 7th Rankine Lecture. *Géotechnique*, Vol. 17, N° 2, pp. 81-118.
- Boelle H.R.** (1983). Mesure en régime dynamique des propriétés mécaniques des sols aux faibles déformations. *Thèse de doctorat*, École Centrale de Paris.
- Borel S., Reiffsteck P.** (2006). Caractérisation de la déformabilité des sols au moyen d'essais en place. *Études et recherches des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, GT 81, 132 pages.
- Brignoli E.G.M et al.** (1996). Measurement of shear waves in laboratory specimen by means of piezoelectric transducers. *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 19, N° 4, pp.384-397.
- Burland J.B.** (1989). Ninth Laurits Bjerrum Memorial Lecture: "Small is beautiful" – the stiffness of soils at small strains. *Can. Geotech. Journal*, Vol. 26, pp. 499-516.
- Crook J.H.A., Graham J.** (1976). Geotechnical properties of the Belfast estuarine deposit. *Géotechnique*, Vol. 26, N° 2, pp. 293-315.
- Cunny R.W., Fry Z.B.** (1973). Vibratory in situ and laboratory soil moduli compared. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, ASCE, Vol. 99, N° SM12, pp. 1055-1076.
- Dano C.** (2001). Comportement mécanique des sols injectés. *Thèse de doctorat*, École Centrale de Nantes.
- Duncan J.M., Chang C.Y.** (1970). Nonlinear analysis of stress and strain in soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, ASCE, Vol. 96, pp. 1629-1653.
- Dyvik R., Madshus C.** (1985). Lab measurement of G_{max} using bender elements. *Proceedings Advances in the Art of Testing Soils under cyclic condition*, *Geotechnical Engineering Division*, ASCE, New York, pp.186-196.
- Fahey M., Carter J.P.** (1993). A finite element study of the pressuremeter in sand using a nonlinear elastic plastic model. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 30, pp. 348-362.
- Fahey M.** (1992). Shear modulus of cohesionless soil : variation stress and strain level. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 29, pp. 157-161.
- Fahey M.** (1991). Measuring shear modulus in sand with the self-boring pressuremeter. *Proceedings of 10th European Conference on Soil Mechanics Foundation Engineering (ECSMFE)*, Florence, Italie, Balkema, Rotterdam, Vol. 1, pp. 73-76.
- Ferber V.** (2003a). Présentation des méthodes géophysiques, *Rapport de recherche du LCPC*, 41 pages.
- Ferber V.** (2003b). Site expérimental de Merville (59) – résultats des mesures de cross-hole, down-hole et diagraphies nucléaires, *Rapport de recherche LCPC*, 37 pages.

- Ferber V.** (2003c). Site du BRGM à Orléans. Résultat des mesures de cross-hole, down-hole et diagraphie nucléaire. Conclusions au sujet « applications de la géophysique et des diagraphies », *Rapport de recherche du LCPC*, 24 pages.
- Gambin M., Gomes Correia A., Antao A.** (2002). Validité de la mesure du module dans le domaine des petites aux moyennes déformations par essais de chargement in situ. *Actes du Symposium International PARAM 2002*, Magnan (ed.) 2002, Presses de l'ENPC/LCPC, Paris.
- Graham J., Crooks J.H.A., Lau S.** (1988). Yield envelopes : identification and geometric properties. *Géotechnique*, Vol. 38, N° 1, pp. 125 – 134.
- Graham J., Noonan M.L., Lew K.V.** (1983). Yield states and stress-strain relationships in a natural plastic clay. *Canadian Geotechnique Journal*, Vol 20, mars, pp. 502 – 516.
- Hardin B.O., Drnevich V.P.** (1972). Shear modulus and damping in soils : design equations and curves. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, ASCE, Vol. 98, pp. 667-692.
- Hardin B.O., Music J.** (1965). Apparatus for vibration of soil specimens during the triaxial test. *Instruments and Apparatus for Soil and Rock Mechanics*, ASTM STP 392, American Society for Testing Materials, pp. 55-74.
- Hardin B.O., Richart F.E.** (1963). Elastic wave velocities in granular soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, ASCE, Vol. 89, pp. 33-65.
- Hardin B.O., Drnevich V.E.** (1963). Shear modulus and damping in soils : design equations and curves. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol 98, N° SM7, pp. 667-691.
- Hicher P.Y.** (1985). Comportement des argiles saturées sur divers chemins de sollicitations monotones et cycliques. Application à une modélisation élastoplastique et viscoplastique. *Thèse de doctorat d'Etat*, Université Paris VI.
- Hughes J.M.O ; Worth C.P et Pender M.J** (1975). A comparison of the results of special Pressuremeter Tests with conventional Tests on a deposit of soft clay at Convey island. *Technical Conference, Institution of Engineers*, Australia.
- Jaky J.** (1948). Pressure in soils, *Proceedings of 2nd International Conference on Soils Mechanics and Foundation Engineering*, Rotterdam, Vol.1, pp. 103-107.
- Janbu N.** (1963), Soil compressibility as determined by oedometer and triaxial tests. *Proceedings of European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering (ECSMFE)*, Wiesbaden, Vol. 1, p. 19-25.
- Jardine R.J.** (1995). One perspective of the pre-failure deformation characteristics of some geomaterials. *Pre-failure Deformation of Geomaterials, Shibuya, Mitachi & Miura (eds), Balkema, Rotterdam*. ISBN 90 5410 3999X.
- Jardine R.J.** (1992). Some observation on the kinematic nature of soil stiffness. *Soils and Foundation*, Vol. 32, No.2, pp. 111-124.
- Jézéquel J., Le Méhauté** (1978), Le pressiomètre autoforeur - Projet de mode opératoire, LRPC St Brieuc, 40 pages.
- Jézequel J.** (1972). Procédé de mise en place d'appareils de mesure de l'état du sol, Brevet d'invention N°2.199.777, 5 pages.
- Jézéquel J., Touzé J.** (1970). Sonde foreuse pressiométrique. Brevet d'invention, N°1.596.747, 5 pages.

- Kawaguchi T., Mitachi T., Shibuya S.** (2001). Evaluation of shear wave travel time in laboratory bender element test. *Proceeding of 15th ICSMGE*, Istanbul, Vol. 1, pp.155-158.
- Kondner R.L.** (1963). Hyperbolic stress-strain response : cohesive soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, ASCE, Vol. 89, pp. 115-143.
- Larsson R.** (1977). Basic behaviour of Scandinavian soft clay. *Swedish Geotechnical Institute*, Report N° 4, Linkköping.
- Lepidas I., Magnan J.P.** (1990). Fluage et consolidation des sols argileux : modélisation numérique. *Rapport de recherche LCP n° 157*, 170 pages.
- Lo Presti D.** (1987). Mechanical behaviour of Ticino sand from resonant column tests. *Thèse de doctorat*, École Polytechnique de Turin, Italie.
- Lohani T.N. et al.** (1999). Determination of shear waves velocity in bender element test. *Proceeding of the 2nd International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*, Lisbon, Vol.1, pp. 101-106.
- LRPC de Bordeaux.** (2001). Compte rendu du site expérimental de Cubzac-les-Ponts. remblais sur sols mous F.A.E.R 2.25.43.00, dossier 14.75.B303d, Avr. 2001.
- Lunne T., et al.** (1986). Laboratory and Field Evaluation of Cone Penetrometer. *Use of in situ tests in geotechnical engineering*, Geotechnical Special Publication, No. 6, Samuel P. Clemence, pp. 714-729.
- Magnan J.P., Bertaina G., Khemissa M., Reiffsteck P.** (2001). À propos des indices de fluage déterminés à l'oedomètre, *15th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Istanbul, Balkema, pp. 203-206.
- Magnan J.P., Mieussens C., Soyez B., Vautrain J.** (1985). Essais oedométriques. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris, Méthodes d'essais LPC, n° 13, 83 pages.
- Magnan J.P., Mieussens C., Queyroi D.** (1983). Étude d'un remblai sur sols compressibles : le remblai B du site expérimental de Cubzac-les-Ponts. *Rapport de recherche LCP N° 127*, 100 pages.
- Magnan J.P., Shahanguian S., Josseaume H.** (1982), Étude en laboratoire des états limites d'une argile molle organique. *Revue française de Géotechnique*, N° 20, août 1982, pp. 13-19.
- Magnan J.P., et Mieussens C., Queyroi D.** (1978). Comportement du remblai expérimental B à Cubzac. *Revue française de géotechnique*, N°5, pp. 23-36.
- Marsland A., et Randolph M.F.M.** (1977). Comparisons of the results from pressuremeter tests and large in situ plate tests in London clay, *Geotechnique*, Vol 27, N°2, pp. 217-243.
- Marchetti S.,** (1980). In situ tests by flat dilatometer. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol. 106, N° GT3, pp. 299-321.
- Mayne P.W.,** (2001). Stress-strain-strength-flow parameters from enhanced in situ tests. *Proceedings of International Conference on In situ Measurement of Soils Properties & Case Histories [In situ 2001]*, Bali, Indonesia, May 21-24, pp. 27-48.
- Mayne P.W., Kulhawy F.H.** (1982). Ko – OCR relationships in soil, *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, proceedings of the American Society of Civil Engineers, ASCE, Vol. 108, No. GT6, June 1982. ISSN 0093-6405/82/0006-0851/\$01.00.
- Ménard L.** (1976). Règles relatives à l'exécution des essais pressiométriques, *Sols-Soils*, N° 27, pp. 7-20.

- Ménard L.** (1955). Pressiomètre. Brevet d'invention, N°1.117.983, 3 pages.
- Mesri G., Godlewski R.M.** (1977). Time and compressibility interrelation-ship. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol. 100 (GT8), pp. 889-904.
- Mestat P.** (1993). Lois de comportement des géomatériaux et modélisation par la méthode des éléments finis. *Études et recherches des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, série Géotechnique, ISSN 1157-3910, mars 1993, 193 pages.
- Mieussens C., Magnan J.P.** (1978). Long term behaviour of soft clays under embankments. *Proceedings International Symposium on Geotechnical Engineering of Soft Soils*, Mexico, Vol.1, pp. 279-285.
- Mitchell R.J., Wong P.K.K.** (1975). Yielding and plastic flow of sensitive cemented clay. *Géotechnique*, Vol 25, N° 2, pp. 763 – 783.
- Mouratidis A., Magnan J.P.** (1983). Modèle élastoplastique anisotrope avec écrouissage pour le calcul des ouvrages sur sols compressibles. *Rapport de recherche LCP*, N° 121, 128 pages.
- Nazaret J.P.** (1980). Essai de pénétration – sondeuse PVS – outil pénétrostatique, FAER 1.05.23.9, LRPC Angers, 6 pages et 21 pages d’annexes.
- Newson T.A.** (1997). Modeling the yielding behaviour of natural soft clays, *Proceedings of the Fourteenth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Hamburg, pp. 381-386.
- Nguyen Pham P.T., Reiffsteck P.** (2007). Évolution à long terme de la loi de comportement d’une argile organique sous les remblais d’une autoroute urbaine, *Proceedings of 14th European Conference on Soil Mechanics Foundation Engineering (ECMSFE)*, Madrid.
- Nguyen Pham P.T., Reiffsteck P.** (2005), Évolution de la surface de charge, 23^{ième} Rencontres Universitaires de Génie Civil, Risque et Environnement, session ESSS, actes sur CDRom.
- Nguyen Pham P.T.** (2006). Détermination expérimentale des courbes d’état limites de l’argile de Cubzac-les-Ponts. *Rapport interne du LCPC*, 30 pages.
- Pioline M.** (1985). Comparaison essais de chargement à la plaque – essais pressiométriques FAER 1.05.11.8, LRPC Rouen, 27 pages.
- Piyal M., Magnan J.P.** (1984), Paramètres d’élasticité anisotrope de l’argile molle organique de Cubzac-les-Ponts à l’état surconsolidé. *Rapport de recherche LPC N° 131*, 108 p.
- Reiffsteck P., Nguyen Pham P.T., G. Reverdy.** (2008), Insertion of geophone using self-boring technique. The 3rd International Conference on Site Characterization, April 1-4, 2008, Taipei, Taiwan.
- Reiffsteck P., Reverdy G., Vincelas G., Sagnard N.** (2005). Pressiomètre autoforeur de nouvelle génération – PAF 2000, *Symposium International 50 ans de pressiomètres*, ISP5-Pressio 2005, Vol. 1, pp. 113-126.
- Reiffsteck P. et al.,** (2004). Utilisation du CPS – Test à Cubzac-les-Ponts, *Rapport interne du LCPC*, 13 pages.
- Reiffsteck P.,** (2004). Field evaluation of the LCPC in situ triaxial test, *ISC2 Porto*, Vol 1, pp. 783-786.
- Reiffsteck P.,** (2003). Essai triaxial en place, *Rapport de recherche LCPC*, 80 pages.

- Reiffsteck P.**, (2003b). Remblai sur inclusions rigides de Harfleur, *Rapport interne du LCPC*, 12 pages.
- Reiffsteck P., Borel S.** (2002). Proposition d'une nouvelle technique d'essai en place : l'appareil triaxial in situ, *comptes-rendus du Symposium international Identification et détermination des paramètres des sols et des roches pour les calculs géotechniques PARAM 2002*, Presses de l'ENPC / LCPC, Paris, pp. 295-302.
- Reiffsteck P., et al.** (2002). Cahier des charges du Pressiomètre Autoforeur P.A.F. 2002 – partie 1 : sonde, *Rapport de recherche LCPC*, 69 pages.
- Reiffsteck P.** (2002). Cahier des charges du Pressiomètre Autoforeur P.A.F. 2002 – partie 2 : logiciel, *Rapport de recherche LCPC*, 39 pages.
- Roscoe K.H., Burland J.B.** (1968). On the generalized stress-strain of 'wet' clay. Engineering plasticity, Heyman J., Leckie F.A. (eds), Cambridge University Press, Cambridge, Grande Bretagne, pp. 535-609.
- Robertson P.K., Campanella R.G.** (1983). Interpretation of cone penetration tests. Canadian Geotechnical Journal, Ottawa, Vol. 20, N° 4, novembre, pp. 718-733.
- Roscoe et Schofield A.N., Thurairajah A.** (1963). Yielding of clays in states wetter than critical. *Géotechnique*, Vol. 13, N° 3, pp. 221-240.
- Sanglerat G., Laréal P., Giell J.** (1969). Correlations between in situ penetrometer tests and the compressibility characteristics of soils, *Conférence sur les essais in situ dans les sols et les roches*, 13-16 mai, Londres.
- Schmertmann John H.** (1986). Dilatometer to compute foundation settlement, *Use of in situ tests in geotechnical engineering*, Geotechnical Special Publication, N° 6, pp.303-321.
- Schofield A., Worth P.** (1968). Critical state soil mechanics, McGraw-Hill Publishing Company Limited, 310 pages.
- Shahanguian S.** (1981), Détermination expérimentale des courbes d'état limite de l'argile organique de Cubzac-les-Ponts. *Rapport de recherche LPC, N° 106*, Nov. 1981, 79 pages.
- Sharifipour M.** (2006). Caractérisation des sols par propagation d'ondes. Analyse critique de la technique des bender extender éléments. *Thèse de l'école Centrale de Nantes et l'université de Nantes*.
- Smith P.R., Jardine R.J., Hight D.W.** (1992), The yielding of Bothkennar clay. *Géotechnique*, Vol. 42, N° 2, pp. 257-274.
- Tanaka H., Tanaka M., Iguchi H., Nishida K.** (1994). Shear modulus of soft clay measured by various kind of tests. *Pré-failure deformation of Geomaterials*, Shibuya, Mitachi & Miura (eds), 1994 Balkema, Rotterdam, ISBN 90 5410 3999X.
- Tani K.**, (1999). Proposal of new in-situ test methods to investigate strength and deformation characteristics of rock masses, *Pré-failure deformation of geomaterials*, Turin, Balkema, pp. 357-364.
- Tani K.** (1995). General report : Measurement of shear deformation of geomaterials – Field tests, *Pré-failure Deformation of Geomaterials*, Shibuya, Mitachi & Miura (eds), 1995 Balkema, Rotterdam, ISBN 90 5410 399 X, pp.1115-1135.
- Tavenas F. et Leroueil S.** (1979). Les concepts d'état limite et d'état critique et leurs applications pratiques à l'étude des argiles. *Revue française de géotechnique*, N° 6, fév. 1979, pp. 27-49.

- Tavenas F., Leroueil S.** (1977). Effects of stresses and time on yield of clay. *Proceedings of the 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Tokyo, Vol.1, pp. 319-326.
- Thépot O.** (2004). Prise en compte des caractéristiques en petites déformations des sols dans l'étude du comportement des collecteurs enterrés. *Thèse de doctorat de l'Ecole Nationale de Ponts et Chaussées*, Paris, 267 pages.
- Tokimatsu K., Kuwayama S., Tamura S., Miyadera Y.** (1991), V_s determination from steady state Rayleigh wave method, *Soils and Foundations*, Vol. 31, N° 2, pp. 153-163.
- Vinceslas G.** (2005). PAF2000 - Essais de la trousse coupante. *Rapport 11.J.21.5*, CER Rouen, 31 pages.
- Vinceslas G.** (2003). PAF2000 - Essais de la trousse coupante. *Rapport 11.J.21.3*, CER Rouen, 24 pages.
- Viggiani G., Atkinson J.H.** (1995). Interpretation of Bender Element Tests. *Géotechnique*, Vol. 45, N° 1, pp. 149-154.
- Windle D., Wroth C.P.** (1977). The use of a self-boring pressuremeter to determine the undrained properties of clay, *Ground Engineering*.
- Wroth C.P.** (1982). Expérience britannique du pressiomètre autoforeur, *Symposium sur la pressiométrie et ses applications en mer*, édité par l'IFP et les LPC, pp. 155-175.
- Yasuda N., Nakamura A., Ohta N.** (1994). Deformation characteristics of undisturbed riverbed gravel by in situ freezing sampling method. *Pre-failure Deformation of Geomaterials*, Shibuya, Mitachi & Miura (eds), Balkema, Rotterdam, ISBN 90 5410 399 X.

Annexe A : Choix des dimensions de la sonde du PAF 2000

Étude de l'influence de l'élançement par la méthode des éléments finis

La fiche prototype définit la sonde du PAF 2000 comme étant monocellulaire et de diamètre 80 mm. L'élançement choisi pour le P.A.F. 2000 est donc 6, soit une longueur de 48 cm. Nous allons présenter par la suite quelques éléments de réflexion sur le sujet et justifier notre choix.

Objectif

On se propose ici de discuter à l'aide de la méthode des éléments finis (logiciel CESAR LCPC) l'influence de l'élançement du pressiomètre autoforeur. Le but est de vérifier les conclusions émises par Baguelin et al. (1978, pages 457 à 460) sur la base des résultats de la thèse de Waschkowski (1976). Notre propos n'est pas de faire une étude complète sur la modélisation numérique des essais pressiométrique. À cet effet, le lecteur pourra se référer à l'étude de E. Waschkowski dans le cadre du G.S.C. Fondations ou à celle réalisée plus récemment dans le thème 99.3 (Waschkowski, 1976 ; Mestat, 1999).

La question de l'influence de l'élançement fait l'objet de publications nombreuses et régulières de Laier (1973) à Fawaz (2000). Nous laissons au lecteur le soin de remonter l'écheveau à partir des quelques références que nous citons.

Cette question de l'influence de l'élançement du pressiomètre sur la valeur du module est apparue très tôt. Les premiers outils utilisés pour la résolution de l'équation de l'expansion d'une cavité cylindrique de longueur finie dans un milieu élastique ont été les méthodes analytiques (Hartman et al., 1975). L'équation suivante proposée par Tranter a permis d'avoir une estimation du déplacement du point au bord de la cavité (Tranter, 1946 d'après Hartmann 1974) (Annexe A.Figure 1)

$$u = \frac{4.p.a.(1-\nu^2)}{E.\pi} \int_0^\infty \frac{K_1^2(\alpha) \cdot \sin\left(\frac{c.\alpha}{a}\right) \cdot \cos\left(\frac{z.\alpha}{a}\right)}{\alpha \left[(\alpha^2 + 2.(1-\nu))K_1^2(\alpha) - \alpha^2 K_0^2(\alpha) \right]} d\alpha$$

où :

$\nu = 0,33$ est le coefficient de Poisson,

$a = d/2$ est le rayon de la cavité,

c est la demi longueur,

z est la distance par rapport au plan horizontal passant milieu de la sonde et

$K_0(\alpha)$, $K_1(\alpha)$, sont les fonctions de Bessel de seconde espèce respectivement d'ordre 0 et 1.

Le déplacement calculé a été normalisé par la solution de Bishop pour un chargement infini. La conclusion de ces études a été qu'au-delà d'une valeur de 4, les déplacements dans le tiers central de

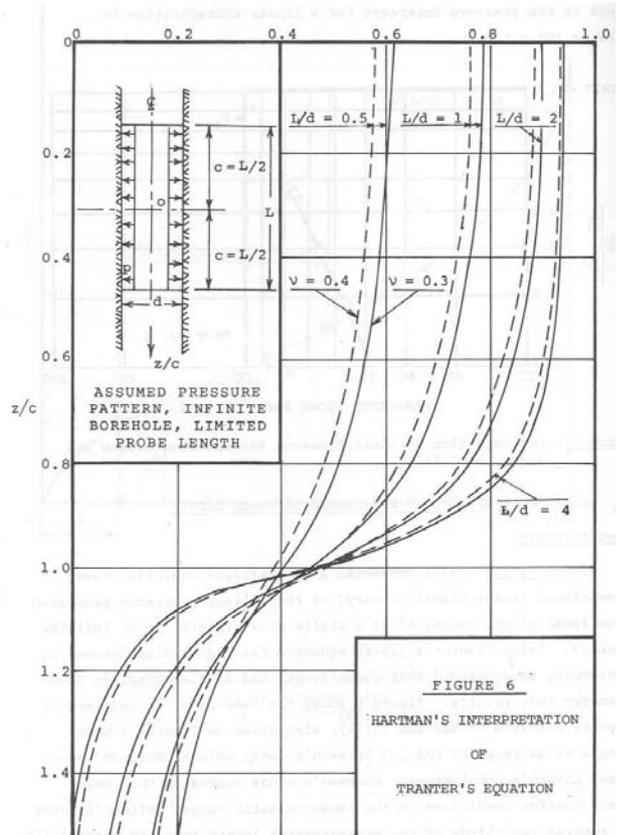


Figure 1. Résultat de l'équation de Tranter (Hartmann, 1974)

la sonde se rapprochent de ceux d'une sonde de longueur infinie et que l'influence de l'élançement sur le module est faible, ce qui est moins vrai pour la pression limite. Des conclusions analogues ont été tirées d'essais en chambre d'étalonnage et de calculs par éléments finis (Laier, 1973 ; Hartmann 1974 ; Waschkowski, 1976).

Nous avons essayé de reprogrammer cette équation sur le logiciel Maple mais nous n'avons pas été capable avec les informations fournies par Hartmann et Laier de calculer cette intégrale.

Modèle

Le calcul présenté ne comporte pas d'éléments spécifiques pour la membrane ni d'interface entre la sonde et le sol. On imagine que le sol est faiblement remanié par la mise en place de la sonde autoforée et ne nécessite donc pas d'être modélisé à proximité de la sonde par une couche mince aux caractéristiques dégradées.

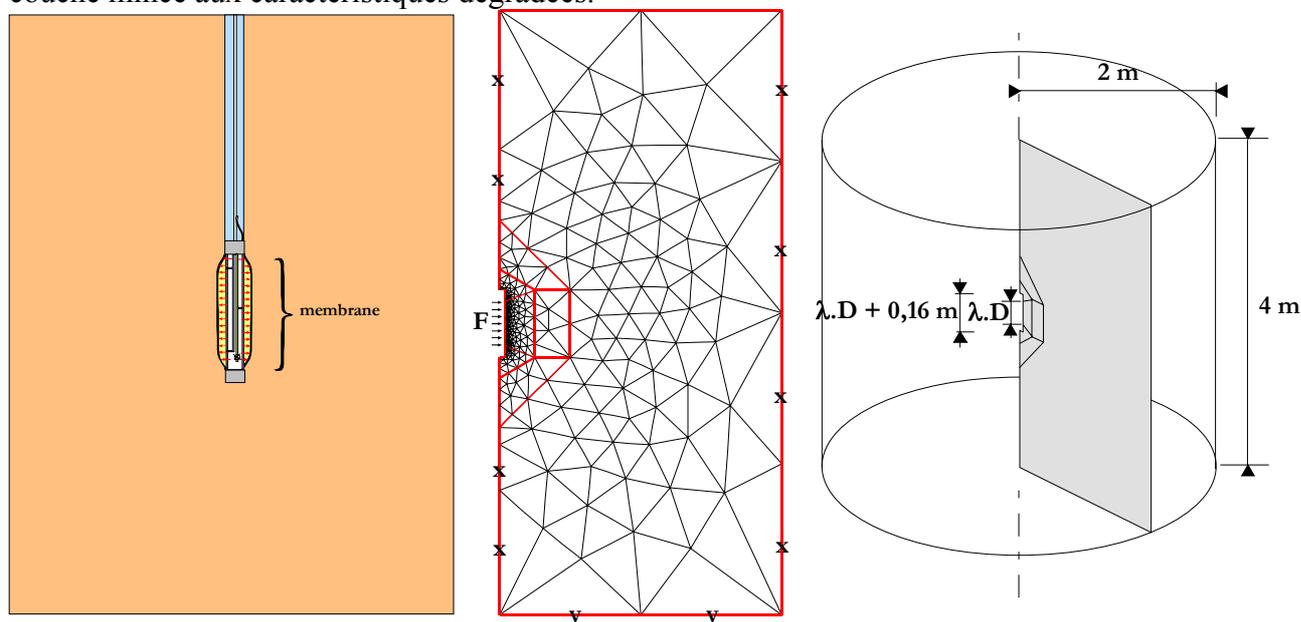


Figure 2. Géométrie du modèle

Le modèle représente un P.A.F. ayant la géométrie du P.A.F.2000, c'est-à-dire un diamètre de 8 cm. Il est inséré dans un massif de 4 m de côté et 4 m de hauteur. Le paramètre qui varie (noté λ sur la figure) est la longueur de la sonde ou pour le modèle la longueur de la zone d'application de la charge surfacique horizontale F . Nous avons considéré trois élançements : 2, 4 et 6, élançements classiques considérés par Waschkowski.

Les maillages utilisés comportent entre 1491 et 1235 nœuds suivant les versions. Les conditions aux limites représentées sur la figure sont un déplacement horizontal nul sur les limites verticales ainsi que sur les parois du P.A.F. sauf au niveau de la membrane et un déplacement vertical nul sur la frontière horizontale inférieure. La résolution est effectuée en axisymétrie.

Contrairement aux calculs de Waschkowski, les simulations présentées ici considèrent le sol comme un matériau élastoplastique dont la plastification obéit au critère de Mohr Coulomb (module MCNL de CESAR). Nous avons adopté pour les différents paramètres les valeurs suivantes : $\gamma=20 \text{ kN/m}^3$; $E=60000 \text{ kPa}$; $\nu=0,33$; $c=20 \text{ kPa}$; $\phi=30$ degrés et $\psi=30$ degrés.

L'état de contraintes initial est géostatique et le coefficient de pression des terres au repos K_0 vaut 0,5.

Nous avons modélisé l'expansion de la sonde par l'application d'une force horizontale. Le chargement appliqué est une contrainte de 700 kPa. On peut estimer à 200 kPa la poussée des terres sur la sonde. Les trois calculs avec les élancements 2, 4 et 6 sont allés au bout des 10 incréments de charge.

Résultats

Nous avons effectué les calculs avec deux types de conditions aux limites :

- le premier empêche les déplacements en u sur les cellules de garde, comme si le sol collait à la sonde (figures 3),
- le second ne donne pas de conditions particulières pour les cellules de garde, le sol peut se décoller (figures 4). C'est ce type de conditions aux limites qui a été utilisé par Waschkowski dans son étude.

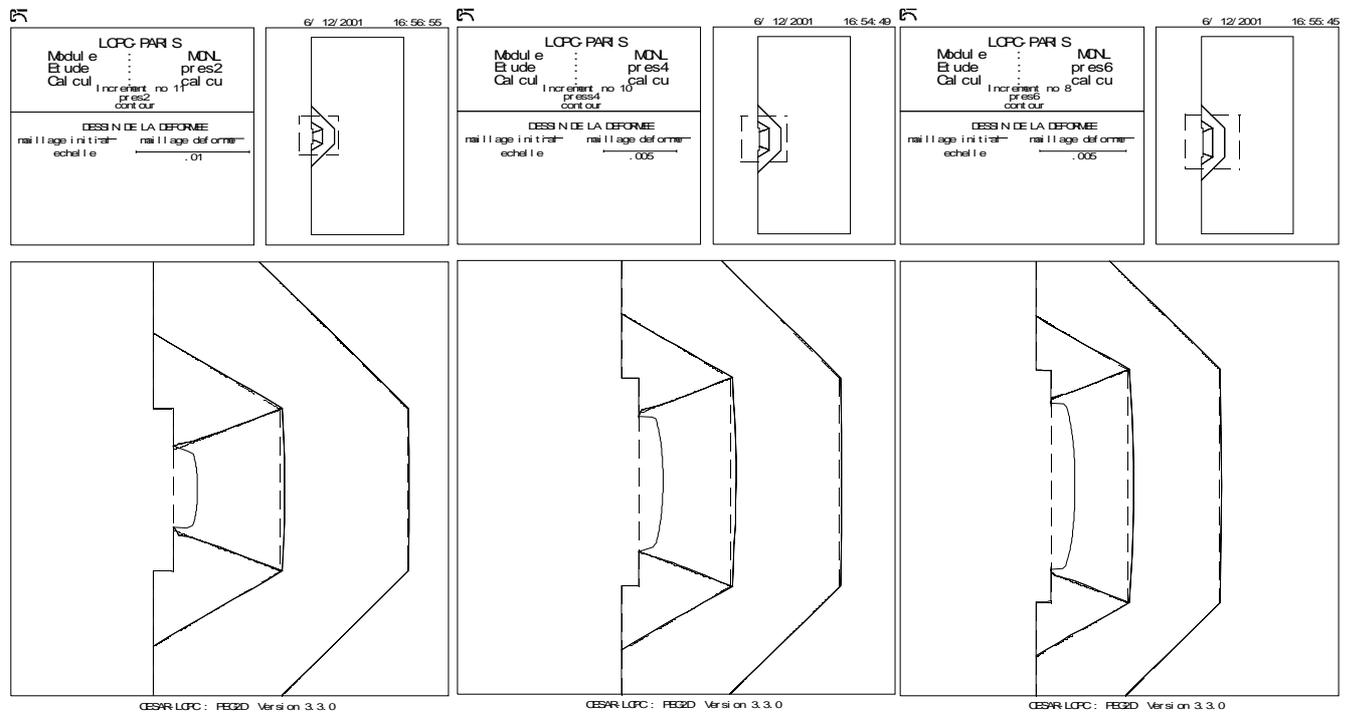


Figure 3. Déformées pour conditions aux limites de type 1

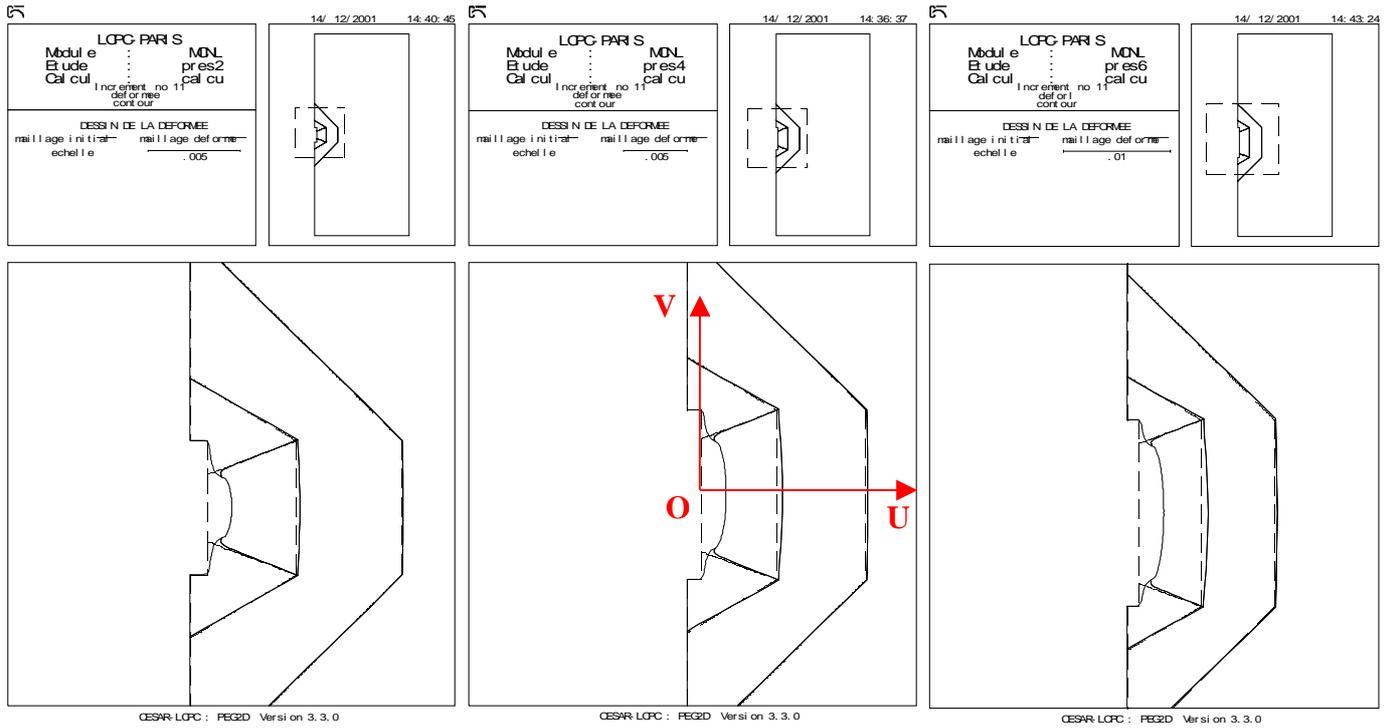


Figure 4. Déformées pour conditions aux limites de type 2

Le déplacement horizontal u de la membrane calculé le long de l'axe OV en fonction de l'élançement est le suivant :

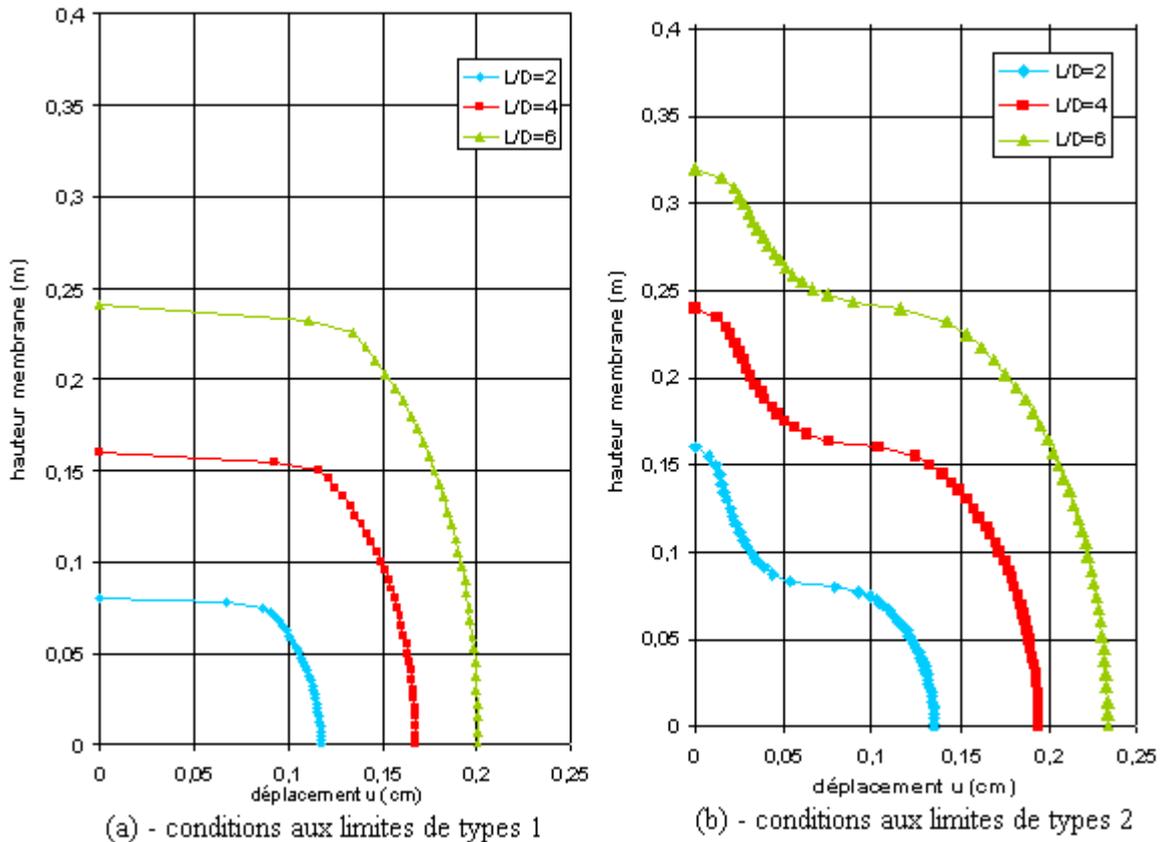


Figure 5. Déformées de la membrane pour différents élançements

Les conditions aux limites influencent les valeurs de déplacement obtenues ainsi que la forme de la déformée aux extrémités de la membrane mais peu la courbure de celle-ci au centre.

Le calcul des rayons de courbure des polynômes du second degré obtenus à l'aide du tableur utilisé permet de comparer les résultats de calcul (tableau 1 et figure 5).

Tableau 1. Rayon de courbure

Conditions aux limites \Rightarrow Élancement \Downarrow	Type 1	Type 2
0	∞	∞
2	0,0572	0,0766
4	0,0263	0,0323
6	0,0157	0,0190
∞	0	0

On constate sur la figure 5 que l'élancement 4 ne se place pas exactement toutes choses égales par ailleurs, au milieu des élancements 2 et 6.

La différence de rayon de courbure liée aux conditions aux limites (collage ou non du sol à la sonde) tend à diminuer avec l'élancement (figure 6).

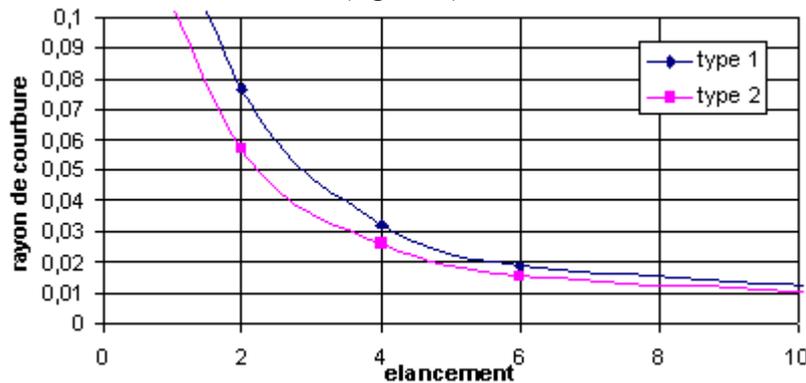


Figure 6 Variation du rayon de courbure avec l'élancement

Les déformées obtenues pour les conditions aux limites de type 2 sont très proches de celles provenant des calculs de Waschowski (voir à droite la figure 8 qui est la figure 21 du rapport de Waschowski, 1976). On retrouve bien l'inflexion de la déformée à la jonction sonde-membrane. Waschowski avait également placé sur ses courbes les résultats de Hartmann.

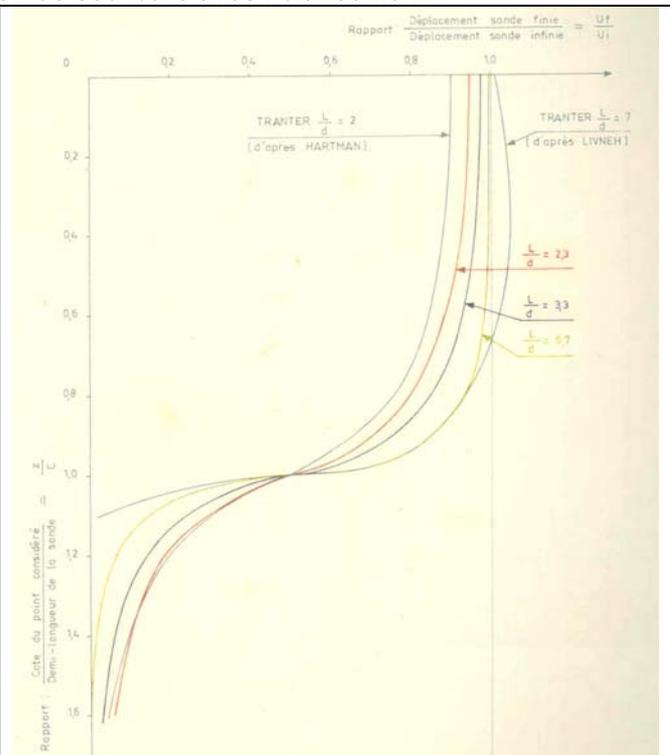


Figure 7. Déformées, d'après Waschowski

Nous allons comparer sur la figure 8 ci-dessous, la propagation du déplacement horizontal sur une coupe médiane OU (voir figure 9) des différentes sondes avec les conditions aux limites de type 2.

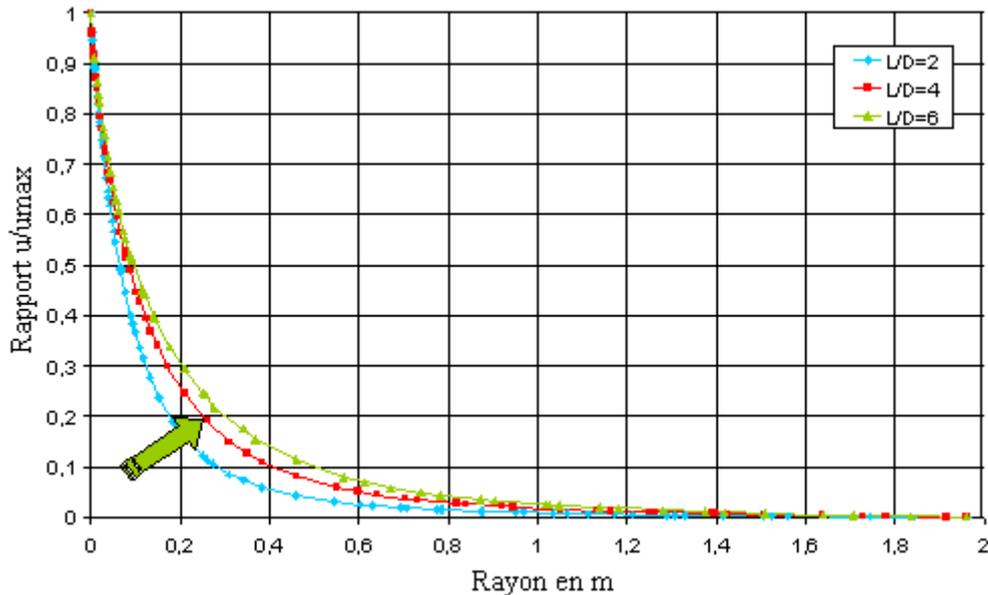


Figure 8. Rapport u/u_{\max} des déformations le long de l'axe OU pour $p_i = 700$ kPa

La propagation du déplacement est plus importante dans le massif avec l'augmentation de l'élanement. Mais l'on voit que la courbe pour l'élanement 4 ne se place pas au milieu de l'élanement 2 et 6.

Nous avons également comparé la variation du déplacement u en fonction des incréments de chargement (figure 9). On voit que le module pressiométrique que l'on obtient en reliant la pression dans la sonde au volume injecté, croît avec la diminution de l'élanement.

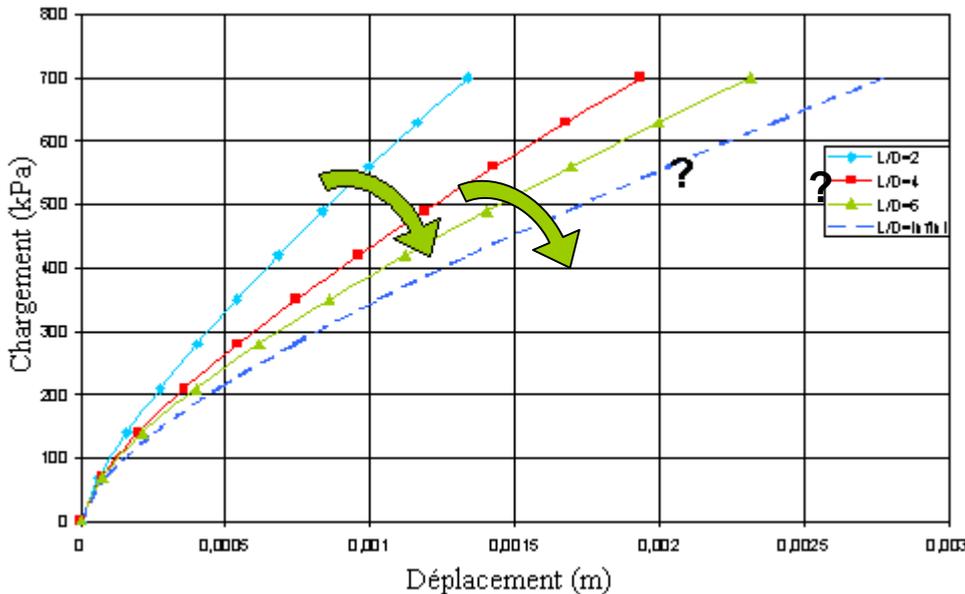


Figure 9. Relation contrainte déplacement

L'importance de l'élanement de 4 à 6 est à relativiser sachant que par rapport à un élanement infini, l'élanement de 6 surestime déjà de 20% le module pressiométrique (Mestat, 1999).

Conclusion

L'étude que nous avons présentée, même si elle n'est que qualitative et paramétrique, permet de conclure que l'utilisation d'une sonde d'élançement 4 utilisé par le PAF76 est un bon compromis mais que l'élançement de 6 est préférable.

- Un grand élançement permet d'obtenir le module de déformation dans des conditions plus en adéquation avec les hypothèses utilisées pour la théorie mais conduit à des difficultés liées à la mise en œuvre (sans jouer sur les longueurs de garde inférieure et supérieure destinées à guider la sonde). Une deuxième limite provient du volume disponible par le CPV.
- Un faible élançement provoque l'ovalisation de la déformée de la membrane ce qui entraîne une surévaluation du module.

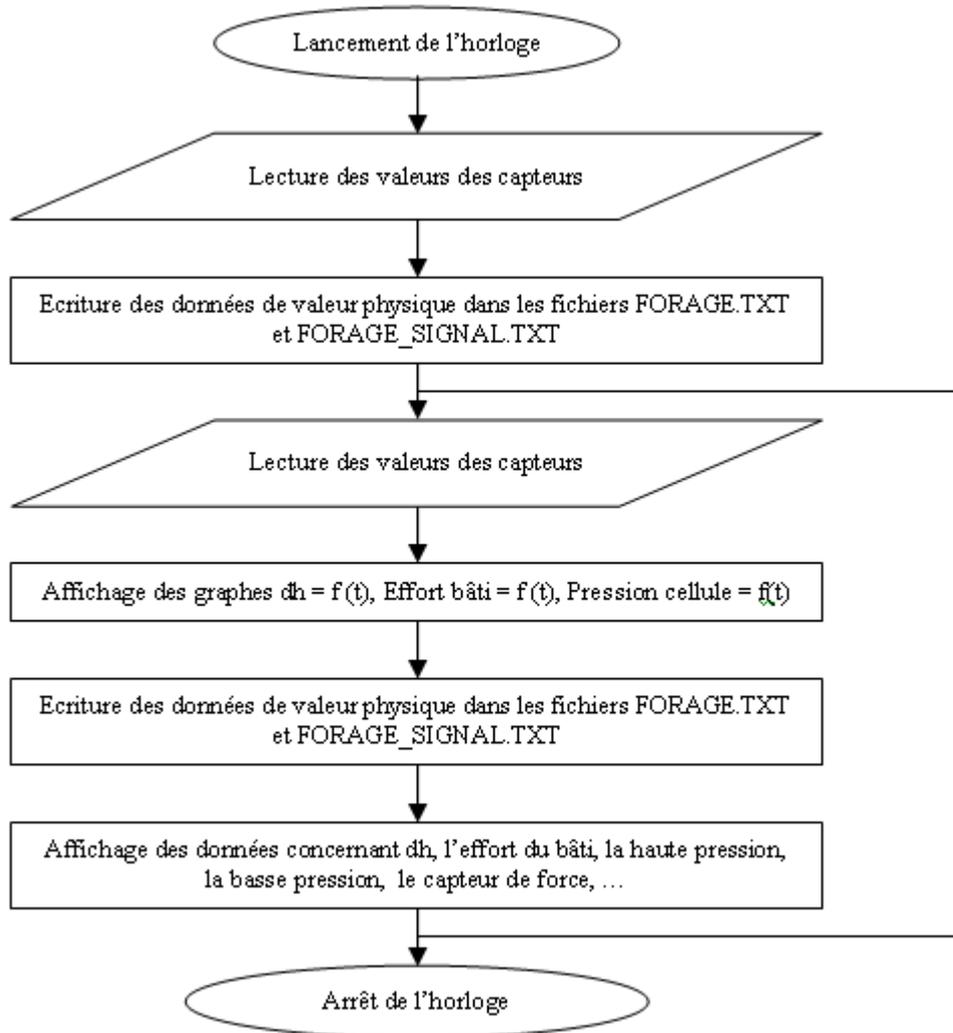
Finalement, on soulignera que les informations fournies par le modèle utilisé n'intégraient pas le comportement non linéaire du module du sol et l'écroutissage, mais ce n'était pas l'objectif de cette étude.

Références consultées

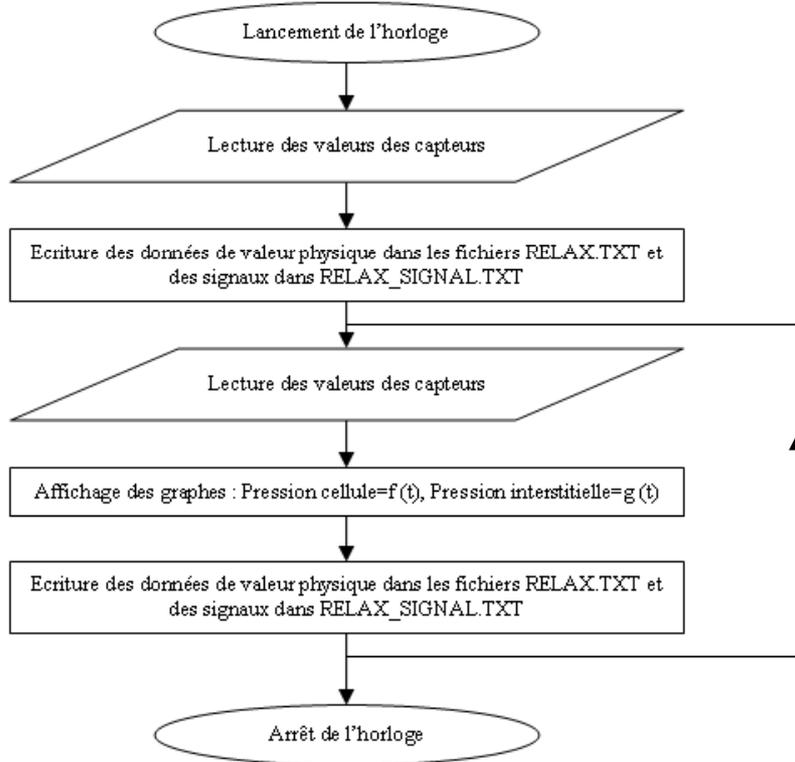
- Fawaz A., Biguenet G. Boulon M. (2000). Déformations d'un sol pulvérulent lors de l'essai pressiométrique, *Revue Française de Géotechnique*, N° 90, pp.3-14.
- Hartman J.P. (1974). Finite element parametric study of vertical strain influence factors and the pressuremeter test to estimate the settlement of footing in sand, PhD dissertation University of Florida, 407 pages.
- Hartman J.P., Schmertmann J.H. (1976). FEM study of elastic phase of pressuremeter test, In situ measurement of soil properties, Raleigh, ASCE Vol. 1, pp. 190-207.
- Laier J.E. (1973). Effect of pressuremeter probe length/diameter ratio and borehole disturbance on pressuremeter tests results in dry sand, , PhD dissertation, University of Florida, 202 pages .
- Laier J.E., Schmertmann J.H., Schaub J.H. (1976). Effect of finite pressuremeter length in dry sand, In situ measurement of soil properties, Raleigh, ASCE Vol. 1, pp. 241-259.
- Mestaz Ph. (1999) Modélisation numérique des essais pressiométriques – Étude bibliographique, GEO 99.3 sujet 1.21.04.9, 22 pages.
- Tranter C.J. (1946). On the elastic distortion of a cylindrical hole by a localised hydrostatic pressure, *Quarterly of Applied Mathematics*, Vol 4, N° 3, pp. 298-302.
- Waschkowski E. (1976). Étude théorique des conditions de l'essai pressiométrique – Corrélation avec le comportement des pieux, GSC fondations , FAER 1.05.29.2, 1.05.02.3 et 1.05.10.6 LRPC Blois, 153 pages.

Annexe B : Organigramme des phases d'essai au pressiomètre autoforeur

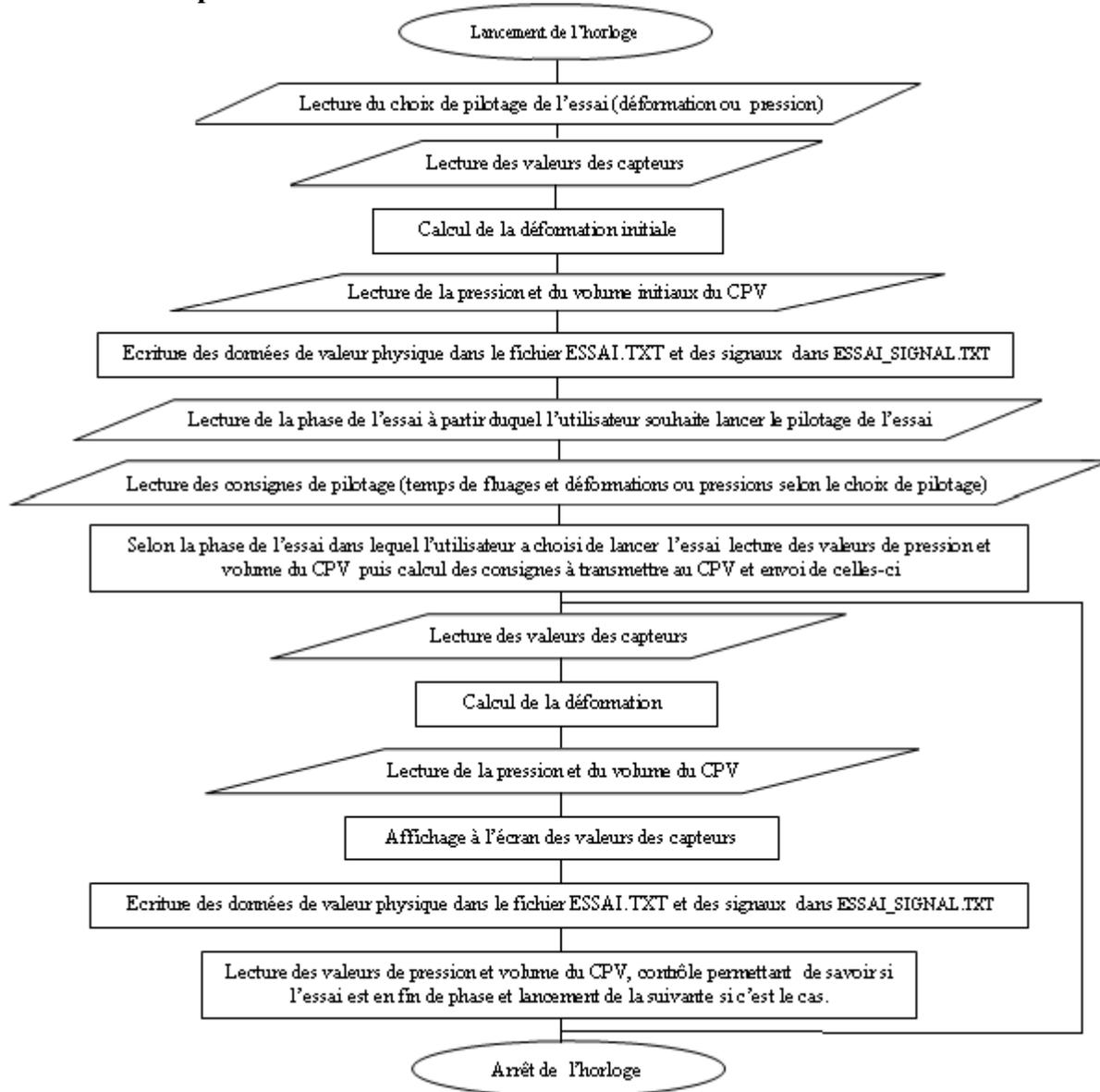
1. Autoforage



2. Relaxation

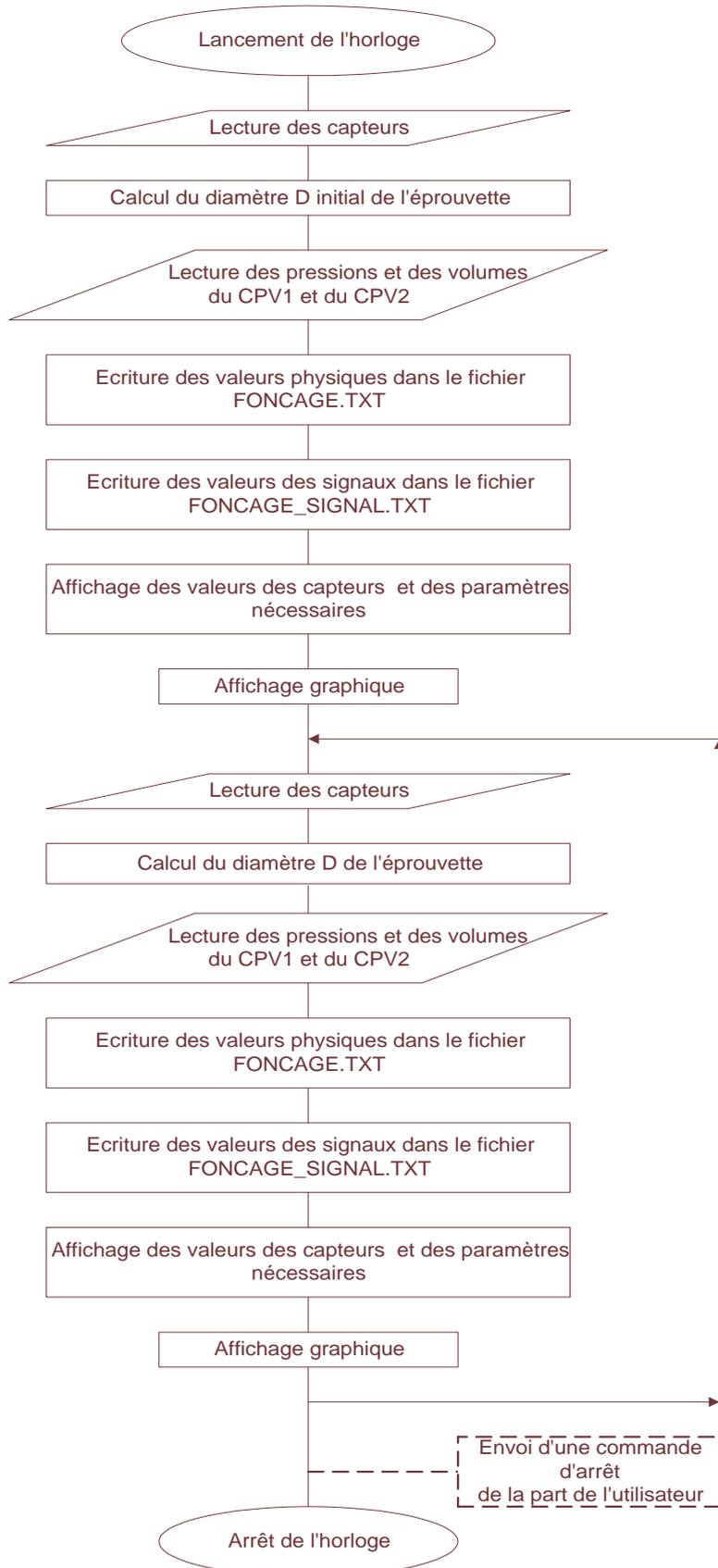


3. Essai d'expansion

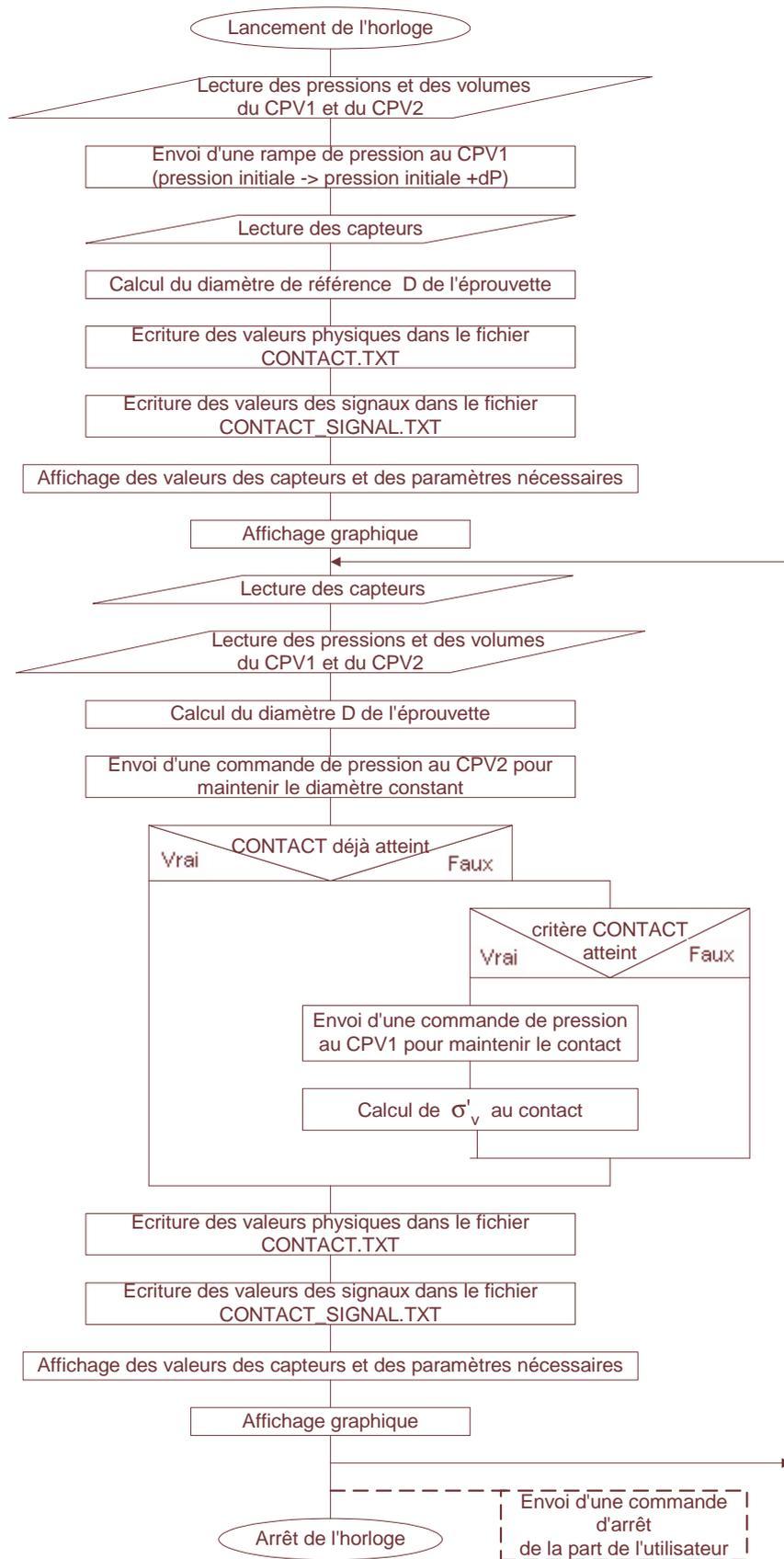


Annexe C : Organigramme des phases d'essai au triaxial *in situ* (TIS)

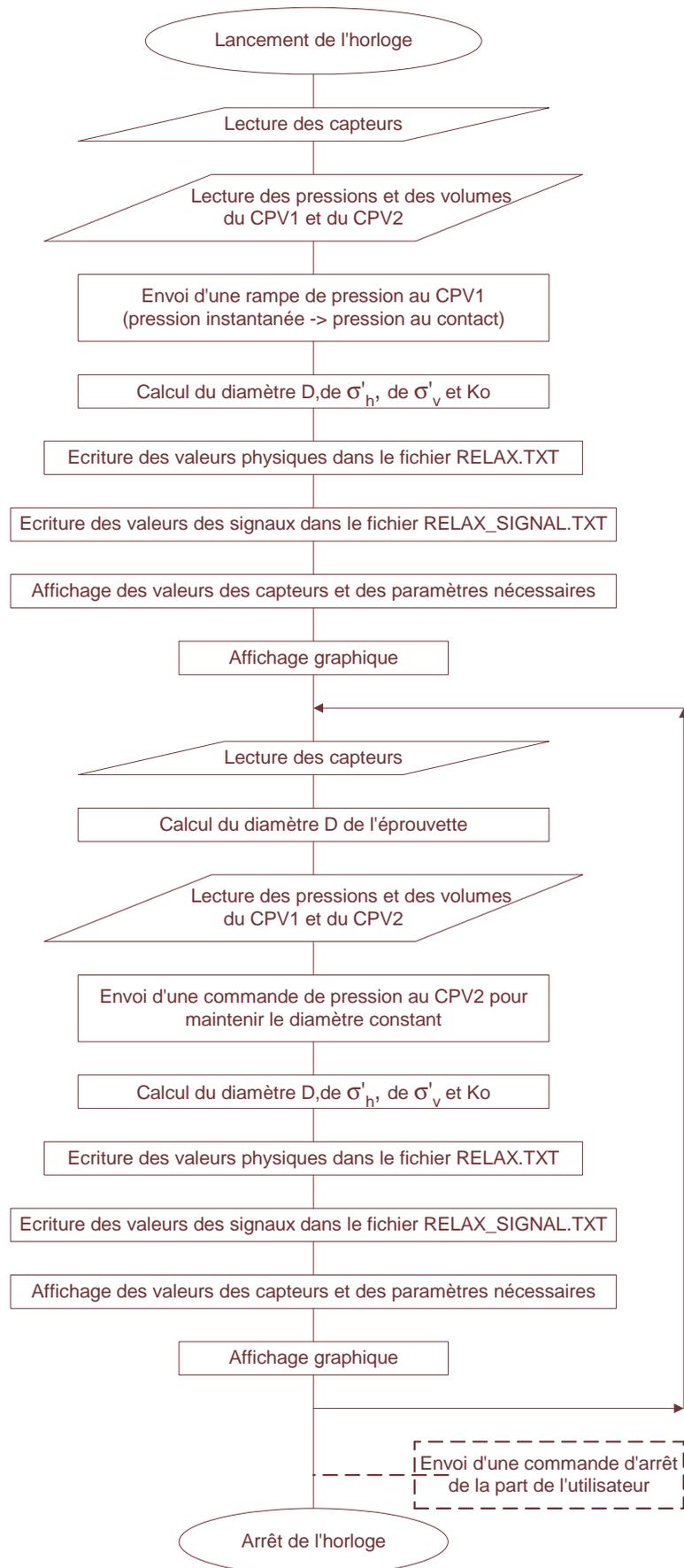
1. Fonçage



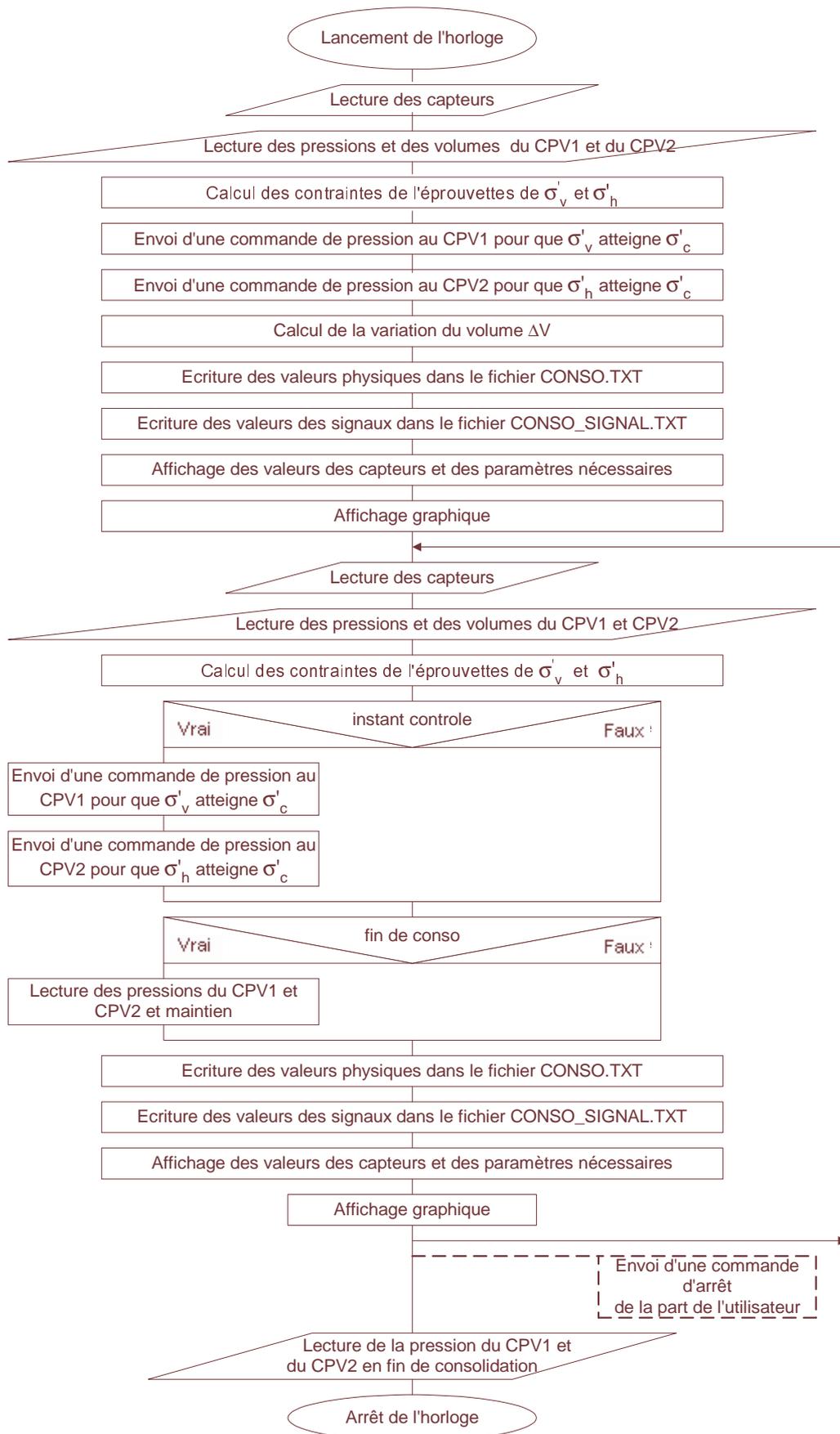
2. Mise en contact



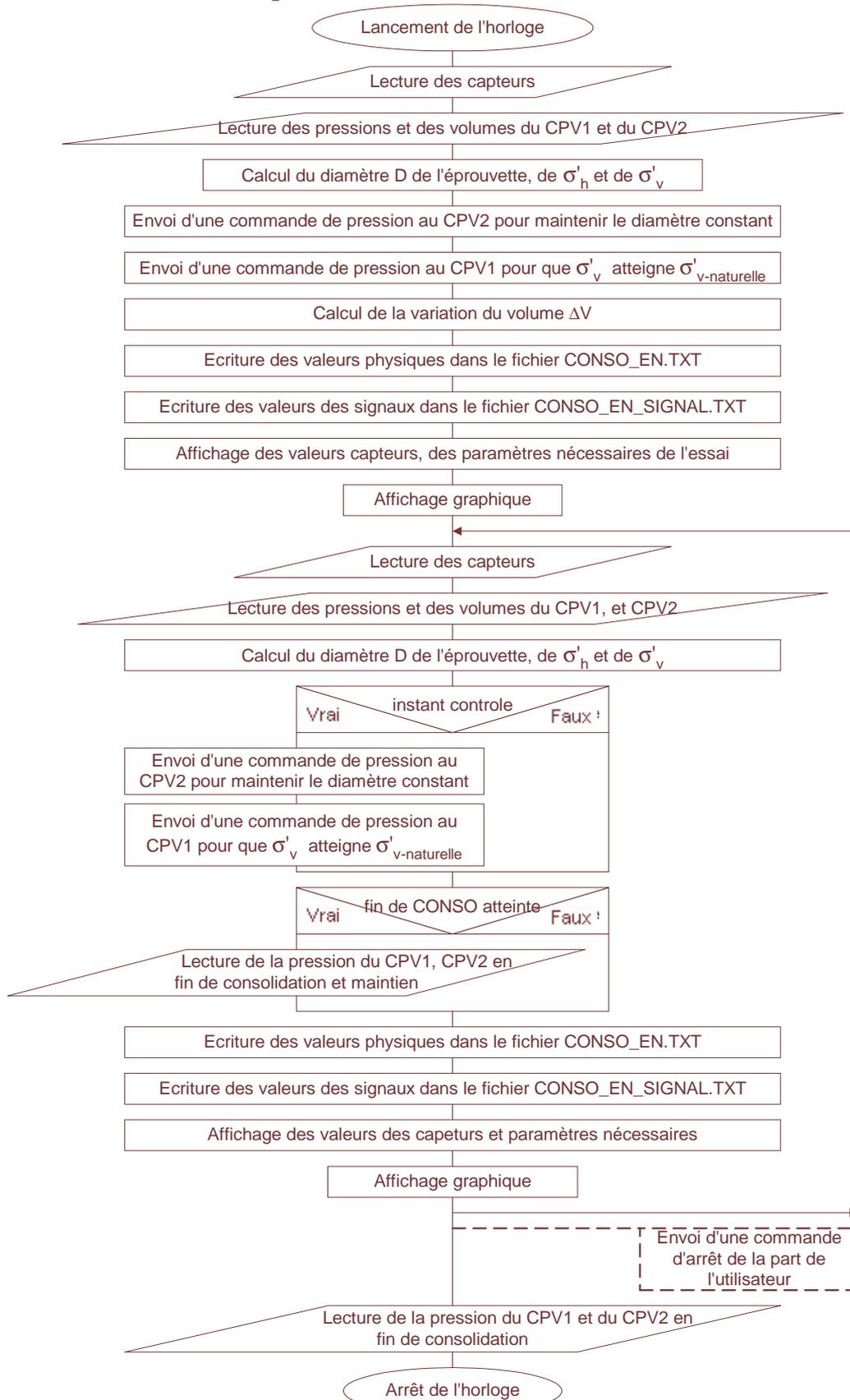
3. Relaxation



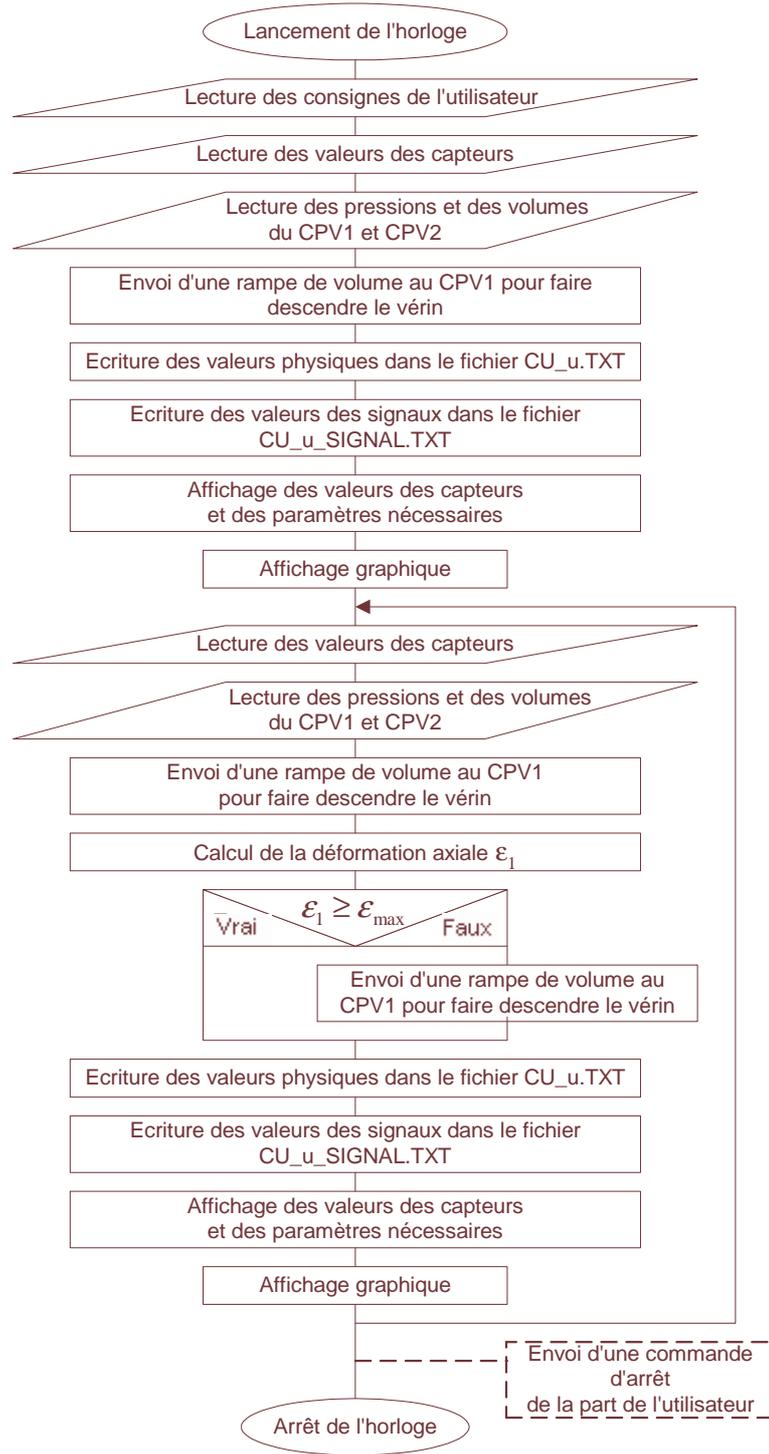
4. Consolidation isotrope

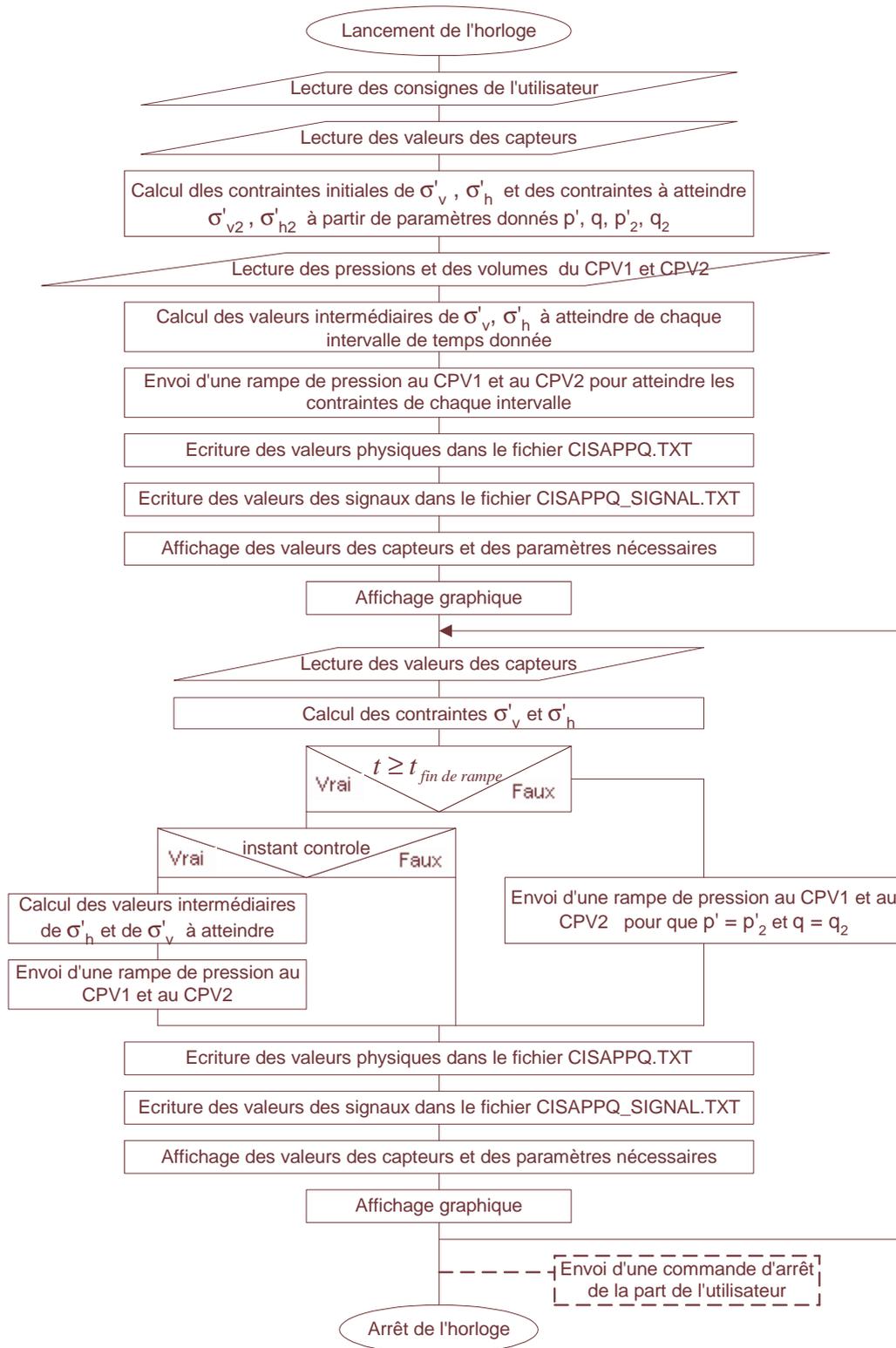


5. Consolidation anisotrope



6. Cisaillement simple



7. Cisaillement du chemin de contraintes p' , q 

8. Cisaillement K_0 