



HAL
open science

Caractérisation de la déformabilité des sols au moyen d'essais en place

Philippe Reiffsteck, Serge Borel

► **To cite this version:**

Philippe Reiffsteck, Serge Borel. Caractérisation de la déformabilité des sols au moyen d'essais en place. Laboratoire central des Ponts et Chaussées, GT81, 2006, Etudes et Recherches des Laboratoires des Ponts et Chaussées, 2-7208-2470-4. hal-04425894

HAL Id: hal-04425894

<https://univ-eiffel.hal.science/hal-04425894>

Submitted on 2 Feb 2024

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.



Laboratoire Central
des Ponts et Chaussées



Géotechnique GT xx

Serge Borel et Philippe Reiffsteck

Caractérisation de la déformabilité des sols au moyen d'essais en place

**ETUDES ET RECHERCHES
DES LABORATOIRES
DES PONTS ET CHAUSSEES**

Laboratoire Central des Ponts et Chaussées

Caractérisation de la déformabilité des sols au moyen d'essais en place

Serge Borel et Philippe Reiffsteck
avec le concours de Yves Canépa et Valéry Ferber

septembre 2003



Laboratoire Central des Ponts et Chaussées
58, bd Lefebvre, F-75732 Paris Cedex 15

Liste des participants aux recherches de l'opération

LCPC	Serge Borel Philippe Reiffsteck Valery Ferber Odile Abraham François Derkx Jean-Claude Szitkar
LREP	Yves Canépa Charles Kreziak
LRPC de Rouen	Michel Pioline Olivier Combarieu
LRPC de Saint Briec	Thierry Dubreucq Nicolas Rouxel
LRPC de Lille	Jacques Deconink
LRPC de Toulouse	Claude Mieussens
LRPC de Strasbourg	Paul Ursat
LRPC de Clermont Ferrand	Pierre Pouget
CECP de Rouen	Daniel Bisson Georges Reverdy
Université Blaise Pascal	Roland Gourves Hakim Arbaoui

Ce document constitue le bilan de l'opération de recherche « Caractérisation de la déformabilité des sols au moyen d'essais en place » qui s'est déroulée au LCPC de 1999 à 2002.

Il est accompagné d'un CD ROM sur lequel les principaux rapports rédigés dans le cadre de l'opération sont disponibles en version électronique.

Pour commander cet ouvrage ...

SOMMAIRE

RÉSUMÉ		1
Chapitre I	INTRODUCTION GÉNÉRALE	
1	PRÉAMBULE	3
2	MOTIVATION DE LA RECHERCHE	4
	2.1 Maîtriser et calculer les déplacements des ouvrages	4
	2.2 Enjeux scientifiques, techniques et économiques	5
3	ÉTAT DES CONNAISSANCES	6
4	ORGANISATION DE LA RECHERCHE	8
	4.1 La pratique des forages et sondages	8
	4.2 Caractérisation de la déformabilité des sols sur deux sites expérimentaux	8
	4.3 Nouveaux appareils et nouvelles procédures d'essai	9
	4.4 Bilan et perspectives	9
5	MOYENS ET PARTENAIRES DE LA RECHERCHE	10
6	PRODUCTIONS DE L'OPÉRATION RELATIVES AU CHAPITRE 1	10
Chapitre II FORAGES ET SONDAGES		
1	PRATIQUE DES FORAGES ET SONDAGES	11
	1.1 Les sondeuses	13
	1.2 L'enregistrement des paramètres de forage	14
	1.3 La qualité des forages et les améliorations proposées	14
2	RECONNAISSANCE EN PLACE DES CORPS DE REMBLAIS ARGILEUX ET DES SOLS NON SATURÉS	16
	2.1 Caractérisation des corps de remblai argileux	16
	2.2 Classification des pathologies des corps de remblai argileux	17
	2.3 Estimation des tassements différés des corps de remblai argileux	18
	2.3.1 Cas d'un remblai construit selon les règles de l'art	20
	2.3.2 Cas d'un remblai comportant une « couche de faibles caractéristiques mécaniques »	23
3	PRODUCTIONS DE L'OPÉRATION RELATIVES AU CHAPITRE 2	24
Chapitre III COMPORTEMENT DE L'ARGILE DES FLANDRES À MERVILLE		
1	PRÉSENTATION DU SITE ET DU PROGRAMME D'ESSAI	25
	1.1 Le contexte géologique et géotechnique	25
	1.2 La reconnaissance existante et le programme d'essai	27
2	DESCRIPTION DE L'ARGILE DES FLANDRES À MERVILLE	28
	2.1 Identification	28
	2.2 Minéralogie	30
	2.3 Microscopie Électronique à Balayage	30
	2.4 Synthèse	31
3	RÉSISTANCE DE L'ARGILE DES FLANDRES À MERVILLE	33
	3.1 Essais de laboratoire	33
	3.1.1 Essais œdométriques	33
	3.1.2 Essais triaxiaux	34
	3.2 Essais en place	37

4	DÉFORMABILITÉ DE L'ARGILE DES FLANDRES À MERVILLE	39
4.1	Comportement en très petites déformations mesuré en place	39
4.1.1	cross-hole	40
4.1.2	down-hole	41
4.1.3	ondes de surface (méthode SASW)	41
4.1.4	sismo-cône	42
4.1.5	masses volumiques et vitesses d'ondes	42
4.1.6	modules en petites déformations	44
4.2	Comportement en très petites déformations mesuré en laboratoire	48
4.2.1	Résultats des essais avec éléments piézoélectriques	48
4.2.2	Évolution des modules avec l'orientation des éprouvettes	51
4.3	Résultats des essais au pressiomètre Ménard et au pressio-pénétrromètre	53
5	ANALYSE DE L'ÉVOLUTION DES MODULES	55
5.1.1	Évolution des modules mesurés en place	56
5.1.2	Évolution des modules mesurés au laboratoire	57
5.1.3	Évolution des modules avec la profondeur de prélèvement	60
6	CONCLUSIONS	61
7	PRODUCTIONS DE L'OPÉRATION RELATIVES AU CHAPITRE 3	62

Chapitre IV COMPORTEMENT DU SABLE DE LOIRE À ORLEANS

1	PRÉSENTATION DU SITE ET DU PROGRAMME D'ESSAI	64
1.1	Le contexte géologique et géotechnique	64
1.2	Le programme d'essai	66
2	PRINCIPAUX RÉSULTATS OBTENUS	67
2.1	Les essais de propagation d'onde	67
2.1.1	Essais cross-hole	67
2.1.2	Essais down-hole	68
2.1.3	Ondes de surface et synthèse des essais de propagation d'ondes	70
2.2	La déformabilité du sable d'Orléans en place	72
2.2.1	Modules en petites déformations	72
2.2.2	Comparaison avec les modules pressiométriques	73
3	CONCLUSIONS	75
4	PRODUCTIONS DE L'OPÉRATION RELATIVES AU CHAPITRE 4	76

Chapitre V NOUVEAUX APPAREILS ET NOUVELLES PROCÉDURES D'ESSAI

1	LE TRIAXIAL EN PLACE	77
1.1	L'appareil triaxial in situ LCPC	77
1.1.1	Principe de l'essai	77
1.1.2	Comparaison avec les appareillages classiques	78
1.1.3	Géométrie de la sonde	79
1.1.4	Architecture de l'appareillage	79
1.1.5	Technique de la mesure	80
1.2	Procédure d'essai	81
1.2.1	Préparation de l'essai	81
1.2.2	Procédure d'essai	82
1.2.3	Procédure de fin d'essai	82
1.3	Analyse des résultats	82
1.4	Conclusions	83

2	LE PRESSIOMÈTRE AUTOFOREUR	85
2.1	Historique du pressiomètre autoforeur	85
2.2	Cahier des charges pour un nouveau pressiomètre autoforeur	89
2.3	Principes généraux	89
2.3.1	Dimensions de la sonde	89
2.3.2	Système d'application de la contrainte radiale	90
2.3.3	Système de mesure des déplacements radiaux	90
2.4	Outil de désagrégation intérieur	90
2.4.1	Les expérimentations du laboratoire de St Brieuc	91
2.4.2	Prototype de buses CECP	92
2.5	Perspectives	93
3	L'ESSAI DE CHARGEMENT DE POINTE AU PÉNÉTROMÈTRE	94
3.1	Présentation de l'essai et première campagne de validation sur site	94
3.1.1	Dispositif et procédure d'essai	95
3.1.2	Résultats des essais réalisés sur les sites expérimentaux	98
3.2	Validation de l'essai en laboratoire	101
3.3	Perspectives	107
4	L'ESSAI PRESSIOMÉTRIQUE CYCLIQUE	108
4.1	Travaux réalisés et résultats obtenus	108
5	PRODUCTIONS DE L'OPÉRATION RELATIVES AU CHAPITRE 5	108
	BILAN ET PERSPECTIVES	110

RÉSUMÉ

Caractérisation de la déformabilité des sols au moyen d'essais en place

Serge BOREL et Philippe REIFFSTECK

Collection « Études et recherches des laboratoires des Ponts et Chaussées » GTxx, yyy pages

Première partie	Forages et sondages
Deuxième partie	Comportement de l'argile des Flandres à Merville
Troisième partie	Comportement du sable de Loire à Orléans
Quatrième partie	Nouveaux appareils et nouvelles procédures d'essai

Ce rapport traite de la caractérisation de la déformabilité des sols au moyen d'essais en place, et de la nécessité de définir des méthodes fiables pour la détermination des paramètres de calcul des déformations des sols et des ouvrages géotechniques.

Dans la première partie, on examine la pratique des forages et sondages qui sont le premier contact avec le sol dans une étude géotechnique. On décrit l'évolution des techniques et la place assez large de l'électronique pour l'enregistrement des paramètres de forage (pressions, vitesses, couples, débits), et l'exploitation que l'on peut en faire.

Dans la deuxième partie, consacrée au site de Merville, on examine les paramètres issus de différentes techniques d'essais en place. Ces techniques englobent les appareils classiques (pressiomètre, pressiomètre autoforeur, pénétromètre statique, piézocône), les mesures de différents paramètres lors de l'exécution des sondages ainsi que les mesures de diagraphies réalisées dans les trous de forage et les investigations géophysiques.

Dans la troisième partie, consacrée au site d'Orléans, on présente la mise en œuvre des différentes techniques expérimentales de caractérisation en place de la déformabilité des sols, utilisées à Merville pour étudier un site de sable de Loire.

Dans la quatrième partie, on traite du développement de différents appareils d'essais innovants destinés à fournir une information plus riche au niveau des petites déformations. On décrit le développement et les solutions techniques adoptées pendant l'étude d'un prototype d'appareil triaxial en place et l'étude consacrée à une mise à niveau du pressiomètre autoforeur. La mise au point dans le cadre d'une coopération avec l'université de Clermont Ferrand d'un essai de chargement de pointe pénétrométrique est également présentée.

Ce rapport est accompagné d'un CD-ROM contenant, les principales productions écrites de ce programme de recherche : communications, articles, rapport de recherche, résultats d'essai.

ABSTRACT

Characterization of the deformability of soils by means of field tests

Serge BOREL and Philippe REIFFSTECK

Series " Études et recherches des laboratoires des Ponts et Chaussées " GTxx, yyy pages

First part	Drillings and surveys
Second part	Behaviour of the Flanders clay in Merville
Third part	Behaviour of a Loire sand in Orléans
Fourth part	New apparatuses and new test procedures

This report deals with the characterization of the deformability of soils by means of in situ testing, and with the need for defining reliable methods for the determination of the calculation parameters of soils and geotechnical works deformability.

In the first part, one examines the practice of drillings and surveys, which are, in a project, the first contact with the ground. One describes the technological developments and the broad place of electronics for the recording of drilling parameters (pressures, speeds, torque, flows), and the exploitation that can be made of these data.

In the second part, devoted to a site located in Merville, one examines the parameters resulting from various in situ testing techniques. These techniques include the classical testing methods (pressuremeter, selfboring pressuremeter, CPT, CPTU), measurements of various parameters during drilling as well as the logging carried out in the boreholes and the geophysical investigations.

In the third part, devoted to a site located in Orleans, one presents the use of these various experimental in situ characterization techniques of soils deformability, already used in Merville, to study a sand of the Loire valley.

In the fourth part, one treats of the development of innovating testing devices intended to provide richer information to the small deformation level. One describes the development and the technical solutions adopted during the study of a prototype of an in situ triaxial apparatus and the study devoted to a new selfboring pressuremeter. A co-operation with Clermont Ferrand University has conducted to the development of a loading test on a penetrometer cone.

A CD-ROM enclosed in this report contains the principal written productions of the research program: communications, articles, research report, test results.

Chapitre I

INTRODUCTION GÉNÉRALE

1 Préambule

La construction de remblais de grande hauteur pour la ligne TGV Méditerranée dans le sud de la vallée du Rhône a nécessité des études approfondies pour justifier que le tassement des plates-formes ferroviaires serait compatible avec des valeurs acceptables pour les trains à grande vitesse. En particulier, dans une zone où la ligne est fondée sur les marnes du Plaisancien et où les remblais atteignent 10 à 20 m de hauteur sur plusieurs kilomètres, l'étude préliminaire avait conclu à des tassements excessifs nécessitant des mesures particulières pour renforcer le sol et accélérer sa consolidation.

Afin de valider et d'optimiser le projet, des remblais expérimentaux ont été construits sur une zone témoin et sur deux zones préalablement pourvues de drains de sable disposés suivant différents maillages (Magnan et al¹, 1998).

L'observation des remblais expérimentaux a finalement conclu à la possibilité de fonder la ligne sans traitement du sol, tout en démontrant que les drains ne modifiaient pas de façon significative les tassements observés.

Les économies réalisées en supprimant le traitement du sol compensent largement le coût des remblais expérimentaux. On peut toutefois s'interroger sur le choix des paramètres qui avaient conduit à une forte surestimation des tassements.

Les tassements calculés à partir de résultats d'essais pressiométriques et d'essais de laboratoire classiques n'avaient pas pris en compte de façon suffisamment précise le comportement non linéaire de la marne.

¹ **Magnan J.P., Bescond B., Serratrice J.-F. (1998)** Déformabilité d'une marne chargée par des remblais, *comptes-rendus 2^{ème} Symposium international sur les sols indurés et roches tendres, Naples, vol 2, pp 659-667.*

En particulier, l'instrumentation des remblais et la campagne d'essais complémentaire devait révéler que les tassements étaient principalement concentrés dans une couche de sable de surface. Les déformations effectivement mesurées dans la marne par les extensomètres installés sous les remblais étaient de l'ordre de 10^{-3} . Les modules de déformation de la Marne, compris entre 50 et 500 MPa selon la profondeur sous le remblai, étaient intermédiaires entre les modules en très petites déformations mesurés par des essais géophysiques et les modules mesurés lors de la reconnaissance géotechnique initiale, le rapport entre les modules d'origines géophysique et géotechnique étant de 25 à 50.

L'opération de recherche dont le bilan est présenté dans ce rapport est étroitement liée aux difficultés rencontrées lors d'un projet comme celui du remblai TGV sur les marnes du Plaisancien et dans d'autres situations similaires. Il s'agit d'améliorer la détermination des paramètres de calcul des déformations des sols et des ouvrages géotechniques, afin d'être en mesure de choisir de façon fiable des modules dans une gamme très étendue, typiquement de 1 à 50.

2 Motivation de la recherche

2.1 Maîtriser et calculer les déplacements des ouvrages

La maîtrise des déformations des sols et des ouvrages et de leurs interactions joue un rôle croissant dans les études géotechniques, notamment en site urbain. Cette maîtrise suppose une estimation fiable et pertinente des caractéristiques de déformabilité des sols. Les méthodes couramment utilisées mettent l'accent sur la stabilité des ouvrages et 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 d'améliorer les méthodes de mesure de la déformabilité des sols, qui conditionnent les résultats de ces calculs.

Les paramètres mécaniques des sols peuvent être déterminés en laboratoire, sur des éprouvettes prélevées sur le terrain ou directement en place, au moyen d'essais d'expansion ou de pénétration. 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. Il en résulte des incertitudes importantes (un ou plusieurs ordres de grandeur) sur la valeur des modules de déformation tirés des essais de laboratoire ;
- 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.

Pour progresser dans l'estimation de la déformabilité des sols, il semble judicieux d'approfondir la voie des essais en place, d'autant plus que ces essais occupent actuellement une place prépondérante dans les études géotechniques courantes. C'est

cette approche qu'a privilégiée l'opération de recherche sur la « caractérisation de la déformabilité des sols au moyen d'essais en place » qui s'est déroulée de 1999 à 2002.

La recherche avait pour objectif principal d'améliorer les méthodes de détermination des paramètres de calcul des déformations des sols et des ouvrages géotechniques.

2.2 Enjeux scientifiques, techniques et économiques

L'ingénieur géotechnicien est aujourd'hui confronté à des problèmes difficiles d'interaction entre ouvrages, notamment en milieu urbain où l'on effectue des travaux complexes à proximité d'ouvrages existants. Le calcul aux éléments finis permet d'aborder ces problèmes, mais sa mise en œuvre pratique reste freinée par le manque de fiabilité dans la détermination des paramètres de sol. Il s'agit souvent de choisir un module de déformation entre un ou plusieurs ordres de grandeur. Or, les déplacements des structures et les interactions entre ouvrages sont directement liées à la déformabilité. Il s'agit donc de donner à l'ingénieur des éléments lui permettant de mieux choisir ces paramètres.

Le progrès des méthodes de calcul des déformations des sols et des ouvrages est aussi indispensable pour l'application des règles de justification prévues dans les nouvelles normes européennes de calcul des ouvrages géotechniques (Eurocode 7 notamment), qui font une large place à la maîtrise des déplacements (calculs aux états limites de service).

Les développements récents du génie civil et urbain créent de multiples problèmes d'interaction entre structures et sols, à l'occasion de la construction de grands ouvrages dans les villes et leur sous-sol. 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 à de faibles niveaux de déformations.

Concernant les aspects économiques, on peut rappeler qu'il existe de nombreux exemples de travaux de construction qui ont provoqué des désordres dans le bâti existant : fissuration des bâtiments à proximité de grandes fouilles, effets du creusement de nouvelles lignes de tunnels sur des quartiers entiers de grandes villes... Ces désordres urbains sont difficiles à chiffrer mais ils témoignent de l'importance des déformations des sols dans la pratique. Le développement des procédures judiciaires dans notre société fera croître la liste des désordres attribués à la construction, avec d'autant plus de facilité qu'il n'existe à l'heure actuelle pratiquement pas de moyens de justifier que les déformations du sol ne peuvent être en cause. Un progrès dans l'estimation de la déformabilité des sols devrait là aussi faciliter l'arbitrage de tels conflits.

L'amélioration des calculs du comportement des ouvrages a un second effet attendu : les structures sont souvent surdimensionnées parce que l'on a une connaissance imparfaite des déformations et des efforts qu'elles ont à supporter. Les modules de déformabilité des sols contribuent largement à cette incertitude. Une connaissance plus précise de ces modules devrait faciliter l'optimisation du dimensionnement des ouvrages.

3 *État des connaissances*

Au cours des quinze dernières années, l'étude de la déformation des géomatériaux est devenu un sujet de recherche très actif dans le monde, et notamment depuis le 10^{ème} Congrès Européen de Mécanique des Sols et Fondations (1991) dont le thème était la déformation du sol et le déplacement des structures. Parmi les conférences internationales consacrées à ce thème, on peut citer les conférences sur le comportement des géomatériaux avant la rupture (Sapporo, Japon en 1994 ; Turin, Italie en 1999 et Lyon, France en 2003), sur la caractérisation géotechnique des sites (Atlanta, États-Unis en 1998). On peut également retenir les rapports généraux de Atkinson et Sällfors² (1991) et Tatsuoka et al³ (1997), qui présentent l'état de l'art dans ce domaine.

Si de nombreux résultats ont été obtenus (meilleure connaissance du comportement expérimental des sols, développement d'appareillages d'essai innovants, améliorations des techniques de calcul numérique, etc.), il semble pourtant que la pratique des ingénieurs ait peu bénéficié des développements scientifiques dans la connaissance de la déformabilité des sols.

Or le comportement des sols est essentiellement non linéaire dans le domaine de contraintes rencontré par l'ingénieur.

La figure 1 présente un schéma, désormais classique, de l'évolution du module des sols avec la déformation. À l'exception des matériaux très déformables, comme les argiles molles et les sables lâches, les déformations qui se développent dans les sols dépassent rarement 5.10^{-3} , valeur inférieure à ce qui peut être mesuré par les essais conventionnels de mécanique des sols, tant en laboratoire que sur le terrain.

Pour caractériser complètement la déformabilité des sols, il est nécessaire en pratique d'associer différents moyens de mesure, suivant les plages de déformation qui sont visées.

² **Atkinson J.H., Sällfors G. (1991)** Experimental determination of stress strain time characteristics in laboratory and in situ tests, 10^{ème} Conférence Européenne de Mécanique des Sols et Fondations, Florence.

³ **Tatsuoka F., Jardine R.J., Lo Presti D., Di Benedetto H., Kodata T. (1997)** Characterising the pre-failure deformation properties of geomaterials, 14^{ème} Conférence Internationale de Mécanique des Sols et Fondations, Hambourg.

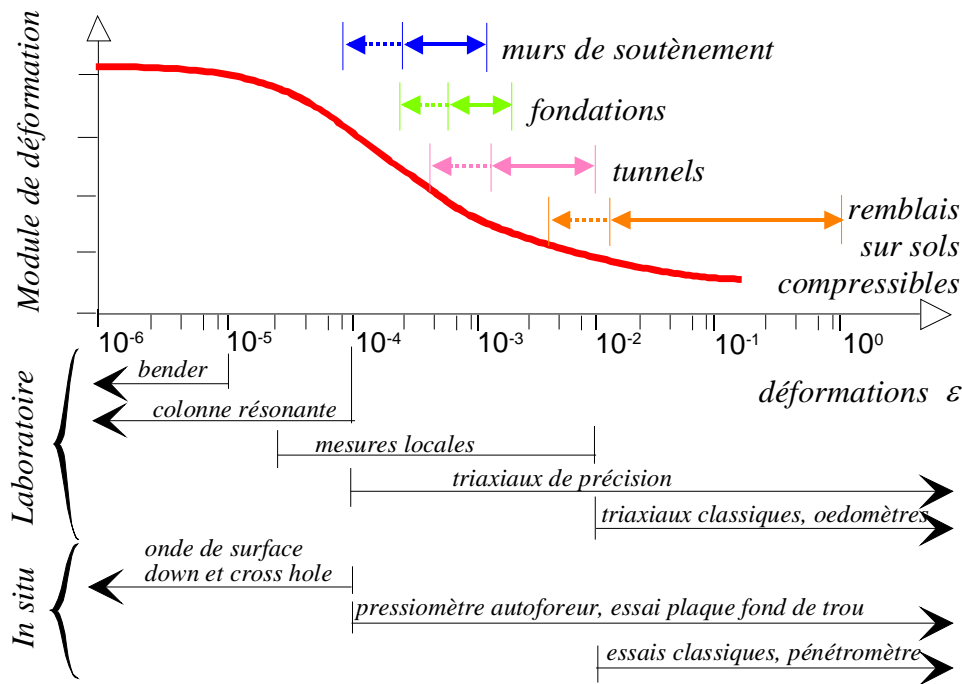


Figure 1 Non-linéarité du module de déformation des sols

Dans le cadre de l'opération, les performances des essais et les développements récents dans la caractérisation de la déformabilité des sols au moyen d'essais en place ont été plus particulièrement étudiés et deux documents de synthèse bibliographique ont été rédigés.

Le premier (Ferber, 2003) aborde les performances relatives des méthodes géophysiques dans la caractérisation de la déformabilité des sols. Ces méthodes, basées sur la propagation des ondes, caractérisent la déformabilité des sols en très petites déformations.

Le second (Reiffsteck, 2002) décrit les nouvelles technologies utilisées dans le domaine de la mesure, de l'acquisition de données et de l'informatique qui ont permis de multiplier les observations au cours d'un essai. Pour autant, la profusion des capteurs, des informations enregistrées et la sophistication des lois de comportement issues de la recherche restent éloignées de la pratique de l'ingénieur, qui utilise des modèles simples et robustes ayant démontré leur capacité à appréhender le comportement réel des ouvrages.

4 Organisation de la recherche

L'opération de recherche a comporté 3 thèmes principaux qui seront successivement abordés dans ce rapport :

- la pratique des forages et des sondages ;
- la caractérisation de la déformabilité sur deux sites expérimentaux, l'un constitué d'argile des Flandres à Merville, et l'autre de sable dense à Orléans-la-Source ;
- le développement de nouveaux appareillages et de nouvelles procédures d'essais.

4.1 La pratique des forages et sondages

Les forages et sondages sont le premier contact avec le sol dans une étude géotechnique. Il est indispensable de les réaliser avec soin, en les adaptant à la nature des terrains, et de les exploiter au maximum. Les techniques ont évolué depuis une dizaine d'années, en laissant une place assez large à l'électronique pour l'enregistrement des paramètres de forage (pressions, vitesses, couples, débits), dont l'exploitation reste très limitée. D'autre part, la conduite de la sondeuse par son opérateur conserve une forte influence sur le résultat, dont l'importance est mal appréciée.

Dans ce chapitre, on présente les principaux éléments issus d'une enquête sur les bonnes et mauvaises pratiques des forages et sondages réalisée auprès des équipes de sondages des Laboratoires Régionaux des Ponts et Chaussées (LRPC).

On aborde le cas particulier de la reconnaissance en place des corps de remblais argileux et des sols non saturés avec notamment les méthodes de calcul des déformations différées des corps de remblais et la détermination des paramètres nécessaires à ces calculs.

4.2 Caractérisation de la déformabilité des sols sur deux sites expérimentaux

Une part importante des moyens de l'opération a été consacrée à la réalisation d'essais géophysiques et géotechniques sur deux sites expérimentaux. Outre la caractérisation de la déformabilité des sols au moyen d'un large panel d'essai classiques ou innovants, il s'agissait à chaque fois d'analyser et de critiquer les procédures suivies depuis la réalisation des essais jusqu'à l'interprétation et la détermination de paramètres de calcul pour les ouvrages.

Le site de Merville est constitué d'argile des Flandres rencontrée jusqu'à 42 m de profondeur sous une couche de limon de surface. En complément d'une reconnaissance classique existante (pressiomètre Ménard, pénétromètre statique et SPT), on a réalisé de nombreux essais non conventionnels : pressio-pénétromètre, sismo-cône, pressiomètre autoforeur, cross-hole, down-hole, ondes de surface, diagraphies nucléaires, pénétromètre dynamique léger PANDA avec chargement de la pointe, etc. Cette campagne d'essais in situ est complétée par un panel complet d'essais de laboratoire.

Le site d'Orléans-la-Source, situé dans l'enceinte du BRGM, est constitué de sable dense sur 9 m de profondeur surmontant une couche de craie marneuse. La reconnaissance classique réalisée à l'occasion de l'opération (pressiomètre Ménard, sondage carotté) a été complétée par des essais géotechniques et géophysiques destinés à apprécier la déformabilité des sols : pressiomètre cyclique, cross-hole, down-hole, ondes de surface, diagraphie nucléaire, pénétromètre dynamique léger PANDA avec chargement de la pointe.

Dans les chapitres 3 et 4, on présente et on critique les procédures d'essais, les moyens mis en œuvre et les résultats obtenus sur les deux sites expérimentaux. On compare notamment les caractéristiques de déformabilité mesurées par les différents essais. On en analyse le domaine d'application et l'intérêt pratique.

4.3 Nouveaux appareils et nouvelles procédures d'essai

Les essais réalisés dans le cadre de l'opération ont permis d'étudier et de développer de nouveaux appareillages et de nouvelles procédures d'essai.

Le développement d'un nouvel appareillage comprend non seulement la construction de l'appareil d'essai lui-même, mais aussi des études préalables d'opportunité et de faisabilité, la rédaction de modes opératoires spécifiques, la validation des solutions technologiques en laboratoire et sur site... sans oublier la mise au point de la démarche qui permet de déduire de l'essai des données effectivement utilisables pour les contrôles et les calculs géotechniques.

Dans ce chapitre, on présente les principaux résultats obtenus dans le cadre de l'opération :

- le développement d'un nouvel appareil d'essai, le triaxial en place ;
- le cahier des charges de la modernisation du pressiomètre autoforeur ;
- la mise au point de l'essai de chargement de pointe pénétrométrique ;
- la validation de la procédure de l'essai pressiométrique cyclique.

4.4 Bilan et perspectives

Le dernier chapitre est consacré aux perspectives ouvertes par les travaux entrepris dans le cadre de l'opération. Il insiste aussi sur les actions de valorisation déjà réalisées ou restant à entreprendre pour améliorer la diffusion des résultats de la recherche et mieux sensibiliser la profession à la bonne caractérisation de la déformabilité des sols en place.

5 Moyens et partenaires de la recherche

Les moyens effectivement mis en œuvre correspondent à ce qui était indiqué dans le cahier des charges de l'opération (Borel, 2000). L'opération a mobilisé, dans le cadre des études et recherches du LCPC, 30 hommes mois au LCPC et 45 hommes-mois dans les CETE. Un contrat de recherche a été confié au LERMES de l'Université Blaise Pascal de Clermont-Ferrand, pour un total de 90 000 €, afin de développer l'essai de chargement de pointe pénétrométrique.

Pierre Pouget puis Serge Borel se sont succédé comme responsables de l'opération de 1999 à 2000 et de 2000 à 2002.

L'opération a mobilisé au LCPC les divisions MSRGI, RMS et SEF, les LRPC de Saint-Brieuc, Rouen, Clermont-Ferrand, Toulouse, Blois, Lille, les Laboratoires de l'Est et de l'Ouest Parisien et le CECP de Rouen.

Les entreprises Fugro, SEGG et le BRGM ont également réalisé des essais sur les sites expérimentaux de Merville et Orléans.

6 Productions de l'opération relatives au chapitre 1

Borel S. (2000) Caractérisation de la déformabilité des sols au moyen d'essais en place, *cahier des charges du thème de recherche LCPC, 14 pages + Annexes (document disponible en version électronique sur CD ROM)*.

Mestat Ph., Reiffsteck Ph. (2002) Modules de déformation en mécanique des sols : définitions, détermination à partir des essais triaxiaux et incertitudes, *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. 393-400 (document disponible en version électronique sur CD ROM)*.

Ferber V. (2001) Présentation des méthodes géophysiques, *Rapport de recherche du LROP, 39 pages*.

Ferber V. (2003) Présentation des méthodes géophysiques, *Rapport de recherche du LCPC, 41 pages (document disponible en version électronique sur CD ROM)*.

Reiffsteck Ph. (2002) Nouvelles technologies d'essai en mécanique des sols. Etat de l'art, *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. 201-242 (document disponible en version électronique sur CD ROM)*.

Chapitre II

FORAGES ET SONDAGES

Les forages et sondages sont le premier contact avec le sol dans une étude géotechnique. Il est indispensable de les réaliser avec soin, en les adaptant à la nature des terrains, et de les exploiter au maximum. Les techniques ont évolué depuis une dizaine d'années, en laissant une place assez large à l'électronique pour l'enregistrement des paramètres de forage (pressions, vitesses, couples, débits), dont l'exploitation reste très limitée. D'autre part, la conduite de la sondeuse par son opérateur conserve une forte influence sur le résultat, dont l'importance est mal appréciée.

Dans ce chapitre, on présente les principaux éléments issus d'une enquête sur les bonnes et mauvaises pratiques des forages pressiométriques réalisée auprès des équipes de sondage des LRPC.

On aborde aussi le cas particulier de la reconnaissance en place des corps de remblais argileux et des sols non saturés avec notamment les méthodes de calcul des déformations différées des corps de remblais et la détermination des paramètres nécessaires à ces calculs.

1 Pratique des forages et sondages

A l'heure où de nombreux cadres et chargés d'essais de la géotechnique du réseau des LRPC sont confrontés à la transmission de leur savoir et s'appêtent à cesser leur activité, il est apparu opportun de formaliser les expériences acquises dans le domaine des techniques de forages, particulièrement des forages destinés aux essais pressiométriques.

L'étude avait pour objectif d'établir un état des connaissances et des pratiques - actuelles ou passées - du réseau des LRPC en la matière.

La synthèse rédigée par Pioline et Kreziak (2003) qui est jointe en CD ROM, présente brièvement dans une première partie les principaux matériels utilisés pour la réalisation d'un forage destiné à un essai pressiométrique. Elle aborde ensuite les grandes étapes qui ont permis de formaliser une bonne pratique de ce type de forage :

- l'expérience des LRPC dans les années 1960 ;
- le mode opératoire LPC 1971 ;
- les expériences postérieures au mode opératoire de 1971 ;
- l'évolution des normes et modes opératoire jusqu'à la norme NF P 94-110-1 (janvier 2000) ;
- quelques expériences récentes des LPC montrant l'influence du mode de forage sur les résultats des essais.

La pratique actuelle a été examinée au moyen d'une enquête menée dans les laboratoires. On a interrogé les techniciens de terrain, en leur demandant, pour cinq coupes de sol fréquemment rencontrées, les bonnes et mauvaises pratiques rencontrées.

Cette enquête a paru utile dans la mesure où la (bonne) pratique, mise au point par les pionniers (Bru, Jézéquel, Pasturel, Peignaud ...), officialisée par le mode opératoire de 1971, précisée ensuite par les travaux de recherche notamment LPC dans les années 1970 et enfin formalisée dans les normes d'essai, a inévitablement subi des évolutions liées à l'apparition de matériels nouveaux ainsi qu'à la prise d'habitudes bonnes ou mauvaises.



Figure 1 Atelier de sondage LREP - foreuse Sedidrill 350

Au total, neuf Laboratoires Régionaux des Ponts et Chaussées ont répondu à l'enquête qui abordait, pour chaque type de sol rencontré localement, les rubriques suivantes :

- les moyens utilisés,
- les difficultés ou sources de non qualité rencontrées,
- les moyens qui permettraient d'y remédier,
- l'utilisation de l'enregistrement des paramètres de forage,
- des remarques générales sur le rôle que devrait conserver le réseau des LPC dans la pratique des sondages pressiométriques.

Les sols les plus fréquemment concernés par les réponses sont des roches altérées, des sols grossiers, des sables plus ou moins compacts. Les sols mous (vases et argiles molles, limons immergés, sables lâches immergés ou non), qui se rencontrent essentiellement sur le littoral, n'ont suscité que peu ou pas de réponse.

En complément, cinq coupes ont été soumises aux laboratoires correspondant à des stratigraphies rencontrées respectivement :

- en plateau crayeux ;
- en vallée alluviale du Bassin Parisien ;
- dans un massif rocheux, altéré en tête ;
- dans des formations de marnes et sables ;
- dans des dépôts récents, peu consolidés de type remblais hydrauliques.

On peut consulter la synthèse de Pioline et Kreziak (2003) pour l'ensemble des résultats de l'enquête, notamment sur les bonnes et mauvaises pratiques sur les terrains des coupes types. On indique dans la suite les principales conclusions tirées de l'enquête.

1.1 Les sondeuses

Le parc de matériel de sondages des Laboratoires est essentiellement constitué de machines hydrauliques de type Sédidrill 350 à 750 apparues dans les années quatre-vingt (figure 1).

Ces machines, polyvalentes, permettent de mettre en œuvre un outil désagrégateur (bilame, tricône etc.) en rotation simple ou un taillant en rotopercussion, en injectant une boue de forage. Ces modes de forage sont utilisés de façon privilégiée dans les sables plus ou moins compacts, les sols grossiers ou les roches altérées dans lesquels, auparavant, on descendait un carottier continu ou un tube fendu par battage ou vibration, procédés souvent traumatisants et peu recommandés.

Les machines actuelles ont donc permis des progrès tant en ce qui concerne la simplicité de mise en œuvre (le forage peut être réalisé sans interruption, même lorsque l'on doit franchir des bancs durs), que la qualité du forage.

Seul un laboratoire est encore équipé d'un waggon-drill, machine fonctionnant en rotopercussion à l'air, permettant de réaliser des forages de bonne qualité dans certains sols grossiers ou certaines roches altérées.

Enfin, la tarière à main reste utilisée localement pour forer les sols mous, sur des épaisseurs ne dépassant guère 2 à 3 m. Ce type de matériel ne peut plus guère être utilisé que pour la réalisation de sondages de référence ou par défaut lorsque le terrain est particulièrement sensible au remaniement.

1.2 L'enregistrement des paramètres de forage

Les appareils *analogiques enregistreurs de paramètres de forage*, ont d'abord été utilisés, essentiellement en forage destructifs, pour la recherche de cavité ou de zones décomprimées. Ils n'étaient que peu ou pas mis en oeuvre en forage pressiométrique où, traditionnellement, on traçait en regard de la coupe pressiométrique un graphique représentant le temps de forage pour une progression de 10 cm, ou le nombre de coups de moutons tous les 10 cm, pour les machines fonctionnant en battage.

L'enregistrement des paramètres de forage pressiométrique tel qu'on le connaît actuellement (vitesse d'avancement, pression d'injection, poussée sur le train de tiges, couple de rotation etc.) est apparu avec l'utilisation des sondeuses fonctionnant en rotoperçussion. Celui-ci est devenu numérique dans le début des années 70 avec la commercialisation d'appareils tels que l'Explofor d'APAGEO.

Ce dispositif permet d'enregistrer les mesures des capteurs sur un support de format « carte de crédit », d'avoir une restitution en temps réel sur une bande de papier, et, de donner ensuite les résultats sous forme de graphiques annexés aux coupes pressiométriques.

Traditionnellement, les mesures portent sur la vitesse instantanée d'avancement, la poussée sur le train de tiges, le couple de rotation ou la percussion réfléchie (selon le mode de forage), la pression d'injection du fluide de forage.

Au stade actuel, il apparaît que les paramètres de forage ne sont guère exploités autrement que comme un complément utile à la coupe de sondage, permettant de localiser les changements de couches de terrain ou les bancs durs isolés.

Au minimum ces enregistrements sont considérés comme un moyen de vérifier la profondeur atteinte par les sondages. L'utilisation de ces paramètres est détaillée dans le document de Pioline et Kreziak (2004) disponible sur le CD ROM.

1.3 La qualité des forages et les améliorations proposées

De façon générale, il est admis que la qualité des forages conditionne celle des essais pressiométriques. Cette qualité peut être évaluée *a posteriori* à travers des paramètres tels que le volume nécessaire pour mettre la sonde au contact de la paroi du forage V_0 ou encore le rapport E_M/p_1 .

Cette démarche, indispensable au chargé d'études qui souhaite se faire une opinion sur la représentativité des résultats qu'il utilise, ne suffit évidemment pas à analyser les raisons d'une qualité insuffisante des essais, ni à déterminer en conséquence les moyens qui permettraient d'y remédier.

Au travers de l'expérience de la profession, plus ou moins traduite dans la norme, ainsi que des réponses à l'enquête, on identifie clairement certaines conditions nécessaires à la réalisation d'un forage pressiométrique correct :

- *le choix d'un outil adapté* : ce choix ne semble pas poser trop de difficultés et est de façon générale conforme à la norme. Certains Laboratoires soulignent l'abus d'utilisation du tube lanterné ;
- *le respect d'une longueur maximale de passe de forage* : on note ici que les longueurs préconisées sont souvent en retrait par rapport aux préconisations de la norme (2 à 3 m, là où la norme accepte 5 m). Ce point est délicat à contrôler dans la mesure où les enregistreurs de paramètres de forage ne permettent pas de tracer la chronologie de celui-ci ;
- *la conduite du forage* : les réponses à l'enquête soulignent l'importance du savoir-faire de l'opérateur celui-ci devant contrôler de manière privilégiée certains paramètres (vitesse de rotation, poussée sur le train de tiges, pression d'injection), fonction du type de sol et de l'outil utilisé. En ce sens, ces paramètres pourraient être un indicateur significatif quant à la bonne conduite du forage.

Cependant, ce savoir-faire reste surtout qualitatif, la conduite du forage se faisant par observation des réactions de la machine et au regard de la qualité des essais obtenus. Les opérateurs sont le plus souvent capables d'indiquer, dans leur domaine d'expérience, des plages de paramètres appropriés, démarche également entreprise dans la norme qui spécifie certains seuils à ne pas dépasser.

Cette approche empirique est certainement la plus naturelle mais elle est difficilement transmissible autrement que par compagnonnage. Or, il apparaît une demande de transmission de connaissances en terme de documents écrits.

Une meilleure exploitation des paramètres de forage en regard de la qualité des sondages permettrait vraisemblablement de progresser dans ce domaine.

Une grande importance est également donnée à la boue de forage dans des cas spécifiques (marno-calcaires, argiles gonflantes, sables lâches sous la nappe). Les produits cités sont divers (bentonite, GSP, Foragum, Lub tub, Revert, boue lourde Barytée etc.). Toutefois, on ne dispose pas d'éléments comparatifs permettant d'évaluer l'incidence du choix et du mode de préparation de ces boues de forage sur le résultat obtenu.

2 Reconnaissance en place des corps de remblais argileux et des sols non saturés

La déformation d'un corps de remblai argileux après sa construction est un phénomène normal, qui ne pose de problèmes que lorsque les amplitudes et les vitesses d'évolution deviennent excessives par rapport à la fonction normale de l'ouvrage.

La prévision de ces phénomènes est rendue particulièrement complexe par la nature argileuse du matériau de remblai qui est généralement non saturé et souvent constitué de sols sensibles à l'eau.

Les travaux réalisés dans le cadre de l'opération de recherche ont porté sur les méthodes de calcul des déformations différées des corps de remblai et sur la détermination des paramètres nécessaires à ces calculs (Mieussens, 2002).

Ce travail de recherche est plus particulièrement valorisé par un document de synthèse rédigé par C. Mieussens (2003) et intitulé « les remblais argileux - comportement, reconnaissance, instrumentation, études et confortations » dans la collection des Études et Recherches des Laboratoires des Ponts et Chaussées. Ce rapport aborde successivement : les mécanismes de déformation et les pathologies des remblais argileux, les techniques de reconnaissance des corps de remblais, leur instrumentation, les projets neufs et les techniques de réparation.

2.1 Caractérisation des corps de remblai argileux

La reconnaissance des corps de remblai s'appuie généralement sur le prélèvement d'échantillons destinés à réaliser des essais de laboratoire (densité, teneur en eau, oedomètre et essai de cisaillement) et sur des essais en place (pénétrromètre dynamique et pressiomètre).

Comme cela a déjà été souligné dans l'introduction générale, la représentativité des essais de laboratoire dépend directement de la qualité de prélèvement des échantillons. Dans le cas des remblais argileux, le prélèvement est rendu difficile par le caractère non saturé et hétérogène du matériau (présence de blocs mal fracturés dans une matrice plus lâche).

Trois modes de prélèvement ont été comparés sur le remblai molassique de l'A62 (PK 150) : le carottier triple avec injection de fluide qui est la technique la plus courante pour prélever des échantillons intacts, le carottier poinçonneur et le carottier à piston stationnaire, considéré comme une référence pour le prélèvement des sols mous. On a observé que le carottier triple a tendance à augmenter les teneurs en eau dans les horizons non saturés et à remanier fortement les horizons peu compacts ou contenant des éléments indurés. Le carottier poinçonneur permet d'obtenir des échantillons relativement intacts, dont la teneur en eau est représentative du sol en place, mais il densifie les horizons peu compacts.

Concernant la déformabilité, les résultats d'essais oedométriques ont été comparés aux résultats d'essais pressiométriques. Toujours pour le remblai molassique, les modules oedométriques sont très proches des modules pressiométriques dans une zone

particulièrement compressible ($E_M = 3$ MPa). Sur un autre remblai de l'A62 (PK 128) et sur le remblai de la déviation de Soual, tous deux constitués d'argile marneuse, les modules pressiométriques sont généralement inférieurs (1,5 à 2 fois) aux modules oedométriques ($E_M = 2,5$ à 10 MPa). Il faut rappeler que les essais pressiométrique et oedométrique sollicitent le sol de façon très différente et sont affectés par de nombreuses incertitudes liées notamment au remaniement lors du forage ou du prélèvement.

On a également étudié les corrélations entre la pression limite et la résistance dynamique au pénétromètre sur 8 remblais différents. On a obtenu :

$$q_d / p_l = 6,3$$

Cette corrélation semble généralement satisfaisante jusqu'à une profondeur de 5 m environ. Pour des profondeurs plus grandes, le frottement entre les tiges et les parois du forage augmenterait, de façon induite, la résistance apparente au pénétromètre.

2.2 Classification des pathologies des corps de remblai argileux

Les résultats des observations du comportement de 12 remblais ont permis de proposer une classification des pathologies potentielles des corps de remblai argileux en fonction des caractéristiques pressiométriques (tableaux I et II). Sur les remblais où des tassements différés importants ont été observés, les essais en place mettent en général en évidence une diminution des caractéristiques mécaniques avec le temps et notamment l'apparition de modules pressiométriques anormalement faibles.

Tableau I Pathologie potentielle des corps de remblai argileux en fonction de la pression limite

Pression limite (p_l)	Pathologie potentielle
$p_l < 0,2$ MPa	risque de rupture du talus de remblai si la couche molle est continue et la topographie favorable
$0,2$ MPa $< p_l < 0,4$ MPa	existence probable de mouvements importants ; des réparations à moyen terme pourront s'avérer indispensables
$0,4$ MPa $< p_l < 0,6$ MPa	mise en œuvre des matériaux non satisfaisante, ou matériaux ayant subi un début d'évolution significative
$0,6$ MPa $< p_l$	caractéristiques minimales de matériaux argilo-marneux mis en œuvre correctement et n'ayant pas subi d'évolution importante par imbibition

Tableau II Pathologie potentielle des corps de remblai argileux en fonction du module pressiométrique

Module pressiométrique (E_M)	Pathologie potentielle
$E_M < 4 \text{ MPa}$	risque important de tassement dont l'amplitude est d'autant plus importante que la couche « molle » est épaisse et profonde au cœur du remblai
$4 \text{ MPa} < E_M < 6 \text{ MPa}$	tassements et fissuration longitudinale
$6 \text{ MPa} < E_M$	la pathologie ne concerne pas les tassements

2.3 Estimation des tassements différés des corps de remblai argileux

Les méthodes utilisées en géotechnique permettent de prévoir les tassements différés des ouvrages sur sols compressibles, les phénomènes physiques correspondant, soit à une augmentation des contraintes effectives par dissipation des pressions interstitielles (la consolidation), soit au phénomène de fluage. La connaissance des modules de déformation d'un sol permet également de prévoir l'amplitude des tassements sous l'effet d'un chargement connu.

Dans le cas des corps remblais, les tassements excessifs susceptibles d'être observés pendant la construction sont généralement directement imputables à une insuffisance du compactage par rapport à la charge des couches supérieures. Lorsque l'ouvrage est terminé, et bien que les contraintes totales soient normalement constantes, il existe des situations où l'on peut observer des tassements différés relativement importants.

La figure 2 présente l'exemple des tassements mesurés sur un profil en travers du remblai expérimental de la Jorle, plusieurs années après la fin de construction. La figure 3 présente un autre exemple de mesures de tassements différés dans l'axe d'un remblai routier de 12 mètres de hauteur.

Ces deux exemples montrent que les amplitudes peuvent être relativement importantes, mais aussi que l'évolution en fonction du temps traduit des comportements physiques très différents.

Dans le premier cas, l'amortissement est peu significatif, sauf sur le tiers inférieur du talus. Dans le deuxième exemple, on observe une stabilisation bien marquée des tassements en fonction du temps. On peut également souligner que les vitesses de tassement les plus importantes sont apparues dès la fin de construction du remblai.

L'exemple du remblai expérimental de la Jorle correspond à un ouvrage n'ayant présenté aucune pathologie et pour lequel on peut considérer que la construction a été faite en respectant les règles de l'art.

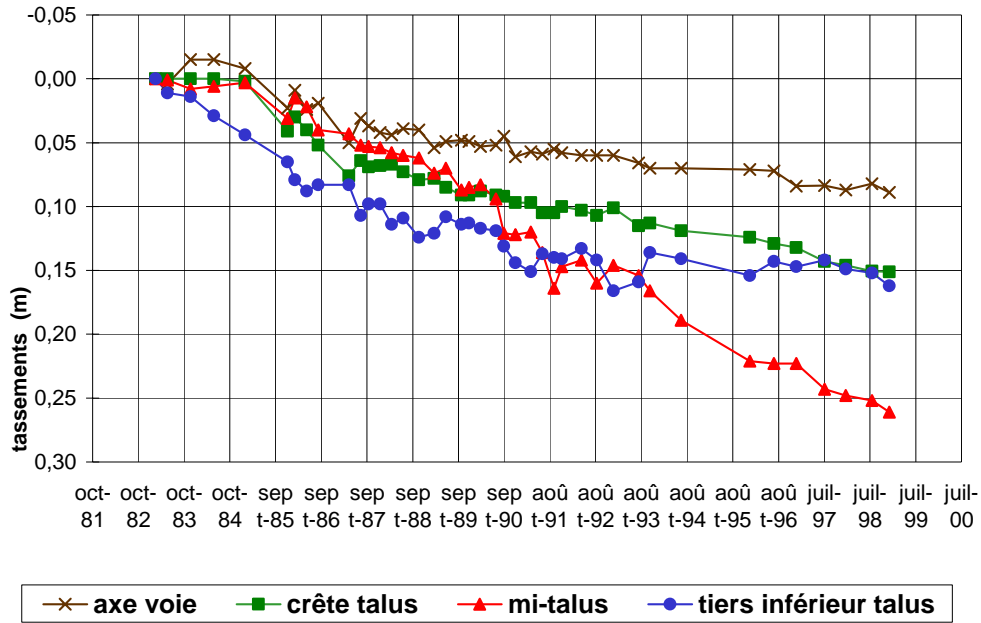


Figure 2 Tassements mesurés par nivellement sur un profil en travers d'un remblai de 30 mètres de haut - (remblai expérimental de la Jorle)

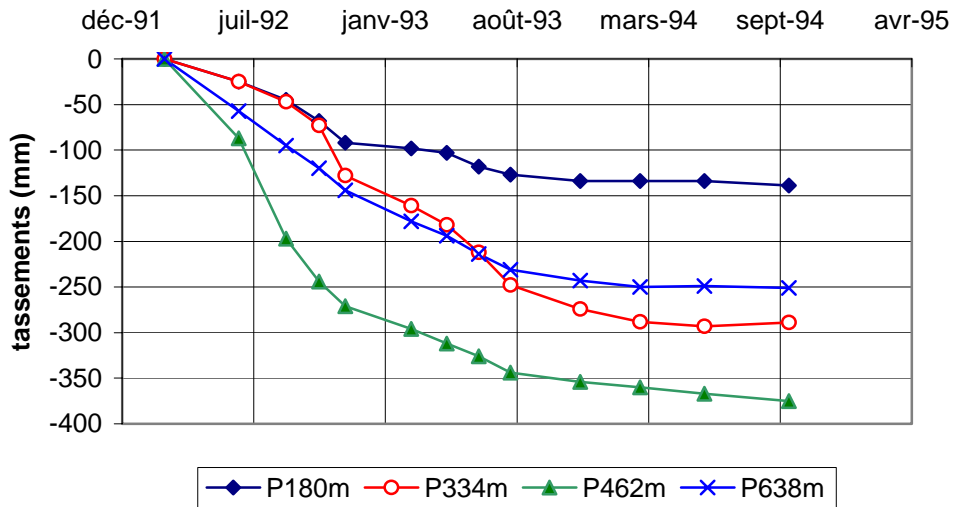


Figure 3 Tassements mesurés en fonction du temps dans l'axe de la voie d'un remblai de 12 mètres de haut

Au contraire, dans le deuxième exemple, les désordres sur chaussée ont été très importants, à cause de la forte amplitude des déformations et des vitesses initiales, d'autant plus que le tassement maximum, proche de 40 cm, correspondait à une valeur différentielle par rapport à un ouvrage d'art. La pathologie s'explique dans ce cas par la présence, vers la base du remblai, d'une couche de trop faibles caractéristiques mécaniques par rapport à la charge supportée.

Le mécanisme des tassements et plus généralement des déformations des corps de remblai est complexe, une analyse détaillée des différentes causes probables est proposée dans le rapport de Mieussens (2003).

En première approche, l'objectif ici étant de prévoir l'amplitude des tassements, on peut mettre en évidence deux causes principales de tassements :

- dans le cas général d'un remblai édifié selon les règles et pour lequel une prévision sera possible ;
- dans le cas particulier d'un remblai présentant un défaut de conception et pour lequel aucun calcul n'est véritablement fiable.

2.3.1 Cas d'un remblai construit selon les règles de l'art

Si le remblai a été construit conformément aux règles de l'art, les tassements sont essentiellement imputables aux variations de teneur en eau en fonction du temps. Ces variations de teneur en eau, cycliques dans les couches superficielles (profondeur de l'ordre de 2 mètres au plus, sous nos climats), se traduisent en profondeur par une augmentation progressive de la teneur en eau par rapport aux valeurs choisies lors de la mise en œuvre. Cette augmentation affecte des couches de remblai de plus en plus profondes au fur et à mesure de l'alternance des cycles saisonniers. On peut aussi observer un phénomène similaire par remontées capillaires à partir du sol support.

L'augmentation de teneur en eau se traduit par une diminution de la succion et une chute des caractéristiques mécaniques et en particulier des modules de déformation. La figure 4 illustre cette chute des modules dans le cas du remblai expérimental de la Jorle.

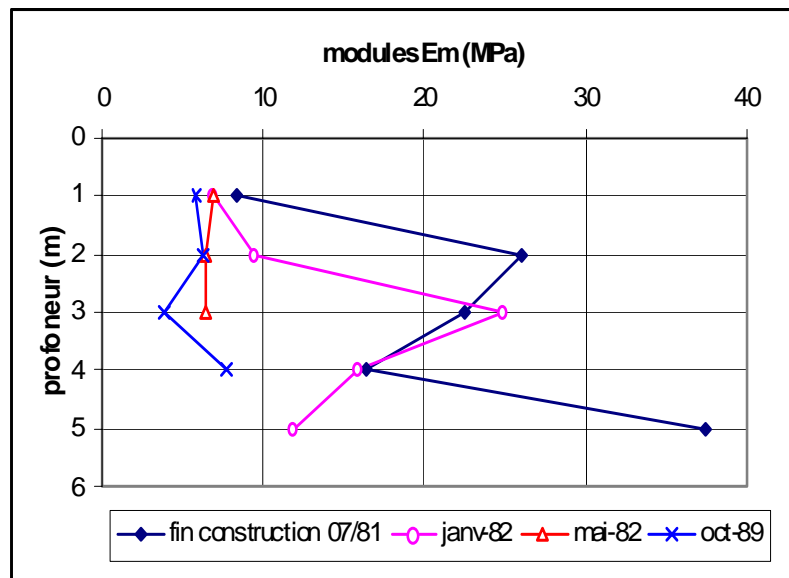


Figure 4 Variations de module pressiométrique en fonction du temps et de la profondeur (mesures à mi-talus du remblai expérimental de La Jorle)

Dans le cas des sols gonflants et sous une faible charge (dans les talus en particulier), l'augmentation de teneur en eau va se traduire par un gonflement. L'aspect cyclique des variations de teneur en eau dans les talus va enclencher un phénomène de reptation de pente et donc une déformation et un tassement du remblai. C'est ce mécanisme qui explique que sur la figure 2, le tassement est plus important en crête de talus que dans l'axe du remblai. *Dans ce qui suit, le phénomène complexe de reptation de pente ne sera pas pris en compte dans le calcul prévisionnel des tassements.*

Dans le cas des sols non gonflants et plus généralement sous des contraintes totales élevées, l'augmentation de teneur en eau se traduit par un tassement. Ce mécanisme peut être simulé dans un essai œdométrique : chargement de l'éprouvette à la teneur en eau de compactage, puis saturation sous imbibition sans modification de la charge.

La reprise des tassements ou le gonflement sous l'effet de l'imbibition met en jeu la mécanique des sols non saturés. Les calculs prévisionnels de tassement et plus généralement de déformation des corps de remblais, sur la base de la connaissance des variations de succion, utilisent des modèles de calculs complexes, mais surtout ils nécessitent la détermination de nombreux paramètres du sol au moyen d'essais qui sont encore du domaine de la recherche.

Les modèles actuels de comportement des sols non saturés ne permettant pas des prévisions facilement accessibles pour les études courantes, nous proposons une approche simple, validée par des observations sur des ouvrages courants.

Principe de la méthode

Le tassement à long terme d'un remblai, dans lequel les contraintes totales sont constantes, est imputable essentiellement à la diminution des modules de déformation. Si on connaît les variations de module entre l'initial instant « t_i » de référence et l'instant final « t_f » le tassement différé à l'instant « t_f » sera égal à la différence des tassements calculés entre les instants « t_f » et « t_i », pour une même répartition des contraintes totales, mais avec pour chaque couche « j » de remblai les valeurs des modules de déformation « E_{ij} » à l'instant initial et « E_{jf} » à l'instant final.

Méthode pressiométrique

Les essais en place au pressiomètre donnent une distribution des modules pressiométriques E_M en fonction de la profondeur. On dispose rarement de ces mesures en fin de construction, en particulier dans le cas des remblais anciens. Si cette information n'est pas disponible, dans le cas d'un ouvrage sur lequel on observe un début de pathologie, on pourra choisir comme module initial les valeurs mesurées en profondeur, dans les zones non altérées par l'imbibition et comme valeur finale, celles mesurées à faible profondeur, en particulier en crête de talus. Ceci suppose évidemment que l'on a pu vérifier qu'il s'agit des mêmes matériaux.

Un ordre de grandeur du tassement entre les instants t_i et t_f est donné par la relation déduite des formules de tassement pressiométriques :

$$[\Delta h]_{t_i}^{t_f} = \left[\sum_{j=1}^n \alpha_j \frac{(\sigma_v)_j}{(E_M)_j} \right]_f - \left[\sum_{j=1}^n \alpha_j \frac{(\sigma_v)_j}{(E_M)_j} \right]_i$$

où

- α_j désigne le coefficient rhéologique de la couche j , défini par le type de sol ;
- σ_v désigne la contrainte totale verticale au milieu de la couche j (poids des couches sus-jacentes), elle est supposée invariable entre les instants i et t ;
- E_M est le module pressiométrique de la couche j , dont la variation entre t_i et t_f est supposée connue.

On a pu vérifier que l'utilisation de cette méthode simple donnait des ordres de grandeur relativement proches des tassements mesurés sur de longues périodes.

Une estimation un peu sécuritaire consiste à supposer que les modules en fin de construction étaient suffisamment grands pour que l'on puisse négliger le tassement initial. Les essais pressiométriques à l'instant t permettent donc de calculer un ordre de grandeur du tassement total subi par le remblai jusqu'à l'instant t . La prévision à long terme consiste alors à supposer que l'altération va se poursuivre en profondeur et à retenir les modules les plus faibles en surface pour l'ensemble de l'ouvrage.

Méthode œdométrique

Cette méthode est basée sur les essais de sensibilité des sols compactés à l'œdomètre, essais réalisés en parallèle sur plusieurs éprouvettes compactées dans les conditions théoriques de mise en œuvre (teneur en eau et densité).

La courbe enveloppe des points représentatifs du tassement du sol non saturé permet la détermination des modules œdométriques du sol compacté, dans les conditions initiales de mise en œuvre et la courbe enveloppe des points correspondant à l'imbibition donne la même information pour le sol quasi saturé. Cet essai donne ainsi directement les variations de modules sous l'effet de l'imbibition.

Pour les sols argileux compactés, quelques essais comparatifs ont permis d'établir que le rapport entre le module pressiométrique E_M et œdométrique $E_{\text{œd}}$ est de l'ordre de 1 à 2 au plus.

La formule de calcul simple proposée ci-dessus peut donc être utilisée avec les valeurs de modules œdométriques pour donner un ordre de grandeur du tassement différé des remblais, sous l'effet d'une imbibition progressive à long terme.

Calculs en éléments finis

Les calculs en éléments finis pourraient s'avérer intéressants du fait qu'ils permettent de prendre en compte la géométrie exacte du remblai, les déformations latérales (dans un modèle à deux dimensions) et d'introduire des hétérogénéités en profil en travers.

Malheureusement, dans l'état actuel de nos connaissances, la fiabilité des résultats n'est pas meilleure qu'avec la méthode « simpliste » décrite ci-dessus. Des tentatives de calage d'un modèle sur des mesures (le remblai de la Jorle en particulier) ont montré qu'il est difficile de satisfaire à la fois les conditions de déplacement latéral et de tassement observé. Par ailleurs, la contrainte horizontale joue un rôle important dans la sensibilité des résultats. Or, des essais K_0 en laboratoire ont montré que dans l'état initial, lors du compactage et du chargement, le rapport des contraintes horizontale/verticale (σ_h / σ_v) restait proche de 0,4, alors qu'en phase de saturation ce rapport pouvait être très supérieur à 1 dans le domaine des faibles contraintes. Ces données ne sont évidemment pas accessibles dans une étude courante, ce qui enlève un grand intérêt à une méthode de calcul a priori plus élaborée.

2.3.2 Cas d'un remblai comportant une « couche de faibles caractéristiques mécaniques »

L'utilisation de matériaux de forte plasticité peut conduire, dans certains cas, à des déformations plastiques sous l'effet des charges supérieures, si la hauteur du remblai ne respecte pas les règles de l'art (sols A3 et A4 normalement exclus pour des remblais de plus de 5 mètres de hauteur). S'il s'agit d'une couche mince en profondeur, la plastification peut rester confinée et elle ne se traduira que par des déformations importantes, généralement amorties. Si la couche est épaisse, il pourra se produire une rupture du remblai par cisaillement.

Ce type de déformation est prévisible au niveau des études, sur la base, par exemple, d'essais de cisaillement au triaxial qui mettront en évidence le risque de fluage déviatorique à partir d'un certain niveau de contrainte. On peut alors envisager des essais spécifiques de fluage au triaxial.

Pour éviter ce phénomène, on peut traiter le sol ou le remplacer par un autre matériau. Il est alors tout à fait impossible de prévoir une amplitude et une vitesse de tassement. La seule approche envisageable repose sur des mesures du tassement en fonction du temps et la vérification de l'amortissement effectif.

On soulignera que ce problème peut se poser sans qu'il y ait de variations de teneur en eau (exemple de la figure 2), tout apport d'eau ne faisant évidemment qu'aggraver le phénomène.

3 Productions de l'opération relatives au chapitre 2

Mieussens C. (2002) Forages et essais en place dans les corps de remblais argileux, *Rapport de recherche du LRPC Toulouse n° 16-75-12-2001/16 – 12/01, 36 pages + Annexes.*

Mieussens C. (2003) Les remblais argileux - comportement, reconnaissance, instrumentation, études et confortations, *Études et Recherches des Laboratoires des Ponts et Chaussées, en préparation.*

Pioline M., Kreziak C. (2003) Pratiques des forages pressiométriques dans les laboratoires de Ponts et Chaussées, *rapport de recherche LRPC Rouen n° 5698, CETE Normandie Centre, 62 pages + Annexes (disponible en version électronique sur le CD ROM accompagnant le présent rapport).*

Pioline M., Kreziak C. (2004) Paramètres de forage, *rapport de recherche LRPC Rouen n° xxxx, CETE Normandie Centre, 50 pages (disponible en version électronique sur le CD ROM accompagnant le présent rapport).*

Ursat P. (2001) Caractérisation des sols par forage et essais en place, *Rapport de recherche du LRPC de Strasbourg, 24 pages + Annexes.*

Chapitre III

COMPORTEMENT DE L'ARGILE DES FLANDRES À MERVILLE

Le site de Merville est un site expérimental bien connu des LPC sur lequel ont été réalisés au milieu des années quatre-vingts plusieurs campagnes d'essai de fondations profondes. Une partie des pieux et les dispositifs de réaction ont alors été conservés sur place. Le site a été réactivé en 1998, quatorze ans après les premiers essais, lorsque l'influence du temps sur le comportement de ces mêmes pieux a été étudiée. Tous les pieux ont été à nouveau instrumentés et soumis à un essai de chargement statique (figure 1).

Compte-tenu de l'expérience acquise, de la reconnaissance des sols déjà disponible et des essais de chargement de structure existants, le site de Merville a été choisi comme premier site d'essai de l'opération.

Le site est propriété de la Chambre de Commerce et d'Industrie d'Armentières Hazebrouck qui est vivement remerciée pour cette collaboration avec le réseau des Laboratoires des Ponts et Chaussées débutée il y a près de vingt ans.

1 Présentation du site et du programme d'essai

1.1 Le contexte géologique et géotechnique

Le plot d'essai est situé sur la commune de Merville (Nord), dans le périmètre de l'aérodrome. Sous une couverture de limon de 1,5 à 2,2 m d'épaisseur, on rencontre une épaisse couche d'argile des Flandres surmontant les sables et argiles du Landénien à partir de 42 m.

La formation limoneuse de surface est baignée par une nappe phréatique dont le niveau fluctue en fonction des saisons. Les mesures piézométriques situent le toit de cette nappe entre $-1,5$ m et $-1,9$ m par rapport au terrain naturel. Il semble difficile d'établir un niveau de nappe dans l'argile des Flandres, sol très imperméable qui présente toutefois une structure fortement micro-fissurée par endroit.

L'argile des Flandres s'est déposée à l'Yprésien (début de l'Éocène de l'ère tertiaire) dans un golfe marin qui s'étendait sur toute la zone du nord de la France, de la Belgique et du sud-est de l'Angleterre. Elle a été ensuite recouverte par des formations tertiaires dont la sédimentation s'est poursuivie jusqu'au Pliocène supérieur. La surface du sol se situait alors probablement à environ 200 m au-dessus de la surface actuelle de l'argile. Les formations recouvrant l'argile ainsi que la partie supérieure recouvrant celle-ci ont ensuite été érodées. Ce processus d'érosion a été suivi au Quaternaire par le dépôt des alluvions du Flandrien.



Figure 1 Le site de Merville en 1999

Parmi les recherches consacrées à l'argile des Flandres, on peut citer la synthèse de Josseaume¹ (1998) qui a étudié de nombreux essais géotechniques réalisés sur les formations rencontrées à Dunkerque et à Calais sous une couche de sable d'une trentaine de mètres d'épaisseur. On pourra également consulter avec profit les investigations réalisées sur l'Argile de Boom rencontrée en surface à Sint-Katelijne-Waver en Belgique (Mengé², 2001)

A Merville, l'argile des Flandres est également affleurante, comme c'est le cas dans une partie de la région du Nord de la France (figure 2).

¹ **Josseaume H. (1998)** Propriétés mécaniques de l'argile des Flandres à Dunkerque et à Calais, *Revue Française de Géotechnique* n° 84, pp. 3-26.

² **Mengé P. (2001)** Soil investigation results at Sint-Katelijne-Waver (Belgium), *Proceedings Symposium on screw piles, Brussels*, pp. 19-62, Balkema.

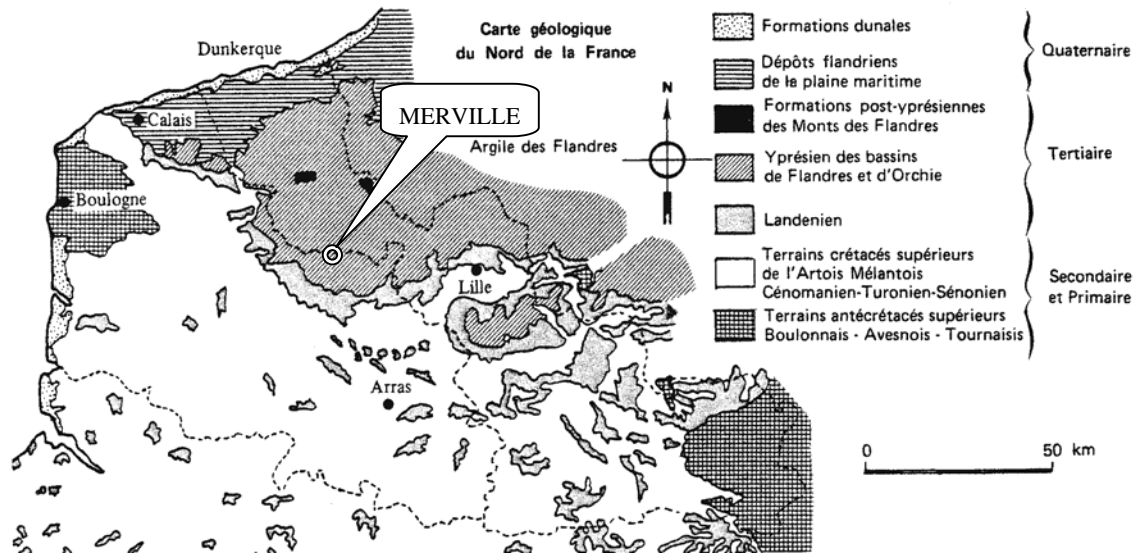


Figure 2 Zones d'affleurement de l'argile des Flandres

1.2 La reconnaissance existante et le programme d'essai

La reconnaissance des sols du milieu des années quatre-vingt avait pour objectif principal de corréliser le comportement des fondations profondes chargées sur le site à des caractéristiques de résistance déduites d'essai en place. Ce sont essentiellement des essais classiques, descendus jusqu'à 16 à 18 m de profondeur, qui ont été réalisés : 5 profils pressiométriques, 14 essais de pénétration statique, 2 essais SPT et 4 essais de pénétration dynamique. On ne conserve malheureusement que peu de traces des essais de laboratoire réalisés dans les 2 sondages carottés.

Le programme d'essai proposé dans le cadre de l'opération visait plus spécifiquement la caractérisation de la déformabilité. Il a comporté des essais de propagation d'onde (cross-hole et down-hole, ondes de surface), des essais de pénétration statique innovants (pressio-cône, sismo-cône), des essais de chargement de pointe pénétrométrique et des pressiomètres autoforeur. On a également réalisé des diagraphies nucléaires et un prélèvement d'échantillons destinés à des essais en laboratoire.

La figure 3 présente l'implantation des nouveaux essais par rapport au plot existant :

- un sondage carotté de 15 m de profondeur (SC.1), réalisé au carottier triple enveloppe puis équipé d'un tube PVC 80/89 mm scellé au ciment ;
- 2 sondages destructifs de 15 m de profondeur (SD.1 et SD.2), réalisés au tricône, dédiés aux diagraphies nucléaires gamma gamma et neutron neutron, puis équipés d'un tube PVC 80/89 mm scellé au ciment ;
- 2 profils au pressio-pénétromètre de 10 m (PP.1 et PP.2), avec un essai pressiométrique tous les 2 mètres ;
- 2 profils au sismo-cône de 10 m (PS.1 et PS.2), avec essais de type down-hole tous les mètres ;
- 2 profils au pressiomètre autoforeur (PAF.1 et PAF.2) dont les résultats se sont révélés inexploitable.

Les essais down-hole ont été réalisés dans le sondage SC.1. La source était constituée d'un madrier de 2,2 m de longueur, calé sous la roue d'une camionnette, sur lequel ont été frappés des coups de marteau dans deux directions transversales.

Les essais cross-hole ont été réalisés dans les trois forages SC.1, SD.1 et SD.2. La sonde d'émission, constituée d'un marteau hydraulique frappant alternativement des coups vers le haut puis vers le bas, était installée dans le forage SC.1 et les récepteurs, descendus à la même profondeur dans les sondages destructifs SD.1 et SD.2.

Différentes dispositions de capteurs et sources d'émission ont été comparées pour les ondes de surfaces.

Les principaux résultats des essais sont présentés dans les documents disponibles sur le CD ROM accompagnant le présent rapport (notamment Ferber, 2003 ; Canépa et al, 2002 et Reiffsteck, 2003).

2 Description de l'argile des Flandres à Merville

Il n'a pas été possible de remonter à la source des essais de laboratoire réalisés au milieu des années quatre-vingt. Seuls subsistent des tableaux récapitulatifs, présentant certaines incohérences, sans que l'on sache toujours si les résultats proviennent effectivement d'essais réalisés sur le site de Merville ou sur des échantillons issus d'autres provenances.

Le programme d'essai réalisé au LCPC dans le cadre de notre recherche a ainsi comporté des essais mécaniques destinés à caractériser la déformabilité mais aussi des essais d'identification classiques.

La synthèse des résultats présentée succinctement ci-après est disponible sur le CD ROM joint au présent rapport (Reiffsteck, 2003).

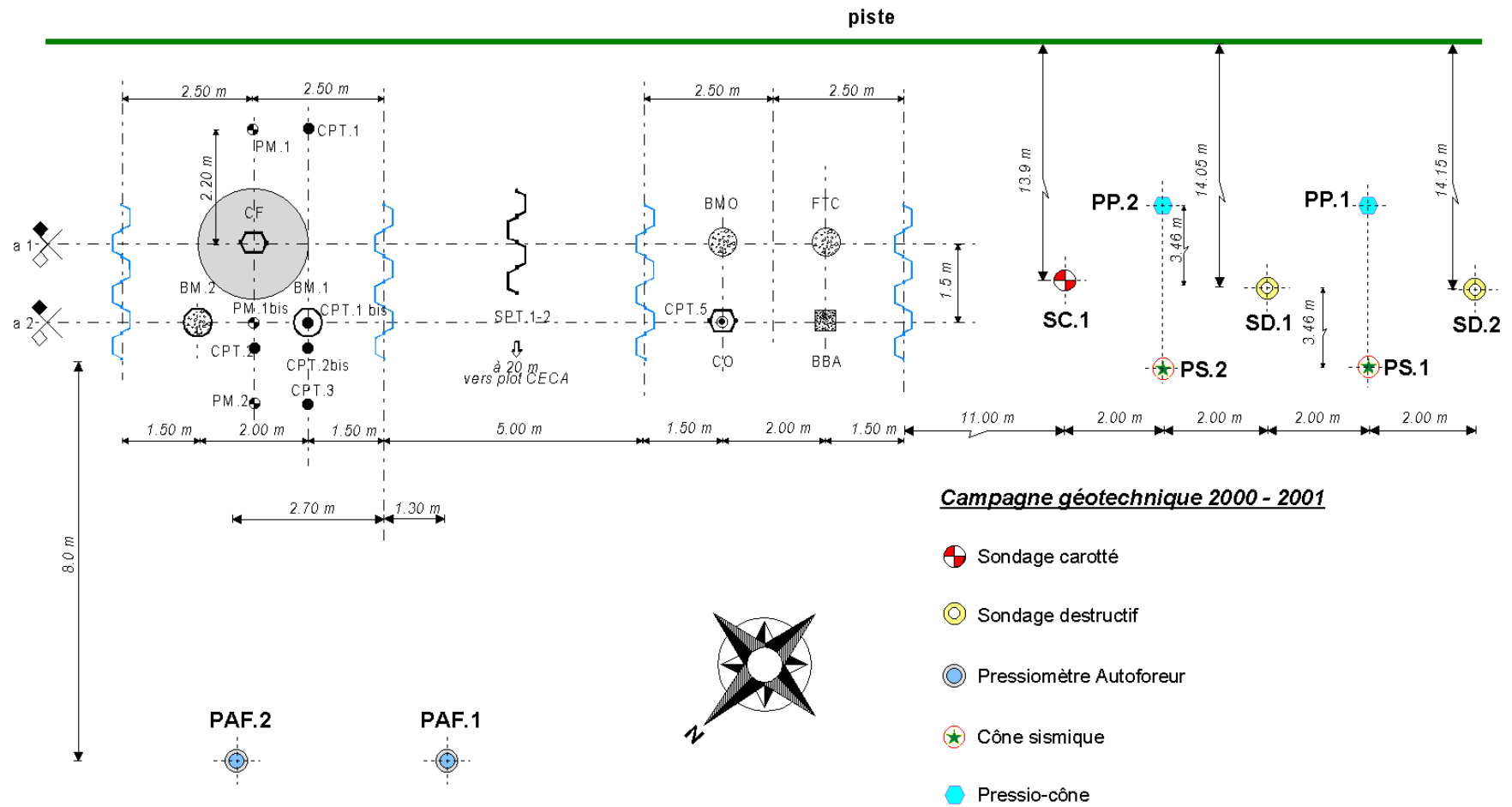
2.1 Identification

La sédimentométrie réalisée sur un échantillon prélevé à 4,2 m de profondeur confirme les résultats obtenus en 1986 (figure 4). Les limites d'Atterberg obtenues correspondent aux données bibliographiques sur l'argile des Flandres à Dunkerque et à Calais. L'indice de plasticité est toutefois plus faible que les résultats attribués à l'argile des Flandres de Merville en 1986 (tableau I).

Tableau I Limites d'Atterberg

	Merville (2003)	Merville (1986)	Dunkerque	Calais	Boom clay
teneur en eau w	32,3	27-33	29,2	28,9	
limite de liquidité w_L	69,2	86-98	72	75,4	72
Indice de plasticité IP	40,5	58-69	42	40	47

Figure 3 Implantation des essais



Ces résultats classent l'argile des Flandres de Merville comme une argile très plastique (figure 6). La valeur au bleu $V_B = 10,1$ g pour 100 g confirme la présence d'argiles gonflantes.

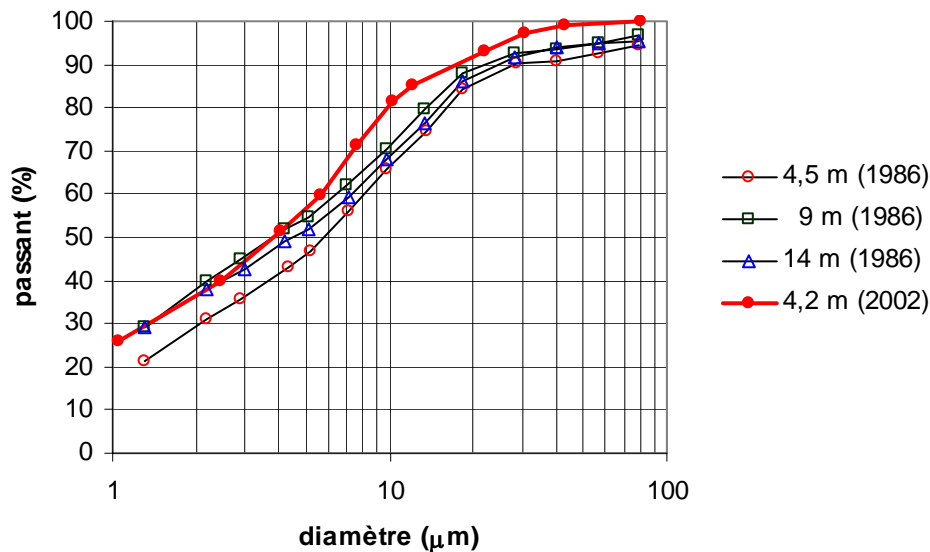


Figure 4 Sédimentométrie

2.2 Minéralogie

Une recherche de minéraux des argiles a été effectuée au LCPC par G. Platret par la méthode de diffractométrie aux rayons X sur un échantillon prélevé entre 4,15 et 4,25 m.

La phase minérale cristallisée principale de l'échantillon est le quartz. Les autres phases minérales secondaires non argileuses sont des plagioclases, des feldspaths et de l'hématite.

La phase argileuse est une phase secondaire. Elle est constituée de minéraux gonflants : montmorillonite Na. Les autres argiles détectées en moindre proportion sont une kaolinite, une muscovite-illite et une chlorite (tableau II). Cette argile ne contient pas de calcite.

Tableau II Composition de la fraction argileuse (4,20 m de profondeur)

Argiles			
Muscovite-illite	kaolinite	Montmorillonite	chlorite
20 %	15 %	50 %	15 %

2.3 Microscopie Électronique à Balayage

Les essais ont été menés au LCPC par S. Guédon-Dubied sur un échantillon prélevé à 6,5 m. L'échantillon présente une texture fine avec une taille de grain de l'ordre de 10 à 20 μm. Les analyses élémentaires effectuées sur différentes plages et à différents

grossissements confirment la présence d'un mélange argileux à base de montmorillonite et de kaolinite complété par du quartz. Quelques fins cristaux de calcite sont présents et englobés d'argile (figure 5).

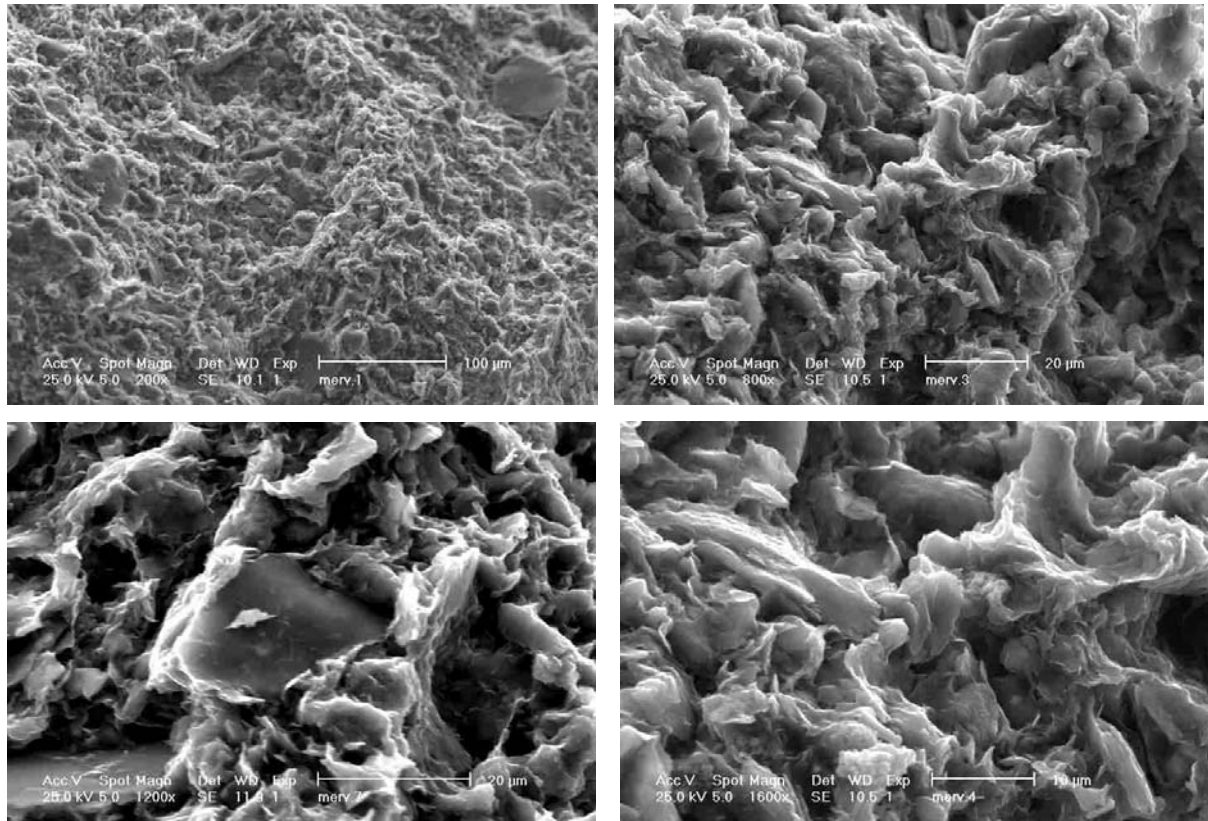


Figure 5 Images de l'argile de Merville à différents grossissements

2.4 Synthèse

La diffractométrie aux rayons X (DRX) ainsi que l'observation au Microscope Électronique à Balayage (MEB) décrivent ce sol comme une argile de type montmorillonite avec plus de quartz trouvé dans la DRX qu'au MEB sans doute du fait de la variabilité propre du sol. La présence de pyrite à peut être entraînée cette mesure de Si à la DRX.

On notera que le niveau étudié ici possède un indice de plasticité inférieur à celui indiqué dans le rapport de S. Borel mais très proches des valeurs collationnées par H. Josseume³ (1998). L'absence constatée de calcite est également contradictoire avec les 7 à 9% proposés. La granulométrie est très proche avec cependant un décalage vers les argiles, lié sans doute à l'absence de calcite.

Le sol étudié est donc, selon la classification LCPC, une **argile très plastique**, ce qui est cohérent avec les observations MEB et DRX classant la phase argileuse du sol comme une montmorillonite.

³ **Josseume H. (1998)** Propriétés mécaniques de l'argile des Flandres à Dunkerque et à Calais, *Revue Française de Géotechnique* n° 84, pp. 3-26.

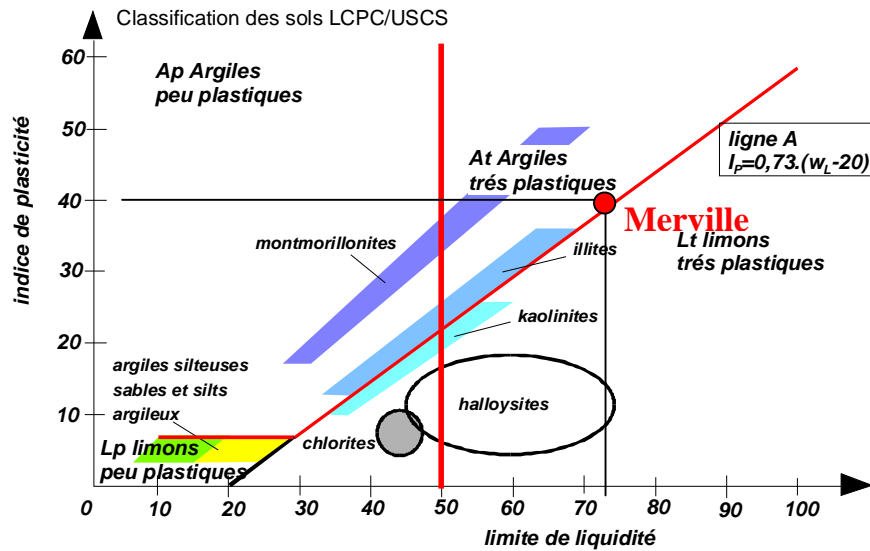


Figure 6 Classification LCPC / USCS

Les essais réalisés sur les sols prélevés à Merville ont des caractéristiques physiques relativement homogènes (figure 7). On ne constate pas la chute de poids volumique observée par la technologie RAN (Ferber, 2003).

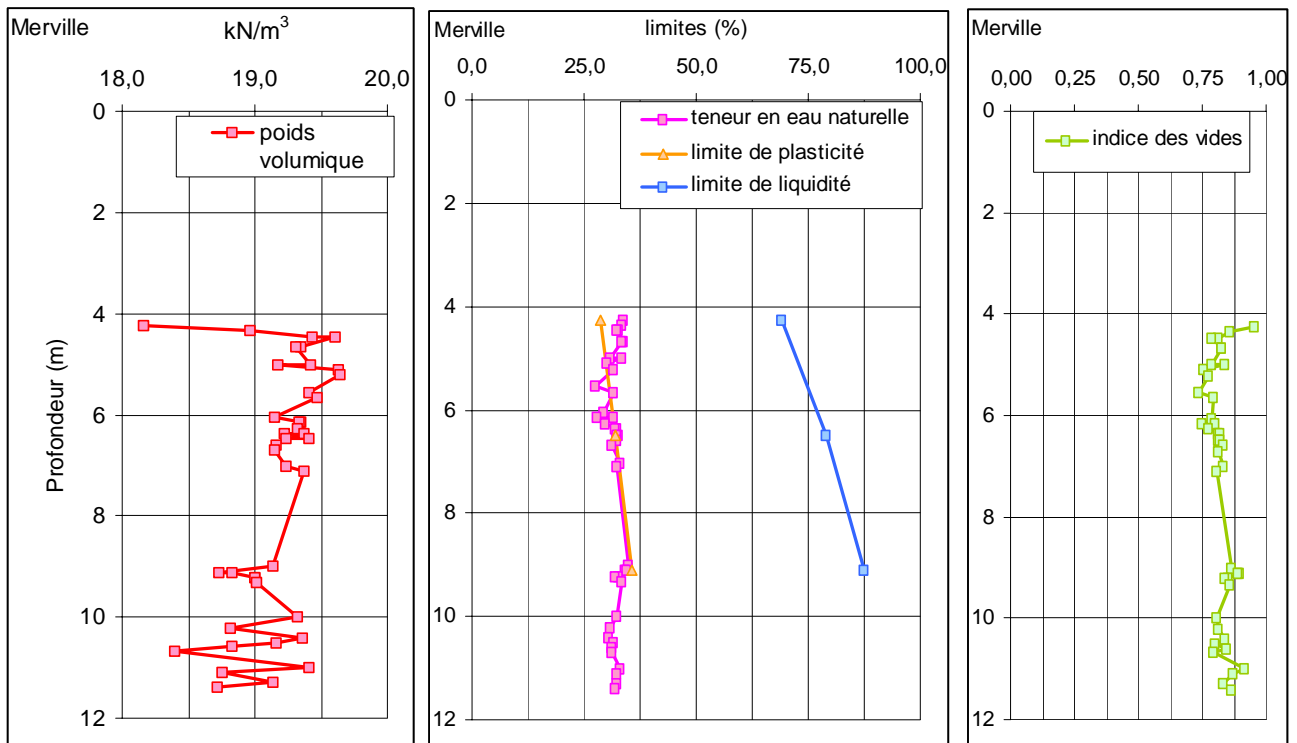


Figure 7 Évolution des paramètres avec la profondeur

3 Résistance de l'argile des Flandres à Merville

3.1 Essais de laboratoire

3.1.1 Essais œdométriques

Une série d'essais œdométriques sur plusieurs niveaux a été réalisée au LCPC pour obtenir les paramètres de consolidation (tableau III). Le matériel utilisé est un œdomètre à chargement par l'arrière de type Wickham Farrance. Le chargement est de type incrémental par ajout de masses.

Tableau III Caractéristiques des essais oedométriques

Essai	Prof.	Date	w	γ	σ'_{vo}	σ'_p	eo	Cs	Cc	$\frac{C_c}{1+e_0}$	$\frac{\Delta e}{e_0}$	Proc
1	3,77-3,80	03/08/2004	31,5	18,9	34	300	1,06	1,158E-2	0,3412	0,165631	0,009	6.3.2
2	3,74-3,77	03/08/2004	32,7	18,7	34	300	1,10	1,545E-2	0,341	0,16238		6.3.2
3	4,15-4,25	25/02/2002	33	18,3	36	115	0,90	1,931E-3	0,209	0,11	0,002	6.3.1.2
4	4,15-4,25	25/02/2002	33,5	18,9	36	135	0,85	1,360E-3	0,457	0,24703		6.3.1.2
5	7,93-7,97	03/08/2004	36,4	17,6	66	200	1,25	4,149E-2	0,336	0,14933	0,037	6.3.2
6	7,97-8,00	03/08/2004	34,3	18,9	66	300	1,07	2,347E-2	0,240	0,11594	0,048	6.3.2
7	9,80-9,84	03/08/2004	31,7	18,9	88	500	1,06	2,570E-2	0,419	0,2034	0,028	6.3.2
8	9,76-9,80	03/08/2004	32,5	19,1	88	530	1,05	2,575E-2	0,272	0,13268	0,075	6.3.2

La procédure utilisée est celle des sols surconsolidés de la norme NF P94-090 (6.3.2 Procédure particulière pour les sols surconsolidés soumis à de fortes contraintes) pour les essais 1, 2, 5, 6, 7 et 8. Les essais 3 et 4, réalisé en premier, ont subi une mise en eau initiale (6.3.1.2 Gonflement de l'éprouvette à la mise en eau), ce qui explique les faibles valeurs de Cs et le gonflement constaté au déchargement.

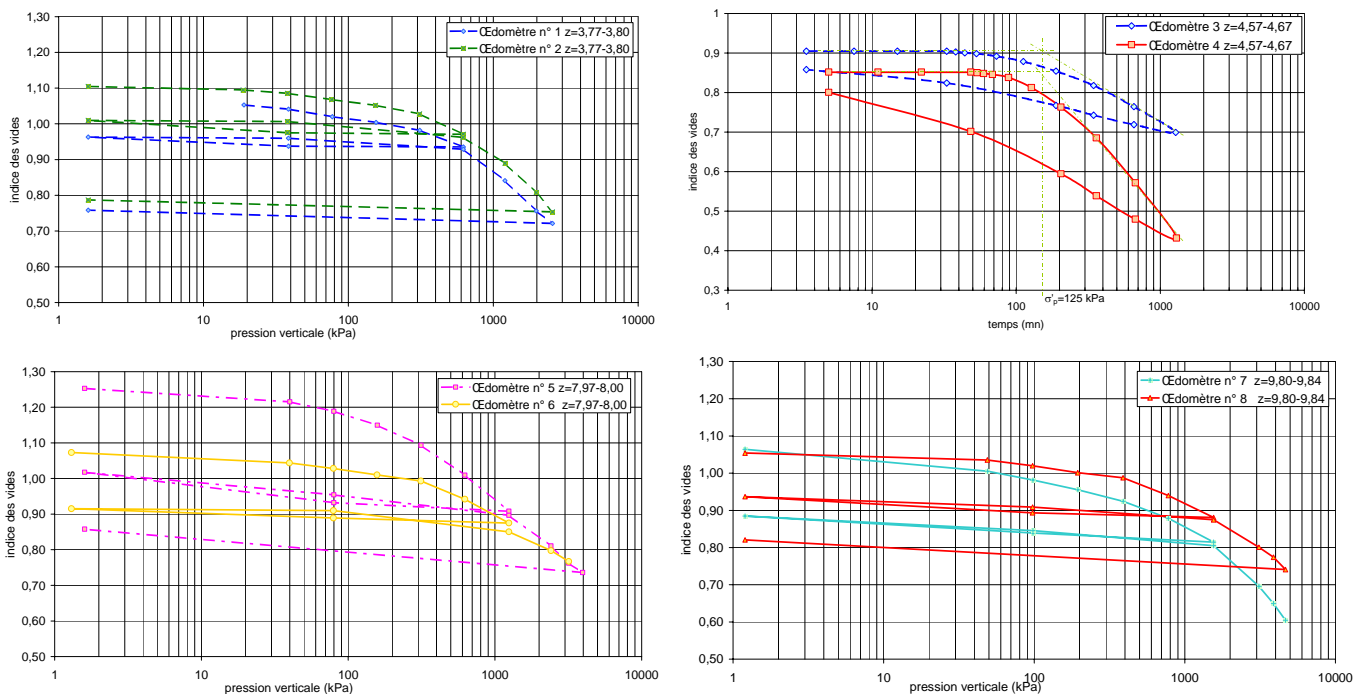


Figure 8 Courbe de compressibilité à l'œdomètre

Les valeurs de la contrainte de préconsolidation sont en accord avec les données bibliographiques, mais les valeurs de Cs et Cc, pour notre étude, montrent un moins

grand remaniement potentiel, si l'on se réfère à la valeur du rapport C_c/C_s qui est supérieure ou égale à 10. Ceci est confirmé par les valeurs de $\Delta e/e_0$ qui sont inférieures ou égales à 0,04 (Lunne et al.⁴, 1997).

3.1.2 Essais triaxiaux

La résistance de l'argile prélevée entre 4 et 12 m de profondeur a été étudiée au moyen d'essais triaxiaux réalisés avec une cellule de type Bishop Wesley et trois générateurs de pression GDS. Le LCPC a réalisé 18 essais non consolidés non drainés (UU) et 24 essais consolidés non drainés avec mesure de la pression interstitielle (CU+u), répartis en trois séries (notées dans le texte, A, B et C) étalées dans le temps et selon la profondeur.

Pour la dernière série d'essais CU+u, les éprouvettes ont été taillées à 45 et à 90 degrés par rapport à la verticale pour pouvoir observer l'anisotropie de résistance ou de déformation. Ces résultats pourront être comparés aux essais réalisés en place sollicitant le massif dans le plan horizontal. Ces essais ont été réalisés sous contrepression de 800 kPa avec mesure de pression interstitielle et le cisaillement a été réalisé à une vitesse 0,026mm/mn calculée selon la norme NF P 94-071 à partir de la valeur de t_{100} obtenue lors de la consolidation.

Compte tenu de la micro-fissuration existante, le matériau est assez difficile à tailler. Certains essais ont probablement été effectués sur des échantillons des sols remaniés.

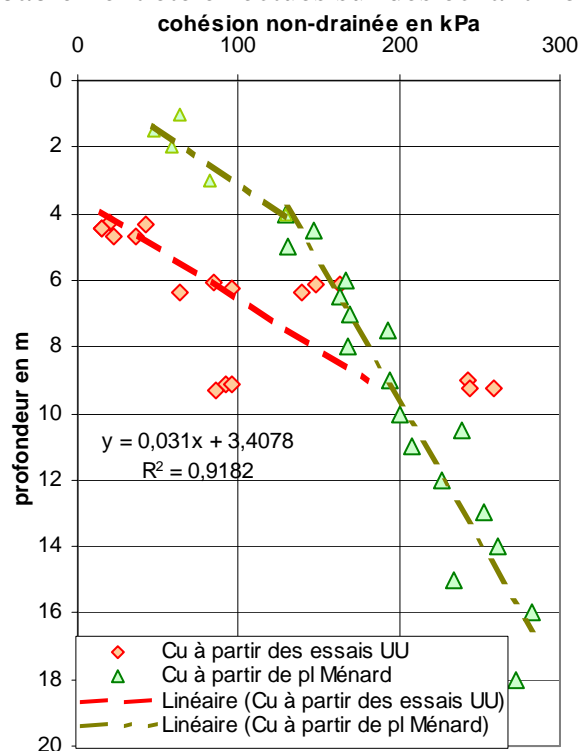


Figure 9 Comparaison des cohésions non drainées c_u , obtenues à partir des essais triaxiaux UU et des essais pressiométriques

⁴ Lunne, T., Berre, T. and Strandvik, S. 1997. Sample disturbance effects in soft low plasticity Norwegian clay. Proc. Sym. on Recent Developments in Soil and Pavement Mechanics, Rio de Janeiro, June 1997: 81-92, published by Balkema.a

Essais UU

La cohésion non drainée c_u observée à 9m est probablement de l'ordre de 170 kPa, ce qui est dans la fourchette 110-190 kPa et en accord avec la relation de l'argile de Boom $c_u = 97 + 3.z = 125$ kPa.

Ces résultats sont en accord avec les informations des essais in situ. En effet lors de la campagne d'essai, il a été trouvé une pression limite de 700 à 1000 kPa, soit en utilisant la corrélation proposée par Ménard un c_u de

$$c_u = \frac{p_l - p_o}{5,5} = 120 \text{ à } 200 \text{ kPa.}$$

Essais CU+u

L'analyse des essais est effectuée en contraintes effectives dans la représentation de Lambe avec en abscisse la pression moyenne effective s' , et en ordonnée le déviateur des contraintes t' . La projection du critère de Mohr-Coulomb dans la représentation de Lambe (s', t') consiste en une droite d'équation $t' = s' \cdot \tan. \theta' + t_o$ avec $\sin \varphi' = \tan. \theta' = 0,34$, ce qui donne un angle de frottement non drainé effectif de $\varphi' = 20,3^\circ$.

La cohésion vaut $c' = t_o / \cos. \varphi' = 60$ kPa

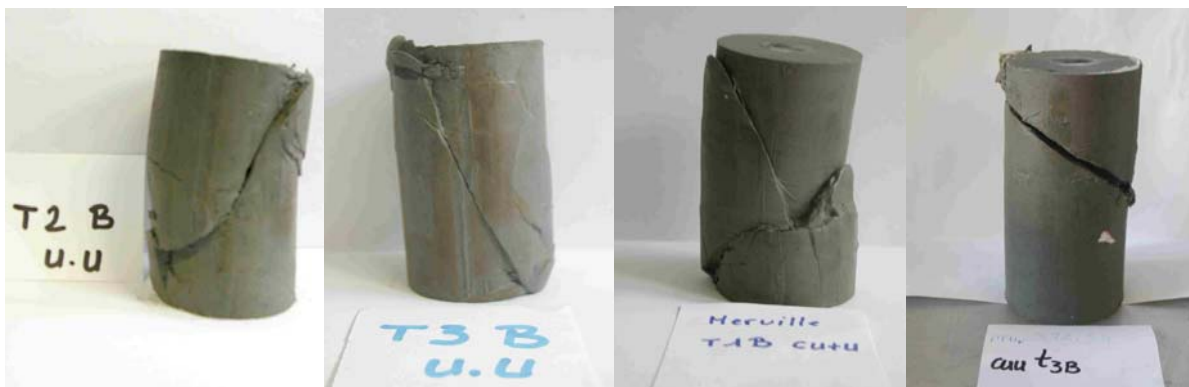


Figure 10 Quelques éprouvette après l'essai de cisaillement

Ces résultats ne sont pas très éloignés de ceux d'Henri Josseume (Josseume, 1998). Par contre, les valeurs obtenues pour les éprouvettes de la série C orientées à 45 et 90 degrés sont beaucoup plus importantes que celles obtenues sur éprouvettes verticales de la série B : 48 degrés d'angle de frottement par rapport à 20 degrés.

Toutefois, on n'observe pas de variation de la pente d'état critique (ou l'angle de frottement) avec l'inclinaison des éprouvettes de la série C entre 45 et 90 degrés d'inclinaison. On notera que certains essais jugés aberrants ne sont pas pris en compte.

L'ordonnée à l'origine de la droite de régression linéaire des séries A et B est proche de l'origine, alors que la série C donne des valeurs négatives (figure 11). Cependant si l'on force le passage par l'origine de la droite de régression linéaire, les résultats perdent leur cohérence.

Lorsque l'on cumule tous les résultats sur un même graphique (figure 11), on obtient un angle moyen de 31° avec une valeur inférieure proche de 23° .

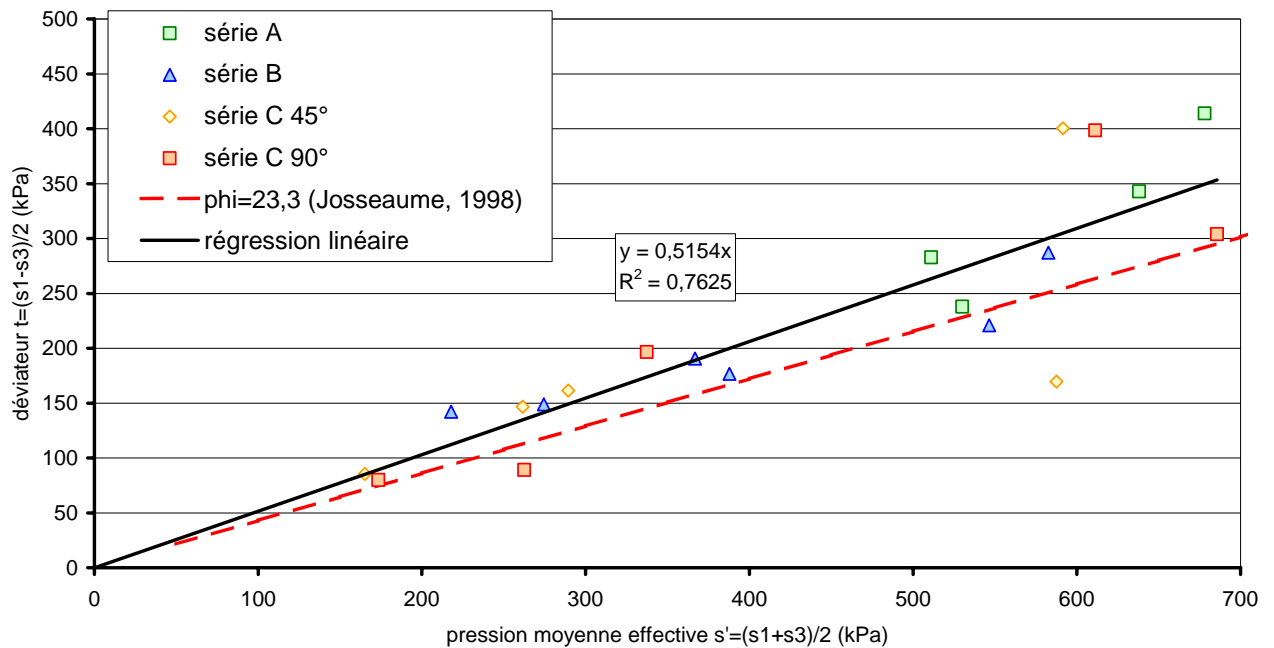


Figure 11 Résultats dans le plan de Lambe- toutes séries

Les essais inclinés ont tendance à faire croître la valeur de l'angle de frottement.

L'angle de frottement est une valeur basse de la fourchette classique pour l'argile des Flandres (15-28°), par contre la valeur de la cohésion est élevée : près du double des valeurs classiques (35-37 kPa). Mais par manque de résultats, nous ne pouvons conclure sur son évolution en fonction de la profondeur.

Synthèse

Les paramètres de résistance au cisaillement sont présentés dans le tableau IV. Ces paramètres ont été déduits d'essais à l'appareil triaxial consolidé non drainé avec mesure de la pression interstitielle (CU+u) et essais non consolidés non drainés (UU). Ces essais ont probablement été effectués sur des échantillons de sol remanié qui présentait une microfissuration parallèle à la stratification du sol.

La résistance à la compression simple c_u est tout à fait semblable aux résultats obtenus en 1986. L'angle de frottement ϕ' est situé dans la fourchette basse des résultats de 1986. Par contre la cohésion drainée c' semble sensiblement supérieure (tableau IV).

Tableau IV Résistance au cisaillement en laboratoire

	essai CU+u				essais UU	
	ϕ' (degrés)	c' (kPa)	c_u (kPa)	λ (degrés)	c_u (kPa)	ϕ_{uu} (degrés)
Merville (Reiffsteck, 2002)	20	57			160	
Dunkerque (Josseaume, 1998)	23,3	92				
Bibliographie (Borel, 2001)	15 - 28	35 - 37	35 - 48	10 - 22	110 - 190	3,7 - 14
Boom clay	27	27.5-33.7			115	

Les valeurs tirées de l'article d'Henri Josseume proviennent du faisceau I correspondant aux éprouvettes pour lesquelles l'inclinaison du plan de rupture est proche de $\pi/4-\phi/2$, c'est-à-dire proche de $\pm 55^\circ$ alors que les autres ont des angles proches de $\pm 22^\circ$. Ce qui est le signe d'une moins grande influence de la fissuration initiale du sol sur la rupture.

3.2 Essais en place

Les figures 12, 13 et 14 présentent les principaux résultats des essais en place réalisés en 1986 (essais pressiométriques, SPT et pénétrométrique). Les valeurs mesurées sont situées dans un fuseau relativement étroit qui permet de qualifier le site d'homogène. La résistance du sol augmente régulièrement avec la profondeur.

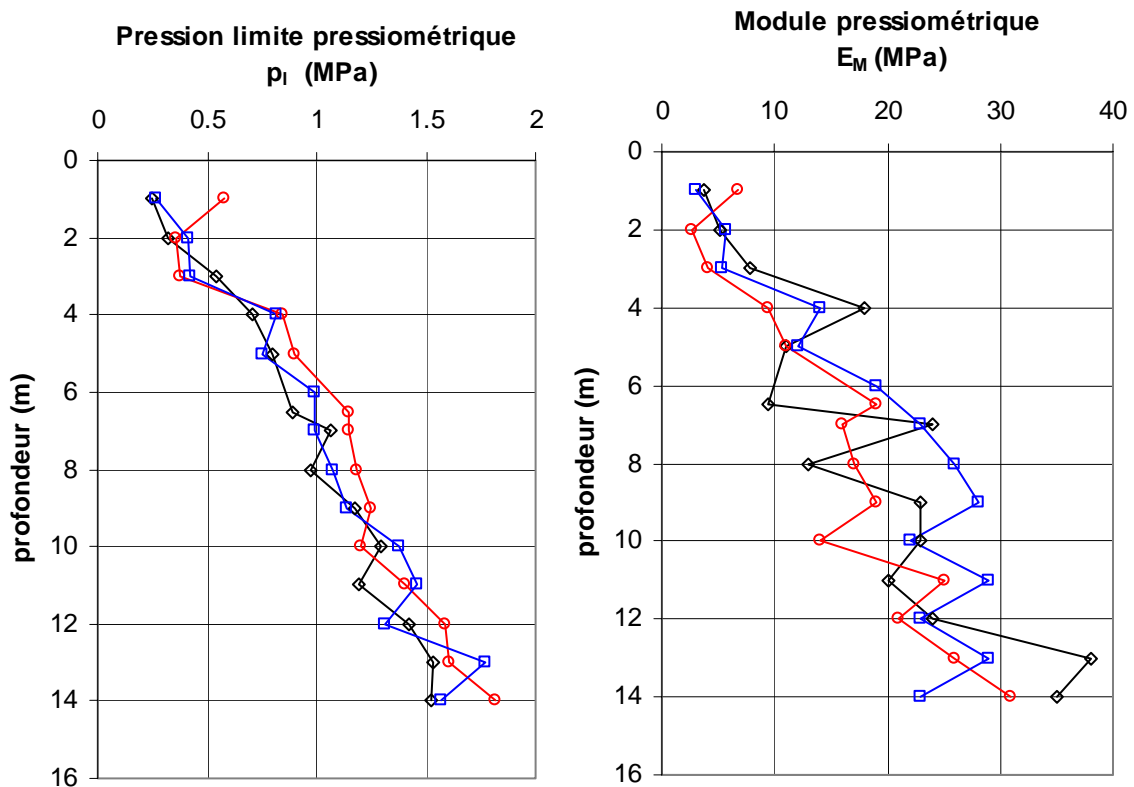


Figure 12 Pressiomètre Ménard

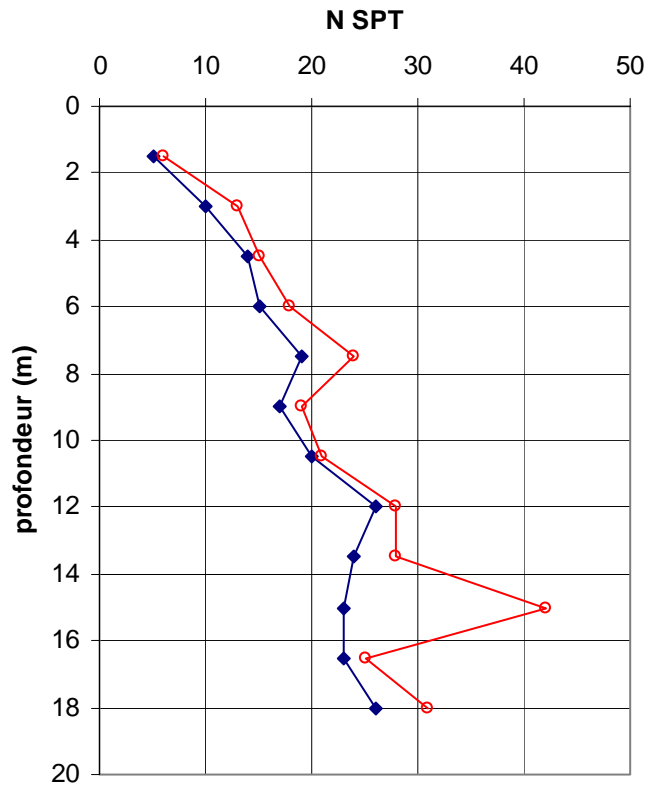


Figure 13 Standard Penetration Test (SPT)

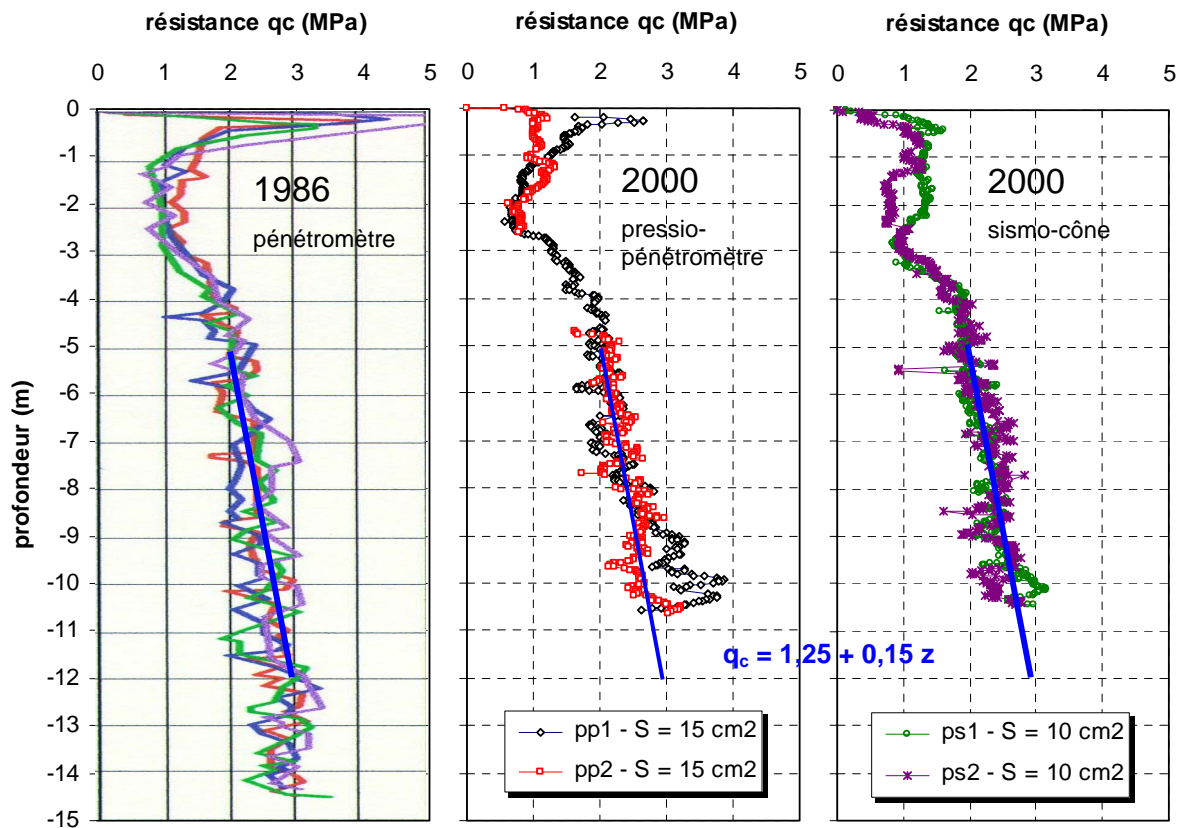


Figure 14 Pénétrromètres statiques

Sur la figure 14, on a également reporté les profils mesurés avec le sismo-cône (pointe de 10 cm²) et le pressio-pénétromètre (pointe de 15 cm²) en 2000. A partir de 4 m de profondeur, on peut retenir une tendance linéaire pour la résistance de pointe q_c (en MPa) en fonction de la profondeur z (en m) :

$$q_c = 1,25 + 0,15 z$$

Cette tendance est très similaire à ce qui a été observé dans l'argile de Boom entre 7 et 14 m :

$$q_c = 1,41 + 0,14 z$$

Le tableau V donne des valeurs typiques des caractéristiques mécaniques en place mesurées à 5 et 10 m de profondeur.

Table V Résistances mesurées par les essais en place

	5 m		10 m	
	Merville	Boom clay	Merville	Boom clay
q_c CPT (MPa)	2	2,1	2,75	2,80
p_1 PMT (MPa)	0,80	0,75	1,25	0,95
N SPT	15		20	
q_c/p_1	2,5	2,8	2,2	2,9
N/p_1	19		16	

4 Déformabilité de l'argile des Flandres à Merville

4.1 Comportement en très petites déformations, mesuré en place

Les caractéristiques en très petites déformations, typiquement 10^{-5} à 10^{-6} , ont été mesurées par différentes méthodes de propagation d'ondes en place (cross-hole, down-hole, sismo-cône, ondes de surface) et en laboratoire (bender element). La figure 15 présente de manière schématique certaines méthodes utilisées sur le site.

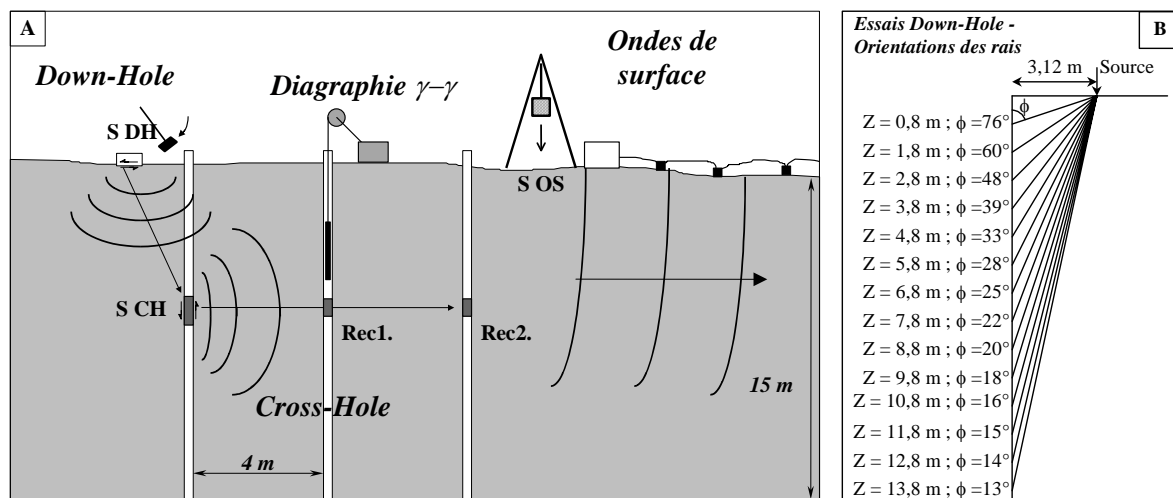


Figure 15 Configuration géométrique des différents dispositifs géophysiques

4.1.1 cross-hole

Le principe de la méthode cross-hole consiste à mesurer la vitesse de propagation des ondes entre forages à une profondeur donnée (figure 16). Une source est placée dans un forage à une profondeur déterminée et des sondes de réception sont placées dans deux autres forages à la même profondeur. La géométrie des forages est précisément déterminée par relevés topographiques et inclinométriques.

Une source adaptée (un marteau pneumatique dans le cas de Merville) permet de générer des ondes de cisaillement de forte énergie, à propagation horizontale et à polarisation verticale. Les sondes de réception sont équipées de trois géophones orientés dans les trois directions (un vertical, deux horizontaux). Dans un dispositif à trois forages comme celui utilisé à Merville, 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 deux forages, conduit à la vitesse de l'onde.



Figure 16 Réalisation des essais cross-hole

4.1.2 down-hole

Dans la méthode down-hole, aussi appelée PSV (Profil Sismique Vertical), la source est localisée en surface à une distance constante du forage. Un dispositif adapté (à Merville, la frappe d'une masse sur un madrier) permet de générer une onde de compression et une onde de cisaillement de forte énergie.

Le passage de l'onde est enregistré par une sonde de réception, identique à celle du cross-hole, plaquée dans le forage. Ce dispositif permet de mesurer la vitesse des ondes à propagation verticale et à polarisation horizontale.

Le résultat brut des mesures est un profil des vitesses apparentes représentatives d'un comportement moyen des couches traversées entre la source et le récepteur. Dans le cas de Merville, le calcul direct de la vitesse de chaque couche, par différence entre les mesures réalisées à deux profondeurs successives, 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. C'est pourquoi, on a utilisé une méthode d'inversion itérative, afin de minimiser l'erreur globale (Ferber, 2003).

4.1.3 ondes de surface (méthode SASW)

L'onde de surface est générée par une source qui peut être une chute de poids (de la masse de 5 kg à des poids de plusieurs centaines de kilogrammes) ou un explosif. Cette onde qui représente près des 2/3 de l'énergie en surface est enregistrée par un réseau de géophones en surface (au moins 24). Le mouvement particulière est ellipsoïdal dans le plan vertical.

L'onde de surface est plus lente que les ondes de compression et de cisaillement. Son amortissement géométrique en surface est en $1/\sqrt{r}$ à comparer à celui des ondes P et S en $1/r^2$ (où r est la distance source capteur).

L'étude de la propagation des ondes de surface permet de remonter à un profil de vitesse de cisaillement. En effet leur profondeur de pénétration est de l'ordre de la longueur d'onde. Les petites longueurs d'ondes voyagent à une vitesse proche de celle des terrains superficiels tandis que les grandes longueurs d'ondes renseignent sur les terrains plus profonds. Il en résulte une variation de la vitesse de propagation en fonction de la fréquence.

Les courbes de dispersion, *i.e.* les vitesses de phase et de groupe en fonction de la fréquence, sont calculées par transformation $p-\omega$, sommation oblique, et filtrage multiple. Elles sont ensuite inversées pour obtenir le profil de vitesse de cisaillement.

La profondeur d'investigation est fonction du contenu fréquentiel de la source et de la courbe de réponse des géophones utilisés.

Les ondes de surface présentent l'avantage par rapport aux techniques cross-hole et down-hole de ne pas nécessiter la réalisation de forage préalable.

4.1.4 sismo-cône

Les essais au sismo-cône sont très similaires dans leur principe aux essais down-hole, à l'exception du récepteur qui est situé à l'arrière d'un pénétromètre. Il n'est donc pas nécessaire de réaliser de forage préalable. En plus des mesures ponctuelles de modules de déformation, l'essai au sismo-cône permet d'obtenir un profil continu de résistance du sol.

Les essais de pénétration statique au cône ont été effectués avec un piezo-cône électrique (pointe normalisée de 10 cm^2) qui permet de mesurer la résistance de pointe (q_c), le frottement latéral (f_s) et la pression interstitielle (u) en cours de fonçage (figure 17). Le récepteur sismique est situé à 42 cm à l'arrière du manchon de frottement pénétrométrique. Il est constitué de deux géophones horizontaux.

L'essai consiste à générer une onde de cisaillement et à enregistrer au moyen d'un séismographe 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 séismographe dès que la source est activée.

Contrairement au cas des down-hole, la vitesse des ondes de cisaillement dans chaque couche a été calculée de façon directe, à partir de la différence des temps d'arrivée entre deux profondeurs successives.



Figure 17 Réalisation des pénétromètres

4.1.5 masses volumiques et vitesses d'ondes

La connaissance précise de la masse volumique est nécessaire pour transformer les vitesses d'ondes en modules de cisaillement. Elle a été mesurée par sonde gamma-gamma dans deux des trois sondages exécutés pour les essais Cross-Hole, avant scellement des tubes. La sonde et le tubage ont été étalonnés en laboratoire de manière

à transformer les comptages en masse volumique humide (Ferber, 2003). Un des deux profils présentait des valeurs de masse volumique très faibles (jusqu'à $1,3 \text{ t/m}^3$ dans l'argile saine) et il a été rejeté, considérant que les parois du forage avaient dû être remaniées lors de son exécution entraînant une dégradation des comptages. C'est donc le deuxième profil qui a été retenu (diagraphie D2) et la moyenne des valeurs par couche de un mètre a été calculée afin de déterminer le profil de référence en masse volumique (figure 18).

Les mesures de masse volumique et de vitesses d'ondes confirment la présence d'une couche de faibles caractéristiques sur les deux ou trois premiers mètres, correspondant à la couverture limoneuse et à l'argile des Flandres altérée.

Au-delà, les vitesses d'ondes augmentent, mais les méthodes utilisées fournissent des vitesses significativement différentes. Au-dessus de 5 m de profondeur, les essais cross-hole mesurent des vitesses supérieures de 20 % à 70 % aux autres essais. En dessous de 5 m, les vitesses déduites des essais down-hole et des ondes de surface augmentent plus lentement que celles mesurées par les essais cross-hole et les sismo-cônes.

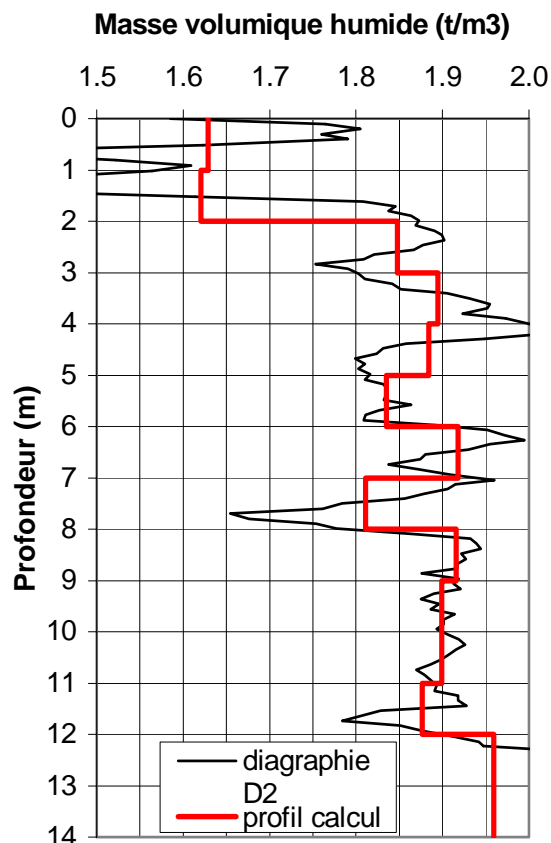


Figure 18 Profil de masse volumique

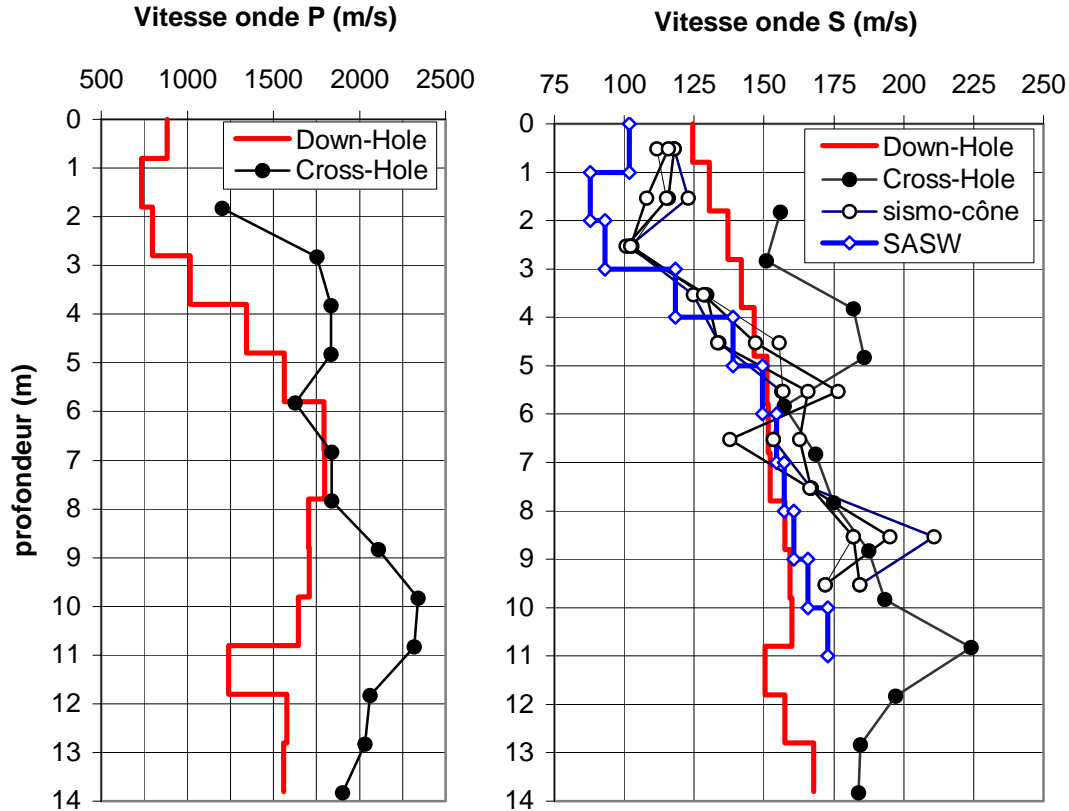


Figure 19 Profil de vitesse des ondes P et S

4.1.6 modules en petites déformations

Dans le cadre de la théorie de l'élasticité linéaire isotrope, les paramètres de déformabilité des matériaux sont reliés aux vitesses de propagation des ondes et à la masse volumique ρ du matériau. Ainsi, le module de cisaillement G , le module d'Young E et le coefficient de Poisson ν se déduisent des vitesses d'ondes de compression V_p et de cisaillement V_s par les relations :

$$E = 2\rho V_s^2(1 + \nu) \quad (1)$$

$$G = \rho V_s^2 \quad (2)$$

$$\nu = \frac{V_p^2 - 2V_s^2}{2(V_p^2 - V_s^2)} \quad (3)$$

Au-delà de deux mètres de profondeur, le coefficient de Poisson varie entre 0,495 et 0,497, correspondant à une déformation à volume constant dans l'argile des Flandres.

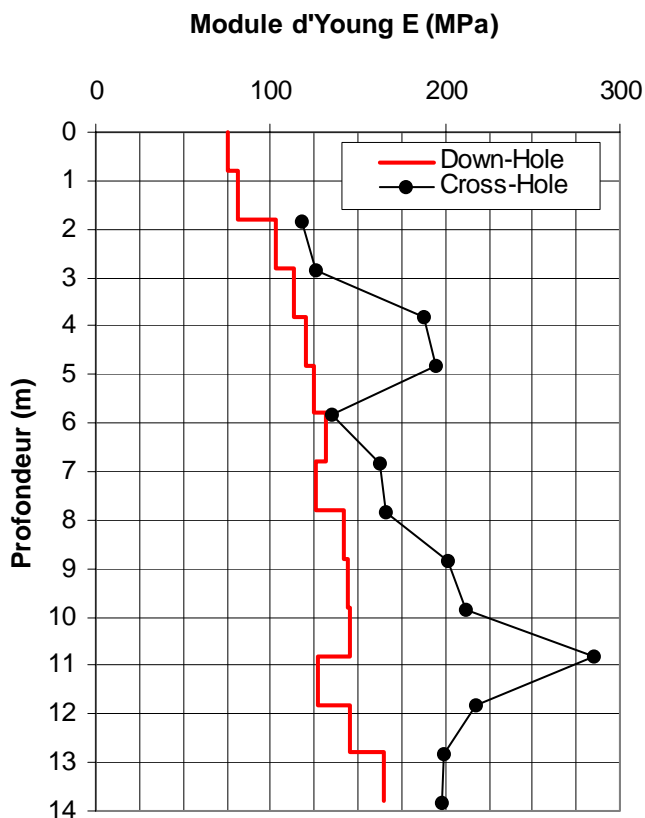


Figure 20 Profil de module d'Young

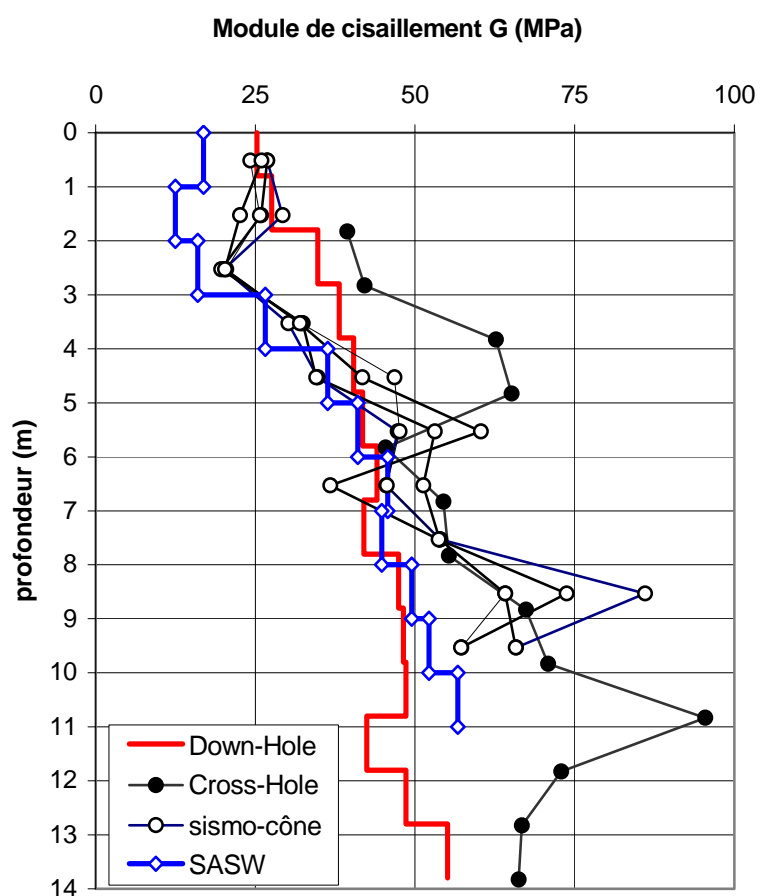


Figure 21 Profil de module de cisaillement

On retrouve sur ces profils les écarts observés sur les vitesses d'ondes entre les différentes méthodes sismiques puisque le calcul des modules est très fortement influencé par les vitesses d'ondes. Au-delà de 5 mètres de profondeur, les modules de cisaillement initiaux sont de l'ordre de 40 à 50 MPa d'après les méthodes down-hole et les ondes de surface et de 50 à 90 MPa d'après les mesures cross-hole.

De telles différences entre les modules initiaux ont déjà été observées et reportées dans la littérature (Sully et Campanella, 1995) ainsi que sur le site de l'argile de Boom (Mengé, 2001). Cinq explications potentielles *a priori* peuvent être envisagées.

1. Variations latérales de propriété mécaniques du massif ? Bien que schématique, la figure 15a représente correctement la configuration des dispositifs employés pour les mesures de vitesses d'ondes et on observe que les volumes auscultés par les trois méthodes sont différents, ce qui pourrait être une source de variations dans les résultats. En réalité, les différentes investigations réalisées sur le site jusqu'alors montrent que le massif argileux est homogène et les variations latérales observées concernent des sondages beaucoup plus éloignés que ne le sont les volumes auscultés par les trois méthodes (Borel, 2000, Canepa *et al*, 2002). Il ne nous semble donc pas que ce soit là la source des différences de résultats entre méthodes.

2. Une erreur induite par les réfractions d'ondes en Cross-Hole ? Des réfractions d'ondes en Cross-Hole peuvent conduire effectivement à une surestimation des vitesses par cette méthode (Jongmans & Demanet⁵, 1993). Cependant, si la différence entre Cross-Hole et Down-Hole était seulement due à ce phénomène, les vitesses en Cross-Hole ne devraient jamais dépasser les vitesses mesurées en Down-Hole. Or, on constate que la vitesse maximale mesurée en Cross-Hole (2339 m/s en compression et 224 m/s en cisaillement) dépasse de plus de 30 % la vitesse maximale mesurée en Down-Hole (1798 m/s en compression et 167 m/s en cisaillement). Ce n'est donc pas l'explication principale des différences entre les méthodes.

3. L'incertitude sur les mesures ? Elle concerne tout particulièrement les essais Down-Hole et nous avons déterminé à chaque profondeur une valeur minimale et une valeur maximale en tenant compte de l'imprécision sur la localisation de la source et sur le pointé des arrivées d'ondes sur les sismographes (plus ou moins 5 % d'erreur sur le temps de trajet). Ces valeurs minimales et maximales sont représentées sur les profils par des pointillés. On observe que la valeur maximale n'atteint que très ponctuellement les vitesses mesurées en Cross-Hole. Là encore, cette considération ne suffit pas à expliquer l'écart entre les profils.

4. la différence des longueurs d'ondes entre les méthodes ? Des analyses spectrales sur les ondes de cisaillement en Cross-Hole ont montré que la fréquence de ces ondes était de l'ordre de la centaine de Hertz, ce qui, pour des vitesses de l'ordre de 160 m/s conduit à des longueurs d'ondes de l'ordre du mètre. En Down-Hole et dans la méthode SASW, les fréquences sont plus faibles, de l'ordre de la dizaine de hertz, ce qui conduit à une longueur d'onde de l'ordre de la dizaine de mètre pour le Down-Hole. Ces deux dernières méthodes sont dites plus intégrantes du fait de ces grandes

⁵ **Jongmans D., Demanet D. (1993)**, The importance of surface waves in vibration study and the use of Rayleigh waves for estimating the dynamic characteristic of soils. *Engineering Geology*, 34, 105-113.

longueurs d'ondes et cette particularité conduit à lisser les petites variations présentes dans le massif, contrairement aux essais Cross-Hole qui, par leurs « petites » longueurs d'ondes sont susceptibles d'en rendre compte. En observant les profils des figures 18 et 19, on observe bien qualitativement cet effet de lissage pour les méthodes Down-Hole et SASW, lissage qui peut d'ailleurs être aussi attribué aux processus d'inversion propres à ces deux méthodes. Il est difficile de quantifier l'effet du phénomène de lissage par augmentation de la longueur d'onde, ce qui impose de le garder comme explication, au moins partielle, des différences entre méthodes.

5. L'anisotropie de l'Argile des Flandres ? Dans un tel contexte géologique, on considère traditionnellement (Josseaume, 1998, Meftah et Magnan⁶, 1988) que l'hypothèse d'anisotropie la plus réaliste est le cas de la symétrie transverse. Dans ce modèle, on considère que les propriétés du matériau sont identiques dans un plan horizontal et différentes entre ce plan horizontal et l'axe vertical. La détermination rigoureuse des cinq paramètres alors nécessaires nécessitant de nombreuses mesures dans plusieurs directions et à plusieurs profondeurs, nous proposons de tester partiellement ce modèle à partir des mesures en Cross-Hole et Down-Hole.

Dans cette démarche, l'intérêt de ces deux méthodes est qu'elles mesurent des ondes dont les directions de propagation sont différentes. Les ondes mesurées en Cross-Hole sont des ondes supposées à propagation horizontales et les ondes mesurées en Down-Hole sont des ondes à direction de propagation variable (figure 15-B). En considérant que la variation de vitesse de l'onde de compression avec la direction de propagation est elliptique, on peut déterminer à chaque profondeur, à partir des couples de vitesse Down-Hole et Cross-Hole et des angles des rais en Down-Hole une vitesse en propagation strictement horizontale (V_{ph} , égale à celle mesurée en Cross-Hole) et une vitesse en propagation strictement verticale (V_{pv}). Etant donné que les paramètres du tenseur d'élasticité aélotrope peuvent être calculés à partir des mesures de masse volumique et de vitesses d'ondes (équations de Christoffel dans Royer et Dieulesaint, 1996), on peut écrire le rapport entre les modules d'Young, noté parfois α^2 , en fonction des vitesses d'ondes de compression horizontale et verticale (équation (4)).

$$\alpha^2 = \frac{E_h}{E_v} = \frac{c_{11}}{c_{33}} = \left(\frac{V_{ph}}{V_{pv}} \right)^2 \quad (4)$$

Ce coefficient α^2 est une quantification de l'anisotropie du matériau et il est, avec le module de cisaillement, un paramètre fondamental du modèle anisotrope transverse. Ce calcul étant réalisé pour chaque couche élémentaire du massif, on obtient le profil représenté sur la figure 22. On observe qu'au-delà de 4 mètres de profondeur, le rapport entre les modules d'Young varie globalement entre 1 et 2, avec un maximum à 2,9 et une moyenne de 1,71. Il est intéressant de constater qu'à partir d'essais sur échantillons intacts d'Argile des Flandres prélevés à Dunkerque et Calais, Josseaume

⁶ **Meftah K. Magnan J.P., (1988)**, Anisotropie de la résistance de la déformabilité et de la perméabilité des sols. État des connaissances, *Rapport des laboratoires des Ponts et Chaussées, GT31, 101 pages*

(1998) avait réalisé une estimation de ce rapport et trouvé une moyenne de 1,82, ce qui tendrait à apporter du crédit à l'hypothèse d'anisotropie.

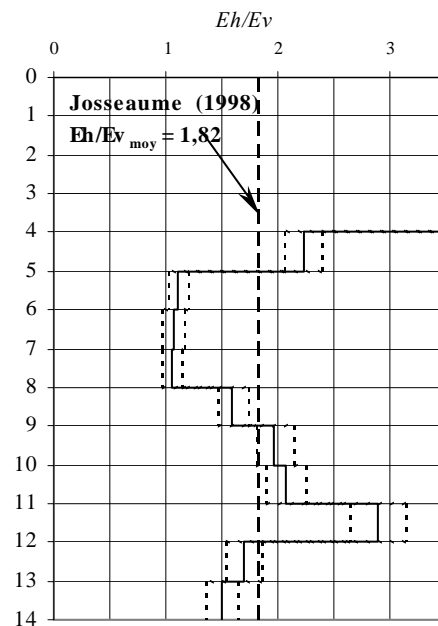


Figure 22 Profils du coefficient d'anisotropie E_h/E_v .

(l'incertitude due à la méthode Down-Hole est figurée par des pointillés).

Cette remarque doit cependant être tempérée par les valeurs du rapport entre 0 et 4 mètres de profondeur qui sont extrêmement élevées (de 4 à 9) et ne représentent pas correctement les matériaux auscultés, ce qui remet en cause la démarche adoptée, au moins aux faibles profondeurs.

4.2 Comportement en très petites déformations, mesuré en laboratoire

4.2.1 Résultat des essais de laboratoire avec éléments piézoélectriques

Certaines éprouvettes prélevées ont fait l'objet de mesures de propagation d'ondes en laboratoire au moyen d'éléments piézo-électriques (bender element) disposés dans la cellule triaxiale (figure 23).

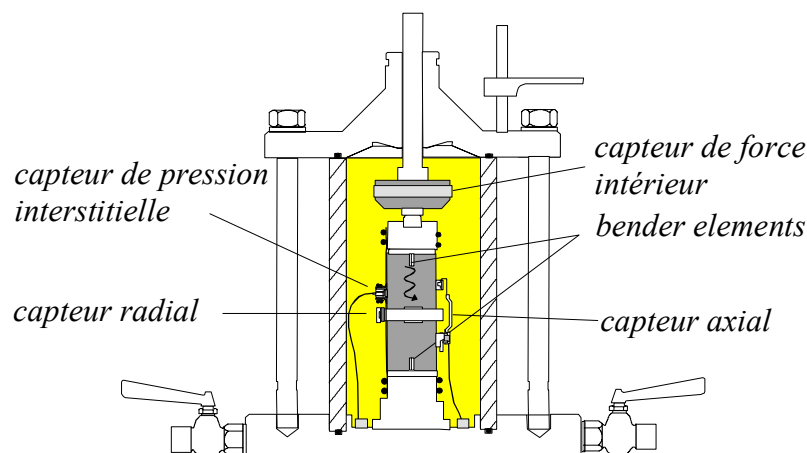


Figure 23 Montage des capteurs locaux sur l'éprouvette

Les capteurs ou éléments piézo-électriques sont placés dans le chapeau supérieur et dans l'embase inférieure de l'éprouvette. Ils pénètrent dans l'éprouvette lors de la consolidation (figure 24).

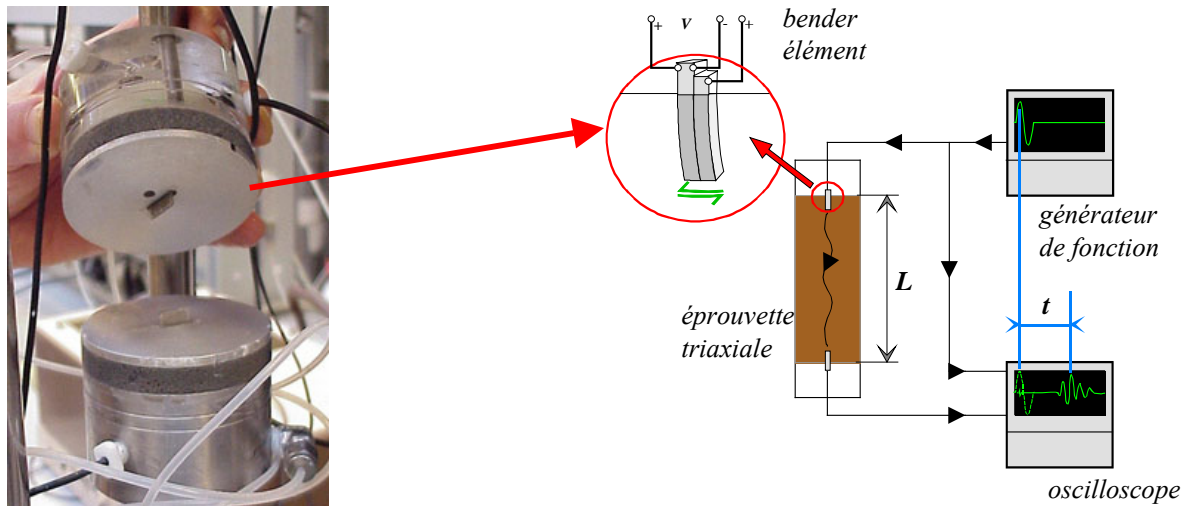


Figure 24 Montage des éléments piézo-électriques et fonctionnement

Le principe de la mesure repose sur l'effet piézo-électrique des cristaux utilisés. L'application d'une tension alternative génère un fléchissement de l'élément, propageant une onde de cisaillement dans l'éprouvette. Inversement, le fléchissement de l'élément piézo-électrique par l'onde arrivante permet la création d'un courant, qui est mesuré. La mesure est prise comme étant le temps de parcours de l'onde incidente sinusoïdale au travers de l'éprouvette (figure 25).

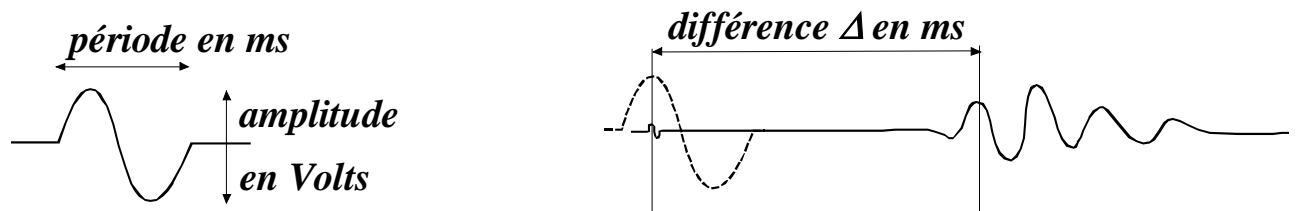


Figure 25 type de signal et détermination du temps de parcours

La mesure est définie dans le cadre de ce rapport entre les instants S et D définis sur la figure 26. Le signal étant sinusoïdal, la mesure pic à pic est la plus fiable.

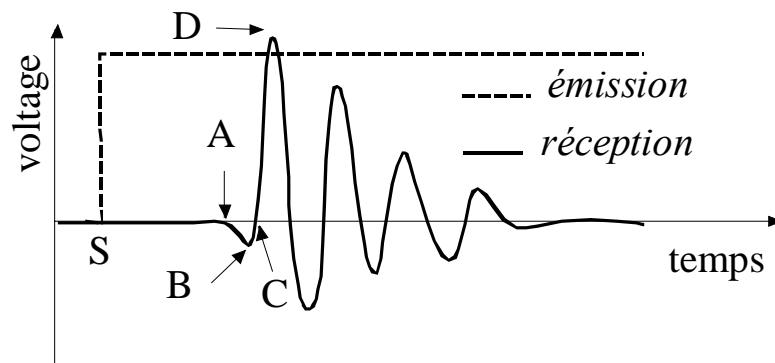


Figure 26 importance du choix de l'instant d'arrivée

Ci-dessous un exemple de signaux obtenus sur l'éprouvette T4C.

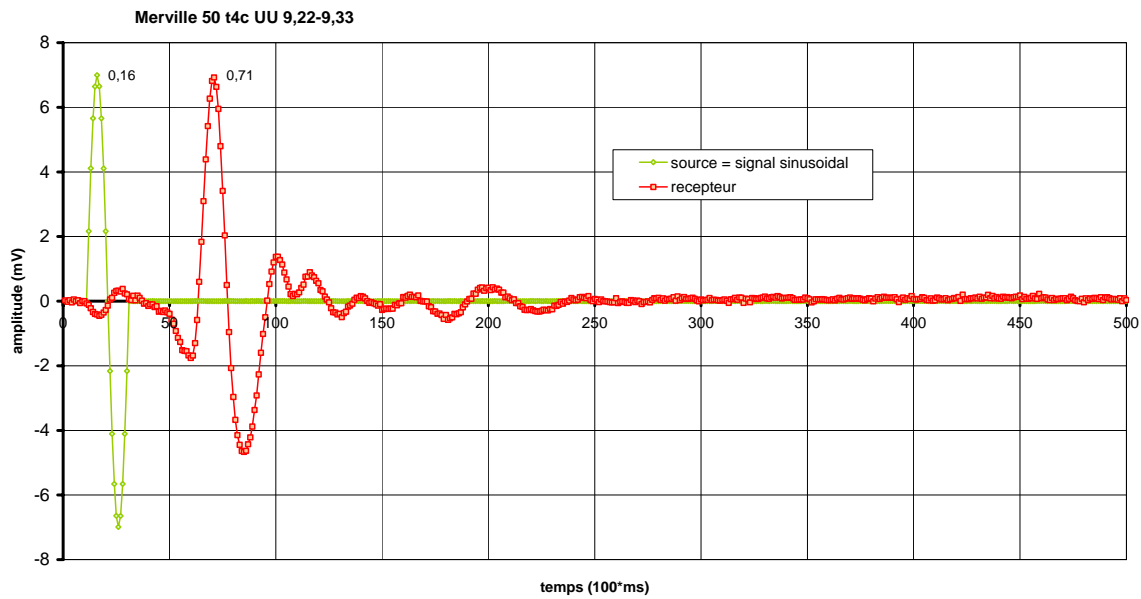


Figure 27 Exemple pour un essai UU : le t4c

Nous avons récapitulé dans le tableau VI suivant les différentes valeurs obtenues au cours des essais.

Tableau VI Caractéristiques des essais triaxiaux CU+u

Essai	Type	Orient.	σ'_3	ΔT (ms)	V_s (m/s)	γ ($N/m^4/s^2$)	$G = \gamma \cdot V^2$ (MPa)	E (MPa)
T2B	UU	0	221	0,58	171,9	1934	57,15	152,02
T4B2	UU	0	345	0,57	175,4	1932	59,44	158,11
T6B	UU	0	428	0,57	175,4	1922	59,13	157,29
T2C	UU	0	221	0,57	175,4	1873	57,62	153,28
T4C	UU	0	385	0,55	181,8	1901	62,83	167,13
T6C	UU	0	487	0,54	185,2	1901	65,20	173,44
T5	CIU+u	0	550	0,37	257,9	1938	128,90	342,88
T6	CIU+u	0	550	0,37	257,9	1961	130,43	346,95
T7	CIU+u	0	580	0,4	260	1941	131,21	349,02
T1B	CIU+u	0	215	0,52	191,7	1933	71,04	188,95
T3B	CIU+u	0	365	0,47	212,1	1916	86,19	229,28
T3C	CIU+u	90	155	0,45	198,2	1881	73,89	196,55
T5C2	CIU+u	45	256	0,43	214	1882	86,19	229,26
T7C	CIU+u	90	260	0,43	218,6	1840	87,93	233,88
T8C	CIU+u	90	411	0,36	248,6	1876	115,94	308,40
T10C	CIU+u	90	415	0,3	291,7	1871	159,20	423,48

Nous avons obtenu des vitesses apparentes d'ondes S en m/s qui sont plus élevées que lors des essais in situ : 170 à 290 avec les bender elements contre 110 à 150 pour les essais downhole et crosshole (Ferber, 2003).

Il est possible d'obtenir le module d'Young par la formule suivante :

$$E = 2 \cdot (1 + \nu) \cdot G \quad (5)$$

Ce qui nécessite de connaître le coefficient de Poisson. Si l'on fixe ν à 0,3 cela donne un coefficient multiplicateur de 2,6.

Nous comparons sur la figure 28 les modules d'Young obtenus en fonction de la pression de confinement effective appliquée. On constate que ceux-ci augmentent avec la pression de confinement.

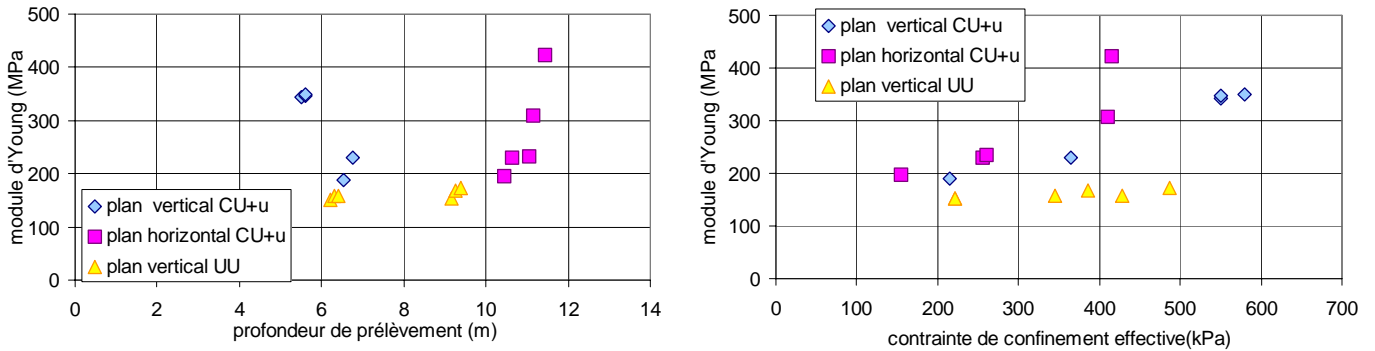


Figure 28 Module d'Young en fonction de la profondeur et de la contrainte de confinement

4.2.2 Évolution des modules avec l'orientation des éprouvettes

Nous avons comparé sur un diagramme polaire (figure 29) les modules mesurés à 0,2% de déformation verticale avec les capteurs de mesures globales pour les trois séries d'essais.

On observe que le module moyen est légèrement supérieur dans le plan horizontal à celui mesuré dans le plan vertical.

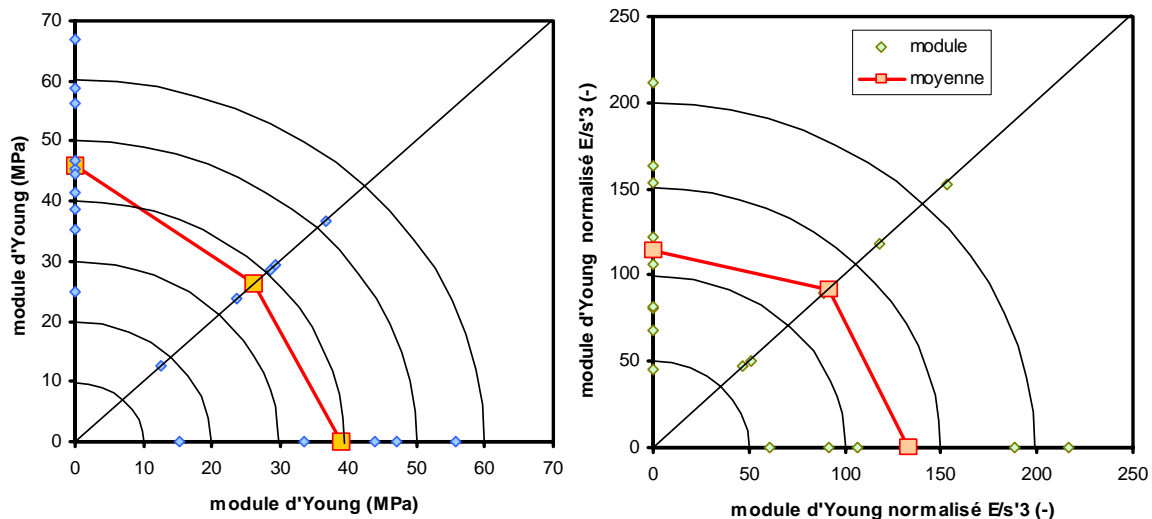


Figure 29 Évolution des modules par mesures globales avec l'orientation

Ce qui donnerait un coefficient :

$$n = \frac{E'_v}{E'_h} = \frac{45,9}{39} = 1,18$$

Cette faible anisotropie est encore plus flagrante si les modules sont normalisés par la pression de confinement appliquée à l'éprouvette. Dans cette représentation, le module vertical devient inférieur au module horizontal et n vaut 0,86.

Si l'on calcule comme Meftah et Magnan (1988) l'anisotropie par le rapport de la résistance en extension à la résistance en compression ($S_u = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$), on obtient une valeur proche de 1 (0,99 à $\sigma'_3=250$ kPa et 1,19 à $\sigma'_3=600$ kPa). Toutefois dans notre calcul, nous substituons aux résultats des essais en extension, ceux des essais à 90 degrés.

Nos résultats sont largement supérieurs à celui obtenu par Henry Josseume (pour mémoire 0,55) sur une argile des Flandres prélevée à 30 mètres de profondeur. Résultat qui a été confirmé par Valéry Ferber en s'appuyant sur les essais géophysiques.

Notre analyse est cependant critiquable, car nous comparons des modules calculés sur des éprouvettes provenant de niveaux différents (série B et série C par exemple).

Afin de pouvoir comparer nos résultats à ceux de Josseume, qui ne disposait pas des mesures des modules, mais uniquement des déformations volumique et axiale lors de la phase de consolidation des éprouvettes triaxiales, nous avons fait les mêmes calculs.

Un exemple de résultats est présenté sur la figure 30.

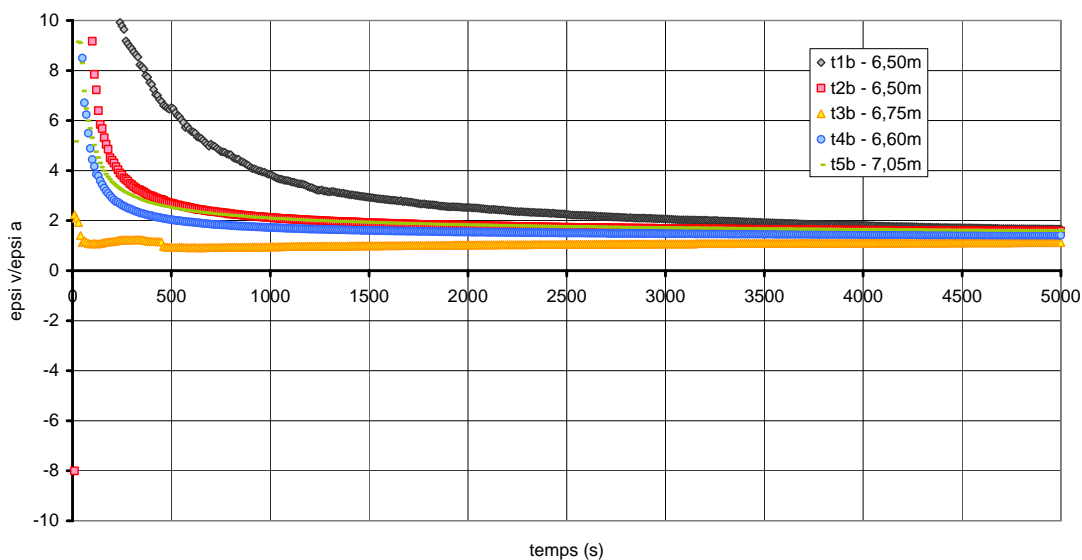


Figure 30 Évolution des déformations volumiques et axiales lors de la consolidation pour la série b

Si l'on compare les évolutions du rapport de la déformation volumique sur la déformation axiale on observe que :

- Les éprouvettes taillées selon l'axe vertical (séries A et B) sont proches de 1,75 ce qui est plus faible que le 2,1 trouvé par Josseume.
- Les éprouvettes taillées à 45 et 90 degrés (séries C) ont une asymptote aux alentours de 2,1 valeur éloignée de la valeur 3 qui correspond à un matériau isotrope. La procédure de taille et d'essais fait en partie disparaître l'anisotropie.

La figure 31 montre l'évolution du coefficient n avec la profondeur. Nous avons utilisé pour cela la relation semi-empirique proposée par Josseume.

$$n = \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{\varepsilon_{vc}}{\varepsilon_{ac}} - 1 \right) \quad (6)$$

Nos valeurs fluctuent autour de $n=0,55$ pour les éprouvettes inclinées et 0,4 pour les éprouvettes verticales. Ce qui n'est pas très éloigné des résultats de Ferber ou de Josseume.

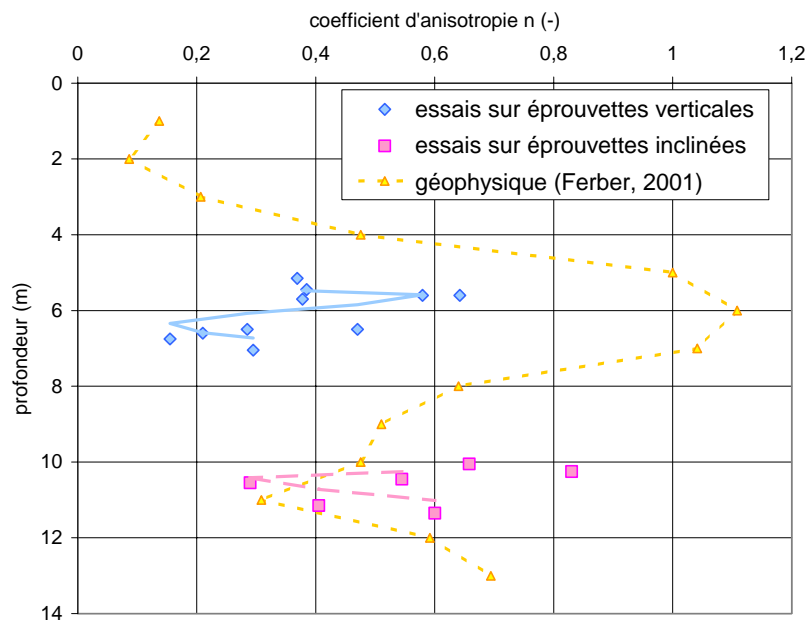


Figure 31 Évolution du coefficient d'anisotropie avec la profondeur

4.3 Résultats des essais au pressiomètre Ménard et au pressio-pénétrromètre

La comparaison des résultats obtenus lors des investigations au pressio-pénétrromètre et au sismo-pénétrromètre avec les paramètres que l'on obtient lors de reconnaissances ou d'essais plus traditionnels (pressions limites et modules pressiométriques Ménard ; caractéristiques de rupture en conditions drainées et non drainées) est typique des appareils et procédures utilisés. On observe une bonne homogénéité des valeurs mesurées et les courbes de tendances ont des aspects similaires. L'évolution des rapports G_s/G_c et G_s/GM^7 avec la profondeur sont à peu près constants et voisins respectivement de 3,5 et 8,0 (figure 32). La comparaison des courbes de tendances obtenues au pressio-pénétrromètre avec celles de l'essai Down-Hole confirme les rapports obtenus entre mesure en propagation d'onde et essais d'expansion (figure 33).

⁷ c : cyclique ; s : sismocône ; M : Ménard

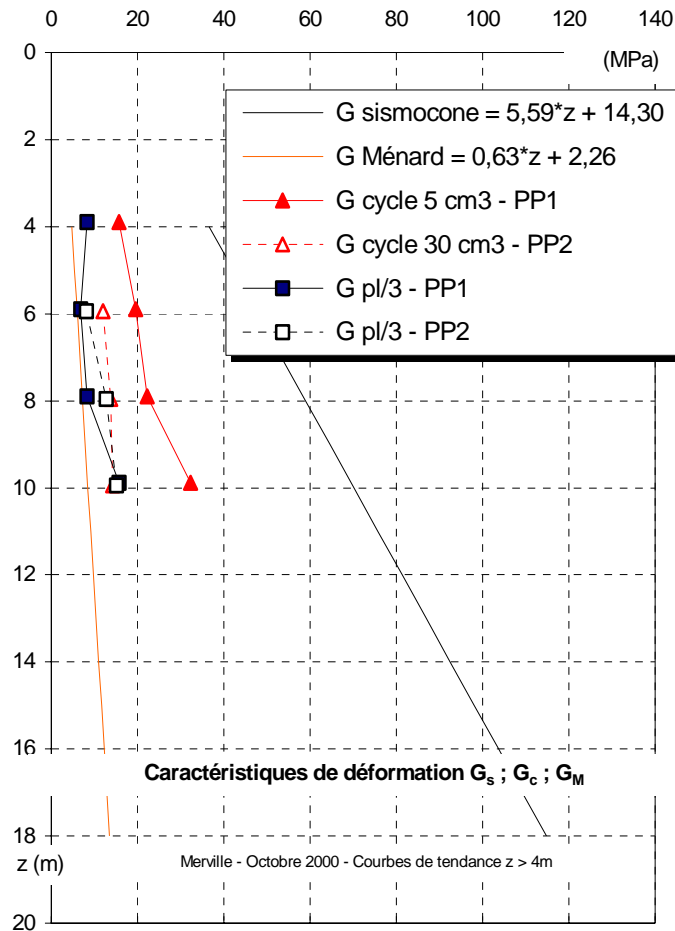


Figure 32 Confrontation des modules de cisaillement obtenus selon différentes procédures – Argile des Flandres - Site de Merville (campagne 2000)

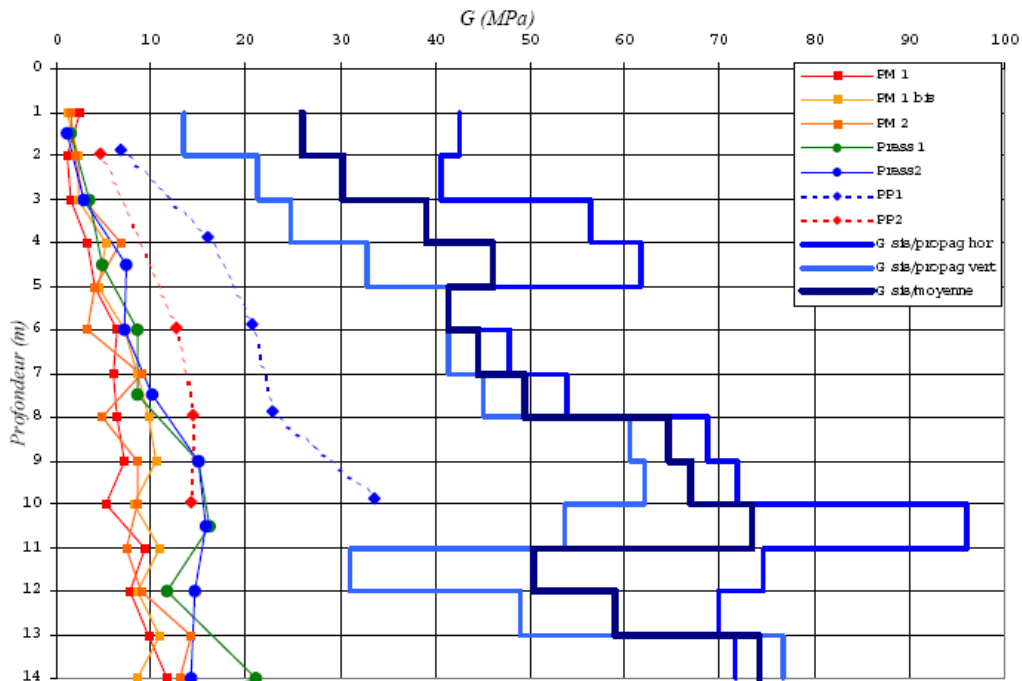


Figure 33 Comparaison des modules de cisaillement sismiques et pressiométriques

5 Analyse de l'évolution des modules

Il est souhaitable dans un premier temps de définir les différents types de modules qui peuvent être déduits des relations efforts déformations obtenues lors des expérimentations (cas des essais triaxiaux sur la figure 34). 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 est le rapport de la contrainte déviatorique q sur la déformation ε . 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 il est généralement qualifié de « maximal ». Néanmoins, cette définition étant subjective du fait du degré de précision de l'appareillage utilisé, on adopte le terme de module « initial » (E_{ini}). C'est un module initial tangent.

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 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.

Ces différents modules sont représentés sur la figure 1-2 dans le cas d'un essai de compression triaxiale. Les modules sont définis de la façon suivante en fonction de la déformation verticale de l'éprouvette ε_z :

Module sécant : $E_{sec} = \frac{q - q_o}{\varepsilon_z}$; Module tangent : $E_{tan} = \frac{dq}{d\varepsilon_z}$; Module cyclique :

$$E_{cyc} = \frac{q_{cyc}}{\varepsilon_{cyc}}$$

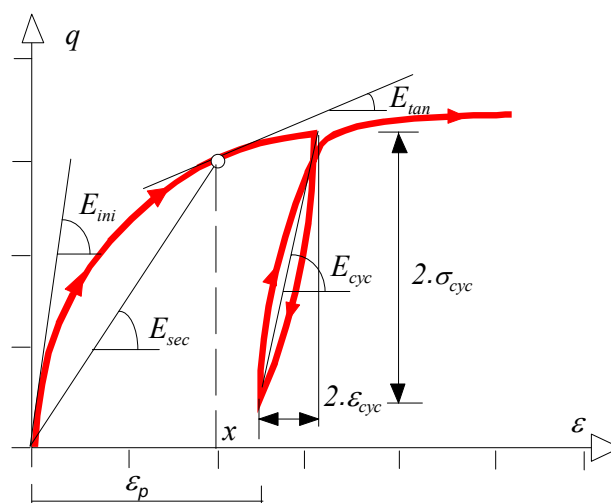


Figure 34 Définition des modules

5.1.1 Évolution des modules avec la déformation en place

Les figures 35 et 36 montrent l'évolution des modules de cisaillement obtenus avec le matériel pressio-pénétrométrique en fonction de la déformation $\Delta R/R_i$ de la cavité. En effet, comme dans la plupart des essais in-situ, on ne mesure pas la déformation élémentaire du matériau, mais le déplacement en bord de sonde. On est donc obligé de faire des hypothèses pour estimer la gamme de déformation à laquelle doit être associé le module mesuré.

La figure 35 regroupe l'ensemble des résultats obtenus, tous modules confondus, d'une part dans la couche de limon recoupée entre 0 et 3 mètres de profondeur, et d'autre part dans la couche d'argile des Flandres sous-jacente.

Sur la figure 36 on distingue, tous niveaux d'essai confondus, les résultats obtenus d'une part pour les modules Ménard G_M et d'autre part pour les modules cycliques G_c .

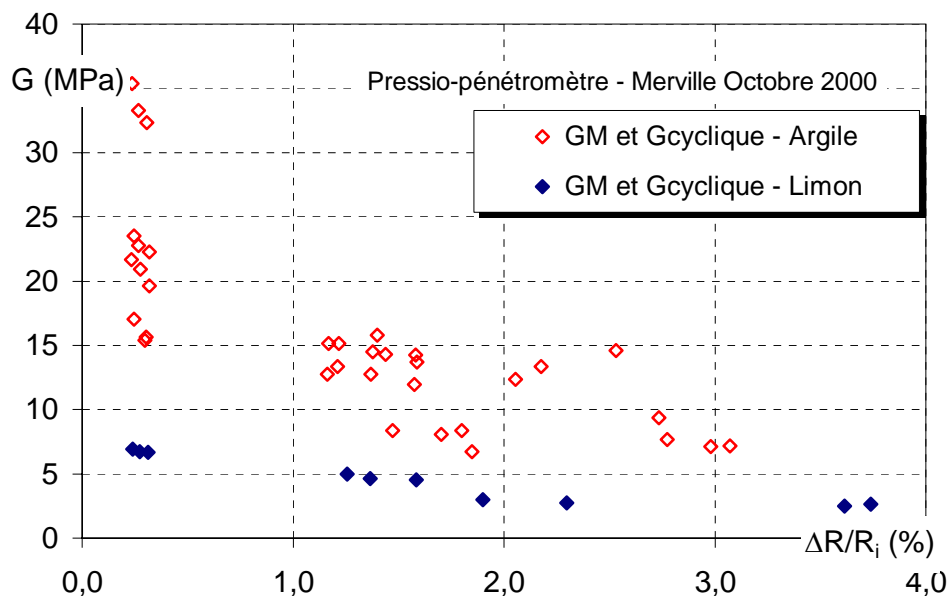


Figure 35 Sondages pressio-pénétrométriques – Évolution des modules de cisaillement G avec la déformation de la cavité – Site de Merville (campagne 2000)

Ces résultats appellent plusieurs observations :

- globalement, pour un même type d'essai, les valeurs des modules augmentent lorsque la déformation du bord de la cavité diminue. On voit par exemple que les modules « tangents » mesurés à $pl/2$ sont plus faibles en moyenne que ceux obtenus à $pl/3$. De même (cf figure 36) les modules mesurés sur de petites boucles de déchargement/rechargement sont plus élevés que ceux obtenus sur des boucles de plus grande amplitude.

- Les valeurs des modules Ménard sont similaires (cf figure 36) aux valeurs des modules cycliques pour une déformation comparable du bord de la cavité.

- pour les modules cycliques, le taux de déformation DR/R_o à partir duquel est effectué le cycle a peu d'influence sur les valeurs obtenues. On constate que pour un essai d'expansion donné, les résultats obtenus lors des boucles 1 ($v_i = 350 \text{ cm}^3$; $DR/R_o \gg 20 \%$), 2 ($v_i = 500 \text{ cm}^3$; $DR/R_o \gg 30 \%$) et 3 ($v_i = 650 \text{ cm}^3$; $DR/R_o \gg 40 \%$) sont très proches.

- les courbes d'évolution de G en fonction de la déformation du bord de la cavité sont caractéristiques d'un niveau d'essai La déformation de référence retenue pour être associée au module de cisaillement ne permet pas d'obtenir une courbe unique pour un sol donné.

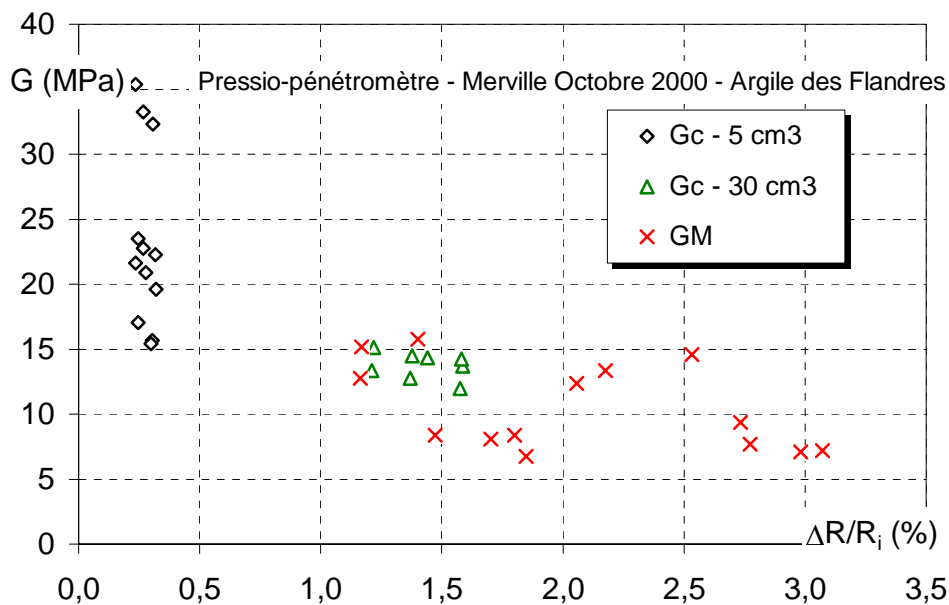


Figure 36 Sondages pressio-pénétrométriques – Évolution des modules de cisaillement G avec la déformation de la cavité – Site de Merville (campagne 2000)

5.1.2 Évolution des modules avec la déformation en laboratoire

Nous avons représenté sur les figures 37 à 40 la relation obtenue à l'appareil triaxial entre le module d'Young et la déformation axiale. Nous n'avons utilisé pour cela que les résultats des essais $CU+u$.

Les mesures de déformation sont globales (capteurs extérieurs à la cellule) pour les figures 37 et 38 et locales (capteurs fixés sur l'éprouvette) pour les figures 39 et 40. On constate deux phénomènes :

- sur la série B les modules sont plus faibles pour les mesures locales que pour les mesures globales et bien regroupés pour les deux,
- sur la série C où les éprouvettes sont inclinées à 45° et 90° , les modules tant pour les mesures locales que pour les mesures globales sont du même ordre que la série B et très dispersés.

Remarques : On constate un départ relativement brouillé des courbes. Ce fait est explicable par l'utilisation d'une connexion rotulée entre le capteur de force et le chapeau de l'éprouvette. La variation de la force est due au glissement de la partie sphérique dans le cône du chapeau jusqu'au blocage en fond de cône. Nous avons fait démarrer les courbes lorsque la relation module déformation décroît.

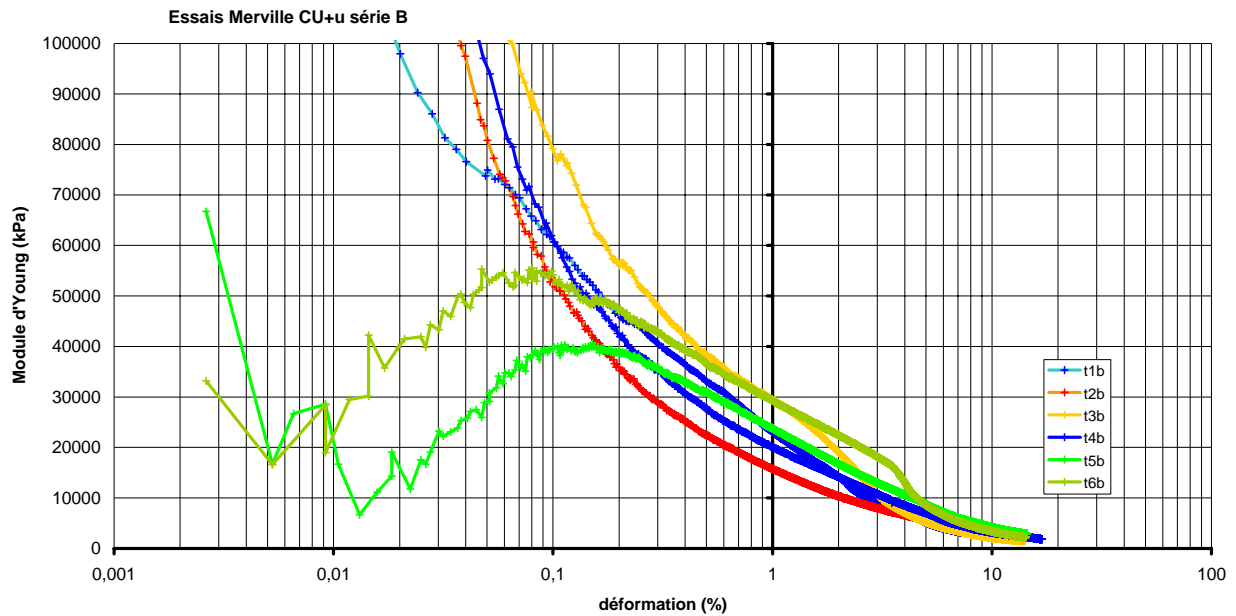


Figure 37 Évolution des modules- mesures globales pour la série B

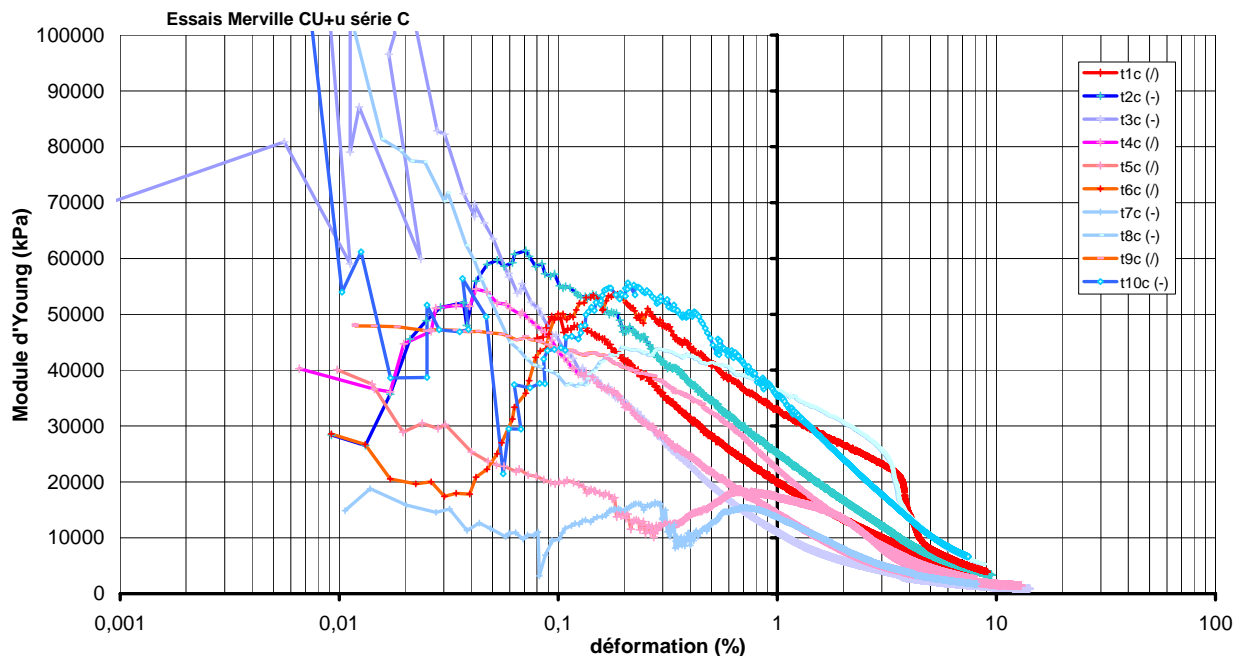


Figure 38 Évolution des modules- mesures globales pour la série C

L'évolution du module obtenue avec des mesures locales est similaire à celle obtenue avec des mesures globales avec cependant des variations plus importantes car les

capteurs sont souvent fixés sur des fissures. Ce qui provoque des inversions des déplacements mesurés.

Toutefois, ces mesures permettent de situer l'apparition de la localisation.

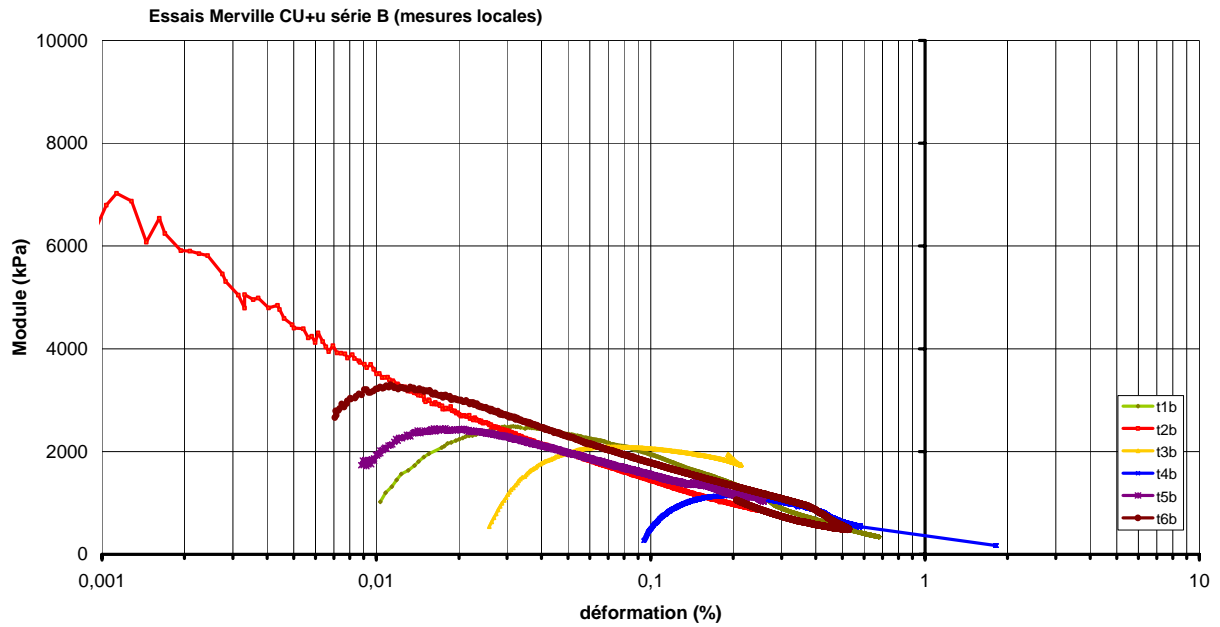


Figure 39 Évolution des modules- mesures locales pour la série B

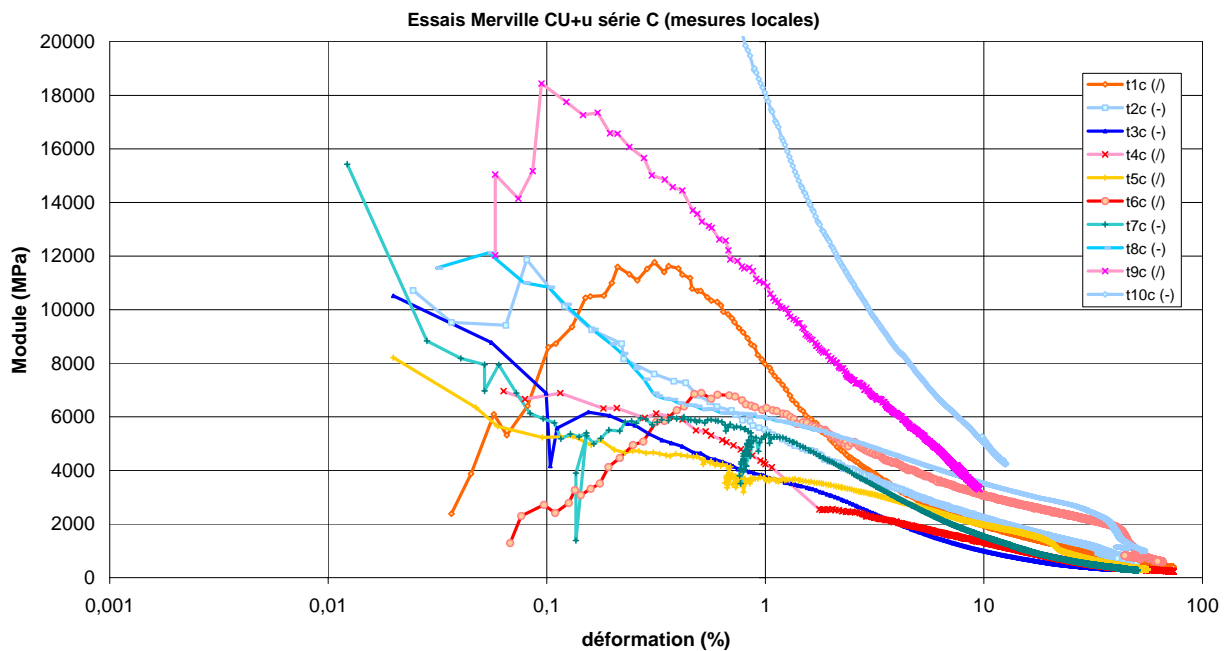


Figure 40 Évolution des modules- mesures locales pour la série C

5.1.3 Évolution des modules avec la profondeur de prélèvement

Nous avons comparé sur la figure 41 les modules mesurés à 0,2% de déformation verticale avec les capteurs de mesures globales pour les trois séries d'essais.

Les modules obtenus par les éléments piézoélectriques sont représentés sur le graphique par leur moyenne et pour un taux de déformation arbitrairement défini à 1.10^{-5} , valeur de déformation considérée comme la plus petite mesurable.

Les profils de modules d'Young sont cohérents avec ceux déterminé par les techniques downhole et crosshole (Ferber, 2003). L'ordre de grandeur est le même. Toutefois, nous constatons une chute de module vers 9 m alors que cet évènement est plutôt observé vers 11 m par les essais in situ.

Les essais de propagation d'ondes effectués par Fugro au sismo-pénétrromètre donnent des valeurs croissantes 65 MPa à 2 m de profondeur à 182 MPa à 9 m.

Ces résultats sont cohérents avec les résultats antérieurs obtenus au pressiomètre Ménard (voir synthèse de S Borel, 2000).

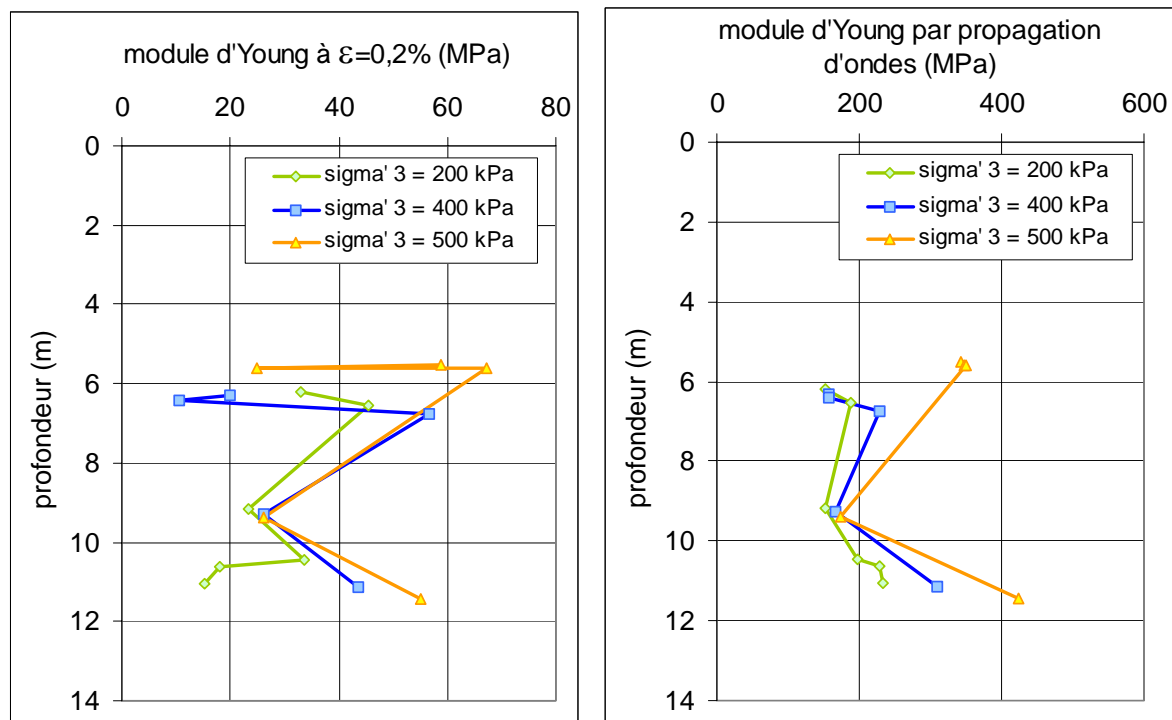


Figure 41 Évolution des modules avec la profondeur

5.1.4 Synthèse

Dans la couche de d'argile entre 4 et 10 m, les valeurs moyennes des modules sont les suivantes :

- essais pressiométrique Ménard classique $G_{PM 10-1} = 10$ MPa ;
- essais pressiométrique cyclique $G_{PM 10-2} = 15$ MPa ;
- essais pressiométrique cyclique $G_{PM 6.10-3} = 35$ MPa ;
- essais de propagation d'ondes $G_{PM 10-6} = 50$ MPa.

La figure 42 présente l'évolution des modules en fonction de la gamme de déformation intéressée par la mesure. Sur cette même figure, on a tracé en rouge la relation hyperbolique proposée par Hardin (1972) :

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_r}} \quad (7)$$

où l'on a choisi la valeur du paramètre $\gamma_r = \frac{\tau_{\max}}{G_0} = 1.10^{-2}$.

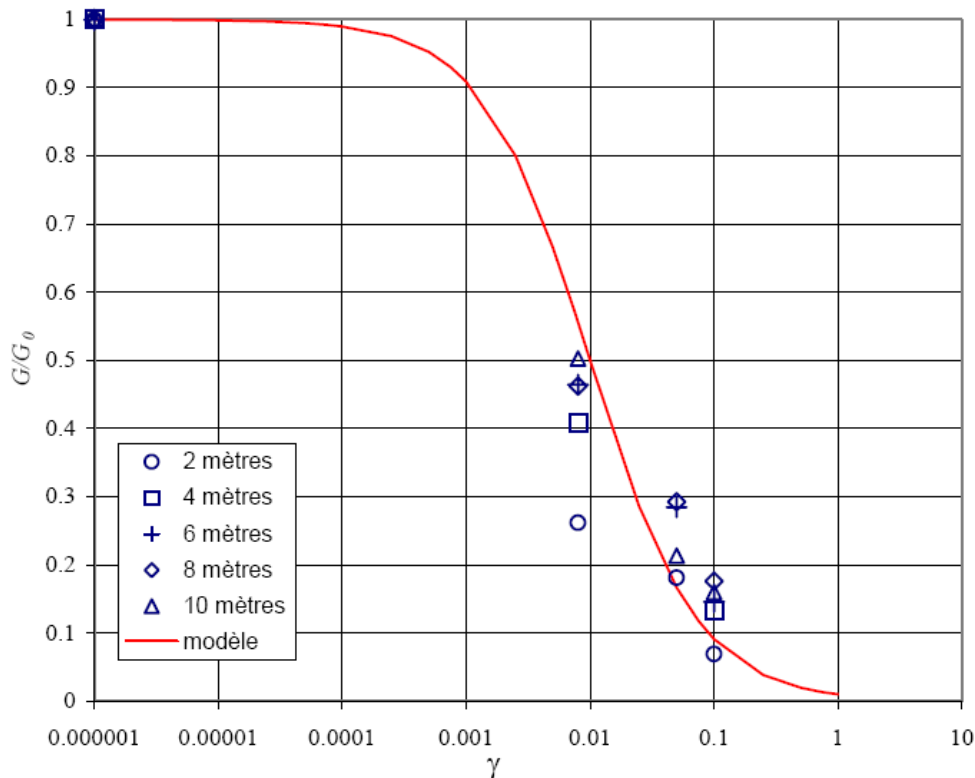


Figure 42 Évolution du module avec la déformation (échelle logarithmique)

6 Conclusions

La campagne d'essais mécaniques de type expansion de cavité cylindrique (pressiomètre Ménard, pressio-pénétrömètre, pressiomètre autoforeur) et sismocône a fourni des paramètres de rupture remarquablement homogènes. Les paramètres de déformation, en terme de modules de cisaillement, avec le pressiomètre Ménard, le pressio-pénétrömètres et le sismo-cône sont bien typiques des appareils et procédures utilisés avec des rapports G_s/G_c et G_s/G_M classiques.

Les investigations géophysiques sur le site de Merville ont consisté en mesures de diagraphies nucléaires (LROP, Trappes) et en mesure des vitesses d'ondes de compression et de cisaillement par méthodes Cross-Hole et Down-Hole (SEGG). Ces mesures ont nécessité la réalisation de trois sondages, dont un carotté. Les sondages ont été relevés géométriquement sur toute leur hauteur par inclinométrie.

Les modules de cisaillement sismiques ont été comparés à des mesures réalisées par des méthodes pressiométriques. Des rapports de modules de l'ordre de 4-5, relativement stables à partir de 6 mètres de profondeur ont été calculés pour certains sondages pressiométriques classiques. Ce rapport est seulement de 2 ou 4 avec les résultats au pressio-pénétrromètre selon la déformation imposée au cours des cycles d'expansion ($8 \cdot 10^{-3}$ ou $4 \cdot 10^{-2}$). Ces résultats sont cohérents avec un comportement non linéaire du matériau, dont la rigidité, maximale en mesures sismiques (déformations de l'ordre de 10^{-6}) décroît progressivement avec l'augmentation de la déformation (de 10^{-2} à 10^{-1} pour les méthodes pressiométriques).

L'étude en laboratoire réalisée avec un appareillage sophistiqué a abouti à des paramètres de rupture proches de ceux fournis dans la bibliographie. On a observé que les paramètres de déformation sont influencés par la surconsolidation importante qui génère une préfissuration. De ce fait les techniques de mesure locales sont relativement perturbées. Toutefois les ordres de grandeurs sont proches de ceux obtenus lors de la campagne d'essais in situ.

L'étude de l'anisotropie entreprise en taillant des éprouvettes avec différentes inclinaisons ne met pas en évidence une grande variation des paramètres de résistance et de déformation. Ceci peut être expliqué par la grande homogénéité du massif ainsi que par la préfissuration importante.

Cette étude montre les apports des méthodes sismiques dans la caractérisation de la déformabilité d'un massif de sol. Le principal est la détermination du module initial (petites déformations) mesuré in situ, ce qui permet de s'affranchir de tous les aléas du prélèvement (détérioration, décompression). Cette estimation de la rigidité aux faibles déformations n'est pas accessible par les méthodes d'investigations in situ classiques qui sollicitent le matériau avec une trop grande amplitude. Pourtant, ce paramètre est particulièrement important pour des calculs d'ouvrages soumis à de faibles contraintes mais dans des sites sensibles (site urbain, voies ferrées,...) ou dans les études parasismiques.

7 Productions de l'opération relatives au chapitre 3

Borel S. (2000) Caractéristiques géotechniques du site de Merville (Nord), *rapport de recherche du LCPC, 8 pages + Annexes (document disponible en version électronique sur CD ROM)*.

Canépa Y, Borel S., Deconinck J. (2002) Détermination de la courbe d'évolution du module de cisaillement d'un sol en fonction de sa déformation à partir d'essais en place, *Compte-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. 25-32 (document disponible en version électronique sur CD ROM)*.

Canépa Y. (2001) Le site de Merville – analyse des résultats des essais en place, *Rapport de recherche LREP, 65 pages*.

Ferber V. (2000) Programme des investigations : détails et justifications, *Rapport de recherche du LROP*, 14 pages.

Ferber V. (2003) Site expérimental de Merville (59) – résultats des mesures de Cross-hole, down-hole et diagraphies nucléaires, *Rapport de recherche LCPC*, 37 pages + Annexes (document disponible en version électronique sur CD ROM).

Ferber V., Abraham O. (2002) Apport des méthodes sismiques pour la détermination des modules élastiques initiaux : application au site expérimental de Merville, *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. 41-48 (document disponible en version électronique sur CD ROM).

Fugro France (2001) Essais au cone sismique et au pressio-pénétrromètre – site expérimental de Merville, *Rapport d'essai n° FR.00.Rg.Te.0085_a/rev.1*, 12 pages + Annexes.

Reiffsteck Ph., Tacita J.-L. (2003) Le site de Merville – analyse des résultats des essais de laboratoire, *Rapport de recherche LCPC*, xx pages (document disponible en version électronique sur CD ROM).

SEGG (2000) Reconnaissance géophysique par essais cross-hole et down-hole, rapport d'essais – intervention du 13 septembre 2000, *document n° 3995.01.A*, 14 pages.

Chapitre IV

COMPORTEMENT DU SABLE DE LOIRE À ORLEANS

Le site de sable à Orléans est le deuxième site où l'on a réalisé une campagne d'essai complète destinée à déterminer les caractéristiques de déformabilité au moyen d'une large panoplie d'essais en place.

Plusieurs sites de sable avaient initialement été envisagés : St Jean de la Croix près d'Angers ; Loon-Plage près de Gravelines. Mais c'est finalement le site du Bureau des Ressources Géologiques et Minières (BRGM) qui a été retenu. Outre l'intérêt du BRGM pour nos recherches et la pérennité des possibilités d'accès au site, ce choix présente l'opportunité de collaborations et d'interventions concertées pour les deux organismes (LCPC et BRGM).

1 Présentation du site et du programme d'essai

1.1 Le contexte géologique et géotechnique

Le site d'essai est situé dans l'enceinte du BRGM, à Orléans-la-Source (figure 1). Il est constitué d'un plateau marno-calcaire recouvert par des sables. Sous une couche de quelques décimètres de limon sableux, on trouve ainsi les alluvions sableuses de la haute terrasse sur une épaisseur comprise entre quatre et dix mètres puis éventuellement les sables du Burdigalien sur une épaisseur variable ne dépassant pas quatre mètres. Cette structure offre une couche de sable dense d'environ dix mètres au minimum, sans aucune nappe aquifère recensée.

Le tableau I présente les caractéristiques pressiométriques moyennes des couches mesurées lors de la reconnaissance des sols effectuée en 1993, en bordure Nord du domaine du BRGM.

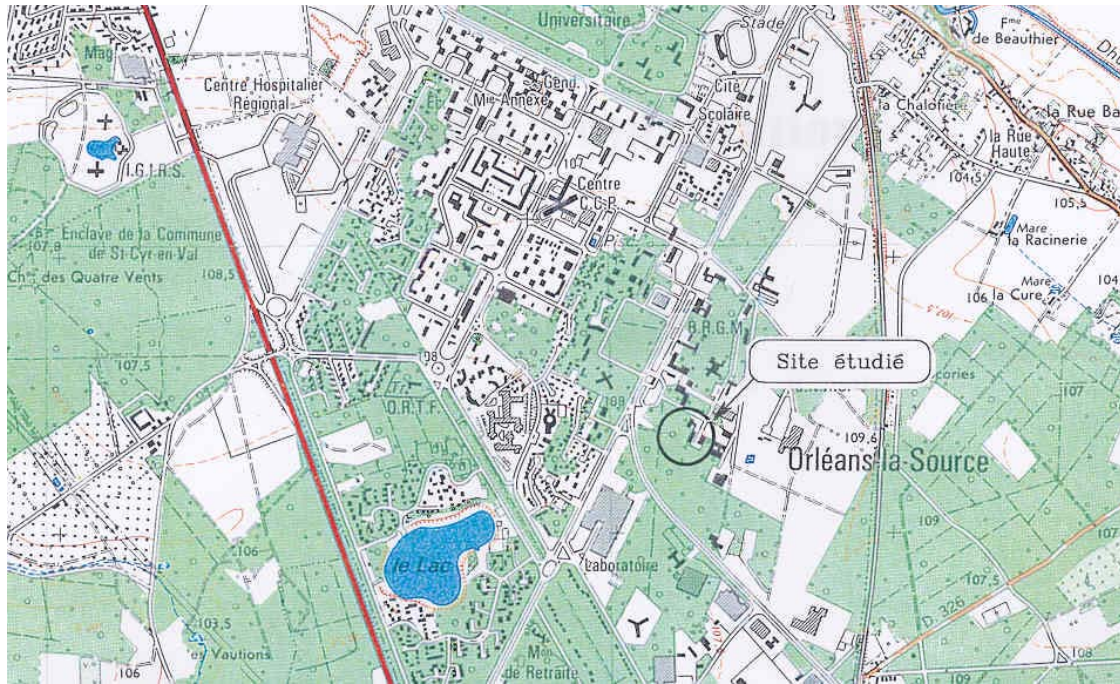


Figure 1 Emplacement du site d'essai

Tableau I Caractéristiques pressiométriques moyennes des formations

Description	Z/TN (m)	Caractéristiques moyennes		
		p_l (MPa)	E_M (MPa)	Nbre de mesures
Limon sableux	0 - 1	1	7,6	1
Sable et gravier	1 - 9	2,2	17,9	7
Marne sableuse	9 - 13	1,6	18,0	4
calcaire	13 - 30	4,0	47,4	17

Un prélèvement d'échantillon de sol a été réalisé au droit du site d'essai pour préciser la coupe des terrains et mieux identifier les formations superficielles.

Ce sondage a été réalisé par ANTEA le 9 avril 2001 en utilisant un carottier battu de 33 mm de diamètre intérieur, descendu jusqu'à 10 m de profondeur. Les sols prélevés ont fait l'objet d'essais d'identification (granulométrie, essais au bleu) par le LREP (tableau II). Les sols recoupés sur les 9 premiers mètres sont des sols sableux et graveleux (classe B2 : sables peu argileux). La proportion de fines est très faible voire nulle et plus de 70 % des particules ont une taille inférieure à 2 mm.

Les différents essais réalisés dans le cadre de l'opération ont permis d'identifier plus précisément la stratigraphie suivante au droit du site d'essai :

- 0 à 0,7 m : limon brun sableux
- 0,7 à 9 m : argile sableuse et sable argileux avec passages plus ou moins graveleux
- 9 à 11 m : craie marneuse
- 11 à 14 m : marne tendre

14 à 16 m : calcaire

Tableau II Caractéristiques granulométrique des formations

Prélèvement 9 avril 2001 profondeur (m)	Analyse granulométrique par tamisage (NF P 94-056)							Valeur de bleu de méthylène (NF P 94-068) (%)
	Dmax (mm)	14 mm (%)	5 mm (%)	Passant à				
				2 mm (%)	0,5 mm (%)	0,2 mm (%)	80 µm (%)	
0 - 1	16	96	91,8	77,3	42,5	11,6	0	0,34
1 - 2	16	97	87,2	61,1	20,0	6,1	0	0,42
2 - 3	16	97	84,7	70,7	28,7	5,7	0	0,61
3 - 4	16	94	90,5	79,1	35,4	5,1	0	0,90
4 - 5	16	95	87,6	80,6	35,3	2,9	0	0,70
5 - 6	14	100	91,5	85,2	27,8	1,7	0	0,69
6 - 7	20	96	90,2	85,6	36,8	4,0	0,6	0,57
7 - 8	6,3	100	99,3	89,9	37,6	6,0	0	1,08
8 - 9	20	86	82,6	72	28,6	3,7	0	0,70
9 - 10	> 0,08	100	100	100	100	100	100	10,15

1.2 Le programme d'essai

Comme pour le site d'argile des Flandres à Merville, le programme d'essai proposé par Canépa (2001) a comporté un profil de diagraphie nucléaire, des essais de propagation d'onde (Cross-hole et down-hole, ondes de surface), des profils pressiométriques et des essais de chargement de pointe pénétrométrique.

La figure 2 précise l'implantation des sondages sur une grille de 2 m de côté :

- un sondage carotté de 10 m de profondeur (SC1), réalisé au carottier battu pour obtenir des échantillons ;
- un sondage destructif de 15,60 m de profondeur (Dg), équipé d'un tubage en acier foncé dédié aux diagraphies nucléaires gamma gamma et neutron neutron ;
- 3 sondages destructifs de 16,50 m de profondeur (CH1, CH2 et CH3) équipés de tubes PVC scellés pour les essais Cross-Hole et Down-Hole (réalisé dans CH1).
- 2 profils pressiométriques PM1 et PM2 jusqu'à 14 m de profondeur avec essai classique ou cyclique tous les mètres ;
- 3 profils pénétrométriques PANDA (PDA, PDB et PDC) avec essais de chargement à 1, 2, 3 et 4 m de profondeur. On se reportera au chapitre 5 du présent rapport pour le résultat de ces essais.

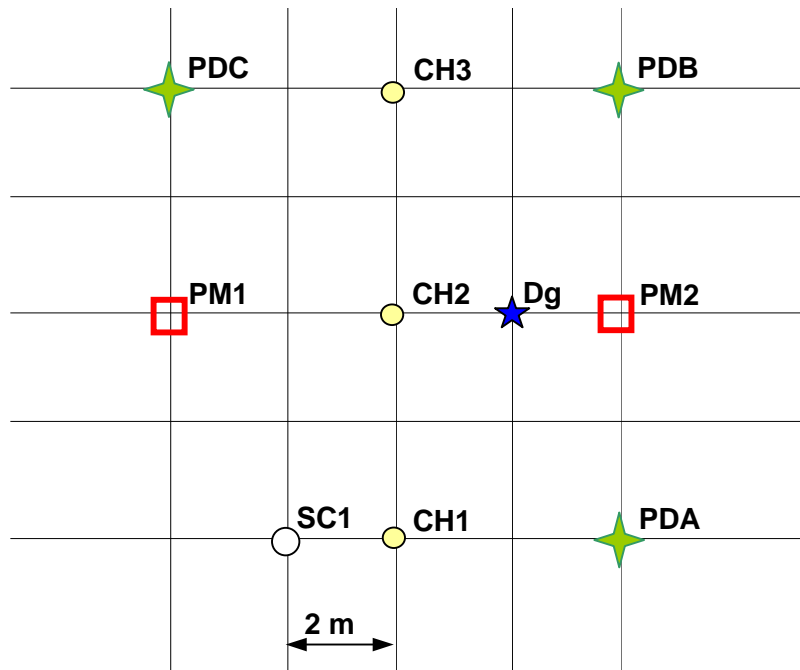


Figure 2 Implantation des essais

2 Principaux résultats obtenus

Les principaux résultats des essais sont présentés dans les documents disponibles sur le CD ROM accompagnant le présent rapport (Ferber, 2003 et Canépa, 2003). On aborde ici quelques-uns des principaux aspects de la déformabilité du sable du site.

2.1 Les essais de propagation d'onde

2.1.1 Essais cross-hole

La méthode d'essai cross-hole consiste à mesurer le temps d'arrivée d'une onde sur deux récepteurs situés à une profondeur donnée. La source est située dans un troisième forage, à la même profondeur. La figure 3 présente le profil de vitesse de propagation des ondes mesuré entre les forages récepteurs CH1 et CH2. La vitesse de propagation a été calculée d'après les distances mesurées entre les sondages par le relevé des têtes de sondages et les mesures inclinométriques.

L'arrivée des ondes P n'a pratiquement pas pu être détectée jusqu'à 8 m de profondeur (sauf à 3 m), vraisemblablement à cause de l'absence d'eau dans le sol qui rend la propagation des ondes P difficile et leur amortissement très fort.

Le profil des ondes S est en revanche complet. La vitesse est relativement constante, comprise entre 300 et 350 m/s, entre 2 et 8 m de profondeur, c'est-à-dire dans le sable sec. A partir de 8 m, la vitesse dépasse 400 m/s jusqu'à 10 m. Après une valeur faible à 12 m (300 m/s), le passage à la formation calcaire conduit à des vitesses d'ondes S plus élevées (750 m/s).

Le coefficient de Poisson n'a été déterminé dans le sable que pour 3 m et 8 m de profondeur où la vitesse des ondes P a effectivement été mesurée (respectivement $v = 0,46$ et $v = 0,48$). Dans les formations marneuses et calcaires, le coefficient de Poisson est compris entre 0,43 et 0,48.

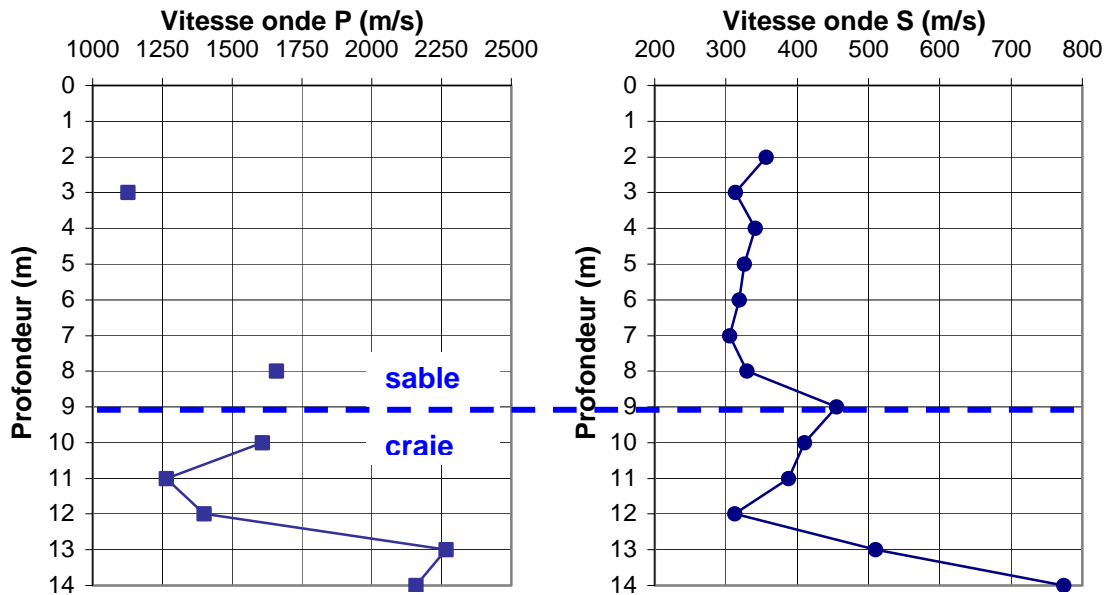


Figure 3 Résultat des essais cross-hole

2.1.2 Essais down-hole

La méthode down-hole consiste à mesurer le temps de propagation des ondes entre une source située en surface et la sonde de réception située à une profondeur donnée dans un sondage. L'enregistrement des signaux à différentes profondeurs permet de fournir un profil des vitesses d'ondes. Les vitesses calculées intègrent tous les terrains situés entre la surface et la profondeur de la sonde de réception, contrairement au Cross-Hole où la vitesse concerne uniquement une tranche horizontale de terrain.

Les essais réalisés à Merville avaient indiqué que la direction de propagation des ondes avait une influence significative sur leur vitesse, conséquence vraisemblable de l'anisotropie de la déformabilité du sol.

Deux profils down-hole ont été réalisés à Orléans, à deux distances (1 et 3 m) entre la source et l'axe du forage, de manière à obtenir deux angles de rais différents pour chaque profondeur. A Merville, la frappe en surface avait été réalisée sur un madrier assez long (plus de 2 m) et dans deux directions perpendiculaires, ce qui avait introduit une incertitude sur la localisation de la source. A Orléans, la source était constituée d'un madrier de 30 cm seulement, frappé par un marteau horizontalement dans la direction perpendiculaire à l'axe source-forage. Le récepteur se situait dans le sondage CH1 (figure 4).

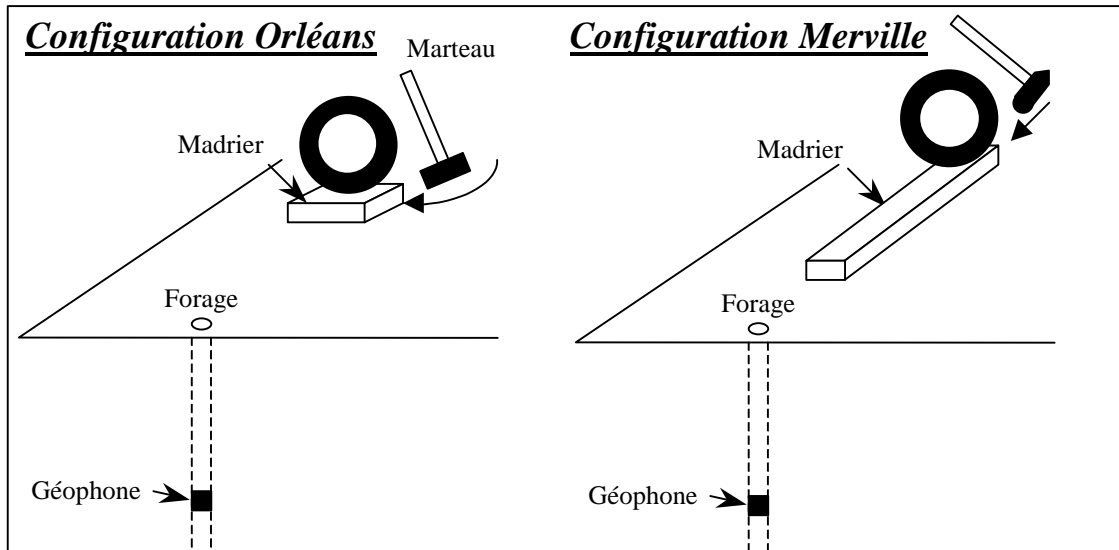


Figure 4 Configuration des frappes Down-Hole à Merville et Orléans

Le profil des vitesses sismiques apparentes est présenté sur la figure 5. L'exploitation des essais de Merville avait révélé l'inefficacité de l'inversion directe pour les mesures down-hole. Cette méthode avait conduit à des profils de vitesses aberrants en amplifiant les incertitudes de mesure. En revanche, une méthode itérative avait permis d'obtenir des résultats cohérents. La méthode itérative a donc été employée à Orléans et comparée à la méthode directe. La figure 6 montre l'influence du nombre d'itérations sur les vitesses apparentes calculées d'après le modèle (1 m de distance entre la source et l'axe du forage).

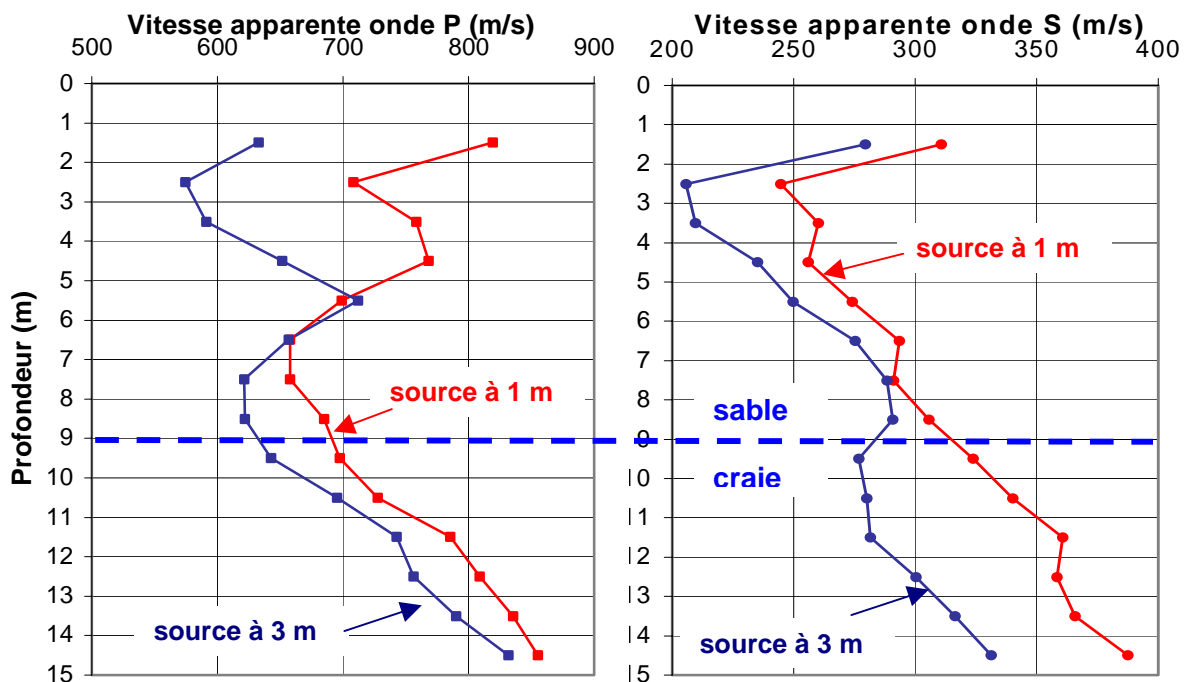


Figure 5 Profil des vitesses de propagation – essai down-hole

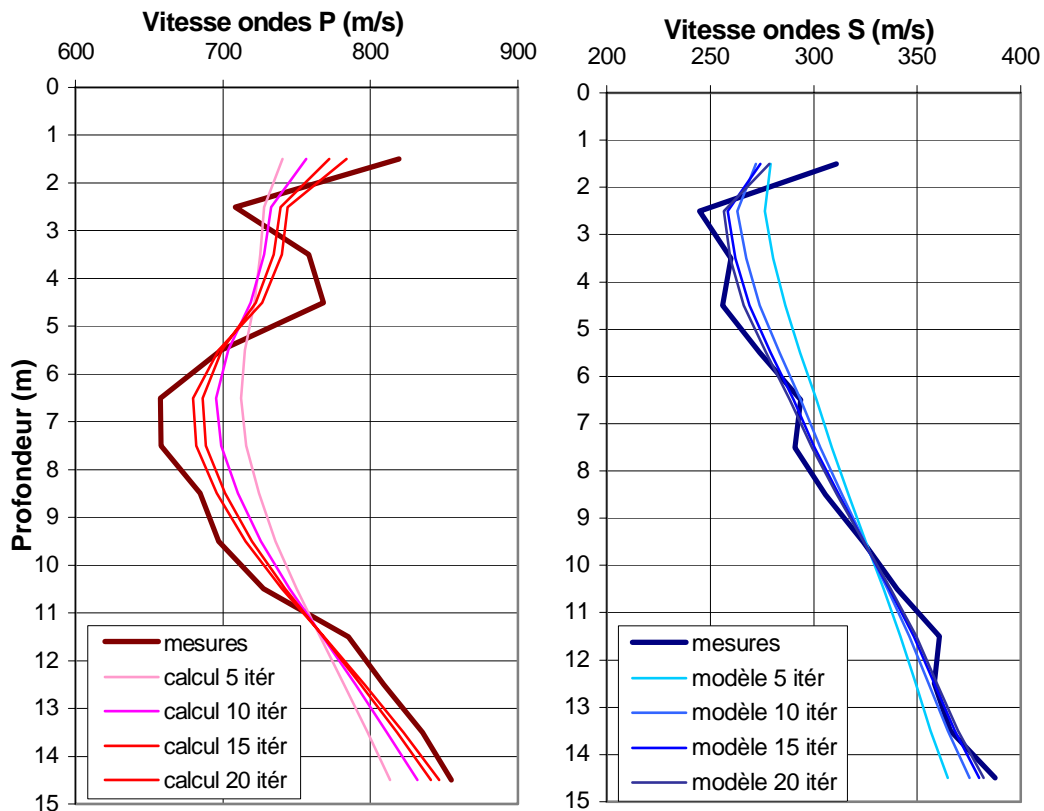


Figure 6 Résultat de l'inversion itérative – essai down-hole

2.1.3 Ondes de surface et synthèse des essais de propagation d'ondes

Les mesures de vitesses d'ondes de surface SASW ont été réalisées par le service Géophysique du BRGM (Grandjean et Bitri, 2001).

Les figures 7 et 8 confrontent l'ensemble de profils obtenus : cross hole, down hole, ondes de surface.

Si l'on ignore les mesures cross-hole à 3 et 8 m de profondeur, compte-tenu des incertitudes liées à la faiblesse du signal mesuré, les trois types d'essais fournissent des estimations des vitesses très proches les unes des autres ($\pm 20\%$ environ) dans la couche de sable.

En revanche, on note une très nette divergence entre les méthodes directes (down-hole et cross-hole) et les ondes de surfaces SASW au-delà de 10 m, au passage dans les formations calcaro-marneuses, notamment pour les ondes de compression.

Autre différence significative : le down-hole indique une augmentation de la vitesse des ondes de cisaillement avec la profondeur, alors que les essais cross-hole et SASW présentent des valeurs relativement constantes dans le sable.

Les essais réalisés montrent que la mesure de la vitesse de propagation des ondes est difficile et que le résultat peut dépendre très significativement des moyens de mesures mis en œuvre. C'est ainsi que le module déduit de la vitesse de propagation est loin d'être une caractéristique intrinsèque de la couche de terrain traversée (qui représenterait la valeur prise par le module pour de très faibles déformations) comme cela est souvent supposé.

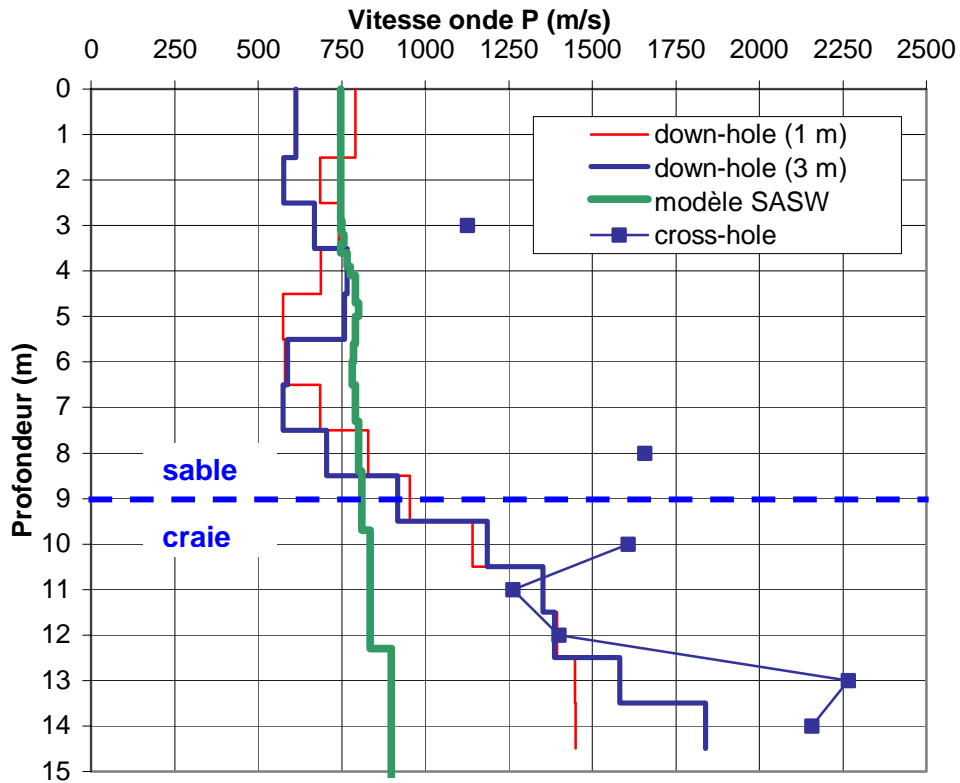


Figure 7 Vitesse de propagation des ondes P

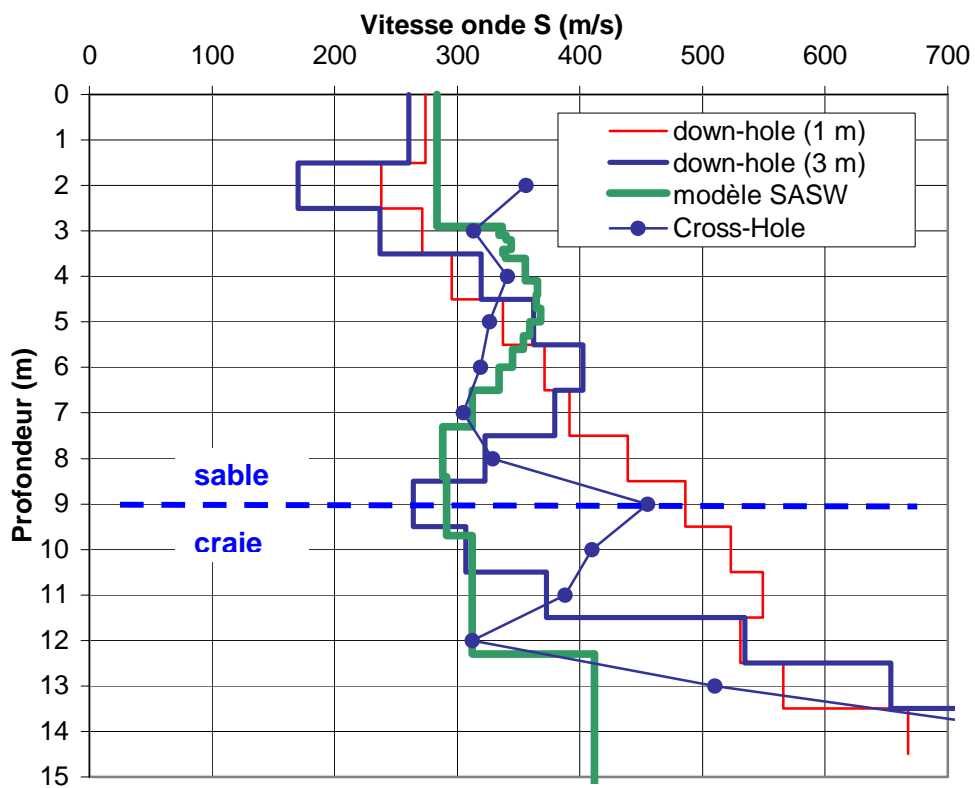


Figure 8 Vitesse de propagation des ondes S

2.2 La déformabilité du sable d'Orléans en place

2.2.1 Modules en petites déformations

On rappelle que dans le cadre de la théorie de l'élasticité linéaire isotrope, les paramètres de déformabilité d'un massif sont reliés à la vitesse de propagation des ondes dans le milieu et à sa masse volumique ρ par les relations suivantes :

- module d'Young : $E = 2\rho V_s^2(1 + \nu)$
- module de cisaillement : $G = \rho V_s^2$
- coefficient de Poisson $\nu = \frac{V_p^2 - 2V_s^2}{2(V_p^2 - V_s^2)}$ (3)

où V_p et V_s désignent respectivement la vitesse des ondes de compression P et de cisaillement S.

Le comportement des sols n'étant pas linéaire, les modules obtenus avec les méthodes sismiques sont des valeurs caractéristiques de très petites déformations, typiquement 10^{-6} , notées E_0 et G_0 et souvent appelés modules initiaux. La figure 9 présente les profils des modules initiaux calculés à partir des vitesses de propagation. On retrouve les mêmes tendances que celles signalées au paragraphe 2.1.3 pour les vitesses de propagation.

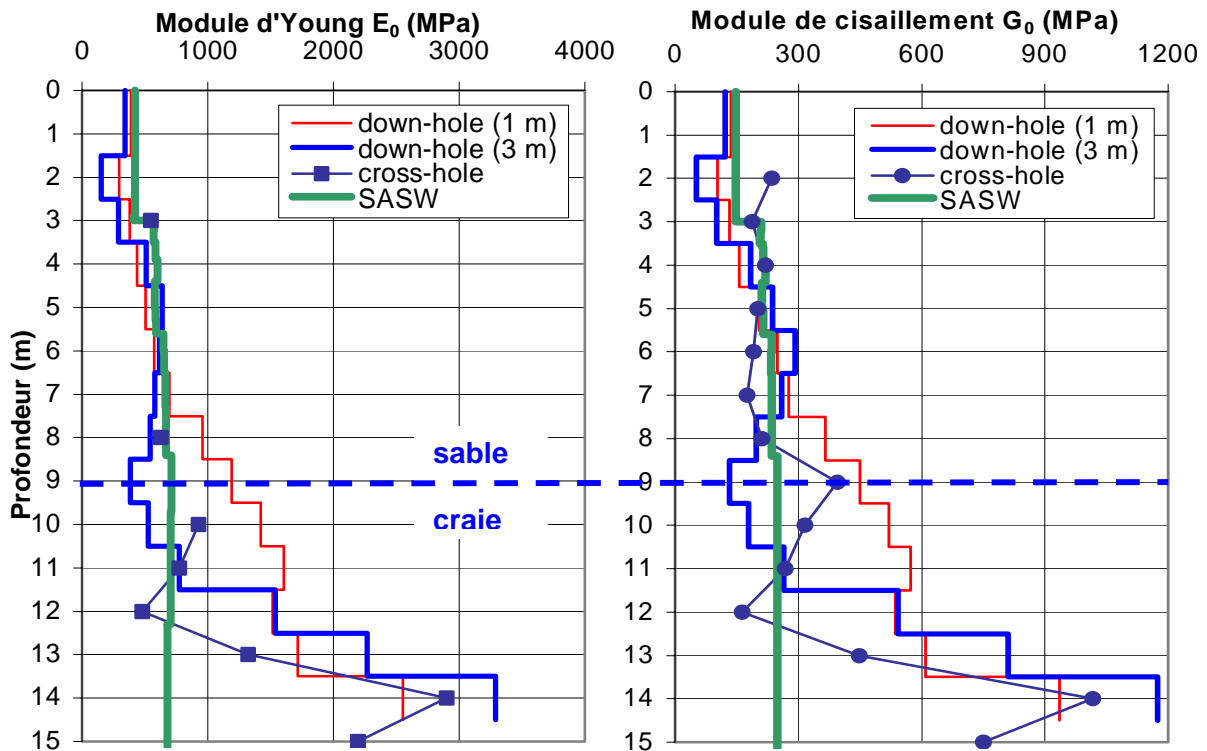


Figure 9 Modules initiaux E_0 et G_0

2.2.2 Comparaison avec les modules pressiométriques

Deux procédures d'essai ont été utilisées pour réaliser les essais pressiométriques :

- la procédure classique qui permet de déterminer un module de cisaillement à une déformation de l'ordre de 10^{-1} ;
- la procédure de l'essai pressiométrique cyclique qui permet de déterminer des modules à des déformations plus faibles, en l'occurrence comprises entre 6.10^{-3} et 10^{-2} .

Pour plus d'informations sur l'essai pressiométrique cyclique, on peut se reporter au chapitre 5 du présent rapport.

Les profils de modules de cisaillement pressiométriques sont comparés sur la figure 9 aux modules en petites déformations. Les modules augmentent lorsque le niveau de déformation diminue : modules pressiométriques classiques à 10^{-1} , modules pressiométriques cycliques à 10^{-2} puis à 6.10^{-3} et modules sismiques à 10^{-6} .

Les modules pressiométriques dans le sable n'augmentent pas avec la profondeur, de même que les modules mesurés par les essais cross-hole et les ondes de surface SASW et contrairement aux essais down-hole.

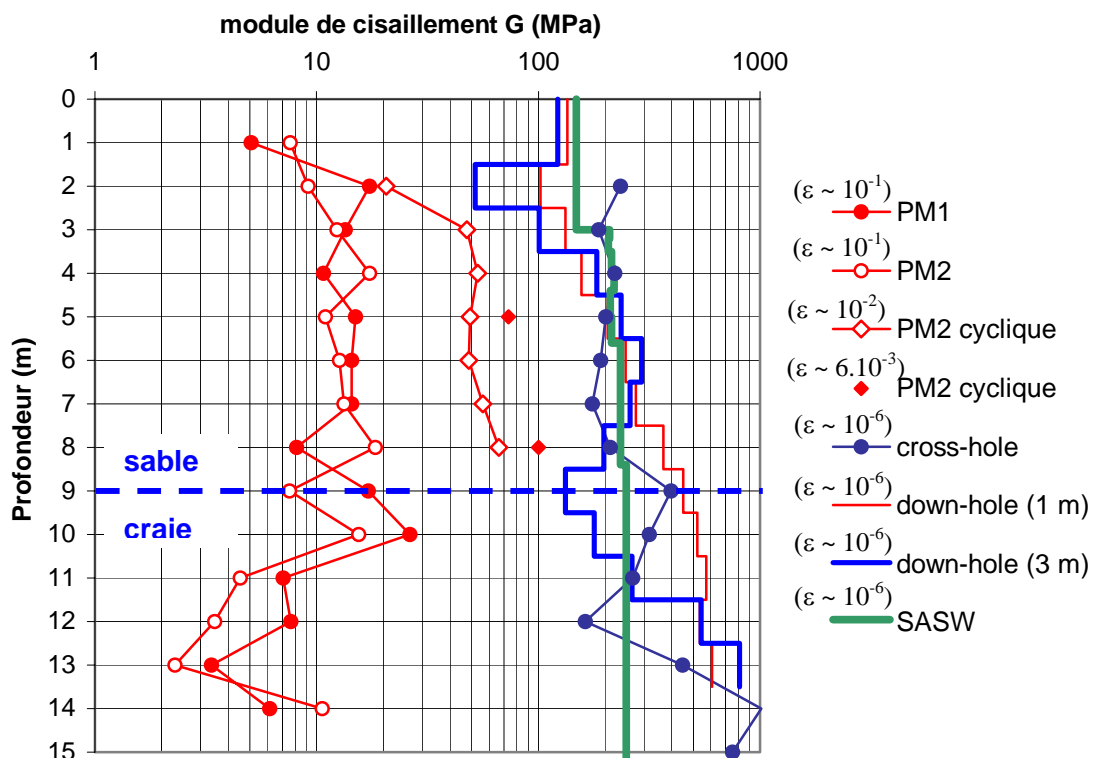


Figure 10 Comparaison des modules de cisaillement sismiques et pressiométriques

Dans la couche de sable sec entre 3 et 8 m, les valeurs moyennes des modules sont les suivantes :

- essais pressiométrique Ménard classique $G_{PM\ 10^{-1}} = 13,5\text{ MPa}$;
- essais pressiométrique cyclique $G_{PM\ 10^{-2}} = 55\text{ MPa}$;
- essais pressiométrique cyclique $G_{PM\ 6.10^{-3}} = 85\text{ MPa}$;
- essais de propagation d'ondes $G_{PM\ 10^{-6}} = 200\text{ MPa}$.

Les figures 11 et 12 présentent l'évolution des modules en fonction de la gamme de déformation intéressée par la mesure. Sur ces mêmes figures, on a tracé en rouge la relation hyperbolique proposée par Hardin (1972) :

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_r}}$$

où l'on a choisi la valeur du paramètre $\gamma_r = \frac{\tau_{\max}}{G_0} = 4.10^{-3}$.

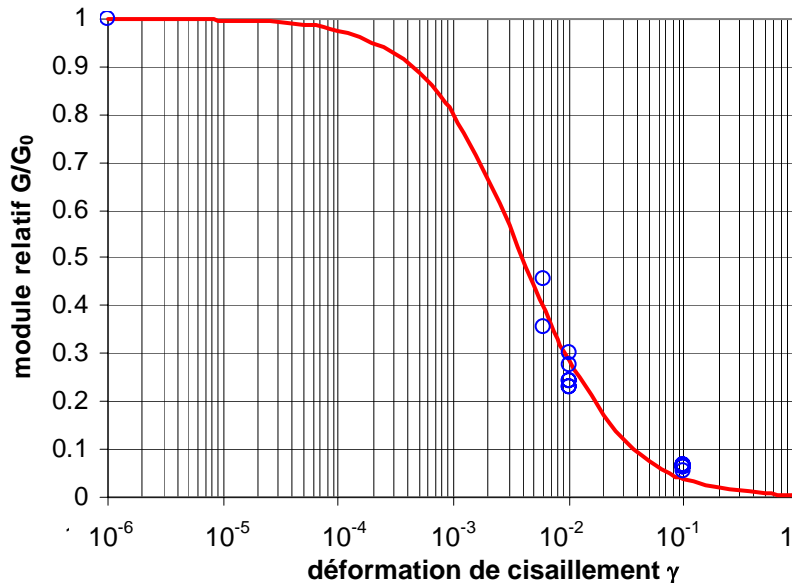


Figure 11 Évolution du module avec la déformation (échelle logarithmique)

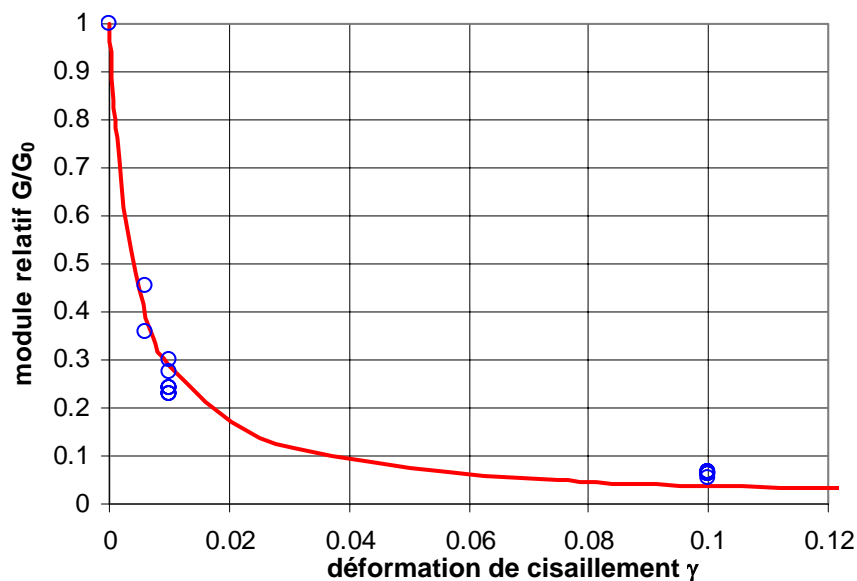


Figure 12 Évolution du module avec la déformation (échelle linéaire)

3 Conclusions

Les essais réalisés sur le site d'Orléans ont notamment permis de caractériser la déformabilité en place des sables denses présents sur les 9 premiers mètres. D'autres résultats sont présentés dans les rapports de l'opération (notamment Ferber, 2003 disponible en version électronique sur le CD ROM joint).

Le sable dense présent sur le site est un matériau qu'il n'est pas possible de prélever pour réaliser des essais en laboratoire sur des échantillons intacts. Seuls les essais en place sont susceptibles de fournir des estimations de la déformabilité.

Les trois méthodes de propagation d'ondes utilisées pour caractériser le domaine des petites déformations (down-hole, cross-hole et ondes de surface SASW) conduisent à des résultats proches les uns des autres. Toutefois, les essais down-hole sont influencés par la distance entre la source et l'axe du forage. Ils indiquent une augmentation des modules avec la profondeur. Toutes les autres méthodes, y compris les essais pressiométriques classiques et cycliques, ont montré au contraire que la déformabilité du sable ne dépendait pas significativement de la profondeur.

La méthode des ondes de surface SASW a été mise en œuvre par le Service Géophysique du BRGM. Le profil de modules a été calculé par une méthode mathématique d'inversion. Les mesures ont été réalisées et interprétées avant que la les mesures directes (cross-hole et down-hole) ne soient effectuées. Dans la formation sableuse, les modules sont très proches de ceux obtenus par les méthodes directes. Par contre, dans les marnes et les calcaires, les modules semblent largement sous-estimés. Un travail complémentaire réalisé en collaboration avec le BRGM permettrait une

meilleure appréciation des raisons de ces écarts : sensibilité de l'inversion, profondeur d'investigation ...

Si le site de Merville est un site expérimental ancien et relativement bien connu, sur lequel ont déjà été menés plusieurs projets de recherche depuis 1985, les toutes premières investigations ont été réalisées sur le site d'Orléans à l'occasion de notre recherche. Les essais ont permis de bien caractériser le comportement des sols, en ouvrant un potentiel important pour des recherches futures. En particulier, dans le domaine de la déformabilité des sols, il serait intéressant de charger des structures instrumentées (semelle superficielle, remblai, etc.) afin de comparer les mesures aux résultats de modélisations numériques.

Compte-tenu de la reconnaissance des sols actuellement disponibles, la construction d'un tel ouvrage pourrait faire, avec profit, l'objet d'un concours de prévision international.

4 Productions de l'opération

Canépa Y. (2001) Site de sable au BRGM (Orléans La Source), données géotechniques et plan expérimental, *Rapport de recherche du LREP, 10 pages (document disponible en version électronique sur CD ROM)*.

Durand E. (2003) Site de sable au BRGM (Orléans La Source), rapport technique, *Rapport d'essai du LRPC de Blois, 5 pages + Annexes*.

Ferber V. (2003) 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 + Annexes (document disponible en version électronique sur CD ROM)*.

Chapitre V

NOUVEAUX APPAREILS ET NOUVELLES PROCÉDURES D'ESSAI

Le développement d'un nouvel appareillage comprend non seulement la construction de l'appareil d'essai lui-même, mais aussi des études préalables d'opportunité et de faisabilité, la rédaction de modes opératoires spécifiques, la validation des solutions technologiques en laboratoire et sur site... sans oublier la mise au point de la démarche qui permet de déduire de l'essai des données effectivement utilisables pour les contrôles et les calculs géotechniques.

Dans ce chapitre, on présente les principaux résultats obtenus dans le cadre de l'opération :

- le développement d'un nouvel appareil d'essai, le triaxial en place ;
- le cahier des charges de la modernisation du pressiomètre autoforeur ;
- la mise au point de l'essai de chargement de pointe pénétrométrique ;
- la validation de la procédure de l'essai pressiométrique cyclique.

1 Le triaxial en place

Les essais triaxiaux en place, développés simultanément au Japon et en France, sont nés de l'idée qu'il serait judicieux de réaliser sur site des essais proches des essais de laboratoire mais permettant de s'affranchir de la phase de prélèvement.

Le principe des essais « triaxiaux en place » consiste à confiner le niveau de sol à tester dans une cellule de pression latérale constituée d'une membrane souple remplie d'un fluide, qui permet d'appliquer à l'éprouvette une contrainte horizontale. Par l'intermédiaire d'un piston, on applique à l'éprouvette une contrainte axiale. Pendant l'essai, la contrainte radiale est maintenue constante et c'est la contrainte axiale qui croît jusqu'à rupture de l'éprouvette par cisaillement. L'absence d'embase est compensée par la résistance du sol sous-jacent. Ces appareils sont conçus pour

permettre d'imposer des chemins de contraintes, grâce à l'asservissement de la force verticale par le piston et de la cellule de pression latérale par un appareil de type contrôleur pression volume.

Les essais développés au Japon sont destinés principalement aux roches et découlent de l'essai de surcarottage (Reiffsteck, 2003). Leur principe est illustré sur la figure 1.

Les deux premiers essais sont réalisés à partir de la surface sur des tailles de carotte respectivement de 35 mm et 100 mm. La force verticale développée par la contrainte de confinement dans le premier essai exige une réaction par ancrage. Cette force de réaction liée au fait que le confinement est exercé par un fluide sous pression, disparaît dans le second essai, où un cylindre suffit à confiner la pression cellulaire. Une force de réaction est cependant toujours nécessaire pour contrebalancer la force verticale appliquée à l'éprouvette. Avec cette géométrie il est difficile de mesurer la déformation verticale de l'éprouvette.

Le dernier essai consiste à réaliser une éprouvette cylindrique creuse, ce qui offre la possibilité d'imposer une pression intérieure différente de la pression extérieure. On peut penser que le concepteur ambitionne d'appliquer une torsion pour réaliser un cisaillement en place, à l'instar des appareillages triaxiaux pour éprouvettes cylindriques creuses. Les dimensions utilisées (diamètre intérieur de 85 mm, diamètre extérieur de 400 mm et hauteur de 1000 mm) permettent de mettre en place un système de mesure des déplacements plus facilement que dans les cas précédents.

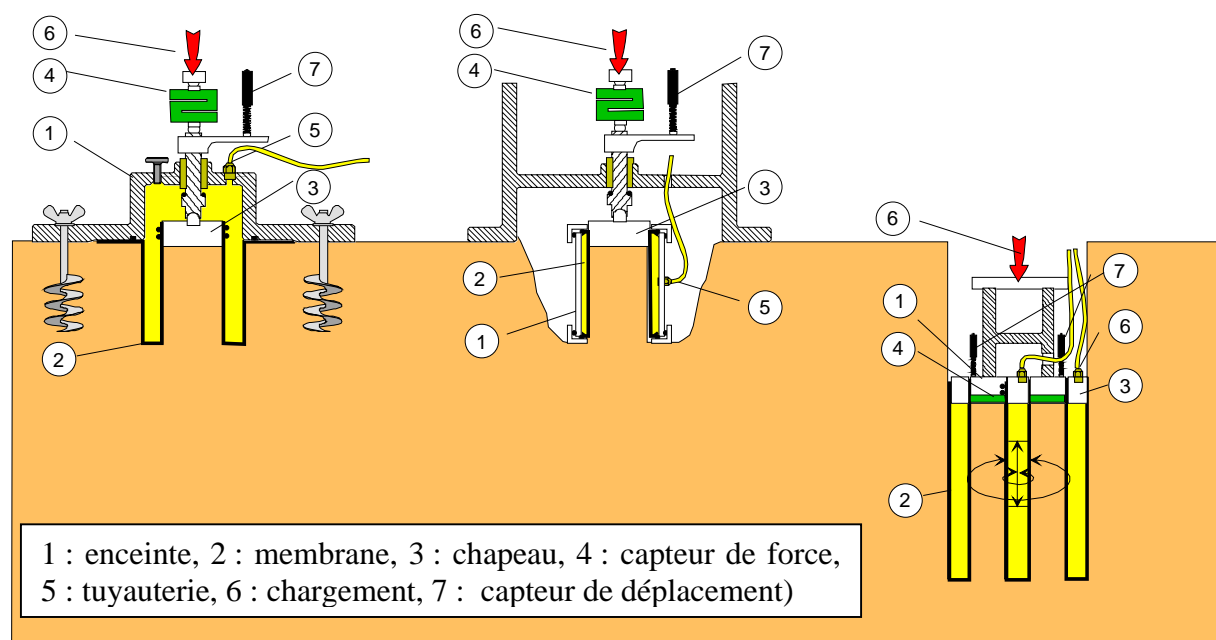


Figure 1 Essai triaxial in situ : brevet Ishibashi, brevet Fukushima, brevet CRIEPI

1.1 L'appareil triaxial in situ LCPC

L'essai développé au LCPC est lié au besoin de réaliser un essai in situ qui confine le sol en évitant au maximum le remaniement et en supprimant la phase de forage. Il fait l'objet du brevet n° 9913792 du 4 novembre 1999 (LCPC, 1999). L'étude complète

réalisée par le LCPC-SEF s'est achevée fin 2001. En mai 2003, l'appareil entièrement construit et instrumenté était prêt pour des essais de validation.

L'idée est de disposer d'une enceinte que l'on puisse descendre dans le sol. L'objectif étant d'étudier le comportement des sols en petites déformations, l'absence d'embase inférieure n'est plus alors une limitation forte. Il est également possible après essai de récupérer le sol pour analyse visuelle des sols sur site et/ou essais de caractérisation physique en laboratoire.

1.1.1 Principe de l'essai

L'appareil est constitué d'un carottier à paroi mince portant sur les flancs « internes » des appareils d'essai ou de mesure (figure 2). Il est mis en place dans le terrain par vérinage. La réalisation de mesures locales permet d'atteindre le domaine des petites déformations. Les mesures locales sont réalisées en plaçant les capteurs au plus près de l'éprouvette de sol : des capteurs de déplacement (radiaux et axiaux) et un capteur de pression interstitielle sont fixés sur la membrane.

Dans son principe l'essai peut être réalisé à l'avancement en testant puis désagrégeant au fur et à mesure de l'enfoncement dans le terrain, le sol qui pénètre à l'intérieur du carottier.

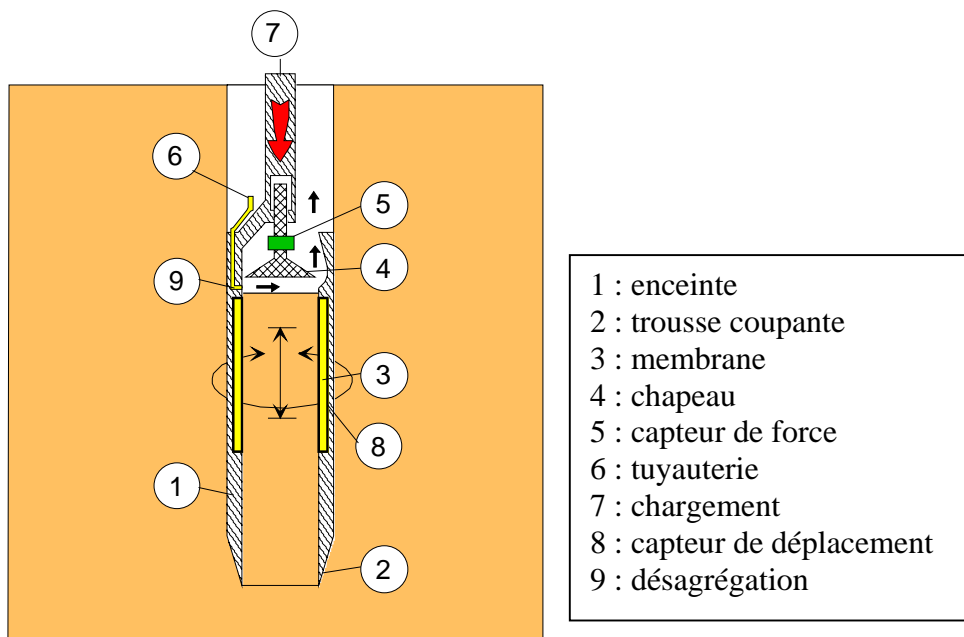


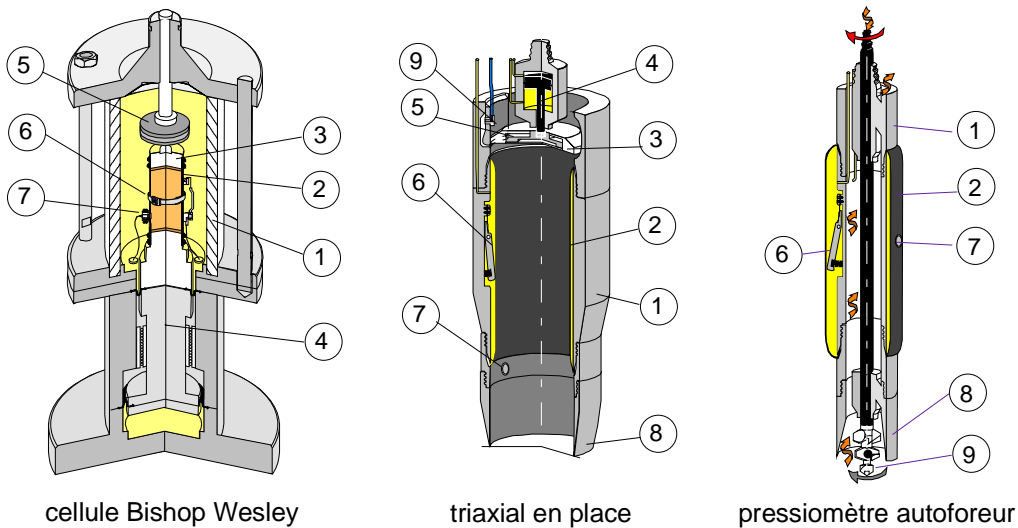
Figure 2 Essai triaxial in situ : brevet LCPC

1.1.2 Comparaison avec les appareillages classiques

La comparaison de cet appareillage avec le triaxial de révolution fait apparaître de nombreuses similitudes avec la cellule triaxiale développée par Bishop et Wesley. L'éprouvette de forme cylindrique est placée dans une enceinte étanche appelée « cellule triaxiale », qui est reliée à différents systèmes de mise en pression et de

mesure. L'application des efforts et le suivi des déformations sont très proches. Dans les deux cas, les mesures locales sont réalisées sur l'éprouvette et permettent de mesurer la déformation radiale et la déformation verticale sur le tiers central et la totalité de l'éprouvette (figure 3).

1 : enceinte ou corps, 2 : membrane, 3 : chapeau, 4 : piston, 5 : capteur de force, 6 : capteur de déplacement, 7 : capteur de pression, 8 : trousse coupante, 9 : outil de désagrégation



cellule Bishop Wesley

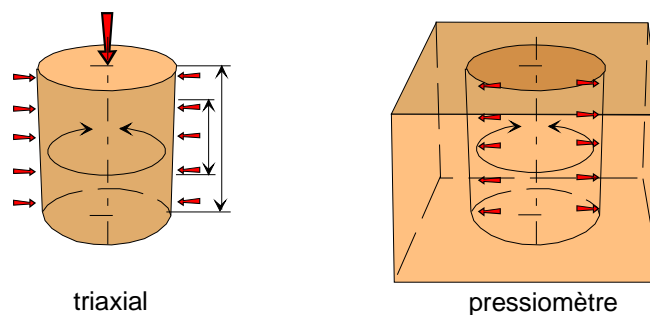
triaxial en place

pressiomètre autoforeur

Figure 3 Comparaison des appareillages

D'un autre côté, l'essai s'inspire du pressiomètre autoforeur : la sonde est foncée dans le sol et pénètre avec une trousse coupante et peut être autoforeuse. Le système de mesure est fixé rigidement au corps de l'appareil et suit le déplacement de la membrane. L'appareil est aussi apte à mesurer la pression horizontale des terres après la mise en place.

Cependant, il existe deux différences notables : le sol testé est contenu à l'intérieur de la sonde et l'outil désagrégateur est placé en haut de l'appareil. On passe donc de l'expansion d'une cavité cylindrique dans un massif infini à la sollicitation d'un cylindre en contraintes principales (figure 4).



triaxial

pressiomètre

Figure 4 Comparaison des appareillages

1.1.3 Géométrie de la sonde

Le dimensionnement de l'appareil a été réalisé pour répondre à certaines contraintes liées aux techniques de prélèvement. Ces exigences sont rassemblées dans la norme NF-P 94-202 qui impose le respect d'un diamètre supérieur à 75 mm. L'obtention d'une éprouvette le moins remaniée possible nécessite également de respecter un indice de surface relativement faible et si possible en accord avec la norme NF-P 94-202. L'appareil n'a pas de jeu intérieur afin d'éviter d'imposer des déformations d'extension et avec son diamètre intérieur de 100 mm et son épaisseur de 15 mm, il présente un indice de surface de 69% pour une valeur demandée de 15%. Dans ces exigences, le diamètre intérieur n'est pas pris en compte, or au-delà de ces indices, cette dimension est prépondérante. Le diamètre élevé retenu pour le triaxial en place est donc nécessaire pour limiter le remaniement et la mise en place de l'instrumentation, malgré un indice de surface important. En contrepartie, l'utilisation d'un grand diamètre entraîne un effort de fonçage important : par exemple, l'effort de fonçage est estimé à 5 t pour une cohésion non drainée $c_u = 200$ kPa, cas de l'argile des Flandres.

La géométrie de l'éprouvette d'un élancement de deux a été choisie pour être proche de l'appareil triaxial de révolution, par conséquent la membrane active sollicitant le sol fait 200 mm de longueur. Le déplacement du piston est au maximum de 30 mm. Le piston présente des rainures coniques afin de purger la chambre lors de la mise en contact avec le sol et possède un racleur pour prévenir un blocage dû à l'intrusion de particules.

1.1.4 Architecture de l'appareillage

L'architecture physique de la machine est la suivante : les actionneurs de la sonde (membrane et vérin) sont connectés à deux contrôleurs pouvant être asservis en pression et en volume, les différents capteurs sont connectés à deux centrales d'acquisition (figure 5).

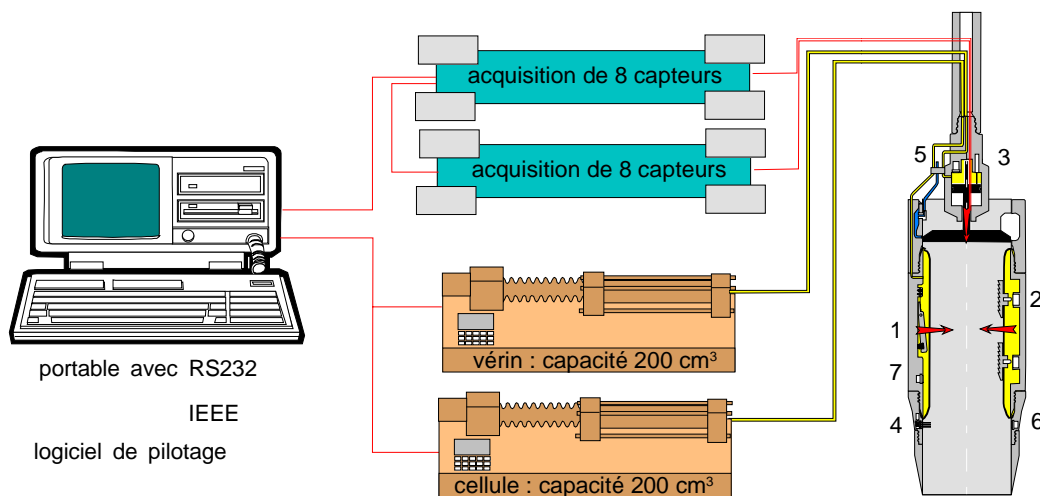


Figure 5 Architecture de l'appareillage

Le matériel développé en interne est donc principalement constitué d'appareils (carte d'acquisition de données, centrale de mesure, capteurs...) et de logiciels standards (LabWindows® de National Instruments) ceci afin de diminuer les coûts. Les centrales de mesure (alimentation des capteurs, acquisition des données) sont liées au PC par interface RS232 (câble) alors que les générateurs possèdent une interface IEEE. Ces instruments sont reliés à un ordinateur PC réalisant le pilotage. Le logiciel d'asservissement programmé avec LabWindows® analyse les mesures, calcule les paramètres d'essais et envoie les commandes aux contrôleurs. Le logiciel permet également de réaliser les différentes phases préliminaires et postérieures à l'essai.

1.1.5 Technique de la mesure

Du fait de la faible place disponible, les mesures de déplacement utilisent des technologies récentes avec les capteurs à effet Hall pour le déplacement vertical sur la membrane et les capteurs de proximité pour le déplacement radial. Les mesures de force et de pression sont effectuées de manière classique. Un autre capteur de déplacement de validation a été placé hors membrane pour fournir une référence dans laquelle doit s'inscrire le signal parvenant des capteurs longitudinaux.

Capteur de déplacement sans contact à courant de Foucault.

Trois capteurs sans contact à courant de Foucault sont employés pour la mesure des déplacements radiaux de la membrane. La tête du capteur « partie sensible » comporte une bobine excitée en fréquence produisant un champ électromagnétique. Ce champ est modifié par la présence (approche ou éloignement) d'un objet métallique changeant ainsi l'impédance de la bobine. Cet objet métallique est ici la membrane elle-même.

Capteur de déplacement sans contact à effet Hall

L'utilisation de capteurs à effet Hall a été retenue pour mesurer les déplacements relatifs verticaux. L'intérêt principal de ce type de capteur est de permettre des mesures de position ou de déplacement latéral à travers une paroi non ferromagnétique séparant de la sonde l'objet support de l'aimant. Le capteur à effet Hall est 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 dans le sens du courant génère une tension continue (Asch et al., 1998 ; Clayton et al., 1989).

La sensibilité au déplacement dépend du circuit magnétique ; ce dernier est réalisé à l'aide de plusieurs aimants permanents associés de façon à présenter une région où le gradient d'induction est important (de 0,1 à 1 T/mm) et sensiblement constant sur une distance de quelques mm. Le capteur qui est présenté sur la figure 6, dispose d'une zone sensible de 3,86 mm de longueur.

L'objectif d'une précision de mesure à 10^{-6} est atteint avec une chaîne de mesure et une alimentation stables et précises.

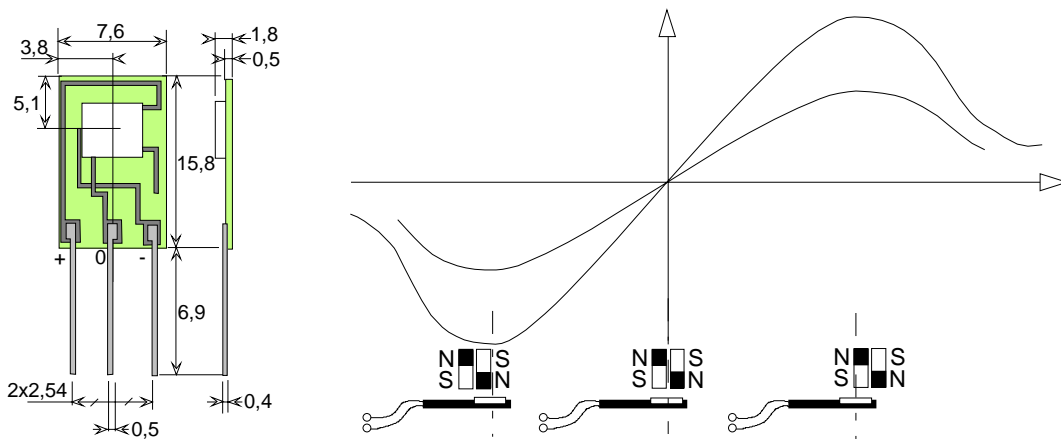


Figure 6 Capteur et variation de la tension Hall en fonction de la position relative du circuit magnétique et de la sonde

1.2 Procédure d'essai

1.2.1 Préparation de l'essai

Avant l'essai, on procède à la mise en place de la pierre poreuse, saturée et protégée par une membrane pelable, puis à la mise sous pression de la cellule pour faire affleurer la membrane. Au niveau que l'on désire tester, on dresse une surface plane au fond du forage à l'aide d'un outil de nettoyage (figure 7).

1.2.2 Procédure d'essai

La sonde est ensuite enfoncée par fonçage à la vitesse d'un carottier classique sur une profondeur prédéterminée définie comme la distance entre le tranchant de la trousse coupante et les événements. On peut alors mettre en contact le piston avec la surface du sol.

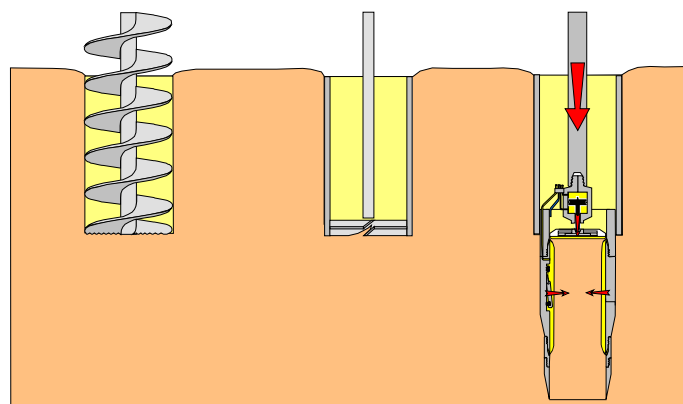


Figure 7 Principe de mise en place

Il est alors nécessaire de procéder à une phase de relaxation : mesure des pressions à déplacement nul contrôlé. Il est ensuite possible de réaliser une consolidation isotrope ou anisotrope en contrôlant la force verticale et la pression dans la sonde. La phase de cisaillement peut alors être effectuée selon le chemin prédéfini. Enfin, on peut soit appliquer la procédure de fin d'essai décrite ci-dessous ou après déchargement et remise de la membrane dans l'alignement de la trousse coupante, poursuivre l'étude en descendant la sonde par autoforage.

1.2.3 Procédure de fin d'essai

Diverses opérations se succèdent enfin rapprochant l'appareil d'un carottier : extraction de la sonde après essai comme un carottier classique, le piston est toujours en contact avec le sol, obstruant ainsi les événements. Après déconnexions des tuyauteries et des câbles des capteurs puis démontage de la tête contenant le vérin, on peut éjecter la carotte de sol.

1.3 Analyse des résultats

Cet appareil n'implique pas, dans son concept, de mise au point de théorie spécifique comme des relations empiriques. Cet aspect est intéressant car il pourra suivre la méthode d'essai de l'appareil triaxial. Il est cependant nécessaire de remarquer que les techniques d'essais décrites ont un domaine d'investigation limité. Ceci est dû aux appareils et aux spécificités du comportement du sol. Certaines conditions aux limites, par exemple, ne peuvent être appliquées et par conséquent, certains états de contrainte ne peuvent être obtenus comme l'extension pure.

1.4 Conclusions

La phase de conception de l'appareil, y compris la validation de la technologie d'essai et de mesure sur maquettes, est terminée. Un prototype a été construit et assemblé (figure 8). La validation sur le terrain devait commencer à l'été 2003.

Le public intéressé par un tel appareil est constitué par le milieu de la recherche en mécanique des sols mais surtout par les bureaux d'étude de sol étudiant les ouvrages nécessitant une modélisation en déformation. A terme, il est prévu la fabrication d'une version simple non asservie permettant de faire un essai triaxial en déformation contrôlée destiné aux études en complément de la version asservie permettant de suivre un chemin de contrainte particulier à des fins de recherche. Le coût de la version simple sera sans doute proche de celui d'un appareillage d'essai pressiométrique avec acquisition.

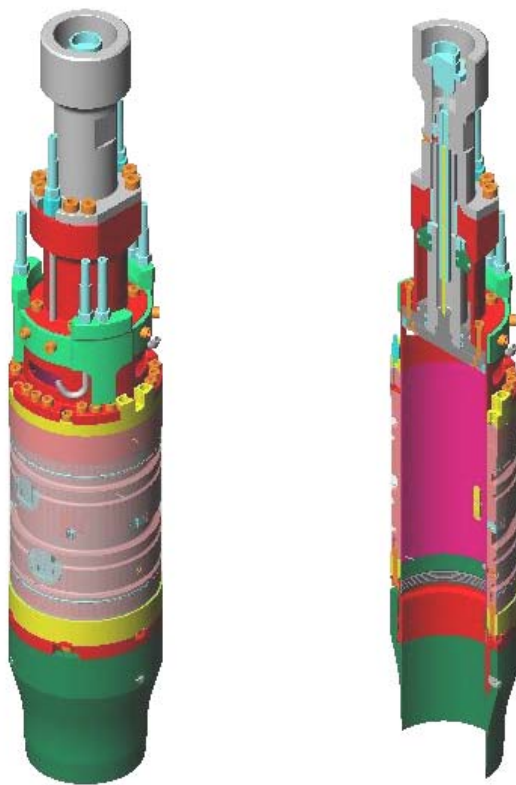


Figure 8 Premier prototype du triaxial in situ (janvier 2003)

2 *Le pressiomètre autoforeur*

Les premiers essais réalisés, sur le site de Merville, avec le pressiomètre autoforeur PAF 1976 de 132 mm de diamètre ont montré la nécessité de procéder à une mise à niveau de l'appareil afin d'être en mesure de réaliser des essais de qualité avec un matériel plus léger utilisant les techniques d'essai et de mesure modernes. Bénéficiant d'une synergie avec les réflexions et solutions technologiques développées pour le triaxial en place, la conception et l'étude par le CECR Rouen se sont achevées fin 2002.

2.1 *Historique du pressiomètre autoforeur*

Le pressiomètre inventé par Ménard en 1955 est un appareil qui permet de caractériser en place le comportement mécanique du sol. Il consiste à dilater radialement, dans un forage préalable, une sonde cylindrique et à mesurer la relation entre la pression appliquée sur le sol et le déplacement de la paroi de la sonde (figure 9). L'essai pressiométrique peut être réalisé dans tous les types de sols saturés ou non, y compris dans le rocher et les remblais.

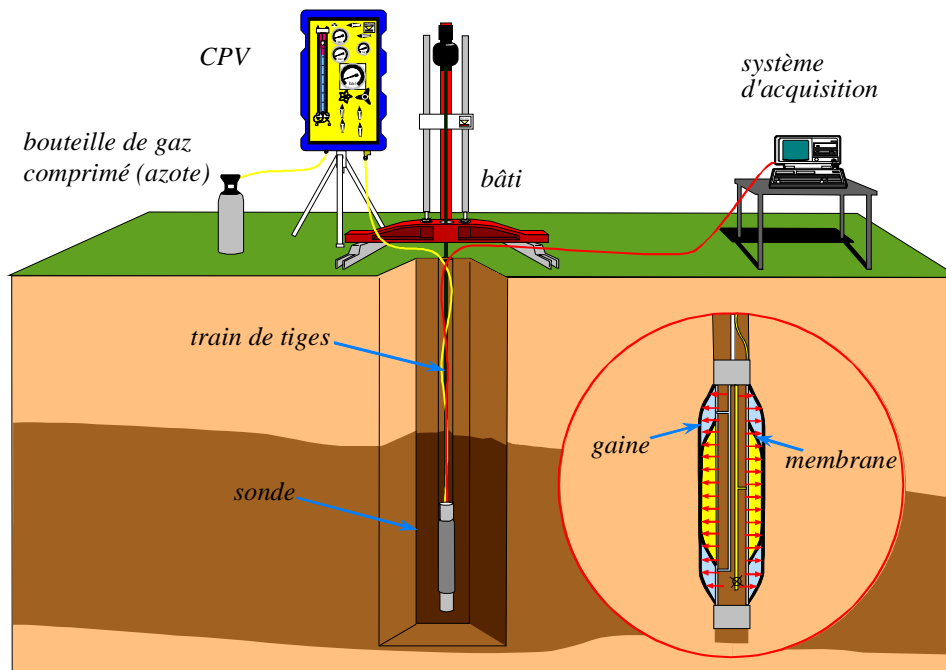


Figure 9 L'essai pressiométrique Ménard

Au cours des années soixante le pressiomètre Ménard est devenu l'outil privilégié de reconnaissance des sols en France pour les fondations, notamment grâce à l'impulsion du réseau des Laboratoires des Ponts et Chaussées. L'utilisation au quotidien par les praticiens a fait naître des idées d'amélioration. C'est ainsi qu'a été proposée, en 1968, le principe de s'affranchir du forage préalable en développant une sonde pressiométrique autoforeuse (Jézéquel et Touzé, LRPC St Briec).

L'appareil crée son trou de forage à l'avancement et le sol vient en contact avec le module 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.

Entre 1970 et 1975, différentes versions de l'appareil, de conception essentiellement modulaire, ont été développées (figures 10 et 11) :

- outils désagrégateurs adaptés aux sols argileux mous ou aux sols plus raides ;
- instrumentation et acquisition plus ou moins sophistiquées, voire même asservissement de la conduite d'essai ;
- géométrie de la sonde et modules d'essai associés (perméamètres, pénétromètre latéral, scissomètre, sonde carrée, sonde hexagonale, etc.).

Après tout l'effort de recherche accompli par le réseau des LPC, il ne subsiste aujourd'hui qu'un seul PAF 1976 opérationnel, dans une configuration de type prototype, c'est-à-dire non qualifiée et donc non commercialisable, assez fruste au niveau pilotage et métrologie. Le bilan après 10 ans de développement (1968-1979) est

ainsi contrasté : de nombreuses publications, un certain nombre de rapports de recherche, mais, 25 ans plus tard, une perte sensible voire totale du savoir-faire : aucun reste de la presque douzaine d'appareils construits, pas de base de donnée d'essais. Seuls subsistent des catalogues de tous les essais réalisés au LR de St Briec et au LR de Melun.

Le seul constructeur proposant un pressiomètre autoforeur au catalogue est Cambridge Insitu. Cet appareil, cité dans un certain nombre de publications internationales, est utilisé sur des chantiers de grande envergure.

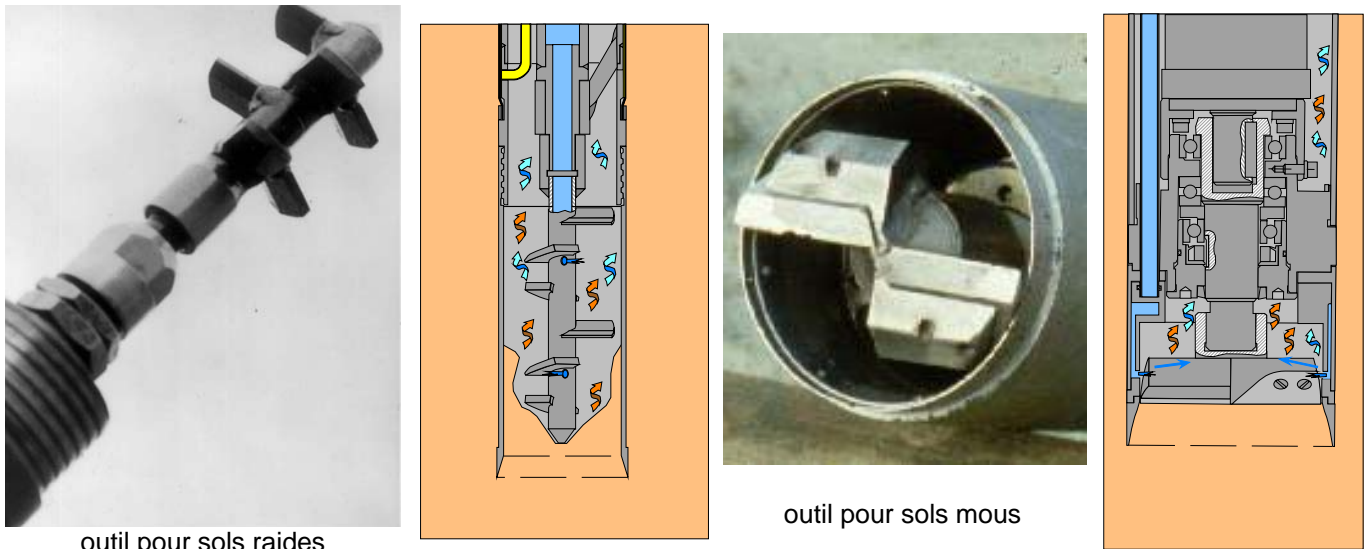


Figure 10 Différents outils utilisés pour l'autoforage



Sonde hexagonale



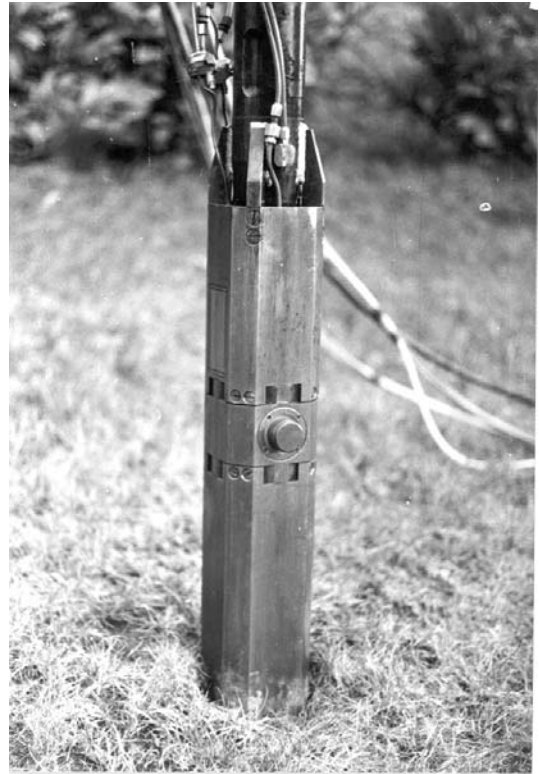
Sonde Carrée



Sonde perméamétrique avec cache



Sonde perméamétrique



Pénétrromètre latéral

Figure 11 Les différents modules mis en place par autoforage
(Baguelin et al., 1973, 1975 et 1977)

Plusieurs raisons peuvent probablement expliquer le quasi-abandon du pressiomètre autoforeur en France à la fin des années soixante-dix. On peut citer en particulier :

- la mauvaise adaptation de l'outil de forage à des sols autres que les terrains argileux mous ;
- l'objectif général de la recherche, qui était en premier lieu d'améliorer le pressiomètre Ménard, notamment en vue de mieux dimensionner les fondations superficielles et profondes, alors que le pressiomètre Ménard donne toujours satisfaction dans ce domaine, et que le pressiomètre autoforeur est un essai plus complexe et plus cher à réaliser.

L'objectif principal de notre recherche, la détermination des paramètres de déformabilité pour le calcul en déplacement des ouvrages, est différent. Il nécessite une instrumentation adaptée tenant compte des progrès réalisés depuis 25 ans dans ce domaine. Mais la difficulté principale de l'essai reste bien la technique d'autoforage.

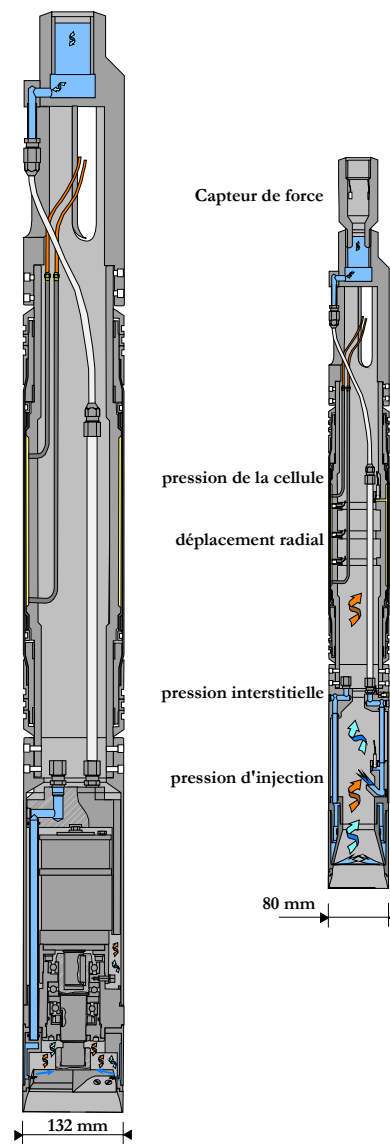
2.2 Cahier des charges pour un nouveau pressiomètre autoforeur

Après une description rapide de la nouvelle version du pressiomètre autoforeur, on présente quelques-unes des techniques qui seront utilisées compte tenu des objectifs et du domaine d'application visé. On peut se reporter au cahier des charges complet pour plus d'information (Reiffsteck et al. 2002).

L'appareil proposé s'inscrit dans la continuité de l'essai au pressiomètre autoforeur développé dans les années 70 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.

La réflexion menée dans le cadre de l'opération a permis de fixer les objectifs suivants au nouvel appareil :

- mesurer des modules pressiométriques pour une gamme de déformation ($\Delta R/R_0$) de 10^{-4} à 0,41 (doublement de la cavité initiale) ;
- être en mesure de réaliser un essai à déformation imposée avec des cycles ;
- permettre l'autoforage de façon maîtrisée de sols argileux jusqu'aux sables grossiers, saturés ou non, et non durs (pour les sols cohérents, typiquement $C_u < 0,3$ MPa).



version actuelle version à l'étude

Figure 12 Essai pressiométrique autoforé

2.3 Principes généraux

2.3.1 Dimensions de la sonde

Afin de rendre le nouvel appareillage utilisable par des sondeuses géotechniques couramment disponibles sur les chantiers, on a retenu un diamètre de 80 mm pour l'appareil, à comparer avec les 132 mm du pressiomètre autoforeur actuel (figure 12).

Pour ce qui concerne l'élancement de la sonde, les études menées dans les années 1970 ont montré que si la cellule de mesure est monocellulaire, les dimensions à

respecter pour une interprétation correcte de l'essai dépendent de la technique de mesure. Pour des mesures locales des déplacements de la membrane, une sonde d'une longueur de quatre fois le diamètre est suffisante. Lorsque la déformation de la sonde est déduite d'une mesure de volume, l'élanement nécessaire est égal à 8 pour tenir compte de l'ovalisation de la membrane. L'élanement choisi pour l'évolution du pressiomètre autoforeur est égal à 6, conduisant à une longueur de 48 cm.

A titre de comparaison, le pressiomètre autoforeur de Cambridge in situ fait 83 mm de diamètre, environ un mètre de long et possède un élanement de 5,94.

2.3.2 Système d'application de la contrainte radiale

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 mesure localement la pression appliquée. Un calcul d'erreur pour définir les incertitudes admissibles sur les mesures de p et de R montre que l'incertitude de la mesure de pression est prépondérante.

2.3.3 Système de mesure des déplacements radiaux

La plage de mesure nécessaire pour atteindre le doublement du volume de la sonde est égale à $\Delta R = 16,5$ mm. Cette plage est très importante au regard de la précision de $\Delta R/R_0 = 10^{-5}$ à atteindre. C'est pourquoi les déplacements radiaux sont mesurés de deux manières : au début de l'essai la mesure est directe avec des capteurs de grande précision puis ensuite indirecte à partir de la mesure du volume injecté.

2.4 Outil de désagrégation intérieur

Différents types d'outils sont efficaces pour désagréger le sol lors du fonçage, la principale alternative à la désagrégation mécanique étant la désagrégation par eau (figure 13).

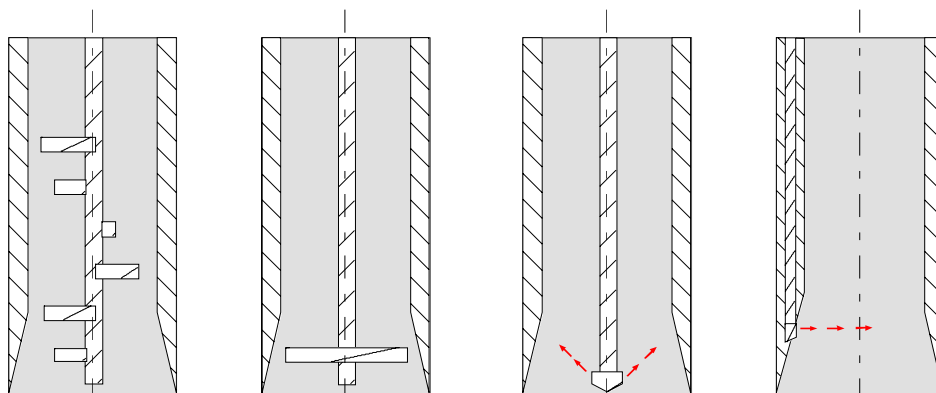


Figure 13 Les différents outils (à étage, papillon, jet central, jets périphériques)

La technologie de découpe par jet d'eau remonte aux années soixante (premiers brevets en 1968) avec les recherches des sous-traitants américains de l'aéronautique qui souhaitaient découper efficacement des matériaux composites, sans écraser les structures moléculaires. Mais la fiabilité du procédé est récente (années quatre-vingt). A très haute pression (1000 à 4000 bar), l'eau atteint une vitesse supersonique (600 à 900 m/s) et devient capable de percer et donc de découper. 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. 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, certaines carrières découpent du grès avec une pression de 1200 bar, le jet-grouting met en œuvre des pressions de 300 à 500 bar avec des débits de l'ordre, de 50 à 150 l/mn, mais les pompes utilisées coûtent aux environs de 80 000 € ce qui est excessif pour l'appareillage que nous souhaitons développer. On vise donc une pression d'utilisation de 100 à 400 bars disponible sur des nettoyeurs à haute pression ou sur des pompes classiques.

Cette technique a été développée par Ménard dans les années 70 sans avoir vraiment dépassé le stade de prototype, alors qu'elle a été utilisée au LR de St Brieuc sur le P.A.F. 65 et semblait donner satisfaction. Cette technique est particulièrement favorable dans les terrains peu résistants : argiles molles, limons, sables.

2.4.1 Les expérimentations du laboratoire de St Brieuc

La désagrégation par eau sous haute pression qui avait été expérimentée de manière satisfaisante sur le P.A.F. 65 a été étudiée pour le P.A.F. 76 sans véritables modifications. Nous ne possédons pas de rapport de recherche sur cette technique. Il semble qu'elle ait été délaissée vis-à-vis d'autres priorités telle que l'autoforage en mer.

Seuls subsistent un plan, un croquis et deux diapositives utilisées lors d'une présentation orale (figure 14) ! La buse est constituée par une fente présente sur toute la périphérie de la trousse coupante.

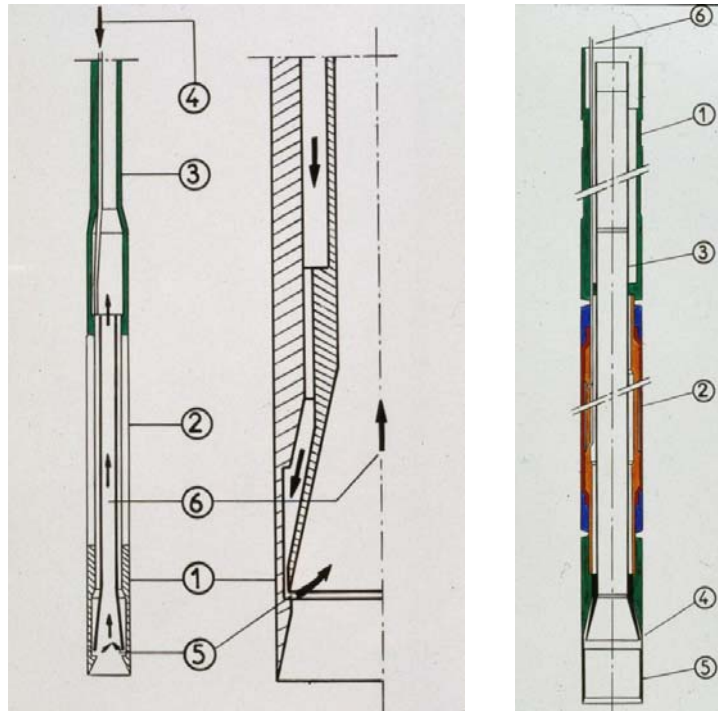


Figure 14 Système de désagrégation du P.A.F 65

2.4.2 Prototype de buses CECP

La mise en application du découpage à l'eau soulève plusieurs questions, concernant notamment la forme de la surface découpée, du fait de la cavitation, et l'efficacité de l'outil avec les différents types de sol.

Le système retenu consiste à équiper la trousse coupante d'un système de lancement : buse horizontale propulsant un jet haute pression (60 à 120 bar) alimentée par de l'eau ce qui permet de désagréger la carotte de sol pénétrant dans le pressiomètre au fur et à mesure du fonçage et de remonter les sédiments en surface (figure 14 et 15). En complément, un coulis eau bentonite est injecté par un circuit basse pression pour remonter les sédiments.

Une maquette de trousse coupante a été réalisée par le CECP. Cette trousse possède la spécificité par rapport aux trusses présentées précédemment d'avoir quatre buses latérales horizontales et diamétralement opposées. Cette trousse a été validée dans du sable, du limon et de l'argile par le CER de Rouen (Khay, 2001).



Figure 15 Prototype de système de désagrégation CECP de Rouen - vue d'ensemble et démontée

On voit sur les photos que les buses les plus proches de l'arrivée d'eau ont un débit supérieur à celles les plus éloignées. Dans des conditions d'enfoncement correctes : effort de fonçage et pression dans le circuit stabilisés, l'eau rejeté par l'appareil est chargée en sédiments.



Figure 16 Trou après essai de la trousse au CER de Rouen cas de surforage à gauche et conditions correctes à droite

2.5 Perspectives

Les différentes étapes de la conception réalisées dans le cadre de l'opération ont abouti à une étude complète de l'appareillage. Sa construction est prévue en 2004. L'intégration de géophones dans le proto permettra la mesure des petites déformations lors de la réalisation d'un essai Down-Hole. Cette sonde balayera dans sa configuration finale un domaine très vaste de déformation.

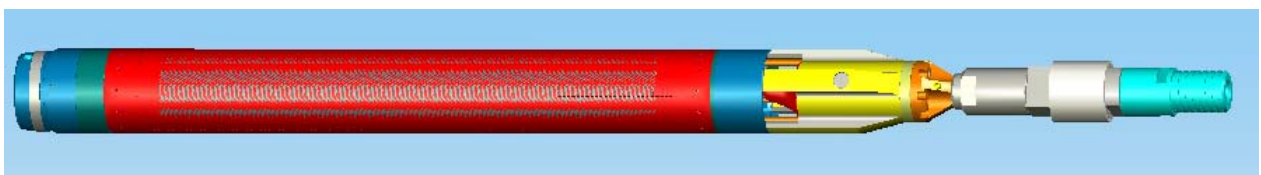


Figure 17 Rendu réaliste de la sonde du pressiomètre autoforeur

3 L'essai de chargement de pointe au pénétromètre

La réflexion engagée dans le cadre de l'opération a confirmé l'intérêt des appareils pénétrométriques associés à d'autres moyens de mesures (sismo-cône, pressio-pénétromètre, etc.) qui fournissent à la fois un profil continu de caractéristiques de résistance du sol et des mesures ponctuelles de module de déformation.

En particulier, on a étudié la faisabilité et les potentialités des essais de chargement statique de pointe de pénétromètre. Ce travail a été mené dans le cadre d'un contrat de recherche avec l'Université Blaise Pascal de Clermont Ferrand qui travaille depuis de nombreuses années sur les essais de chargement réalisés sur des pointes de pénétromètres dynamiques PANDA.

3.1 Présentation de l'essai et première campagne de validation sur site

L'essai PANDA classique consiste à enfoncer, par battage, un train de tiges dans le sol à l'aide d'un marteau normalisé. Pour chaque coup, des capteurs mesurent la valeur de l'enfoncement de la pointe et la vitesse du marteau au moment de l'impact, ce qui permet de déterminer l'énergie cinétique fournie au reste du dispositif. La résistance de pointe dynamique PANDA q_d est alors calculée par l'application de la formule des Hollandais (figure 18).

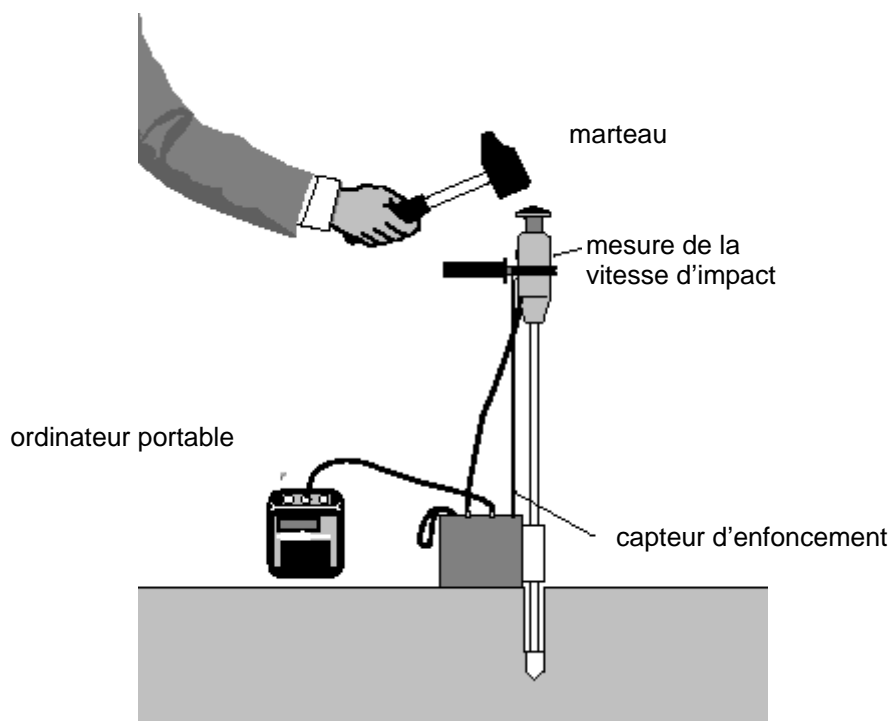


Figure 18 Principe du pénétromètre dynamique PANDA (schéma d'après Sol Solution S.A.)

Le principe de l'essai développé dans le cadre du contrat de recherche consiste à interrompre la pénétration du PANDA à la cote souhaitée et à réaliser un essai de chargement statique par palier jusqu'à la rupture du sol sous la pointe. Tous les essais ont été réalisés avec une pointe débordante de 4 cm² de section.

Dans une première phase (2001), la procédure d'essai et les dispositifs de mesure ont été développés. Le Laboratoire d'Etude et de Recherche en Mécanique et Structures (LERMES) a ainsi réalisé :

- une bibliographie sur la mesure des modules en place au moyen des essais de chargement de pointe pénétrométrique ;
- l'amélioration du dispositif actuel d'essai sur pénétromètre dynamique de type PANDA et la définition précise de la procédure d'essai ;
- des essais sur les sites expérimentaux LPC de Merville et Jossigny et sur le site du BRGM à Orléans ;
- une étude de faisabilité des calculs numériques nécessaires à l'analyse des essais.

3.1.1 Dispositif et procédure d'essai

Le dispositif d'essai initialement développé comporte un bâti destiné à assurer le guidage et le centrage du pénétromètre lors du chargement (figure 19). Les déplacements sont mesurés par un comparateur mécanique et/ou 3 comparateurs digitaux affichant 1/100^{ème} de millimètre, reliés à une centrale d'acquisition et un micro-ordinateur portable. Le chargement est effectué au moyen de masses étalonnées qui sont disposées sur un plateau situé dans l'axe du pénétromètre. Le dispositif est conçu pour une masse maximale de 80 kg correspondant à une pression sur la pointe de 2 MPa.



Figure 19 Dispositif expérimental (version initiale)

Une des principales difficultés rencontrées est liée à la procédure de chargement. Il est en effet difficile d'éviter les chocs conduisant à un chargement transitoire excessif de la pointe.

Les essais sur site ont été effectués selon la procédure suivante :

- réalisation d'un essai de pénétration dynamique PANDA classique jusqu'à la profondeur souhaitée ;
- démontage du dispositif de battage et installation du dispositif de chargement statique et de mesure des déplacements en tête du train de tige ;
- après un délai de repos de 10 minutes, chargement par palier maintenus pendant 1 minute, avec mesure des déplacements 30 secondes et une minute après l'application de la charge. Les incréments de chargement sont choisis de façon à atteindre une contrainte égale à la résistance dynamique PANDA q_d en une vingtaine de paliers ;
- déchargement selon les mêmes paliers maintenus une minute ;
- démontage du dispositif de chargement statique, installation du dispositif de battage et poursuite de l'essai de pénétration dynamique PANDA classique.

L'interprétation d'un essai de chargement est illustrée sur les figures 20 et 21 par l'essai de chargement PD4 réalisé à 1 m de profondeur sur le site de Merville. Par analogie avec l'essai pressiométrique Ménard, les courbes de chargement permettent de déterminer :

- la pression pénétrométrique limite $p_{pl} = 1,2$ MPa définie comme l'intersection de l'asymptote de la courbe de chargement avec l'axe des abscisse ;
- la pression pénétrométrique de fluage $p_{pf} = 1,0$ MPa à partir de laquelle on observe une rupture de pente dans la courbe des enfoncements différés ;
- le module pénétrométrique $E_{pn} = 0,9$ MPa défini de façon conventionnelle à partir de la tangente initiale à la courbe de chargement $E_{pn} = 1,6 \Delta P / \Delta h$ pour la pointe de 4 cm^2 (Δh , exprimé en millimètres, désigne l'enfoncement correspondant à un incrément de pression ΔP).

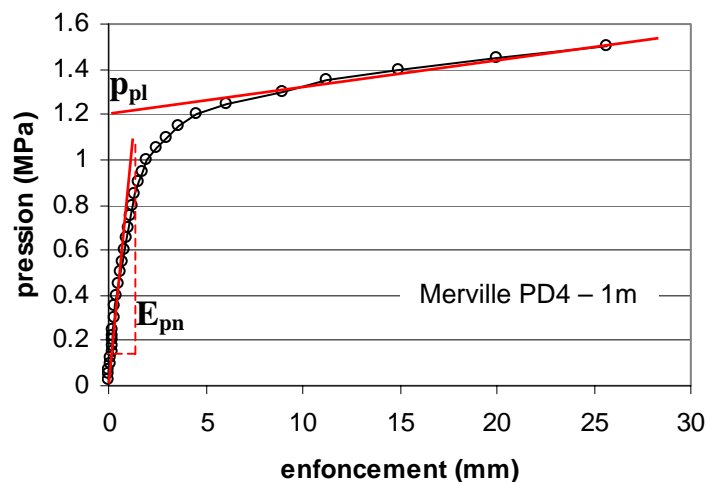


Figure 20 Courbe d'enfoncement (après 1 minute)

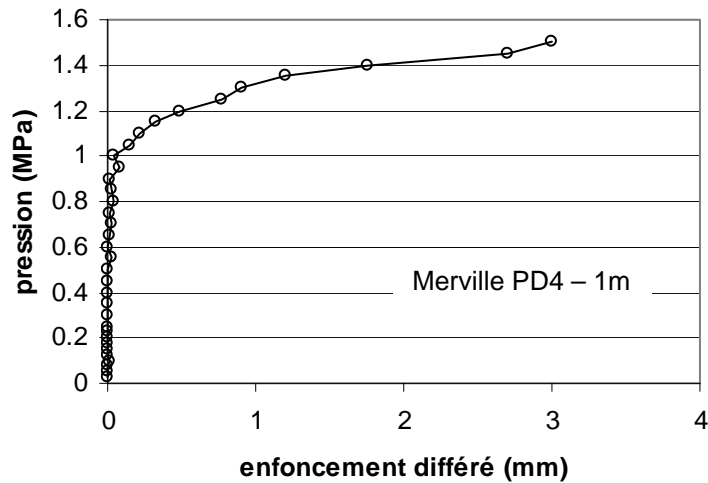


Figure 21 Courbe d'enfoncement différé (entre 30 secondes et 1 minute)

Dans sa partie initiale, la courbe de chargement présente généralement des points aberrants, liés à l'incertitude des mesures et aux imperfections du dispositif expérimental. Les premiers points correspondant à un chargement inférieur à 0,4 MPa ont été systématiquement éliminés afin de réaliser une interprétation complémentaire à partir d'une courbe tronquée (figure 22).

La courbe de chargement est alors approchée par une fraction rationnelle à trois paramètres a_1 , a_2 et a_3 dont la valeur est déterminée par une méthode des moindres carrés :

$$P(h) = \frac{h}{a_1 h + a_2} + \frac{h}{a_3}$$

Pour l'essai de Merville, on obtient :

$$a_1 = 0,70 \text{ MPa}^{-1}$$

$$a_2 = 0,72 \text{ mm MPa}^{-1}$$

$$a_3 = 170 \text{ mm MPa}^{-1}$$

La tangente initiale de la fonction à trois paramètres permet de déterminer un module $E_{pn,ini} = 2,2 \text{ MPa}$, généralement supérieur au module pénétrométrique E_{pn} .

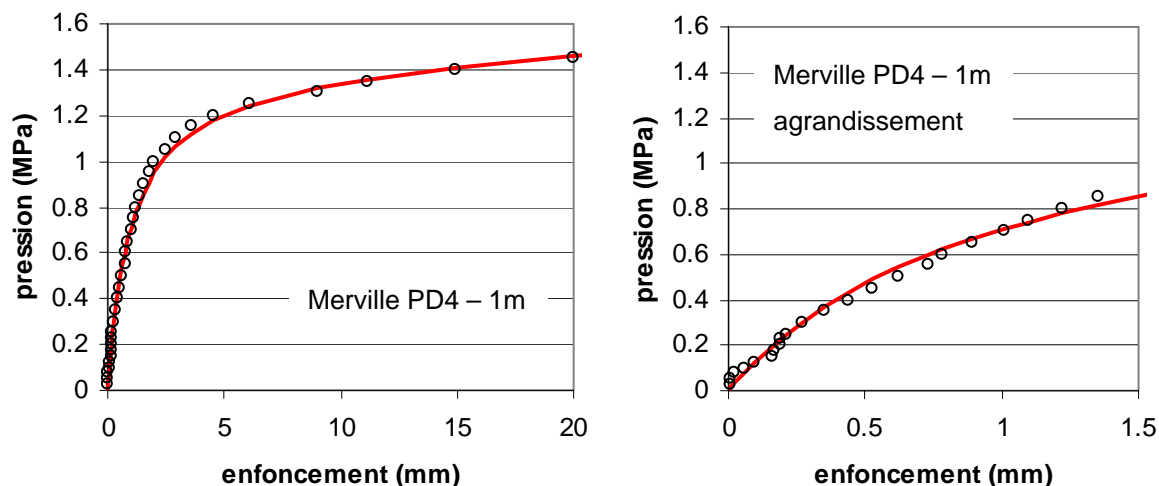


Figure 22 Approximation par une courbe à 3 paramètres

3.1.2 Résultats des essais réalisés sur les sites expérimentaux

En juin, juillet 2001 et octobre 2001, des essais ont été menés sur les sites de Merville, Jossigny et Orléans avec le dispositif d'essai initialement développé. Sur chaque site, le programme comportait 16 essais de chargement sur 4 profils différents (un essai chaque mètre, de 1 à 4 m de profondeur).

Les figures 23 à 27 présentent les principaux résultats obtenus. Les profils de modules sont dispersés compte-tenu de la relative homogénéité des sites mise en évidence par les pénétrogrammes, ainsi que par la reconnaissance géotechnique générale.

Pour l'argile des Flandres de Merville, on a noté les corrélations suivantes :

- $q_d = 1,6 p_{pl}$ ($R^2=0,8$)
- $E_{pn,ini} = 1,95 E_{pn}$ ($R^2=0,75$)

Pour le limon de Jossigny, on a noté :

- $q_d = 1,6 p_{pl}$
- $E_{pn,ini} = 2,26 E_{pn}$ ($R^2=0,92$)

Les relations entre les modules pénétrométriques et les autres paramètres mécaniques ne permettent pas d'établir de corrélations satisfaisantes, étant donnée la dispersion des modules.

Pour le site sableux à Orléans, les résistances dynamiques PANDA dépassent fréquemment $q_d = 10$ MPa. La contrainte statique imposée pendant l'essai, limitée à 2 MPa, n'a pas été suffisante pour mettre en évidence une rupture vis-à-vis du sol, permettant la détermination des 3 paramètres a_1 , a_2 et a_3 . Les enfoncements sont généralement restés inférieurs à 1 mm.

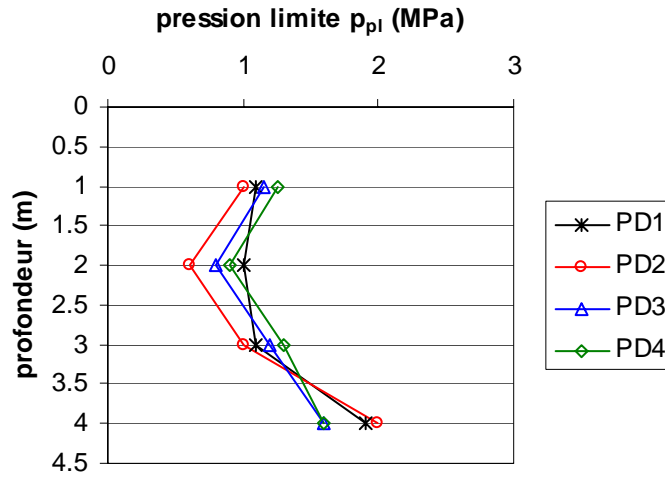


Figure 23 Pression pénétrométrique limite (Merville)

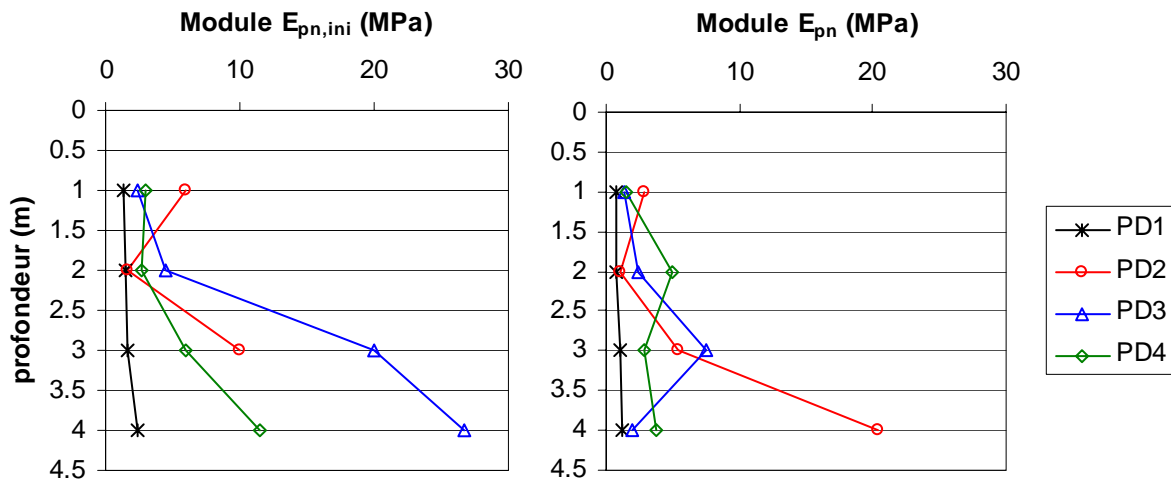


Figure 24 Modules pénétrométriques (Merville)

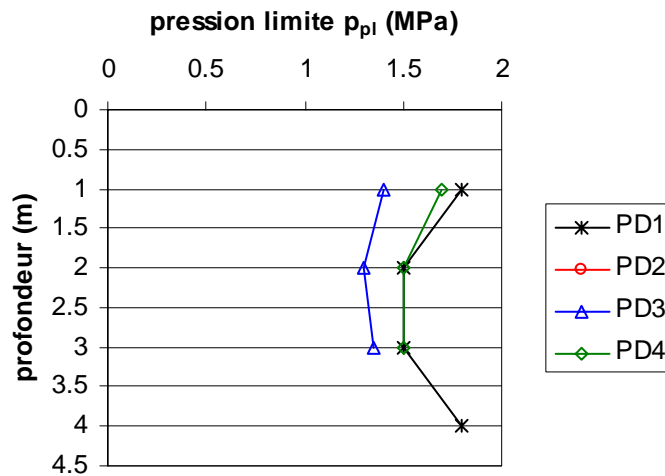


Figure 25 Pression pénétrométrique limite (Jossigny)

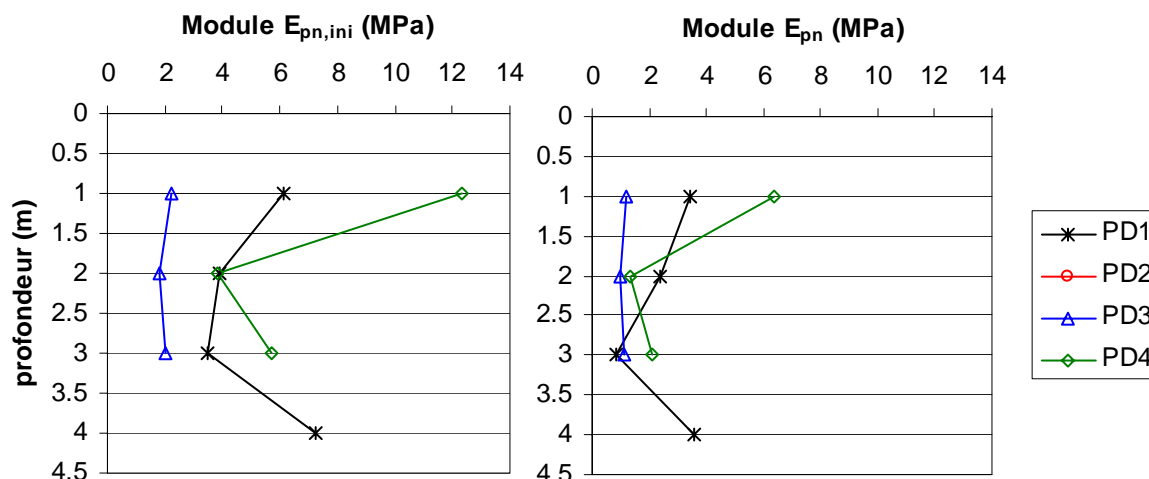


Figure 26 Modules pénétrométriques (Jossigny)

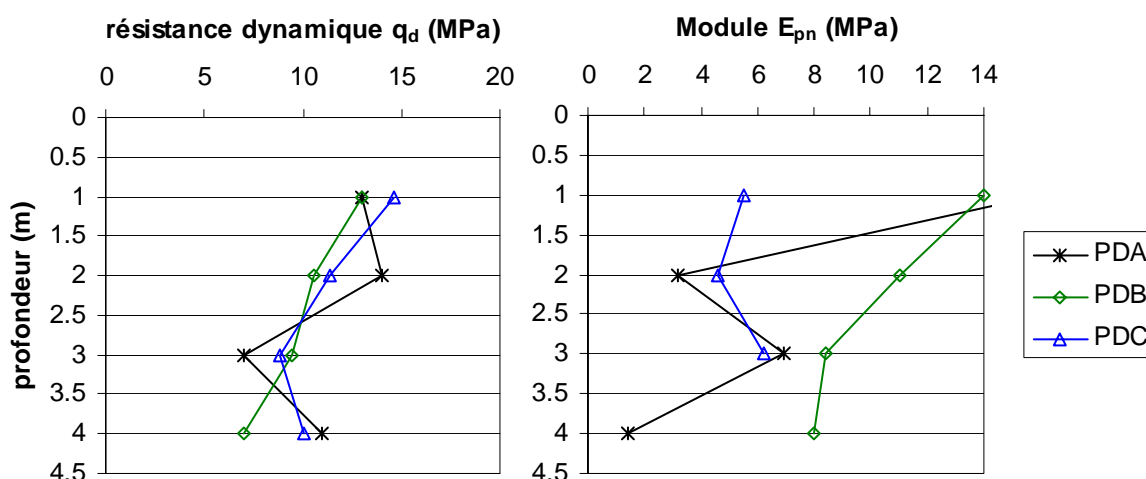


Figure 27 Résistance dynamique PANDA et module pénétrométriques (Orléans)

La dispersion des valeurs de modules mesurées sur des sites réputés géologiquement et géotechniquement homogènes rend illusoire l'utilisation de l'essai de chargement de pointe, dans sa version initiale, pour déterminer les paramètres de calcul des ouvrages géotechniques.

A l'issue de la première étape de ce travail, il est ainsi apparu que le dispositif expérimental devait être modifié pour augmenter la précision et la reproductibilité des mesures en améliorant notamment la stabilité du bâti de guidage. Le dispositif finalement mis au point est présenté sur les figures 28 et 29. Un dispositif de chargement alternatif constitué d'un petit vérin pneumatique (ou hydraulique) n'a malheureusement pas pu être utilisé dans le cadre de cette recherche.

Il a été également décidé de valider le nouveau dispositif expérimental en comparant les résultats avec des essais mieux contrôlés. C'est ainsi qu'il a été procédé à une étude dans la cuve d'essai de l'Université à Clermont-Ferrand.

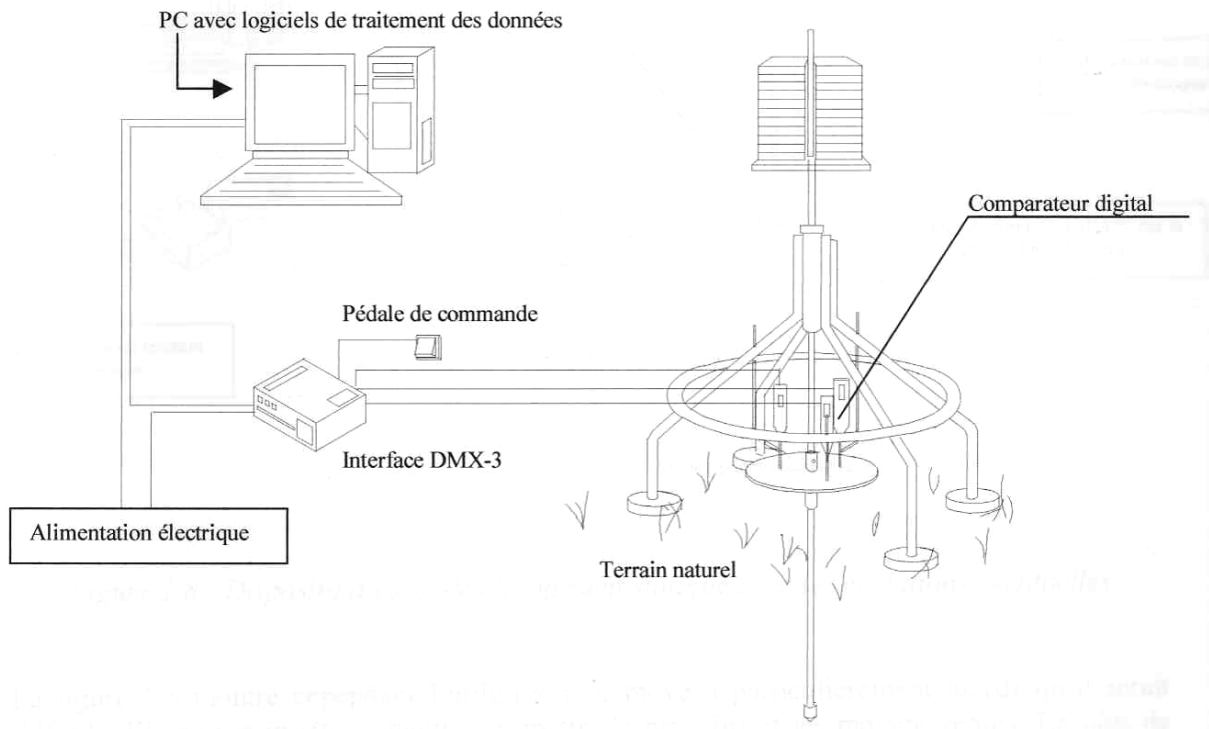


Figure 28 Schéma de principe du dispositif expérimental (nouvelle version)

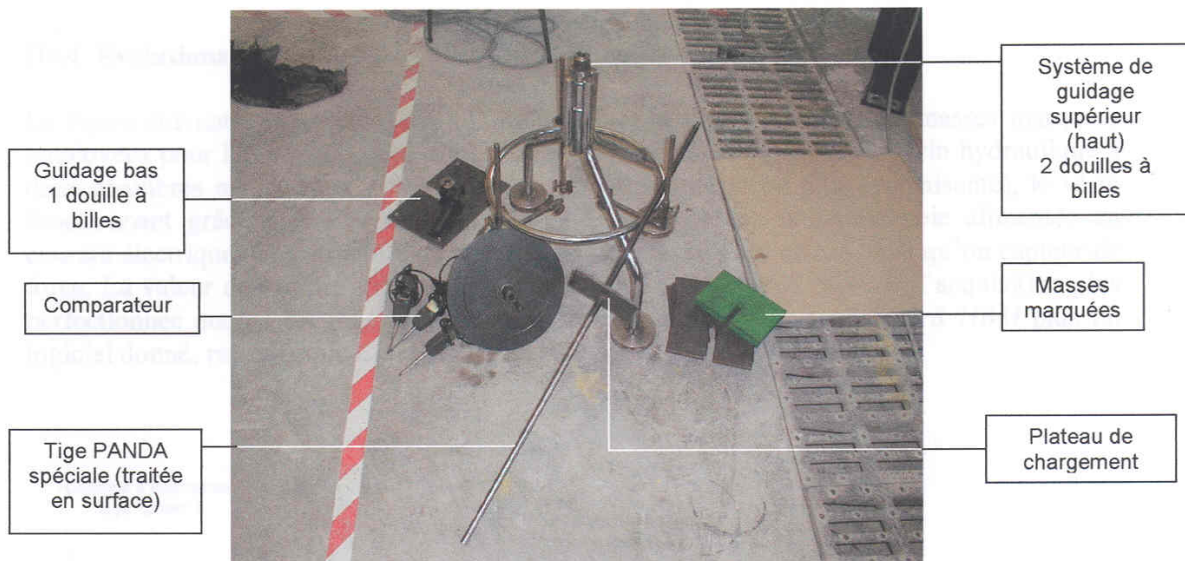


Figure 29 Dispositif expérimental (nouvelle version)

3.2 Validation de l'essai en laboratoire

Les essais de chargement de pointe en laboratoire avaient pour objectif principal de comparer les résultats des essais réalisés au moyen d'un vérin hydraulique avec les courbes mesurées par l'appareillage léger dans sa version améliorée.

Cette campagne d'essai a été réalisée dans la fosse d'essai du CUST qui mesure 2,14 m de large, 2,88 m de long et 3,50 m de profondeur. La fosse a été remplie de sable d'Allier selon deux couches :

- une couche inférieure de 2 m d'épaisseur installée dans un état relativement lâche, le sable étant déposé avec le godet d'une pelle mécanique ;
- une couche supérieure de 1,45 m d'épaisseur mise en place dans un état plus dense, compactée par couches.

Dans cette cuve, on a réalisé (figure 30) :

- 4 profils de pénétromètre dynamique PANDA (PD1, PD2, PD3 et PD4) ;
- 4 profils de pénétromètre dynamique PANDA (S1, S2, S3 et S4) avec essai de chargement de pointe réalisé, tous les 25 cm environ, avec un vérin ;
- 1 profil de pénétromètre dynamique PANDA (LG) avec essai de chargement de pointe réalisé avec l'appareillage léger dans sa version améliorée, tous les 25 cm environ ;
- 2 profils de pénétromètre dynamique PANDA (C1 et C2) avec essai de chargement cyclique ;
- 1 profil de pénétromètre statique (PS), réalisé avec la pointe PANDA de 4 cm² et une vitesse de pénétration de 2 cm/s ;
- 1 profil de pénétromètre statique, réalisé avec une pointe Gouda de 10 cm² et une vitesse de pénétration de 2 cm/s.

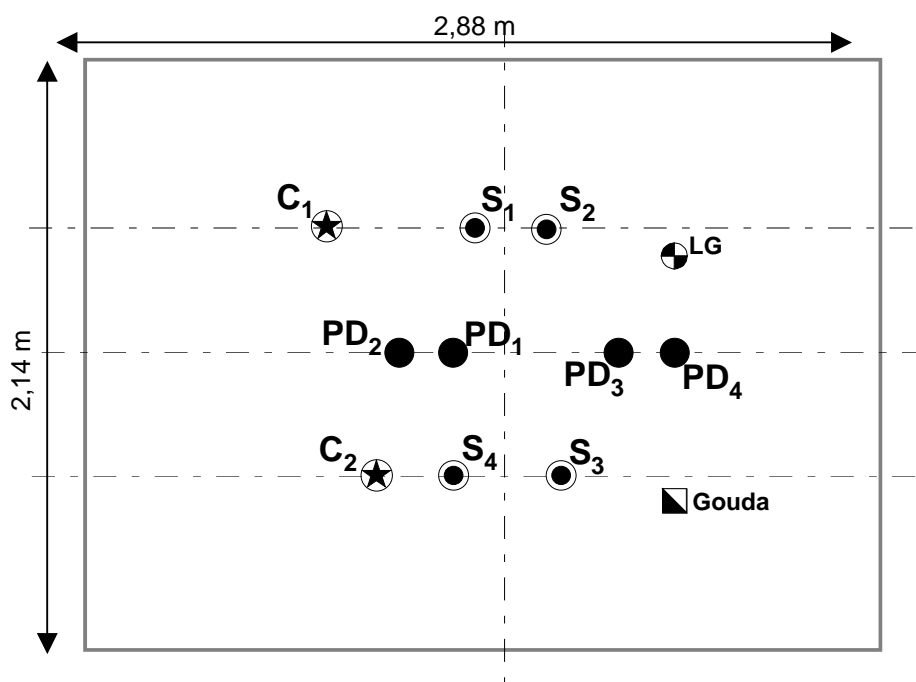


Figure 30 Implantation des essais dans la cuve du CUST

Les essais de chargement menés au moyen d'un vérin hydraulique ont été réalisés à une vitesse d'enfoncement constante de 0,01 mm/s. La charge était mesurée par un peson de 10 kN (figure 31).



dispositif léger amélioré



vérin hydraulique

Figure 31 Les dispositifs de chargement utilisés

Deux campagnes d'essai se sont succédées en juin 2002 (PD1, PD2, PD3, PD4, S1, C1, PS) puis en octobre et novembre 2002 (S2, S3, S4, LG, Gouda). Entre-temps, les caractéristiques mécaniques du sol se sont sensiblement améliorées, en particulier dans le sable lâche, comme cela est illustré sur la figure 31 qui compare les profils PANDA PD1 et S1 réalisés respectivement en juin et novembre 2002.

La figure 33 présente la résistance dynamique PANDA moyenne sur 10 cm d'enfoncement à la profondeur des essais de chargement statique de pointe. D'une façon générale, le massif peut être qualifié de relativement homogène dans la partie supérieure constituée de sable dense. Les résistances sont beaucoup plus dispersées dans le sable lâche sous-jacent.

Cette dispersion se retrouve dans les profils de module $E_{pn,ini}$ déterminé après calage de la fraction rationnelle à 3 paramètres sur les courbes d'essai (figure 33). Les résultats sont relativement dispersés dans le sable lâche, et ce quel que soit le matériel utilisé. Il est vraisemblable que la mise en place du sable, au moyen d'un godet de pelle, n'a pas permis d'assurer une homogénéité suffisante pour être en mesure de comparer les essais entre eux.

On obtient une meilleure corrélation entre module et résistance pénétrométrique dans la couche de sable dense pour les essais réalisés avec un vérin (figure 34). Par contre, les essais réalisés avec le matériel léger ont été limités à une contrainte de 2,1 MPa, pour laquelle la pression pénétrométrique limite était loin d'être mobilisée dans le sable dense, ce qui n'a pas permis de caler les 3 paramètres, ni de déterminer $E_{pn,ini}$. On peut toutefois noter que dans le sable dense les courbes de chargement mesurées avec l'appareil léger sont presque superposées les unes aux autres (figure 35).

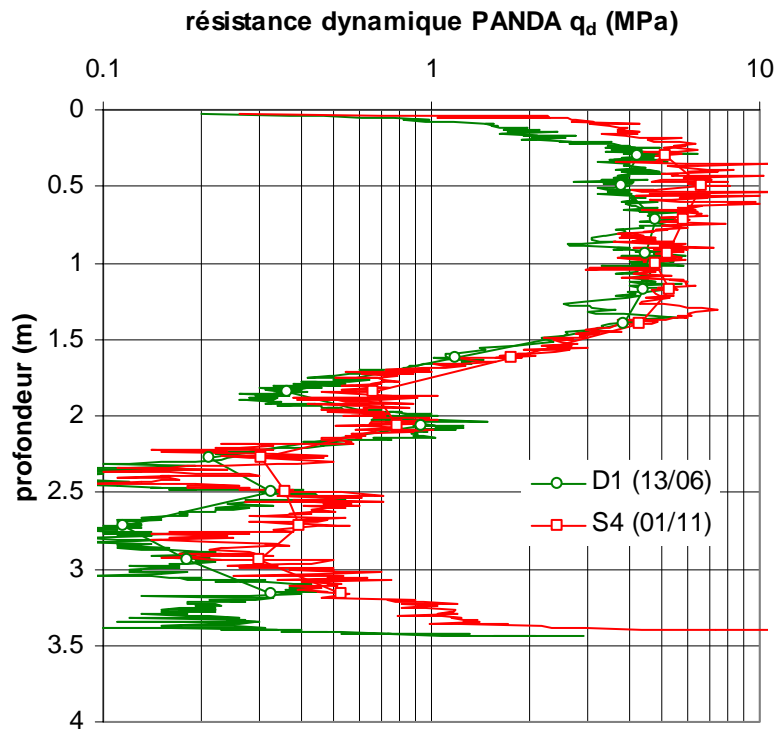


Figure 32 Évolution de la résistance du massif entre les deux campagnes d'essai

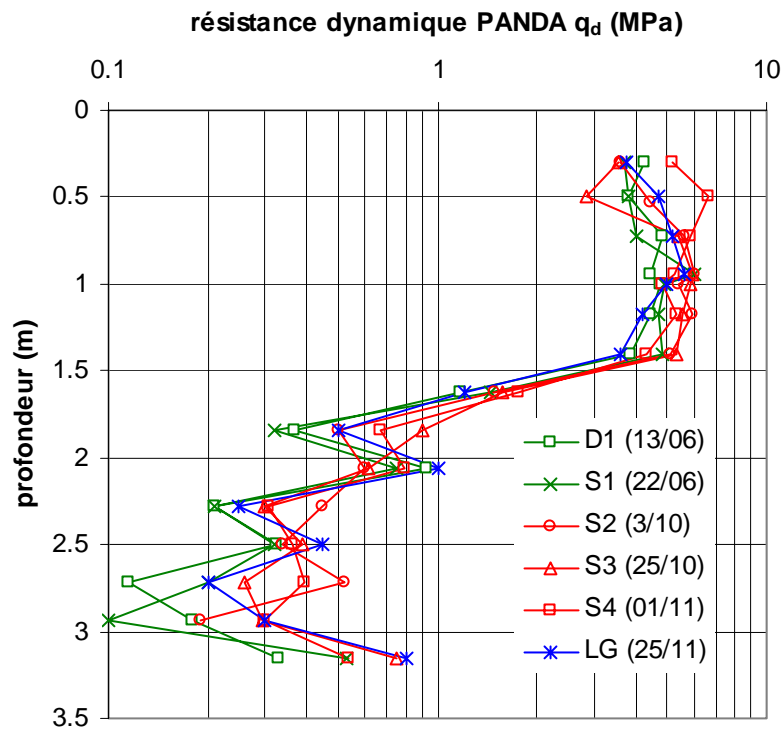


Figure 33 Profils de résistance dynamique PANDA au niveau des essais de chargement de pointe

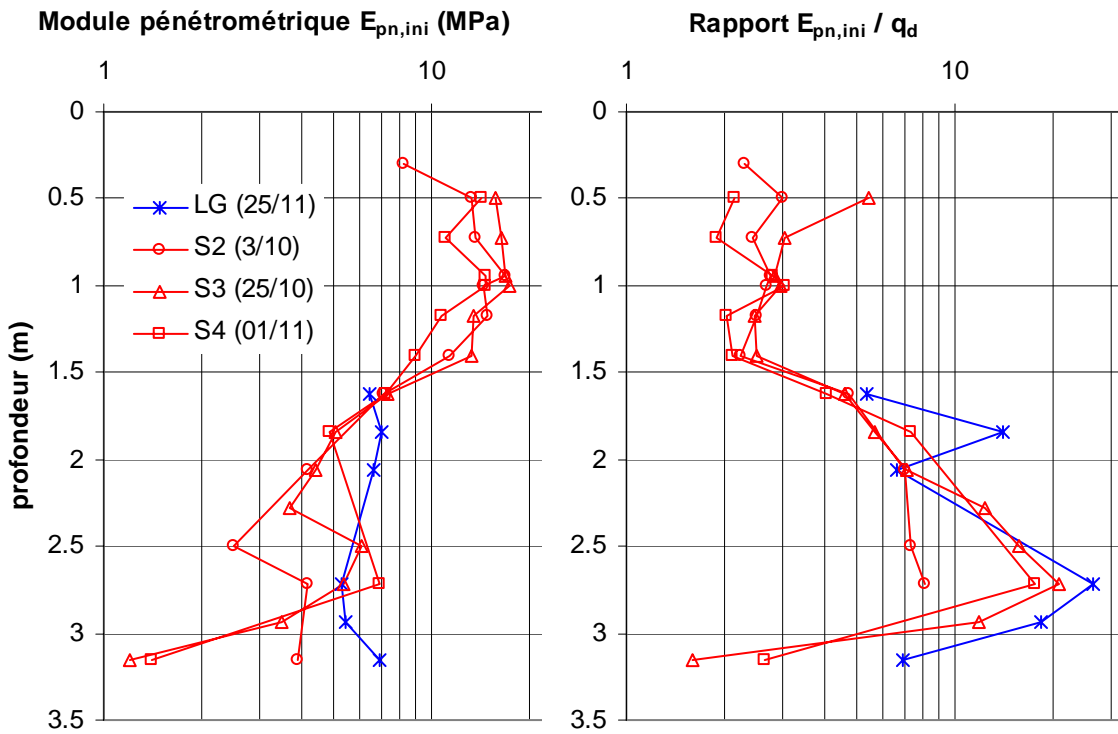


Figure 34 Module pénétrométrique $E_{pn,ini}$ et rapport $E_{pn,ini} / q_d$

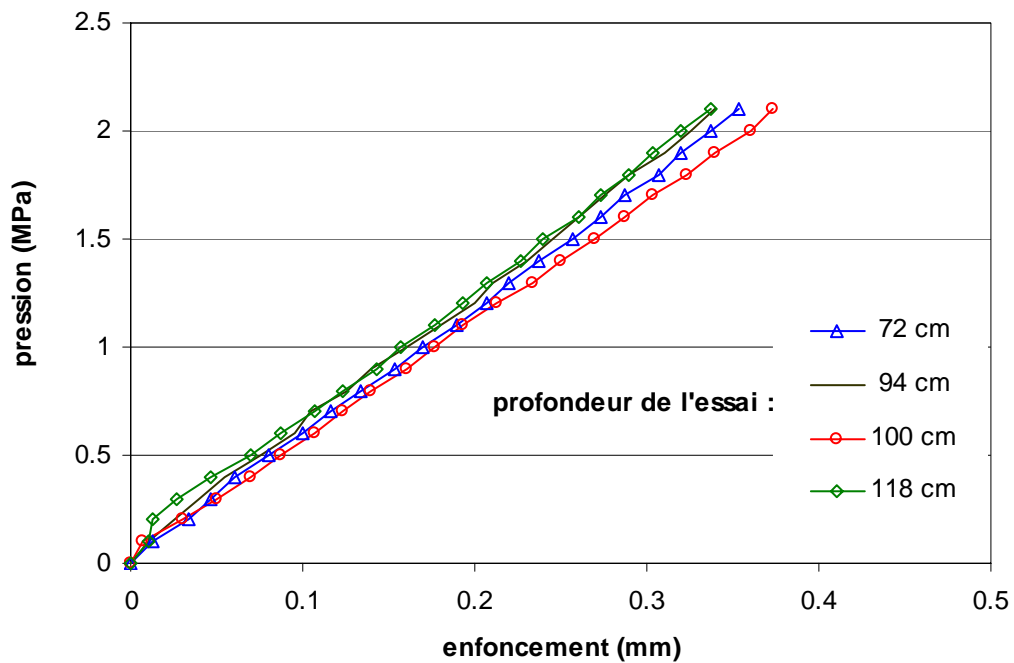


Figure 35 Courbe de chargement de pointe réalisé avec le dispositif léger (LG) dans le sable dense

Le tassement mesuré sous la contrainte maximale atteinte, égale à 2,1 MPa, est compris entre 0,33 et 0,38 mm. Cette valeur est située dans le fuseau des courbes de chargement obtenues pour les essais réalisés avec le vérin, comme le montre la figure 36 dans le cas de l'essai S4.

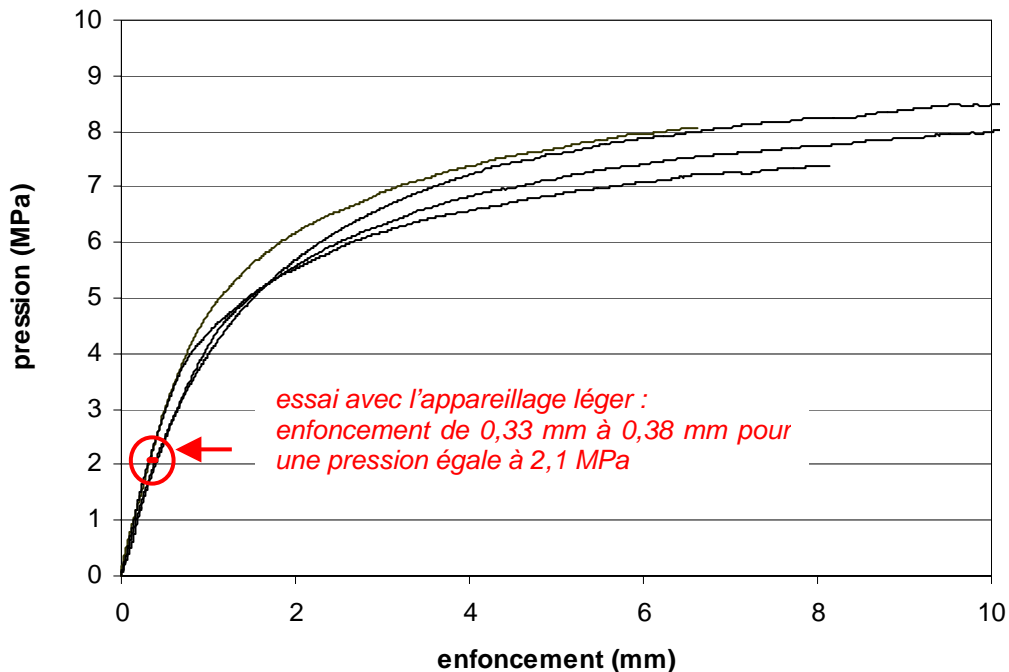


Figure 36 Courbes de chargement obtenues avec le vérin (S4) sable dense à 72 cm, 94 cm, 100 cm et 118 cm de profondeur

L'étude réalisée dans la fosse a montré que les améliorations apportées au dispositif léger permettaient effectivement d'atteindre des résultats de qualité, sensiblement équivalents à ceux obtenus avec un dispositif de chargement par vérin.

On peut regretter qu'il n'ait pas été réalisé d'essai de chargement sur les pénétromètres statiques (PS et Gouda), ce qui aurait permis d'apprécier l'influence du mode de mise en place de la pointe.

La fraction rationnelle à 3 paramètres utilisée pour modéliser le résultat d'un essai semble adaptée pour reproduire la grande majorité des essais de chargement réalisés.

On peut se reporter au rapport du CUST (Arbaoui et Gourves, 2002a) pour plus d'information sur la campagne d'essai.

On trouvera également dans les rapports du CUST les résultats d'essais de chargement de pointe réalisés dans des moules de 37,5 mm de diamètre, ainsi qu'une étude de faisabilité de la modélisation numérique de l'essai de chargement de pointe par la méthode des éléments finis.

3.3 Perspectives

Dans une troisième phase, en 2003, il est prévu de réaliser un essai de chargement de plaque afin de confronter le comportement d'une structure aux prévisions réalisées avec les valeurs de module déterminés par les différents essais. Il est également prévu que le LERMES finalise la modélisation numérique de l'essai de chargement de pointe, en prenant en compte les effets d'installation de la pointe.

Au moment de la rédaction de ce rapport de recherche, les résultats de cette troisième phase ne sont pas encore connus. Les éléments de synthèse de l'ensemble du contrat de recherche du CUST seront établis dans le cadre de l'opération 1J021 « propriétés mécaniques des sols et des roches ».

Une campagne sur site avec le nouveau dispositif d'essai permettrait de valider les améliorations apportées. Les modules obtenus avec l'essai de chargement de pointe pourraient alors être confrontés à la reconnaissance générale du site.

On peut regretter que dans le cadre de ce contrat de recherche, le travail se soit uniquement concentré sur le dispositif d'essai de l'Université de Clermont Ferrand, développé sur la base d'un pénétromètre dynamique PANDA. C'est ainsi qu'il n'a pas été possible d'aboutir à des applications de chargement de pointe de pénétromètre statique classique, comme cela était initialement prévu.

Un tel développement nécessitera une réflexion stratégique d'opportunité, notamment en liaison avec l'évolution des missions des LPC. Ce développement pourrait se faire soit dans le cadre d'une coopération avec un fabricant de pénétromètres, en particulier la société des Pays-Bas a.p. van den Berg, soit avec une équipe de sondage des LPC disposant d'un pénétromètre statique moderne.

4 *L'essai pressiométrique cyclique*

Les essais pressiométriques avec boucle de déchargement-rechargement permettent de déterminer un module cyclique de déformation avec le matériel classique de l'essai pressiométrique Ménard. Les valeurs obtenues sont intermédiaires entre les modules en petites déformations et les modules Ménard traditionnels. Elles sont souvent utilisées pour calculer la déformation des ouvrages en adoptant un comportement élastique linéaire pour modéliser le sol.

4.1 *Travaux réalisés et résultats obtenus*

Un article publié dans le bulletin des laboratoires des Ponts et Chaussées (Combarieu et Canépa, 2001) présente les principaux résultats obtenus par les LPC pour mettre au point le mode opératoire ainsi que pour tester la répétitivité des mesures de modules cycliques avec le matériel d'essai traditionnel. Les influences du mode de forage et de la procédure de réalisation du cycle sur les résultats obtenus ont ainsi été testés. La répétitivité des mesures a été examinée dans différentes formations (sable, argile, limon, craie) et on donne les dispersions et les rapports caractéristiques obtenus dans ces terrains.

La justification des modules cycliques ainsi mesurés a enfin été étudiée en confrontant les pressions limites pressiométriques obtenues sur un sol purement frottant et différentes argiles, avec les pressions limites théoriques d'expansion de cavité calculées en utilisant comme module d'Young ce module cyclique.

On retiendra en conclusion que la procédure d'essai préconisée avec le matériel d'essais traditionnel permet d'obtenir des modules cycliques fiables complétant la panoplie des paramètres géotechniques susceptibles d'être directement utilisés pour le calcul en déplacement de certaines structures géotechniques.

5 *Productions de l'opération relatives au chapitre 5*

Arbaoui H., Pouget P. (2000) Mesure de la déformabilité des sols à l'aide d'un pénétromètre (étude préliminaire), *Rapport de recherche du LRPC de Clermont-Ferrand, 107 pages + Annexes.*

Arbaoui H., Gourves R. (2001) Mesure de la déformabilité des sols en place à l'aide d'un pénétromètre – lettre de commande n°1, *Rapport de recherche du LERMES – Université Blaise Pascal de Clermont-Ferrand, 124 pages + Annexes.*

Arbaoui H., Gourves R. (2002a) Mesure de la déformabilité des sols en place à l'aide d'un pénétromètre – lettre de commande n°2, *Rapport de recherche du LERMES – Université Blaise Pascal de Clermont-Ferrand, 50 pages + Annexes (document disponible en version électronique sur le CD ROM).*

Arbaoui H., Gourves R. (2002b) Mesure de la déformabilité des sols en place à l'aide d'un pénétromètre – lettre de commande n°2 – rapport complémentaire, *Rapport de recherche du LERMES – Université Blaise Pascal de Clermont-Ferrand*, 17 pages + Annexes.

Arbaoui H., Gourves R. (2003) Mesure de la déformabilité des sols en place à l'aide d'un pénétromètre – lettre de commande n°3, *Rapport de recherche du LERMES – Université Blaise Pascal de Clermont-Ferrand*, 50 pages + Annexes.

Combarieu O., Canépa Y. (2001) L'essai cyclique au pressiomètre, *Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées n°233*, pp. 37-65 (document disponible en version électronique sur le CD ROM).

Brevet WO 01/33194 Procédé et dispositif d'essai triaxial in situ, 20 pages (document disponible en version électronique sur CD ROM).

Combarieu O. (2001) Description du comportement des sols, *Rapport de recherche du LRPC de Rouen*, 55 pages.

Jézéquel J.-F., Le Méhauté A. (1978) Le pressiomètre autoforeur modèle 76- projet de mode opératoire, *nouvelle édition restaurée par Ph. Reiffsteck en 2002*, 48 pages (document disponible en version électronique sur le CD ROM).

Khay M. Vincelas G. (2001) PAF2000 - Essai de la découpe à l'eau sur différents sols, Rapport de recherche CETE NC, 50 pages

Reiffsteck Ph. (2003) Essai triaxial en place, Rapport de recherche LCPC, 80 pages (document disponible en version électronique sur CD ROM).

Reiffsteck Ph., 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 (document disponible en version électronique sur CD ROM).

Reiffsteck Ph., Dubreucq Th., Rouxel N., Reverdy G. (2002) Cahier des charges du Pressiomètre Autoforeur P.A.F. 2002 – partie 1 : sonde, 69 pages (document disponible en version électronique sur le CD ROM).

Reiffsteck Ph. (2002) Cahier des charges du Pressiomètre Autoforeur P.A.F. 2002 – partie 2 : logiciel, 39 pages.

Bilan et perspectives

APPORT ET VALORISATION

Le principal objectif de l'opération 11J9922, intitulée "caractérisation de la déformabilité des sols au moyen d'essais en place", décrit dans le cahier des charges, était de "définir des méthodes fiables pour la détermination des paramètres de calcul des déformations des sols et des ouvrages géotechniques. Ces paramètres seront déduits d'essais en place, réalisés au moyen des appareils classiques (pressiomètre, pressiomètre autoforeur, pénétromètre statique, piézocône) ou à développer. Ces essais en place seront utilisés en relation avec les autres méthodes disponibles pour caractériser la structure et la nature des terrains : mesures de différents paramètres lors de l'exécution des sondages [...] ; mesures de diagraphies réalisées dans les trous de forage [...] ; investigations géophysiques [...]."

Les travaux se sont déroulés entre 1999 et 2002. Pierre Pouget (LR Clermont-Ferrand) a été le responsable de l'opération depuis ses phases de préparation, jusqu'en juillet 2000, avant que Serge Borel ne lui succède dans cette fonction.

Au total, l'opération 11J9922 a mobilisé 75 hommes.mois répartis en 30 hommes.mois LCPC (MSRGI, RMS et MI) et 45 hommes.mois LRPC (LREP, LROP, Clermont-Ferrand, St Brieuc, Toulouse, Rouen, Strasbourg, Blois, St Quentin), ainsi que les moyens du CECP Rouen. L'opération a également comporté un contrat de recherche pour un montant total de 90 000 Euros.

1 Les résultats

Le travail présenté dans ce document a permis de faire un état des lieux sur les bonnes et mauvaises pratiques des forages et sondages et en particulier sur les forages pressiométriques. Les techniques ont, en effet, évolué depuis une dizaine d'années, en laissant une place assez large à l'électronique pour l'enregistrement des paramètres de forage (pressions, vitesses, couples, débits), dont l'exploitation reste très limitée et dont les facteurs d'influence sont mal appréciés.

Deux campagnes d'essais en place ont été effectuées respectivement dans l'argile des Flandres sur le site expérimental de Merville (Nord) et dans un sable alluvionnaire sur le site du BRGM à Orléans (Loiret). Les procédures d'essais et de dépouillement sont décrites et les principaux résultats obtenus lors de ces investigations sont fournis :

- caractéristiques de rupture (pression limite et résistance de pointe pénétrométrique)
- caractéristiques de déformation (modules pressiométriques et modules sismiques)
- résistance au cisaillement des sols (frottement latéral pénétrométrique)

La synthèse et à l'analyse des résultats de cette campagne de sondages a permis de définir les fuseaux des valeurs obtenues et les courbes de tendance en fonction de la profondeur pour les différents paramètres de sol mesurés avec le pressio-pénétrömètre et le sismo-cône. Ces paramètres ont été confrontés avec les caractéristiques obtenues lors des reconnaissances plus traditionnelles (pressions limites et modules Ménard ; caractéristiques de rupture drainé et non drainé).

Ce qui a permis de cerner le domaine d'application et l'intérêt pratique des différents modules de cisaillement obtenus lors de ces investigations ou lors des investigations antérieures. Un certain nombre de conclusions ont pu être tirées :

- la détermination des caractéristiques c_u ; φ' et c' ,
- la justification des fondations superficielles aux états-limites ultimes et de service.
- la justification des autres ouvrages géotechniques.

Il ressort également de ces expérimentations que les méthodes géophysiques peuvent jouer un rôle notable dans la caractérisation mécanique des massifs de sol puisqu'elles donnent une valeur de référence qui est le module maximum du matériau, correspondant au module mesuré à de « petites » déformations, de l'ordre de 10^{-5} - 10^{-6} . Le module sismique est un paramètre complémentaire des modules mesurés in situ par le pressiomètre ou en laboratoire sous presse, et ces différents modules peuvent être interprétés de manière globale à condition de prendre en compte le niveau de déformation auquel ils ont été mesurés.

En appliquant les différentes méthodes géophysiques disponibles dans la pratique à l'heure actuelle sur les deux sites étudiés, il apparaît que le choix de la méthode d'auscultation doit être le fruit d'une réflexion portant sur la profondeur d'investigation recherchée, sur le type de matériau à ausculter et sur la nature exacte des modules qui sont recherchés. Ceci signifie que le choix de la méthode géophysique implique une connaissance de l'objectif des calculs de dimensionnement qui en seront tirés.

Les résultats obtenus font ressortir des tendances cohérentes sur l'influence de la nature des matériaux, de leur état hydrique et du niveau de déformation mis en jeu. En revanche, de nombreuses questions restent à explorer pour comprendre les différences entre les résultats des différentes méthodes sismiques dans certains contextes géologiques et sur la méthodologie d'exploitation des mesures de vitesses d'ondes de surface. Pour cette dernière méthode, nous avons vu qu'il y avait un réel intérêt

pratique et économique à en démontrer la validité, ce qui n'est pas acquis à l'issue de ces expérimentations.

Une des productions majeures de l'opération a été le développement d'un prototype d'appareil triaxial en place. Cet appareil consiste à réaliser en place un essai homogène, de type triaxial, au moyen d'un carottier à paroi mince, mis en place par vérinage, portant sur les flancs internes les moyens d'essai et de mesure. Cet appareil a fait l'objet d'un dépôt de brevet N° 9913792 à la date du 4 novembre 1999. L'étude complète réalisée par le LCPC-SEF s'est achevée fin 2001. Le matériel a été fabriqué en 2002 sous la responsabilité du CECP Rouen. L'appareil est aujourd'hui entièrement construit et instrumenté. Les phases d'essai et de validation sur site sont programmées en 2003 dans le cadre de l'opération 11JO21.

Toujours concernant le développement de matériels, il a été décidé de procéder à une mise à niveau du pressiomètre autoforeur en bénéficiant des réflexions et solutions techniques développées pour le triaxial en place. La conception et l'étude par le CECP Rouen s'est achevée fin 2002.

2 Valorisation

Une des principales actions de valorisation auprès de la communauté scientifique et professionnelle a été l'organisation du symposium international Identification et détermination des paramètres des sols et des roches pour les calculs géotechniques PARAM 2002 qui a eu lieu à Paris les 2 et 3 septembre 2002 et qui a rassemblé plus de 130 participants. Les actes, publiés par le LCPC et les presses de l'ENPC, comportent 64 communications directement liées aux objectifs de l'opération, dont 7 ont été préparées dans le cadre de l'opération.

Ce symposium inaugure une série de symposium sur la détermination des paramètres. En effet en 2005, est prévue la nouvelle édition de cette manifestation PARAM2005, jumelée avec un symposium sur les 50 ans du pressiomètre Ménard. Ce sera l'occasion de présenter les développements réalisés dans le cadre de cette recherche.

Bien évidemment, ce rapport de recherche sera un vecteur important de valorisation et sa diffusion auprès des LPC, contribuera, nous l'espérons, à l'augmentation de la capacité d'expertise dans le domaine des essais en place et de la détermination de la déformabilité des sols. A cette fin, le CD-ROM contient la plupart des documents cités dans le texte. Nous tenons toutefois à prévenir le lecteur qu'il s'agit de rapports de recherche fournis en l'état et dont les conclusions n'engagent en rien la responsabilité du LCPC.

3 Perspectives

La réflexion entreprise dans cette recherche, sur la prise en compte des différents niveaux de déformation dans la pratique de l'ingénieur ; et le développement de

nouvelle technique d'analyse ou d'investigation s'inscrivent d'ors et déjà dans la démarche des projets. Les programmes de recherche des RLPC poursuivent l'action entreprise, au travers notamment de coopération avec divers partenaires privés ou publics.

Deux sites expérimentaux (argile des Flandres à Merville et sable de Loire à Orléans) ont été retenus pour mettre en œuvre les différentes techniques expérimentales de caractérisation en place de la déformabilité des sols. Outre les résultats obtenus dans le cadre de l'opération, on doit noter que ces sites sont aujourd'hui disponibles pour y réaliser des essais croisés complémentaires en bénéficiant d'une reconnaissance des sols de très grande qualité. Le site de Merville a déjà été choisi pour réaliser un important plot de comparaison entre battage et vibrofonçage. D'autres essais sont envisagés.

Ce travail a ouvert des perspectives sur les développements numériques nécessaires pour mettre véritablement en œuvre des modèles non linéaires. Ainsi l'implémentation dans le progiciel CESAR-LCPC d'une loi élastoplastique prenant en compte la dégradation du module de cisaillement en fonction de la déformation du matériau a été réalisé dans le cadre d'un travail de thèse. Le travail mené au LCPC fait également l'objet d'un rapport de recherche (Coquillay, 2004). Cet apport trouvera rapidement dans la pratique de l'ingénieur son application.