N° d'ordre : D.U 2059
EDSPIC : 491

UNIVERSITE BLAISE PASCAL - CLERMONT II

ECOLE DOCTORALE
SCIENCES POUR L'INGENIEUR DE CLERMONT-FERRAND

THÈSE

Présentée par

HASSAN ALI
Ingénieur civil

pour obtenir le grade de

DOCTEUR D'UNIVERSITE

SPECIALITE : GENIE CIVIL

CARACTERISATION AMELIOREE DES SOLS PAR L'ESSAI DE CHARGEMENT DE POINTE AU PIEZOCONE - APPLICATION AU CALCUL DES FONDATIONS PROFONDES

Soutenue publiquement le 07 octobre 2010 devant le jury composé de :

MM	R.	Frank	*Rapporteur*
	A.	Van der Stoel	*Rapporteur*
	Ph.	Reiffsteck	*Directeur de thèse*
	D.	Boissier	*Examinateur*
	C.	Bacconnet	*Examinateur*
	R.	Gourvès	*Examinateur*
	H.	Van de Graaf	*Examinateur*
	F.	Baguelin	*Examinateur*

Remerciements

Je suis intimement convaincu que ce sont les échanges et les contacts humains qui font de nous ce que nous sommes. Ce travail est le fruit d'une succession de rencontres scientifiques mais surtout humaines. A ce titre, j'aimerais remercier toutes les personnes qui, de près ou de loin, ont contribué au bon déroulement de cette thèse.

J'ai eu la chance d'évoluer dans le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC-Paris): une structure de recherche performante et conviviale. J'aimerais sur ce point remercier vivement Monsieur Philippe Reiffsteck, directeur de recherche au LCPC. Je lui suis reconnaissant pour sa participation dans ce travail en tant que directeur de thèse. Je remercie également toutes les personnes de la division MSRGI (Mécanique des Sols, des Roches et de Géologie de l'Ingénieur) pour leur accueil et leur soutien. Je pense surtout à Mathilde, Cristina, Lamis, Jean-Louis, Emmanuel, Françoise et Fabien.

L'aboutissement de ce travail est le fruit de nombreuses rencontres et échanges scientifiques qui ont fortement influencé ma vision des choses sur les sujets abordés dans cette dissertation. Je pense, tout particulièrement, à Monsieur Roger Frank, professeur et directeur de recherche de classe exceptionnelle à l'Ecole des Ponts, et Monsieur Almer Van der Stoel, professeur de l'Université de Twente et de l'académie de défense aux Pays-Bas. Je les remercie pour m'avoir fait l'honneur d'accepter d'évaluer ce travail en tant que rapporteurs de ce mémoire de thèse.

Il me tient tout particulièrement à cœur de consacrer mes remerciements les plus chaleureux à Monsieur Henk Van de Graaf, directeur technique de la société hollandaise Lankelma. Le cheminement de ce travail a été guidé par ses conseils avisés qui m'ont permis un épanouissement scientifique et technique propice au bon déroulement de cette thèse. L'atmosphère stimulante dans laquelle j'ai baigné chez Lankelma a été assurée par son directeur Ruud Verkooijen, ainsi que les personnes qui m'ont aidé et accompagné dans la réalisation des campagnes d'essais, particulièrement Peter Goes et Raymond de Vroom. Sans eux, ce travail n'aurait pas pu aboutir. Que toute l'équipe Lankelma trouve dans ce travail ma reconnaissance pour tout ce qu'ils m'ont apporté tant d'un point de vue professionnel que personnel.

J'ai pu bénéficier, tout au long de ce travail, de l'aide de Monsieur Claude Bacconnet, maître de conférence à Polytech'Clermont-Ferrand, que je remercie sincèrement pour sa contribution efficace et précieuse, pour sa présence et sa disponibilité, et surtout pour son agréable personnalité qui m'a été toujours un support et un soutien inoubliable. Je profite de l'occasion pour adresser mes remerciements à tous les membres du laboratoire LAMI, ainsi qu'à Monsieur Daniel Boissier d'avoir accepté de présider mon jury de thèse.

J'aimerais remercier particulièrement Monsieur Roland Gourvès, président de la société Sol Solution, pour ses encouragements et pour la confiance qu'il m'a témoignée tout au long de ces trois années fructueuses. Ce n'est donc pas uniquement à un encadrant que je consacre ce remerciement, mais plutôt à un homme et un patron qui a toujours défendu l'idée originale de ce projet.

Bien que les domaines abordés dans ce travail de recherche soient variées et quelque peu différents, j'ai eu la chance de pouvoir compter sur une rigueur scientifique que m'a apportée Monsieur François Baguelin, Expert de la direction scientifique et technique de la société

Fondasol. Un chaleureux merci pour la conviviale émulation scientifique qui a découlé de notre collaboration. Au même titre, j'aimerais mentionner et remercier toutes les personnes de Fondasol, surtout, Monsieur Jean-Michel Gaboriaud en tant que président, Madame Catherine Jacquard et Monsieur Moulay Zerhouni**,** membres de la direction scientifique et technique ; Monsieur Seng Y Ung**,** directeur régional (Paris-Ile de Frace Ouest) et Monsieur Michel Rispal, directeur du matériel. Je pense également à Arnaud Finiasz et Leila Ghozali que je remercie infiniment pour leur aide précieuse.

J'ai retiré beaucoup d'enseignements dans les collaborations scientifiques qui ont agrémenté ce travail. Je pense tout particulièrement aux membres des différentes équipes qui ont fortement contribué au bon déroulement des campagnes expérimentales. Dans ce cadre, je remercie les membres de l'équipe de la centrifugeuse du LCPC (centre de Nantes) ; j'ai apprécié les contacts humains avec Luc Thorel, Gérard Rault, Philippe Audrain et Patrick Gaudicheau, qui ont rendu possible la réalisation des essais sur les modèles réduits centrifugés. Mes remerciements s'adressent également aux collègues du CSTC belge (Centre Scientifique et Technique de la Construction), pour leur collaboration efficace dans la réalisation de la campagne d'essais de chargement de pointe dans le site de Limelette en Belgique, surtout Valérie Whenham, Noel Huybrechts, Rosario Bonsangue et Monika de Vos.

Je n'ai pas de mots assez forts pour exprimer ma reconnaissance envers le soutien inestimable que m'a apporté ma famille dans la réalisation de ce travail. Que mon père, ma mère, mes quatre sœurs et mon frère cadet, trouvent dans ce manuscrit, que je leur dédie, le fruit de leur affection au quotidien. Ils sont les racines qui ont permis aux bourgeons d'éclore.

Enfin, rien n'aurait été possible sans l'amour, le soutien de tous les instants et la compréhension de ma douce fiancée… Marwa, amoureusement, merci.

Résumé

L'essai de chargement d'une pointe pénétrométrique (Cone Loading Test, essai CLT) est un nouvel essai de reconnaissance des sols in situ, qui consitue une amélioration majeure de l'essai de pénétration statique avec une pointe piézocône (CPTu). L'essai de chargement de pointe consiste à interrompre la pénétration classique (EN ISO 22476-1) à une cote souhaitée et à réaliser un chargement par paliers successifs de la pointe jusqu'à la rupture du sol.

La courbe de chargement, reliant la pression appliquée sur la pointe au tassement de celle-ci, est riche en renseignements sur la déformabilité des sols. L'essai permet donc une caractérisation améliorée des sols en fournissant des paramètres de déformabilité aussi bien que les paramètres de résistance obtenus lors d'un essai de pénétration statique classique.

La validation de la méthode d'essai et de son protocole expérimental, a été effectuée selon trois voies complémentaires : expérimentale, numérique et physique.

Au niveau expérimental, plusieurs campagnes d'essais ont été réalisées en choisissant des sites intéressants pour le projet et contenants une importante base de données (essais in situ, au laboratoire, essais de pieux, essais sismiques…) comme le site des argiles des Flandres de Merville, un site sableux à Utrecht aux Pays-Bas, et un site sableux à Limelette en Belgique. Les résultats des différentes campagnes ont montré qu'il est possible d'avoir des courbes de chargement exploitables pour le calcul d'un module de déformation, utilisable et comparable en tout point aux modules obtenus par d'autres types d'essais. L'essai est adapté à un panel de sol très varié. Il est plus représentatif de l'état initial dans le sol que d'autres types d'essais. Par ailleurs les conditions aux limites sont bien maîtrisées.

Au niveau numérique, une large étude paramétrique a été menée avec le logiciel Plaxis, pour tester l'influence de la géométrie de la pointe, du type de chargement, du modèle de comportement, des paramètres du sol, ainsi que des conditions initiales et au limite du problème.

Des essais CLT ont été également réalisés sur des modèles réduits en centrifugeuse, pour tester l'influence de quelques paramètres comme la vitesse de chargement, la géométrie de l'embout de la pointe, la densité du massif ainsi que le niveau de g. Ces essais ont été associés à des essais de chargement de pieu instrumenté et des essais de fondations superficielles et profondes afin de pouvoir relier les paramètres mécaniques de l'essai CLT au comportement des ouvrages.

En considérant que la pointe du pénétromètre est un modèle réduit de pieu, une retombée directe de l'essai CLT est sa capacité d'être un outil de dimensionnement de fondations. A cet effet, une méthode directe utilisant la résistance de pointe et le frottement latéral limite de l'essai CLT a été proposée pour calculer la capacité portante et prédire le tassement d'un pieu. Cette méthode consiste en une nouvelle approche transformant les courbes de chargement et celles de mobilisation de frottement d'un essai CLT point par point en courbe charge-déplacement d'un pieu (courbes t-z).

Mots clés : module de déformation, essai in situ, chargement de pointe, modélisation numérique et physique, pieu.

Abstract

The Cone Loading Test (CLT) is a new in situ test, which constitutes a major improvement to the piezocone penetration test (CPTu). The cone loading test consists in stopping the penetration (EN ISO 22476-1) at a desired depth, and carrying out a loading of the cone by successive load steps until the ground failure.

The obtained loading curve, which relates the pressure applied on the cone in each step, to the cone settlement, is rich in information regarding soil deformability. Therefore, the test allows improved soil characterization by providing deformability parameters as well as the strength parameters obtained during a CPT test.

The validation of the cone loading test method was conducted by three complementary approaches: experimental, numerical and physical.

Several test campaigns were conducted on different sites such as the Merville site (Flanders clay), and two sandy sites in Utrecht (The Netherlands), and Limelette (Belgium). The results of these campaigns have shown that loading curves can be obtained for a modulus calculation, which is comparable to the other investigation tests moduli. The test is suitable for varied soil types. It is more representative of the initial soil state than other test types. Furthermore the boundary conditions are well controlled.

In the numerical approach performed with Plaxis finite element modelling software, an important parametric study was done, in order to test the influence of cone geometry, loading type, behaviour model, soil parameters, initial conditions and boundary problem. CLT tests were also performed on reduced scale models in a geotechnical centrifuge. The objective was to test the influence of some parameters such as the loading rate, the cone geometry, the soil density and the level of g. These tests were associated with instrumented pile loading tests as well as shallow and deep foundation tests in order to link the mechanical parameters of the CLT test to the structures' behaviour.

By considering that the cone penetrometer is a reduced pile model, a very practical and interesting outcome is the potential of the cone loading test to be a foundations dimensioning tool. For this purpose, a direct method using the cone resistance and limit side friction of the CLT was proposed to calculate the bearing capacity, and predict the pile settlement. This method is a new approach transforming the loading curves and those of friction mobilization of a CLT, point by point to a load-settlement curve of a pile (t-z curves).

Keywords: deformation, soil tests, cone loading, numerical and physical modelling, pile.

Samenvatting

De proefbelasting van een conuspunt (conusbelastingsproef) is een nieuwe proef bij het geotechnisch terreinonderzoek. Deze proef is een belangrijke verbetering van de sondering met waterspanningsmeting (CPTU). Bij deze pref wordt het sonderen (EN ISO 22476-1) op een gewenste diepte onderbroken door het aanbrengen van een aantal belastingtrappen tot het bezwijken van de grond.

Het hieruit verkregen lastzakkingsdiagram geeft belangrijke informatie ten aanzien van het vervormingsgedrag van de grond. Dit leidt dan tot een betere grondclassificatie doordat stijfheidsparameters worden verkregen, dit in aanvulling op de klassieke sondeerparameters.

De validatie van de proef en het uitvoeringsprotocol zijn langs 3 verschillende wegen vastgesteld: proefondervindelijk, numeriek en fysiek.

Voor wat betreft de proefondervindelijke weg zijn er verschillende onderzoeksseries uitgevoerd. Hierbij zijn qua grondslag interessante gebieden geselecteerd, waarvan reeds een databank met belangrijke gegevens beschikbaar was (terrein- en laboratoriumonderzoek, proefbelastingen oppalen, seismische proeven ….). Deze gebieden zijn de Vlaamse Klei van Merville (F) en een zandige grondslag in Limelette (B) en Utrecht (NL). Uit deze onderzoeksresultaten blijkt, dat lastzakkingscurven verkregen kunnen worden die bruikbaar zijn voor de afleiding van een deformatiemodulus, vergelijkbaar met die welke kan worden bepaald middels andere onderzoekstechnieken. De proef is geschikt voor een breed scala van grondsoorten. De resultaten zijn meer representatief voor de initiële toestand van de grond dan bij andere proeven.

Numeriek gezien is een brede parameterstudie uitgevoerd met het eindige elementenprogramma PLAXIS om zo de invloed van de geometrie van de punt, de wijze van belasten, het gedragsmodel, de grondparameters en de van de initiële grondcondities.

Conusbelastingsproeven zijn tevens uitgevoerd tijdens schaalproeven in een centrifuge. Hierbij is de invloed onderzocht van factoren als de penetratiesnelheid, de geometrie van de punt, de dichtheid van de grond en het g-niveau. Deze proeven zijn geassocieerd met proeven op geïnstrumenteerde palen en op ondiepe en diepe funderingsstroken. Zodoende zijn de proefresultaten getoetst aan het gemeten gedrag van funderingen.

Door te beschouwen dat de sondeerconus een model is van een echte paal zijn de proefresultaten rechtstreeks te gebruiken voor funderingsontwerp. Hiertoe wordt de bij de conusbelastingsproef gemeten puntweerstand en plaatselijke wrijvingsweerstand gebruikt voor het bepalen van de draagkracht en het vervormingsgedrag van een paal. Dit is een nieuwe benadering, waarbij de lastzakkingskrome van de conusbelastingsproef wordt vertaald in die van een funderingspaal.

Sleutelwoorden: deformatiemodulus, terreinonderzoek, conus, numerieke modelering, fysieke modulering, paal.

Table des matières

Introduction générale 1
Première partie : état de l'art, reconnaissance des sols, et développement de l'essai de chargement de pointe 3
I. Reconnaissance des sols : essais au laboratoire, in situ et modules de déformation 5
1. Introduction 6
2. Lois de comportement des sols 6
2.1. Notion de loi de comportement 6
2.2. Etude expérimentale des lois de comportement des sols 7
2.3. Sols et élasticité linéaire 8
2.4. Sols et plasticité 9
3. Modules de déformation des sols 10
3.1. Introduction 10
3.2. Détermination des modules de déformation à partir des essais de laboratoire 12
3.2. Détermination des modules de déformation au moyen d'essais in situ 17
4. Essai de pénétration statique (norme EN ISO 22476-1 : 2006) 36
4.1. Histoire 36
4.2. Réalisation de l'essai et matériels de pénétration 40
4.3. Le piézocône (CPTu) 41
4.4. Analyse de la résistance de pointe : un aperçu des méthodes 47
4.5. Corrélations entre la résistance de pointe q_c et le module de déformation E 51
5. Synthèse 52
II. Développement de l'essai de chargement de pointe (1979 – 2006) 55
1. Introduction 56
2. Origine de l'essai (Gourvès et Faugeras en 1979) 56
3. Evolution de l'essai par Zhou (1997) 60
4. Développement d'un matériel plus élaboré (Arbaoui, 2003) 61
4.1. Essais de chargement de pointe in situ avec le Panda 62
4.2. Développements en laboratoire : essais dans des éprouvettes 65
4.3. Développements en laboratoire : essais dans une cuve 67
5. Essai de chargement de pointe sur pénétromètre statique (Godde, 2006) 69
5.1. Introduction 69
5.2. Protocole expérimental appliqué 69
5.3. Résultats des essais réalisés par Godde (2006) 70
6. Synthèse de l'historique de développement de l'essai 71
Deuxième partie : mise au point d'un essai de chargement de pointe sur un pénétromètre statique lourd 73
III. Essai de chargement de pointe avec un pénétromètre statique : principe, facteurs d'influence et protocole expérimental 75
1. Introduction 76
2. Principe de l'essai 76
3. Appareillage 77
3.1. Pénétromètre 77
3.2. Le système de réaction 78
3.3. La pointe pénétrométrique (15 cm^2) 79
3.4. Installations spécifiques à l'essai de chargement de pointe 79
4. Facteurs d'influence de l'essai de chargement de pointe 82
4.1. Géométrie de la pointe et répartition de l'effort axial 83

4.2. Compression élastique du train de tiges 85
4.3. Conditions initiales de l'essai 88
5. Mode opératoire de l'essai de chargement de pointe 92
5.1. Mise en place du matériel 92
5.2. Réalisation d'un essai de pénétration statique classique 93
5.3. Phase de relaxation 93
5.4. Phase de chargement par paliers 93
6. Résultats attendus de l'essai de chargement de pointe 94
6.1. Courbe de chargement 95
6.2. Charge limite q_{CLT} de l'essai de chargement de pointe 95
6.3. Frottement latéral limite f_{sCLT} 95
6.4. Modules de déformation de l'essai de chargement de pointe 95
7. Conclusions 97
IV. Etude numérique des facteurs d'influence et d'autres aspects de modélisation de l'essai de chargement de pointe à l'aide du logiciel PLAXIS 99
1. Introduction 100
2. Objectifs de la modélisation numérique de l'essai CLT 101
3. Construction du modèle numérique 101
4. Méthode de chargement 102
5. Localisation des mesures 102
6. Modélisation de l'interaction entre le sol et la pointe 104
6.1. Introduction 104
6.2. Résistance d'interface (R_{inter}) 104
6.3. Démarche 105
6.4. Interprétation 107
7. Procédure de calcul du module de déformation numérique apparent 109
7.1. Première approche : comparaison des modules de déformation 109
7.2. Deuxième approche : évaluation du coefficient de forme 109
8. Etude de l'influence des facteurs géométriques 110
8.1. Introduction 110
8.2. Influence de la profondeur d'essai 111
8.3. Introduction d'une pointe débordante 113
8.4. Synthèse 114
8.5. Modules de déformation 116
9. Raffinement du maillage 117
10. Effet de la taille du modèle 118
11. Chargement cyclique (Etude d'une boucle de chargement) 119
11.1. Introduction 119
11.2. Procédure 120
11.3. Module de déformation et coefficient de forme 121
11.4. Variantes du chargement cyclique 121
12. Etude comparative (numérique/expérimentale) 125
12.1. Calcul avec un modèle de comportement de Mohr-Coulomb 126
12.2. Modèle de sol avec écrouissage (*Hardening Soil Model, modèle HSM*) 126
13. Variation des paramètres mécaniques du sol 127
13.1. Objectifs 127
13.2. Démarche 128
13.3. Etude des points plastiques 132
13.4. Effet de la dilatance 133
14. Conclusions 135

Troisième partie : programme expérimental sur sites réels des essais CLT 137

V. Exploitation des résultats des essais CLT, analyse et comparaison avec d'autres essais de reconnaissance des sols 139

1. Introduction 140
2. Objectifs et enjeux des sites retenus 140
   2.1. Site de Limelette (campagne CLT réalisée en avril 2010) 140
   2.2. Site de Merville (campagne CLT réalisée en mai 2008) 143
   2.3. Site d'Utrecht (campagne CLT réalisée en juillet 2008) 144
3. Exploitation des résultats des essais CLT 144
   3.1. Pénétrogrammes CPT classiques 144
   3.2. Courbes de relaxation des efforts et de dissipation de la pression interstitielle 150
   3.3. Programme de chargement des essais CLT 153
   3.4. Courbes de chargement CLT 154
   3.5. Correction du déplacement mesuré de la pointe 157
   3.6. Courbes de mobilisation du frottement latéral 159
   3.7. Courbes de fluage des essais CLT 160
   3.8. Comportement en petites déformations 163
4. Charge limite et modules de déformation des essais CLT 165
   4.1. Charges et modules des essais CLT de Limelette 165
   4.2. Charges et modules des essais CLT de Merville 167
   4.3. Charges et modules des essais CLT d'Utrecht 169
5. Comparaison avec l'essai triaxial 170
   5.1. Cas du site d'Utrecht 170
   5.2. Cas du site de Limelette 174
6. Comparaison avec l'essai pressiométrique 176
   6.1. Cas du site de Limelette 176
   6.2. Cas du site de Merville (argiles des Flandres) 180
7. Synthèse 182

Quatrième partie : autres aspects de validation et d'application de l'essai CLT 185

VI. Etude paramétrique et validation de l'essai CLT en centrifugeuse 187

1. Introduction 188
2. Modèle réduit centrifugé 188
3. Objectifs des essais de chargement de pointe en centrifugeuse 189
4. Présentation générale des expérimentations 190
   4.1. Reconstitution du massif de sol 190
   4.2. Niveaux de g 192
   4.3. Les essais pénétrométriques (essais CPT et essais CLT) 192
   4.4. Les essais de fondations 194
   4.5. Utilisation d'un pieu instrumenté 196
5. Description des conteneurs réalisés 198
   5.1. Conteneur CT_1 (40g, 82%, vitesse de chargement) 198
   5.2. Conteneur CT_2 (40g, 82%, vitesse de chargement et géométrie de pointe) 201
6. Présentation et exploitation des résultats 204
   6.1. Profils pénétrométriques de référence 204
   6.2. Essais de chargement de fondations superficielles (Conteneur CT_1) 208
   6.3. Essais de chargement de pointe – CLT 210
   6.4. Essais de chargement de fondations enterrées (conteneur CT_2) 215
   6.5. Essai de chargement statique du pieu instrumenté 217
7. Conclusions 221

VII. Application de l'essai de chargement de pointe (CLT) au dimensionnement des fondations profondes 223

1. Introduction 224
2. Rappel sur les méthodes de dimensionnement des fondations profondes 224
   2.1. Méthode basée sur les théories classiques 225
   2.2. Méthodes directes pressiométriques et pénétrométriques du F62 (TitreV) 225
   2.3. Méthode hollandaise (NEN 6743) 226
   2.4. Méthode basée sur les résultats d'un essai de chargement statique 228
3. Faisabilité d'une méthode de dimensionnement des pieux avec l'essai CLT 232
   3.1. Approche de l'essai de chargement de pointe 232
   3.2. Détermination de la capacité portante du pieu avec la méthode CLT 233
   3.3. Estimation du tassement du pieu avec la méthode CLT 234
   3.4. Prise en compte de plusieurs couches de sol pour le calcul de tassement 236
4. Application de la méthode CLT : cas d'un pieu vissé à Limelette 236
   4.1. Calcul de la capacité portante du pieu A_{1bis} 238
   4.2. Prévision du tassement du pieu A_{1bis} 240
5. Conclusions 241

Conclusions générales 243

Perspectives 245

Références bibliographiques 247

Annexe A : Terminologie, définitions et symboles spécifiques de l'essai CLT 261

Annexe B : Spécifications techniques de quelques matériels utilisés dans l'essai CLT 265

Annexe C : Description des sites retenus pour la réalisation des essais CLT 269

Annexe D : Résultats des essais triaxiaux réalisés sur le sol du site de Limelette 279

Annexe E : Dimensions des modèles réduits de pointe et de plaque en centrifugeuse 283

Annexe F : Application de la méthode CLT au cas d'un pieu foré à Merville et d'un pieu instrumenté en centrifugeuse 287

Annexe G : Résultats de la méthode CLT, appliquée aux pieux du site de Limelette 293

Liste des figures

Figure I-1. Courbe contraintes-déformations type pour les sols 7
Figure I-2. Droite de Coulomb 9
Figure I-3. Calcul d'un module 10
Figure I-4. Définition des modules de sol 11
Figure I-5. Courbe type de compressibilité oedométrique 15
Figure I-6. Définition des modules triaxiaux (Arbaoui, 2003) 16
Figure I-7. Appareillage de l'essai au pressiomètre 18
Figure I-8. Courbe pressiométrique corrigée 19
Figure I-9. Essai de chargement statique d'une plaque superficielles (BTP, 1956) 22
Figure I-10. Essai de plaque dans les puits – cas des fondations profondes (BTP, 1956) 22
Figure I-11. Courbe pression-tassement type (BTP, 1956) 22
Figure I-12. Essai de plaque de Westergaard 23
Figure I-13. Pénétromètre latéral autoforeur 24
Figure I-14. Courbes expérimentales au PENLAT 25
Figure I-15. Schéma des couteaux constituant une plaque rigide (Mori, 1983) 27
Figure I-16. Courbe pression-déplacement relatif pour le sable (plaque auto-forée) 27
Figure I-17. Modules de déformation des essais de type 1, 2 et 3 (plaque autoforée) 28
Figure I-18. Le compressomètre de chantier (Janbu et al. 1973) 30
Figure I-19. Essai au compressomètre de chantier 31
Figure I-20. Essai de plaque vissée selon Kay et Mitchell (1980 à 1985) 31
Figure I-21. Schéma de principe du SPT 32
Figure I-22. Schéma de principe d'un pénétromètre dynamique 33
Figure I-23. Principe du pénétromètre dynamique léger Panda (Première version) 35
Figure I-24. Dispositif expérimental du pénétromètre Gouda 37
Figure I-25. Les pénétromètres, développés à travers le temps (Brouwer, 1997) 38
Figure I-26. Pointe électrique avec une coupe du manchon de frottement 39
Figure I-27. Composition de l'intérieur de la pointe 39
Figure I-28. Pénétromètre monté sur un camion 40
Figure I-29. Camion CPT Lankelma 41
Figure I-30. Variation de la pression interstitielle 43
Figure I-31. Influence de la vitesse de pénétration sur q_c (Bemben et Myers, 1974) 44
Figure I-32. Différents types de réducteurs de frottement (Graaf et Vermeiden, 1988) 46
Figure I-33. Mécanismes de pénétration pour des pénétrations profondes 48
Figure I-34. Réseau de lignes de glissement pour l'analyse de la résistance de pointe 48
Figure I-35. Relations entre q_c et la pression limite d'expansion d'une cavité 49
Figure I-36. Domaines d'utilisation des matériels d'essais (Reiffsteck, 2002) 54
Figure II-1. Pointe Delft d'origine et pointe tronquée (Faugeras, 1979) 56
Figure II-2. Courbes expérimentales types obtenues (Faugeras, 1979) 57
Figure II-3. Courbe de compressibilité type (Faugeras, 1979) 58
Figure II-4. Exemples de courbes de comportement *in situ* (Faugeras, 1979) 60
Figure II-5. Essai de chargement statique au Panda : Appareillage (Zhou, 1997) 60
Figure II-6. Courbes expérimentales types obtenues par Zhou (1997) 61
Figure II-7. Amélioration de l'appareillage d'essai de déformabilité (Arbaoui, 2001) 62
Figure II-8. Dernière évolution de l'appareillage d'essai de déformabilité (Arbaoui, 2001) .. 63
Figure II-9. Courbes de chargement aux profondeurs 1, 2, 3 et 4 m (Arbaoui, 2003) 64
Figure II-10. Essais pénétrométriques dynamiques (Panda) 64
Figure II-11. Système de guidage et centrale de mesure de grande capacité 65
Figure II-12. Courbes de déformabilité dans les sables denses testés (Arbaoui, 2003) 66

Figure II-13. Courbes de déformabilité dans les sables lâches testés (Arbaoui, 2003)..... 66
Figure II-14. Essais cycliques (Arbaoui, 2003)..... 67
Figure II-15. Cuve à sable, utilisée pour les essais réalisés par Arbaoui 67
Figure II-16. Essais dans le sabe d'Allier en fosse (Panda et Gouda 25 kN)..... 68
Figure II-17. Courbes de déformabilité obtenues dans la cuve (couche supérieure dense) 68
Figure II-18. Courbes de déformabilité obtenues dans la cuve (couche inférieure lâche)..... 68
Figure II-19. Pénétrogrammes types des sols testés (Godde, 2006) 70
Figure II-20. Courbes de chargement dans les deux sites (Godde, 2006)..... 70
Figure III-1. Principe de l'essai de chargement de pointe..... 77
Figure III-2. Mini – chenillard sur lequel le pénétromètre est installé..... 77
Figure III-3. Installation de la structure de réaction..... 78
Figure III-4. Réaction assurée par des blocks de béton sur un remblai..... 78
Figure III-5. Système de saturation de la pointe 79
Figure III-6. Capteur de déplacement de la pointe..... 80
Figure III-7. Structure fixe ancrée dans le sol..... 80
Figure III-8. Système de mesure du déplacement..... 80
Figure III-9. Plateau de référence du déplacement..... 80
Figure III-10. Pompe à main 80
Figure III-11. Branchement de la pompe au circuit 80
Figure III-12. Capteur de poussée totale en tête..... 81
Figure III-13. Enregistreur des données (Data-logger) 81
Figure III-14. Adaptateur des interfaces (Geologger)..... 82
Figure III-15. Vue d'ensemble du matériel de l'essai de chargement de pointe..... 82
Figure III-16. Types de pointes autorisés par la norme EN ISO 22476-1:2006 83
Figure III-17. Différents cas de répartition de l'effort axial..... 84
Figure III-18. Répartition simplifiée de l 'effort axial avec une pointe débordante 86
Figure III-19. Méthodes de correction du déplacement 87
Figure III-20. L'influence de la profondeur sur la compression des tiges 87
Figure III-21. Pénétrogrammes des sondages 1 et 2 89
Figure III-22. P en fonction du temps (Temps en échelle linéaire)..... 90
Figure III-23. P en fonction du temps (Temps en échelle Log) 90
Figure III-24. Diagrammes de relaxation de la charge dans la couche de limon..... 91
Figure III-25. P/q_c en fonction du Log temps..... 91
Figure III-26. Diagramme de relaxation de P/q_c dans les argiles des Flandres à Merville 92
Figure III-27. Programme de chargement de l'essai de chargement de pointe..... 94
Figure III-28. Courbe de mobilisation de frottement 95
Figure III-29. Détermination des modules E_{CLT} et de la charge limite q_{CLT} 97
Figure IV-1. Construction du modèle 102
Figure IV-2. Les endroits de mesure de qc et fs..... 103
Figure IV-3. Variation des contraintes sur la section de la pointe 104
Figure IV-4. Les traits en pointillés représentent l'interface de contact pointe-sol 106
Figure IV-5.Variation de R_{inter} au dessus et au dessous de la base du cône..... 106
Figure IV-6. Comparaison des différents cas d'interface..... 107
Figure IV-7. Variation de f_s – différents cas d'interfaces 108
Figure IV-8. Variation de R_f – différents cas d'interfaces 108
Figure IV-9. Modélisation du destructeur de frottement..... 110
Figure IV-10. Différents cas représentant la variation de la profondeur d'essai 111
Figure IV-11. Influence de la profondeur d'essai – variation de q_c, f_s et R_f 112
Figure IV-12. Etude de l'introduction d'une pointe débordante..... 113
Figure IV-13. Etude de l'introduction d'une pointe débordante – variation de q_c..... 113

Figure IV-14. Etude de l'introduction d'une pointe débordante – variation de f_s et R_f 114
Figure IV-15. Facteurs d'influence géométriques - variation de q_c, f_s et R_f 115
Figure IV-16. Variation de l'effort transmis à la pointe 116
Figure IV-17. Maillage grossier de référence et maillage raffiné 117
Figure IV-18. Influence du maillage, variation de q_c 117
Figure IV-19. Influence du maillage, variation de f_s et R_f 118
Figure IV-20. Les 3 tailles étudiées du modèle 118
Figure IV-21. Influence de la taille du modèle 119
Figure IV-22. Cycle de chargement, variation de q_c, f_s et R_f 120
Figure IV-23. Différents cas de boucles de chargement, variation de q_c, f_s et R_f 122
Figure IV-24. Modification du maillage dans le cas d'une pointe tronquée 123
Figure IV-25. Chargement cyclique : influence de l'interface et de la géométrie de pointe . 124
Figure IV-26. Une première approche de comparaison – modèle de Mohr-Coulomb..... 126
Figure IV-27. Une deuxième approche de comparaison – modèle avec écrouissage (HSM) 127
Figure IV-28. Effet de la variation de φ – variation de q_c, f_s et R_f 128
Figure IV-29. Effet de la variation de E – variation de q_c, f_s et R_f 129
Figure IV-30. Effet de la variation de c – variation de q_c, f_s et R_f 130
Figure IV-31. Influence de la variation de c en présence d'un destructeur de frottement 131
Figure IV-32. Courbe de chargement : interprétation des paramètres a_1, a_2 et a_3 131
Figure IV-33. Apparition des contraintes de traction avec l'augmentation de la cohésion ... 132
Figure IV-34. Evolution des zones plastifiées : effet de l'augmentation de φ 133
Figure IV-35. Evolution des zones plastifiées : effet de l'augmentation de E 133
Figure IV-36. Evolution des zones plastifiées : effet de l'augmentation de c 133
Figure IV-37. Effet de la variation de ψ – variation de q_c, f_s et R_f 134
Figure V-1. Situation des différents sites des campagnes d'essais CLT (Google earth) 140
Figure V-2. Détails de la zone retenue pour les essais de chargement de pointe (CLT) 142
Figure V-3. Implantation des 3 sondages dans la zone retenue 142
Figure V-4.Vue d'ensemble de la mise en place du matériel dans la zone retenue 142
Figure V-5. Implantation des essais CLT réalisés en 2008 dans le site de Merville..... 143
Figure V-6. Pénétrogrammes des deux sondages (15 cm^2 et 10 cm^2) réalisés à Limelette.... 145
Figure V-7. Variation de la pression interstitielle u_2 en fonction de la profondeur 145
Figure V-8. Comparaison du CPT-10 cm^2 avec les CPTs de la zone dynamique du site..... 146
Figure V-9. Comparaison des CPTs de 2008 avec ceux des sondages précédents 147
Figure V-10. Variation de q_c et de u_2 – comparaison 2006/2008..... 147
Figure V-11. Variation de f_s et de R_f – comparaison 2006/2008 148
Figure V-12. Comparaison du sondage CLT 23A avec d'autres CPT réalisés à proximité .. 148
Figure V-13. Pénétrogramme du sondage CLT 23A 149
Figure V-14. Variation de f_s et de R_f en fonction de la profondeur (sondage CLT 23A) 149
Figure V-15. Variation du rapport (P/q_c) à Limelette en fonction du Log du temps 150
Figure V-16. Courbes de dissipation de la pression interstitielle u_2 à Limelette 151
Figure V-17. Variation de la pression interstitielle durant l'essai de chargement de pointe . 151
Figure V-18. Variation du rapport P/q_c en fonction du log temps (pointe 15 cm^2/10 cm^2) ... 152
Figure V-19. Dissipation de la pression interstitielle (échelle Log et arithmétique) 152
Figure V-20. Variation de la pression appliquée sur la pointe durant la phase de relaxation 152
Figure V-21. Variation du rapport normalisé P/q_c durant la phase de relaxation..... 153
Figure V-22. Programmes de chargement des essais CLT par site et par couche de sol 154
Figure V-23. Courbes de chargement pour les différentes couches de sol à Limelette 155
Figure V-24. Courbes CLT des essais réalisés à Merville (15cm^2/10cm^2) 156
Figure V-25. Courbes de chargement obtenues par Godde en 2006_pointe de 10 cm^2 156
Figure V-26. Courbes de chargement à Utrecht, en déplacement brut et corrigé 156

Figure V-27. Evolution de la correction en fonction de la profondeur et q_{CLT} (Limelette) ... 157
Figure V-28. Evolution de la correction en fonction de la profondeur et q_{CLT} (Merville)..... 158
Figure V-29. Evolution de la correction en fonction de la profondeur et q_{CLT} (Utrecht) 158
Figure V-30. Courbes de mobilisation du frottement pour tous les essais CLT à Limelette . 159
Figure V-31. Courbes de mobilisation du frottement à Utrecht en déplacement corrigé 160
Figure V-32. Courbes de mobilisation du frottement des essais CLT à Merville..... 160
Figure V-33. Courbes de fluage de quelques essais représentatifs à Limelette 161
Figure V-34. Courbes de fluage des essais CLT à Merville 161
Figure V-35. Courbes de fluage des essais CLT réalisés à Utrecht 161
Figure V-36. Courbe type des essais pressiométriques à Limelette..... 162
Figure V-37. Evolution du déplacement en fonction du temps à Limelette..... 162
Figure V-38. Evolution linéaire du déplacement en fonction du temps à Limelette 162
Figure V-39. Evolution du déplacement de la pointe en fonction du log temps à Merville .. 163
Figure V-40. Evolution du déplacement en fonction du log temps (site d'Utrecht)..... 163
Figure V-41. Evolution du module sécant G en fonction de la déformation (Limelette) 164
Figure V-42. Variation du module de cisaillement (différentes techniques à Merville)..... 165
Figure V-43. Variation de la charge limite et des modules de déformation (Limelette) 167
Figure V-44. Modules : avant et après la correction du déplacement (Limelette)..... 167
Figure V-45. Variation de la charge limite et des modules de déformation (Merville)..... 168
Figure V-46. Modules : avant et après la correction du déplacement (Merville) 169
Figure V-47. Variation de la charge limite et des modules de déformation (Utrecht)..... 169
Figure V-48. Sondage CPT à Utrecht, avec les cotes des éprouvettes triaxiales..... 170
Figure V-49. Diagramme de Baldi pour déterminer la densité relative (Lunne et al, 1997) . 171
Figure V-50. Densité relative in situ, et reconstituée..... 171
Figure V-51. Comparaison du module E_{50CLT} avec $E_{50triaxial}$..... 172
Figure V-52. Comparaison du module $E_{50\,CLT}$ avec le module $E_{50\,Triaxial}$ à Limelette..... 175
Figure V-53. Etude du rapport $E_{50\,CLT}$/ $E_{50\,Triax}$ _ site de Limelette 175
Figure V-54. Sondages pressiométriques avant et après le battage des pieux (Limelette) 176
Figure V-55. Comparaison de la pression limite p_l et de la charge limite q_{CLT} (Limelette).. 177
Figure V-56. Comparaison des modules E_M (PMT) et E_{0CLT} (Limelette)..... 178
Figure V-57. Etude des rapports (E_M/p_l) et (E_{0CLT}/q_{CLT}) dans le site de Limelette..... 179
Figure V-58. Profils pressiométriques à Merville (Module et pression limite) 180
Figure V-59. Comparaison des profils pressiométriques et CLT à Merville 181
Figure V-60. Analyse comparative (essai pressiométrique/essai CLT) à Merville 182
Figure VI-1. Niveau de contraintes identique 189
Figure VI-2. Centrifugeuse géotechnique du LCPC (rayon 5,5 m) 190
Figure VI-3. Identification de la zone utile 191
Figure VI-4. Schéma du modèle réduit de la pointe pénétrométrique 192
Figure VI-5. Servo-vérin SV_2 installé sur le conteneur 193
Figure VI-6. Diagramme en fonction du temps du programme de chargement 194
Figure VI-7. Servo-vérin SV_1 et le système de chargement de la plaque superficielle..... 194
Figure VI-8. Système de fondation superficielle en centrifugeuse 195
Figure VI-9. Système de mesure du déplacement de la plaque superficielle..... 195
Figure VI-10. Système de semelle enterrée et de transmission d'effort 196
Figure VI-11. Mise en place des semelles enterrées lors de la pluviation 196
Figure VI-12. Croquis du pieu instrumenté 197
Figure VI-13. Mise en place du pieu instrumenté lors de l'avancement de la pluviation..... 197
Figure VI-14. Variation de la vitesse de chargement en fonction du temps 198
Figure VI-15. Boîtes de densité dans le conteneur CT_1 199
Figure VI-16. Vue en plan du conteneur CT_1 200

Figure VI-17. Vue en coupe du conteneur CT_1 200
Figure VI-18. Le conteneur CT_2 après la phase de pluviation 202
Figure VI-19. Vue en plan du conteneur CT_2 203
Figure VI-20. Vue en coupe selon 11' du conteneur CT_2 203
Figure VI-21. Vue en coupe selon 22' du conteneur CT2 204
Figure VI-22. Vue en coupe selon 33' du conteneur CT_2 204
Figure VI-23 Profils pénétrométriques de référence dans le conteneur CT1 205
Figure VI-24. Fonçage de la pointe de 20 mm avec le servo-vérin SV_2 206
Figure VI-25. Profils pénétrométriques de référence dans le conteneur CT_2 207
Figure VI-26. Visualisation de l'enfoncement de la plaque à la fin de l'essai 208
Figure VI-27. Programmes de chargement des fondations superficielles (conteneur CT_1) ... 209
Figure VI-28. Courbes de chargement (q_c en fonction du tassement) - conteneur CT_1 209
Figure VI-29 Comparaison des essais CLT (Effort [daN] en fonction du temps [s]) 211
Figure VI-30. Courbes de chargement des essais CLT dans le conteneur CT_1 211
Figure VI-31. Programme et courbes de chargement (pointe conique, vitesse V_1) 212
Figure VI-32 Programme et courbes de chargement (pointe conique, vitesse V_2) 212
Figure VI-33. Programme et courbes de chargement (pointe plate, vitesses V_1 et V_2) 213
Figure VI-34. Programme et courbes de chargement (vitesse V1, pointe conique et plate) .. 213
Figure VI-35. Programme et courbes de chargement (vitesse V2, pointe conique et plate) .. 213
Figure VI-36. Résultats des essais CLT : module E_{CLT} et charge q_{CLT} (CT2) 214
Figure VI-37. Courbes de chargement des fondations dans le conteneur CT_2 216
Figure VI-38. Courbes de chargement des fondations dans CT_2 (jusqu'à 5 mm) 216
Figure VI-39. Synthèse des modules, essais de fondations et essais CLT 217
Figure VI-40. Chargement du pieu instrumenté à l'aide du servo-vérin SV_1 218
Figure VI-41. Programme de chargement par paliers du pieu instrumenté 218
Figure VI-42. Courbe effort-tassement pour le pieu instrumenté 219
Figure VI-43. Courbes de chargement CLT/pieu instrumenté 219
Figure VI-44. Courbes de transfert des charges entre la tête et la pointe du pieu 220
Figure VI-45. Courbes de mobilisation de frottement pour le pieu 220
Figure VII-1. Lois de mobilisation du frottement latéral et de l'effort en pointe du pieu 226
Figure VII-2. Courbes normalisées de la norme hollandaise (NEN 6743) 228
Figure VII-3. Principe de l'essai de chargement de pieu et courbe charge-déplacement 228
Figure VII-4. Programme d'un essai préalable (NF P 94–150) 229
Figure VII-5. Programme d'un essai de contrôle ((NF P 94–150) 229
Figure VII-6. Schéma d'une fondation profonde découpée en tronçons fictifs de mesure 230
Figure VII-7. Exemple des courbes de transfert de charge d'un pieu 231
Figure VII-8. Courbe de mobilisation de frottement latéral dans un essai de pieu 231
Figure VII-9. Comparaison : essai statique de pieu et essai de chargement de pointe 232
Figure VII-10. Courbes CLT d'une couche de sol 235
Figure VII-11. Etape de normalisation des résistances et du déplacement 235
Figure VII-12. Courbes (charge/déplacement) du pieu à partir de la méthode CLT 236
Figure VII-13. Plan de la zone pieux dans le site de Limelette 237
Figure VII-14. Quelques pieux vissés dans le site de Limelette après leur excavation 237
Figure VII-15. Système de réalisation des essais de pieux à Limelette 238
Figure VII-16. Frottement latéral des essais CLT et sur les tronçons du pieu A_{1bis} 239
Figure VII-17. Tronçons du pieu A1bis et cotes des essais CLT 239
Figure VII-18. Distribution des efforts le long du pieu A_{1bis} à Limelette 240
Figure VII-19. Calcul du tassement du pieu A_{1bis} par la méthode CLT 240
Figure B-1. Dimensions de la pointe « Geopoint » débordante de 15 cm^2 266
Figure B-2. Dimensions de la pompe à main 267

Figure C-1. Aperçu général du site de Limelette 270
Figure C-2. Détails des zones statique et dynamique du site de Limelette 272
Figure C-3. Profil pénétrométrique CPT-E moyen, avec classification du sol 272
Figure C-4. Plan de situation de la zone d'essais dans l'aérodrome de Merville 274
Figure C-5. Les plots d'essais dans la zone du site. 274
Figure C-6. Courbes granulométriques obtenues par sédimentométrie 275
Figure C-7. Diagramme ternaire intégrant la plasticité 276
Figure C-8. Le parking, avec les parois moulées et le canal (Van der Stoel et al. 2009b)..... 277
Figure C-9. Situation du nouveau parking dans l'ensemble du projet parking 277
Figure C-10. Une photo du projet, imaginée par un artiste (Van der Stoel et al. 2009b) 277
Figure C-11. Pénétrogramme type du sol dans le site d'Utrecht 278
Figure D-1. Résultats de l'essai triaxial CU (sable légèrement argileux : 10-10.5 m). 280
Figure D-2. Résultats de l'essai triaxial CU (limon : 4-4.5 m). 281
Figure D-3. Résultats de l'essai triaxial CU (argile : 7-7.5 m). 282
Figure E-1. Dimensions du modèle réduit de pointe, fabriqué par la société GAROS 284
Figure E-2. Dimensions de la semelle superficielle utilisée en centrifugeuse 285
Figure F-1. Pieu foré dans le site de Merville 288
Figure F-2. Résultats de l'essai de pieu et de la méthode CLT à Merville 289
Figure F-3. Mobilisation du frottement en fonction du déplacement (pieu foré) 289
Figure F-4. Courbe finale charge-déplacement du pieu par différentes méthodes 290
Figure F-5. Courbes de transfert de charge (Essai de chargement du pieu / CLT) 291
Figure F-6. Mobilisation de frottement (Essai de chargement du pieu/méthode CLT) 291
Figure F-7. Courbe effort-tassement du pieu et celle obtenue par la méthode CLT 292
Figure G-1. Pieu A_2 vissé (type Olivier) 294
Figure G-2. Pieu C_2 vissé (type Olivier) 294
Figure G-3. Pieu A_3 vissé (type Oméga) 295
Figure G-4. Pieu C_3 vissé (type Oméga) 295
Figure G-5. Pieu A_4 vissé (De Waal) 296
Figure G-6. Pieu C_4 vissé (De Waal) 296
Figure G-7. Pieu B_1 préfabriqué battu 297
Figure G-8. Pieu B_2 préfabriqué battu 297
Figure G-9. Pieu B3 vissé (type Atlas) 298
Figure G-10. Pieu B_4 vissé (type Atlas) 298

Liste des tableaux

Tableau I-1. Expression de dσ/dε suivant le type d'essais de laboratoire 13
Tableau I-2. Module d'Young pour quelques sols 16
Tableau I-3. Coefficient rhéologique du sol 20
Tableau I-4. Avantages et inconvénient de l'essai pressiométrique 20
Tableau I-5. Classification des sols selon (Terzaghi et Peck, 1967) 32
Tableau I-6. Classification des sols selon q_c/N (institut Bolton, 2000) 33
Tableau I-7. Avantages et inconvénient de l'essai de pénétration au carrotier (SPT) 33
Tableau I-8. Avantages et inconvénient de l'essai de pénétration statique (CPT) 39
Tableau I-9. Influence de la vitesse de pénétration sur la résistance de pointe q_c 45
Tableau I-10. Valeurs du coefficient de Buisman d'après Sanglerat, Bachelier et Parez 51
Tableau I-11. Coefficient de Buisman selon d'autres sources 51
Tableau I-12. Coefficient α pour le sable 52
Tableau I-13. Avantages et inconvénients des essais de sol (Mayne, 2001) 53
Tableau I-14. Essais permettant d'accéder aux modules de déformation (Reiffsteck, 2002) .. 54
Tableau II-1. Caractéristiques moyennes du limon de Jossigny (Arbaoui 2003) 63
Tableau II-2. Caractéristiques moyennes du sable dense d'Orléans (Arbaoui 2003) 63
Tableau II-3 Caractéristiques des éprouvettes (w = 5 %) 66
Tableau III-1. Spécifications techniques du mini-chenillard Lankelma 78
Tableau III-2. Description des deux sondages réalisés 90
Tableau IV-1. Valeurs de R_f pour différents types de sol (Cassan, 1988) 105
Tableau IV-2. Les cas de géométries différentes étudiées 110
Tableau IV-3. Modules de déformation apparents 116
Tableau IV-4. Etude du coefficient de forme 116
Tableau IV-5. Modules apparents du cycle de chargement 121
Tableau IV-6. Coefficient de forme 121
Tableau IV-7. Calcul des modules de déformation numériques 122
Tableau IV-8. Calcul des modules de déformation numériques 125
Tableau IV-9. Caractéristiques de l'essai expérimental et du modèle numérique 125
Tableau V-1. Etude du module E_{50CLT} dans le site d'Utrecht- tableau récapitulatif 173
Tableau V-2. Module E_{50CLT} VS module $E_{50Triax}$ dans le site d'Utrecht 173
Tableau V-3. Résultats des essais triaxiaux réalisés sur le site de Limelette 174
Tableau V-4. Modules $E_{50\ CLT}$ et $E_{50\ Triax}$ et étude du rapport $E_{50\ CLT}/E_{50\ Triax}$ (Limelette) 175
Tableau V-5. Rapport q_c/p_l dans le site de Limelette 177
Tableau V-6. Tableau récapitulatif de la comparaison (PMT Vs CLT) à Limelette 179
Tableau V-7. Rapport (Module/charge) : PMT Vs CLT à Limelette 180
Tableau V-8. Analyse comparative (Essai pressiométrique/Essai CLT) à Merville 182
Tableau V-9. Synthèse des rapports (module divisé par la charge) 184
Tableau VI-1. Conditions de similitude 189
Tableau VI-2. Propriétés du massif de sable de Fontainebleau (SOBESOL, 2007) 191
Tableau VI-3. Caractéristiques du servo-vérin SV_2 193
Tableau VI-4. Caractéristiques du servo-vérin SV_1 194
Tableau VI-5. Paramètres de pluviation du conteneur CT_1 198
Tableau VI-6. Caractéristiques des boîtes de densité avant et après le vol 199
Tableau VI-7. Coordonnées des essais dans le premier conteneur 201
Tableau VI-8. Coordonnées des essais dans le conteneur CT_2 202
Tableau VI-9. Comparaison des résistances en pointe dans les conteneurs CT1 et CT2 206
Tableau VI-10. Caractéristiques de l'essai de chargement de référence 208
Tableau VI-11. Charges limites des essais de fondations superficielles (conteneur CT_1) 210

Tableau VI-12. Résultats des essais CLT réalisés dans le conteneur CT_2 214
Tableau VI-13. Résultats des essais de fondations dans le conteneur CT_2 216
Tableau VI-14. Variation du rapport E_{50} (fondations)/E_{CLT} 217
Tableau VII-1. Caractéristiques du pieu vissé A_{1bis} (site de Limelette) 238
Tableau VII-2. Efforts et facteurs obtenus avec la méthode CLT (Pieu A_{1bis} à Limelette) ... 238
Tableau VII-3. Calcul du tassement du pieu A_{1bis} par la méthode CLT 241
Tableau B-1. Spécifications techniques de la pointe de 15 cm^2 266
Tableau B-2. Caractéristiques de la pompe à main 267
Tableau B-3. Dimensions de la pompe à main 267
Tableau C-1. Programme de reconnaissance de référence dans le site de Limelette 271
Tableau C-2. Caractéristiques physiques du sol à Limelette 271
Tableau C-3. Classification du sol à Limelette à partir des résultats des essais CPT 273
Tableau C-4. Paramètres d'identification des échantillons prélevés en 1986 275
Tableau C-5. Limites d'Atterberg des argiles des Flandres 275
Tableau C-6. Résistance au cisaillement en laboratoire des argiles des Flandres 276
Tableau G-1. Méthode CLT : Calcul de la capacité portante (site de Limelette) 299
Tableau G-2. Méthode CLT : Calcul de la capacité portante (site de Limelette – Suite) 300
Tableau G-3. Méthode CLT : Prévision du tassement (site de Limelette) 301
Tableau G-4. Méthode CLT : Prévision du tassement (site de Limelette – Suite) 302

Liste des symboles

α		: coefficient de Buisman
ν		: coefficient de Poisson
ε	[%]	: déformation
ψ	[°]	: angle de dilatance
φ	[°]	: angle de frottement interne d'un sol
φ'	[°]	: angle de frottement interne effectif ou drainé
ρ	[kg/m^3]	: masse volumique
γ	[kN/m^3]	: poids volumique d'un sol
γ_d	[kN/m^3]	: poids volumique sec
γ_h	[kN/m^3]	: poids volumique humide
σ	[kPa]	: contrainte
σ', τ'	[kPa]	: contraintes effectives, normale et tangentielle
h_m	[mm]	: déplacement mesuré de la pointe durant le chargement
h_c	[mm]	: déplacement corrigé de la pointe durant le chargement
Δh	[mm]	: enfoncement correspondant à une variation de pression Δp
Δp	[MPa]	: variation de pression
c	[kPa]	: cohésion d'un sol
c'	[kPa]	: cohésion effective ou drainée
c_u	[kPa]	: cohésion non consolidée non drainée
C_f		: coefficient de forme
e		: indice des vides
e_0		: indice initial des vides
E	[MPa]	: module d'Young
E_{0CLT}	[MPa]	: module de déformation tangent initial de l'essai CLT
E_{50CLT}	[MPa]	: module à 50 % de chargement de l'essai CLT
$E_{50Triax}$	[MPa]	: module à 50 % de chargement de l'essai triaxial
$E_{apparent}$	[MPa]	: module de déformation numérique apparent
$E_{d\ CLT}$	[MPa]	: module de déformation en déchargement de l'essai CLT
E_M	[MPa]	: module de déformation pressiométrique
$E_{oed.}$	[MPa]	: module de déformation œdométrique
E_{pn}	[MPa]	: module de déformation pénétrométrique sécant
f_{sCLT}	[kPa]	: frottement latéral limite de l'essai de chargement de pointe
f_s	[kPa]	: frottement latéral sur le manchon de la pointe
g	[m/s²]	: accélération de la pesanteur
G	[MPa]	: module de cisaillement
$k_{p\ CLT}$		: facteur du terme de portance de la méthode CLT
$k_{s\ CLT}$		: facteur du terme de frottement de la méthode CLT

K_0		: coefficient de poussée des terres au repos
I_d	[%]	: densité relative
N		: paramètre mesuré au S.P.T. (*standard penetration test*)
B, D, d	[cm, mm]	: diamètres
P	[MPa]	: pression appliquée sur la pointe
P_l	[MPa]	: pression limite pressiométrique
q	[kPa]	: déviateur $q = \sigma_1 - \sigma_3$
q_c	[MPa]	: résistance statique de pointe
q_{CLT}	[MPa]	: charge limite de l'essai de chargement de pointe
q_d	[MPa]	: résistance dynamique de pointe
$Q_{u\ CLT}$	[kN]	: capacité portante de pieu, calculée par la méthode CLT
$Q_{pu\ CLT}$	[kN]	: effort ultime de pointe de pieu, calculé par la méthode CLT
$Q_{su\ CLT}$	[kN]	: effort ultime de frottement latéral, calculé par la méthode CLT
R	[mm]	: rayon de la pointe
R_f	[%]	: rapport de frottement
u	[kPa]	: pression interstitielle
w	[%]	: teneur en eau

Introduction générale

L'ensemble des propriétés intrinsèques et des paramètres mécaniques des sols n'est jamais connu avec un degré élevé de précision ou de fiabilité, en raison de la variabilité naturelle des géo-matériaux, ainsi que des contraintes budgétaires réalistes qui limitent le nombre des essais et des échantillons prélevés, effectivement réalisés sur un projet. Du fait du grand nombre de paramètres et de propriétés du sol, nécessaires pour alimenter l'élaboration du modèle géotechnique, il y a un intérêt croissant dans l'utilisation des essais in situ pour définir la stratigraphie et permettre l'évaluation rapide des propriétés du sol dans les programmes de reconnaissance. Il ne s'agit pas de défendre l'idée que les essais de laboratoire sont en concurrence avec les essais sur le terrain car leur complémentarité est indéniable. Les essais en laboratoire permettent un contrôle élevé des conditions aux limites, des vitesses de déformation, et des conditions de drainage sur des échantillons sélectionnés. Cependant, ils sont coûteux, exigent de longues durées de préparation et de réalisation, et ne fournissent que des valeurs discrètes à des endroits choisis. En comparaison, les essais in situ testent le sol dans son environnement naturel, sous les états régnants actuels de contrainte géostatique et anisotrope. Les essais in situ sont rapides, continus et fournissent des résultats immédiats. Ainsi, un programme de reconnaissance géotechnique optimale, comprend une série de sondages carottés, complétée par une série d'essais in situ et des essais de référence au laboratoire.

La connaissance des déformations subies pendant la vie d'un ouvrage, est essentielle. Il faut tout d'abord s'assurer que le sol est capable de supporter les charges sans déformations excessives, mais aussi que la structure que l'on va construire est capable de résister aux tassements du sol. Beaucoup d'essais permettent d'avoir une idée du comportement du sol en déformation, le pressiomètre par exemple, qui est largement utilisé en France, offre une solution mais souffre de quelques limitations techniques. Ainsi, il est presque impossible d'avoir un forage à parois intactes, surtout dans le sable. L'essai triaxial, est une référence des essais de laboratoire, mais la qualité des résultats dépend de la qualité des échantillons, qui ne sont pas toujours capable de reproduire le même état initial in situ. Par ailleurs, la plupart des essais de reconnaissance des sols, offrent peu ou un seul type de paramètres. Dans certains cas, les ingénieurs de conception, comptent uniquement sur les forages pour fournir presque toutes les données géotechniques nécessaires pour leurs évaluations et leurs analyses, complétés par peu d'essais de laboratoire. Il est tout à fait irréaliste de croire qu'une seule mesure de l'essai de pénétration au carrotier (SPT) par exemple, ou autre types d'essais, puisse fournir toutes les informations adéquates et nécessaires pour une étude géotechnique. Cette valeur unique est souvent utilisée par la suite, à travers des corrélations empiriques, pour générer un grand nombre de paramètres d'entrée dans les logiciels de calcul géotechniques. Cette dépendance excessive d'une seule mesure, tel que le nombre N d'un essai SPT très employé aux Etats-Unis, est irrégulière et entraîne souvent des conceptions non rentables et non optimales des fondations, murs, talus…

Devant ces constatations, il était jugé nécessaire de disposer d'un nouvel essai de reconnaissance des sols, qui bénéficie de l'avantage des essais in situ, et qui en limite les inconvénients. En se basant sur l'essai de pénétration statique au piézocône (CPTu), un essai historique de référence, largement employé, nous avons développé un nouvel essai géotechnique hybride in situ offrant une amélioration de la caractérisation des sols, en combinant le fonçage classique au pénétromètre à un chargement incrémental de la pointe dans le but d'obtenir des paramètres de résistance aussi bien que des paramètres de déformabilité.

D'une manière générale, la démarche suivie dans cette thèse est à forte composante expérimentale, validée par des études numériques et par des modélisations physiques en centrifugeuse. Le mémoire est composé de quatre parties réparties sur sept chapitres.

La **première partie** de ce mémoire est nécessaire pour démontrer l'importance de la reconnaissance des sols, et pour décrire quelques essais parmi les plus utilisés, ainsi que pour introduire l'essai de chargement de pointe (chapitres I et II). Le premier chapitre récapitule brièvement l'état de l'art sur les lois de comportement et les modules de déformation des sols, et décrit quelques essais de référence, in situ et au laboratoire. Le second chapitre présente l'historique du développement de l'essai de chargement de pointe depuis son idée d'origine en 1979 avec les travaux de Faugeras sur un pénétromètre statique Gouda, en passant par les travaux de Zhou (1997) et d'Arbaoui (2003) qui ont développé le chargement d'une petite pointe débordante d'un pénétromètre dynamique léger de type PANDA, jusqu'aux travaux de Godde (2006) où l'idée de la mise en œuvre de l'essai de chargement de pointe avec un pénétromètre statique lourd, a été initiée.

Dans la **deuxième partie**, nous présentons et détaillons la mise au point de l'essai de chargement de pointe avec un pénétromètre statique lourd (chapitres III, IV). Le troisième chapitre décrit le principe, détaille les facteurs d'influence et définit le protocole expérimental de l'essai de chargement de pointe. Dans le quatrième chapitre, une étude numérique des facteurs d'influence est présentée. Cette étude a été réalisée par la méthode des éléments finis à travers le logiciel Plaxis, et a permis d'analyser plusieurs aspects de l'essai de chargement de pointe, comme : l'étude de l'interface sol-pointe, l'étude des facteurs géométriques, et une étude paramétrique de la sensibilité de la courbe de chargement aux variations des paramètres de sol dans le but d'établir une analyse inverse.

La **troisième partie** de ce mémoire est consacrée au programme expérimental des essais CLT sur sites réels (chapitre V) : plusieurs campagnes d'essais sur différents types de sol, ont été réalisées. Un large panorama des résultats qui peuvent être obtenus dans un essai CLT sont présentés et analysés. Des études comparatives ont été également menées, et permettent de situer l'essai CLT par rapport aux autres essais, notamment, l'essai triaxial et l'essai au pressiomètre.

La **quatrième partie** est dédiée à des validations qui permettent de relier les paramètres mécaniques de l'essai CLT au comportement des ouvrages, telles que des fondations superficielles ou des fondations profondes (chapitres VI et VII). Le sixième chapitre présente des essais de chargement de pointe réalisés sur un modèle réduit de pointe en centrifugeuse, et associés à des essais de chargement de plaques et de pieu instrumenté. L'objectif de ce chapitre est de valider l'essai CLT à travers des études paramétriques qui permettent de caractériser l'influence de la géométrie de la pointe, de la vitesse et du type de chargement, et d'obtenir des modules de déformation sur modèles réduits, qui permettent de comparer l'essai CLT aux essais de chargement de plaque ou de pieu. Le septième chapitre est une application de l'essai de chargement de pointe au calcul des fondations profondes : une méthode est proposée pour déterminer la capacité portante et prédire le tassement des pieux à partir des résultats des essais CLT. La méthode proposée a été appliquée sur plusieurs pieux vissés et forés, et confrontée aux autres méthodes utilisées actuellement.

Finalement, une conclusion générale dresse les avantages de cet essai, et récapitule ce qui peut être retenu des différents chapitres. Cette conclusion est complétée par des perspectives qui devraient être envisagées pour la suite de ce projet.

Première partie : état de l'art, reconnaissance des sols, et développement de l'essai de chargement de pointe

I. Reconnaissance des sols : essais au laboratoire, in situ et modules de déformation

1. Introduction

Les massifs de sols se déforment sous les charges qui leur sont appliquées. Mais ces déformations peuvent être très diverses et restent une source de désordres dans les ouvrages. Quelques centimètres de tassement différentiel peuvent fissurer une maison à la structure trop rigide. Il faut donc dans tous les cas s'en préoccuper.
Cela suppose une estimation fiable et réaliste des mouvements du sol en particulier en utilisant d'une part les moyens modernes de calcul, comme les éléments finis, d'autre part les lois de comportement des sols représentatives. En effet, avec le développement de lois théoriques de comportement des matériaux toujours plus complexes et le besoin de modéliser les déformations des structures et des terrains sous diverses sollicitations imposent une résolution au moyen de codes de calcul numérique sur ordinateur. Les lois de comportement des massifs de sol les plus couramment employées à l'heure actuelle sont les lois élastoplastiques (avec ou sans écrouissage). Néanmoins, la simplicité du comportement élastique fait qu'il est encore très souvent utilisé pour analyser les mouvements des massifs de sol et des ouvrages. Par ailleurs, la partie élastique de la déformation ne peut pas être négligée dans la formulation d'une loi élastoplastique. En effet, la présence de l'élasticité est nécessaire à l'inversion de la relation incrémentale de comportement reliant les accroissements de contraintes aux incréments de déformations. L'élasticité joue donc un rôle très important dans les études géotechniques et par voie de conséquence ses paramètres mécaniques entrés dans les calculs numériques, à savoir les modules de cisaillement et de compression ou le module d'Young *E* et le coefficient de poisson (domaine des petites déformations).

Après une présentation des lois de comportement de sol et des modules de déformation utilisés en mécanique des sols, nous exposons dans ce chapitre quelques essais de reconnaissance des sols, les plus connus, in situ et au laboratoire.

2. Lois de comportement des sols

2.1. Notion de loi de comportement

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

$$R\left(\overline{\overline{\sigma}},\ \overline{\overline{\varepsilon}},\ \frac{d\,\overline{\overline{\sigma}}}{d\,t},\ \frac{d\,\overline{\overline{\varepsilon}}}{d\,t},\ T°,\ ...\right)=0 \qquad \text{I-1}$$

Comme il n'est pas possible d'exprimer mathématiquement une telle relation dans le cas général, on se contente de séparer les effets des différents paramètres en se plaçant à température constante et à vitesse de sollicitation imposée, et on recherche à déterminer les chemins de réponse dans l'espace des déformations, correspondant à des chemins de sollicitations donnés dans l'espace des contraintes (ou inversement).
Les sollicitations qui permettent d'obtenir une loi de comportement sont le plus souvent la traction ou la compression simple. On trace alors la courbe liant la contrainte σ à la déformation ε. Pour de nombreux matériaux, la courbe (σ, ε) présente deux parties distinctes : une partie linéaire correspondant à un comportement réversible du matériau (*élasticité*) et une

partie non linéaire correspondant à un comportement irréversible à partir de la limite élastique. Pour les sols et dans le cas de sollicitations de faible amplitude, on admet approximativement la réversibilité, on parle de *pseudo-élasticité*.

2.2. Etude expérimentale des lois de comportement des sols

La courbe contraintes-déformations d'un sol a toujours l'allure représentée sur la Figure I-1, lorsque le chemin expérimental suivi autorise les grandes déformations. Lorsqu'une courbe contraintes-déformations présente une asymptote parallèle à l'axe des déformations, on dit qu'elle présente un palier de plasticité avec un seuil de plasticité. En général, lorsque ce dernier est atteint le solide subit des grandes déformations à contrainte constante et à variation de volume nulle. Dans le cas des sols raides, la courbe (σ,ε) peut présenter un pic. Alors que dans le cas des sols normalement consolidés, le pic (Figure I-1) peut ne pas exister, et le palier n'est pas évident pour certains sols.

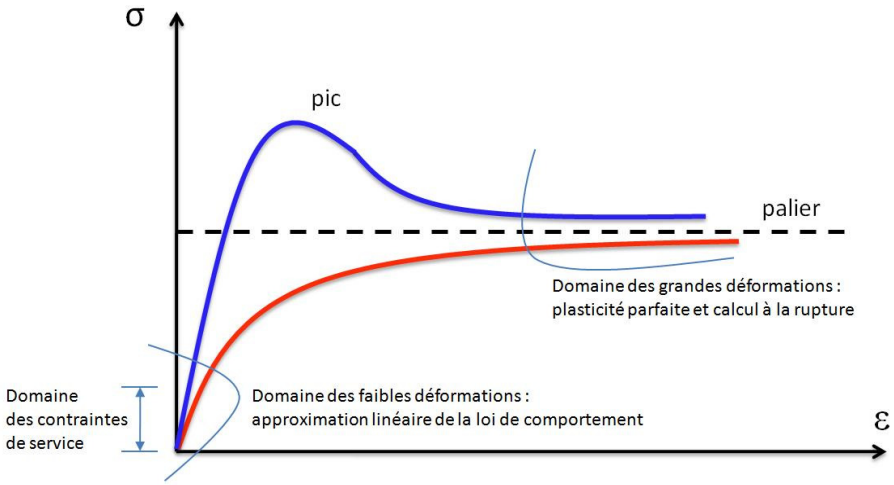


Figure I-1. Courbe contraintes-déformations type pour les sols

A l'heure actuelle, aucune représentation mathématique ou modèle théorique simple de ce comportement non linéaire ne fait l'unanimité des chercheurs. On se contente pour la pratique la plus courante donc de certaines approximations.
Dans le domaine des petites déformations (0,001 % à 1 %) à très petites déformations (inférieures à 0,001 %), et de préférence sur un chemin de chargement monotone (bien qu'on puisse admettre approximativement la réversibilité), l'approximation linéaire est acceptable. On applique donc aux sols la théorie de l'élasticité linéaire. Dans le domaine des grandes déformations (supérieures à 1 %), l'existence d'un palier sur la courbe (σ, ε) permet d'utiliser la théorie de la plasticité parfaite.
Dans beaucoup d'ouvrages réels de génie civil, les déformations du sol restent faibles. L'utilisation de la théorie de l'élasticité linéaire est justifiée et il est ainsi possible de calculer les déplacements verticaux sous une structure (tassements). La théorie de la plasticité permet en revanche de calculer les contraintes correspondant à l'apparition des grandes déformations dans un massif, c'est-à-dire à la rupture. L'utilisation d'un coefficient de sécurité, pris en général égal à deux ou trois, permet alors de se ramener aux contraintes de service ou contraintes admissibles qui correspondent aux faibles déformations et sont compatibles avec le calcul des tassements. On peut distinguer deux comportements typiques du sol que l'on peut représenter par une courbe (σ, ε) :
Un comportement dans lequel le sol n'a pas la possibilité de se déformer librement car l'échantillon de sol est placé dans un moule rigide à parois latérales indéformables

(essai œdométrique). Les déformations sont alors limitées. C'est le phénomène de consolidation unidimensionnelle des sols qui traduit la compressibilité.
Un comportement dans lequel le sol peut subir de grandes déformations avec glissements importants des particules, soit suivants certains plans privilégiés soit dans la masse. C'est le phénomène de cisaillement des sols.

Ainsi, la loi contrainte-déformation dépend du chemin de sollicitations imposé. C'est pour cela qu'il est nécessaire de réaliser au laboratoire des expériences suivant un chemin aussi proche que possible de celui qui sera suivi in situ par l'échantillon, sous peine d'obtenir des résultats éloignés de la réalité.

2.3. Sols et élasticité linéaire

L'élasticité d'un matériau se traduit par l'existence d'une relation unique entre les déformations et les contraintes. L'existence de cette relation implique la réversibilité des déformations quand les contraintes reviennent à leur valeur d'origine. Lorsque dans un essai mécanique (traction ou compression) la courbe contraintes-déformations est la même au chargement et au déchargement (aux faibles valeurs des sollicitations), le comportement du matériau est dit réversible ou élastique.

En élasticité, le milieu pesant est caractérisé par son poids volumique γ, son module d'élasticité E, son coefficient de Poisson ν et sa limite d'élasticité. Si le seuil de plasticité est dépassé, la théorie de l'élasticité ne s'applique plus. A partir de ces différents paramètres, la théorie de l'élasticité permet de déterminer les contraintes et déformations en chaque point du massif pour des problèmes simples.

Le module de cisaillement G est relié au module d'élasticité E et au coefficient de Poisson ν par la formule :

$$G = \frac{E}{2\,(1+\nu)} \qquad \text{I-2}$$

Le Module de compressibilité K est relié au module d'élasticité E et au coefficient de Poisson ν par la formule :

$$K = \frac{E}{3\,(1-2\nu)} \qquad \text{I-3}$$

Cependant, la théorie l'élasticité ne peut s'appliquer aux sols que moyennant certaines précautions. En effet, les principales différences entre la théorie de l'élasticité et le comportement des sols portent sur la non-linéarité de la courbe contrainte/déformation, la non réversibilité des déformations et l'influence de la vitesse d'application des sollicitations (Mestat, 1986 ; Philipponnat et Hubert, 1998). La courbe reliant contraintes et déformations n'est pas tout à fait linéaire (Figure I-1). De plus, cette courbe n'est pas réversible. Les sols ont un comportement visqueux, par conséquent l'amplitude de la déformation est fonction de la vitesse de chargement. De plus, l'eau interstitielle a une influence non négligeable (conditions de drainage). Dans certains essais, la détermination en particulier du module d'Young d'un matériau est effectuée en estimant la pente de la tangente à l'origine de la courbe de comportement (σ, ε) :

$$E = \left(\frac{d\sigma}{d\varepsilon}\right)_{\varepsilon = 0} \qquad \text{I-4}$$

En définitive, la théorie de l'élasticité peut être utilisée en mécanique des sols si les efforts sont faibles ou modérés (par rapport à l'effort de rupture). L'application de cette théorie nécessite d'associer un module d'élasticité au niveau et l'intervalle de déformations (ou bien de contraintes) dans lequel il est applicable ainsi que le type de chargement auquel il se rapporte. Par ailleurs, le sol doit se comporter comme un matériau homogène (propriétés mécaniques identiques en tout point du matériau), isotrope (propriétés identiques dans toutes les directions) et continu. Or, par suite de leur mode de formation et de leur stratification, la plupart des sols n'ont pas les mêmes propriétés dans le sens vertical (direction privilégiée) et dans le sens horizontal. Ils sont donc en réalité anisotropes transverses. En outre, une couche de sol n'est jamais complètement homogène, bien qu'on le suppose généralement ainsi dans les calculs. L'hétérogénéité est plus ou moins marquée suivant les types de sols. Les calculs en géotechnique sont parfois effectués à partir des valeurs moyennes (moyennes statistiques) obtenues à partir des valeurs observées sur les échantillons prélevés *in situ*. Les variations des propriétés dans le sens horizontal sont aléatoires et dans le sens vertical, on note en général une amélioration des caractéristiques mécaniques avec la profondeur dans le cas de couches considérées homogènes, du fait de l'influence du poids des couches superficielles.

2.4. Sols et plasticité

L'équilibre limite d'un sol est défini par le passage de l'état élastique à l'état plastique ; il se traduit par l'apparition de déformations irréversibles. Pour les sols, cet équilibre limite peut être assimilé à une droite dans la représentation de Mohr (σ,τ). Cette propriété constitue une simplification considérable. Cette droite est appelée droite de Coulomb (Figure I-2), elle est définie par son ordonnée à l'origine qui est la cohésion c et l'angle que fait cette droite avec l'axe des contraintes normales σ qui est l'angle de frottement interne φ. Le critère de rupture de Mohr-Coulomb est la loi caractérisant un état de plastification du sol en un point particulier du milieu. Il en découle que cet état est atteint lorsque τ et σ sont liés par la formule suivante :

$$\tau = c + \sigma \tan \varphi \qquad \text{I-5}$$

Cette formule est valable si les contraintes considérées pour l'établissement de la courbe intrinsèque sont les contraintes totales et en considérant implicitement que $\sigma_2 = \sigma_3$.

Si les axes de la représentation de Mohr représentent les contraintes effectives pour lesquelles $\tau' = \tau$ et $\sigma' = \sigma - u$, l'équation s'écrit alors comme suit :

$$\tau' = c' + \sigma' \tan \varphi' \qquad \text{I-6}$$

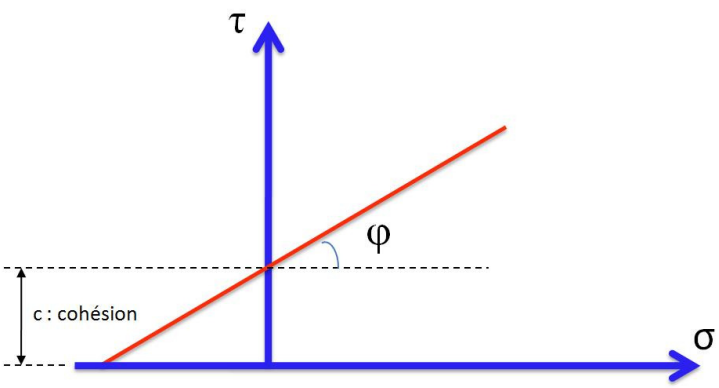


Figure I-2. Droite de Coulomb

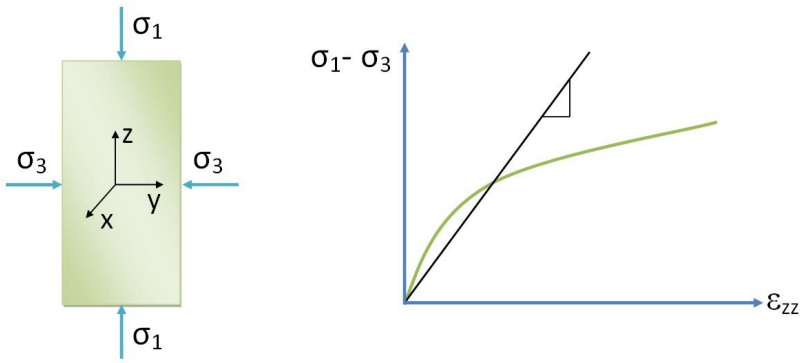
3. Modules de déformation des sols

3.1. Introduction

Le module d'un sol est un des paramètres les plus difficiles à estimer parce qu'il dépend de nombreux facteurs. Par conséquent quand on indique par exemple que le module de ce sol est 10000 kPa, il faut immédiatement se poser la question : quelles sont les conditions associées à ce chiffre ?

Afin de montrer comment peut on obtenir un module d'une courbe contrainte-déformation, l'exemple de la courbe obtenue dans un essai triaxial est utilisé. L'échantillon cylindrique est enveloppé par une membrane imperméable et confiné par une contrainte hydrostatique. L'effort vertical est augmenté graduellement et la courbe non linéaire de contrainte-déformation montrée sur la Figure I-3 est alors obtenue. L'élasticité suppose que les contraintes éprouvées par le sol sont linéairement liées aux efforts appliqués. Les équations de l'élasticité pour ce chargement axisymétrique relient les contraintes et les déformations dans les trois directions comme montrées dans la Figure I-3.

En raison de l'axisymétrie, les équations 1 et 2 dans la Figure I-3 sont identiques. Dans les équations 1 et 3 il y a deux inconnus : le module E de sol et le coefficient de Poisson ν. Dans l'essai triaxial, il est nécessaire de mesurer les efforts appliqués dans les deux directions ainsi que les déformations induites dans les deux directions afin de calculer le module du sol. En effet, on a besoin de deux équations simultanées pour trouver E et ν. Dans tous les cas, le module n'est pas la pente de la courbe de contrainte-déformation. Une exception est le cas où la contrainte de confinement est nulle telle qu'elle est pour un essai typique de cylindre de béton. Afin de calculer le coefficient de Poisson ν, il est également nécessaire de mesurer les efforts appliqués dans les deux directions aussi bien que les déformations induites dans les deux directions. Le coefficient de Poisson n'est pas le rapport des déformations dans les deux directions (équation 5 sur Figure I-3). Une exception est encore le cas où la contrainte de confinement est zéro.



$$\varepsilon_{xx} = \frac{1}{E}\left(\sigma_{xx} - \nu\left(\sigma_{yy} + \sigma_{zz}\right)\right) = \frac{1}{E}\left(\sigma_3 - \nu(\sigma_1 + \sigma_3)\right) \quad (1)$$

$$\varepsilon_{yy} = \frac{1}{E}\left(\sigma_{yy} - \nu\left(\sigma_{xx} + \sigma_{zz}\right)\right) = \frac{1}{E}\left(\sigma_3 - \nu(\sigma_1 + \sigma_3)\right) \quad (2)$$

$$\varepsilon_{zz} = \frac{1}{E}\left(\sigma_{zz} - \nu\left(\sigma_{xx} + \sigma_{yy}\right)\right) = \frac{1}{E}\left(\sigma_1 - \nu(\sigma_3 + \sigma_3)\right) \quad (3)$$

$$E = \frac{\sigma_1 - 2\nu\sigma_3}{\varepsilon_{zz}} \quad (4)$$

$$\frac{\varepsilon_{xx}}{\varepsilon_{zz}} = \frac{\sigma_3 - \nu(\sigma_1 + \sigma_3)}{\sigma_1 - 2\nu\sigma_3} \quad (5)$$

Figure I-3. Calcul d'un module

La question du choix du module est très importante : sécant, tangent, en déchargement, en rechargement, ou module cyclique ? Puisque les sols n'ont pas une courbe linéaire de contrainte-déformation, beaucoup de modules peuvent être définis à partir des résultats de l'essai triaxial par exemple. Dans le paragraphe précédent, on a précisé que la pente de la courbe de contrainte-déformation n'est pas le module du sol. Cependant la pente de la courbe est liée au module et il est commode d'associer la pente de la courbe de contrainte-déformation à un module.

En se rapportant à la Figure I-4, si la pente (notée S) est prise de l'origine à un point sur la courbe (O à A sur la Figure I-4), la pente sécante S est obtenue et le module sécant est calculé à partir de cette dernière. On emploierait un tel module pour prévoir le mouvement dû à la première application d'une charge comme dans le cas d'une fondation superficielle. Si la pente est dessinée en tant que tangente au point considéré sur la courbe de contrainte-déformation, alors la pente tangente est obtenue et le module tangent est calculé. On emploierait un tel module pour calculer le mouvement par incréments dû à une charge par accroissement comme dans le cas d'un étage supplémentaire dans un immeuble de grande hauteur.

Si la pente est la ligne qui joint les points A et B sur la Figure I-4, alors la pente de déchargement S_d est obtenue et le module de déchargement E_d est calculé. On emploierait un tel module pour calculer la poussée au fond d'une excavation ou le rebond d'une chaussée après le chargement par un pneu de camion.
Si la pente est dessinée du point B au point D sur la Figure I-4, alors la pente de rechargement S_r est obtenue et le module de rechargement E_r est calculé. On emploierait ce module pour calculer le mouvement au fond d'une excavation si le sol excavé ou un bâtiment de poids égal a été placé dans l'excavation ou pour calculer le mouvement d'une chaussée sous le rechargement par le même pneu de camion.
Si la pente est dessinée du point B au point C sur la Figure I-4, alors la pente cyclique S_c est obtenue et le module cyclique E_C est calculé. On emploierait un tel module et son évolution comme une fonction du nombre de cycles dans le cas d'un pieu soumis à un chargement répété.

Quel que soit le module défini et considéré, l'état dans lequel le sol est à un moment donné affectera ce module. La prochaine section décrit certains des paramètres principaux influençant les modules de sol.

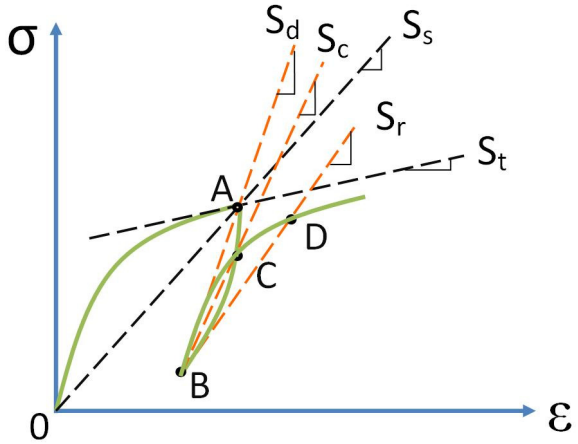


Figure I-4. Définition des modules de sol

3.2. Détermination des modules de déformation à partir des essais de laboratoire

Un essai est considéré comme homogène lorsque les champs de contrainte et de déformation sont les mêmes en tout point de l'échantillon testé. Les mesures effectuées de manière plus aisée à sa frontière permettent ainsi de déterminer les valeurs des champs de contrainte et de déformation en tout point. C'est la raison pour laquelle de nombreux essais en laboratoire comme les oedomètres et les triaxiaux ont été conçus de manière à développer des champs de contrainte et de déformation les plus uniformes possibles. Toutefois, plusieurs facteurs (par exemple, la géométrie ou la préparation de l'éprouvette, le frettage au niveau des embases etc.) contrarient cette hypothèse.

Deux types d'appareils courants permettent de mesurer la déformabilité des sols en laboratoire : les oedomètres et les triaxiaux de révolution. Dans les laboratoires de recherche, on utilise aussi d'autres appareils permettant de réaliser des essais de cisaillement simple, des appareils triaxiaux « vrais » où l'on teste des éprouvettes cubiques ou des appareils de torsion-compression sur éprouvettes cylindriques creuses.
Les essais peuvent être réalisés de deux manières :

- Pilotage en force : en imposant des pressions aux frontières de l'éprouvette (pressions croissantes par paliers ou continûment)
- Pilotage en déplacement : en imposant des déplacements aux frontières de l'éprouvette (déplacements constants ou croissants continûment)

Les matériels d'essais diffèrent par les dimensions des éprouvettes, par les modes d'application des charges, par la façon dont sont mesurées les forces, les pressions et les déplacements et par leur mode d'enregistrement. Pour les sols présentant une certaine viscosité (argiles, limons et sols organiques), la température exerce une influence sur la réponse du sol aux sollicitations imposées et il est indispensable de maintenir la température à peu près constante dans les salles d'essai. D'autre part, avec un même matériel d'essai, on peut réaliser des essais selon des procédures de chargement différentes.

Un module de déformation décrit la rigidité du sol à un moment de l'histoire des sollicitations. Pour les essais en laboratoire où l'on construit une courbe de comportement donnée (σ,ε), il s'exprime comme le rapport d'un accroissement de la contrainte σ à un accroissement de déformation ε :

$$E_t = \frac{d\sigma}{d\varepsilon} \qquad ou \qquad E_{séc.} = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon} \qquad \text{I-7}$$

Ces deux relations définissent les deux grands types de modules existants : les modules « tangents » (drainés ou non drainés) et les modules « sécants » (drainés ou non drainés). On peut estimer la valeur du module d'Young par le module tangent à l'origine des axes du diagramme (σ,ε). La quantité ($d\sigma/d\varepsilon$) est différente suivant le type d'essai de laboratoire (chemins de sollicitations distincts d'un test à un autre, condition de drainage). Des relations théoriques (élasticité linéaire) permettent d'obtenir le module d'Young noté *E*. Une synthèse des définitions de la quantité ($d\sigma/d\varepsilon$) suivant le type d'essai réalisé au laboratoire est présentée dans le Tableau I-1.

Tableau I-1. Expression de dσ/dε suivant le type d'essais de laboratoire

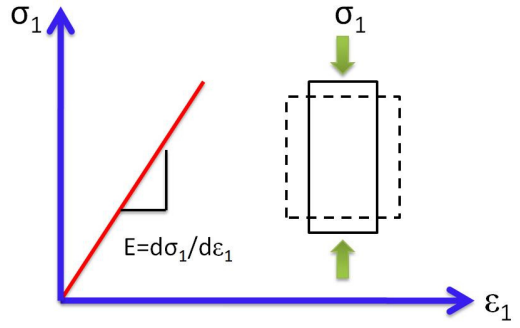
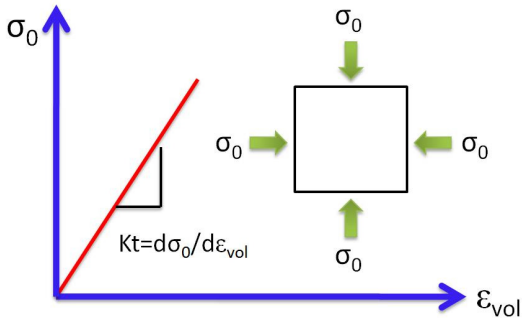
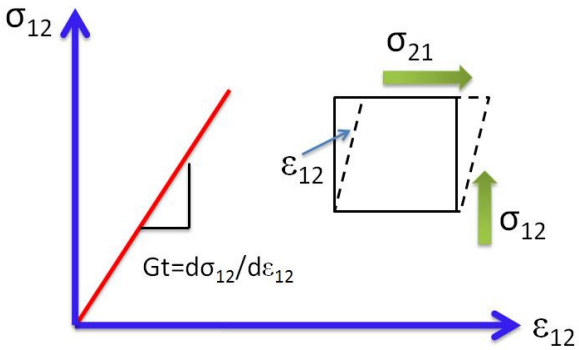
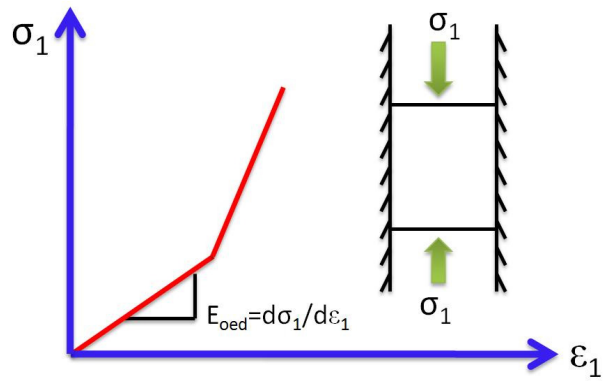
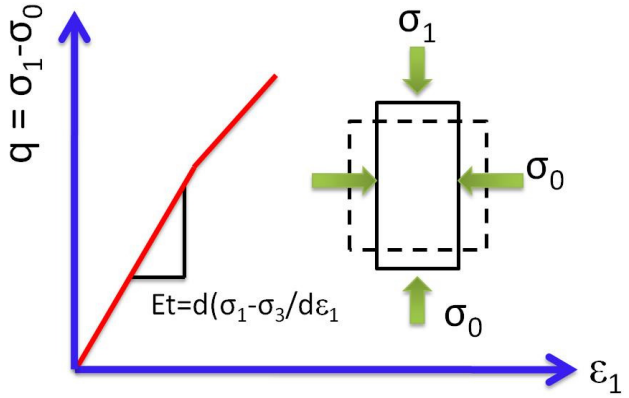
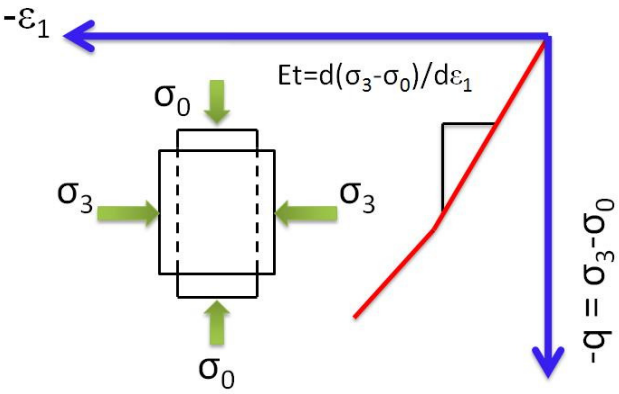
Type d'essai	Description	Diagramme
Pression uni axiale	Chargement σ_1 suivant l'axe vertical. $\sigma_2 = \sigma_3 = 0$. Le module d'Young est déterminé par la relation suivante : $E = \left(\frac{d\sigma_1}{d\varepsilon_1} \right)_{\varepsilon_1 = 0}$	
Compression hydrostatique	Chargement le long de la trisectrice de l'espace des contraintes principales suivant les mêmes incréments $\sigma_0 = \sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$. $\varepsilon_{vol} = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3$. Le module de compressibilité est déterminé par la relation suivante : $K = \left(\frac{d\sigma_0}{d\varepsilon_{vol}} \right)_{\varepsilon_{vol} = 0}$ Le module d'Young s'obtient par l'expression : $E = 3K(1 - 2\nu)$ ν est le coefficient de Poisson du matériau testé.	
Cisaillement simple	Après une pression hydrostatique $\sigma_0 = \sigma_{oct}$ $(\sigma_{oct} = \lvert \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3 \rvert)$ maintenue constante, deux des trois contraintes axiales sont variées $(\Delta\sigma_1 = -\Delta\sigma_3$ et $\Delta\sigma_2 = 0)$. Le module de cisaillement simple est déterminé par la relation suivante : $G = \left(\frac{d\sigma_{12}}{d\varepsilon_{12}} \right)_{\varepsilon_{12} = 0}$ Le module d'Young s'obtient par l'expression : $E = 2G(1 + \nu)$	

Tableau I-1. (Suite). Expression de dσ/dε suivant le type d'essais de laboratoire

Compression œdométrique	Chargement σ_1 et considérons $\varepsilon_2 = \varepsilon_3 = 0$ (essai de consolidation). Le module œdométrique est défini par : $E_{oed} = \left(\frac{d\sigma_1}{d\varepsilon_1} \right)_{\varepsilon_1 = 0}$ Ce module est relié au module d'Young par l'expression (élasticité linéaire) : $E_{oed} = \frac{(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)} E$ si $\nu = \nu' = 0{,}33$ alors $E_{oed} = (3/2)\, E'$ si $\nu = \nu_u = 0{,}5$ (ce qui traduit l'incompressibilité) alors $E_{oed} \rightarrow \infty$ (le sol non drainé est incompressible)	
Compression triaxiale	Après une pression hydrostatique jusqu'à σ_0 ($\sigma_0 = \sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$), σ_1 est augmentée tandis que σ_2 et σ_3 sont maintenues constantes égales à σ_0. Le module d'Young en compression triaxiale est déterminé par la relation : $E = \left(\frac{d(\sigma_1 - \sigma_3)}{d\varepsilon_1} \right)_{\varepsilon_1 = 0}$	
Extension triaxiale	Après une pression hydrostatique jusqu'à σ_0 ($\sigma_0 = \sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$), $\sigma_2 = \sigma_3$ sont augmentées tandis que σ_1 est maintenue constante égale à σ_0. Le module d'Young en extension triaxiale est déterminé par la relation : $E = \left(\frac{d(\sigma_3 - \sigma_0)}{d\varepsilon_1} \right)_{\varepsilon_1 = 0}$	

3.2.1. Essai de compressibilité à l'oedomètre (norme XP P 94-090-1)

L'essai à l'oedomètre consiste à appliquer à un échantillon de sol une succession de charges correspondant à des pressions verticales σ_v généralement comprises entre 5 et 1000 kPa (1MPa). La variation de volume de l'éprouvette correspond à :

$$\varepsilon_{zz} = \frac{\Delta h}{h} = \frac{\Delta v}{v} = \frac{\Delta e}{1+e} \qquad \text{I-8}$$

La courbe de compressibilité oedométrique est la courbe continue qui relie les points expérimentaux d'une mesure réalisée conventionnellement, représentés dans le diagramme (e, lg σ_v) en échelle semi-logarithmique, e étant l'indice des vides de l'éprouvette à la fin du palier de chargement sous σ_v (Figure I-5). Sur cette courbe, plusieurs indices peuvent être déterminés, comme l'indice de recompression (ou de gonflement) C_s, l'indice de compression C_c, la contrainte de pré-consolidation σ'_p ainsi que l'indice des vides des sols en place e_0.

L'échantillon de hauteur h_0 est en équilibre sous l'action d'une pression σ, on augmente cette pression de $\Delta\sigma$, la hauteur de l'échantillon varie alors de $\Delta h = (h - h_0)$. Par définition, le module œdométrique sécant drainé a pour expression :

$$E_{oed.}^{séc.} = -\frac{\Delta\sigma}{\Delta h / h_0} \qquad \text{I-9}$$

L'inverse du module oedométrique est le coefficient de compressibilité $m_v = 1/E_{oed}$. On donne les modules œdométriques de différents types de sols soumis à des contraintes inférieures à 1 MPa, d'après Costet et Sanglerat (1981) :

- Sable 10 à 300 MPa
- Argile raide 1,5 à 10 MPa
- Argile molle 0,1 à 1 MPa

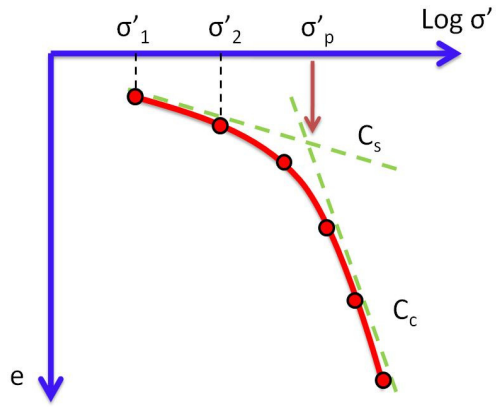


Figure I-5. Courbe type de compressibilité oedométrique

3.2.2. Essai triaxial de révolution

Le module de déformation de l'essai triaxial (tangent d'une part et sécant d'autre part) s'exprime comme le rapport d'un accroissement de la contrainte déviatorique q à un accroissement de déformation axiale ε_1.

Le module tangent est la pente de la tangente à la courbe déviateur-déformation (q, ε_1) correspondant à un certain niveau de déformation x (Figure I-6) : le module tangent à la

rupture est nul et près de l'état initial, on peut estimer par extrapolation la valeur du module tangent initial.

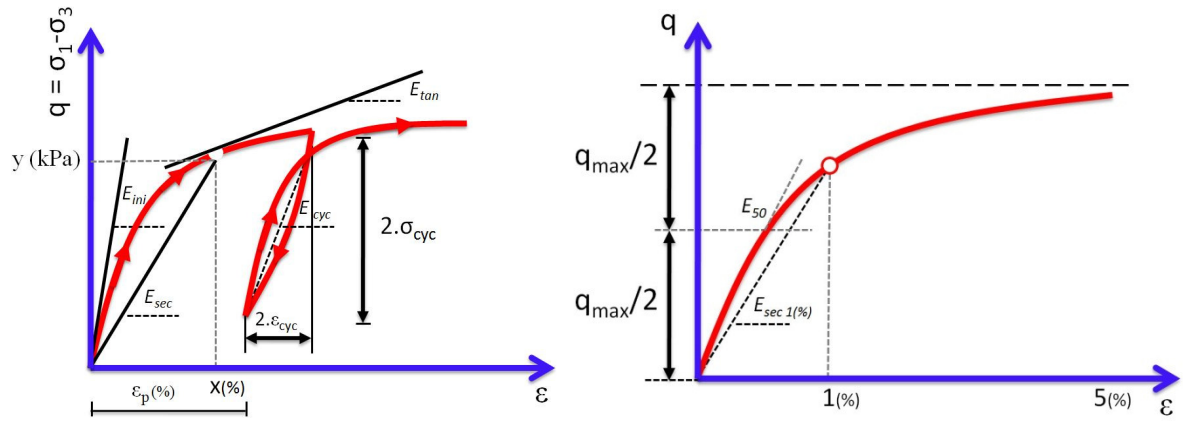


Figure I-6. Définition des modules triaxiaux (Arbaoui, 2003)

Le module sécant est la pente de la droite qui joint l'origine au point correspondant à une déformation *x* (%) donnée ou à un niveau de contrainte donné *y* (kPa). Les modules les plus souvent utilisés (Figure I-6) sont calculés pour 1 % ou 5 % de déformation et pour 50 % de la résistance au cisaillement q_{maxi} disponible (module de Casagrande : E_{50}).

Le module tangent à l'origine de la courbe contrainte-déformation, est généralement assimilé au module d'Young, associé au modèle élastoplastique parfait de Mohr-Coulomb ou de Drucker-Prager. Pour le matériau élastique linéaire « idéal », le module d'Young E est constant et égal à la pente de la courbe contrainte-déformation. Cependant, le sol a un comportement non linéaire dans le domaine élastique. Dans le Tableau I-2, sont présentés les modules d'Young pour différents types de sol selon plusieurs auteurs.

Tableau I-2. Module d'Young pour quelques sols

Matériau	Moduled'Young (MPa)	Auteurs
Sable dense	50-80	(Bowles, 1988), (Cernica, 1995), (Hunt, 1986), (Hallam et al. 1978)
Sable limoneux	5-20	(Bowles, 1988)
Sable lâche	10-30 10-25 20-80 10-40	(Hunt, 1986) (Converse, 1962) et (Bowles, 1988) (Hallam et al. 1978) (Mestat, 1995)
Argile très molle Argile molle	0,3-15 2-25	 (Bowles, 1988)
Argile raide Argile très raide Argile sableuse	7-20 50-100 25-250	(Hunt, 1986) (Bowles, 1988)
Limon	2-20	(Hallam et al. 1978), (Hunt, 1986) et (Bowles, 1988)
Limon mou Limon semi ferme	4-8 5-200	 (Hallam et al. 1978)

L'interprétation des courbes expérimentales (essais triaxiaux) montre donc que la notion de module dépend fortement du chemin de contraintes choisi, ce qui est contradictoire avec

l'hypothèse d'un comportement élastique même non linéaire. Le problème de la détermination d'un module d'Young se résume souvent à choisir entre un module estimé dans une phase de chargement (dans un domaine supposé élastique) et un module estimé dans un cycle de déchargement-rechargement (E_{cyc}) (Arbaoui, 2003).

3.2. Détermination des modules de déformation au moyen d'essais in situ

L'utilisation des essais in situ est largement employée pour caractériser les géomatériaux, pour les raisons suivantes :

a. Ils sont plus rapides que les essais au laboratoire ;
b. Les résultats sont disponibles immédiatement ;
c. Une grande quantité de données est obtenue ;
d. La variabilité horizontale et verticale du site peut être évaluée ;
e. Ils permettent de s'affranchir des aléas résultant des prélèvements d'échantillons.

A cause de ces avantages, les essais in situ sont devenus beaucoup plus utilisés dans les dernières années. Surtout avec le développement des instrumentations spéciales (électriques, mécaniques, pneumatiques ou hydrauliques) et l'enregistrement des données automatisé.

Cependant les essais in situ se heurtent à plusieurs difficultés : pour le pressiomètre et les essais de type plaque, le forage préalable remanie le terrain autour de l'appareil de mesure. Pour les essais de pénétration, le terrain est perturbé par le fonçage de la pointe. Les techniques d'auto forage (comme le pressiomètre autoforeur) et les techniques de vissage (comme l'essai de plaque vissée) sont une amélioration significative. Les essais permettant de connaître la déformabilité du sol sont les essais de type plaque, les essais pressiométriques, les essais de pénétration (CPT, SPT) et les essais sismiques.

4. Essai pressiométrique Ménard (norme NF P 94-110-1)

Suivant le type de sollicitation exercée sur le sol, on distingue plusieurs familles d'essais, parmi elles les essais d'expansion de sonde (cellule) cylindrique ou pressiométrique. Le terme de pressiomètre fut utilisé pour la première fois par Ménard en 1955 mais le premier pressiomètre en tant que tel fut celui mis au point par Kögler en 1933 (Amar et al. 1990). Ce n'est qu'en 1957, lorsque Ménard créa une société pour la fabrication et l'utilisation de ses pressiomètres brevetés à trois cellules, qu'ils furent employés pour le dimensionnement direct des fondations. L'essai pressiométrique est normalisé et son mode opératoire est spécifié par la norme française *NF P 94-110-1*.

Un pressiométre comporte trois parties (Figure I-7) :

a. Le contrôleur pression volume (CPV) placé en surface auprès du forage permet de dilater la sonde et de mesurer la relation pression déformation correspondante. Dans un CPV on distingue les organes essentiels suivants :
    - une bouteille de gaz sous pression et un mano-détenteur ;
    - un indicateur de volume permettant d'apprécier au moins le cm^3 ;
    - une série de manomètres adaptés aux pressions à mesurer.

b. La sonde qui comporte trois cellules. La cellule centrale, dite de mesure, gonflée à l'eau et deux cellules d'extrémité dites cellules de garde gonflées au gaz. La cellule de mesure a un diamètre extérieur de 5,8 cm et une longueur de 21 cm.

c. Les tubulures de connexion qui relient le CPV et la sonde. Il s'agit de deux tubes plastiques semi-rigides servant à conduire l'eau et le gaz sous pression.

La majorité des essais au pressiomètre sert à la détermination de deux paramètres principaux : un module de déformation noté E_M et la pression limite notée p_l du sol testé. L'essai est également interprété quantitativement en terme de résistance au cisaillement du sol.

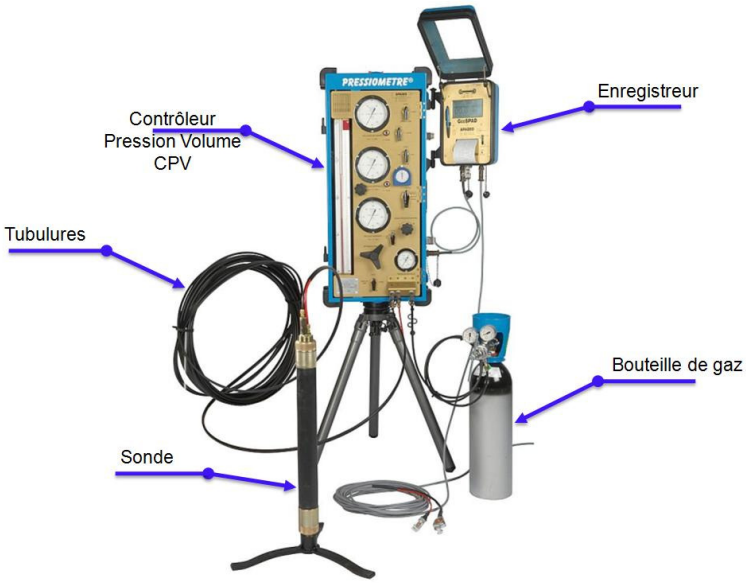


Figure I-7. Appareillage de l'essai au pressiomètre

Parmi les reproches formulés à l'encontre du pressiomètre, l'un concerne plus particulièrement le mode de mise en place de la sonde et les risques de remaniement du terrain lors de l'exécution du forage préalable. C'est dans le but d'éliminer les inconvénients résultant de cette méthode de mise en place que trois catégories de pressiomètres reposant sur leur méthode de mise en place ont été conçues. Il s'agit des pressiomètres autoforeurs (*PAF*) où les essais sont réalisés soit à pression contrôlée soit à déformation contrôlée et des pressiomètres foncés (*PMF*) conçus à l'origine pour des utilisations en mer. Parmi ces derniers le pressio-pénétromètre notamment utilisé par (Amar et al. 1983).

L'essai pressiométrique Ménard consiste à dilater la sonde par paliers d'incréments égaux, maintenus chacun pendant 1 minute (durée recommandée en France), et à noter les déformations résultantes de la sonde de mesure. Les lectures de volume sont prises à 1, 15, 30 et 60 secondes après la fin de la mise à pression. L'essai est mené jusqu'à l'obtention d'une variation de volume de la sonde égale au volume initial de la sonde ($\Delta V/V_0 = 1$). Après les diverses corrections portant sur la pression et la variation de volume, on trace une courbe d'essai dans un diagramme (p, V), comme pour tout essai à contraintes contrôlées, dite courbe de comportement pressiométrique (Figure I-8).

La courbe pressiométrique permet de déterminer le module de déformation ou le module Ménard. Celui-ci est un module moyen calculé d'après la théorie élastique d'expansion d'une cavité cylindrique à partir de l'équation ci-dessous dans laquelle ($V_0 + V_m$) est le volume de la cavité à l'instant où le rapport $\Delta p/\Delta V$ est mesuré, pourvu que cette mesure soit effectuée pendant la phase pseudo-élastique de l'essai. En outre, $\Delta p/\Delta V$ est l'inverse de la pente de la partie linéaire de la courbe et ν le coefficient de Poisson du sol.

$$E_M = 2\,(1+\nu)(V_0 + V_m)\,\frac{\Delta p}{\Delta V} \qquad \text{I-10}$$

Les deux caractéristiques E_M et la pression limite p_l (Figure I-8) mesurées sur un sondage (mètre par mètre) sont reportées sur un même graphique, comportant les informations relatives au matériel utilisé, ainsi que la nature des terrains rencontrés (grâce à l'opération de forage préalable) et le niveau de la nappe. Des plages habituelles des caractéristiques E_M et p_l pour les principaux types de sols sont données dans (Cassan, 1988). A titre d'exemple, pour les limons E_M varie de 2 à 10 MPa et p_l de 0,2 à 1,5 MPa et pour les sables et graviers E_M varie de 8 à 40 MPa et p_l de 1,2 à 5 MPa.

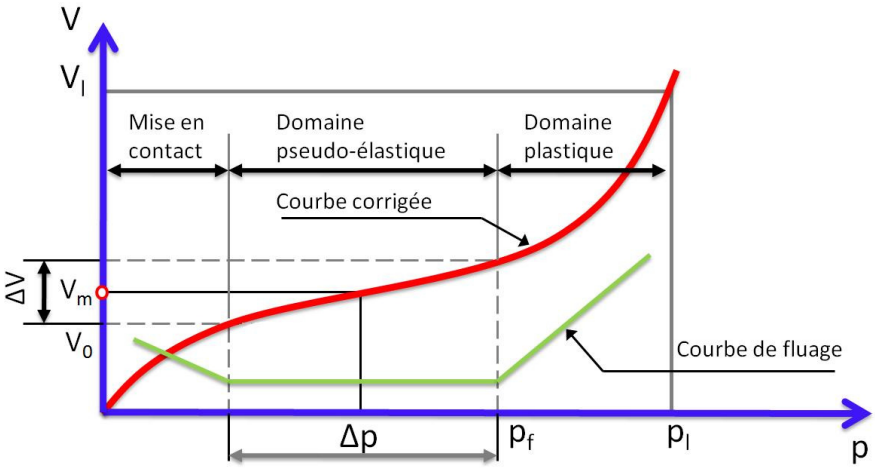


Figure I-8. Courbe pressiométrique corrigée

En pratique, on réalise souvent un cycle de déchargement/rechargement dans la phase pseudo-élastique. D'autres procédures d'essai consistent à procéder à des cycles de déchargement et de rechargement à des paliers à expansion constante. Les résultats sont présentés sous forme d'une courbe volume-pression. L'allure de cette courbe montre si le terrain est ou non sensible aux efforts cycliques. Cette sensibilité s'exprime par le rapport des valeurs du module mesuré avant et après l'application du chargement cyclique. Ces essais spéciaux servent à déterminer l'influence d'un comportement cyclique sur le module et les paramètres de consolidation.

Les paramètres obtenus au *pressiomètre Ménard* dépendent des conventions adoptées pour la procédure d'essai, comme c'est d'ailleurs le cas pour d'autres types d'essais (contrôle des contraintes ou des déformations, durée de l'essai,…). Le module Ménard ne constitue pas ce que l'on appelle un paramètre intrinsèque du sol. Il n'est donc pas utilisé directement pour résoudre des problèmes d'élasticité, puisqu'il est affecté par le remaniement du sol dû à l'installation et par la réponse micro-plastique du sol pendant l'expansion d'une cavité cylindrique (Ménard et Rousseau, 1962).

Les caractéristiques pressiométriques Ménard sont uniquement utilisées avec les règles de dimensionnement des fondations (semi-empiriques reposant en partie sur une base théorique et en partie sur le comportement observé des fondations) élaborées par Ménard. Celles-ci fournissent directement, par application de formules bien établies, le tassement et la valeur du taux de travail admissible (capacité portante sous chargement), tant pour le cas des fondations superficielles, que pour le cas des fondations profondes. Cependant, il est possible de trouver des corrélations (suivant la nature des sols) entre essais pressiométriques et essais de laboratoire (rapport E_{oed}/E_M, modules déterminés dans la même plage de contraintes, équation

I-18) d'une part, et *in situ* d'autre part (comme par exemple l'essai de pénétration statique, à savoir le rapport q_c/p_l).

$$E_M = \alpha \times E_{oed} \qquad \text{I-11}$$

Les valeurs numériques du coefficient α dépendent de la nature et de l'état du sol. Elles sont données dans le Tableau I-3.

Tableau I-3. Coefficient rhéologique du sol

Type	Tourbe	Argile		Limon		Sable		Sable et gravier		Roche	
	α	E/pl	α	E/pl	α	E/pl	α	E/pl	α	Type	α
Surconsolidé, très serré	—	> 16	1	> 14	2/3	> 12	½	> 10	1/3	Très peu fracturé Normal	2/3 ½
Normalement consolidé, normalement serré	1	9-16	2/3	8-14	1/2	7-12	1/3	6-10	1/4	Très fracturé	1/3
Sous-consolidé, altéré	—	7-9	1/2	5-8	½	5-7	1/3		—	Très altéré	2/3

Le Tableau I-4 regroupe quelques avantages et inconvénients de l'essai pressiométrique

Tableau I-4. Avantages et inconvénient de l'essai pressiométrique

Avantages	Inconvénients
Base théorique pour déterminer les paramètres	Procédure compliquée
Zone de sol testée plus large que d'autres essais	Nécessitant un haut niveau d'expertise
Des paramètres de résistance et de déformabilité	Essai cher et long
Utilisé pour dimensionner les fondations	Délicat et s'endommage rapidement

3.2.2. Essais de type plaque

Se placent dans cette catégorie d'essais dit de chargement les « essais à la table avec plaque d'essai métallique ronde ou carrée » pour les fondations (fondation superficielle et profonde) et en technique routière, les « essais à la plaque essentiellement rigide : disque métallique épais renforcé de raidisseurs ». Les essais à la table, quoique moins onéreux que les essais en vraie grandeur d'ouvrage de fondation coûtent néanmoins relativement cher, nécessitent des manutentions et un matériel imposant, et s'avèrent en général assez longs. Pour ces raisons, ils ne peuvent être réalisés qu'en très petit nombre et à faible profondeur ce qui limite leur intérêt dans une étude préalable, car d'une part, vu la petite dimension des surfaces de charge ils n'intéressent qu'une faible épaisseur de sol, et d'autre part, eu égard à leur nombre très limité ils ne peuvent rendre compte de l'hétérogénéité du sol. C'est pourquoi, après avoir connu leurs heures de gloire, ils ne sont plus utilisés aujourd'hui que comme des essais de contrôle sur chantier.

3.2.2.1.Essai statique de chargement de plaque

Cet essai est destiné à fixer la contrainte admissible pour le sol de fondation. Il est basé sur la détermination expérimentale de la contrainte de rupture. L'essai statique de chargement doit

être exécuté à la même profondeur que la fondation future et doit être poussé jusqu'à rupture constatée par une augmentation immédiate et importante du tassement sous charge constante. Dans le cas des fondations superficielles, si la construction comporte un sous-sol, dont l'excavation est exécutée : il suffit alors de préparer un puits ayant le diamètre minimum et une profondeur égale à celle des fondations.

Si l'excavation n'est pas exécutée ou s'il n'y a pas de sous-sol, on doit alors préparer un puits de côté égal à dix fois le diamètre de la plaque et ayant la profondeur de l'excavation. Les essais sont habituellement effectués au moyen d'un matériel comprenant un plateau relié au fût central, sur lequel des charges doivent être placées sans choc et symétriquement. Un deuxième procédé permet la mise en charge progressive au moyen d'un vérin qui peut prendre appui sur une plate forme rigide préalablement chargée d'un poids suffisant pour atteindre la rupture du sol (Figure I-9).

Dans le cas des fondations profondes, il n'est pas possible de procéder à un essai portant sur la surface du puits. On doit donc se contenter d'un essai sur surface réduite de 20 cm de diamètre par exemple. Un premier procédé consiste à descendre le puits jusqu'à la profondeur de la fondation et d'y placer la plaque (Figure I-10.a). Le fût est entouré d'un chemisage épousant sa forme et réservant un jeu de quelques millimètres. Ensuite on remblaie en pilonnant le sol excavé sur une hauteur égale à six fois au minimum le diamètre de la plaque. Un deuxième procédé (Figure I-10.b) consiste à arrêter la fouille du puits à une profondeur inférieure à sa profondeur définitive. On descend alors, en excavant, un tube de 20 à 30 cm de diamètre à la profondeur de la fondation qui doit être au minimum égale à six diamètres ou à une fois la largeur du puits.

On trouvera dans les Annales de l'Institut Technique du BTP (BTP, 1956) plus d'informations sur cette méthode de reconnaissance. Le but de l'essai étant d'obtenir *in situ* une relation expérimentale entre contraintes et enfoncements jusqu'à rupture (de charge en charge de durée donnée, on arrive au poinçonnement du sol), les résultats de l'essai se présentent donc sous la forme d'une courbe pression-tassement obtenue en portant en abscisses les pressions moyennes p sous la plaque d'essai (rayon R), et en ordonnées les tassements correspondants notés w (Figure I-11).

On voit apparaître une première phase où les déplacements, en général de faible amplitude, sont approximativement proportionnels aux pressions. Le sol réagit de façon quasi-élastique. Au delà, la courbe s'incurve et l'on observe une direction asymptotique. Théoriquement la courbe devrait admettre une asymptote qui correspond à la limite de rupture du sol. Dans la phase considérée élastique, on peut calculer un module de déformation à partir de la formule classique de Boussinesq.

$$E = \frac{\pi}{2}(1-\nu^2)\, R \frac{\Delta p}{\Delta w} \qquad \text{I-12}$$

Il est de plus en plus fréquent à l'heure actuelle d'effectuer une boucle de déchargement-rechargement (essai alterné) dont l'analyse apporte des renseignements intéressants. Cette alternance n'altère en rien la valeur finale de la contrainte de rupture, mais permet de préciser le comportement pseudo-élastique du sol testé.

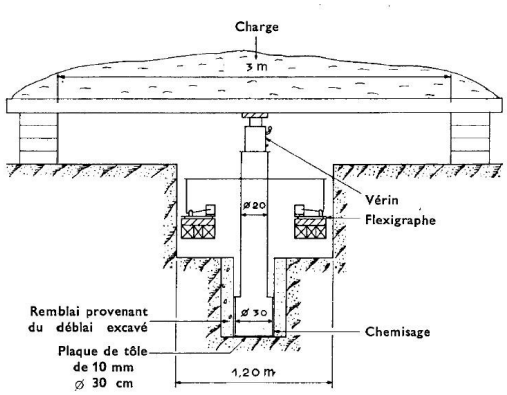
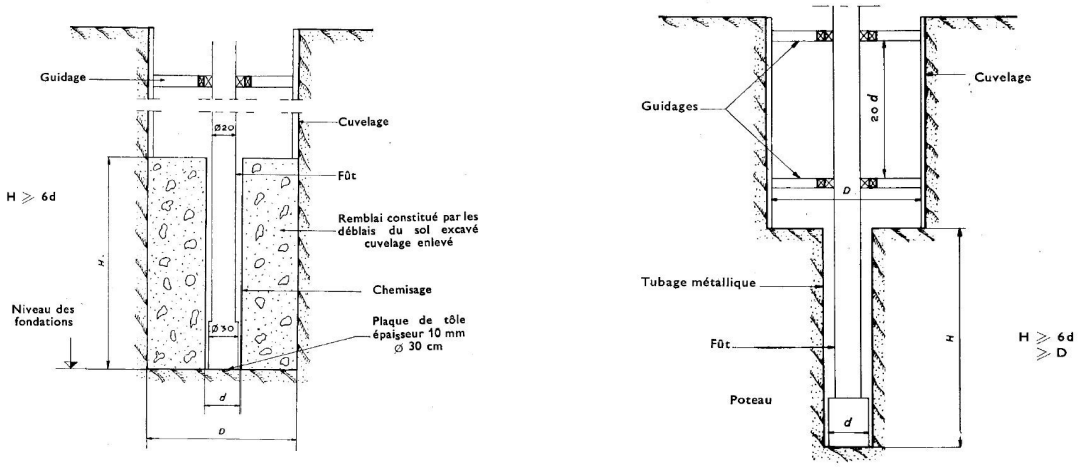


Figure I-9. Essai de chargement statique d'une plaque superficielles (BTP, 1956)



(a) Premier procédé (b) Deuxième procédé

Figure I-10. Essai de plaque dans les puits – cas des fondations profondes (BTP, 1956)

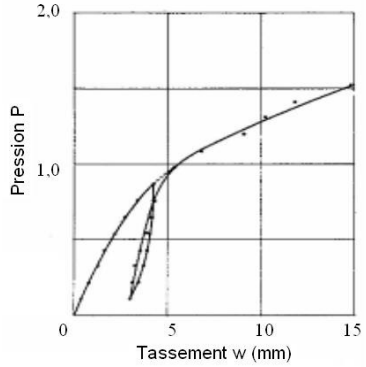


Figure I-11. Courbe pression-tassement type (BTP, 1956)

3.2.2.2.Essai de plaque de Westergaard (NF P94-117-3)

C'est un essai de chargement effectué à la surface du sol à l'aide d'une plaque rigide circulaire. L'essai consiste à mesurer l'enfoncement (la déflexion) de la plaque sous l'application de charges statiques suivant un programme de chargement qui impose, soit les charges, soit les enfoncements. L'essai est réalisé au moyen d'une plaque rigide circulaire de diamètre 600 mm, 750 mm ou 762 mm *(NF P94-117-3).* Cette plaque est chargée à l'aide d'un vérin qui, généralement, prend réaction sur un véhicule lesté ou tout système dont la masse permet d'appliquer sous la plaque une pression d'au moins 0,1 MPa (Figure I-12). L'enfoncement de la plaque est mesuré par trois comparateurs mécaniques qui sont reliés à une base fixe non influencée par les mouvements du sol autour de la plaque lors de son chargement.

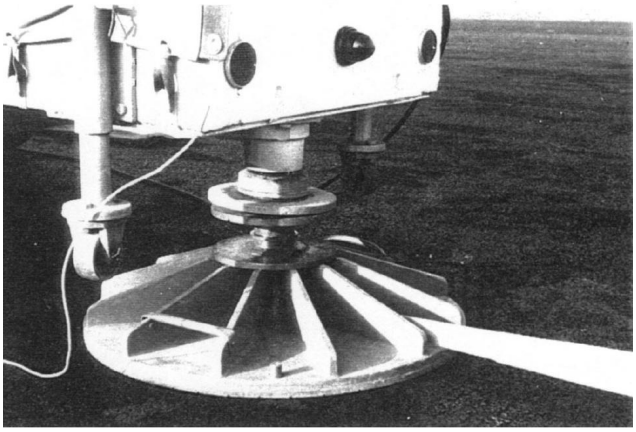


Figure I-12. Essai de plaque de Westergaard

La plaque est posée sur un sol aplani, si nécessaire après interposition d'une mince couche de sable. Elle reçoit une première charge de 10 kPa (poids de la plaque inclus) que l'on maintient jusqu'à stabilisation. La plaque est ensuite chargée à 70 kPa et cette charge est maintenue jusqu'à la stabilisation du tassement.
Par définition, le coefficient de réaction, dit encore coefficient de Westergaard, est le quotient

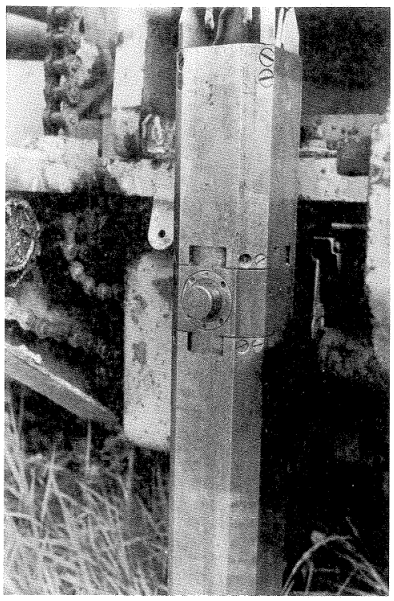
$$Kw = (P/e) \times (\Phi/762) \qquad \text{I-13}$$

Où **:**
P : représente la pression moyenne exercée sous la plaque chargée, exprimée en kPa (70 kPa)
e : représente l'enfoncement provoqué par le chargement de la plaque, exprimé en mm
Φ : représente le diamètre de la plaque utilisée pour l'essai, exprimé en mm.

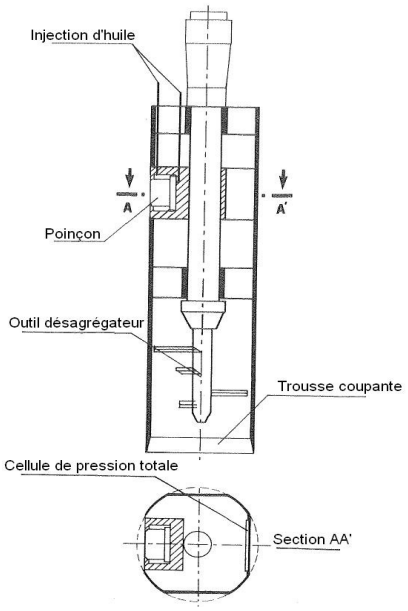
3.2.2.3.Pénétromètre latéral autoforeur (PENLAT)

La technique de l'autoforage est apparue en France en 1972 et a été développée par Baguelin et Jézéquel. Cette technique a permis de développer toute une famille d'appareils destinés à soumettre les sols à des sollicitations très diverses, avec un minimum de remaniement. Parmi ces appareils, le pénétromètre latéral autoforeur (1977), PENLAT en abréviation. Les appareils autoforeurs se composent tous de trois parties appelées chacune module : le *module d'autoforage* constitué d'un carottier, le *module de mesure* interchangeable permettant d'obtenir à chaque niveau d'essai une courbe contrainte-déplacement et le *module de fonçage* ou *de guidage* permettant de vaincre les forces qui s'opposent à la pénétration de l'appareil.

Dans le cas du PENLAT, le module de mesure est constitué d'un cylindre d'acier indéformable comportant une petite fenêtre de section circulaire (10 cm²) à travers laquelle un poinçon (rayon R =18 mm) se déplace horizontalement par vérinage, vers le terrain testé (Figure I-13.a). La course maximale noté y_m atteinte par le poinçon est de 16 mm. Une cellule de pression totale (capteur de pression) est disposée sur la face diamétralement opposée au poinçon (Figure I-13.b). Les modules d'autoforage et de fonçage sont des modules classiques et s'inscrivent dans un cercle de 132 mm de diamètre. L'appareil désagrégateur interne est sensiblement renforcé pour le cas des sols compacts.



a. Prototype du pénétromètre latéral avec son poinçon en position sortie



b. Schéma de principe du pénétromètre latéral (Baguelin et Jézéquel, 1977)

Figure I-13. Pénétromètre latéral autoforeur

Ce type de pénétromètre permet de réaliser un essai de poinçonnement horizontal et non plus vertical. Il permet ainsi d'effectuer un chargement de type plaque en s'affranchissant en particulier du remaniement du fait de l'utilisation de l'autoforage (Baguelin et Jézéquel, 1977). Cet essai peut être réalisé à tous les niveaux dans les sols fins vierges mous ou très raides. A chaque niveau, une courbe de poinçonnement horizontal du terrain (pression p_q -déplacement y du poinçon) est obtenue. Cette courbe transformée en courbe pression p_q -déplacement relatif $a = y/R$ exprimé en % permet de définir un paramètre de résistance (résistance limite au poinçonnement p_{ql}) et un paramètre de déformabilité. En particulier, par analogie avec la théorie élastique, un module de déformation linéaire noté E_{qa} (module sécant pour un taux de déplacement relatif a) est défini par les auteurs. La valeur p_{ql} mesurée au PENLAT est celle obtenue pour le déplacement relatif maximum possible à l'aide de ce prototype, soit ici près de 100 % ($p_{ql} = p_{q100}$). Le rapport q_c / p_{ql} est notamment examiné (q_c étant la moyenne des résistances statiques de pointe mesurées au pénétromètre statique sur cinq profils pénétrométriques voisins).

La procédure d'essai au pénétromètre latéral autoforeur est la suivante :

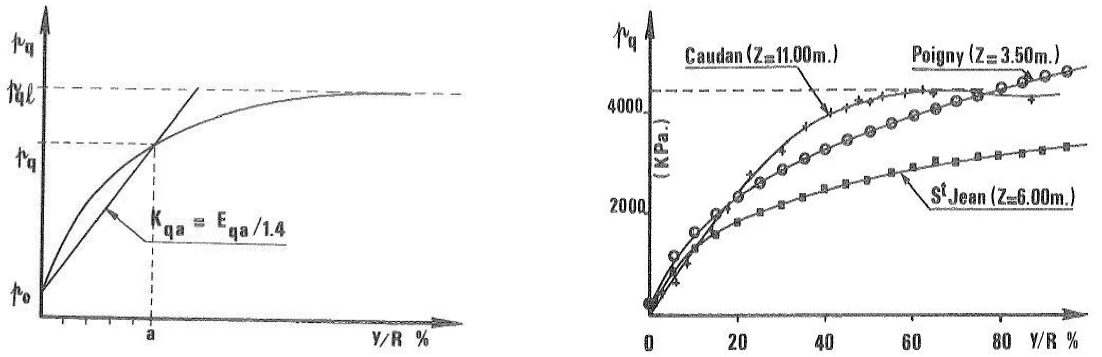
- Autoforage : l'appareil est descendu à la cote d'essai par autoforage, l'extrémité du poinçon étant rigoureusement dans le prolongement de la trousse coupante du carottier.
- Essai de poinçonnement (pilotage en déplacement) : la procédure d'autoforage étant stoppée, le poinçon est déplacé vers le terrain grâce à un vérin hydraulique, la vitesse d'essai en principe faible n'est cependant pas indiquée par les auteurs. Simultanément la pression nécessaire et le déplacement résultant sont mesurés à l'aide de capteurs d'acquisition des données incorporés dans le module de mesure (sonde). La pression maximale pouvant être atteinte est de 25000 kPa.
- La course maximale atteinte (16 mm), le poinçon est rétracté et la sonde est descendue par autoforage à la nouvelle cote d'essai. Cet essai se trouve principalement limité par la profondeur d'enfoncement du poinçon.

Ci-dessous on donne l'allure des courbes de poinçonnement et la définition des paramètres mesurés. La courbe de poinçonnement donnant la pression p_q en fonction du déplacement relatif *y/R* (déformation) exprimé en % est présentée sur la Figure I-14.a. Baguelin et Jézéquel ont étudié trois sites expérimentaux possédant des zones homogènes (arène granitique de Caudan, sable de Loire de Saint-Jean de la Croix et argile de Poigny). Quelques courbes expérimentales sont montrées sur la Figure I-14.b.

La courbe de la Figure I-14.a, a une concavité monotone tournée vers l'axe des déplacements relatifs. Elle est régulière et ne présente aucun changement brutal de pente. L'origine de la courbe correspond à une pression p_0 qui représente théoriquement la pression totale horizontale des terres au repos. Pour les très grandes déformations, elle tend asymptotiquement vers une résistance limite au poinçonnement p_{ql}. Dans la phase initiale du chargement, des modules de poinçonnement notés K_{qa} sont définis par :

$$K_{qa} = \frac{p_{qa} - p_0}{a} \qquad \text{I-14}$$

Où a est la déformation relative *y/R* correspondant à la pression p_{qa}.



a. Courbe de poinçonnement type et définition des caractéristiques mesurées

b. Courbes relatives à chacun des sites étudiés

Figure I-14. Courbes expérimentales au PENLAT

Par analogie avec la théorie de Boussinesq, les modules de déformation linéaire sont calculés par la relation :

$$E_{qa} = \frac{\pi}{2}\left(1-\nu^2\right) K_{qa} \approx 1{,}4\, K_{qa} \qquad pour\ \nu = 0{,}33 \qquad \text{I-15}$$

Les modules de déformation linéaire E_{qa} déterminés par le PENLAT sont supérieurs à ceux mesurés avec les essais pressiomètres. Cependant, la comparaison avec l'essai au pénétromètre statique montre que :

- à part quelques essais sur le site de Caudan, la résistance au poinçonnement mobilisée pour la déformation relative de 100 % est très inférieure à q_c, l'écart dépendant d'ailleurs de la nature du sol. Les auteurs ne concluent pas pour autant que q_c est supérieur à p_{ql} au PENLAT puisque aucune courbe des deux autres sites expérimentaux n'a atteint la valeur asymptotique (Figure I-14.a et Figure I-14.b). Sur Caudan, toutes les courbes présentent d'après les auteurs une valeur asymptotique (asymptote horizontale) pour 80 ou 100 %. Toutefois le rapport q_c / p_{ql} pour ce site est de 1,35 au lieu de 1. Ce rapport de 1,35 est mis sur le compte soit d'un phénomène physique inconnu soit de l'hétérogénéité très marquée sur ce site.

- quoi qu'il en soit, Baguelin et Jézéquel concluent que la résistance limite au poinçonnement est obtenue pour des pourcentages de déformation y/R très variables d'un type de sol à l'autre, pourcentage qui est au minimum de 100 %. Ainsi, ils suggèrent la réalisation d'un autre prototype PENLAT dont le poinçon de 10 cm² pourrait atteindre un déplacement relatif de 400 % (la course maximale y_m atteinte par le poinçon serait alors de 64 mm au lieu de 16 mm).

- le module de déformation E_{q5} (déformation relative a de 5 %) mesuré au PENLAT tombe sensiblement dans la fourchette des modules E_s recommandés pour les sables par divers auteurs à partir de la formule de Buisman. Dans le site d'argile en revanche la différence entre E_{q5} et E_s est importante.

3.2.2.4.Essai de plaque auto-forée

Un reproche peut être formulé à l'encontre des essais de chargement de plaque en fond de trou (fond de fouille), celui-ci concerne plus particulièrement le mode de mise en place de la plaque et le remaniement du terrain lors de l'exécution du forage préalable. La solution du battage direct d'une plaque rigide classique de dimensions importantes n'est pas envisageable. Aussi, l'utilisation d'une plaque de diamètre beaucoup plus faible pour cette méthode est nécessaire. Mais son installation présentera toujours des inconvénients (densification et remaniement plus ou moins importants).

L'autoforage ou le vissage sont les solutions les plus adaptées. La première technique a été notamment employée par Mori (1983), pour réaliser des essais de chargement de type plaque *in situ*, à une profondeur donnée après dissipation d'éventuelles surpressions interstitielles. Les essais ont été conduits avec un appareil autoforeur conçu par l'auteur. L'instrument est doté d'un capteur de pression interstitielle (un piézomètre). La Figure I-15 montre le principe du dispositif de mesure. Deux couteaux rétractables servent d'outil désagrégateur dans un premier temps et lors de la phase d'essai, ils constituent en position rentrée une plaque de 90 mm de diamètre. La courbe pression appliquée-tassement permet de définir un module de déformation.

L'essai de chargement en fond de trou en utilisant le dispositif de Mori peut être réalisé en sol pulvérulent (mou, dense ou très dense) ou cohérent même raide. L'étude présentée (Mori, 1983) concerne un site sableux moyennement à très dense de la cité de Chiba au Japon. Les essais de plaque autoforée (essais de type 1, Figure I-16) ont été menés selon 3 profils espacés de 2 à 4 m, notamment pour vérifier la reproductibilité. En outre, ces essais ont été confrontés à d'autres essais de type plaque de 90 mm de diamètre installée différemment dans le même terrain étudié. Il s'agit d'essais à la plaque en fond de forage préalable à une profondeur x (essais de type 2) et essais à la plaque après son fonçage à partir de la même cote x par pénétration dynamique (essais de type 3).

Les séquences des opérations sont les suivantes : Pour les essais de type 1, une fois l'appareil descendu à la cote d'essai par autoforage et l'extrémité constituant une plaque, la pression interstitielle est mesurée. Après confirmation de la dissipation des surpressions interstitielles, le chargement vertical est appliqué par paliers. Chaque palier est maintenu 20 minutes. L'auteur souligne que les surpressions interstitielles se dissipent lors de l'application de chaque palier au bout de 5 minutes. Le chargement est mené jusqu'à un tassement noté w d'au moins 15 % du diamètre de la plaque noté D. Pour les essais de type 2, un instrument cylindrique descendant une plaque en fond d'un forage tubé est utilisé. La plaque a

rigoureusement les mêmes caractéristiques que celle des essais de type 1. Pour les essais du dernier type, une fois l'essai en fond de forage préalable et tubé terminé, la plaque est battue de 90 cm avant l'essai de chargement statique de celle-ci. La procédure de chargement est identique à la précédente dans les deux derniers types d'essai.

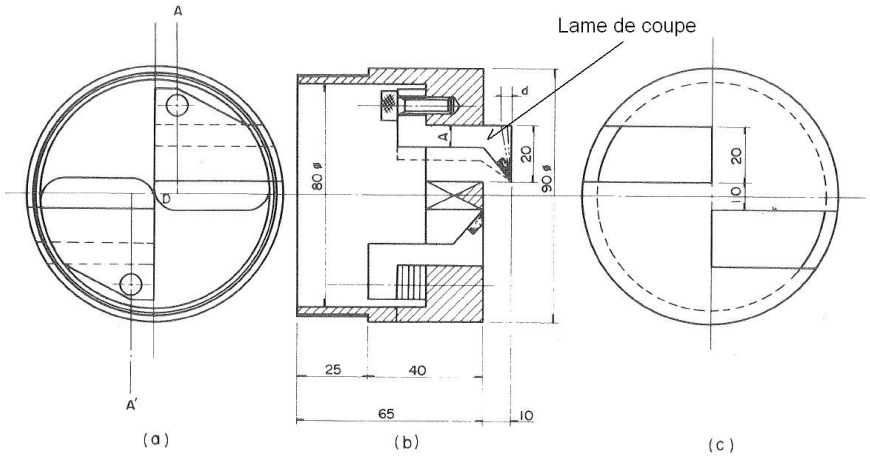


Figure I-15. Schéma des couteaux constituant une plaque rigide (Mori, 1983)

Un exemple de la relation entre la pression q_n et le déplacement relatif normalisé *w*/*D* exprimé en % obtenu avec les trois techniques d'essais est illustré sur la Figure I-16 . La pression q_n représente la pression nette définie par : $q_n = q - \sigma'_{0v}$ où q est la pression appliquée et σ'_{0v} est la contrainte verticale effective initiale régnant à la cote d'essai (niveau de la plaque).

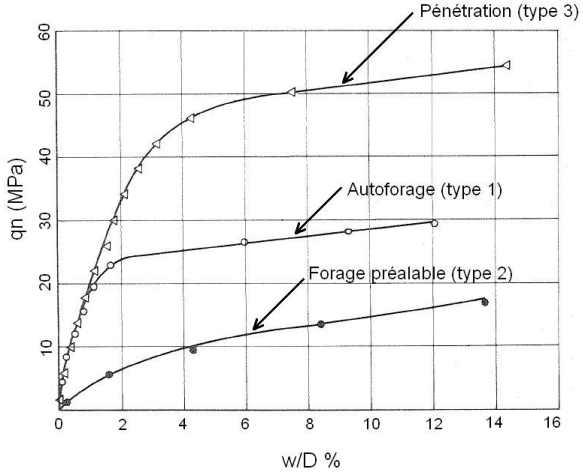


Figure I-16. Courbe pression-déplacement relatif pour le sable (plaque auto-forée)

Il paraît évident que la méthode d'essai a une influence particulière par rapport au remaniement du sol. En effet les courbes sont notablement différentes. Les résultats des essais de type 2 présentent une résistance limite très faible (pression limite notée q_l correspondant à un déplacement relatif de 10 %) : le sable testé réputé dense est devenu lâche à cause du préforage. En revanche, ceux des essais de type 3 indiquent la plus forte résistance du sol : le sable s'est d'avantage densifié durant la pénétration dynamique de la plaque. Les résultats obtenus à la plaque autoforée sont d'après l'auteur les moins entachés par le remaniement et considérés les plus fiables en terme de comportement mécanique *in situ* du sol.
Dans ces configurations d'essai simples, l'application directe de la théorie de l'élasticité linéaire permet de déterminer le tassement *w* analytiquement. En se limitant au milieu élastique homogène semi-infini de module d'élasticité *E* et de coefficient de Poisson ν, le

tassement d'une plaque circulaire rigide de diamètre D ancrée dans ce milieu s'exprime par la formule citée par Mori :

$$w = \frac{\pi}{4}\frac{(1-\nu^2)}{E} D\,(q-\sigma'_{0v}) \quad \Rightarrow \frac{q-\sigma'_{0v}}{w} = \frac{4\,E}{\pi\,(1-\nu^2)\,D} \qquad \text{I-16}$$

En outre, l'auteur considère le coefficient de réaction verticale du sol noté K_s reliant directement le tassement à la contrainte nette. Il s'exprime en MPa/m.

$$q-\sigma'_{0v} = K_s\; w \qquad \text{I-17}$$

Ce coefficient n'est pas une caractéristique intrinsèque du sol mais dépend de la forme et des dimensions de la plaque. D'après les formules ci-dessus, K_s est inversement proportionnel à D. Il est aussi appelé *module de réaction* dans la pratique courante bien qu'il n'ait pas les dimensions d'un module de déformation. Il est souvent mesuré à l'aide d'un essai de chargement à la plaque (type Westergaard par exemple). Par suite, le module de déformation s'exprime par la formule :

$$E = \frac{\pi\,(1-\nu^2)}{4} D\,K_s \qquad \text{I-18}$$

Afin de prendre en compte l'influence de l'encastrement de la plaque autoforée, l'auteur utilise la formule suivante pour déterminer le module de déformation du sol testé :

$$E = \frac{1+\nu}{4\,\pi(1-\nu)}\,K_s \sum_{n=1}^{5} \beta_n Y_n \qquad \text{I-19}$$

Où :
ν est le coefficient de Poisson ; β_n est un paramètre relié au coefficient de Poisson ; Y_n fonction de la profondeur et de la dimension de la plaque ; K_s est le module de réaction défini ici comme la pente de la droite de régression linéaire des trois points initiaux de la courbe observée pression-tassement. Les modules de déformation obtenus en fonction de la cote d'essai et suivant les trois techniques sont montrés sur la Figure I-17 (un profil par procédure expérimentale).

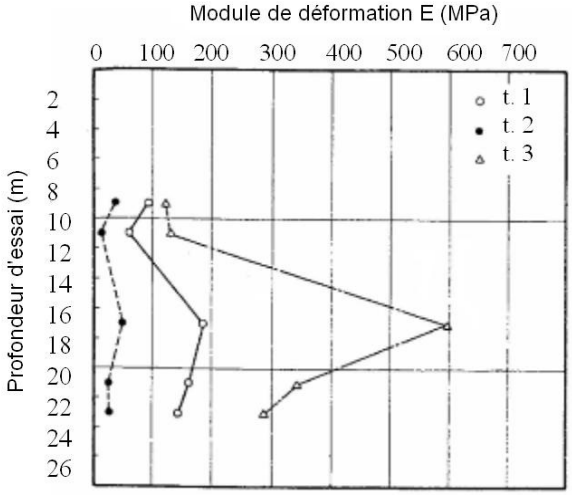


Figure I-17. Modules de déformation des essais de type 1, 2 et 3 (plaque autoforée)

On constate sans surprise que les modules mesurés sont très différents. Le module obtenu avec la technique de plaque auto forée est 2 à 5 fois supérieur à celui de l'essai de plaque en fond d'un forage préalable, même constat en comparant l'essai autoforé et l'essai de plaque battue. Pour conclure, cette technique développée par Mori a l'avantage de créer une surface plane à une profondeur désirée. En outre, cet outil est polyvalent et permet de mesurer un module de déformation horizontal (outil horizontal) et un module vertical (outil vertical) mais l'appareil reste très lourd à utiliser. Cependant, la capacité de mise en place et les résultats dépendent de la nature du sol sous-jacent.

3.2.2.5.Essai de plaque vissée

Cet essai, appelé en anglais « field compressometer » ou « screw plate » lors de son développement par les norvégiens à partir des années cinquante, puis « weigth sounding test » dans le cadre des Eurocodes, est effectué à l'aide d'un système de vis sans fin que l'on charge par l'intermédiaire du train de tige (Figure I-18.b) (Janbu et al., 1973 ; Schwab et Broms, 1977 ; Kay et Mitchell, 1980 ; Kay et Parry, 1982 ; Mitchell et Kay, 1985 ; Brown, 1995 ; Lunne et al., 1997). Dernièrement, Strout et Sennest, 1998a ; Strout et Senneset, 1998b donnent les derniers développements de cet essai qui permet de construire *in situ* une relation charge-déplacement. Cette dernière est obtenue de manière similaire à l'essai à la plaque. Cette technique est plutôt adaptée aux argiles normalement consolidées. Du fait que la plaque est vissée dans le terrain, la réalisation de l'essai dépend de la nature du sol et de la flexion de la plaque dont la rigidité, diminuée par les ouvertures, peut perturber les résultats. Janbu et al. (1973) ont utilisé l'appareillage schématisé sur la Figure I-18.

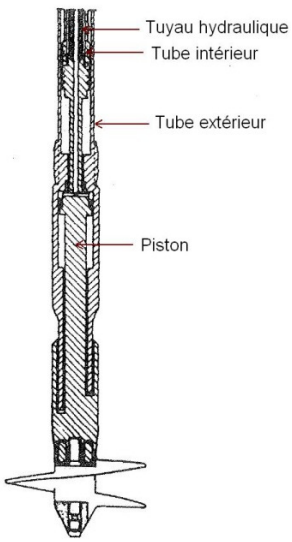
La plaque hélicoïdale de 16 cm de diamètre noté B est préalablement vissée jusqu'à une profondeur désirée, ensuite un essai de plaque typique est mené. Les capteurs de déplacements sont fixés indépendants du bâti de chargement. La pression est appliquée hydrauliquement par paliers constants et la valeur correspondante est lue sur des manomètres de précision suffisante. Chaque essai est conduit jusqu'à la capacité maximale du dispositif expérimental.

Nous illustrons par la Figure I-19.a, un résultat type de l'essai de plaque vissée (courbe pression σ - déplacementδ), la pression σ'_0 indiquée est la contrainte verticale effective à la cote d'essai. Cette courbe permet de calculer un paramètre noté *m* similaire au module d'élasticité selon une formule théorique particulière élaborée par les auteurs et appropriée à l'essai en question. Celle-ci est indiquée sur la Figure I-19.a. (σ_n est appelée contrainte nette de l'essai). Le paramètre *m* est relié au module de déformation œdométrique par la relation :

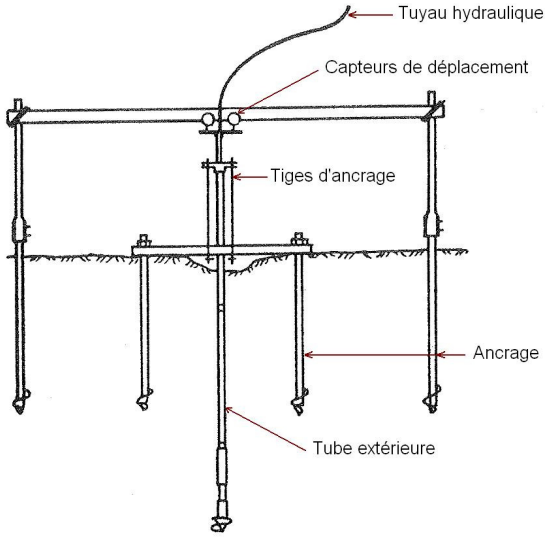
$$E_{oed.} = m\,\sigma_r \left[\frac{\sigma'}{\sigma_r}\right]^{1-a} \qquad \text{I-20}$$

Où σr est une pression de référence égale à 100 kPa et a est un coefficient dépendant de la nature du sol testé (pour un sable a = 0,5 par exemple).

Plusieurs essais à intervalles réguliers peuvent être effectués dans un massif de sol selon un profil vertical, la Figure I-19.b en montre deux exemples sur deux sites différents. Le paramètre m mesuré in situ au compressomètre est notamment confronté à celui déduit du module œdométrique (obtenu à l'aide d'essais de laboratoire sur échantillon de sol). L'intervalle entre chacun des essais est classiquement de 1m, toutefois pour un sol réputé homogène l'intervalle augmente jusqu'à 2 ou 3 m selon le type de sol rencontré.



a. Principe



b. Instrumentation (structure de réaction ancrée dans le sol, comparateurs,…etc.)

Figure I-18. Le compressomètre de chantier (Janbu et al. 1973)

Kay et Mitchell qui ont longuement travaillé en collaboration sur l'essai de plaque vissée, proposent une relation pression-déplacement ainsi que des modules de déformation spécifiques à leurs essais.

Les auteurs ont en particulier testé des argiles (1980-1982) avec le matériel schématisé sur la Figure I-20.a. La vitesse de chargement appliquée est voisine de 0,25 mm/min et un pré-forage est réalisé avant chaque essai. Par ailleurs, Mitchell et Kay (1985) ont analysé la corrélation entre le module (drainé et non drainé) déduit de l'essai de plaque vissée et q_c la résistance de pointe au pénétromètre statique. Les paramètres ont été mesurés *in situ* sur une large variété de sols au sud de l'Australie.

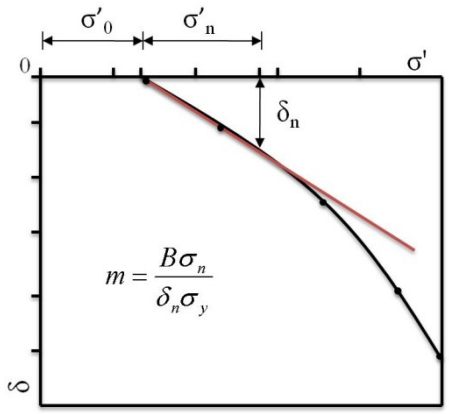
La Figure I-19.b illustre une courbe d'essai type et la détermination du module de déformation propre aux essais. Kay et Mitchell utilisent la formule théorique suivante pour la détermination de modules drainés et non drainés :

$$E = \frac{(1+\nu)\sqrt{3-4\nu}}{4\left[1+\dfrac{\ln^2(3-4\nu)}{\pi^2}\right]} \frac{\Delta\sigma \;\; D}{\Delta w} \qquad \text{I-21}$$

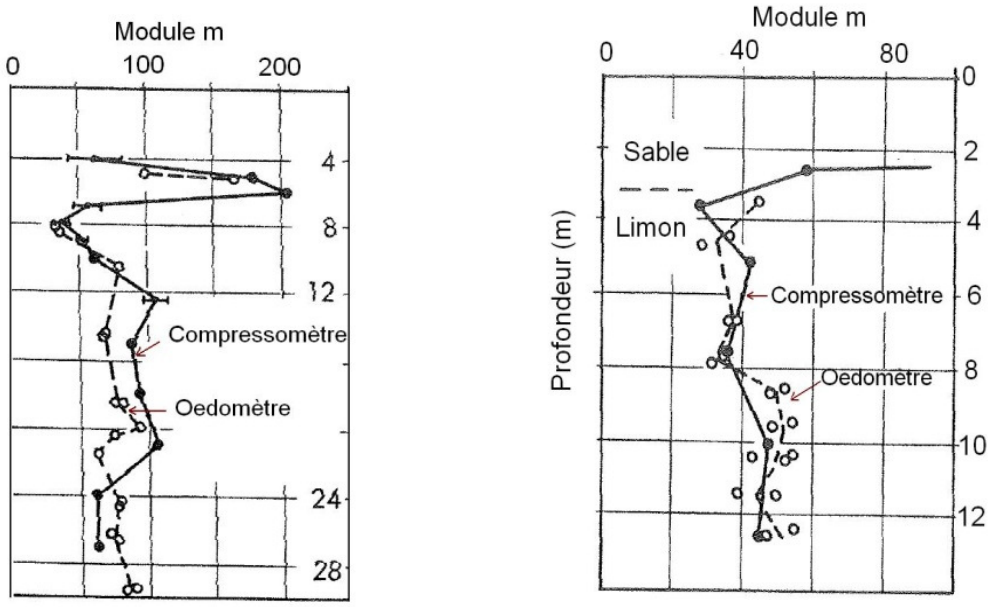
Où Δw est le tassement de la plaque de diamètre D encastrée dans un massif élastique de module d'Young E et de coefficient de Poisson ν. $\Delta\sigma/\Delta w$ est la pente de la droite de régression des points au début de la courbe pression-déplacement.

Les auteurs considèrent un module drainé noté E_s ($\nu = \nu' = 0{,}2$ d'après leurs mesures sur l'argile testée) et un module non drainé E_u ($\nu = \nu_u = 0{,}5$) :

$$E_s = 0{,}42 \frac{\Delta\sigma \;\; D}{\Delta w} \quad ; \qquad E_u = 0{,}38 \frac{\Delta\sigma \;\; D}{\Delta w} \qquad \text{I-22}$$

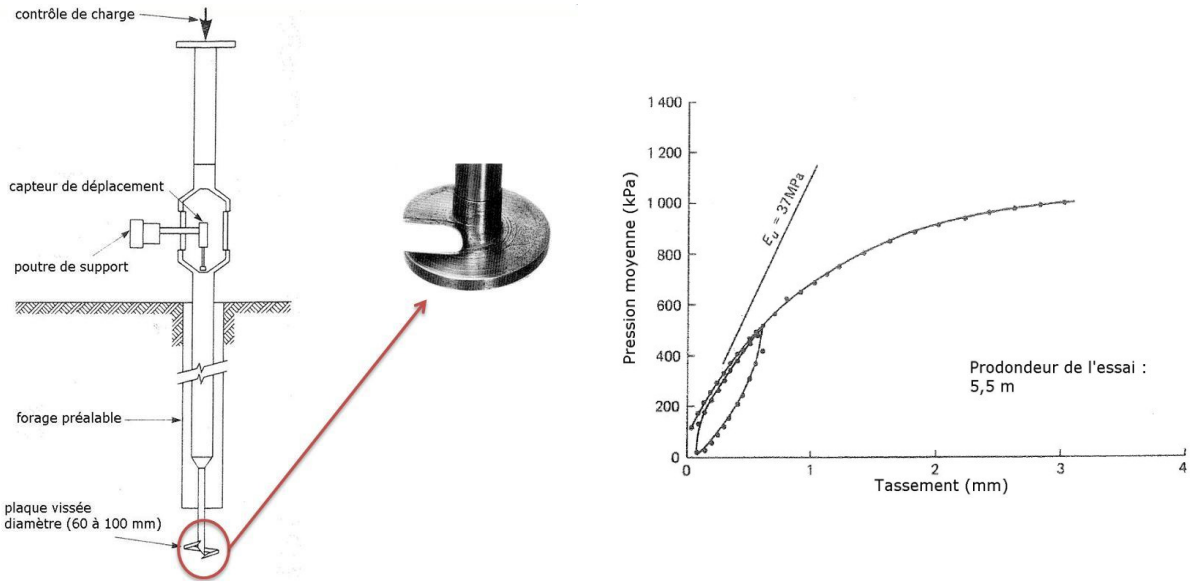


a. Courbe pression-tassement et détermination de module *m*



b. Profils compressométriques

Figure I-19. Essai au compressomètre de chantier



a.Appareillage (plaque de 88 mm de diamètre) b. Courbe type contrainte-tassement

Figure I-20. Essai de plaque vissée selon Kay et Mitchell (1980 à 1985)

3.2.3. Essai de pénétration au carottier (SPT, NF P94-116)

L'essai SPT est l'un des essais les plus anciens et date de 1902. Il est devenu un outil de première nécessité dans les pratiques de reconnaissance des sols de surface (Fletcher, 1965). Durant le siècle dernier, le SPT a eu deux problèmes majeurs : l'inefficacité de l'énergie variable, et la surexploitation. L'autre problème avec le SPT, est la fausse réalité de la capacité des ingénieurs géotechniciens à évaluer tous les paramètres du sol à partir du simple et unique nombre de coups N qui n'est pas suffisant (Mayne et al, 2009).

L'essai normalisé consiste à enfoncer un carottier en laissant tomber un mouton de *64 kg* sur une enclume ou une tête de battage d'une hauteur de 750 mm (Figure I-21). Le nombre (N) de coups nécessaire pour réaliser une pénétration du carottier de 300 mm (après un enfoncement d'amorçage de 150 mm) est la résistance à la pénétration. Par ailleurs, cet essai fournit des échantillons de sol remaniés qui permettent de pratiquer les essais d'identification classiques (Granulométrie, limites d'Atterberg etc.). Cet essai est utilisé essentiellement pour estimer la capacité portante des fondations. Il peut aussi donner des indications sur la résistance des sols cohérents et le module de déformation du sol testé.

Une interprétation des essais SPT permet de classer les limons et les sables selon le Tableau I-5 (Terzaghi et Peck, 1967), et d'avoir une idée de l'angle de frottement et de la densité relative.

Il est également possible de relier la résistance de pointe q_c au nombre de coups N comme présenté dans le Tableau I-6.

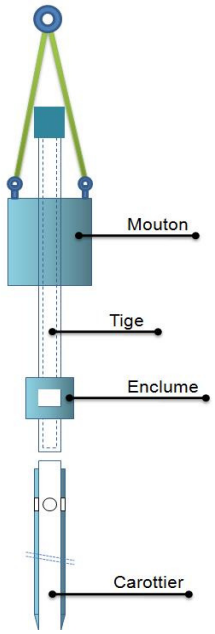


Figure I-21. Schéma de principe du SPT

Tableau I-5. Classification des sols selon (Terzaghi et Peck, 1967)

État	N (coups/30 cm)	φ'(°)	Dr (%)
Très lâche	<4	<30	<20
Lâche	4-10	30-32	20-40
Moyennement dense	10-30	32-35	40-60
Dense	30-50	35-38	60-80
Très dense	>50	>38	80-100

Tableau I-6. Classification des sols selon q_c/N (institut Bolton, 2000)

Type de sol	q_c/N (MPa)
Limons, limons sableux et mélange limon-sable légèrement cohésif	0,2
Sable fin à moyen et sable légèrement limoneux	0,3-0,4
Sable grossier et sable légèrement graveleux	0,5-0,6
Grave sableuse et grave	0,8-1

Le Tableau I-7 regroupe quelques avantages et inconvénients de l'essai SPT.

Tableau I-7. Avantages et inconvénient de l'essai de pénétration au carrotier (SPT)

Avantages	Inconvénients
Obtenir un échantillon et un paramètre N	Echantillons remaniés
Simple et robuste	Nombre brut obtenu pour l'analyse
Convient à une large gamme de types de sols	Ne convient pas pour les argiles molles et limons
Peut être réalisé dans des roches tendres	Variabilité et incertitude importante
Largement répandu et disponible	----------

3.2.4. Essai de pénétration dynamique

Historiquement, les pénétromètres dynamiques ont été les premiers employés. L'essai de pénétration dynamique permet d'apprécier entre autres, la capacité portante des sols, la succession des différentes couches de terrain et l'homogénéité d'une couche. Il consiste à mesurer l'enfoncement d'un train de tige fini par une pointe soumis à une énergie de battage. Cette dernière est fournie par un mouton d'une masse donnée tombant en chute libre sur la tête de battage liée au train de tiges (enclume), la hauteur de chute est constante (Figure I-22).

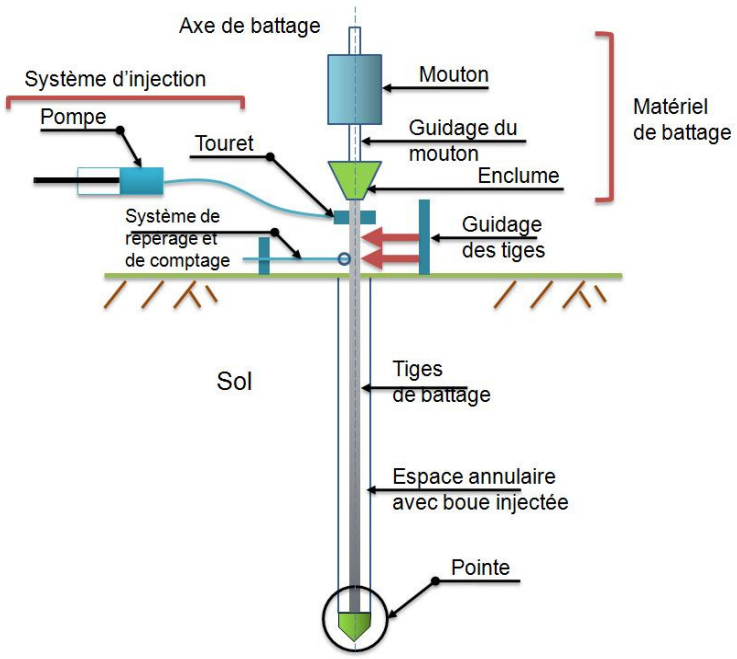


Figure I-22. Schéma de principe d'un pénétromètre dynamique

Grâce à une formule de battage (formule des Hollandais), on calcule la résistance de pointe q_d en fonction de la profondeur.

$$q_d = \frac{M}{e(M+M')}\frac{MgH}{A} \qquad \text{I-23}$$

Où M est le poids du mouton, M' le poids des parties frappées (enclume placée en tête du train de tiges et sur laquelle s'exercent les chocs, train de tiges et pointe), H la hauteur de chute du mouton, e l'enfoncement moyen par coup, A : la section droite de la pointe et g l'accélération due à la pesanteur. Le sondage peut servir à orienter le choix des fondations et évaluer un ordre de grandeur des capacités portantes.

Si l'essai de pénétration dynamique prévoit un dispositif permettant de limiter les frottements latéraux qui s'exercent entre le sol et le train de tiges (frottements considérés alors comme négligeables), il est de type A (appelé DPA, de l'expression anglaise *Dynamic Probing A*). S'il n'en possède pas il est dit de type B (DPB). Tant pour le pénétromètre DPA que pour le pénétromètre DPB, les pointes d'angle au sommet de 90° (diamètre de 61,8 mm pour le DPA et de 50,5 mm pour le DPB) peuvent être de type fixe ou « perdues » (abandonnées en fond de sondage lorsqu'on remonte les tiges, dans ce cas les pointes sont débordantes).
Dans un but de clarification et de simplification et en raison de la multitude de pénétromètres dynamiques existants dans le monde, la commission internationale de normalisation des essais de pénétration a défini, comme pour le pénétromètre statique, un pénétromètre dynamique standard ou de référence *(NF P94-114 Géotechnique – Sols : reconnaissance et essais - Essai de pénétration dynamique type A)* et a édicté des recommandations concernant l'interprétation de l'essai. Le pénétromètre de référence retenu est le pénétromètre PDA. Les normes françaises donnent les caractéristiques principales auxquelles doivent répondre les pénétromètres qui veulent se conformer à la norme internationale.

On retiendra que toutes les corrélations entre la résistance de pointe statique q_c et celle du pénétromètre dynamique q_d rencontrées (Cassan, 1988, Laréal et al. 1974, Laréal et al. 1975) vont dans le même sens et montrent que :

- Dans les sables, les graviers et les argiles, au dessus de la nappe, on a en général $q_d = q_c$;
- Dans les sols purement cohérents au dessus de la nappe $q_d = q_c$ et sous la nappe $q_d > q_c$ (avec une grande dispersion des données) ;
- Dans les graviers très propres $q_c > q_d$;
- Dans les limons, les sables argileux et limoneux $q_c > q_d$, l'écart devenant important sous la nappe.

3.2.4.1.Essai au pénétromètre dynamique léger (Panda)

Pour répondre à quelques besoins comme le coût, l'accessibilité et la rapidité, au moins partiellement, l'idée est née de réaliser un appareil de reconnaissance léger, peu cher mais ayant malgré tout, une puissance de pénétration suffisante pour tester la plupart des sols meubles sur quelques mètres de profondeur. Cet appareil, appelé Panda (Pénétromètre autonome numérique dynamique assisté par ordinateur, Figure I-23) a été mis au point au sein du laboratoire de génie civil (CUST – actuellement Polytech) de l'université Blaise pascal de Clermont –Ferrand par Roland Gourvès en 1989 (Gourvès, 1991) en collaboration avec les entreprises Peintamelec et Seditech. L'usage pratique du Panda concerne, outre la reconnaissance des sols, le contrôle de compactage des remblais routiers, celui des digues et barrages en terre, les études de diagnostic de remblais (dallages fissurés, canalisations enterrées, murs de soutènement…)

Son originalité est d'utiliser une énergie variable, contrairement aux autres pénétromètres dynamiques existants. Cette énergie est une énergie cinétique fournie par la frappe d'un marteau.

L'idée principale de l'essai au Panda consiste à enfoncer un train de tiges manuellement dans le sol, à l'aide d'un marteau standardisé. Pour chaque coup donné, des capteurs mesurent la vitesse du marteau au moment de l'impact, ce qui permet de déterminer l'énergie fournie au reste du dispositif. D'autres capteurs mesurent la valeur de l'enfoncement de la pointe. Un boîtier reçoit ces deux informations, calcule instantanément la résistance de pointe q_d en utilisant la formule des Hollandais.

$$q_d = \frac{1}{A}\frac{E}{e} \times \frac{M}{M+P} \qquad \text{I-24}$$

Avec :
M : masse frappante ; P : masse morte entraînée ;
A : section de la pointe ; e : enfoncement plastique ;
E : énergie de battage.

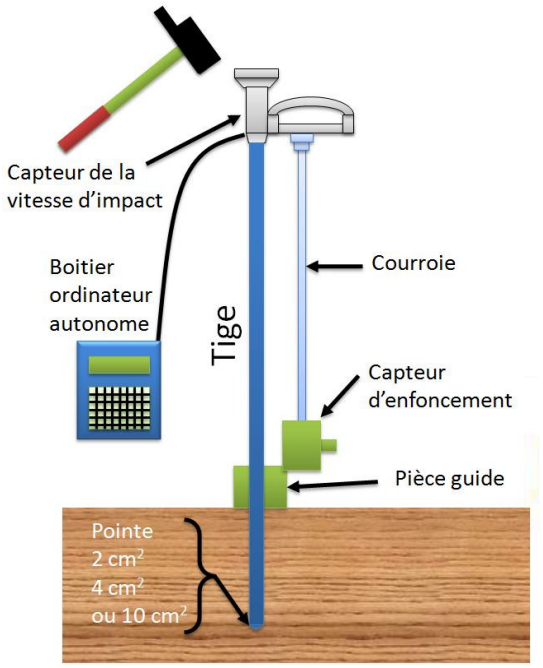


Figure I-23. Principe du pénétromètre dynamique léger Panda (Première version)

Le choc entre le marteau et le piston est supposé parfaitement élastique et le choc entre l'ensemble des tiges et le sol est parfaitement mou. Les pointes perdues de 4 et 10 cm^2, qui sont débordantes, atténuent considérablement le frottement latéral sur les tiges. Elles sont utilisées principalement en reconnaissance des sols. Des pointes fixes non débordantes de 2 cm^2 servent au contrôle de compactage. Les résultats obtenus lors d'un essai de pénétration dynamique avec le Panda sont présentés par un graphique de la résistance dynamique q_d en MPa, en fonction de la profondeur (en m).

Durant une vingtaine d'années, le Panda a fait la preuve de sa haute performance. Parallèlement, il a fait l'objet de validations et d'améliorations perpétuelles, visant à donner une fiabilité tant au niveau de la mesure effectuée que de l'ergonomie du matériel. L'ancien

modèle du Panda, a été remplacé récemment par une nouvelle version sous le nom de Panda 2, apportant des nouveautés qui s'appuient sur deux objectifs :

- Augmenter la qualité de la conception purement mécanique de l'appareil,
- Intégrer au Panda les avancées considérables de l'électronique, tant au niveau de la mesure, que du traitement des données.

Dans la première version du Panda, on mesure, à l'aide d'un capteur monté sur le piston, la vitesse du marteau juste au moment l'impact. Cependant, dans le Panda 2, le piston a été éliminé (Benz, 2009), la mesure de l'énergie transmise au pénétromètre est donc mesurée juste après l'impact à l'aide des jauges extenso-métriques placées sur le pénétromètre même.

Le principe général du Panda 2 reste le même que celui de son prédécesseur. La source d'énergie nécessaire pour enfoncer la pointe du Panda 2 provient du battage manuel avec le marteau. Pendant l'impact une partie de l'énergie cinétique du marteau est transmise au pénétromètre sous forme d'onde de contrainte unidirectionnelle (Fairhurst, 1961). Les techniques de mesures dynamiques basées sur la théorie de propagation longitudinale d'une onde de contrainte dans une tige élastique ont été appliquées par Gourvès et al. (2001).

Un calcul détaillé de l'énergie de battage du Panda 2 est proposé dans (Benz, 2009).

4. Essai de pénétration statique (norme EN ISO 22476-1 : 2006)

Pendant la phase préliminaire de la reconnaissance, les essais de pénétration sont généralement les plus aisés à mettre en œuvre et les plus économiques. L'essai de pénétration statique (CPT) est un dispositif qui fournit indirectement des informations sur le type de sol, les paramètres géotechniques comme la résistance au cisaillement, la densité, le module élastique, le taux de consolidation et les propriétés environnementales. De plus, comme il peut être vu comme un pieu à échelle réduite, c'est le meilleur et le plus rentable dispositif pour concevoir les fondations profondes.

4.1. Histoire

Les premiers essais de pénétration statique ont été faits aux Pays-Bas en 1932. Une conduite de gaz de diamètre intérieur de 19 millimètres a été utilisée; à l'intérieur de celle ci, une tige en acier de 15 millimètres pouvait bouger librement en haut et en bas. Un cône a été fixé à la tige en acier. La conduite externe et la tige intérieure avec le cône de 10 cm^2 et d'un angle au sommet de 60° ont été poussées.

En 1935, le laboratoire de mécanique de sol de Delft aux Pays-Bas a conçu le premier pénétromètre de 10 tonnes opéré manuellement. Le cône a été d'abord poussé de 150 millimètres (course maximum) et puis la tige externe a été abaissée jusqu'à ce qu'elle ait atteint la base du cône. Puis l'enveloppe et les tiges intérieures ont été abaissées ensemble jusqu'à ce que le prochain niveau ait été atteint et la résistance de pointe pourrait être mesurée de nouveau. Plus tard, il y avait une amélioration en ajoutant une pièce conique juste au-dessus du cône (Figure I-25.a). Le but de cette nouvelle géométrie était d'empêcher le sol d'entrer dans l'espace entre l'enveloppe et les tiges intérieures. Pénétromètre statique Gouda à pointe mécanique

Un exemple de pénétromètre équipé d'une pointe mécanique de type Delft est le pénétromètre Gouda qui n'est plus utilisé actuellement. Le Gouda est un pénétromètre statique permettant un effort maximal de 25 kN, possédant une pointe mécanique mobile par rapport au fût, d'angle au sommet de 60° et de section de 10 cm² (Figure I-24).

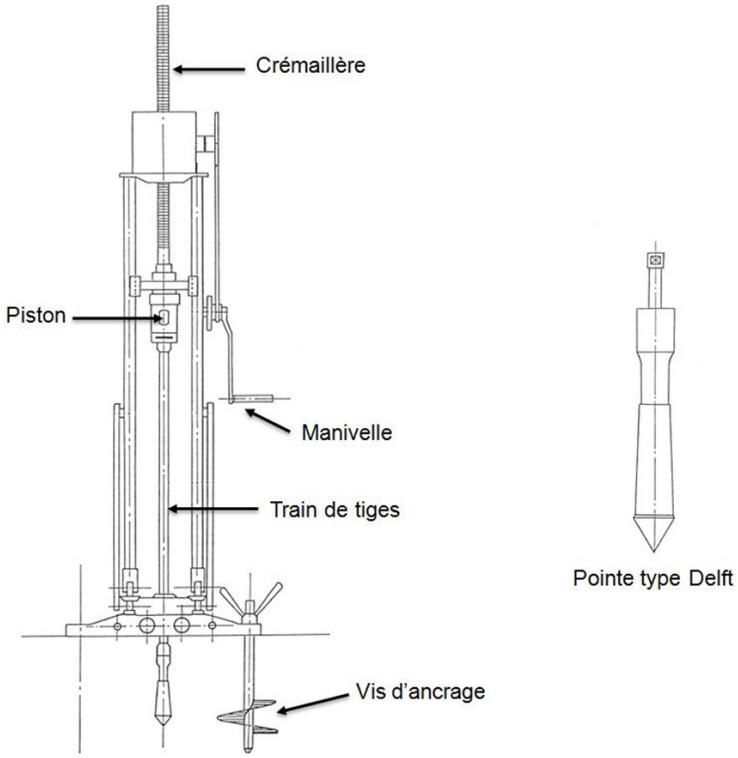


Figure I-24. Dispositif expérimental du pénétromètre Gouda

La profondeur d'investigation du pénétromètre Gouda peut atteindre une vingtaine de mètres. Le pénétromètre Gouda comprend trois éléments (Figure I-24) : le dispositif de chargement, ancré dans le sol ou lesté et servant à transmettre les efforts ; le matériel de pénétration et le dispositif de mesure. Le premier élément est constitué par un vérin à crémaillère entraîné à la main par une manivelle. A la base de la crémaillère est fixée une tête hydraulique. Ce dispositif est solidaire d'un socle démontable en alliage léger qui est fixé au sol au moyen de quatre vis d'ancrage hélicoïdales d'un mètre de longueur. Le matériel de pénétration comprend le cône et le train de tiges qui se compose de tubes d'un mètre de longueur, de 36 mm de diamètre extérieur aux raccordements et de 29 mm de section courante afin de diminuer le frottement latéral et donc d'augmenter la capacité de l'appareil. A l'intérieur de ces tubes coulissent des tiges pleines en liaison avec la pointe. Le dispositif de mesure est constitué de deux manomètres, l'un de 16 MPa, pour les faibles pressions, l'autre de 25 MPa pour les pressions élevées. Ces manomètres sont en contact avec l'huile de la tête hydraulique qui n'est autre qu'un petit vérin dont le piston a une section de 10 cm².

Le principe de fonctionnement du Gouda consiste à enfoncer d'une façon statique continue le train de tiges à l'aide du vérin actionné par la manivelle. La transmission des efforts se fait par l'intermédiaire du piston qui met en pression un circuit fermé d'huile, relié aux deux manomètres permettant la lecture de la pression réellement appliquée. En effet, comme les sections du cône et du piston sont égales, on lit directement le terme de pointe sur les manomètres. La réaction lors du fonçage du train de tiges est assurée par les vis d'ancrage.

En 1953, une amélioration significative de l'essai au pénétromètre hollandais a eu lieu, et cela en ajoutant un manchon de frottement derrière le cône (Figure I-25.b). À l'aide de ce nouveau dispositif, le frottement local est mesuré en plus de la résistance de pointe. Les mesures ont été faites chaque 20 cm. Pour la première fois, il était proposé que le rapport de frottement (frottement sur le manchon / résistance de pointe) pourrait être employé pour classifier des couches de sol.

Dans les années 60, une pointe électrique a été développée. La forme et les dimensions de cette pointe ont été la base pour la méthode d'essai internationale normalisée (Figure I-26). Les améliorations principales par rapport aux pointes mécaniques étaient :

- l'élimination des erreurs de lecture dues au frottement entre les tiges intérieures et les tubes externes ;
- un essai continu avec une vitesse continue de pénétration mais sans besoin d'alterner les mouvements des différentes pièces du pénétromètre qui influencent la résistance de pointe ;
- une lecture continue de la résistance de pointe et un enregistrement facile des résultats.

Durant l'essai, la réaction est assurée à l'aide des ancrages dans le sol, ou bien le pénétromètre peut être lesté et monté sur un camion assurant cette réaction (Figure I-28).



a pointe mécanique avec une partie conique (1948)
b pointe mécanique avec manchon de frottement (1953)
c pointe électrique de 2 cm^2 (1998)
d pointe électrique de 5 cm^2 (1997)
e piézocône électrique de 10 cm2 pour des essais sans fils (1997)
f pointe électrique de 10 cm2 (1994)
g pointe électrique sismique (1998)
h piézocône avec pointe perdue (1988)
i pointe électrique de 15 cm2 (1989)
j pointe électrique de 25 cm2 (1986)

Figure I-25. Les pénétromètres, développés à travers le temps (Brouwer, 1997)

La Figure I-26 montre une pointe électrique avec une coupe du manchon de frottement.

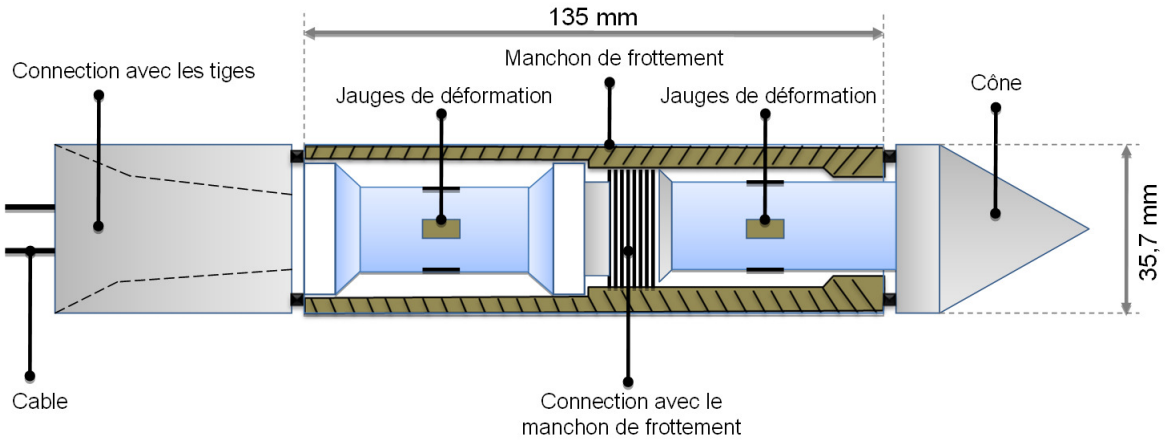
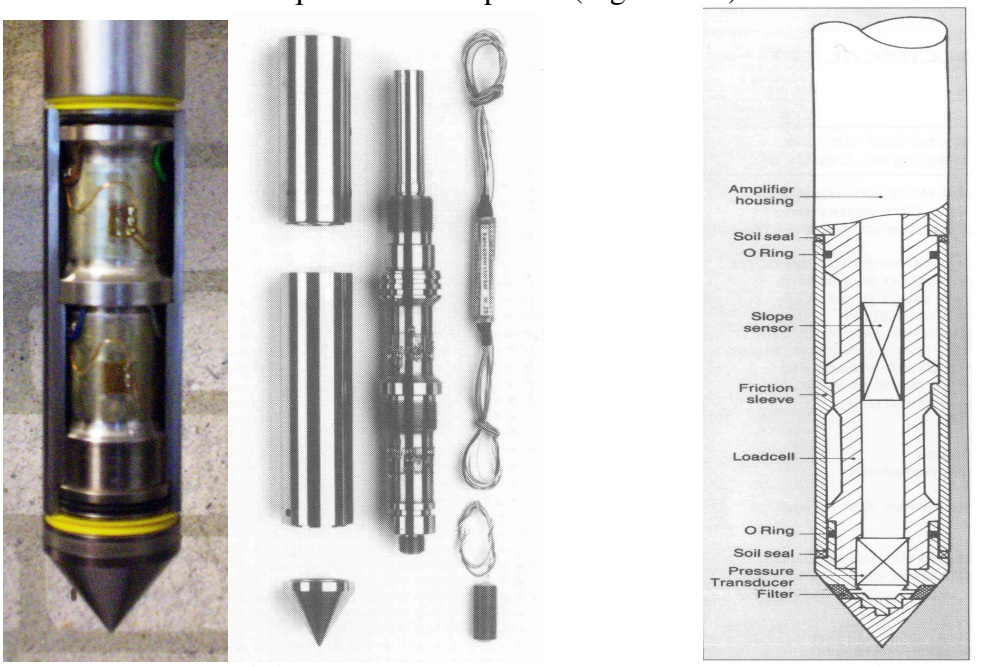


Figure I-26. Pointe électrique avec une coupe du manchon de frottement

A l'intérieur de la pointe il y a deux pesons. Un qui se situe en bas et qui mesure la force axiale à l'intérieur de la pointe générée par la résistance sur le cône et la partie cylindrique au dessus de ce dernier. Celui du haut mesure la force axiale générée par le frottement latéral sur le manchon de frottement ainsi que la force de pointe (Figure I-27).



L'intérieur de la pointe *Positionnement des pesons*

Figure I-27. Composition de l'intérieur de la pointe

Le Tableau I-8 regroupe quelques avantages et inconvénients de l'essai CPT.

Tableau I-8. Avantages et inconvénient de l'essai de pénétration statique (CPT)

Avantages	Inconvénients
Rapide et fournissant un profil continu	Investissement important
Economique et productif	Nécessite des opérateurs qualifiés
Résultats indépendants de l'opérateur	Le bruit et l'étalonnage
Forte base théorique dans l'interprétation	Pas d'échantillons
Particulièrement convenable pour les sols mous	Ne convient pas pour les graviers

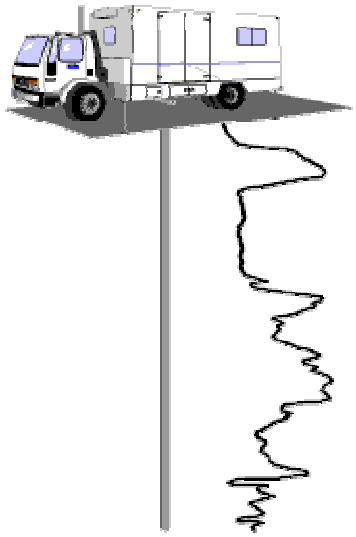


Figure I-28. Pénétromètre monté sur un camion

4.2. Réalisation de l'essai et matériels de pénétration

L'essai est réalisé à l'aide d'un pénétromètre avec une pointe conique normalisée (norme EN ISO 22476-1:2006) pénétrant le sol à vitesse constante (2cm/s). Pendant la pénétration, les forces sur le cône et sur le manchon de frottement sont mesurées. Les mesures sont effectuées en utilisant un transfert et un enregistrement électronique des données, avec une fréquence de mesure qui peut assurer des informations détaillées sur les conditions de sol.
Si P est la réaction qu'oppose le sol à l'enfoncement du cône et B le diamètre de la base du cône, on définit l'effort de pointe par la relation :

$$q_c = \frac{4P}{\pi B^2} \qquad \text{I-25}$$

Les résultats d'un essai de pénétration statique peuvent être utilisés principalement pour évaluer :

- la stratigraphie ;
- le type de sol ;
- la densité de sol et l'état de contraintes in situ ;
- les caractéristiques de cisaillement.

Les résultats peuvent être aussi utilisés directement pour le dimensionnement des fondations profondes dans les sables ou indirectement (paramètres de cisaillement) dans les argiles. Le rapport de frottement, $R_f = f_s/q_c$ (%) est utilisé pour la classification des sols. Le pénétromètre statique, du fait de sa facilité de mise en œuvre, de son faible coût et de sa fidélité, a fait l'objet de nombreuses variantes ou systèmes dérivés outre le piézocône (développement le plus significatif) : le *pénétromètre statique-dynamique* qui conjugue les deux systèmes de pénétration, le *pénétromètre S.C.P.T.* ou *sismocône*, le *pressio-pénétromètre*, le *pénétrogammadensimètre* ou le *pénétrodensitographe*, et le *pénétromètre vibrateur* ou *vibrocône*, Des pénétromètres munis de cônes spéciaux peuvent aussi mesurer des paramètres tels que la conductivité du sol, la température, l'inclinaison par rapport à la verticale et la pollution.

Les matériels de pénétration comprennent : les tiges, le mécanisme de fonçage et un système de réaction. Les véhicules utilisés pour pousser le pénétromètre comportent normalement un vérin hydraulique et un système de réaction.

La capacité de force nécessaire dans un essai de pénétration varie de 10 à 20 tonnes (100 à 200 kN), mais aussi les capacités de 50 et 20 kN sont couramment utilisées dans le cas des sols mous. La force maximale permise sur les tiges en acier de 35,7 mm est de 20 tonnes (200 kN). Dépasser cette valeur peut causer la détérioration ou le flambement de tiges. Les machines de pénétration basées sur le sol sont souvent montées sur des camions lourds (Figure I-29) de poids propre environ 15 tonnes ou plus. Les vis d'ancrage peuvent être utilisées pour donner une réaction supplémentaire. La puissance du vérin hydraulique est en général assurée par le moteur du camion. La charge du vérin hydraulique est transférée soit par une tète de poussée à l'extrémité des tiges, soit par un système qui travaille par frottement sur la première tige. Généralement, les tiges sont poussées d'un mètre, puis le vérin hydraulique est remonté pour mettre en place la tige suivante.

L'enceinte du camion fournit un espace idéal pour l'installation des équipements électroniques d'acquisition des données. La machine de pénétration peut être aussi placée sur une remorque équipée d'ancrages. Un pénétromètre monté sur un camion peut produire 250 mètres de pénétration par jour, tandis qu'un autre monté sur une remorque produit 120 mètres par jour, sous des conditions du site favorables dans les deux cas.

L'implantation des vis d'ancrage nécessaire pour apporter une réaction supplémentaire dans le cas d'une remorque (manque de poids propre), est l'opération la plus longue. Une solution intermédiaire est d'installer la machine sur une lourde remorque ou bien sur camion lourd qui peut être lestée dans le sol. Une poussée de 20 tonnes (200 kN), conduira à une profondeur de pénétration de 30 m environ dans les sables denses à moyennement denses, et les argiles raides. Dans les sols lâches, la pénétration peut atteindre une profondeur de 100 m.



Figure I-29. Camion CPT Lankelma

4.3. Le piézocône (CPTu)

L'installation d'un capteur de pression interstitielle dans une pointe de pénétromètre statique a été un grand progrès dans les essais in situ, en permettant de mesurer à tout moment de la pénétration la valeur de la pression interstitielle générée. Un accord est intervenu entre anglo-saxons et francophones qui ont fait des recherches sur ce sujet pour baptiser l'appareil : piézocône ou CPTU. Aujourd'hui, le piézocône est utilisé également dans le cadre de projets de conceptions des structures linéaires telles que des lignes TGV, des autoroutes et des digues (Van Baars et Van de Graaf, 2005).

Depuis 1974, un grand nombre de piézocônes ont été développés, avec différentes formes et positions de filtre. Certains ont des filtres sur l'extrémité conique de la pointe ou au milieu de la pointe et certains, sur la partie cylindrique juste derrière le cône. La position du filtre sur la pointe a été l'objet de nombreuses recherches, qui ont résulté en une tendance globale de positionner le filtre juste au dessus du cône, car cette position est la moins sujette aux destructions et permet de mesurer des pressions interstitielles allant des négatives (limon et sables fins) aux fortement positives (argiles) (Parez et al. 1988).

Le fonçage de la pointe dans un sol saturé provoque un cisaillement qui s'accompagne d'une variation $\Delta u > 0$ pour les sols contractants et $\Delta u < 0$ dans les sols dilatants. Les valeurs de Δu sont influencées par des facteurs dépendant du sol, et des facteurs dépendant de l'appareil (position du filtre, vitesse de pénétration, qualité de saturation…)

La vitesse recommandée par la norme est de 2cm/s ± 0,5 cm/s. A cette vitesse, il est admis qu'on est en conditions drainées dans le sable et en conditions non drainées dans les argiles. La saturation joue également un rôle important dans la qualité de mesure de la pression interstitielle. Elle permet d'éliminer toutes les bulles d'air présentes dans le filtre et la chambre de mesure où aboutit le capteur de u.

Le piézocône apporte les avantages suivants dans les reconnaissances :

- Obtention en continu de q_c et u
- Analyse en contraintes effectives
- Les essais de dissipation ouvrent la voie à une obtention de profils de perméabilité.

4.3.1. Essai de dissipation

Comme décrit précédemment, l'étude de la pression interstitielle durant la pénétration dépend de beaucoup de paramètres, pour cela, la pénétration est arrêtée pour que la pression interstitielle commence à se dissiper. Le taux de dissipation dépend du coefficient de consolidation, qui à son tour dépend de la compressibilité et de la perméabilité du sol. Plus la dissipation est rapide, plus le sol est perméable, ainsi des études ont été menées pour évaluer la perméabilité du sol à partir du piézocône (Van Baars et Van de Graaf, 2005).
Le test de dissipation peut être réalisé à n'importe quelle profondeur, on arrête la pénétration et on mesure la variation de la pression interstitielle en fonction du temps. Le taux de dissipation dépend du fait que les tiges soient bloquées ou non après l'arrêt de pénétration. Même si les tiges sont immobilisées, le cône peut continuer à se déplacer légèrement tant que l'effort élastique dans les tiges se relâche et tant que la pression sur le cône diminue.

Lorsque la longueur totale des tiges sera plus grande et la résistance de pénétration plus élevée, la tendance du sol à subir le fluage sera plus probable.

Parfois, une période fixe de dissipation est utilisée pour toutes les couches du sol, dans d'autres cas la dissipation est continuée jusqu'à un pourcentage prédéterminé ou un degrés de dissipation (U).

$$U = \frac{(u_t - u_0)}{(u_i - u_0)} \times 100\% \qquad \text{I-26}$$

Où :

u_t = pression interstitielle au temps t ;
u_0 = pression interstitielle in situ à l'équilibre ;
u_i = pression interstitielle au début de la dissipation.

Il est recommandé que la dissipation soit continuée jusqu'à atteindre U= 50% au minimum. Si les pressions interstitielles à l'équilibre sont requises, le test de dissipation doit continuer jusqu'à ce qu'on n'observe plus des dissipations. Cela apparaît rapidement dans les sables, mais peut prendre quelques jours dans les argiles plastiques.

Comme la dissipation est plus rapide au début de l'essai, il est préféré de collecter le plus d'informations dans cette période. Il est utile d'enregistrer q_c et f_s durant un test de dissipation pour expliquer si c'est le cas, les comportements non habituels qui peuvent apparaître. Lorsqu'un test de dissipation est réalisé après un arrêt de pénétration, les variations de q_c et u doivent être présentées en fonction du temps. Il est pratique d'utiliser une échelle logarithmique ou en racine carrée du temps. Un exemple est présenté dans la Figure I-30.

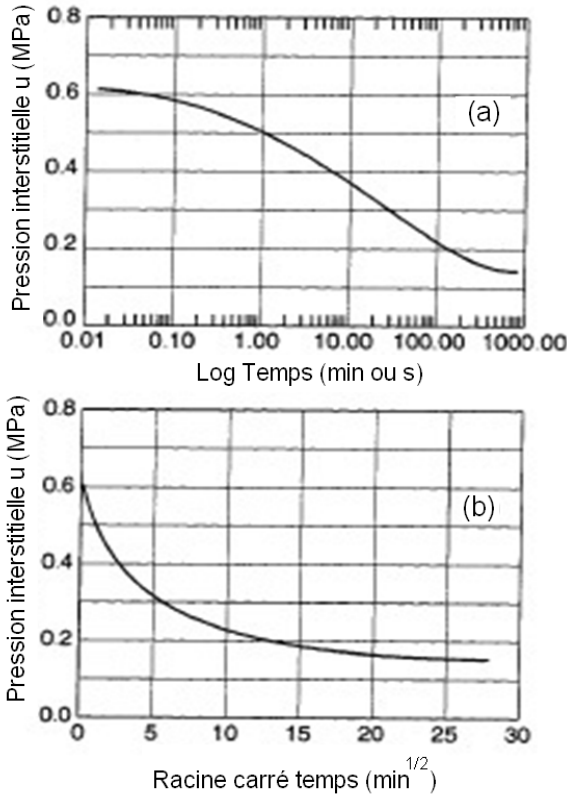


Figure I-30. Variation de la pression interstitielle
a) échelle logarithmique, b) échelle en racine carrée du temps

4.3.2. Influence de la variation de la vitesse de pénétration

La plupart des normes nationales, et la norme européenne (EN ISO 22476-1 : 2006) exigent que la vitesse de pénétration doit être constante à 20 mm/s avec une tolérance de (± 5 mm/s). Pour les pénétrations totalement drainées ou non drainées, les effets de la vitesse n'ont pas d'importance lorsque la valeur normalisée est entretenue.
Cependant, il a été beaucoup écrit sur la vitesse de pénétration, et dans certains cas, le comportement des sols peut être mieux compris en s'écartant de la vitesse de pénétration normalisée.
Voici quelques exemples où la vitesse de pénétration a des effets significatifs :

- La corrélation entre les tests de pénétration et les tests au laboratoire ; le temps pour la rupture est normalement plus court dans le CPT/CPTu, que dans un essai triaxial ;
- Lorsqu'on utilise des pénétromètres avec des diamètres non normalisés, la vitesse de pénétration doit être ajustée pour tenir compte des différences dans le temps de la rupture ;
- En faisant varier la vitesse de pénétration, il est possible d'obtenir une explication du comportement d'un sol drainé, partiellement drainé ou complètement drainé. Ceci est important pour les sols intermédiaires comme les limons.

Dans ce qui suit, il est présenté un résumé des effets de la vitesse de pénétration dans un CPT/CPTu, ce résumé est basé principalement sur des interprétations faites par Danziger et Lunne (1997). D'après le Tableau I-9, on observe que la vitesse de pénétration des sols testés varie dans l'intervalle (0,059 - 3210 mm/s). Cependant, la plupart des tests ont été effectués avec des vitesses plus petites ou égales à la vitesse de pénétration standard 20 mm/s. Le but de la majorité des tests était d'étudier l'effet de la vitesse de pénétration sur q_c ; dans certains cas seulement des mesures de u et f_s ont été reportées.

Pour les argiles, la plupart des études ont montré une augmentation de q_c avec la vitesse de pénétration. Bemben et Myers (1974) ont réalisé des tests dans les argiles légèrement sur-consolidées en utilisant neuf vitesses de pénétration entre 0,2 et 200 mm/s, la Figure I-31 montre le résumé des résultats pour une seule profondeur.

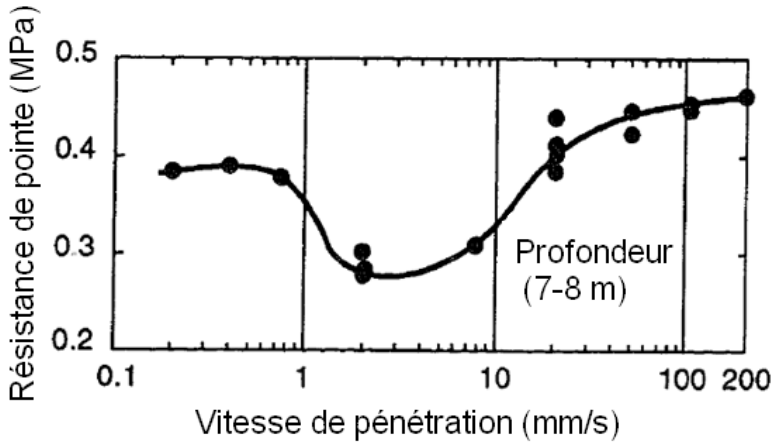


Figure I-31. Influence de la vitesse de pénétration sur q_c (Bemben et Myers, 1974)

Une résistance de pénétration minimale est obtenue pour une vitesse de 2 mm/s (Figure I-31). Bemben et Myers (1974) ont attribué la forme de la courbe à une combinaison entre la viscosité et les effets du drainage de la pression interstitielle. Ils ont affirmé que les conditions drainées s'appliquent jusqu'à 0,5 mm/s, et les conditions non drainées s'appliquent au dessus de 50 mm/s.

En examinant plus profondément les résultats des études des vitesses de pénétration des autres CPT, il est possible d'obtenir une indication sur la résistance de pénétration minimale (Campanella et al. 1982 ; Powell et Quarterman, 1988) même si elle est beaucoup moins claire que celle trouvée par Bemben et Myers (1974). La raison pour laquelle les autres études n'ont pas montré clairement cet effet est due au nombre limité des vitesses sélectionnées. Cependant, il apparaît raisonnable que la forme de la courbe trouvée par Bemben et Myers représente un comportement général des argiles.

Pour des vitesses de pénétration très petites, q_c est principalement de nature drainée. Lorsque la vitesse de pénétration augmente, q_c diminue à cause de la diminution des contraintes effectives et les forces visqueuses compensent la réduction des efforts, la courbe passe alors par un minimum. Ensuite, les forces visqueuses tendent à dominer le processus et q_c augmente de nouveau. Les tests dans les sables indiquent que pour des vitesses de pénétration plus petites que 20 mm/sec, il y a une faible influence sur q_c. Pour des vitesses plus grandes, q_c augmente à cause de la dilatance et de la pression interstitielle négative.

Tableau I-9. Influence de la vitesse de pénétration sur la résistance de pointe q_c

Auteur	Pénétromètre	Paramètre mesuré	In situ/ lab	Type du sol	Vitesse de pénétration (mm/s)	conclusions
Ladanyi et Eden(1969)	Electrique	q_c	Lab	Argile délicate	0,059-2.1	Une augmentation décuplée de la vitesse de pénétration implique une augmentation de 7,5 % de q_c
Bemben et Myers (1974)	Mécanique	q_c	In situ	Argile	0,2-200	Les conditions drainées et non drainées sont obtenues pour des vitesses de 0,5-50 mm/s. la vitesse normalisée 20 mm/sec ne fournit pas des conditions totalement non drainées
Campanella et al. (1982,1983)	Piézocône	q_c,f_t,u	In situ	Silt argileux	0,25-20	La pénétration est essentiellement non drainée. Lorsque la vitesse diminue au dessous de 2 mm/s : u diminue, alors que q_c et f_t augmentent.
Lunne et al.(1986)	Piézocône	q_c,f_s, u	In situ	Argile grandement sur consolidée	2-20	u mesurée derrière le cône était négative
Powell et Quarterman (1988)	Electrique	q_c	In situ	Argile sur consolidée	0,167-20	Les effets de la vitesse sont évidents et contrôlés par Ip et la perméabilité

4.3.3. Profondeur de la pénétration statique

Un essai de pénétration statique peut souvent échouer à atteindre la profondeur désirée. Cela peut être causé par plusieurs problèmes comme des obstacles ou une déviation de la verticale, mais c'est surtout à cause de la capacité maximale de fonçage des pénétromètres qui est parfois atteinte à cause d'un important effort de frottement sur les tiges de pénétration.
Une profondeur plus importante peut être atteinte donc en augmentant la force de poussée sur les tiges. La méthode la plus connue pour augmenter la profondeur de pénétration est de réduire le frottement sur les tiges. Souvent, un réducteur ou destructeur de frottement est installé à une distance entre 0,3 m et 1 m derrière la pointe. L'objectif du destructeur de frottement est d'élargir le diamètre du trou crée par la pointe pour réduire le frottement.

Il est conseillé que le destructeur de frottement soit installé à au moins 1 m derrière la pointe. Cependant, cela n'est pas nécessaire et n'est pas toujours possible. Dans les sols raides, il est préféré d'avoir un destructeur de frottement à environ 1 m derrière la pointe alors que dans les sols mous, la bague anti-frottement peut être plus proche de la pointe sans influencer les résultats. Il est proposé qu'une distance minimale de 0,5 m existe entre la pointe et la bague anti-frottement. Quelques exemples de destructeurs de frottement sont présentés dans la Figure I-32.L'utilisation d'une pointe de 15 cm^2 reliée à des tiges de 10 cm^2 de section permet également d'augmenter la profondeur de pénétration. C'est la raison principale, pour laquelle la pointe de 15 cm^2 est largement utilisée pour les investigations offshore ou des profondeurs importantes sont requises et les capacités de poussée limitées.

Une autre méthode de réduction du frottement consiste à injecter de la boue dans le sol à partir des petits trous qui peuvent exister à quelques positions spécifiques dans les tiges au dessus de la bague anti-frottement. Jefferies et Funegard (1983) ont décrit un tel système et les essais ont montré que la force requise de pénétration peut être réduite de 50%.
Staveren (1995) a noté que dans certaines argiles raides sur consolidées, les CPT classiques rencontrent un refus à 5 m de pénétration ; en utilisant l'injection de la boue, il a pu atteindre une profondeur de l'ordre de 62 m. Une approche récente rapportée par Sanglerat (1995) pour augmenter la profondeur de pénétration se base sur l'utilisation d'un pénétromètre stato-dynammique. La partie statique de ce pénétromètre est utilisée jusqu'à une résistance de pointe de 140 MPa, et la partie dynamique est utilisée pour pénétrer des couches caractérisées pour une résistance de pointe qui excède 140 MPa. Sanglerat signale que plus de 100 m de profondeur sont atteints avec cet équipement.

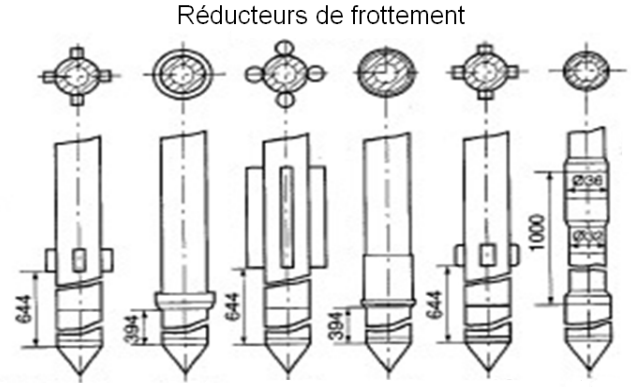


Figure I-32. Différents types de réducteurs de frottement (Graaf et Vermeiden, 1988)

4.3.4. Taille de la pointe pénétrométrique et effets d'échelle

Des pointes avec des dimensions différentes du standard (diamètre de 35,7 mm) sont parfois utilisées, voici des exemples bien connus :

- Pour des essais offshores, des pointes de 15 cm^2 de section (43,7 mm) sont dominantes en pratique (Lunne et Powell, 1992). Et même sur terre, dans quelques pays comme la grande Bretagne, la pointe de 15 cm^2 est massivement utilisée (Powell et al. 1995). Une des raisons principales est que lorsque cette pointe de 15 cm^2 est combinée avec des tiges de 10 cm^2, des profondeurs plus importantes sont atteintes ;
- En laboratoire, des modèles de pointes de 5 cm^2 (ou encore plus petits) sont utilisés dans le but d'augmenter le rapport entre la taille de l'échantillon et le diamètre de la pointe, et aussi pour réduire les effets de bords (Baldi et al. 1985) ;

- Des diamètres plus petits ont été utilisés pour augmenter la sensitivité de détection des couches minces (Torstensson, 1975) ;
- Des pointes avec des diamètres plus grands ont été utilisées pour augmenter la sensibilité de l'obtention des mesures plus précises dans les sols très mous ;
- Pour faire des essais CPT en centrifugeuse, des modèles réduits de pointe avec des diamètres très petits sont nécessaires.

Pour permettre à l'ingénieur de juger si les résultats d'un essai CPT avec un diamètre de pointe non standard, peuvent être utilisés sans corrections, nous citons quelques études comparatives. Une étude réalisée par Lunne (1976) dans des argiles raides sur-consolidées a conclut qu'il n'y a pas une différence significative au niveau de la résistance de pointe entre une pointe de 5 cm^2 et une autre de 10 cm^2. Lunne (1986) a trouvé que dans les argiles molles et les sables lâches à moyennement denses, des pointes de 10 cm^2 et de 15 cm^2 donnaient les mêmes valeurs de résistance de pointe.

Powell et Quaterman (1988) ont montré que si on compare des pénétromètres relativement large (jusqu'à 150 mm de diamètre de pointe) avec une pointe standard de 10 cm^2, des effets d'échelle sont évidents et importants dans les argiles raides sur-consolidées.

En conclusion, il est admis qu'en pratique, des pointes avec des sections variant de 5cm^2 à 15 cm^2 donnent des valeurs très proches de résistance de pointe. Pour des dimensions en dehors de cette fourchette, il est recommandé que certaines corrections doivent être considérées.

4.4. Analyse de la résistance de pointe : un aperçu des méthodes

La large utilisation de l'essai de pénétration statique (CPT) dans l'ingénierie géotechnique a aboutit à une grande demande et un grand besoin de corrélations entre q_c et les propriétés de l'ingénierie du sol. L'analyse théorique rigoureuse de q_c est extrêmement, difficile à cause des importantes déformations et la non linéarité du matériau testé.

Cependant, plusieurs corrélations théoriques approximatives ont été proposées depuis les années 1960. Quelques unes ont été largement utilisées dans la pratique (Mitchell et Keaveny 1986 ; Jomiolkovski, 1988).

Un bref rappel est présenté dans ce qui suit de quelques théories d'analyse de la résistance de pointe dans les argiles non drainées et les sables drainés (Yu et Mitchell, 1996).

4.4.1. Théorie de la capacité portante

Une des premières méthodes à analyser la résistance de pointe était de la considérer dans le cadre d'un problème de capacité portante. La résistance de pointe est supposée égale à la charge de rupture d'une fondation circulaire profonde. Deux approches analytiques, l'équilibre limite et les lignes de glissement, ont été utilisées pour déterminer q_c.

Dans la méthode de l'équilibre limite, les mécanismes de rupture sont assumés, et ensuite, l'équilibre global du massif du sol est analysé pour déterminer la charge de rupture. Cette méthode simple a été très utilisée en mécanique des sols (Terzaghi, 1943). La solution de cette méthode est approximative car elle ignore l'effet du comportement contraintes-déformations du sol, et nécessite l'utilisation des facteurs de forme. La Figure I-33 montre des mécanismes de rupture utilisés pour analyser les problèmes de pénétration en grandes déformations (Durgunoglu et Mitchell, 1975).

Dans la méthode des lignes de glissement, un critère de rupture type Mohr-Coulomb, ou Tresca est combiné à l'équation d'équilibre pour donner des équations différentielles de l'équilibre plastique du sol. A partir de ces équations, un réseau de lignes de glissement (Figure I-34) est construit et la charge de rupture déterminée.

L'approche de la théorie de capacité portante souffre de quelques limitations :

- Les déformations sont négligées dans cette méthode ;
- Elle ignore l'influence du processus de pénétration sur l'état initial autour du manchon ;
- La méthode des lignes de glissement est plus rigoureuse que celle de l'équilibre limite car elle satisfait les équations d'équilibre et le critère plastique.

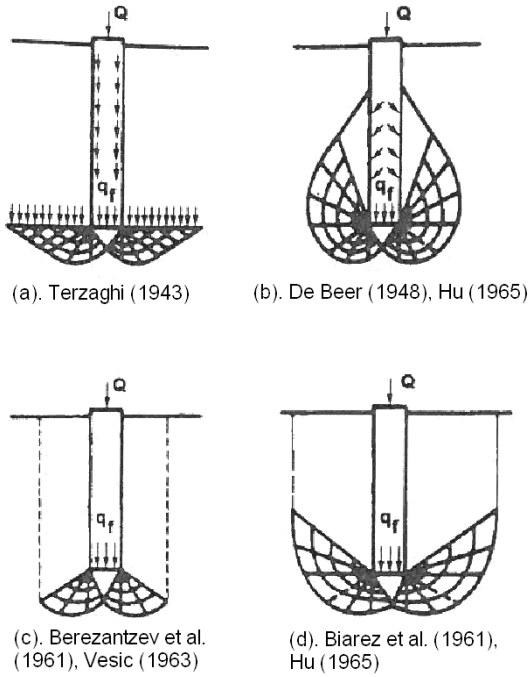


Figure I-33. Mécanismes de pénétration pour des pénétrations profondes (Durgunoglu et Mitchell 1975)

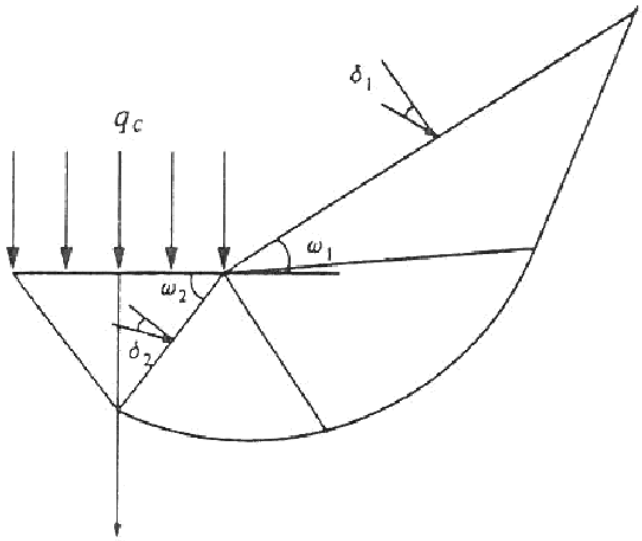


Figure I-34. Réseau de lignes de glissement pour l'analyse de la résistance de pointe

4.4.2. Théorie de l'expansion de cavité

L'analogie entre l'expansion d'une cavité et la pénétration de la pointe a été étudiée pour la première fois par Bishop et al (1945). Après l'observation que la pression requise pour produire un trou profond dans un milieu élasto-plastique est proportionnelle à celle nécessaire pour l'expansion d'une cavité de même volume et sous les mêmes conditions.

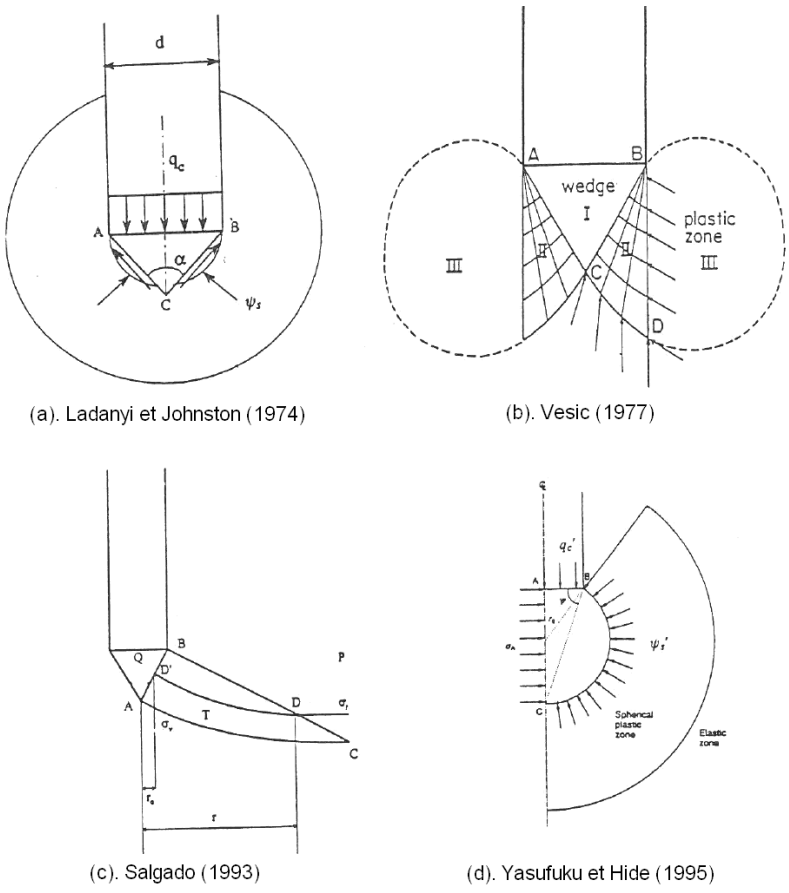
Deux étapes sont nécessaires pour l'utilisation de cette méthode afin de prédire la résistance de pointe :

- Le développement des solutions théoriques de pression limite de l'expansion de cavité dans le sol ;
- La corrélation de la pression limite de l'expansion à la résistance de pointe q_c.

En utilisant des modèles de comportement plus réalistes, un progrès significatif a été fait depuis les années 1970 pour développer des solutions de l'expansion de cavité dans le sable et l'argile. Quelques relations semi-empiriques ont été proposées pour relier q_c à la pression limite de l'expansion (Figure I-35)

Les auteurs déclarent que la méthode de l'expansion de cavité est plus réaliste que l'approche de la capacité portante pour les raisons suivantes :

- Les déformations élastiques et plastiques du sol durant l'essai de pénétration statique sont prises en compte dans la théorie de l'expansion de cavité ;
- Cette approche considère, au moins d'une façon approximative, l'influence du processus de pénétration sur l'état initial et aussi l'effet de la rotation des contraintes autour de la pointe pénétrométrique.



(a). Ladanyi et Johnston (1974) (b). Vesic (1977)

(c). Salgado (1993) (d). Yasufuku et Hide (1995)

Figure I-35. Relations entre q_c et la pression limite d'expansion d'une cavité

4.4.3. L'approche de l'état d'équilibre

Dans un sol homogène isotrope, la pénétration de la pointe peut être traitée comme un problème d'état d'équilibre. Dans cette approche, le processus de pénétration est vu comme un écoulement d'équilibre du sol sous la pointe pénétrométrique. La procédure de solution basée sur les déformations de l'état d'équilibre peut être trouvée dans (Baligh, 1985), Houlsby et al (1985), Teh (1987), Whittle (1992), et YU (1996-a).

Malgré qu'elle soit prometteuse en théorie, l'application de l'approche de l'état d'équilibre pour l'analyse de la résistance de pointe n'est pas entièrement satisfaisante. L'utilisation de cette méthode a été limitée aux argiles non drainées. Son application aux sols frottants est beaucoup plus difficile. Davantage de recherches sont nécessaires pour développer cette méthode.

4.4.4. Méthode des éléments finis

La résistance de pointe dans les sols a été analysée par quelques chercheurs en utilisant la méthode des éléments finis par des incréments de déplacement.

4.4.4.1.Approche des petites déformations

Dans l'analyse en petites déformations, la pointe est introduite dans un trou, avec un sol entourant qui est dans son état de contraintes initial in situ. Un calcul incrémental de rupture plastique est exécuté, et la charge de rupture est supposée égale à la résistance de pointe. Cette approche n'est pas tout à fait correcte, parce que durant la pénétration, des contraintes latérales importantes se développent à coté du manchon de frottement ce qui conduit à une résistance de pointe plus grande que celle prévue par l'analyse en petites déformations. Une des premières analyses en petites déformations de la résistance de pointe a été proposée par Borst et Vermeer (1982) pour les sols cohésifs.

4.4.4.2.Modèles en grandes déformations

Dans le but d'inclure l'effet de la pénétration sur les conditions initiales in situ, une analyse en grandes déformations est nécessaire, parce que la pointe doit être enfoncée dans le sol avec un déplacement vertical égal à plusieurs fois le diamètre de la pointe.

Des exemples d'analyses en grandes déformations sont donnés par Budhu et Wu (1991, 1992) pour les argiles, et par Cividini et Gioda (1988) pour les sables. Ils ont utilisé des éléments d'épaisseur nulle pour modéliser l'interface frottante entre la pointe et le sol. Comme il a été signalé par Van den Berg (1994), il est nécessaire de redéfinir les positions des nœuds de bords après chaque étape de calcul dans des modèles en grandes déformations.

En 1994, une analyse en grandes déformations, plus compréhensive a été présentée par Van den Berg (1994) pour les argiles et les sables, en utilisant une formulation Eulérienne, dans la quelle le maillage est fixé dans l'espace, alors que le matériau en coule à travers. L'étude de Van den Berg suppose qu'un état d'équilibre est normalement atteint lorsque la pénétration est équivalente à trois fois le diamètre.

4.4.5. Synthèse des théories d'analyse de la résistance de pointe

- Les théories de la capacité portante ignorent la compressibilité du sol et l'influence de l'augmentation des contraintes autour du manchon de frottement. Elles sont alors, non représentatives des conditions initiales in situ, à l'exception des pénétrations très peu profondes ;
- La théorie de l'expansion de cavité propose une méthode simple et raisonnable pour l'analyse de la résistance de pointe. Et cela parce qu'elle prend en compte la

compressibilité (ou la dilatance) des sols, ainsi que l'influence des contraintes autour du manchon durant la pénétration. Cette théorie peut être utilisée pour les argiles et les sables ;

- La méthode du chemin de contraintes ou chemin de déformations a été également utilisée avec succès pour analyser la résistance de pointe dans les argiles non drainées. Le progrès de l'application de cette méthode dans les sables a été plus long mais possible. Les équations d'équilibre ne sont pas complètement satisfaites dans cette méthode ;
- A cause des erreurs significatives et des difficultés numériques associées au calcul de la charge de rupture avec la méthode des éléments finis, cette méthode semble incapable pour le moment de fournir une analyse complète de la résistance de pointe.

4.5. Corrélations entre la résistance de pointe q_c et le module de déformation E

On s'intéresse aux corrélations du module de déformation *E* avec le terme statique de pointe q_c. L'essai de pénétration statique étant l'un des essais *in situ* les plus anciens et les plus répandus, nombreux sont les chercheurs qui, depuis longtemps, ont essayé de relier, soit théoriquement, soit statistiquement, le terme de pointe aux modules de déformation usuels (œdométrique, pressiométrique ou élastique) ou au coefficient de compressibilité à l'œdomètre. C'est Buisman qui a cherché en premier à relier le terme de pointe du pénétromètre au module de déformation à l'œdomètre. Il est arrivé à la formule simple :

$$E_{oed} = \alpha \times q_c \qquad \text{I-27}$$

Le coefficient α donné initialement égal à 1,5 par Buisman a été diversifié en fonction de la nature des sols. Pour ce qui est des recherches françaises, Bachelier et Parez (1965) ont cherché à améliorer la formule précédente par une vaste campagne expérimentale *in situ*. Mais c'est surtout Sanglerat (1965, 1969 et 1971) qui a le plus contribué au développement de cette recherche. On résume dans les Tableau I-10 et Tableau I-11, les valeurs du coefficient α préconisées par différents auteurs.

Tableau I-10. Valeurs du coefficient de Buisman d'après Sanglerat, Bachelier et Parez

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

Tableau I-11. Coefficient de Buisman selon d'autres sources

Sols	***Limons sableux***	***Sables limoneux***	***Limons argileux***	***Argile sableuse***	***Limon argileux compact***	***Argile***	***Argile compacte***	***Argile limono-sableuse***	***Argile limono-sableuse***
α	1,15	1,2	2,4	2,8 à 3,6	3	3,4	4,4	5,2	5,2 ou 9,2
Sources	Barata (1962)			Jardin (1980)	De Mello et al. (1978)	Barata (1962)	Barata (1962)	Jardin (1980)	Barata et al.(1970)

Magnusson et al. (1995) soulignent pour les sables et les limons une plage de 1,5 à 2 pour le coefficient de Buisman noté α. Par ailleurs, on trouve en particulier pour le sable les valeurs consignées dans le Tableau I-12.

Tableau I-12. Coefficient α pour le sable

Références	E / q_c
Schmertmann (1978)	2,5 à 3,5
Poulos (1988)	5 (sable normalement consolidé) 7,5 (sable surconsolidé)
Elson (1984)	2
Van Impe (1986)	Sable normalement consolidé 3 si $q_c < 5$ MPa $E = 7,5 + 1,5\ q_c$ si $5 < q_c < 30$

D'autres recherches similaires ont été menées dans le but de relier cette fois le module pressiométrique au terme de pointe q_c. Nous citons ici quelques auteurs qui ont obtenu le rapport E_M / q_c pour l'argile, le sable et le limon.

Dans une argile normalement consolidée (Cassan, 1988) a obtenu $E_M/q_c = 2,6$. Par contre, Van Wambecke en 1962 cité par Cassan a obtenu un résultat différent notamment dans les argiles normalement consolidées : $E_M/q_c = 4,5$. Dans les argiles surconsolidées il obtient $5< E_M/q_c< 7$. Larrière (1982) donne globalement pour les argiles $3 < E_M/q_c < 6$. Dans le cas des sables, Kérisel en 1958 cité dans (Cassan, 1988) a trouvé dans les sables de Dunkerque $3 < E_M/q_c < 4$.

Ménard obtient pour ce rapport des valeurs voisines de l'unité et Van Wambecke donne concernant ses essais de 1962 $E_M/q_c = 1,1$. Les expériences de Cassan ont donné des résultats assez voisins de ceux de Ménard et de Van Wambecke. Les droites de régression du nuage de points observé montrent alors que pour tous les cas examinés, on a à peu près $E_M = q_c$. Toutefois, d'autres essais comparatifs effectués par les mêmes auteurs postérieurement aux précédents ont permis de conclure que dans un sable on peut admettre $1 \leq E_M/q_c \leq 1,5$.

Ainsi, le module pressiométrique et le terme de pointe pénétrométrique sont dans un rapport sensiblement constant. Dans les cas des argiles et des sables, les résultats rejoignent la formule de Buisman d'une part, les expériences (portant sur la comparaison pénétromètre et œdomètre) de Sanglerat, Bachelier et Parez d'autre part. Enfin, pour les limons, on a d'après Larrière (1982) E_M/q_c compris entre 1,5 et 3.

5. Synthèse

En première approche, les essais sur chantier présentent plus d'avantages que les essais au laboratoire. Les sols testés en place sont supposés subir moins de remaniement que les éprouvettes de laboratoire. Pour les matériaux discontinus tels que les argiles raides fissurées, roches fissurées, les essais *in situ* en vraie grandeur peuvent donner une estimation plus réaliste des caractéristiques du massif de matériau. La plupart des essais en place se déroulent de manière rapide et économique. Malgré ces avantages, les essais en place présentent aussi des difficultés. D'abord, les conditions de travail dépendent de l'environnement (pluie, orage,…). Les conditions de drainage ne sont pas assurées et les chemins de contraintes ne sont pas connus ni maîtrisés. Les sols et les roches sont quand même remaniés à cause de l'installation des équipements. Le taux de déformation est plus grand que celui du laboratoire, et la nature du sol n'est pas directement identifiée, sauf, par exemple lors des essais de

pénétration de carottier (SPT). En plus, la justesse des résultats dépend beaucoup plus de l'expérience de l'opérateur. Les essais au laboratoire présentent quelques avantages tels que : les conditions aux limites sont bien définies, le contrôle du drainage est assuré, le chemin de contraintes est bien connu, la nature du sol est identifiée. En plus, les essais au laboratoire permettent d'identifier plusieurs aspects du comportement du sol : isotropie, anisotropie, effet du temps, influence du déviateur, de la contrainte moyenne,… Toutefois, ils connaissent aussi des défauts. On ne sait pas prélever d'éprouvettes intactes dans certains sols. Ils sont longs, car il faut recréer par la phase de consolidation, le champ de contraintes initiales avant de réaliser l'essai. Ils sont susceptibles d'être biaisés par un certain nombre d'erreurs (la présence de jeux au niveau des surfaces de contact et la non-co-axialité dans l'empilage mécanique de la machine d'essai, par exemple). Le Tableau I-13 résume quelques avantages et inconvénients des essais in situ et essais au laboratoire.

Tableau I-13. Avantages et inconvénients des essais de sol (Mayne, 2001)

Essais in situ	Essais au laboratoire
Avantages	
Test du sol dans son environnement naturel	Conditions aux limites bien maîtrisées
Généralement, rapides et économiques	Conditions de drainage contrôlées
Des résultats immédiats pour l'évaluation	Paramètres d'ingénierie bien définis
Profiles continus et fréquents	
Inconvénients	
Conditions de drainage non connues	Essais chers et très lents
Problème de variabilité	Permettent de tester des petites éprouvettes
Effets de frontières ou de bords non connus	Nécessitent des échantillons de haute qualité
Essais avec des perturbations et nuisances	Essais discrets

La détermination de la première partie de la courbe effort-déformation utilisée pour l'obtention du module est importante. En effet, le terme « module de déformation » est un mot qui est souvent utilisé dans la pratique de l'ingénieur et qui cache un paramètre clé des modèles numériques. De nombreux essais de reconnaissance permettent de déterminer une relation liant contraintes et déformations. Mais aucun essai ne permet d'obtenir des modules de déformation valables dans toute la plage des déformations utilisée en géotechnique. Actuellement, en France le pressiomètre Ménard est l'essai in situ le plus utilisé pour déterminer les tassements. En France, entre 10000 et 15000 essais pressiométriques sont réalisés chaque jour. (Reiffsteck, 2002) a synthétisé les différentes méthodes d'essais en place permettant d'accéder au module de déformation dans le Tableau I-14.

(Reiffsteck, 2002) a réalisé aussi une synthèse des essais de laboratoire qui permettent de calculer des modules de déformation théoriquement. Il s'agit de l'essai de chargement oedométrique, l'essai triaxial de révolution, le vrai triaxial, le biaxial, le cylindre creux, l'essai de cisaillement annulaire mais aussi les essais sismiques de laboratoire comme la colonne résonante et l'essai de propagation d'ondes par cristaux piézo-électrique appelé aussi bender éléments.
Les modules de déformation mesurés sont spécifiques du matériel d'essai et de la procédure utilisée. Les niveaux de déformations pour lesquels les modules doivent être déterminés de façon préférentielle sont représentés sur la Figure I-36. Sur cette figure sont mis en regard les fourchettes d'utilisation des matériels de laboratoire et des matériels utilisés in situ et les déformations engendrées dans les ouvrages lors de leur construction et de leur fonctionnement. Les plages d'utilisation courante sont prolongées sur leur gauche jusqu'au seuil maximal qui peut être atteint lors d'essais très soignés où on limite le remaniement du

sol. La détermination des paramètres est un compromis entre les possibilités des essais et une représentation satisfaisante du comportement des ouvrages et des sols. Pour cela, il est nécessaire d'adapter la détermination sur les courbes expérimentales à la plage de variation possible pour ces paramètres et d'avoir une fréquence d'échantillonnage importante.

Tableau I-14. Essais permettant d'accéder aux modules de déformation (Reiffsteck, 2002)

Remaniement	Calcul théorique	Corrélation
Fort		SPT Pénétromètre Chargement de pointe Pressio-pénétromètre Pression latérale en forage
Moyen	Essai de plaque vissée Essai pressiométrique Ménard	Essai de cisaillement en forage
Faible	Essai de plaque en forage Pénétromètre latéral Essai de plaque autoforé Essais triaxiaux in situ Essai sismique	Pressiomètre autoforeur

L'utilisation d'un module sécant E_{sec} permet d'étudier l'évolution de la relation contraintes déformations lors de l'apparition des déformations plastiques. Le module sécant peut être calculé pour des déformations très faibles où la détermination du module tangent E_{tan} devient problématique du fait de la résolution croissante que cela nécessite. Une alternative à la détermination d'un module initial ou sécant est la détermination d'un module cyclique E_{cyc} pour un déchargement de faible amplitude. Souvent, le module obtenu alors est plus élevé que le module initial (obtenu sur la première partie de la courbe et non réel). Cela signifie que le domaine élastique n'existe que pour des déformations plus faibles, que l'essai usuel ne permet pas d'atteindre. On notera que le véritable module élastique est le module obtenu au déchargement ; si on admet le formalisme de l'élasto-plasticité.

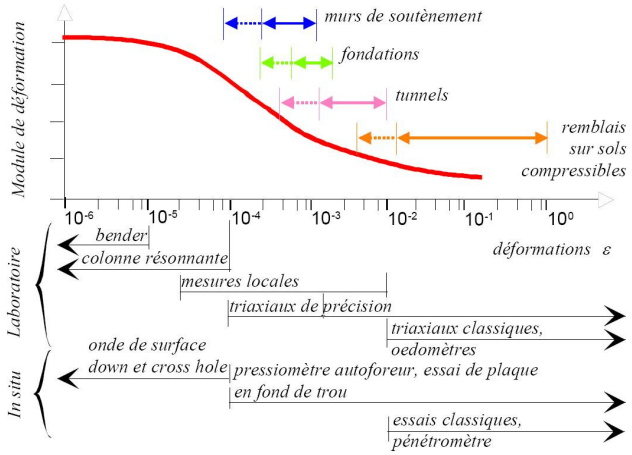


Figure I-36. Domaines d'utilisation des matériels d'essais (Reiffsteck, 2002)

Cette synthèse des essais de reconnaissance des sols, permet d'évaluer les avantages des techniques utilisées actuellement. Les essais de pénétration sont caractérisés par leur simplicité. D'ici est née l'idée de concevoir un nouvel essai de reconnaissance qui profite des avantages des essais de pénétration et qui répond aux besoins croissants de déterminer des modules de déformation.

II. Développement de l'essai de chargement de pointe (1979 – 2006)

1. Introduction

Contrairement à l'essai de chargement de plaque, qui ne peut être réalisé qu'en surface ou en fond de fouille, l'essai de chargement de pointe d'un pénétromètre (Cone Loading Test: CLT) bénéficie des qualités du pénétromètre statique, qui est d'utilisation simple et d'emploi répandu. Après avoir foncé le train de tiges à la cote d'essai, la pointe est chargée par paliers successifs jusqu'à la résistance maximale du sol (Faugeras, 1979) et (Faugeras, Fortuna et Gourvès, 1983). Le mode opératoire de l'essai est donc similaire à celui de l'essai de plaque vissée. Au cours de la phase de chargement monotone, une relation entre la pression exercée et l'enfoncement de la pointe est obtenue ; celle-ci permet la définition d'un module du sol. L'historique de développement de l'essai de chargement de pointe, depuis l'idée d'origine, jusqu'aux derniers travaux conduits avant le début de cette thèse, est exposé dans les paragraphes suivants.

2. Origine de l'essai (Gourvès et Faugeras en 1979)

L'idée de ce type d'essai a été développée pour la première fois par Gourvès et Faugeras (Faugeras, 1979) et (Faugeras et al. 1983). En se basant sur l'essai de chargement statique de plaque ou de pieu, cet essai consistait à effectuer un chargement statique sur la pointe pénétrométrique. La relation effort-déplacement ainsi obtenue à l'époque est appelée par les auteurs : courbe de compressibilité du sol testé. L'appareil utilisé par ces auteurs est un pénétromètre statique hollandais de type Gouda permettant un effort maximal de 25 kN.

Pour réaliser un essai de chargement statique de pointe au Gouda, des modifications techniques ont été apportées à celui-ci par l'auteur : le système de chargement ou de fonçage a été considérablement démultiplié afin de permettre une mise en charge précise sous la pointe. La mesure des déplacements verticaux sous la pointe est effectuée à l'aide d'un comparateur mécanique au 1/100e de mm et d'une course totale de 25 mm. Celui-ci prend appui sur une barre ancrée dans le sol indépendante du bâti du pénétromètre. Le repère des déplacements est pris sur le piston en contact permanent avec le train de tiges intérieures. Une autre modification concerne la pointe du pénétromètre. Afin de simuler une fondation ou une plaque circulaire infiniment rigide, la pointe Gouda d'origine a été tronquée (Figure II-1), sa section restant de 10 cm². La couche de sol sous l'embout plat est assimilée à un milieu infini et homogène car ses caractéristiques peuvent être prises constantes dans la zone d'influence de l'embout. Il a été montré par les auteurs que l'emploi d'un embout plat au lieu de la pointe conique ne modifie pratiquement pas le profil pénétrométrique. Seuls les pics de pression semblent écrêtés.

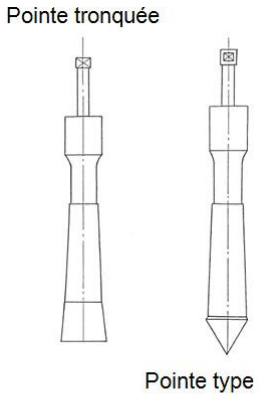
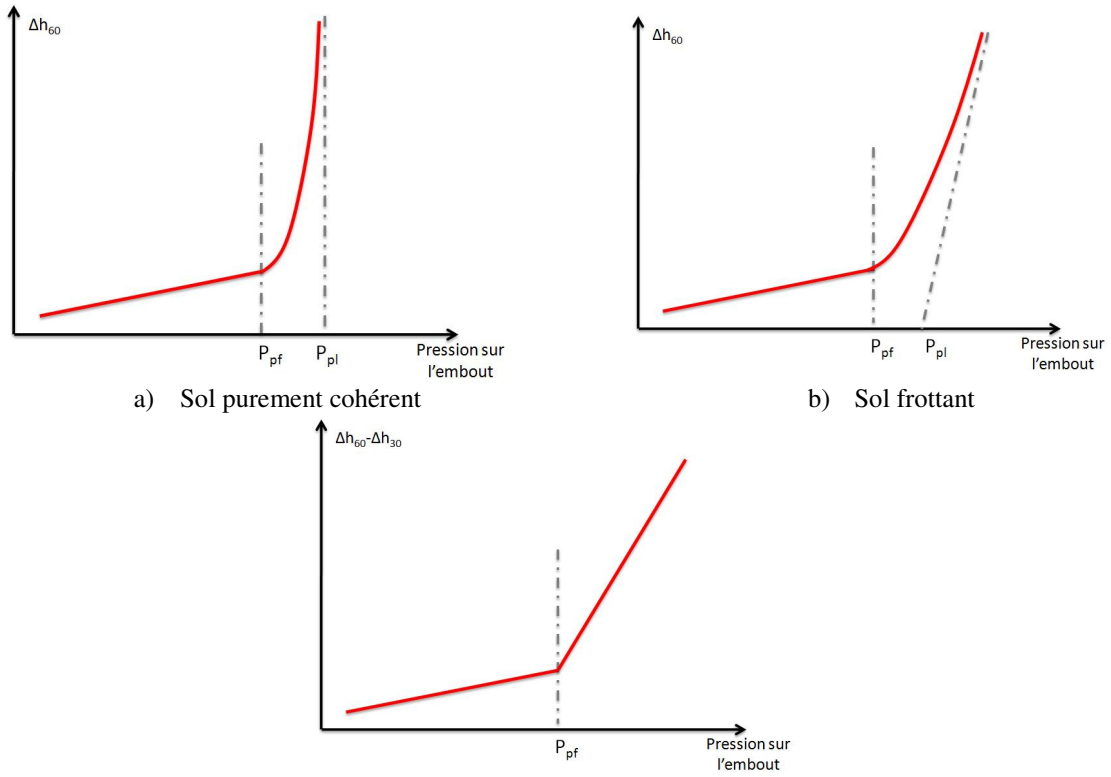


Figure II-1. Pointe Delft d'origine et pointe tronquée (Faugeras, 1979)

Après avoir foncé la pointe pénétrométrique tronquée à la profondeur désirée à une vitesse de 2 cm/s (premier cycle de chargement à rupture : le sol situé sous la pointe est en effet amené pratiquement instantanément à un état de grandes déformations correspondant au poinçonnement). La pression exercée sur la pointe est ramenée à zéro et le comparateur est installé. Une phase d'attente de 10 minutes environ est nécessaire afin que le sol remanié durant le fonçage préalable, retrouve un état d'équilibre et que d'éventuelles surpressions interstitielles se dissipent. Au bout de cette période, cette dissipation est pratiquement totalement réalisée selon les auteurs et d'autres chercheurs cités dans (Faugeras, Fortuna et Gourvès, 1983). Cette valeur de 10 minutes peut d'ailleurs être réduite dans le cas de sols très perméables. Pendant cette phase d'attente, les variations de pressions et de déplacements verticaux sont notées.

Après stabilisation, la pointe est chargée par paliers de charge successifs de 0,05 MPa, jusqu'à la résistance maximale du sol (deuxième cycle de chargement réputé lent jusqu'à rupture du sol sous la pointe), chaque palier étant maintenu de façon précise durant un temps fixé par le mode opératoire de l'essai notamment 30 secondes et une minute. L'essai est donc arrêté lorsque le sol atteint sa résistance maximale appelée par les auteurs pression de pointe limite notée p_{pl} et qui correspond en principe à la valeur de la résistance statique de pointe au Gouda q_c. L'expression p_{pl} est volontairement employée pour désigner la résistance maximale du sol lors de l'enfoncement à vitesse quasi nulle, ceci pour la différencier de la valeur conventionnelle q_c correspondant à une vitesse de 2 cm/s. Le terme p_{pl} sera remplacé par le terme q_{CLT} dans les chapitres suivants.
Sur la Figure II-2, les auteurs reportent une courbe type de compressibilité (appellation des auteurs) représentant l'évolution des déplacements verticaux de l'embout qui ne sont autres que les déformations du sol dans la même direction, mesurées à 1min, en fonction de la charge appliquée ramenée à une surface unité.



a) Sol purement cohérent

b) Sol frottant

c) Courbe de fluage type

Figure II-2. Courbes expérimentales types obtenues (Faugeras, 1979)

L'origine de la courbe correspond au couple (p_p, Δh) après stabilisation. Sur cette courbe, une partie linéaire caractérise la phase pseudo-élastique du sol. Les tassements Δh sont proportionnels aux pressions appliquées. Une deuxième partie caractérise la phase plastique du sol ; c'est le domaine des grands déplacements, la pression exercée tend asymptotiquement vers la limite p_{pl}. La pression qui délimite le passage entre l'état pseudo-élastique et l'état des grands déplacements est appelée pression de pointe de fluage notée p_{pf} déduite de la courbe de fluage (pression sur l'embout – enfoncement différé h_{60s}-$h_{30\ s}$) (Figure II-2.c) qui se compose de deux parties linéaires qui se coupent en un point d'abscisse p_{pf}. La pression de pointe limite est déterminée par l'intersection entre l'asymptote et l'axe des abscisses.

Sur la courbe de compressibilité, les auteurs définissent un module déterminé sur la partie linéaire. Ce module appelé par les auteurs module pénétrométrique et noté E_{pn} est donné par l'expression :

$$E_{pn} = \frac{\Delta \sigma}{\Delta h} \times h_{ee} \qquad \text{II-1}$$

Dans cette expression : h_{ee} est appelée *hauteur élastique équivalente* (mm) et $\Delta\sigma/\Delta h$ est une approximation de la valeur de la pente de la partie de la courbe de compressibilité caractérisant la phase pseudo-élastique du sol testé. Cette pente notée *tg* α (Figure II-3) est ensuite calculée par une régression linéaire (méthode des moindres carrés) appliquée à l'ensemble des points expérimentaux entre l'origine de la courbe expérimentale et le point d'abscisse p_{pf}.

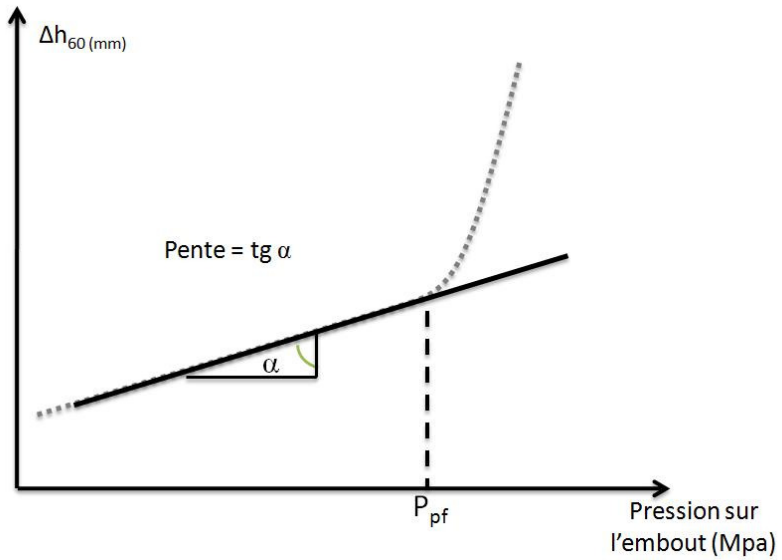


Figure II-3. Courbe de compressibilité type (Faugeras, 1979)

La quantité h_{ee} est introduite afin de rendre E_{pn} homogène à une pression. Elle prend en compte les caractéristiques spécifiques de l'essai, à savoir : forme et dimensions de l'embout plat, son encastrement dans le massif de sol et le remaniement de celui-ci occasionné par l'installation préalable de l'embout plat. En effet, l'essai de compressibilité réalisé est un essai de second cycle de chargement sur un sol complètement perturbé ou remanié, le premier ayant été conduit jusqu'à rupture du matériau en place présumé intact. Dans la mesure où l'embout plat est assimilé à une plaque circulaire rigide, et en utilisant le formule de Boussinesq donnant le tassement d'une telle plaque reposant sur un massif élastique semi-infini de

caractéristiques E et ν, après avoir appliqué à cette formule un coefficient réducteur égal à 2 d'après Mindlin, les auteurs aboutissent à la formule suivante de la quantité h_{ee} :

$$h_{ee} = 0{,}7\ R\ \frac{1}{k_r} \qquad (mm) \qquad \text{II-2}$$

Où R est le rayon de l'embout plat de 10 cm² (R = 17,9 mm). Le remaniement est pris en considération à l'aide du coefficient sans dimension noté k_r. Pour définir alors complètement E_{pn} il faut déterminer la valeur du coefficient k_r. Le problème qui se pose est donc en quelque sorte la caractérisation du remaniement induit. Les auteurs ont essayé de maîtriser le remaniement en comparant avec l'essai proposé, le comportement du sol avant et après rupture. En d'autres termes, ils ont réalisé un essai de chargement statique sur un sol non perturbé et l'ont poursuivi jusqu'à sollicitation de la résistance maximale du sol. Après remise à zéro de la pression exercée et stabilisation, ils ont effectué un deuxième essai de chargement statique (ils ont procédé à un essai d'écrouissage pénétrométrique). Ainsi il serait possible de comparer le comportement du matériau testé avant et après remaniement ce qui permet de déterminer le coefficient k_r (Faugeras, 1979).
Les auteurs ont pu conclure qu'il existe une relation linéaire entre k_r et r ($k_r = 1 + 4\ r$). Pour une valeur d'écrouissage de 100 % on a $k_r = 5$; à 0 %, $k_r = 1$, le matériau n'ayant subi aucun chargement préalable. Compte tenu de la valeur de k_r ($k_r = 5$), on a finalement:

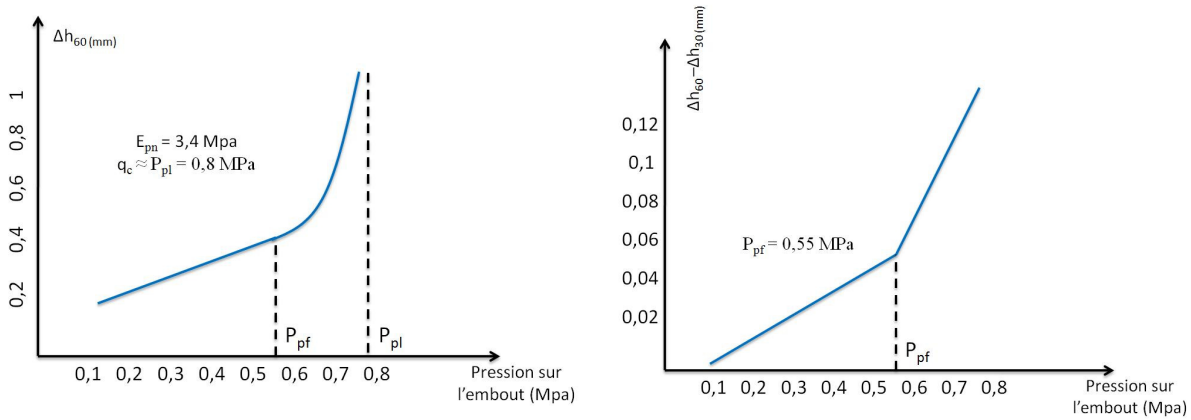
$$h_{ee} = 0{,}7\ R\ \frac{1}{5} = 0{,}14\ R \qquad (mm) \qquad \text{II-3}$$

Par suite, le module pénétrométrique proposé par les auteurs est donné par l'expression (R = 17,9 mm) :

$$E_{pn} = \frac{\Delta p_p}{\Delta h} \times 2{,}5 \qquad (MPa) \qquad \text{II-4}$$

Afin de montrer que le module pénétrométrique E_{pn} est bien une caractéristique ne dépendant que de la nature du matériau testé, des essais *in situ* à la même profondeur avec différents rayons R d'embout plat ont été conduits par les auteurs. Les résultats obtenus ont montré que le module E_{pn} était constant.
Sur l'ensemble des sites étudiés dans le cadre de cette étude (limon, argile, tourbe, sable), tous situés dans la région de Clermont-Ferrand en France, le même type de courbe de comportement est obtenu. Des exemples de courbes sont donnés dans la Figure II-4 (Argile raide à faible teneur en eau).

Des essais pressiométriques ont aussi été effectués en même temps que les essais de chargement statique au Gouda. En particulier, le module de déformation E_{pn} est comparé au module pressiométrique *Ménard* d'une part, puis le rapport $\alpha' = E_{pn} / q_c$, est comparé avec celui déduit de la formule empirique $E_s = E' = \alpha\ q_c$ d'autre part (E' est ici le module tangent initial d'un essai traixial drainé). Le coefficient α considéré est celui proposé par Sanglerat cité par (Faugeras et al. 1983) pour différents sols. Globalement, une très bonne concordance entre les valeurs de α' et α est constatée. De plus, les modules de déformation linéaire E_{pn} mesurés sur les sites d'étude sont inférieurs à ceux mesurés avec le pressiomètre à la même cote d'essai. Notamment, la corrélation suivante est établie par les auteurs : $E_M = 1{,}6 \times E_{pn}$.



(a) Courbe de compressibilité à 1 min (z = 1,5 m) (b) Courbe de fluage

Figure II-4. Exemples de courbes de comportement *in situ* (Faugeras, 1979)

3. Evolution de l'essai par Zhou (1997)

Zhou s'est inspiré des développements expérimentaux réalisés par (Faugeras et al. 1983) exposés précédemment. L'essai a été adapté à un pénétromètre dynamique à énergie variable de type Panda. La courbe pression-enfoncement de la pointe pénétrométrique obtenue permettait à l'auteur de tirer encore une fois des renseignements sur la déformabilité du sol testé.

Une fois la pointe du pénétromètre battue à une profondeur désirée, et après mesure des éventuelles surpressions interstitielles qui commencent à se dissiper, l'essai de chargement statique (monotone ou cyclique) au Panda peut commencer. Le dispositif de battage est retiré et le dispositif de chargement statique est installé comme indiqué sur la Figure II-5. La pointe s'enfonce verticalement dans le sol sous un chargement par paliers successifs pendant 30 s et 60 s pour chacun des paliers. Les enfoncements sont mesurés au moyen d'un comparateur mécanique par l'intermédiaire du train de tiges relié à la pointe. Cet essai est réalisé dans des sols fins ou des sols grenus dont la dimension moyenne des grains ne dépasse pas 2 mm ; la profondeur d'investigation peut atteindre 5 mètres en terrain moyennement dense.

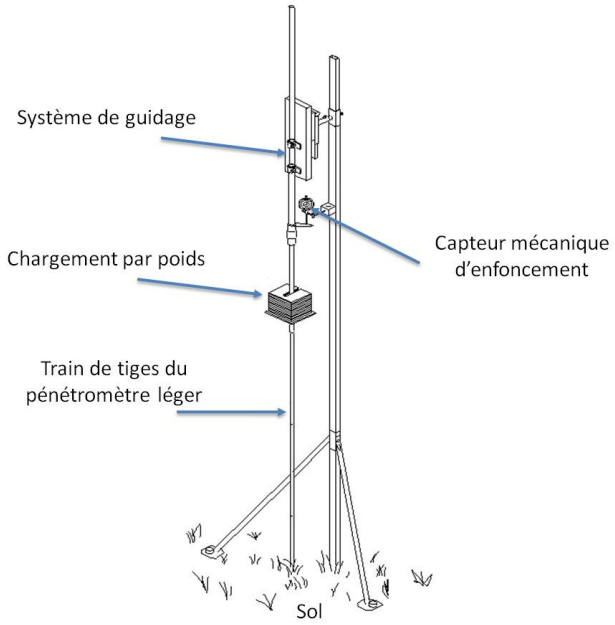


Figure II-5. Essai de chargement statique au Panda : Appareillage (Zhou, 1997)

Des campagnes d'essais en laboratoire et en place (divers types de matériaux) avec ce nouvel appareillage ont été menées. La procédure d'essai est similaire à celle de 1979, en outre les mêmes paramètres p_{pl}, p_{pf} et E_{pn} ont été calculés (interprétation identique en tout point). La Figure II-6 illustre une courbe monotone et une courbe cyclique (évolution des déplacements verticaux mesurés au bout d'une minute, en fonction de la pression exercée sur la pointe conique). Les résultats obtenus avec différents pénétromètres sont analogues, les courbes monotones ont notamment la même allure et présentent une phase pseudo-élastique et une phase plastique.

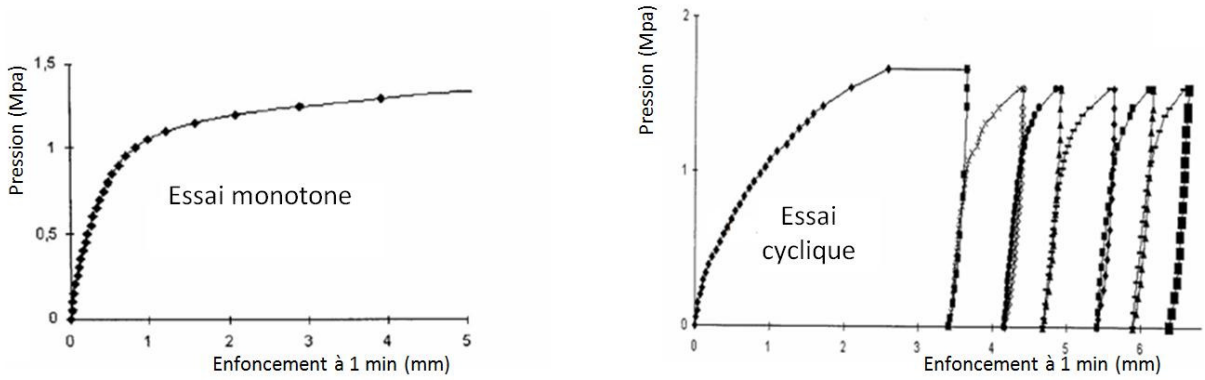


Figure II-6. Courbes expérimentales types obtenues par Zhou (1997)

L'essai de chargement statique correspond à un 2éme cycle de chargement, le sol réputé vierge à l'origine a été remanié et mené jusqu'à la rupture avant le test statique, mais l'avantage est que le chemin de chargement est relativement bien maîtrisé ou contrôlé. Il y a un intérêt à effectuer un chargement avec plusieurs cycles de charge-décharge (au moins 2). Ceux-ci sont destinés à effacer le remaniement dû à la mise en place de la pointe du pénétromètre.

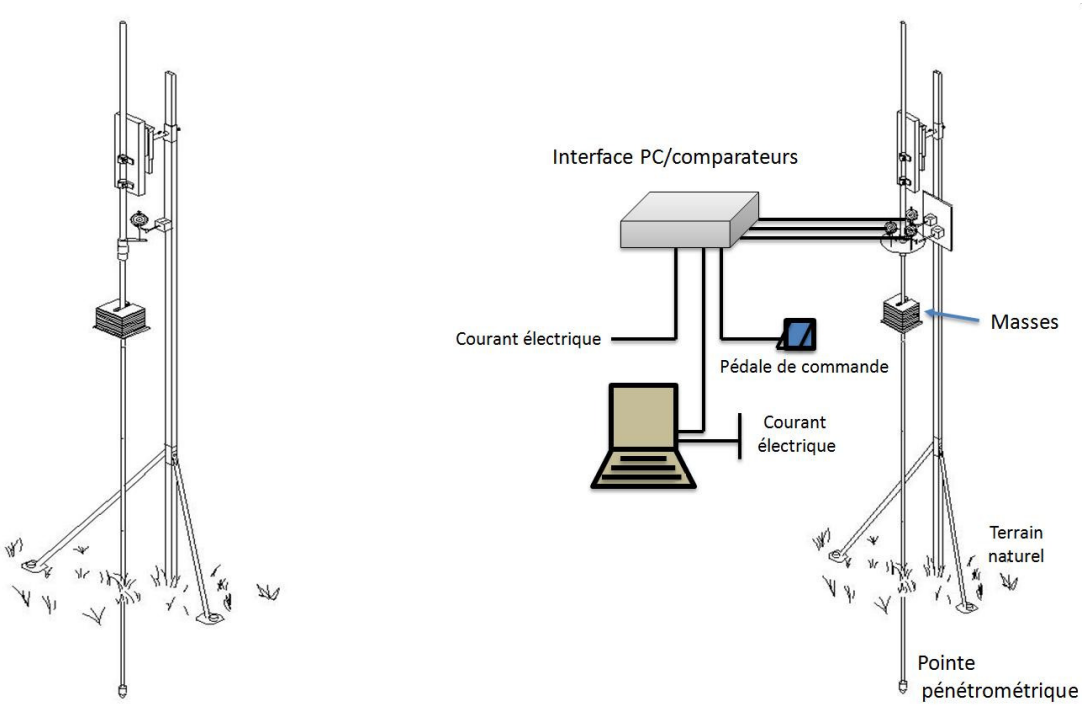
Enfin, la courbe de déformabilité monotone obtenue in situ a été paramétrée par Zhou à l'aide d'une fonction mathématique à trois inconnus. En considérant les trois paramètres rhéologiques les plus importants en mécanique des sols : le module d'Young E, la cohésion c et l'angle de frottement interne φ. Zhou (1997) a cherché à l'aide d'une simulation numérique de l'essai expérimental sous le logiciel aux différences finies FLAC la relation pouvant exister entre les 3 inconnues de la fonction mathématique et les paramètres E, c, φ. Les résultats se sont avérés encourageants et positifs mais toutefois à approfondir. Nous reviendrons à cette analyse numérique par la fonction à trois inconnus dans le chapitre traitant de la modélisation numérique de l'essai de chargement de pointe. L'auteur a conclu que l'essai expérimental et sa simulation numérique exigent de plus grands développements avant d'adapter la technique à d'autres pénétromètres d'une plus grande capacité en particulier, pour des études de plus grande envergure.

4. Développement d'un matériel plus élaboré (Arbaoui, 2003)

Le travail de Zhou a été poursuivi par Arbaoui en validant la méthode d'essai par des moyens plus sophistiqués en laboratoire mais aussi in situ. Le même essai de déformabilité à l'aide du pénétromètre léger (Panda) a été réalisé par Arbaoui, toutefois avec une mise en œuvre plus poussée et un appareillage plus élaboré. Pour mettre en œuvre cet appareillage expérimental, des essais de faisabilité ont été réalisés par Arbaoui sur des éprouvettes de sol et des essais en cuve (massif de sol).

4.1. Essais de chargement de pointe in situ avec le Panda

Le dispositif considéré est celui développé par Zhou en 1997 en se basant sur le pénétromètre dynamique léger de type Panda. (Figure II-7.a). L'essai à cette date est notamment doté d'une acquisition non automatisée. En effet, la mesure des enfoncements de la pointe sous chargement est effectuée par rapport à un repère fixe à l'aide d'un ou de trois comparateurs mécaniques au 1/100e de mm (course ou capacité de 25 à 50 mm). La profondeur atteinte par la pointe à chaque palier de chargement est notée par l'expérimentateur.
Par la suite, profitant des moyens modernes d'acquisition des mesures des déplacements, les comparateurs mécaniques sont abandonnés. La mesure des enfoncements de la pointe est alors effectuée toujours par rapport à un repère fixe à l'aide de trois comparateurs digitaux au 1/100e de mm, d'une capacité de 25 mm et d'une précision au 2/100e de mm. La profondeur atteinte par la pointe à chaque palier de chargement est enregistrée automatiquement. La (Figure II-7.b) montre l'appareillage de Zhou avec l'acquisition informatisée.



(a) Acquisition mécanique des déplacements (1997) (b) Acquisition électronique (2001)

Figure II-7. Amélioration de l'appareillage d'essai de déformabilité (Arbaoui, 2001)

Des essais ont été menés afin de tester cette nouvelle acquisition. Ceux-ci ont montré une réelle amélioration. En revanche, des difficultés expérimentales persistaient, notamment la mise en place des masses sur le plateau de chargement de l'appareil, qui doit se faire sans choc, ni vibration, ce qui n'était pas toujours simple à respecter, et l'opération était délicate comme a constaté Arbaoui, compte tenu de la conception même du dispositif de Zhou (1997). Une nouvelle conception de l'appareillage a été proposée par Arbaoui (Figure II-8). L'acquisition est informatisée et le chargement s'effectuait à l'aide des mêmes masses métalliques, mais l'application des efforts se conduisait avec une plus grande rigueur. Il a été ainsi possible d'utiliser ce dispositif léger destiné aux essais *in situ* dans des campagnes sur plusieurs sites expérimentaux (Arbaoui, 2003).

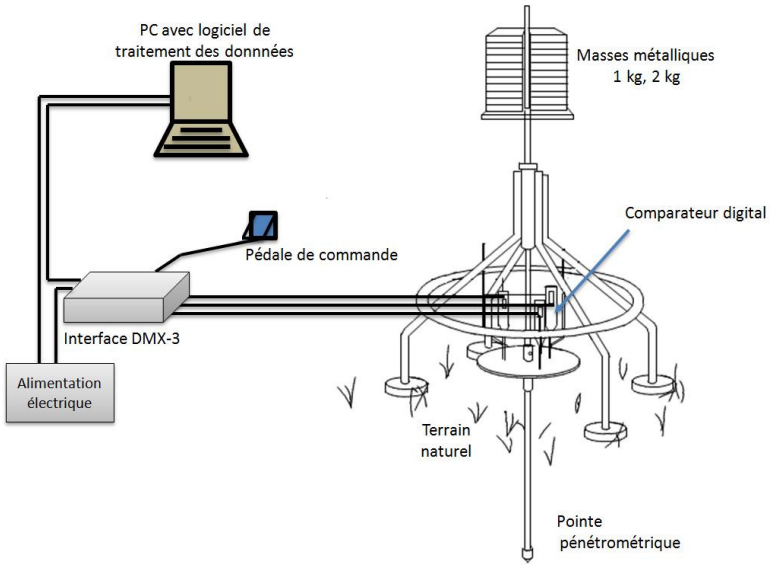


Figure II-8. Dernière évolution de l'appareillage d'essai de déformabilité (Arbaoui, 2001)

La pointe débordante de 22,5 mm de diamètre est enfoncée de manière classique, c'est-à-dire par battage, ce qui permet d'enregistrer le terme de pointe (q_d) en fonction de la profondeur. A la profondeur souhaitée, l'essai est arrêté et le dispositif de battage retiré. Le dispositif de chargement statique est alors installé ; il s'agit d'un plateau de chargement recevant des masses métalliques mises en place à chaque palier de chargement (Figure II-8).

Deux sites expérimentaux ont été retenus pour cette étude menée par le LCPC : un site limoneux à Jossigny et un site sableux à Orléans (Canépa et al. 2002). Pour chacun des sites sélectionnés, quatre sondages ont été réalisés. Le long d'un profil pénétrométrique donné, l'essai de chargement de pointe est effectué tous les mètres jusqu'à 4 mètres de profondeur.

Les Tableau II-1 et Tableau II-2 ci-dessous montrent quelques caractéristiques du limon saturé de Jossigny et du sable très dense d'Orléans.

Tableau II-1. Caractéristiques moyennes du limon de Jossigny (Arbaoui 2003)

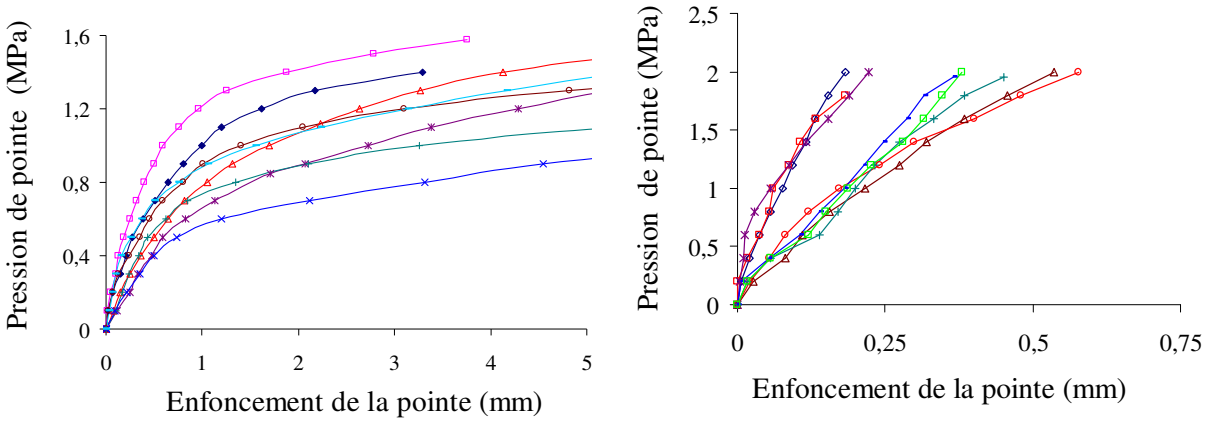
	Pressiomètre (MPa)		Pénétromètre (MPa)	
Tranche de sol	p_l	E_M	q_c	q_d (PANDA)
0- 3,5 m	0,4 à 0,75	5 à 8,6	1,1 à plus de 3,5	1,5 à 2,5

Tableau II-2. Caractéristiques moyennes du sable dense d'Orléans (Arbaoui 2003)

	Pressiomètre (MPa)		Pénétromètre (MPa)	
Tranche de sol	p_l	E_M	q_c	q_d (PANDA)
1-9 m	2,2	17,9	-	6 à 20 MPa

L'ensemble des courbes expérimentales (courbes de chargement) obtenues sur les sites considérés sont présentées sur la Figure II-9. Il s'agit des mesures à chaque palier au bout de 60 secondes. Dans le cas du sable très dense d'Orléans, la capacité du dispositif expérimental a été dépassée durant les essais, ce qui explique cet arrêt des courbes à un certain niveau de résistance de pointe inférieur à la rupture (Figure II-9). Un appareillage de plus grande

capacité, destiné à des sols très raides s'avérait alors nécessaire pour permettre d'atteindre le comportement plastique.



a) Limon (Jossigny) b) Sable très dense (Orléans)

Figure II-9. Courbes de chargement aux profondeurs 1, 2, 3 et 4 m (Arbaoui, 2003)

Les pénétrogrammes de la Figure II-10 donnent une idée précise de la résistance de pointe et de l'homogénéité des terrains testés avec le Panda. On constate en particulier une résistance de pointe importante pour le sable choisi. Celle-ci se situe entre 8 et 20 MPa aux deux premiers mètres et entre 6 et 12 MPa pour les mètres suivants.

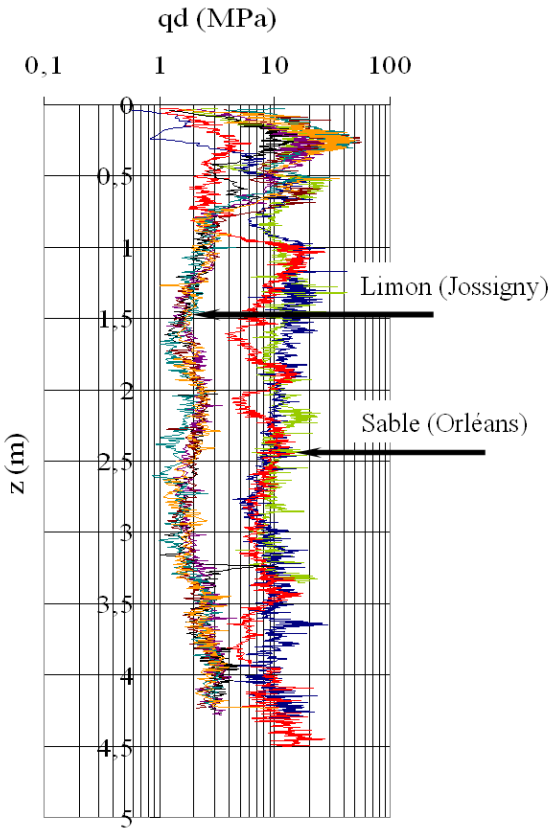


Figure II-10. Essais pénétrométriques dynamiques (Panda)

Les expériences réalisées in situ par Arbaoui ont confirmé les conclusions de Zhou (1997) quant à la reproductibilité des courbes de déformabilité. Par ailleurs de nombreux essais dans des éprouvettes ou en cuve ont été réalisés au laboratoire pour effectuer une validation du mode opératoire.

4.2. Développements en laboratoire : essais dans des éprouvettes

L'objectif de l'auteur ici était la confection d'éprouvettes de sol qui garantissent une homogénéité en densité. En effet, celle-ci est requise pour effectuer en toute rigueur et pertinemment un essai dit de déformabilité. Le prototype en laboratoire était composé d'un dispositif de pénétration par battage de la pointe et un dispositif de réaction ou structure de réaction, composé d'un portique en métal solidement fixé au dallage. La pointe perdue placée à l'extrémité inférieure du train de tiges du Panda, était constituée d'un cône à base cylindrique de 4 cm² de section et d'angle au sommet de 90° puis d'une partie cylindrique de même axe que le train de tiges. Un plateau accueillait le vérin et les capteurs de mesure de l'effort appliqué et du déplacement correspondant. Un capteur d'effort de 10 kN à 1 daN près et un capteur de déplacement d'une course totale de 44 mm et d'une précision de 2/1000ème de mm ont été utilisés.
Un système de guidage Figure II-11 était muni de deux douilles à billes graissées, traversées par un axe cylindrique. De plus, un ordinateur permettait l'acquisition et l'enregistrement des données (efforts et déplacements).

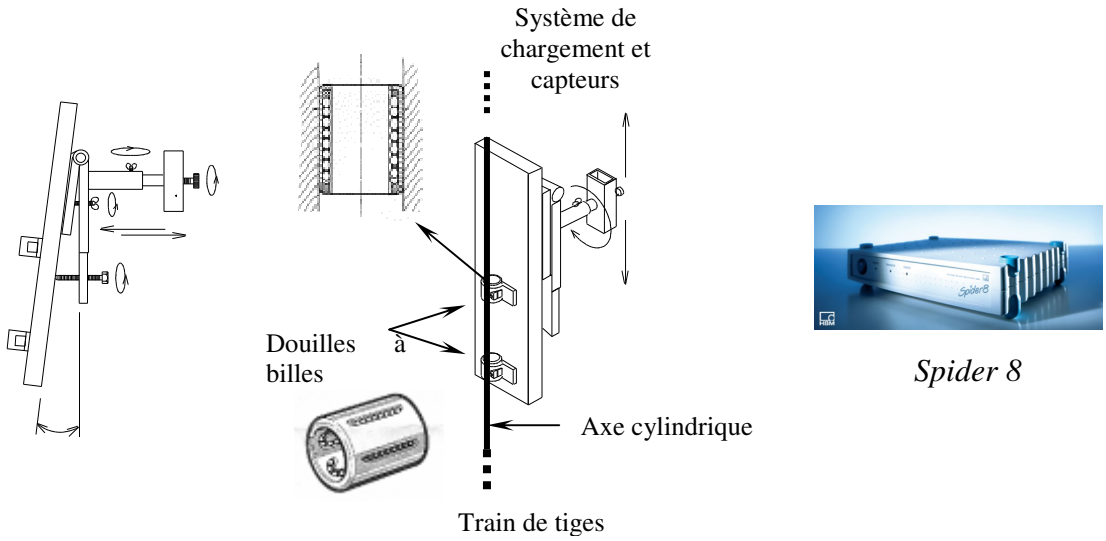


Figure II-11. Système de guidage et centrale de mesure de grande capacité

Les essais de chargement de pointe au Panda ont été effectués sur deux types de sable (sables de Fontainebleau et d'Allier) dont les caractéristiques des éprouvettes préparées sont présentées dans le Tableau II-3. Un moule cylindrique métallique de diamètre 37,5 cm et 80,6 cm de hauteur a été utilisé. Une fois la pointe pénétrométrique de 4 cm^2 battue jusqu'à la profondeur désirée notée h, le dispositif a été alors remplacé par le dispositif d'enfoncement statique. Le fonçage statique de la pointe a été réalisé à une vitesse de l'ordre 0,01 mm/s à l'aide d'un vérin hydraulique de 10 tonnes. Contrairement aux travaux précédemment cités, le pilotage est effectué en déplacement. Chaque essai de chargement statique est mené jusqu'à un enfoncement Δh de 20 mm.

Les Figure II-12 et Figure II-13 présentent les courbes obtenues par Arbaoui pour les chargements monotones. Les caractéristiques des différents essais sont la profondeur d'essai h, le poids volumique, q_{dmoy} est la moyenne des résistances dynamiques de pointe entre h–50 mm et h+50mm.

Tableau II-3 Caractéristiques des éprouvettes (w = 5 %)

Type de sol (2 sables)	Fontainebleau lâche **q_d = 1 MPa** **z_c = 35 cm** moule 1	Fontainebleau dense **q_d = 6 MPa** **z_c = 40 cm** moule 1bis	Allier lâche **q_d = 0,6 MPa** **z_c = 20 cm** moule 2	Allier dense **q_d = 10 MPa** **z_c = 38 cm** moule 2bis
γ_d (kN/m^3)	14,7	16	15,15	17,56
Masse couche 1 M_{sh1} (kg)	85	92,3	87,4	101,3
Masse couche 2 M_{sh2} (kg)	52	56,5	53,5	62

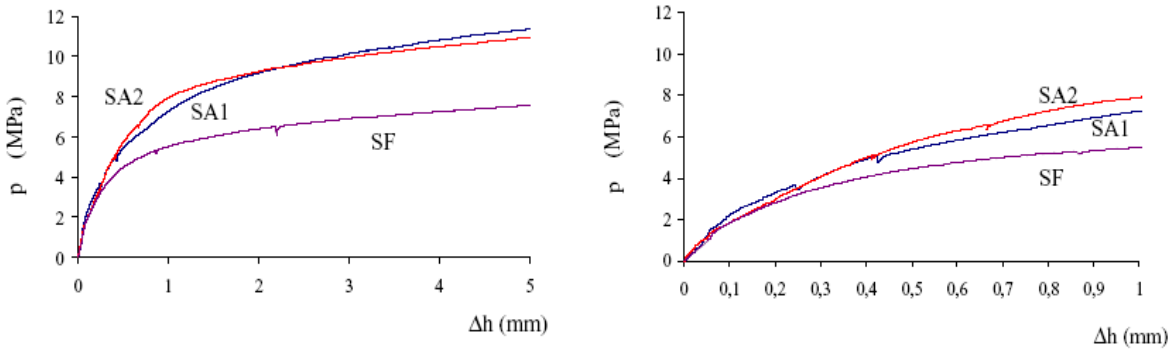


Figure II-12. Courbes de déformabilité dans les sables denses testés (Arbaoui, 2003)
SF (s. de Fontainebleau) : h = 55 cm, γ_d = 16 kN/m3, q_{dmoy} = 6,5 MPa
SA1 (s. d'Allier) : h_1 = 45 cm, γ_d = 17,5 kN/m3, q_{dmoy} = 9,6 MPa
SA2 : h_2 = 65 cm, q_{dmoy} = 10,5 MPa

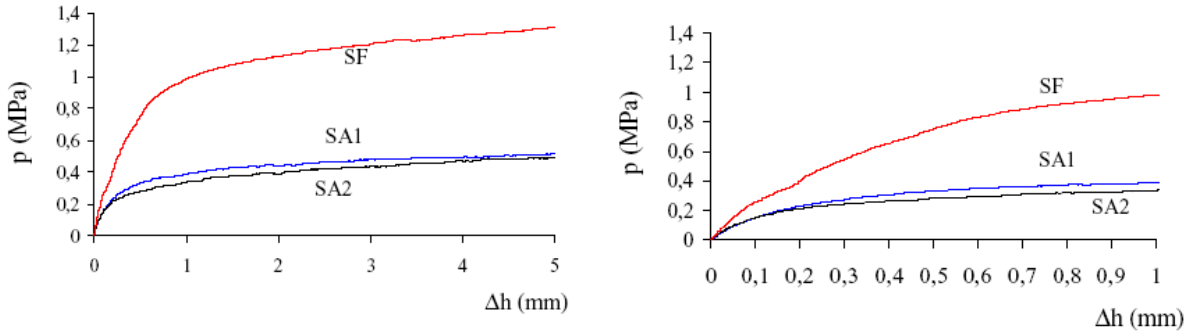


Figure II-13. Courbes de déformabilité dans les sables lâches testés (Arbaoui, 2003)
SF : h = 55 cm, γ_d = 14,7 kN/m3, q_{dmoy} = 1,2 MPa
SA1 : h_1 = 45 cm, γ_d = 15 kN/m3, q_{dmoy} = 0,48 MPa
SA2 : h_2 = 65 cm, q_{dmoy} = 0,52 MPa

Les résultats obtenus confirmaient que les courbes de déformabilité ont toujours la même allure et que la reproductibilité est satisfaisante. Des essais cycliques ont été aussi réalisés (chargement-déchargement-rechargement) en moule. Ceux-ci ont pour avantage d'effacer en partie les effets du remaniement, comme l'affirment différents chercheurs (Combarieu et al. 2001). L'auteur constate que le module de déchargement est sensiblement constant. Le module tangent de rechargement est pratiquement constant à partir du 3ème cycle (Figure II-14). Les essais sur des éprouvettes constituaient pour l'auteur un test nécessaire de l'appareillage afin d'en maîtriser les caractéristiques. Au terme de cette investigation, il est possible d'effectuer avec le matériel préconisé, des essais dans un massif artificiel en laboratoire analogue à un massif *in situ*.

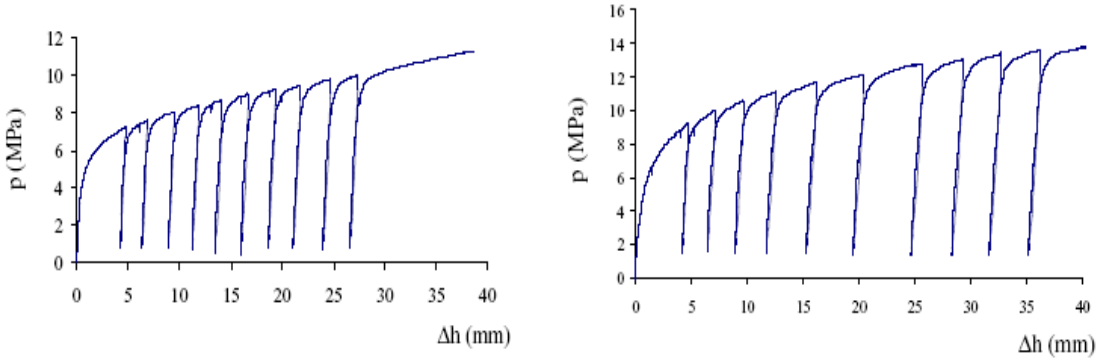


Figure II-14. Essais cycliques (Arbaoui, 2003)
Sable de Fontainebleau : h = 55 cm et q_{dmoy} = 6 MPa
Sable d'Allier : h = 49 cm et q_{dmoy} = 10 MPa

4.3. Développements en laboratoire : essais dans une cuve

L'auteur a réalisé des essais de chargement de pointe dans une cuve de laboratoire. Du sable est déposé dans la cuve en deux couches homogènes : la couche supérieure jusqu'à 1,45 m de profondeur est dense et la zone inférieure de 1,45 m à 3,45 m de profondeur est lâche (Figure II-15).

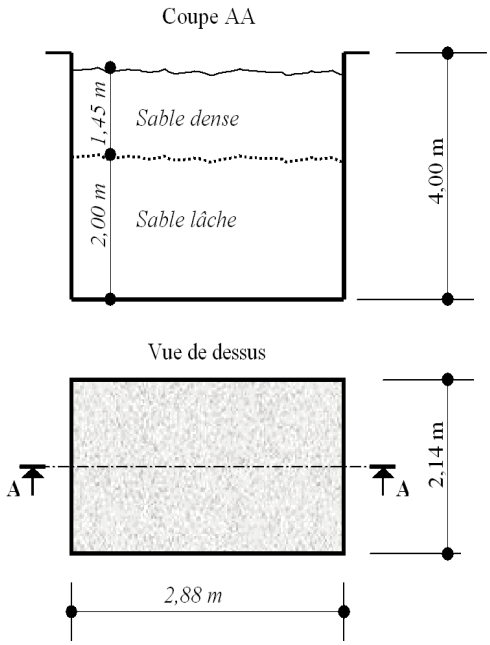


Figure II-15. Cuve à sable, utilisée pour les essais réalisés par Arbaoui

Il s'agit du sable d'Allier déjà étudié dans le cas des essais sur les éprouvettes. Son angle de frottement interne mesuré au triaxial asservi et de précision est compris entre 38° et 42°.
Des essais pénétrométriques dynamiques classiques ont été effectués. Un essai au pénétromètre statique Gouda a également été conduit (vitesse de pénétration normalisée de 20 mm/s). Ces essais ont montré que le massif mis en œuvre au laboratoire est relativement bien construit et qu'il garantit une bonne homogénéité du matériau, en particulier dans la zone dense (Figure II-16).

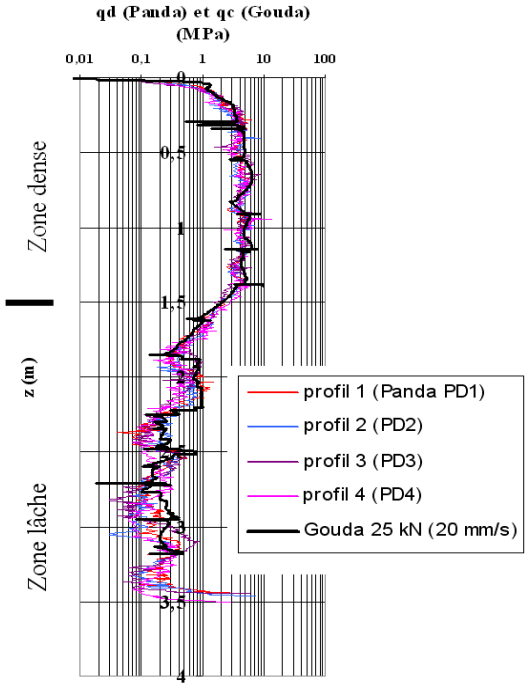


Figure II-16. Essais dans le sabe d'Allier en fosse (Panda et Gouda 25 kN)

Les Figure II-17 et Figure II-18 montrent les courbes obtenues en cuve avec le même matériel que celui utilisé pour les essais dans les éprouvettes.

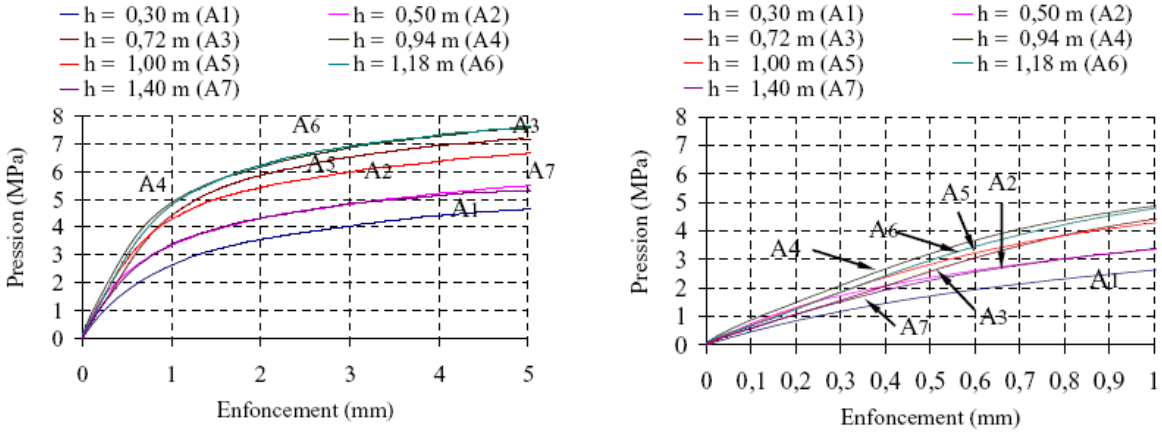


Figure II-17. Courbes de déformabilité obtenues dans la cuve (couche supérieure dense)

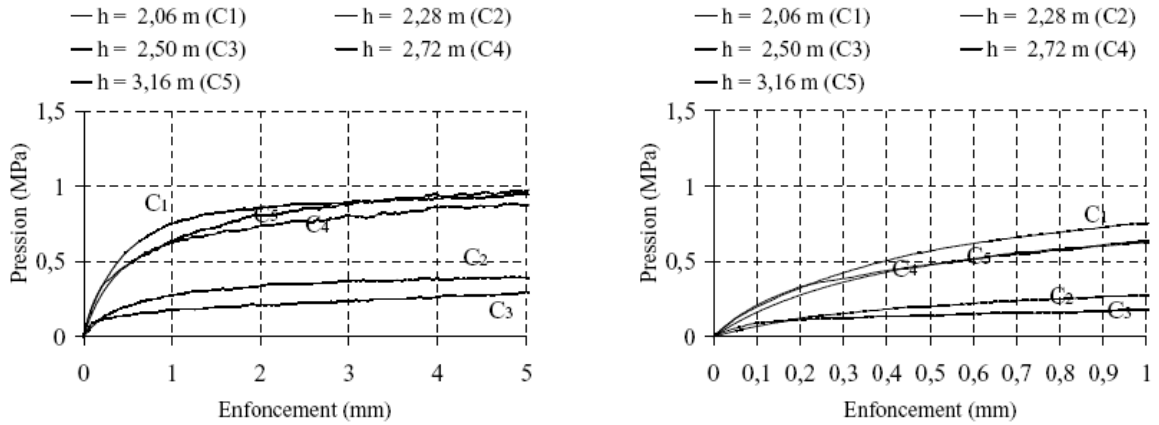


Figure II-18. Courbes de déformabilité obtenues dans la cuve (couche inférieure lâche)

Un point important du travail d'Arbaoui est la mise en place d'un protocole expérimental fiable et pertinent sur un pénétromètre dynamique léger, ce qui a permis d'engager de nouvelles campagnes d'essais avec un autre pénétromètre de type statique lourd normalisé et dans des sites aux caractéristiques géotechniques variées.

5. Essai de chargement de pointe sur pénétromètre statique (Godde, 2006)

5.1. Introduction

Après les résultats encourageants du maquettage de (Arbaoui, 2003), un nouvel épisode dans l'historique de développement de l'essai de chargement de pointe a commencé avec la participation de l'entreprise hollandaise Lankelma dans un projet de recherche et développement de fin d'étude (Godde, 2006) en collaboration avec le LaMI (Laboratoire de Mécanique et Ingénieries – anciennement Laboratoire de Génie Civil « LGC ») de l'université Blaise Pascal de Clermont Ferrand, et le LCPC (Laboratoire Central des Ponts et Chaussées). Ce projet avait pour objectif l'initiation de la mise en œuvre de l'essai de chargement sur un pénétromètre statique lourd.
Les essais de chargement de pointe réalisés par Godde (2006) ont été faits avec un pénétromètre (Lankelma) sur mini-chenillard. Le protocole expérimental défini par Arabaoui (2003) a été adapté à un pénétromètre statique, et afin de réaliser les paliers de chargement, une pompe à main a été branchée directement au circuit hydraulique du pénétromètre.

Nous reviendrons dans les chapitres suivants en détails aux équipements et matériels utilisés lors des essais de chargement de pointe avec un pénétromètre statique, et qui ont été améliorés pour assurer une meilleure qualité de mesure et de fonctionnement.

Deux campagnes d'essais ont été menées par Godde (2006), la première sur les argiles de Flandres de Merville et la deuxième sur le site hétérogène de la commune de Choisy-au-Bac à Compiègne.

5.2. Protocole expérimental appliqué

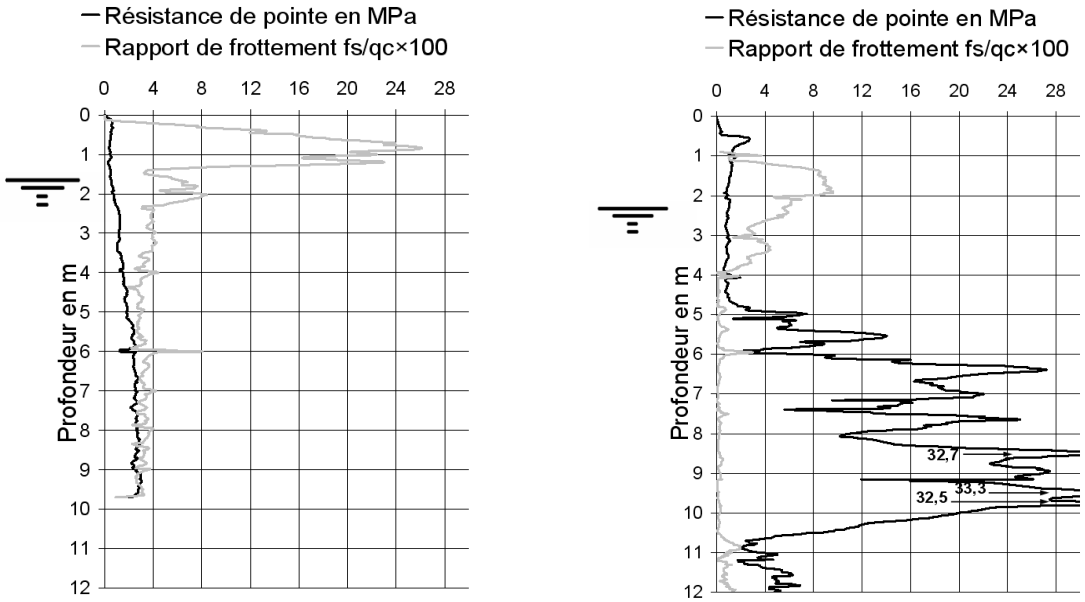
Le protocole expérimental utilisé dans la campagne de Merville a été amélioré à Compiègne en apportant quelques modifications techniques. Le protocole définitif adopté par Godde (2006) consiste à réaliser les étapes suivantes :

- Mise en place de la structure de réaction du pénétromètre ainsi que du matériel d'acquisition ;
- Saturation de la pointe pénétrométrique pour une meilleure mesure de la pression interstitielle ;
- Fonçage classique de la pointe du pénétromètre, ce qui permet d'enregistrer un pénétrogramme q_c en fonction de la profondeur z : $q_c = f(z)$. La vitesse de pénétration est de (20 ± 5) mm/s ;
- A la profondeur désirée (z^*, q_c^*), on arrête la pénétration et on attend 10 minutes environ pour permettre le commencement de dissipation des surpressions interstitielles ;
- Après cette phase d'attente, on procède au déchargement avec la valve hydraulique du CPT pour revenir à l'état initial de contraintes in situ ;

- Mise en place du capteur de mesure du déplacement de la pointe ;
- Chargement par 10 paliers d'intensités q_c*/10, d'une façon analogue à celle utilisée avec un pénétromètre dynamique léger (Arbaoui, 2003) ;

5.3. Résultats des essais réalisés par Godde (2006)

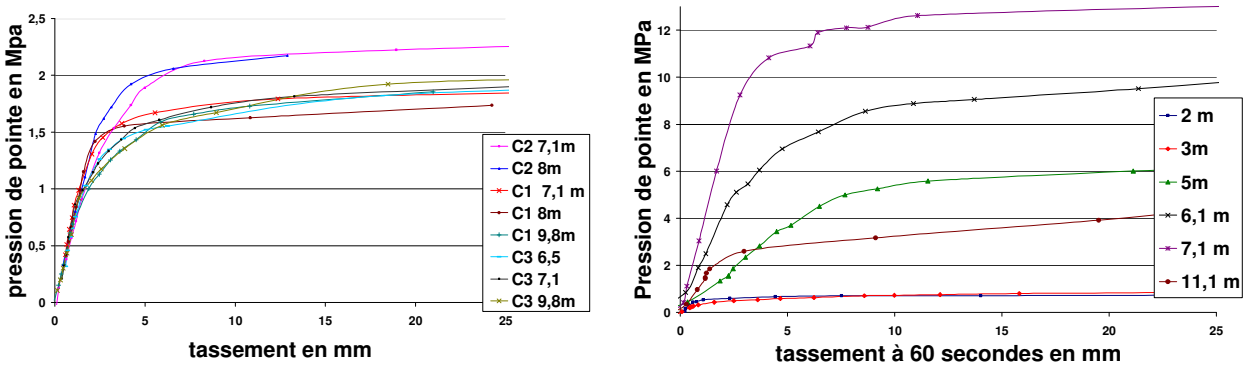
Les campagnes menées par Godde ont été réalisées sur le site de Merville caractérisé par la présence de l'argile des Flandres, et sur le site de Compiègne (Oise) où les reconnaissances in situ mettent en évidence la présence de 7,5 mètres de dépôts alluvionnaires reposant sur la craie sénonienne. Les pénétrogrammes des essais CPT classiques obtenus dans ces deux sites rendent compte de la résistance de pointe et de l'homogénéité ou l'hétérogénéité du terrain testé (Figure II-19).



(a) Site homogène de Merville (b) Site hétérogène de Compiègne

Figure II-19. Pénétrogrammes types des sols testés (Godde, 2006)

La Figure II-20, présente les courbes de chargement, obtenues dans les deux campagnes. Malgré un matériel rudimentaire, les courbes obtenues par Godde (2006) sont de très bonne qualité, même dans le site de Compiègne, quelque soit la profondeur de l'essai. Dans le site de Merville, on peut constater le caractère homogène du sol ; les courbes se trouvent dans un fuseau relativement étroit.



(a) Site homogène de Merville (b) Site hétérogène de Compiègne

Figure II-20. Courbes de chargement dans les deux sites (Godde, 2006)

Les courbes de chargement obtenues par Godde avec un pénétromètre lourd sont analogues à celles précédemment observées avec le maquettage de (Arbaoui, 2003). La courbe se compose d'une partie linéaire en petites déformations puis d'une courbure et d'une partie linéaire en grandes déformations. La campagne de Merville permet de vérifier la reproductibilité : les résultats sont homogènes sur site homogène. Par opposition, pour la campagne de Compiègne, les résultats sont hétérogènes sur un site hétérogène.

6. Synthèse de l'historique de développement de l'essai

L'idée d'origine de l'essai de chargement de pointe développée par Gourvès et Faugeras (1979) consistait à utiliser une pointe tronquée d'un pénétromètre statique de type Gouda (pointe plate). En 1997, s'inspirant de ces premiers développements expérimentaux, Zhou a réalisé le même essai mais en utilisant une pointe conique et un pénétromètre dynamique léger de type Panda. Arbaoui (2003) a poursuivi le travail de Zhou en validant la méthode d'essai à l'aide de moyens expérimentaux plus sophistiqués

Le maquettage de (Arbaoui, 2003) basé sur un pénétromètre dynamique léger de type PANDA a abouti à des résultats encourageants qui ont montré que la courbe de chargement obtenue peut être qualifiée comme reproductible aussi bien en laboratoire qu'en terrain naturel. Il a été montré qu'en partant d'un appareillage simple en environnement bien contrôlé, il était possible de réaliser à l'aide d'un pénétromètre dynamique, un essai de déformabilité (essai de chargement de pointe). Les résultats obtenus sont satisfaisants et suffisants pour conclure de manière définitive quant à la procédure expérimentale d'essai.

La méthode d'analyse proposée par Arbaoui, permettait de calculer des modules de déformation à partir des courbes de chargement régulières et avec une bonne reproductibilité. Dans le cas du sable très dense d'Orléans, Arbaoui n'avait obtenu que la première partie de la courbe puisque la capacité du dispositif expérimental avait été dépassée. Un appareillage de plus grande capacité s'avérait donc nécessaire.

Pour répondre à cette nécessité, le développement de l'essai de chargement de pointe a été repris en 2006 sur la base d'un pénétromètre statique lourd avec les travaux de Godde dans le cadre d'un projet de Master.

Les travaux de Godde (2006) ont prouvé que l'essai de chargement de pointe avec un pénétromètre statique lourd est simple et il s'intègre facilement dans l'essai pénétrométrique classique. La campagne dans un site hétérogène à Compiègne a montré que l'essai est adapté à des conditions de sol très variées.

La nouvelle relance du projet qui a débuté en 2006, a été ainsi, poursuivie, complétée et intensifiée depuis 2007 dans le cadre d'une thèse que nous défendons dans ce mémoire. Cette relance a été l'occasion de l'implication dans le projet, de deux partenaires du domaine des entreprises : la société hollandaise « Lankelma » et la société française « Fondasol », afin de diffuser le protocole expérimental de ce nouvel essai de reconnaissace des sols et de passer à un niveau industriel.

Nous présentons dans les chapitres suivants l'ensembe des travaux que nous avons réalisés.

Deuxième partie : mise au point d'un essai de chargement de pointe sur un pénétromètre statique lourd

III. Essai de chargement de pointe avec un pénétromètre statique : principe, facteurs d'influence et protocole expérimental

1. Introduction

L'appellation de l'essai de chargement de pointe a évolué depuis l'idée d'origine où les auteurs (Gourvès et Faugeras) l'appelaient « essai de compressibilité des sols au pénétromètre statique » (Faugeras, 1979). Ensuite, il a été appelé « essai de déformabilité » par (Arbaoui, 2003). Après le lancement du nouveau projet de la mise en œuvre de cet essai avec un pénétromètre statique lourd, nous avons adopté l'appellation « Essai de chargement de pointe » ou essai « CLT » de son expression anglaise « Cone Loading Test ».

Ce chapitre présente le principe de l'essai de chargement de pointe réalisé avec un pénétromètre statique ainsi que les facteurs d'influence de l'essai, et apporte des solutions et des corrections nécessaires pour aboutir à un protocole expérimental clair et complet, pouvant céder le chemin à l'établissement d'un document de référence d'une future norme probable.

2. Principe de l'essai

L'essai de chargement de pointe inclut une phase de pénétration statique classique réalisée selon un protocole précis décrit par la norme européenne EN ISO 22476-1:2006 et la norme Française NF P94-113. Il bénéficie de ce fait, de tous les avantages de l'essai CPT classique, et s'applique dans un domaine assez large de reconnaissance des sols. L'essai de chargement de pointe présente des avantages considérables. Il permet ainsi d'avoir des informations nécessaires pour la détermination qualitative et quantitative des profils de sols par reconnaissance directe ou bien par des comparaisons relatives avec d'autres types d'essais. Ces résultats permettent d'évaluer :

- Des paramètres géotechniques (paramètres de résistance et de déformabilité) ;
- La stratification, la densité du sol, l'homogénéité ou la présence d'anomalies ;
- Le type de sol (à partir des chartes classiques du CPT) ;
- La capacité portante et le tassement des fondations.

L'essai de chargement de pointe peut être qualifié comme rapide et économique. Le principe de l'essai est simple (Figure III-1) : il s'agit d'interrompre la pénétration classique à une cote souhaitée qualifiée de profondeur d'essai et d'effectuer un chargement par paliers successifs ou à vitesse constante très lente de la pointe pénétrométrique (Faugeras et al. 1983). Durant l'essai, on enregistre la courbe de chargement reliant la pression appliquée sur la pointe au tassement de celle-ci. Avant de commencer l'essai, un temps de dissipation de 10 mn environ est nécessaire pour permettre aux surpressions interstitielles générées lors du fonçage de la pointe de commencer à se dissiper.
Cependant, d'autres informations sont mesurées, comme la variation de la pression interstitielle et du frottement latéral local sur le manchon de frottement en fonction du déplacement (Figure III-1)

L'essai de chargement de pointe est un nouvel essai de reconnaissance des sols in situ en cours de développement, ayant la capacité de nous fournir des paramètres de résistance aussi bien que des paramètres de déformabilité. Le module de déformation de l'essai de chargement de pointe, E_{CLT} est à comparer à d'autres modules obtenus in situ (module pressiométrique Ménard, etc.…) ou au laboratoire (module oedométrique ou triaxial).

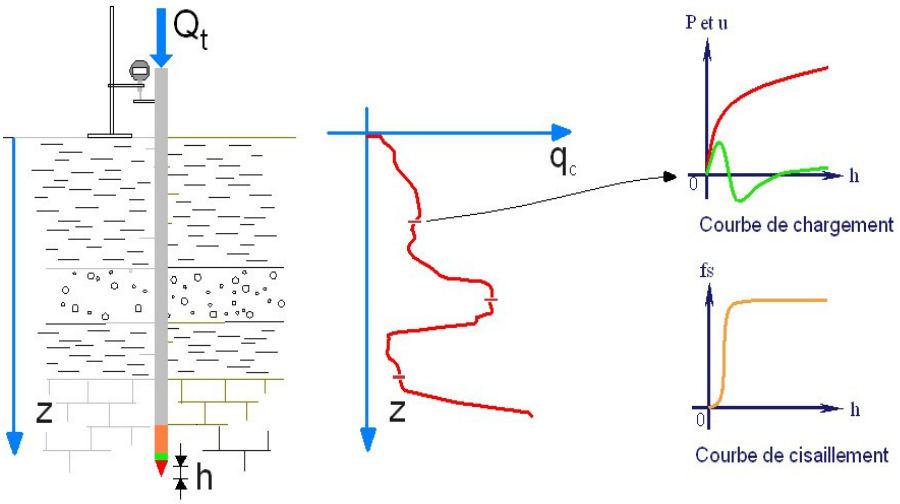


Figure III-1. Principe de l'essai de chargement de pointe

La terminologie et la définition des termes propres à l'essai de chargement de pointe, sont présentées dans l'annexe A.

3. Appareillage

3.1. Pénétromètre

Le pénétromètre utilisé dans l'essai de chargement de pointe est un pénétromètre classique statique. Dans l'état actuel, le pénétromètre utilisé est monté sur un mini-chenillard assurant une capacité de poussée qui peut aller jusqu'à 20 T, mais l'essai de chargement de pointe pourrait être réalisé sur tout type de pénétromètre allant du plus léger jusqu'au plus lourd monté sur un camion. La Figure III-2 montre le mini-chenillard de la société Lankelma, qui a été utilisé dans toutes les campagnes d'essais que nous avons réalisées, et le Tableau III-1 décrit les spécifications techniques de cet appareil.

Le mini-chenillard a été privilégié dans le projet de développement actuel de l'essai de chargement de pointe parce qu'il combine une performance maximum et une meilleure agilité. Grâce à sa capacité et ses dimensions, il est idéalement approprié à la manœuvre et aux essais dans des terrains difficiles aussi bien que dans les espaces confinés. Ses petites dimensions et son poids léger le rendent facile à déplacer.



Figure III-2. Mini – chenillard sur lequel le pénétromètre est installé

Tableau III-1. Spécifications techniques du mini-chenillard Lankelma

Dimensions pendant le transport	l (2,50 m) x L (1,05 m) x h (1,90 m)
Dimensions en opération	l (3,00 m) x L (1,05 m) x h (2,20 m) (minimum)
Poids	1800 kg y compris les tiges
Contrainte sous les chenilles	32 kPa
Moteur	diesel silencieux
Capacité de poussée	180 kN
Ancrage au sol	Vis ou ancrage à une dalle en béton, ou lestage

3.2. Le système de réaction

Durant l'essai de pénétration classique ainsi que l'essai de chargement de pointe, la réaction est assurée à l'aide des vis ancrées dans le sol à l'aide d'une tête de rotation installée sur le mini-chenillard (Figure III-3). Dans le cas où le mini-chenillard est positionné sur un trottoir ou sur une dalle en béton ou bien dans le cas où la couche superficielle est un remblai ne permettant pas l'installation des tarières, la réaction peut être assurée par des boulons dans la dalle ou par un lestage à l'aide des poids morts en acier ou en béton (Figure III-4).



Figure III-3. Installation de la structure de réaction



Figure III-4. Réaction assurée par des blocks de béton sur un remblai

3.3. La pointe pénétrométrique (15 cm²)

La géométrie de pointe débordante de 15 cm^2 a été adoptée durant nos campagnes d'essais. Ce choix a été privilégié pour des raisons que nous allons détailler dans la deuxième partie de ce chapitre, dans l'étude des facteurs d'influence de l'essai de chargement de pointe.

La pointe débordante utilisée actuellement dans nos essais est fabriquée par la société hollandaise « Geopoint ». Ses spécifications techniques sont présentées dans l'annexe B.

Dans les cas où les essais de chargement de pointe sont réalisés avec mesure de la pression interstitielle, il faut procéder à la saturation de la pointe avant son installation. Le filtre doit être saturé dans de la glycérine ou autre fluide qui facilite le maintien de la saturation durant l'essai. Il faut également saturer la chambre ou l'espace entre le cône et le capteur de mesure de la pression interstitielle. Cela peut être fait en plaçant la pointe dans une pompe à vide (Figure III-5) pendant 15 à 30 minutes jusqu'à la disparition totale des bulles d'air qui s'échappent du filtre.



Figure III-5. Système de saturation de la pointe

3.4. Installations spécifiques à l'essai de chargement de pointe

3.4.1. Capteur de déplacement de la pointe

Après l'arrêt du fonçage classique, et durant la phase de relaxation et de dissipation, le capteur de déplacement de la pointe est installé (Figure III-6). Il est fixé sur une structure rigide ancrée dans le sol et indépendante du bâti du pénétromètre (Figure III-7). Le référentiel des déplacements est pris sur un petit plateau fixé sur le train de tiges (Figure III-8 et Figure III-9). La course du capteur utilisé est de 50 mm pour une précision absolue de 0,2 %, soit 0,1 mm.

3.4.2. Pompe à main

Pour réaliser les paliers de chargement, une pompe à main (Figure III-10) est branchée sur le circuit hydraulique du pénétromètre. Les spécifications techniques de cette pompe sont données dans l'annexe B. L'enfoncement de la pointe est assuré par le vérin qui transmet l'effort au train de tiges. Le branchement de la pompe au circuit hydraulique du pénétromètre est effectué à l'aide d'un système de branchement ergonomique permettant de permuter facilement le mode de fonçage, en assurant soit un fonçage direct par le moteur du

mini-chenillard, soit de basculer à un système reliant la pompe au vérin (Figure III-11). Ce branchement assure également une vidange qui permet de réapprovisionner la pompe en huile à la fin de chaque essai.



Figure III-6. Capteur de déplacement de la pointe



Figure III-7. Structure fixe ancrée dans le sol



Figure III-8. Système de mesure du déplacement



Figure III-9. Plateau de référence du déplacement



Figure III-10. Pompe à main

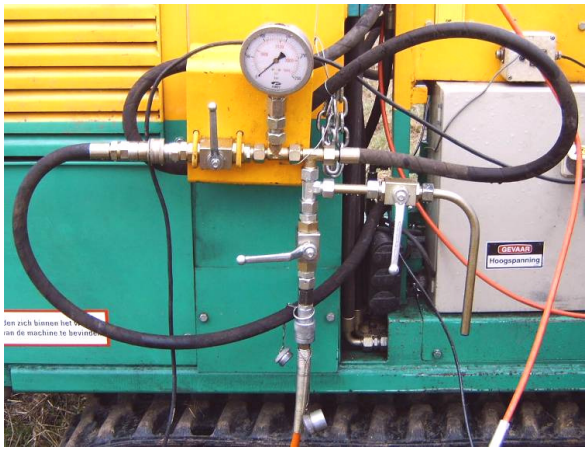


Figure III-11. Branchement de la pompe au circuit

3.4.3. Capteur de poussée totale en tête

Un capteur de pression du circuit hydraulique permet de mesurer l'effort total appliqué en tête du train de tiges. Il est nécessaire pour éviter les erreurs de mesures manuelles faites par un opérateur et pour servir à certains calculs tels que la correction de la compressibilité du train de tiges (expliquée plus tard dans ce chapitre). Ce capteur (Figure III-12) doit avoir une capacité totale de mesure qui ne soit pas être inférieure à 50 kN en terme de force.

3.4.4. Système d'acquisition des données

Le système d'acquisition des données comprend d'une part un ordinateur portable qui permet de visualiser et d'enregistrer en temps réel les données relatives à l'essai de pénétration classique (q_c, f_s, u, R_f, inclinaison) et d'autre part un enregistreur de données (Data-logger, type GeoSense fabriqué par la société hollandaise « Geopoint ») qui est un système GPRS (General Packet Radio Service) permettant un débit élevé de paquets de données. Ce système, dans lequel l'émetteur et le récepteur sont dans un boîtier robuste, permet d'envoyer directement les données sans fil via Internet ou bien de les enregistrer sur un support mémoire.

Le Data_logger (Figure III-13) est un dispositif programmable permettant d'enregistrer d'une façon continue en fonction du temps (avec une mesure toutes les secondes), en plus des données de l'essai CPT classique (l'effort sur la pointe, l'effort sur le manchon de frottement, la pression interstitielle), la valeur du déplacement de la pointe, ainsi que la pression totale en tête mesurée à l'aide d'un capteur de force branché sur le système hydraulique.

Un adaptateur (Geologger, Figure III-14) jour le rôle d'interface entre les différentes parties du système d'acquisition. Le GeoLogger est le cœur du système d'acquisition de données pour les procédures de test électriques géotechniques, tels que les essais CPT. Cet instrument compact et imperméable permet de combiner les fonctions suivantes:

- Il fournit l'électricité à la pointe, et aux capteurs de mesure ;
- Il numérise les signaux analogiques entrants ;
- Il conditionne les signaux entrants à partir de composants numériques indépendants ;
- Il synchronise toutes les données pour le traitement sur ordinateur relié.

Une vue d'ensemble de l'appareillage est présentée sur la Figure III-15.



Figure III-12. Capteur de poussée totale en tête



Figure III-13. Enregistreur des données (Data-logger)



Figure III-14. Adaptateur des interfaces (Geologger)

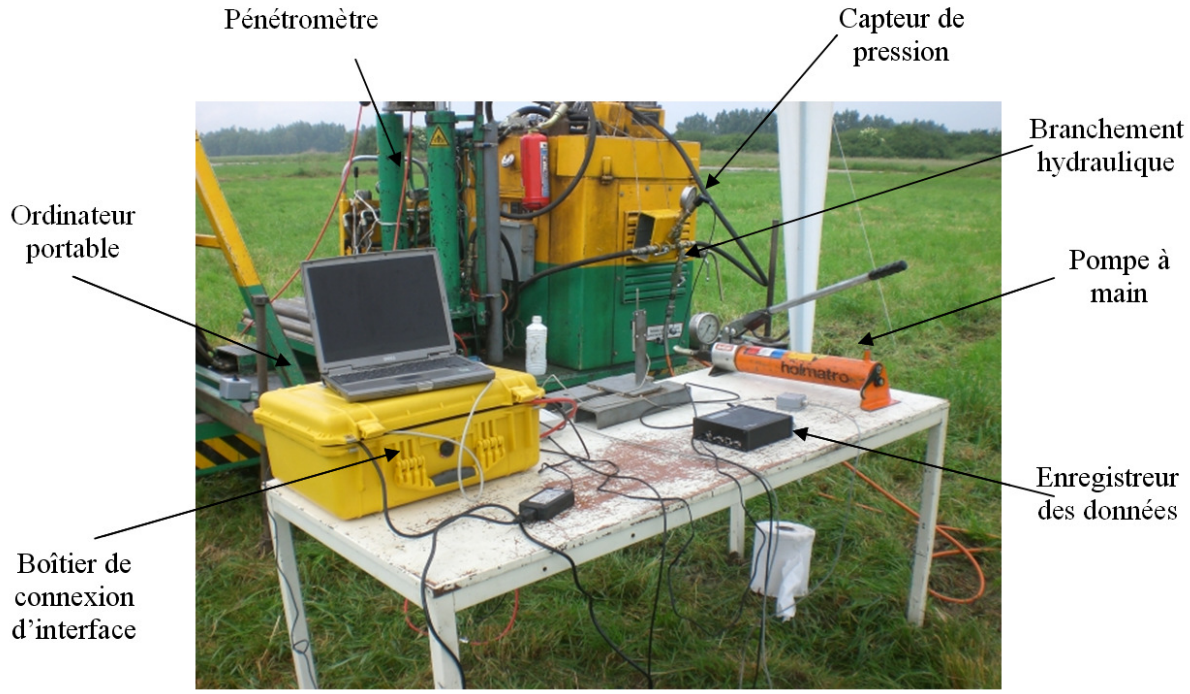


Figure III-15. Vue d'ensemble du matériel de l'essai de chargement de pointe

4. Facteurs d'influence de l'essai de chargement de pointe

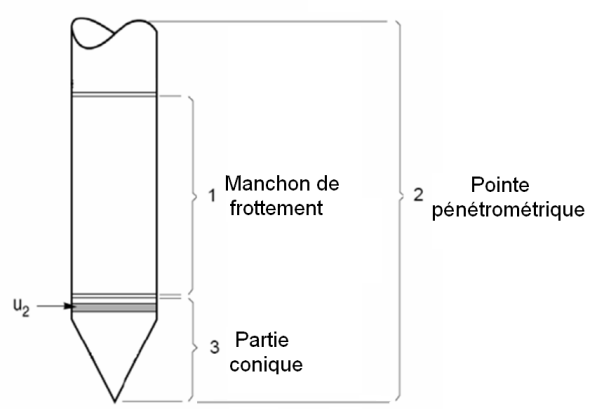
L'essai de chargement de pointe, à l'instar des autres essais in situ auxquels on est tenté de le comparer, nécessite quelques corrections. Pour définir un protocole expérimental robuste de l'essai de chargement de pointe, il est nécessaire de contrôler au mieux les conditions initiales de l'essai comme la charge résiduelle admissible avant la phase de chargement ainsi que les conditions de chargement. D'autres facteurs influencent l'interprétation des résultats de l'essai, et imposent de réaliser des corrections sur les résultats bruts de mesure, comme la compression élastique des tiges.

Afin de mieux étudier les facteurs d'influence et analyser leur importance, nous allons dans un premier temps, présenter les différentes géométries de pointe utilisées dans les essais de pénétration statique classique, ainsi que les répartitions de l'effort axial de pénétration correspondant à chaque géométrie de pointe.

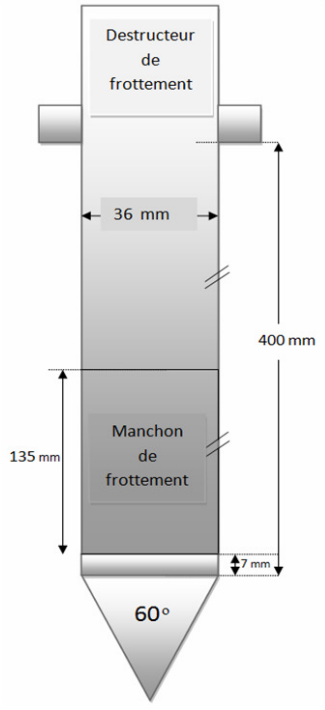
4.1. Géométrie de la pointe et répartition de l'effort axial

La géométrie de la pointe utilisée dans l'essai de pénétration statique classique est celle de la norme EN ISO 22476-1:2006 (Figure III-16.a). Il s'agit d'une pointe électrique ayant une section de 10 cm^2 (diamètre 35,7 mm). Pour réduire le frottement latéral et de ce fait diminuer l'effort de pénétration, ou augmenter la profondeur de pénétration, la pointe classique de 10 cm^2 peut être équipée d'un destructeur de frottement (Figure III-16.b). Elle est parfois remplacée par une pointe débordante (Figure III-16.c) d'une section de 15 cm^2 (diamètre = 43,7 mm) reliée à un train de tiges de 36 mm de diamètre. La pointe débordante est très utilisée dans la pratique et proposée également par la norme.

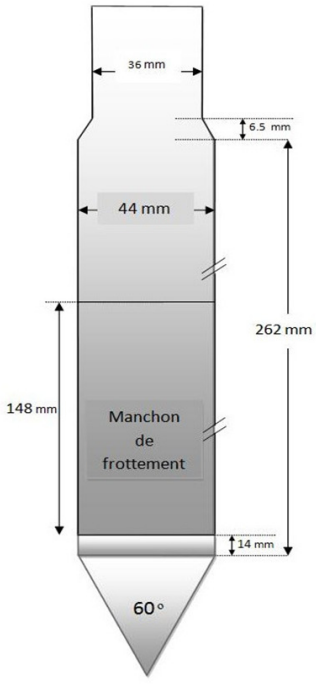
Appréhender la répartition de l'effort axial de pénétration n'est pas une chose simple. Cela dépend en effet de la géométrie de la pointe utilisée, mais aussi du type de destructeur de frottement positionné au-dessus de la pointe.



(a) Pointe normalisée de 10 cm^2 (EN ISO 22476-1:2006)



(b) Pointe de 10 cm^2 équipée d'un destructeur de frottement



(c) Pointe débordante de 15 cm^2

Figure III-16. Types de pointes autorisés par la norme EN ISO 22476-1:2006

Les différents cas de répartition de l'effort axial de pénétration sur toute la longueur des tiges sont discutés ici et présentés sur la Figure III-17.

- Cas 1 : si on n'utilise pas de destructeur de frottement, la forme de la répartition de l'effort axial est en rapport avec les frottements latéraux développés par les différents types de sols traversés.

- Cas 2 : si un destructeur de frottement est utilisé, la répartition de l'effort axial est modifiée et il est possible de distinguer les répartitions suivantes (Figure III-17):

    - Zone 1 : force agissant sur le cône *(Q_c)* ;

    - Zone 2 : variation de l'effort axial due au frottement latéral local jusqu'au niveau du destructeur de frottement ;

    - Zone 3 : variation brusque de l'effort axial au niveau du destructeur de frottement. Le palier peut être estimé égal à la pression mesurée en pointe, multipliée par la section projetée du destructeur de frottement ;

    - Zone 4 : répartition de l'effort axial selon la nature des couches jusqu'à l'effort total mesuré en tête du train de tiges.

Cas 3 : dans le cas où une pointe débordante est employée, la répartition de la force axiale Q_c initiale est supérieure à celle mesurée avec la pointe 10 cm^2, mais ne présente pas de palier puis évolue ensuite en fonction de la lithologie.

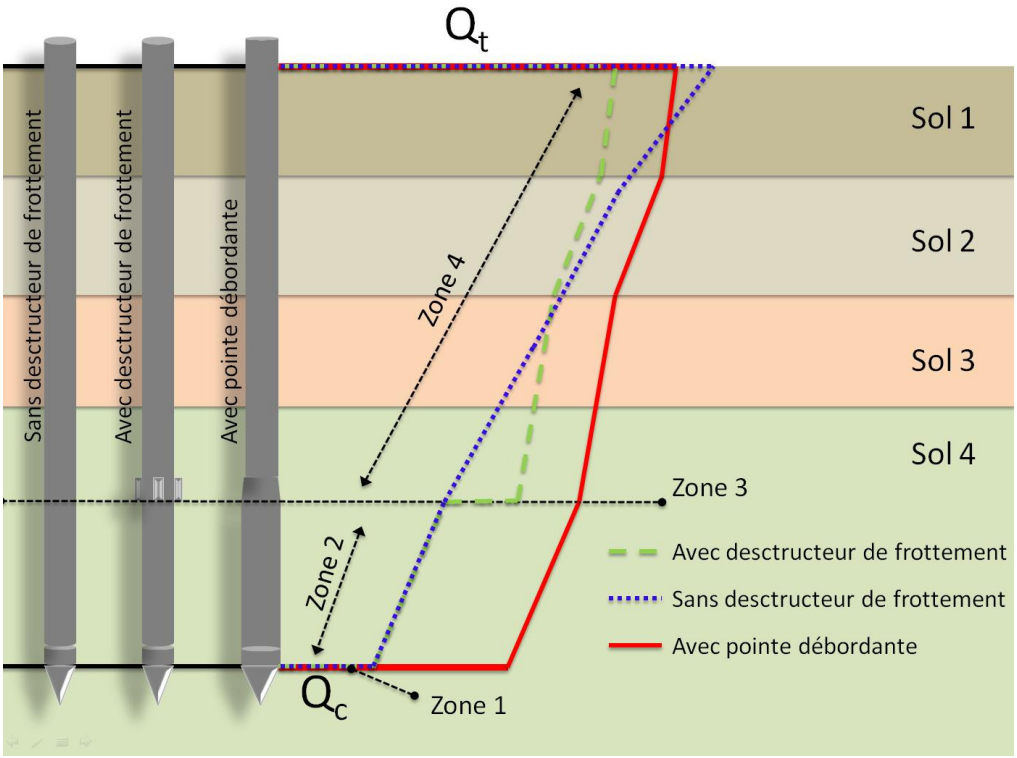


Figure III-17. Différents cas de répartition de l'effort axial

4.2. Compression élastique du train de tiges

4.2.1. Introduction

Durant l'essai de chargement de pointe, le déplacement de la pointe est enregistré en fonction de la pression appliquée. Actuellement, nous n'avons pas à notre disposition une technologie permettant de mesurer directement le déplacement au niveau de la pointe. Il est mesuré à l'aide d'un capteur installé en surface. Pour obtenir le déplacement corrigé de la pointe h_c, il faut soustraire, à la valeur mesurée h_m, une estimation de la compression des tiges de pénétration soumises au frottement latéral. Il faut pour cela connaître la répartition de l'effort axial.

4.2.2. Méthodes de correction du déplacement mesuré

Les méthodes de correction du déplacement mesuré de la pointe, prennent en considération les hypothèses suivantes :

- Les tiges sont compressibles, avec un module d'élasticité E_s = 210 000 MPa ;
- Pour simplifier, on considère l'absence du destructeur de frottement,
- La répartition de l'effort axial est supposée linéaire (Figure III-18),

4.2.2.1.Méthode du frottement latéral mesuré

Cette méthode consiste à calculer l'effort total de pénétration Q_t à partir du cumul des efforts de frottements sur le fût estimés pour chaque niveau testé. Cette méthode est appliquée dans le cas où on n'a pas la mesure de l'effort total en tête.

Le tassement corrigé de la pointe est alors :

$$h_c = h_m - \sum l_i . \left[\sum l_i . f_s(h_m).2.R + q_c(h_m).R^2 \right] \Big/ E_s.R^2 \qquad \text{III-1}$$

Avec :
f_s : frottement latéral local mesuré dans chaque palier de chargement,
li : longueur des tronçons de tige correspondant à un sol de f_s donné,
h_m : tassement mesuré à l'instant i,
R : rayon des tiges en m.

4.2.2.2.Méthode du frottement latéral à la rupture

Cette méthode consiste à utiliser la résistance de pointe et le frottement latéral limite à la rupture. En effet, pour chaque palier de chargement, le frottement latéral mobilisé est calculé en multipliant le frottement à la rupture $f_{s\,CLT}$ par le taux de mobilisation qui est égal à celui de la résistance à la pointe.

$$h_c = h_m - \sum l_i . \left[\sum l_i . f_{s\,CLT} . \frac{q_c(h_m)}{q_{CLT}} .2.R + q_c(h_m).R^2 \right] \Big/ E_s.R^2 \qquad \text{III-2}$$

4.2.2.3.Méthode de la poussée totale

Cette méthode consiste à utiliser la valeur de l'effort total Q_t en tête des tiges, lue directement sur un manomètre ou mesurée par un capteur installé en surface et enregistrée à l'aide d'un système d'acquisition. Ensuite, le raccourcissement élastique des tiges est évalué en calculant l'effort moyen appliqué sur la longueur des tiges, supposé réparti linéairement, entre l'effort de pointe et l'effort total en tête. (z étant la profondeur de l'essai)

$$h_c = h_m - z\left(\frac{Q_t(h_m) + Q_c(h_m)}{2\pi.E_s.R^2}\right) \qquad \text{III-3}$$

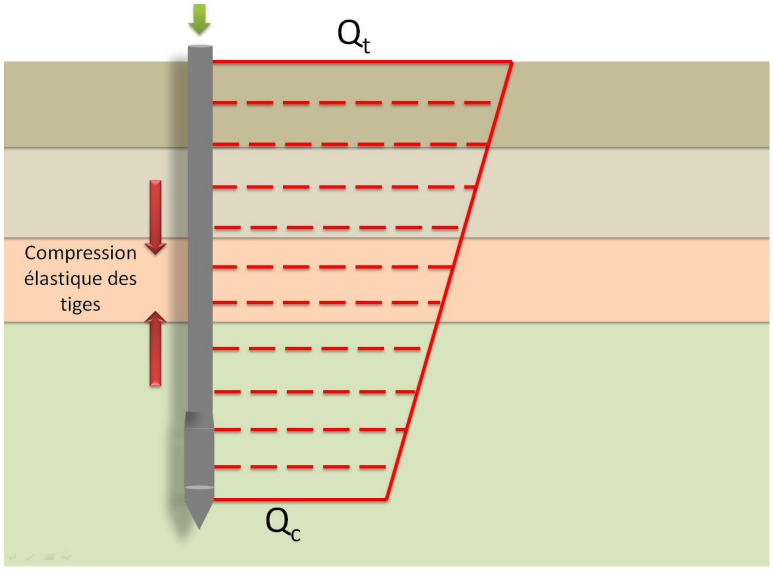


Figure III-18. Répartition simplifiée de l 'effort axial avec une pointe débordante

4.2.3. Application

Pour comparer les 3 méthodes de correction du déplacement, la Figure III-19 présente les résultats des différentes corrections du déplacement mesuré lors d'un essai de chargement de pointe pénétrométrique réalisé à 7,1 m de profondeur à Merville (Nord-Pas-de-Calais, 59).

L'analyse de ces courbes, montre que la méthode du frottement latéral à la rupture et celle de la poussée totale permettent d'avoir une courbe dont l'allure est similaire à la courbe en déplacement brut. Par contre, la courbe obtenue par la méthode du frottement latéral mesuré présente un défaut dans les premières valeurs du fait que les corrections effectuées dans les premiers paliers de chargement sont négligeables.

La méthode de poussée totale semble être la plus adaptée à corriger la valeur du déplacement de la pointe, car plus fiable. Elle est en effet totalement indépendante de la géométrie de la pointe et du type de destructeur de frottement et n'implique aucune hypothèse sur la répartition du frottement latéral le long du train de tige mais nécessite de mesurer l'effort en tête, à l'aide d'un capteur (Figure III-12).

Sur la Figure III-19, nous remarquons qu'il y a une variation importante de la pente de la première partie linéaire de la courbe de chargement sur laquelle un module de déformation est déterminé, entre la valeur obtenue par calage sur la courbe non corrigée et celle déduite du calage sur la courbe corrigée à partir des valeurs de la poussée totale qui est la plus rigoureuse.

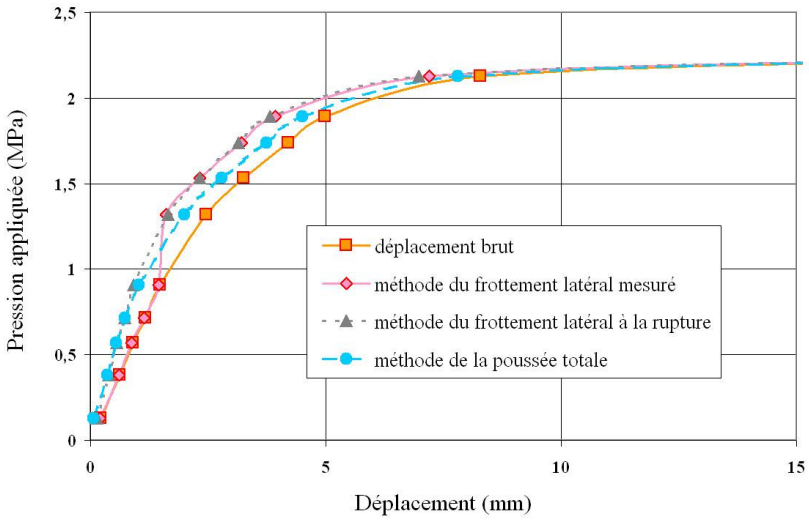


Figure III-19. Méthodes de correction du déplacement

En conclusion, la compressibilité du train de tiges peut conduire à une sous-estimation des modules en profondeur du fait de la différence entre le déplacement mesuré en tête et le déplacement réel de la pointe. D'où la nécessité de prendre en compte cette correction qui affectera les valeurs des modules calculés et qui sera d'autant plus importante que l'essai est profond : cela est visible sur la Figure III-20 qui montre la correction du déplacement mesuré par la méthode de la poussée totale, pour des essais réalisés à différentes profondeurs dans un site sableux à Utrecht aux Pays-Bas. Il faut noter également que cette correction dépend du pourcentage de frottement latéral ; elle est réduite en utilisant une pointe débordante mais reste considérablement influente.

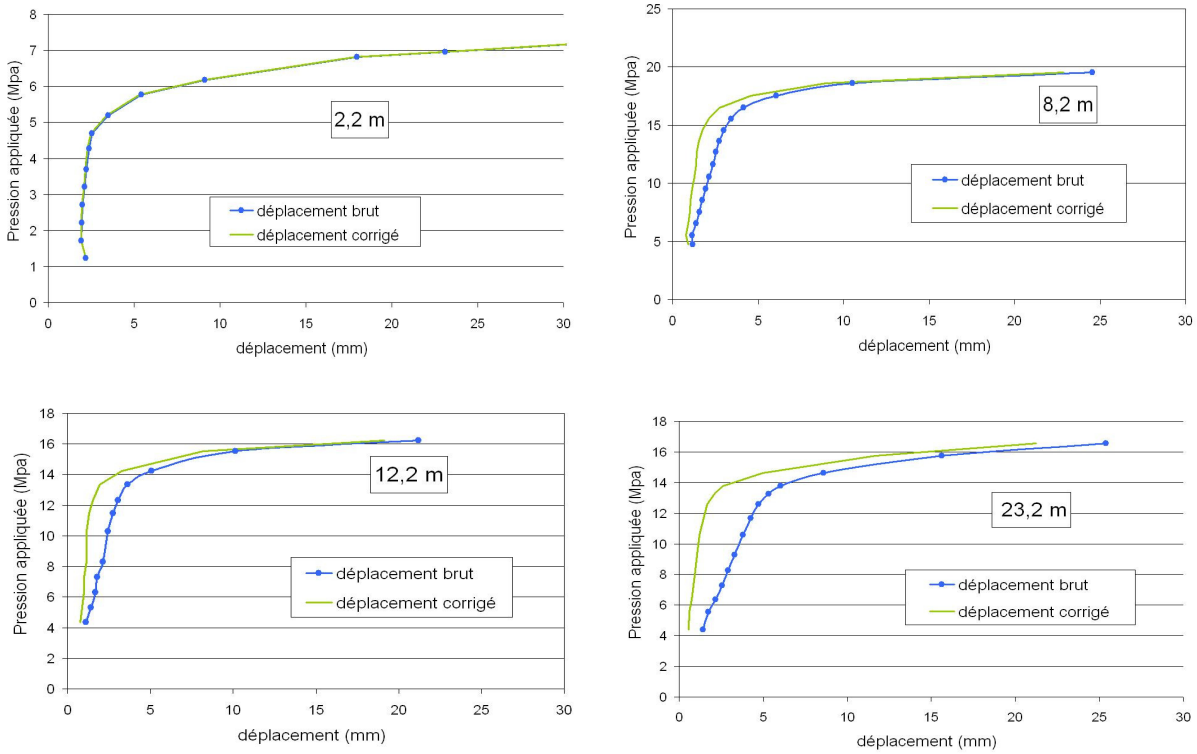


Figure III-20. L'influence de la profondeur sur la compression des tiges

4.3. Conditions initiales de l'essai

4.3.1. Introduction

Lors du développement de l'essai de chargement de pointe, il a été constaté qu'avant de réaliser l'essai, une charge résiduelle persistait sur la pointe après l'arrêt du fonçage du train de tiges et cela malgré la présence d'un destructeur de frottement. Cet effort résiduel non souhaité est causé tout d'abord par le poids des tiges, mais surtout par le frottement négatif le long de celles-ci. Lors des premières campagnes d'essais, un déchargement par extension a été effectué afin de minimiser cette charge résiduelle. Mais cette manipulation est longue et peut avoir pour conséquence de créer un frottement négatif inverse réparti de manière non uniforme et susceptible de perturber les mesures. Il a donc été décidé de tester d'autres approches.

4.3.2. Campagne comparative d'étude des conditions initiales (10 cm²/15 cm²)

4.3.2.1.Description du site et des sondages

Une campagne de reconnaissance comparative a été réalisée afin d'étudier l'effet de la géométrie de la pointe sur la charge résiduelle en utilisant les deux types de pointes autorisées par la norme EN ISO 22476-1:2006 : pointe de diamètre 10 cm^2 ou 15 cm^2 (Figure III-16).

Cette étude comparative a été effectuée à Sint Michielsgestel, un village situé à quelques kilomètres de la ville de S'-Hertogenbosch (Bois-le-Duc), aux Pays-Bas. Le site testé est composé d'un massif de sable souvent dense ou très dense, intercalé par des couches de limon. La nappe est située à environ 1 m de profondeur. Deux sondages ont été faits au moyen d'un camion-chenillard. Dans le premier, nous avons utilisé la pointe de 10 cm^2, équipée d'un capteur de pression interstitielle en configuration u_2 (au dessus du cône) et d'un destructeur de frottement type « came » (Figure III-16.b). Le deuxième sondage a été fait avec une pointe débordante de 15 cm^2 (Figure III-16.c). Les sondages ont été menés jusqu'à une profondeur d'environ 13 m.

Afin d'étudier la charge résiduelle sur la pointe, le protocole expérimental des essais consistait à effectuer une pénétration classique durant laquelle quatre essais de dissipation courte ont été réalisés.

Selon la norme EN ISO 22476-1 (2006), des essais de dissipation de la pression interstitielle peuvent être effectués à des profondeurs définies au préalable afin d'évaluer les caractéristiques de drainage et/ou de consolidation du sol. Durant un essai de dissipation, la variation des valeurs de la pression interstitielle est enregistrée en fonction du temps. Si le poids de l'équipement est supérieur à la résistance totale du sol, la norme autorise que les tiges soient maintenues bloquées durant la dissipation à condition que cette information soit notée.

Dans la campagne comparative que nous avons réalisée, nous avons bloqué tout mouvement de la tête du train de tiges pendant les 2 premières minutes. Après ce laps de temps, la tête du train de tiges fut débloquée prudemment de sorte qu'elle soit complètement déchargée, générant quelques artefacts visibles sur les (Figure III-22 et Figure III-23 et Figure III-24). La résistance à la pointe fut mesurée, ainsi que la pression interstitielle (seulement au sondage no. 1, puisque la pointe de 15 cm^2 n'était pas équipée d'un capteur de pression interstitielle dans cette campagne). Le Tableau III-2 décrit les essais réalisés dans chaque sondage ainsi que la classification du sol rencontré. La Figure III-21 présente les pénétrogrammes obtenus

dans chaque sondage, dans lesquels on peut suivre en fonction de la profondeur, la variation de la résistance de pointe q_c, du frottement latéral fs, de la pression interstitielle u_2 et du rapport de frottement R_f.

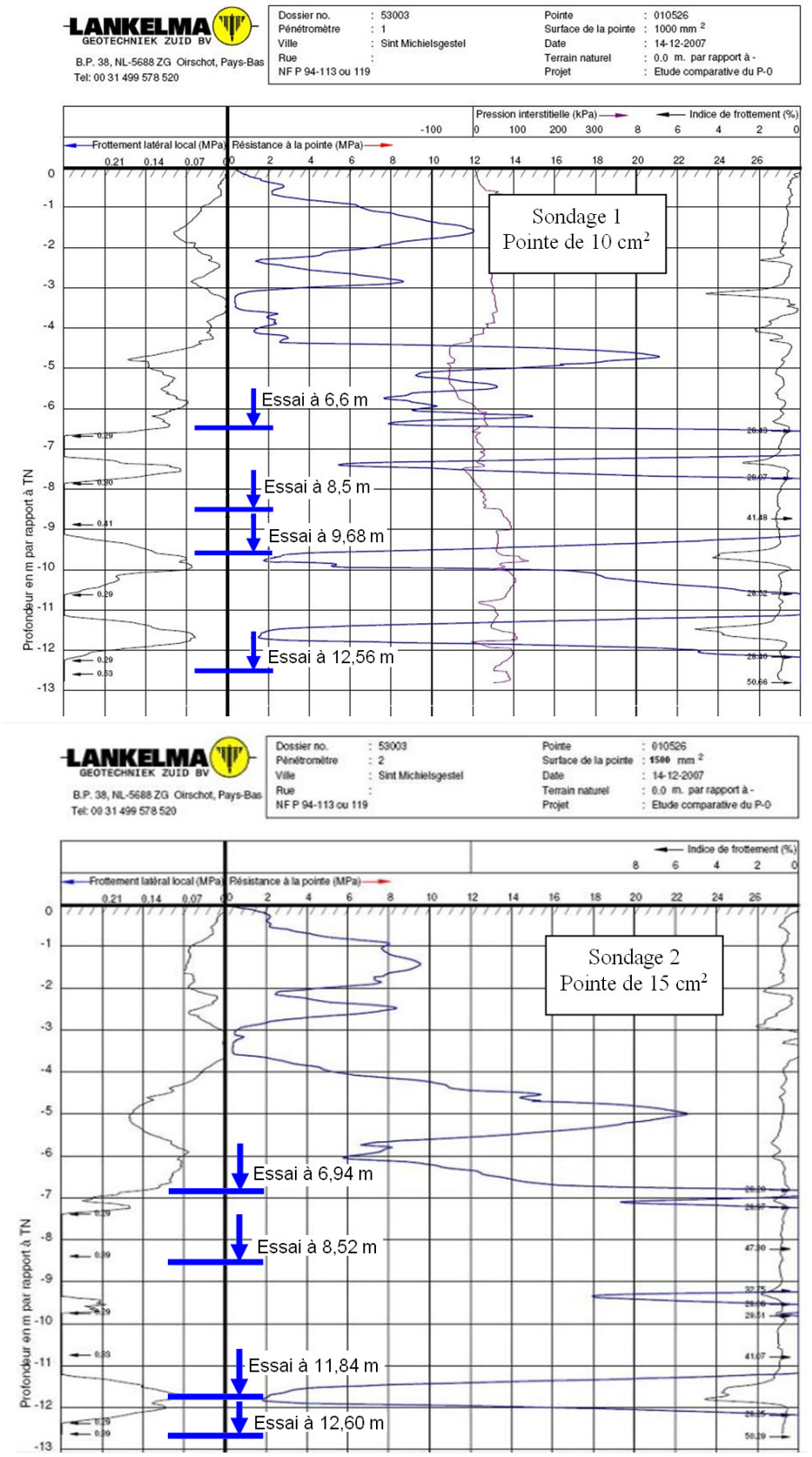


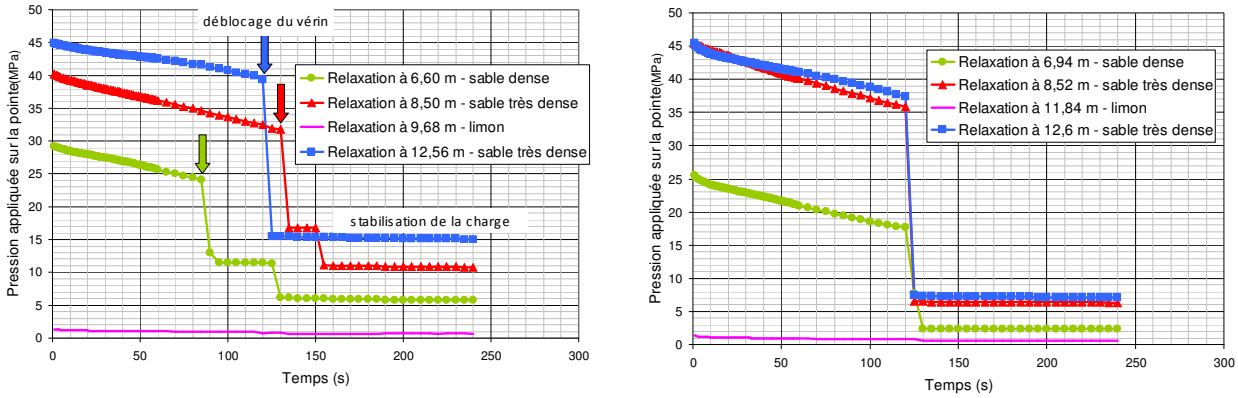
Figure III-21. Pénétrogrammes des sondages 1 et 2

Tableau III-2. Description des deux sondages réalisés

sondage	Essai de dissipation	profondeur (m)	classification du sol
1 pointe de 10 cm^2	1	6,60	sable dense
	2	8,50	sable très dense
	3	9,68	limon
	4	12,56	sable très dense
2 pointe de 15 cm^2	1	6,94	sable dense
	2	8,52	sable très dense
	3	11,84	limon
	4	12,60	sable très dense

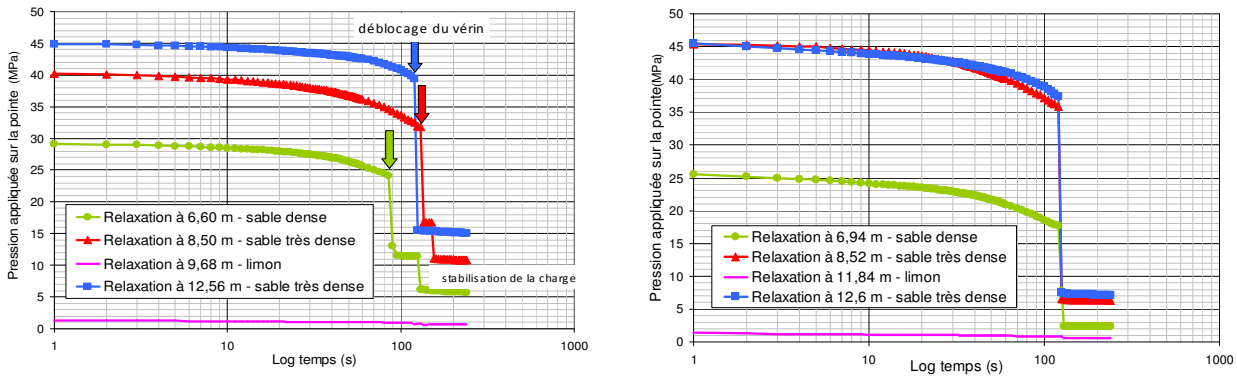
4.3.2.2.Diagrammes de relaxation de la pression appliquée sur la pointe

Les Figure III-22 et Figure III-23 et Figure III-24 montrent la variation de la pression P appliquée sur la pointe en fonction du temps (échelle linéaire ou logarithmique). Dès l'arrêt du fonçage classique, la pression appliquée sur la pointe diminue lentement alors que la tête du train de tiges est maintenue bloquée. Après déblocage des tiges, on constate une chute brusque de la valeur de la pression appliquée sur la pointe. Cette chute est suivie par une stabilisation de la valeur jusqu'à la fin de la phase de relaxation dont la durée dépend du type de sol. Elle peut être courte dans le sable (de l'ordre de 5 minutes par exemple) ou bien très lente dans l'argile. A noter que la durée de blocage de 2 minutes n'as pu être exactement respectée dans le premier sondage



(a) Sondage1 (10 cm^2) (b) Sondage 2 (15 cm^2)

Figure III-22. P en fonction du temps (Temps en échelle linéaire)



(a) Sondage1 (10 cm^2) (b) Sondage 2 (15 cm^2)

Figure III-23. P en fonction du temps (Temps en échelle Log)

En analysant la charge persistante sur la pointe à la fin de la stabilisation, sur les diagrammes des Figure III-22 et Figure III-23, nous constatons que cette charge est moins importante avec une pointe de 15 cm^2 ce qui est logique puisqu'il y a moins de frottement sur les tiges. Alors que dans le cas d'une pointe de 10 cm^2, une charge résiduelle deux fois plus importante persiste sur la pointe.

Dans la couche de limon (Figure III-24), la résistance du sol à la pénétration est beaucoup plus faible que dans le sable. Cependant, le limon étant plus cohérent que le sable, la charge résiduelle est importante, de telle façon que le sol sous la pointe reste chargé à la fin de la relaxation par une valeur égale à la moitié de la charge appliquée juste avant l'arrêt du fonçage. Les diagrammes de relaxation de la pression appliquée sur la pointe dans la couche de limon sont présentés seuls sur la Figure III-24 pour qu'ils soient faciles à analyser.

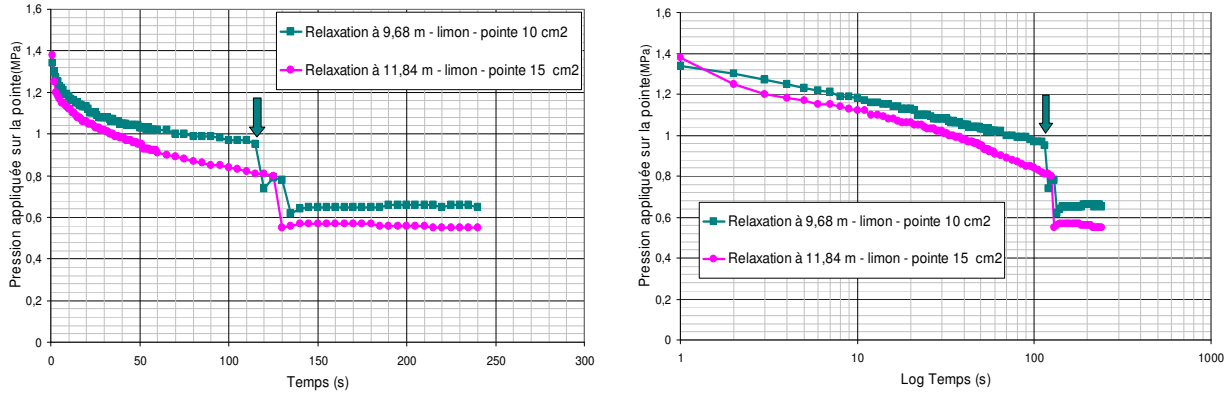


Figure III-24. Diagrammes de relaxation de la charge dans la couche de limon

4.3.2.3.Diagrammes de relaxation de la charge normalisée par q_c

La Figure III-25 exprime la relaxation de l'effort en le normalisant par la résistance du sol q_c juste avant l'arrêt du fonçage classique. Cette présentation a pour but d'exprimer directement en terme de pourcentage, la valeur de la charge résiduelle par rapport à celle de la charge au début de la relaxation.

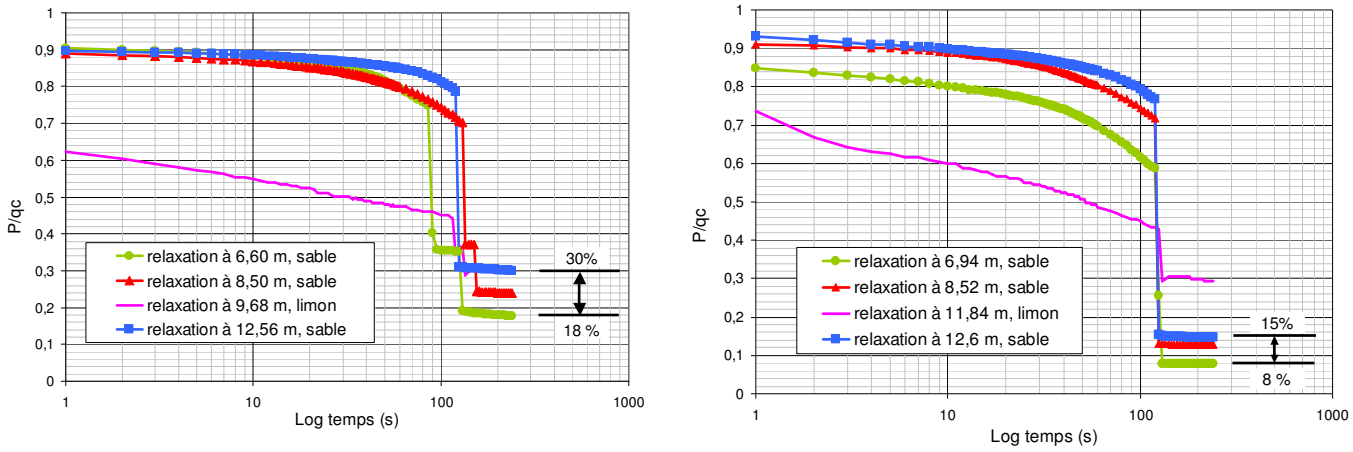


Figure III-25. P/q_c en fonction du Log temps
a) Sondage1 (10 cm^2) ; b) Sondage 2 (15 cm^2)

L'analyse des diagrammes de Figure III-25 conduit à une constatation claire. A la fin de la relaxation, le rapport P/q_c dans le sable varie entre 18% et 30% dans le cas d'une pointe de 10 cm^2 et entre 8% et 15% dans le cas d'une pointe de 15 cm^2. Ce rapport est de l'ordre de 30 % dans la couche molle de limon sans une grande influence du diamètre de la pointe. Cependant

il est beaucoup plus important dans l'argile. La Figure III-26 est un exemple des diagrammes de relaxation du rapport P/q_c dans les argiles sur-consolidés des Flandres à Merville (59) avec une valeur à la fin de la relaxation qui varie entre 40% et 60%, et comme dans le cas de limon, le diamètre de la pointe ne présente pas une influence significative.

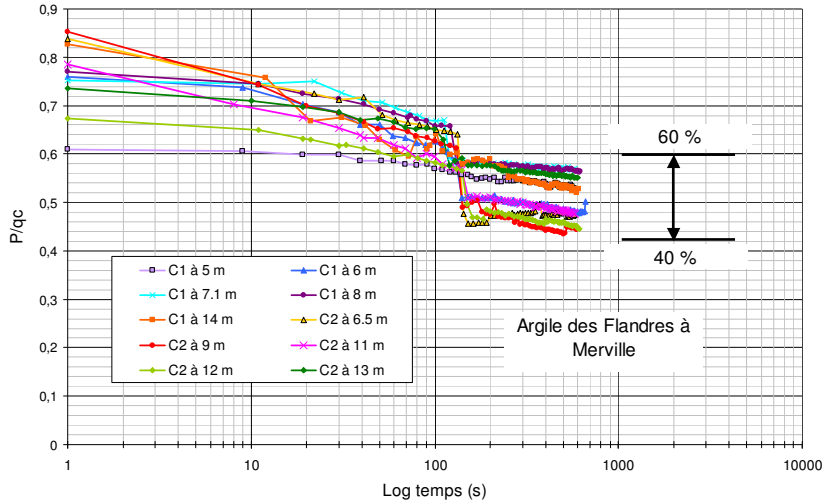


Figure III-26. Diagramme de relaxation de P/q_c dans les argiles des Flandres à Merville

4.3.3. Conclusions

Cette étude comparative nous a conduit à établir les conclusions suivantes :

- Le processus blocage/déblocage de la tête du train de tiges accélère considérablement la relaxation et s'avère réduire efficacement l'effort résiduel ;
- La charge résiduelle q_0 ainsi que le rapport de normalisation de la charge P/q_c à la fin de la relaxation semblent être minimisés avec la pointe débordante de 15 cm² en comparaison avec celle de 10 cm^2 ;
- La pointe de 15 cm^2 favorise un commencement de l'essai de chargement plus précoce ;
- La charge résiduelle dans le sable est moins importante que celle dans le limon, cette dernière est à son tour moins importante que celle dans l'argile ;
- Pour un même type de sol, la charge résiduelle ainsi que le rapport P/q_c sont proportionnelles au confinement et augmentent avec la profondeur.

5. Mode opératoire de l'essai de chargement de pointe

Le mode opératoire de l'essai de chargement de pointe se déroule en respectant des phases successives et complémentaires.

5.1. Mise en place du matériel

Il s'agit d'une phase préparatoire permettant de positionner le pénétromètre sur le point du sondage et d'assurer toutes les conditions nécessaires avant de commencer l'essai. On distingue les étapes suivantes :

- Installation de la structure de réaction, (mini-chenillard ancré dans le sol avec des vis d'ancrage hélicoïdales ou lesté). La durée de cette phase dépend des conditions d'accès au site, mais aussi du type de la réaction requise ;

- Branchement de tous les équipements électroniques du système d'acquisition des données ;

- Installation de la barre-support du dispositif de mesure de déplacement, indépendante du bâti du pénétromètre et fixe durant l'essai.

5.2. Réalisation d'un essai de pénétration statique classique

Cette phase nous fournit un pénétrogramme [qc = f(z)], selon la norme EN ISO 22476-1 (2006). Au préalable de cette phase, il faut prendre en compte les précautions suivantes :

- Vérifier l'état de la pointe (propreté, état des joints et des filtres) ;
- Procéder à la saturation de la pointe ;
- Remplir au fur et à mesure, une fiche de l'essai qui représente un procès verbal caractéristique de chaque essai ;
- Enregistrer les valeurs à zéro dans l'air avant le contact avec le sol, des termes de force sur la pointe, de frottement latéral et de pression interstitielle.

5.3. Phase de relaxation

Dans cette étape, on arrête la pénétration classique à une cote souhaitée (z, q_c) qualifiée de profondeur de l'essai de chargement de pointe, en relâchant l'effort appliqué sur le système de guidage. Un temps d'attente moyen de 10 minutes environ est nécessaire pour permettre aux surpressions interstitielles de commencer à se dissiper comme l'ont montré (Fortuna, 1982), (Peignaud, 1979) et (Parez et al. 1976). Ce temps d'attente permet d'atteindre la charge résiduelle.

Le temps d'attente nécessaire à cette phase permet également de mettre en place deux matériels spécifiques nécessaires pour la réalisation de l'essai de chargement de pointe, il s'agit de la pompe à main reliée au circuit hydraulique du CPT et du capteur de mesure du déplacement de la pointe.

5.4. Phase de chargement par paliers

Après la fin de la phase de relaxation, signalée par l'écoulement de la durée d'attente fixée au préalable, ou par l'atteinte de la charge résiduelle finale stabilisée sur la pointe après le déblocage des tiges, un chargement par n paliers d'intensité q_c/n (Figure III-27) peut ainsi commencer en utilisant la pompe à main après avoir ouvert le circuit reliant la pompe aux vérins hydrauliques. q_c est la résistance de pointe classique à la rupture obtenue à l'arrêt du fonçage classique au niveau de la profondeur voulue.

Le nombre de paliers (n) n'a pas fait l'objet d'une analyse durant nos travaux de recherches. Il dépend de la nature et la consistance des sols, il peut varier entre n= 10 pour les sols peu à moyennement denses et n = 20 ou plus, pour les sols denses à très denses. Dans notre protocole expérimental, nous avons fixé à 10 le nombre de paliers pour avoir un nombre unique de référence, et pour se caler par rapport à d'autres essais, comme par exemple, l'essai de chargement statique des pieux (AFNOR NF P 94–150).

Chaque palier est maintenu constant pendant 60 secondes. Durant chaque palier, on enregistre : la pression appliquée sur la pointe, le déplacement de la pointe, le frottement latéral sur le manchon, la pression interstitielle et la pression totale en tête. La fréquence d'enregistrement de mesure automatique est de 5 secondes (elle a été réduite à 1 seconde dans les essais CLT les plus récents).

Quand on atteint la charge limite de l'essai de chargement de pointe (q_{CLT}) qui se manifeste par un passage à la plasticité et des déplacements importants pour une faible variation de charge, le déchargement peut se faire par paliers ou d'une façon continue (Figure III-27).

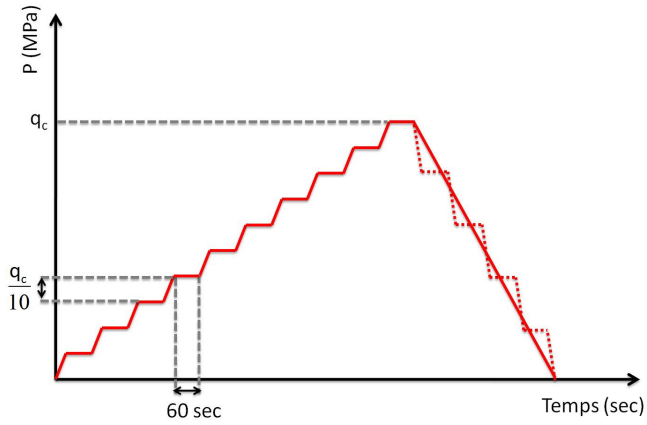


Figure III-27. Programme de chargement de l'essai de chargement de pointe

Dans les premiers travaux consacrés au développement de l'essai de chargement de pointe, Faugeras n'as pas réalisé une phase de déchargement, son protocole expérimental de l'époque s'est limité à la phase de chargement par paliers (Faugeras, 1979). Lors des travaux de (Zhou, 1997) et (Arbaoui, 2003), un déchargement éventuel jusqu'à zéro se faisait par dix paliers. La procédure de déchargement employée par ces deux auteurs était simple et basique puisque le chargement consistait à ajouter des masses métallique, le déchargement s'effectuait donc en enlevant une masse métallique dans chaque palier. Cependant, les auteurs n'ont pas exploité et analysé cette phase de déchargement pour en tirer un module de déformation. Ils ont tout de même, réalisé dans certains cas, des boucles de charge-décharge pour effacer l'effet du remaniement du sol.
Dans nos essais, le chargement par paliers est effectué à l'aide de la pompe à main, il n'est donc pas possible de contrôler précisément les paliers de déchargement comme c'est le cas avec des masses métalliques. Le déchargement s'effectue en dévissant la valve de la pompe à main, et on essaye d'avoir un minimum de 3 ou 4 paliers de déchargement. Un module de déformation en déchargement est calculé.

6. Résultats attendus de l'essai de chargement de pointe

Comme l'essai de chargement de pointe est intégré à un essai de pénétration statique classique, cela nous permet d'avoir des paramètres mesurés comme la résistance de pointe q_c, le frottement latéral f_s, la pression interstitielle u, ainsi que des paramètres calculés comme le rapport de frottement R_f (utilisé essentiellement pour la classification des sols) ainsi que tout autre paramètre ou module issu d'une corrélation permettant d'accéder aux différentes propriétés du sol.

L'intérêt de l'essai de chargement de pointe est qu'il va nous apporter de nouvelles informations qui permettent d'accéder à des paramètres de déformabilité aussi bien que des paramètres de résistance.

6.1. Courbe de chargement

Elle relie la pression appliquée sur la pointe pour chaque palier de chargement au tassement de cette dernière mesuré au bout de 60 secondes. Cette courbe est caractérisée par deux parties distinctes, une première partie pseudo-élastique quasi linéaire et une deuxième partie caractérisant le passage à la plasticité sous forme d'un palier plastique. L'analyse de la courbe de chargement est riche en renseignements sur la déformabilité des sols.

6.2. Charge limite q_{CLT} de l'essai de chargement de pointe

C'est la charge maximale atteinte à la rupture lors de l'essai de chargement de pointe (Figure III-29). Cette charge limite est généralement plus petite que la résistance à la pénétration classique q_c car elle est obtenue à une vitesse de pénétration beaucoup plus petite que 2cm/s.

6.3. Frottement latéral limite f_{sCLT}

C'est la valeur maximale obtenue à partir de la courbe de mobilisation de frottement représentant la variation du frottement mesuré sur le manchon en fonction du déplacement de la pointe (Figure III-28). La valeur de f_{sCLT} ne correspond pas à la valeur de pic qui peut apparaître, mais c'est bien la valeur maximale après stabilisation du frottement latéral. Cette courbe est obtenue d'une manière analogue à celle des courbes de mobilisation d'un essai de chargement statique d'un pieu.

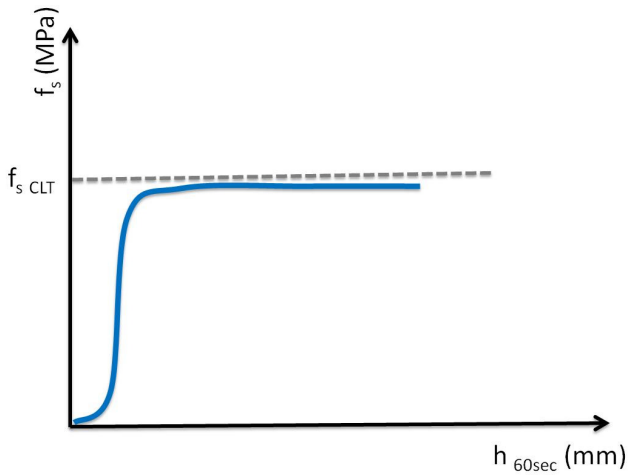


Figure III-28. Courbe de mobilisation de frottement

6.4. Modules de déformation de l'essai de chargement de pointe

C'est une caractéristique essentielle de l'essai de chargement de pointe. Ce module de déformation est calculé à partir de la courbe de chargement, en se basant sur la formule de Boussinesq, en assimilant la pointe terminée par un cône à une petite plaque circulaire rigide encastrée à une profondeur h à l'intérieur d'un massif élastique semi-infini non pesant de caractéristique E et ν (E module d'Young et ν coefficient de Poisson).

$$E = (1-\nu^2).\frac{\Delta P}{\Delta h}\times\frac{\pi R}{2}\times\frac{1}{k_M} \qquad \text{III-4}$$

k_M est le coefficient d'encastrement de Mindlin qui est pris sensiblement égal à 2 (Mindlin, 1936). L'encastrement pouvant être considéré comme infini.

Différents modules de déformation peuvent être déduits de la courbe de chargement (modules tangents et sécants ou en déchargement) (Figure III-29). Ils sont définis par des expressions dont la forme générique est l'expression précédente où ($\Delta P/\Delta h$) est une approximation de la valeur de la pente de la portion de courbe de chargement considérée pour définir le module.

6.4.1. Module tangent initial, E_{0CLT}

Il est calculé à partir de l'équation suivante :

$$E_{0CLT} = \frac{\Delta P}{\Delta h}\times 0{,}7\times R \qquad \text{III-5}$$

$\frac{\Delta P}{\Delta h}$ est la pente de la première partie linéaire de la courbe de chargement et R est le rayon de la pointe. Le facteur 0,7 résultant, est un coefficient qui prend en compte l'encastrement de la pointe, la forme de celle ci ainsi que le remaniement du sol.

6.4.2. Module à 50 % de chargement $E_{50\,CLT}$

Il est déterminé d'une manière analogue à celle du module E_{50} obtenu avec l'essai triaxial et qui est couramment utilisé par les ingénieurs. E_{50} est notamment un paramètre d'entrée dans certains logiciels de calcul utilisant la méthode des éléments finis comme le logiciel PLAXIS. Il est calculé selon la norme européenne en vigueur EN ISO/TS 17892-9 : 2004 (E).

Le module $E_{50\ CLT}$ que l'on peut confronter au E_{50} obtenu avec l'essai triaxial est donné par l'équation 3.

$$E_{50\,CLT} = \frac{P_{50}}{\varepsilon_{50}} \qquad \text{III-6}$$

P_{50} est la pression de pointe à 50 % de chargement, elle est égale à la moitié de la pression de pointe limite (q_{CLT}) et ε50 est la déformation associée divisée par le terme 0,7R.

$$P_{50} = \frac{q_{CLT}}{2} \qquad \text{III-7}$$

$$\varepsilon_{50} = \frac{\Delta h_{50}}{0{,}7\times R} \qquad \text{III-8}$$

6.4.3. Module de déchargement $E_{d\,CLT}$

$$E_{dCLT} = \frac{\Delta P_d}{\Delta h_d}\times 0{,}7R \qquad \text{III-9}$$

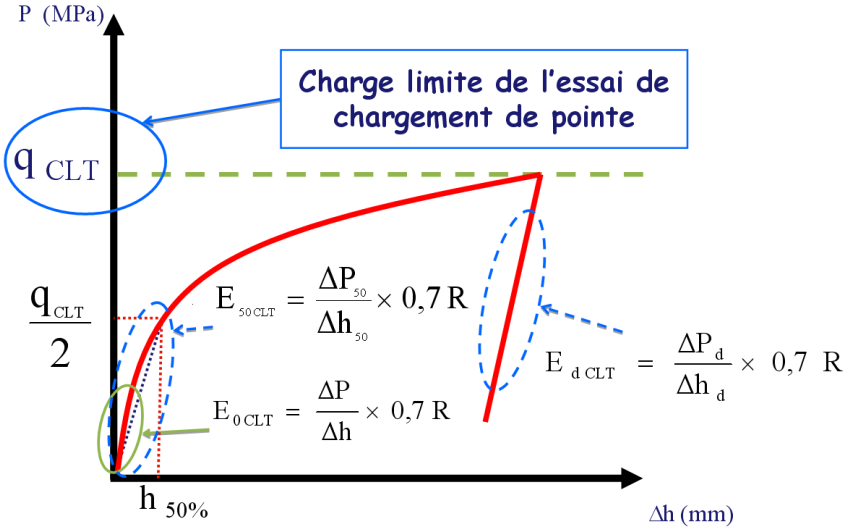


Figure III-29. Détermination des modules E_{CLT} et de la charge limite q_{CLT}

7. Conclusions

Nous avons décrit dans ce chapitre, le protocle expérimental de l'essai de chargement de pointe avec un pénétromètre statique lourd. Nous avons pu constater que, pour définir un protocole robuste de l'essai, il est nécessaire de contrôler au mieux les conditions initiales comme la charge résiduelle admissible avant la phase de chargement. D'autres facteurs influencent l'interprétation des résultats de l'essai, et imposent de réaliser des corrections sur les résultats de mesure bruts. Nous avons présenté également dans ce chapitre, les principaux résultats attendus d'un essai de chargement de pointe, qui comprennent des paramètres de résistance et des paramètres de déformabilité.

Nous avons défini plus précisément à travers ce chapitre, la géométrie de pointe et les conditions initiales les plus aptes à fournir un essai réalisé en conditions maîtrisées.

Le raccourcissement élastique des tiges de pénétration est un facteur de première importance surtout dans le cas des essais profonds, et la correction du déplacement mesuré par la méthode de la poussée totale mesurée en tête est la plus fiable.

D'autre part, pour maîtriser au mieux les conditions initiales de l'essai, nous avons décidé de privilégier l'utilisation d'une pointe débordante de 15 cm^2 dont l'efficacité et l'utilité a été démontrée.

Afin d'approfondir ces conclusions, nous avons réalisé une large étude numérique avec le logiciel PLAXIS, que nous présentons dans le chapitre suivant. Cette étude nous permet de valider les constatations observées in situ, en ce qui concerne les facteurs d'influence, et d'affiner la procédure et le protocle d'essai à travers une modélisation qui apporte de nouvelles informations sur certains aspects numériques de l'étude et de la validation de l'essai de chargement de pointe.

IV. Etude numérique des facteurs d'influence et d'autres aspects de modélisation de l'essai de chargement de pointe à l'aide du logiciel PLAXIS

1. Introduction

L'essai de chargement de pointe réalisé *in situ* comporte deux phases : dans un premier temps, on réalise un essai de pénétration statique classique, dans lequel la pointe est enfoncée jusqu'à la profondeur désirée, le sol est donc conduit à un premier chargement entraînant la rupture. Ensuite, le chargement statique à vitesse moyenne très lente de la pointe, conduit à une deuxième rupture du sol. Un des objectifs du modèle numérique est de reproduire les phases expérimentales de l'essai dans le but de comparer le comportement réel aux prévisions numériques et d'en déduire des conclusions utiles sur les caractéristiques du sol.

Du fait que le fonçage préalable de la pointe consiste à appliquer des grands déplacements, la modélisation de ce phénomène présente des difficultés. On cherchera à contourner le problème par une simulation de l'état de contrainte autour de la pointe qui prend en compte les contraintes générées lors du fonçage de la pointe. Pour ces raisons, nous modélisons dans le présent chapitre, seulement la phase de chargement en petits déplacements de l'essai de chargement de pointe. Enfin, la simulation d'une deuxième rupture de sol sous la pointe est étudiée dans ce chapitre en réalisant une boucle de chargement-déchargement-rechargement afin de comparer une courbe expérimentale *in situ* avec la courbe obtenue après rechargement.

L'introduction d'un pieu ou d'un pénétromètre dans le sol produit une densification importante qui dépend de la nature du sol, de sa densité initiale et de sa teneur en eau. Cette installation du pénétromètre ou du pieu (par battage ou par fonçage) entraîne toujours des déformations du sol environnant et des modifications de la résistance du sol dans la zone densifiée. Cette zone a une forme de poire pour le sable, tandis que pour l'argile elle est sensiblement de forme cylindrique (Shakhirev et al. 1996).

Il est actuellement possible de modéliser la mise en place des pieux ou des pénétromètres mais sous certaines hypothèses, parfois avec des moyens très sophistiqués qui ne sont pas nécessairement les plus économiques. On a recourt alors à des techniques moins coûteuses non pour simuler la mise en place en tant que telle mais plutôt ses effets, le plus souvent tirés d'observations expérimentales. Des exemples intéressants de la modélisation de la pénétration d'un corps dans le sol (pénétromètre ou pieu) par deux techniques différentes (éléments finis et éléments distincts) ont été analysés par différents auteurs (Abu-Farsakh et Tumay, 2001) ; (Hiroaki Tanaka et al. 2000) ; (Mestat, 1999) ; (Cividini et Gioda, 1988 et 1989) ; (Balaam et al. 1974). À partir de tous ces travaux, il ressort que la méthode des éléments finis semble mieux adaptée pour la construction d'un modèle de l'essai de chargement de pointe plutôt que la technique des éléments discrets qui n'est pas capable de répondre actuellement au problème de la pénétration.

Des travaux antérieurs traitant de la modélisation de l'essai de chargement de pointe, ont été réalisés en simulant une petite pointe débordante mise en place par battage à l'aide d'un pénétromètre dynamique PANDA. Il s'agit des travaux de Zhou (1997) utilisant la méthode des différences finies à l'aide du logiciel FLAC, et des travaux d'Arbaoui (2003) utilisant la méthode des éléments finis à l'aide du logiciel CESAR-LCPC.

Dans ce chapitre, nous complétons les travaux de Zhou (1997) et d'Arbaoui (2003) par une modélisation plus détaillée et plus approfondie, et qui apporte de nouvelles informations sur certains aspects numériques de l'étude et la validation de l'essai de chargement de pointe à l'aide du logiciel PLAXIS qui est un programme de calcul par éléments finis dédié aux

applications géotechniques. Nous analysons notamment l'influence de quelques facteurs géométriques et des études paramétriques portant sur différents aspects de l'essai de chargement de pointe.

2. Objectifs de la modélisation numérique de l'essai CLT

Les objectifs de notre travail de modélisation sont les suivants :

- Reproduire les phases de la procédure expérimentale afin de tirer des informations sur la déformabilité des sols ;
- Analyser l'interaction entre le sol et la pointe ;
- Etudier l'effet des différents facteurs d'influence de l'essai (changement de géométrie, essai cyclique,…) ;
- Rechercher les corrélations qui peuvent exister entre les différents paramètres mécaniques ;
- Valider sur des résultats expérimentaux.

3. Construction du modèle numérique

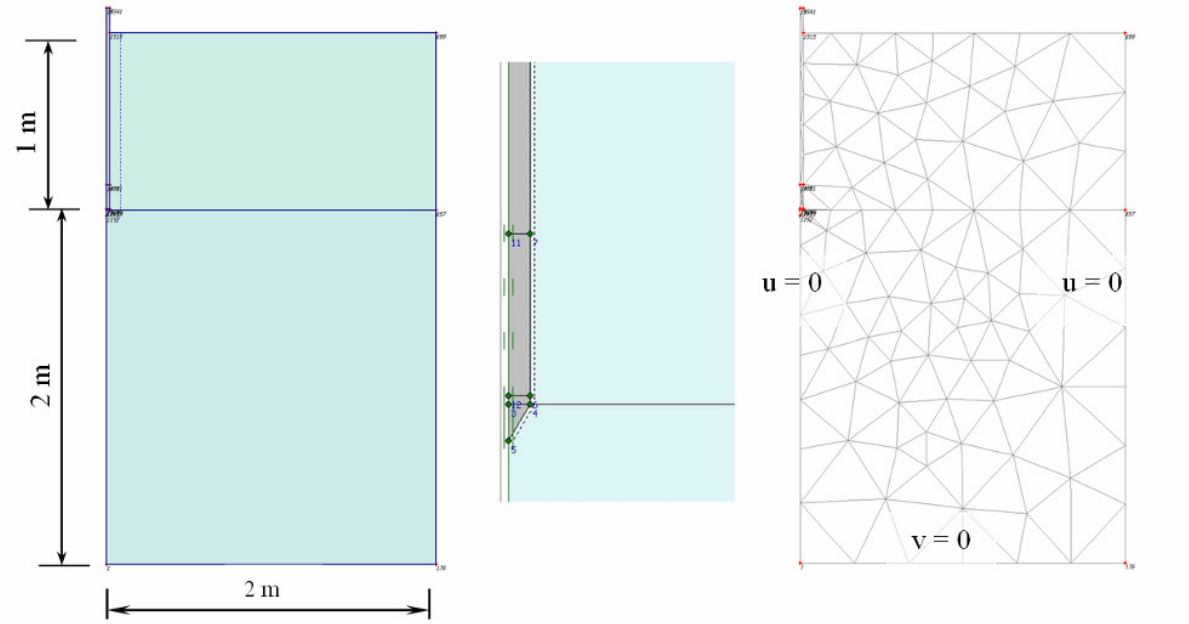
Le modèle numérique retenu est représenté par un massif de sol de 3 m de profondeur et de 4 m de largeur (Figure IV-1.a). Ces dimensions permettent de considérer que les frontières sont suffisamment éloignées des zones de perturbation et que l'on peut négliger les effets de celles ci (Mestat, 1993). La construction du modèle comprend plusieurs étapes : la construction du maillage, la définition des conditions aux limites et des conditions initiales.

Le sol est considéré comme un massif infini, homogène, isotrope. Son comportement suit une loi élastoplastique (module E, coefficient de Poisson fixé à 0,33) avec critère de Mohr-Coulomb (cohésion c, et angle de frottement interne φ). Cette loi de comportement permet d'obtenir une approche simple de premier ordre de notre modèle.

Les conditions initiales prises en compte dans le premier modèle de référence sont des contraintes géostatiques représentant le poids des couches de sol en négligeant la présence de l'eau (γ_h = 18 kN/m^3). Dans PLAXIS, la poussée latérale du sol est engendrée par le coefficient de poussée des terres au repos K_0, obtenu par la formule de Jacky ($K_0 = 1 - sin\ \varphi'$).

Comme notre modèle est supposé axisymétrique, on ne modélise que la moitié de la pointe (Figure IV-1.b et Figure IV-2). La Figure IV-1 montre le massif de sol étudié dans lequel la pointe est installée à un mètre de profondeur.

La pointe est considérée comme un corps élastique très rigide par rapport au sol, son coefficient de Poisson est nul et son module d'élasticité est le module de l'acier : $2{,}1 \times 10^5$ MPa. La pointe de référence modélisée est une pointe de 10 cm^2 de section (diamètre de 35,7 mm), parce qu'au moment où les travaux de modélisation ont débuté, la décision sur la géométrie de la pointe dans les essais *in situ* n'était pas encore prise. La géométrie de pointe débordante de 15 cm^2 de section est également étudiée dans ce chapitre



(a) Massif de sol étudié (b) Géométrie de la pointe (c) Génération du maillage

Figure IV-1. Construction du modèle

4. Méthode de chargement

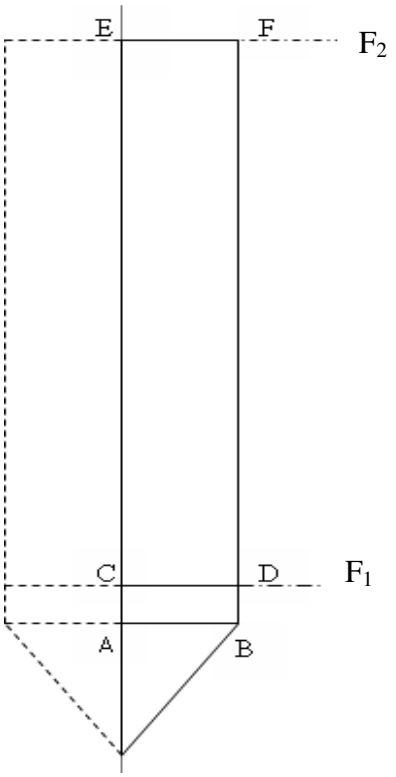
Les premiers calculs sur PLAXIS ont été faits en appliquant dix incréments de charge, chacun d'intensité égale à 0,1q (q est la charge maximale appliquée sur la pointe). Ces calculs n'ont pas permis de bien contrôler le pilotage du chargement surtout du fait que nous ne connaissons pas au préalable à quel niveau il est nécessaire de charger parce que nous ne disposions pas des résultats *in situ* de référence correspondant aux caractéristiques mécaniques du modèle numérique. Nous avons donc choisi de conduire les calculs en imposant à la tête des tiges un déplacement qui augmente à chaque pas de calcul, cela nous permet de suivre l'évolution du comportement de sol sous la pointe et de détecter le passage à la phase plastique pour une certaine valeur de déplacement. Le logiciel permet d'évaluer la force qui résulte au niveau où ces déplacements sont appliqués et de déterminer les contraintes résultantes sur la pointe et le manchon de frottement. Les incréments de déplacements imposés ne sont pas constants, ils sont plus petits dans les premiers pas de calcul pour avoir plus d'informations sur la première partie élastique la plus importante de la courbe de chargement.

5. Localisation des mesures

Afin d'approcher un comportement représentatif de la réalité, il est nécessaire d'utiliser les déplacements imposés et les appliquer en tête des tiges, non au niveau de la pointe. Les résultats sont relevés aux deux sections intéressantes : la jonction pointe/manchon de frottement et la partie supérieure du manchon de frottement (Figure IV-2).

En effet, les principales valeurs qui nous intéressent sont la résistance à la pointe q_c et le frottement latéral sur le manchon f_s qui sont les quantités mesurées sur place lors d'un essai de pénétration. Pour fixer d'une manière définitive les endroits où on cherche les résultats, il faut connaître l'arrangement des corps d'épreuve à l'intérieur de la pointe et des pesons qui mesurent la pression sur le cône et l'effort latéral sur le manchon. On se réfère à la géométrie présentée dans la partie bibliographique (Chapitre I, paragraphe 4).

Dans nos calculs numériques, nous avons pris en compte les sections de la Figure IV-2 pour calculer les efforts recherchés.



- Section CD : liaison pointe/manchon de frottement, où on calcule la résistance à la pointe q_c
- Section EF : liaison manchon de frottement/tige, où on calcule le frottement latéral

Segment	Dimension (mm)
AB	17,85
BD	7
DF	135

Figure IV-2. Les endroits de mesure de qc et fs

Les forces F_1 et F_2 (Figure IV-2) sont obtenues par intégration de la contrainte verticale σ_y sur la section transversale de la pointe

$$F = \int_0^R \sigma_y(r).2\pi r.dr \qquad \text{IV-1}$$

R étant le rayon de la pointe. Puis, on calcule q_c et f_s de la manière suivante

$$q_c = F_1 / S_{pointe} \qquad \text{IV-2}$$

$$f_s = (F_2 - F)_1 / S_{manchon} \qquad \text{IV-3}$$

La Figure IV-3 représente la contrainte verticale moyenne q_c sur la section et non pas la contrainte locale, par exemple sur l'axe. Nous avons pu vérifier à travers les calculs que la répartition de la force F sur les sections choisies peut être considérée comme constante (liaison manchon de frottement/tige) ou peut être réduite à une moyenne de deux contraintes dans une répartition linéaire due à la symétrie de la géométrie de la pointe (liaison pointe/manchon de frottement) (Figure IV-3). Nous avons pu vérifier également que les déplacements verticaux résultants sont presque égaux au niveau de la pointe et en tête des tiges, cela signifie que la compression élastique des tiges est négligeable mais non nulle pour une aussi faible profondeur de la pointe (1 m, Figure IV-1). L'effet de la compression élastique des tiges devient plus important pour des essais réalisés à des grandes profondeurs ; le déplacement mesuré au niveau de la pointe est dans ce cas plus petit que celui mesuré en tête des tiges.

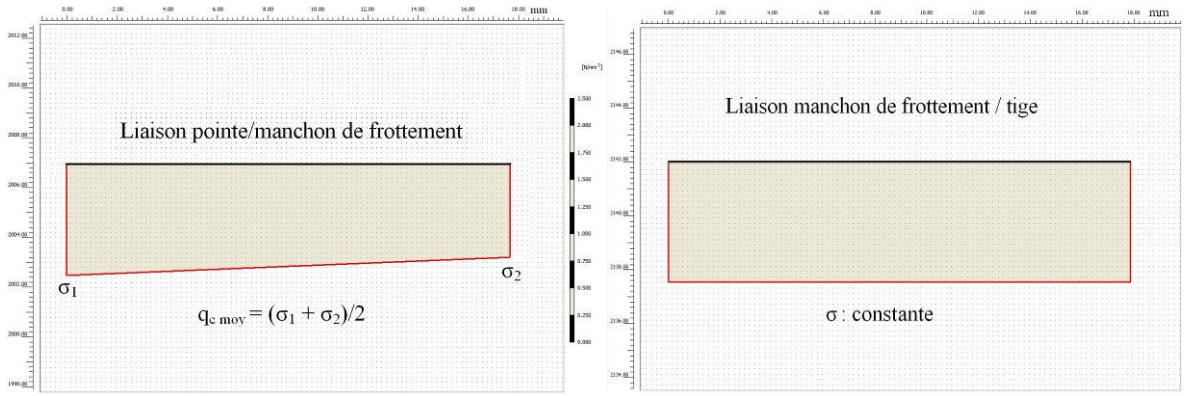


Figure IV-3. Variation des contraintes sur la section de la pointe

6. Modélisation de l'interaction entre le sol et la pointe

6.1. Introduction

Nous étudions ici la problématique de la modélisation de l'interaction entre le sol et la pointe. Pour être réaliste, une modélisation doit prendre en compte les zones de contact, c'est-à-dire les frottements, les glissements et les décollements qui peuvent apparaître à l'interface pointe-sol. Pour cela, on introduit des éléments d'interface qui séparent la pointe du sol. L'objectif de cette partie est d'évaluer l'influence des paramètres d'interface sur les résultats numériques de l'essai de chargement de pointe. Cette étude a été faite en se basant sur le jeu initial suivant des paramètres du sol, E, c' et φ' (paramètres de cisaillement drainés puisqu'on suppose l'absence d'eau interstitielle dans le massif simulé à cette étape) : E = 15 MPa, φ' = 32° et c' = 12 kPa ; ce choix correspond aux paramètres mécaniques drainés d'un limon.

6.2. Résistance d'interface (R_{inter})

Un modèle élasto-plastique permet de décrire le comportement des interfaces dans la modélisation des interactions sol-structures. Le critère de Coulomb est utilisé pour distinguer le comportement élastique, où de petits déplacements peuvent apparaître aux interfaces, et le comportement plastique, pour lequel des glissements permanents peuvent se produire.

Pour les interfaces dont le comportement reste élastique, la contrainte tangentielle τ est donnée par

$$|\tau| < \sigma_n \tan\varphi_i + c_i \qquad \text{IV-4}$$

Et pour un comportement plastique τ est donné par

$$|\tau| = \sigma_n \tan\varphi_i + c_i \qquad \text{IV-5}$$

Où φ_i et c_i sont l'angle de frottement et la cohésion de l'interface. Les caractéristiques de résistance de l'interface sont liées aux propriétés de résistance de la couche de sol. Dans PLAXIS, chaque jeu de données inclut un facteur de réduction de la résistance pour les interfaces (R_{inter}). Les caractéristiques de l'interface sont calculées à partir des propriétés du sol associé et du facteur de réduction de la résistance, en suivant les règles suivantes:

$$c_i = R_{\text{int}\,er}\, c_{sol} \qquad \text{IV-6}$$

$$\tan\varphi_i = R_{\text{int}\,er}\, \tan\varphi_{sol} \le \tan\varphi_{sol} \qquad \text{IV-7}$$

$$\psi_i = 0 \; pour \; R_{\text{int}\,er} < 1, \quad dans \;\; les \;\; autres \;\; cas \;\; : \;\; \psi_i = \psi_{sol} \qquad \text{IV-8}$$

Dans PLAXIS, la résistance de l'interface peut être définie par deux types :

a- <u>Rigide</u>
Dans ce cas, l'interface n'influence pas la résistance du sol avoisinant. Par exemple, les interfaces s'étendant autour des angles d'un élément de structure ne sont pas significatives des interactions sol-structure et ne doivent donc pas subir de réduction de leurs caractéristiques. Ces interfaces doivent être déclarées (ce qui correspond à $R_{inter} = 1$). Ainsi, les propriétés de l'interface, y compris l'angle de dilatance ψ_i, sont identiques aux propriétés du sol excepté le coefficient de Poisson υ_i.

b- <u>Manuelle</u>
En général, pour des interactions réelles entre le sol et un élément de structure, l'interface est plus faible et plus déformable que la couche de sol associée, ce qui signifie que la valeur de R_{inter} est inférieure à 1. Des valeurs représentatives de R_{inter} dans le cas d'interactions entre différents types de sols et de structures peuvent être trouvées dans la littérature. En l'absence d'informations plus détaillées, il est classique de prendre pour le coefficient R_{inter} la valeur (2/3) pour un contact sable-acier et la valeur (1/2) pour des contacts argile-acier ; les interactions avec du béton donnent des valeurs légèrement supérieures. Des valeurs de R_{inter} supérieures à 1 ne devraient normalement pas être utilisées.

6.3. Démarche

Au niveau des interfaces (Figure IV-4), il y a une réduction des frottements. Pour étudier l'influence de cette réduction, il faut rattacher ce paramètre aux valeurs du rapport de frottement $R_f = f_s/q_c$ que l'on rencontre en pratique pour les divers types de sols (Tableau IV-1). Une comparaison sera faite dans la suite de ce chapitre, entre le rapport de frottement numérique et celui trouvé expérimentalement, afin de savoir si on se rapproche des valeurs in situ. Le frottement n'est pas le même sur le cône et sur les parties cylindriques (dégradation du sol au passage du point anguleux). Il faut donc examiner le cas où on introduit deux sols, au dessous et au dessus de la jonction cône/cylindre, même si on leur donne les mêmes propriétés dans la masse, mais on leur donnera une résistance d'interface R_{inter} différente. On fait alors varier cette valeur pour retrouver un R_f qui correspond au type de sol employé.

Tableau IV-1. Valeurs de R_f pour différents types de sol (Cassan, 1988)

Nature du sol	q_c (MPa)	$R_f = f_s/q_c$ (%)
Argiles	< 0,8	> 3 %
Silts sableux	0,4 < qc < 3	1 < Rf < 7 %
Silts (ou limons)	0,7 < qc < 2	1,5 < Rf < 5 %
Silts argileux	0,4 < qc < 5	1 < Rf < 2,5 %
Sables	> 1,5	< 2,5 %
Sables argileux	0,8 < qc < 4	1 < Rf < 5 %
Sables argileux	0,3 < qc < 6	0,5 < Rf < 8 %

Dans nos calculs, on considère les conditions d'interaction suivantes :

1- Absence d'interface ;
2- Interface rigide, $R_{inter} = 1$;
3- Interface avec $R_{inter} = 2/3 = 0,66$;
4- Interface avec $R_{inter} = 1$ au dessous de la base du cône, et $R_{inter} = 0,66$ au dessus de cette partie (soit la notation : interface de type 1-0,66) ;
5- Interface avec $R_{inter} = 1$ au dessous de la partie conique de la pointe, et $R_{inter} = 0,5$ au dessus de cette partie (type 1-0,5) (Figure IV-5).

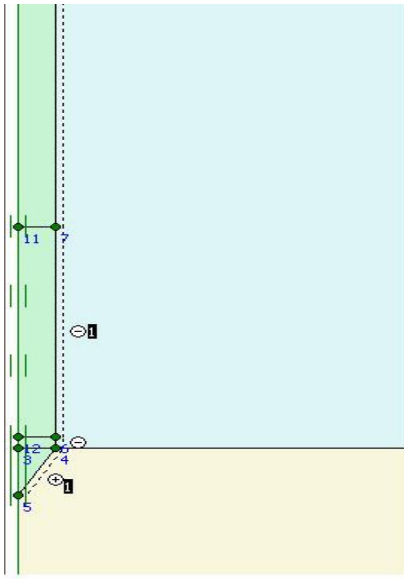


Figure IV-4. Les traits en pointillés représentent l'interface de contact pointe-sol

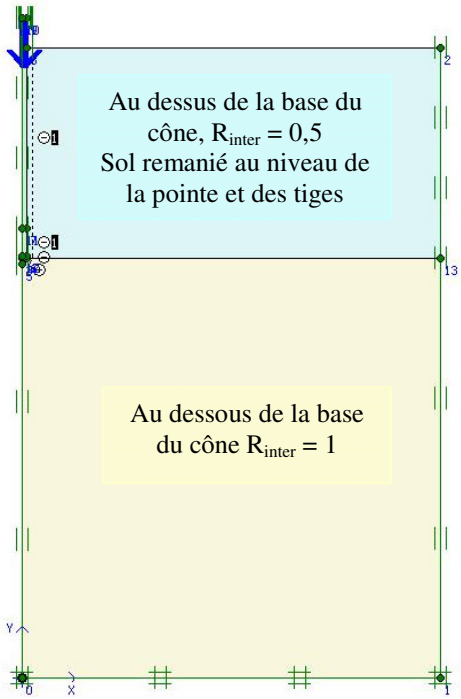


Figure IV-5.Variation de R_{inter} au dessus et au dessous de la base du cône

6.4. Interprétation

L'étude des différents cas de modélisation repose sur la comparaison des courbes de chargement obtenues dans chaque cas, ainsi que les courbes de variation de frottement latéral f_s et du rapport de frottement R_f en fonction du déplacement imposé.

La Figure IV-6 montre les courbes de chargement calculées qui représentent l'évolution de la pression appliquée sur la pointe en fonction du déplacement vertical, et cela pour les différents cas d'interfaces étudiés.

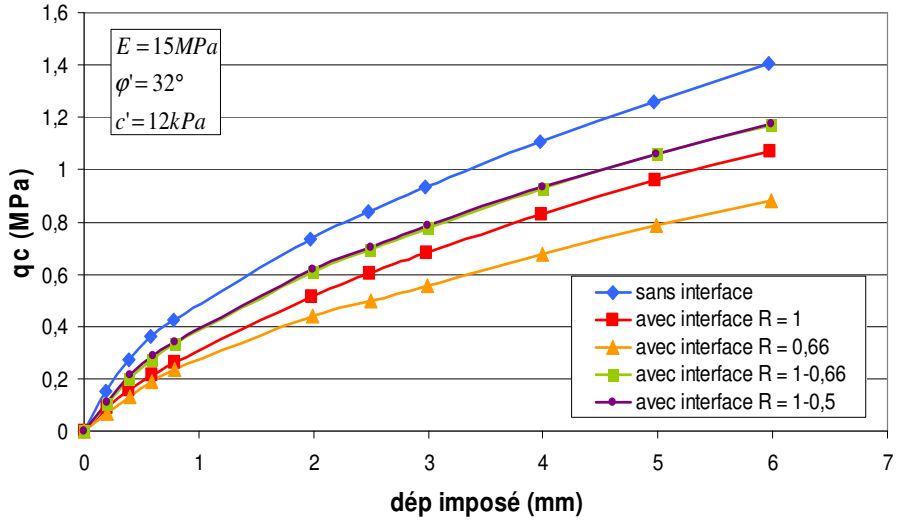


Figure IV-6. Comparaison des différents cas d'interface

Puisque le chargement se fait par déplacement contrôlé et que les pas de calculs sont les mêmes pour les différents cas, la comparaison porte sur les contraintes. L'utilisation d'une interface conduit à une diminution de la résistance q_c au niveau de la pointe, et plus la résistance de l'interface diminue plus q_c diminue (R_{inter} = 1 ou 0,66). La courbe (sans interface) est plus raide que les autres courbes. Donc, dans ce cas, les conditions d'interface sol-pointe ont une réelle influence sur la réponse du sol décrite par la courbe de chargement. Cette étude nécessite d'être complétée avec d'autres jeux de paramètres représentant différents types de sol.

Dans les autres cas avec interface, il s'agit d'une résistance de l'interface au dessus de la base du cône différente de celle au dessous, puisque le sol est remanié lors au passage du point anguleux. Remarquons que la contrainte mesurée au niveau de la pointe dans le cas où l'interface est de type 1-0,66 est plus grande que celle dans le cas d'une interface de type R_{inter} = 0,66 ou R_{inter} = 1. On observe également que la différence est négligeable entre les deux types 1-0,66 et 1-0,5 (R_{inter} = 1 au dessous de la base du cône et R_{inter} = 0,5 au dessus de la base du cône).

Sur la Figure IV-7, on remarque une différence importante qui est dûe au frottement latéral sur le manchon de la pointe. L'interface réduit d'une façon considérable le frottement latéral et l'utilisation de deux types d'interface au dessous et au dessus de la base du cône modélise correctement l'effet de la dégradation du sol lors du passage du cône.

Le frottement latéral augmente en fonction des déplacements avant de se stabiliser à un certain niveau indiquant le passage à la plasticité. L'allure de ces courbes numériques de mobilisation de frottement, ressemble à celle des courbes expérimentales *in situ* et montrent

bien que la mobilisation de frottement latéral est plus rapide de la mobilisation de la résistance de pointe, par exemple : pour une valeur de 3 mm de déplacement, la valeur maximale du frottement latérale est atteinte, ce qui n'est pas le cas pour la résistance de pointe q_c.

Les résultats confirment aussi que l'emploi d'une interface rigide avec R_{inter} = 1 qui n'influence pas le sol avoisinant ne donne pas les mêmes résultats qu'un calcul sans interface. Donc, même des interfaces rigides peuvent aboutir à une réduction de frottement.

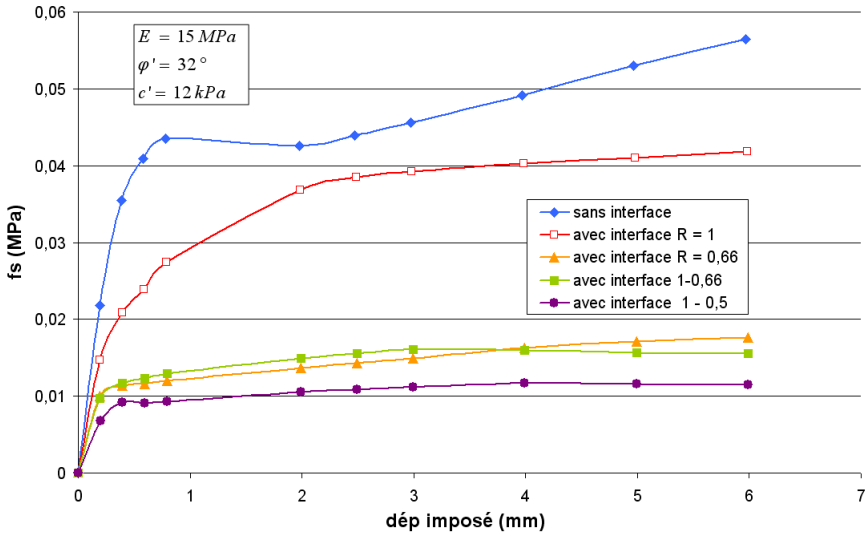


Figure IV-7. Variation de f_s – différents cas d'interfaces

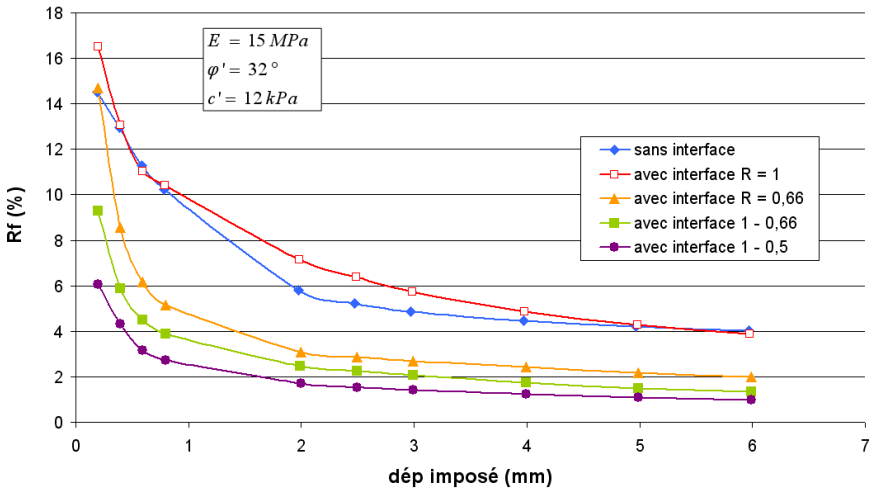


Figure IV-8. Variation de R_f – différents cas d'interfaces

Quant au rapport de frottement R_f (Figure IV-8), il est une fonction décroissante du déplacement. Les interfaces de type 1-0,66 et 1-0,5 donnent des valeurs de R_f qui sont plus réalistes et qui s'approchent des valeurs correspondant aux types de sols indiqués dans le Tableau IV-1.

Dans la suite de nos calculs, nous adopterons l'interface de type 1-0,5 puisqu'elle nous permet d'obtenir le rapport de frottement le plus petit et le plus proche des valeurs in situ.

7. Procédure de calcul du module de déformation numérique apparent

Sur la courbe de chargement numérique reliant la résistance à la pointe dans chaque phase de chargement au tassement correspondant, nous essayons d'extraire un module de déformation pour le comparer avec le module du sol avoisinant.
Si on assimile la pointe à une semelle circulaire sur un sol semi infini, on peut appliquer la formule de tassement de Boussinesq :

$$U_y = C_f \frac{qB}{E}\left(1-\nu^2\right) \qquad \text{IV-9}$$

U_y : déplacement vertical de la pointe
q : charge appliquée sur la pointe
E : module de déformation du sol
B : diamètre de la semelle, ici de la pointe
ν : coefficient de poisson
C_f : est un coefficient de forme ; pour une semelle circulaire, $C_f = \pi/4$

Dans un premier temps, on calcule la pente à l'origine de la courbe de chargement (équation 10). On compare ensuite cette pente au module E du sol pour essayer de trouver une corrélation entre les deux.

$$K = \frac{\Delta q_c}{\Delta U_y} \qquad \text{IV-10}$$

7.1. Première approche : comparaison des modules de déformation

En utilisant l'équation de Boussinesq, nous pouvons écrire :

$$K = \frac{\Delta q_c}{\Delta U_y} = \frac{4}{\pi}\frac{E}{B\left(1-\nu^2\right)}$$

$$\Rightarrow K\frac{\pi B\left(1-\nu^2\right)}{4} = E$$

Soit $\alpha = \frac{\pi B\left(1-\nu^2\right)}{4}$

Donc, $$K\alpha = E_{apparent} \qquad \text{IV-11}$$

α est une constante qui dépend de la pointe.
Le module $E_{apparent}$ sera ensuite comparé avec le module du sol introduit dans les calculs.

7.2. Deuxième approche : évaluation du coefficient de forme

Le coefficient de forme C_f d'une semelle circulaire est égal à π/4. Nous allons déterminer un C_f de notre pointe (équation 12) et le comparer au coefficient de forme d'une semelle de référence de forme circulaire.

$$C_f = \frac{E}{KB\left(1-\nu^2\right)} \qquad \text{IV-12}$$

E est le module de déformation du sol (ici 15 MPa comme calcul de base). Les deux approches proposées seront utilisées dans les paragraphes suivants.

8. Etude de l'influence des facteurs géométriques

8.1. Introduction

Notre but à travers la modélisation numérique est d'étudier les facteurs géométriques influençant le coefficient de raideur numérique du sol. Il faudra en particulier examiner l'incidence de ce qui se passe au dessus de la pointe, incidence qu'on espère faible et négligeable. Les facteurs perturbateurs sont notamment : la présence d'un destructeur de frottement (Figure IV-9), une nature de sol différente au dessus de la pointe, la variation de la profondeur d'essai et l'utilisation d'une pointe débordante de 15 cm^2 reliée à des tiges ayant une section de 10 cm^2. Ceci mène à prévoir quelques variations dans la géométrie de notre modèle: ajout des ergots cylindriques ou des ailettes destructives de frottement, stratigraphies diverses…

Nous allons vérifier si des changements de géométrie peuvent avoir une influence considérable sur les courbes de q_c et f_s en fonction du déplacement imposé. Le sol utilisé dans cette étude a des caractéristiques mécaniques d'un sable frottant ayant une cohésion presque négligeable, soit : *E = 15 MPa, φ = 32°, c = 1 kPa et v = 0,33.*

Dans un premier temps, quatre cas principaux sont étudiés et présentés dans le Tableau IV-2.

Tableau IV-2. Les cas de géométries différentes étudiées

Cas	Pointe	Interface	maillage
Référence	10 cm^2	1-0,5	grossier
Variation de la profondeur	10 cm^2	1-0,5	grossier
Avec destructeur	10 cm^2	1-0,5	grossier
Pointe débordante	15 cm^2	1-0,5	grossier

On rappelle que le type d'interface 1-0,5 signifie qu'on a introduit une interface ayant une résistance R_{inter}= 1 au dessous de la pointe et R_{inter}= 0,5 au dessus de la pointe.

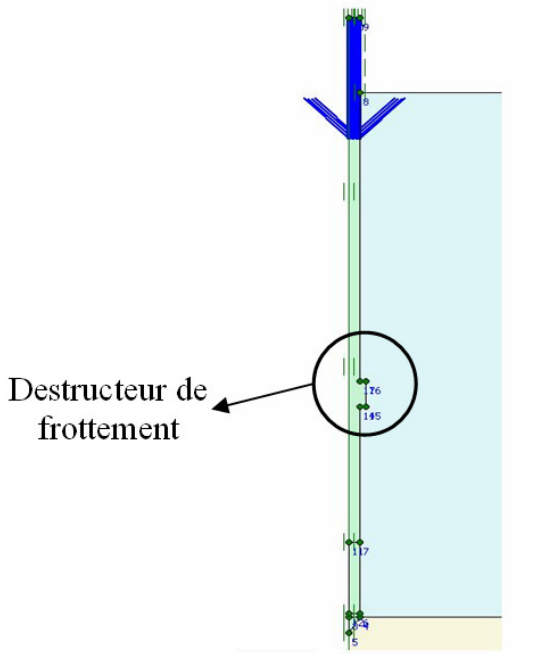
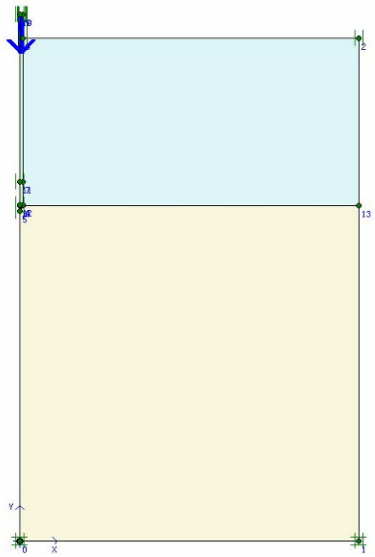


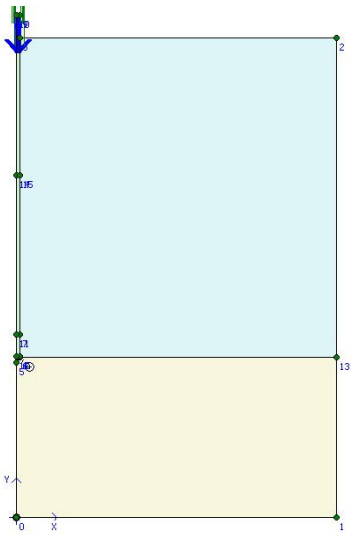
Figure IV-9. Modélisation du destructeur de frottement

8.2. Influence de la profondeur d'essai

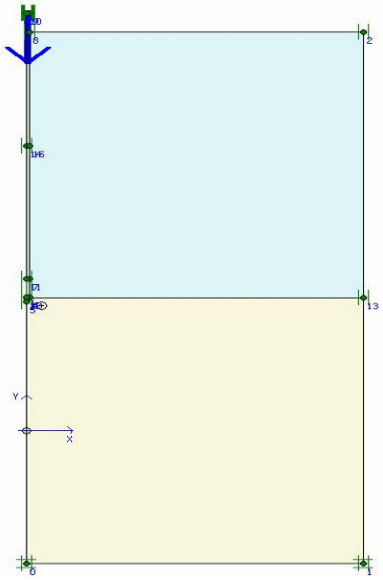
La variation de la profondeur d'essai est modélisée par l'ajout d'une tige supplémentaire. Cette modélisation peut être représentée sous plusieurs formes. Dans un premier cas, on fait comme si on enfonce la pointe d'un mètre (Figure IV-10.b). Dans le deuxième cas, on ajoute une tige en gardant la même profondeur de sol (2 m) en dessous de la pointe qui existait dans le cas de référence (Figure IV-10.a), et on aura au final 4 m de sol (Figure IV-10.c). Dans le troisième cas, on remplace le sol qui existe au niveau de la tige supplémentaire par une charge uniforme (Figure IV-10.d). Le but est de vérifier l'incidence de la hauteur de sol se trouvant au dessous ou au dessus de la pointe, sur la variation de q_c et f_s.



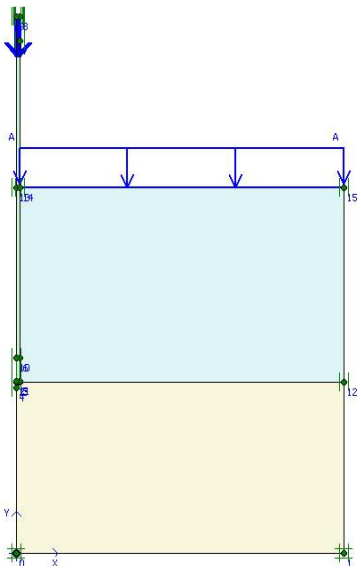
a) Cas de référence



b) Profondeur en ajoutant une tige supplémentaire



c) Tige supplémentaire et 2m de sol au dessous de la pointe



d) 1 m de sol remplacé par une charge uniforme

Figure IV-10. Différents cas représentant la variation de la profondeur d'essai

L'examen des courbes de chargement (Figure IV-11) montre que pour une variation relativement peu importante de la profondeur d'essai (1 m), l'influence est faible sur la valeur de q_c sauf en fin de chargement où les valeurs s'écartent légèrement. Tandis que lorsque nous avons remplacé une partie du sol par une charge uniformément distribuée, la résistance à la pointe est plus grande que dans les autres cas, et elle garde un écart constant pendant tous les paliers de chargement. Cela signifie que l'état initial de contraintes verticales dû au remplacement du sol par une charge, est différent de celui des autres cas.

Nous pouvons expliquer ceci par l'absence du frottement sur la deuxième tige, la charge transmise à la pointe est alors plus grande. Dans le dernier palier de chargement, l'effort transmis à la pointe est égal à 68 % de l'effort en tête des tiges dans le cas du sol remplacé ; ce même effort est réduit à 55 % de l'effort en tête dans les deux autres cas d'ajout d'une tige supplémentaire.

Cette explication est renforcée par la variation de f_s. En fait, le f_s du cas de référence est beaucoup plus faible, parce qu'il n'y a qu'une tige. Après changement de la profondeur d'essai par ajout d'une tige supplémentaire, le frottement varie peu et celui dans le cas du sol remplacé est un peu plus faible.

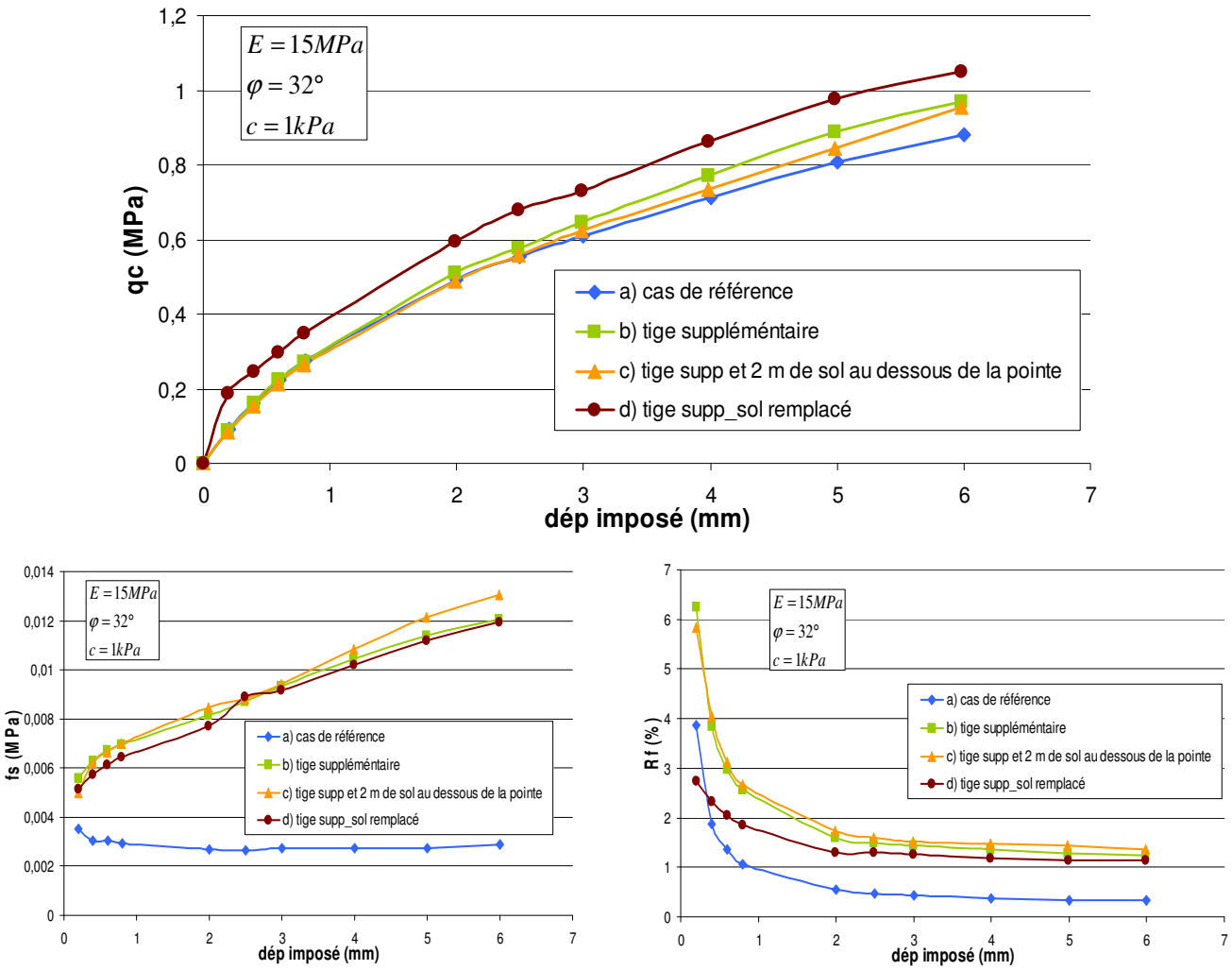
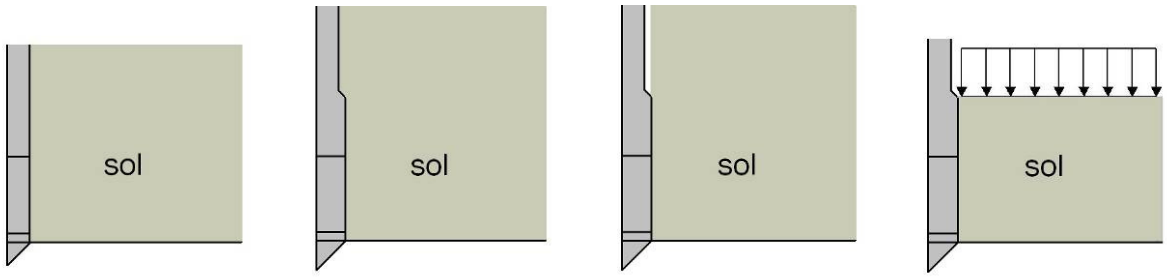


Figure IV-11. Influence de la profondeur d'essai – variation de q_c, f_s et R_f

8.3. Introduction d'une pointe débordante

La pointe débordante est souvent utilisée dans la pratique des essais de pénétration pour réduire le frottement latéral sur les tiges en créant un espace annulaire vide autour de ces dernières. Cette pointe débordante permet aussi de réduire la charge résiduelle sur la pointe avant le commencement de l'essai de chargement de pointe (Ali et al. 2008). L'importance et l'utilité de cette pointe de 15 cm^2 de section a été prouvée dans le chapitre précédent.

Trois cas ont été étudiés en comparaison avec le cas de référence où on utilise une pointe ordinaire de 10 cm^2 ayant le même diamètre que les tiges. Le premier cas représente la situation dans laquelle le vide crée par l'enfoncement de la pointe débordante est directement refermé et rempli de sol (Figure IV-12.b). Dans le deuxième cas, l'espace vide est maintenu durant le chargement (Figure IV-12.c), et dans le troisième cas, le sol au dessus de la partie débordante est remplacé par une charge uniforme (Figure IV-12.d).



a) cas de référence | *b) espace annulaire rempli de sol* | *c) espace annulaire vide* | *d) le sol au dessus de la partie débordante, est remplacé par une charge uniforme*

Figure IV-12. Etude de l'introduction d'une pointe débordante

En examinant la Figure IV-13, on remarque que pour les cas b, c et d, on obtient des résistances à la pointe q_c très proches et qui sont plus faibles que celle du cas de référence. Cependant, une différence existe dans le comportement de la variation de f_s (Figure IV-14) où le cas (d) peut être distingué par le fait que le frottement latéral f_s est clairement plus petit que celui des autres cas, dans les 5 premiers paliers de chargement. Ceci est accompagné par une légère différence dans le sens contraire au niveau de q_c qui explique l'homogénéité de la variation du rapport de frottement R_f (Figure IV-14).

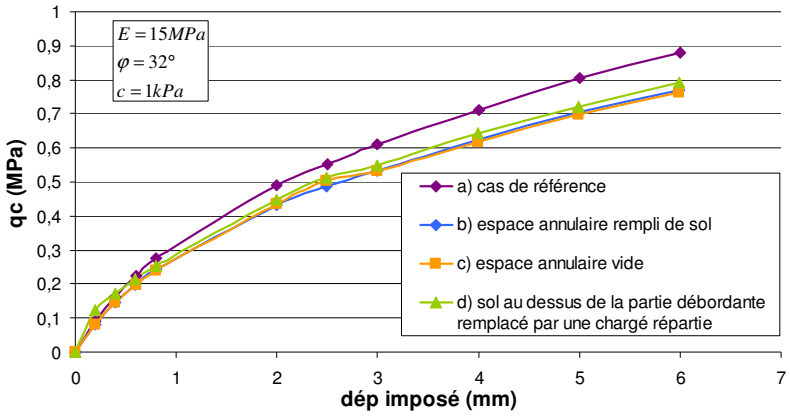


Figure IV-13. Etude de l'introduction d'une pointe débordante – variation de q_c

Nous avons calculé pour les 3 cas étudiés de pointe débordante (b, c et d), les contraintes initiales avant le début de chargement sur une section transversale au niveau de la partie

débordante où nous avons appliqué la charge uniforme remplaçant le sol dans le cas d. Cette charge uniforme crée une contrainte initiale $q = \gamma^* z \approx 18$ kN/m^3 x 0,74 m $\approx$ 13,3 kN/m^2. (0,74 m est la hauteur du sol remplacé). D'autre part, les contraintes initiales générées dans les autres cas sont bien identiques et égales à $\approx$ 13,3 kN/m^2. Donc, les 3 cas (b, c et d) sont sous les mêmes conditions initiales de chargement.

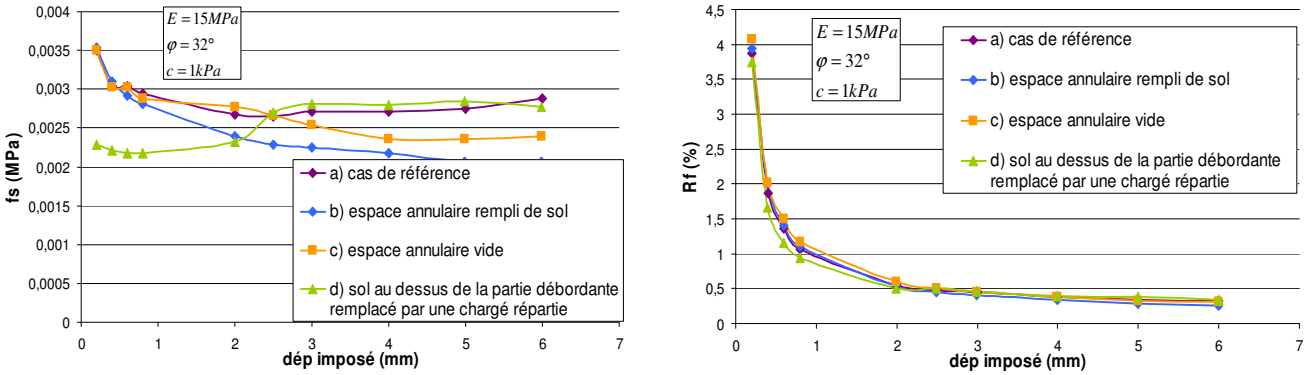


Figure IV-14. Etude de l'introduction d'une pointe débordante – variation de f_s et R_f

8.4. Synthèse

Pour conclure cette étude de l'influence de quelques facteurs géométriques sur les variables de l'essai de chargement de pointe d'un point de vue numérique, nous allons comparer le cas de référence (Figure IV-10.a et Figure IV-12.a) aux différents cas de changement de géométrie étudiés :

- La prise en compte d'une tige supplémentaire (cas (b) du paragraphe 8.2) ;
- L'introduction d'un destructeur de frottement (Figure IV-9) ;
- La prise en compte d'une pointe débordante (cas (b) du paragraphe 8.3).

Les résultats de cette étude sont représentés sur la Figure IV-15. La comparaison des différentes courbes nous permet de déduire que l'introduction d'un destructeur de frottement n'a pas beaucoup d'influence sur les résultats, au moins sur les valeurs de q_c et f_s, l'incidence de changement de géométrie est alors négligeable.

Cependant, l'ajout d'une tige supplémentaire tend à augmenter la valeur de q_c mais surtout le frottement latéral sur le manchon ce qui est très clair sur la Figure IV-15. En effet, lorsqu'on introduit des tiges supplémentaires, c'est à dire lorsque le niveau de notre essai sera plus profond, la résistance à la pointe est plus grande que celle du cas de référence et ceci est normal pour un sol homogène ayant les mêmes propriétés mécaniques. Le frottement latéral f_s sur le manchon dans le cas d'un essai plus profond (ajout d'une tige supplémentaire) augmente durant l'essai de chargement, tandis qu'il est à peu prés constant et plus petit dans les autres cas et varie entre un rapport de 0,5 (par rapport au frottement du cas d'une tige supplémentaire) au début de l'essai et un rapport de 0,25 à la fin du chargement.

D'autre part, l'utilisation d'une pointe débordante favorise une diminution de la valeur de la résistance à la pointe mais n'a pas beaucoup d'influence sur le frottement latéral f_s. La diminution de la valeur de q_c dans le cas d'une pointe débordante est liée à un effet de taille mis en évidence par Kérisel qui a obtenu des termes de pointe mesurés à une même profondeur, qui diminuaient lorsque le diamètre du cône augmentait (Kérisel, 1961). Cet effet d'échelle varie selon la nature de sol.

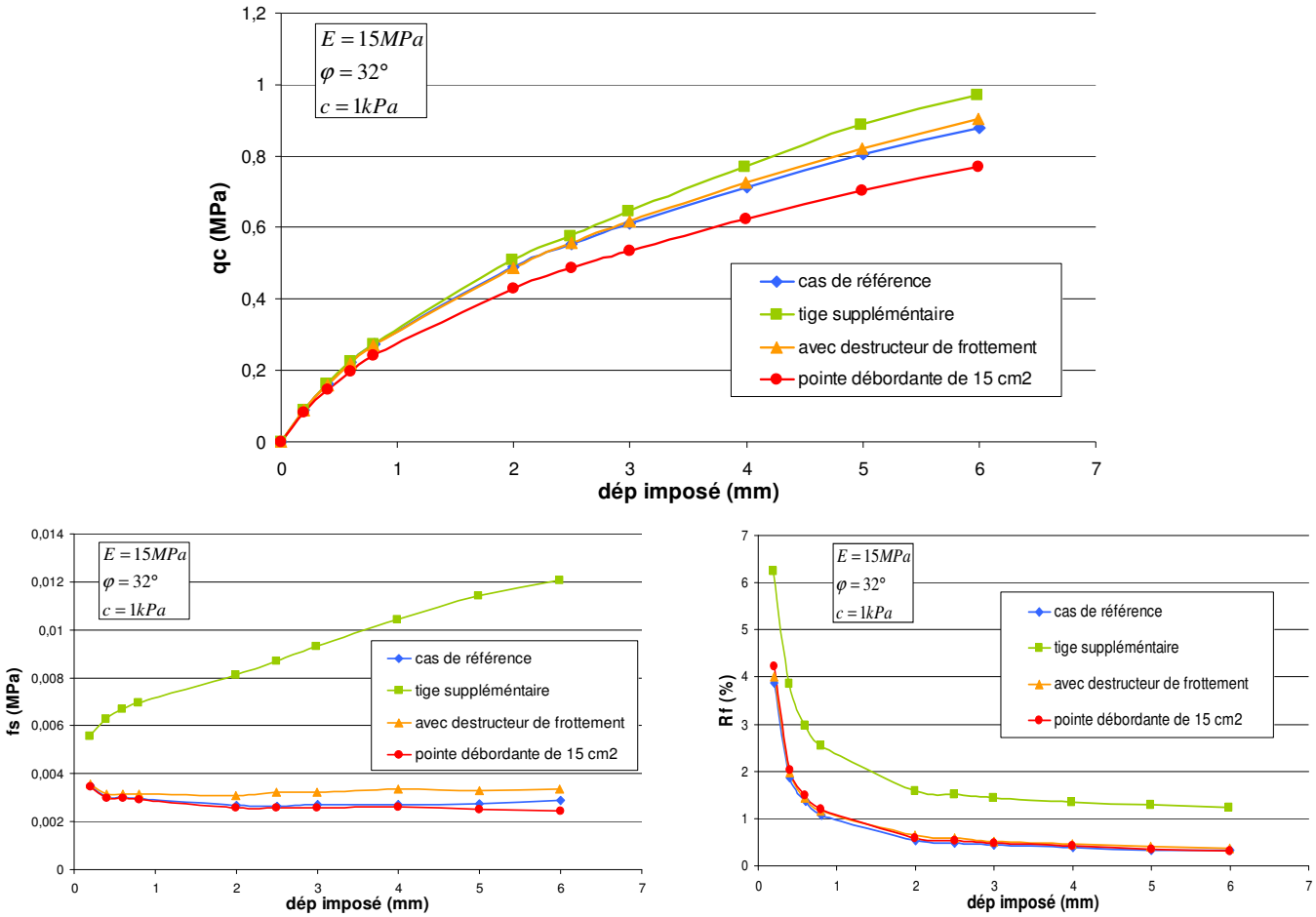


Figure IV-15. Facteurs d'influence géométriques - variation de q_c, f_s et R_f

Pour aller un peu plus loin dans cette étude, nous avons calculé le rapport entre l'effort transmis à la pointe et l'effort en tête durant la phase de chargement. Nous pouvons conclure à partir de la Figure IV-16, qu'à la fin du chargement, ce rapport varie de 80 % dans le cas de référence à 45 % dans le cas de l'utilisation d'un destructeur de frottement. Le plus grand effort transmis à la pointe est celui qui correspond au cas de référence. Dans le cas d'une pointe débordante, ce rapport diminue et cette diminution devient plus importante à la fin du chargement, malgré que l'emploi d'une pointe débordante sert à avoir une résistance à la pointe plus faible (Figure IV-15), mais l'effort en tête est plus grand que celui du cas de référence, cela est dû au fait que dans le cas considéré de la pointe débordante, l'espace annulaire formé par la partie débordante est rempli de sol, donc le frottement persiste sur la tige.

L'ajout d'une tige supplémentaire entraîne un rapport (effort de pointe/effort en tête) plus faible que le cas de référence, ce qui est logique, vu l'augmentation du frottement latéral. Le destructeur de frottement n'as pas beaucoup d'influence sur la résistance de pointe comme il a été expliqué précédemment ; cependant, il crée une butée qui empêche la tige de s'enfoncer aisément, ce qui explique la valeur du rapport (effort de pointe/effort en tête) qui est la plus faible par rapport aux autres cas à la fin de chargement. L'effet du destructeur sur l'effort en tête est bien le plus prépondérant dans cette étude, particulièrement avec le passage à la plasticité.

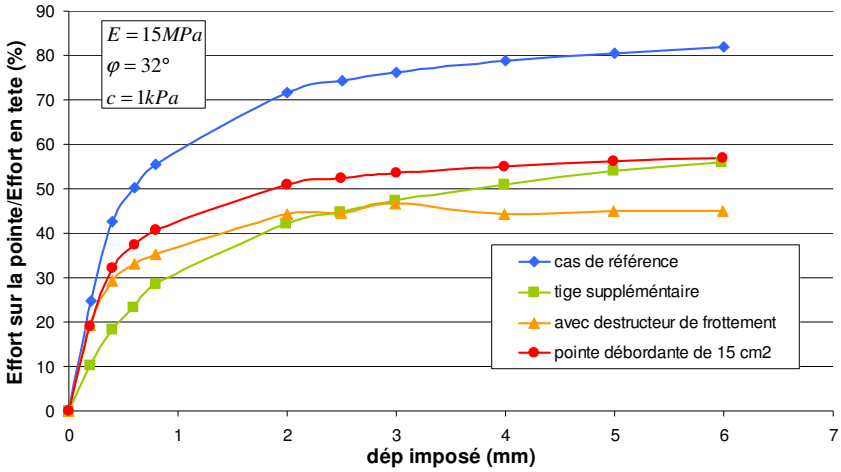


Figure IV-16. Variation de l'effort transmis à la pointe

8.5. Modules de déformation

En se basant sur la procédure de calcul du module de déformation détaillée dans le paragraphe 7, nous calculons ici les modules apparents pour chacun des cas étudiés dans le paragraphe 8.4 représentant la synthèse de l'analyse de l'effet des facteurs géométriques sur les résultats de modélisation de l'essai de chargement de pointe. Le Tableau IV-3 montre que le module $E_{0\ apparent}$ du cas de référence change très peu dans le cas d'une tige supplémentaire ou d'un destructeur de frottement, alors que le changement est plus important dans le cas d'une pointe débordante où le module est plus proche du module de sol (15 MPa), la taille de la pointe est donc le facteur le plus important.

Le Tableau IV-4 montre la comparaison entre le coefficient de forme de référence et celui qui correspond à chacun des calculs, on trouve encore une fois que la pointe débordante nous permet d'être plus proche du coefficient de forme d'une fondation circulaire.

Tableau IV-3. Modules de déformation apparents

	Pente K	$E_{0\ apparent}$	E_{sol}	$E_{0\ apparent}/E_{sol}$
Référence	0,407	10,14	15	0,68
Tige supplémentaire	0,414	10,30	15	0,69
Destructeur de frottement	0,403	10,04	15	0,67
Pointe débordante	0,369	11,28	15	0,76

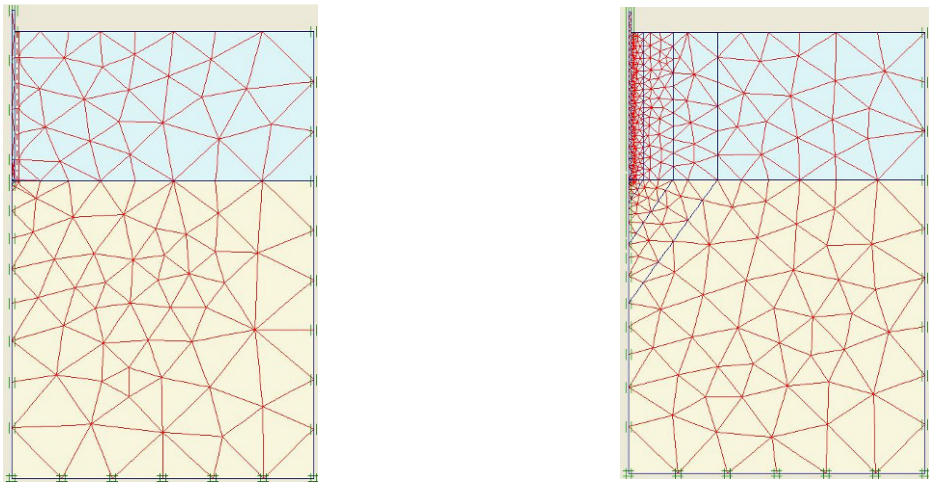
Tableau IV-4. Etude du coefficient de forme

	Pente K	E_{sol}	C_f	$C_{f\ ref} = \pi/4$	$C_f/C_{f\ ref}$
Référence	0,407	15	1,16	0,785	1,47
Tige supplémentaire	0,414	15	1,14	0,785	1,45
Destructeur de frottement	0,403	15	1,17	0,785	1,49
Pointe débordante	0,369	15	1,04	0,785	1,33

Cette étude du module de déformation et du coefficient de forme reste à un stade préliminaire et nécessitera d'être approfondie.

9. Raffinement du maillage

Après plusieurs tentatives de raffinement du maillage pour améliorer la précision des résultats, nous avons réussi à avoir un maillage qui conduit à la convergence en respectant une bonne progression de l'affinité du maillage, qui est plus serré autour de la pointe et de la tige de pénétration. Ce maillage pour lequel nous n'avons pas rencontré des problèmes de lentes convergences, nécessitait, avant de le générer, un découpage préalable pour avoir des zones de progression qui aident à la convergence (Figure IV-17).



(a) maillage de référence (b) maillage raffiné

Figure IV-17. Maillage grossier de référence et maillage raffiné

Notre cas de référence est le calcul avec un maillage grossier où nous avons utilisé une interface de type 1-0,5. La comparaison entre les deux maillages, avant et après raffinement est représentée sur les Figure IV-18 et Figure IV-19.

Il est clair que l'effet du maillage n'est pas négligeable. Un maillage plus fin conduit à une résistance à la pointe plus petite (Figure IV-18). L'écart entre les deux résistances calculées avant et après raffinement du maillage augmente dans chaque phase de calcul, et est égal à 30 % à la fin du chargement. Comme un maillage plus fin est plus précis, on peut s'attendre à avoir des résultats plus précis du point de vue calcul, et on adoptera ce maillage plus raffiné pour la suite de notre étude numérique de l'essai de chargement de pointe.

Concernant le frottement latéral, le raffinement du maillage n'a pas beaucoup d'influence sur les résultats (Figure IV-19).

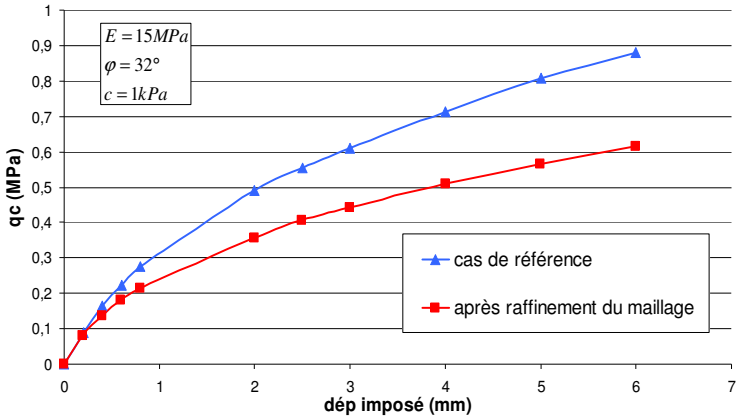


Figure IV-18. Influence du maillage, variation de q_c

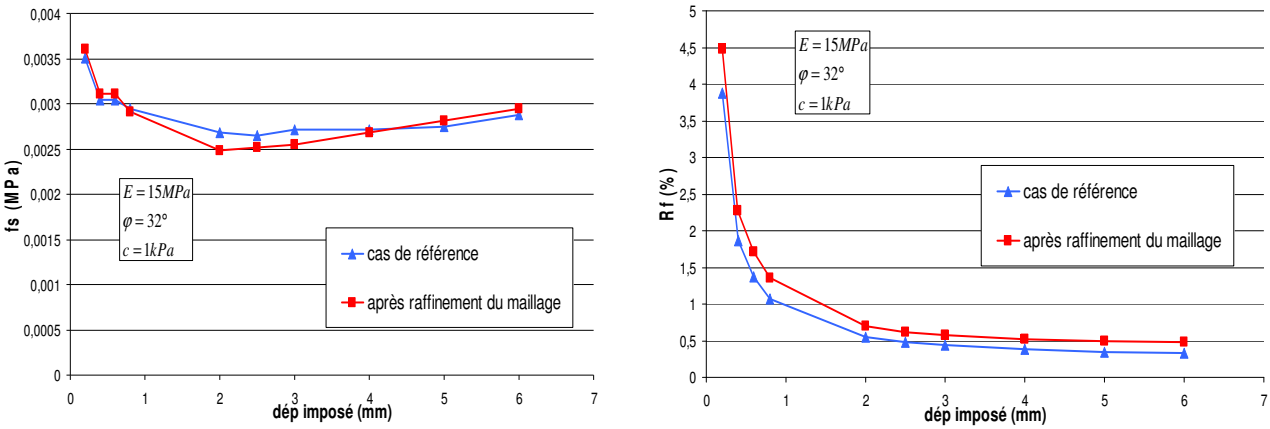


Figure IV-19. Influence du maillage, variation de f_s et R_f

10. Effet de la taille du modèle

Dans le paragraphe 8, nous avons étudié des modifications géométriques comme la géométrie de la pointe ou l'utilisation d'un destructeur ainsi que la profondeur d'essai. Pour compléter cette étude, et en se basant sur le modèle dans lequel le maillage a été raffiné, nous allons étudier l'influence de la taille du modèle géométrique. 3 tailles sont présentées dans la (Figure IV-20) : des modèles de (2mx4m), (4mx8m) et (5mx10m). Un modèle supplémentaire est étudié, il s'agit d'un modèle (4mx8m) dans lequel la pointe est à 2 m de profondeur. Le rapport entre longueur et largeur du modèle est égal à 2 dans ces 3 tailles, dans un but de représentativité et de meilleure comparaison.

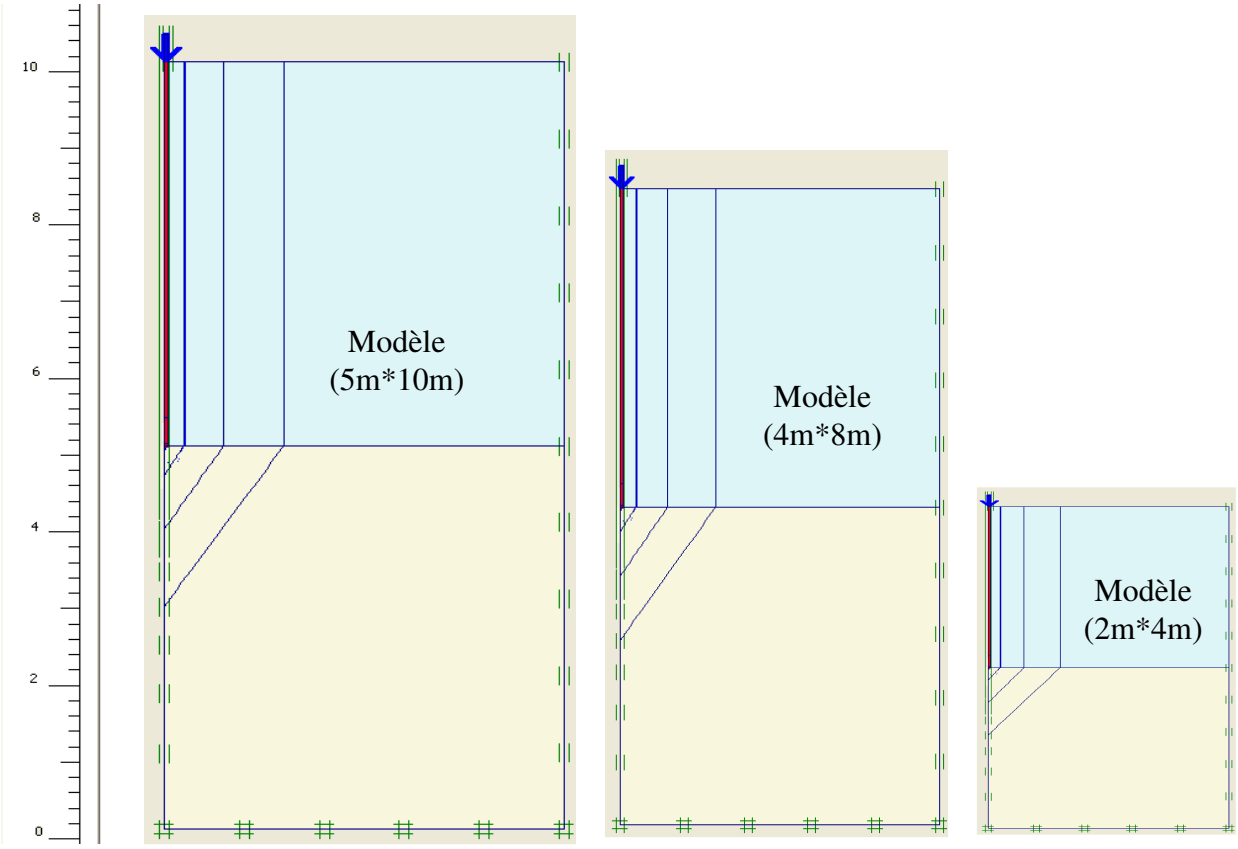
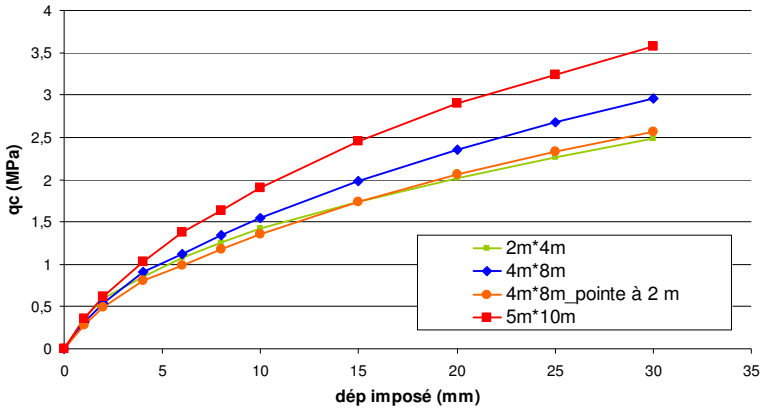
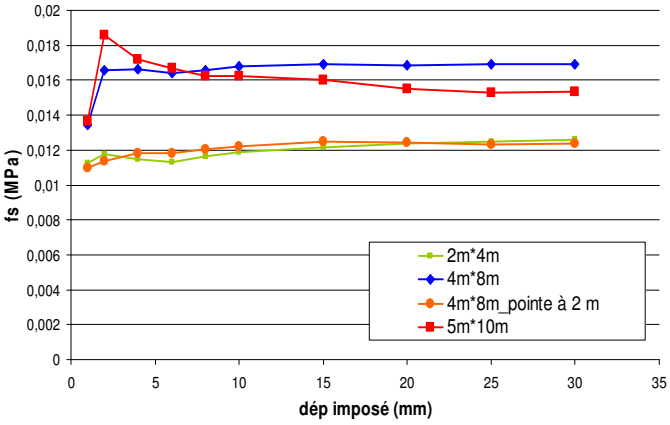


Figure IV-20. Les 3 tailles étudiées du modèle

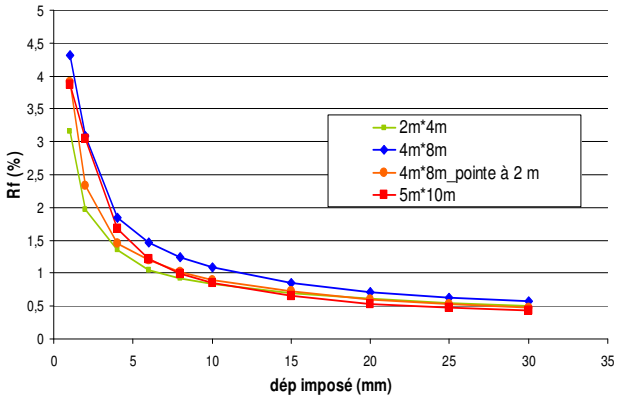
La Figure IV-21 montre les résultats de cette étude. En comparant les 3 cas (2mx4m), (4mx8m) et (5mx10m), pour lesquels la pointe est à mi-hauteur du modèle, nous remarquons que la résistance de pointe q_c augmente en fonction de la taille du modèle, ce qui est logique parce que la contrainte verticale de sol en place augmente. Cependant cette augmentation n'est pas proportionnelle à la taille. D'autre part, en comparant le modèle (2mx4m) et le modèle (4mx8m_pointe à 2m), pour lesquels la pointe se trouve à la même profondeur de 2 m, nous remarquons qu'il y a quasiment pas de différence, que ce soit au niveau de q_c ou au niveau de f_s, cela signifie que même si le modèle est plus grand, et tant que la pointe est à la même profondeur, on observe pas d'influence sur la courbe de chargement et sur la variation du frottement latéral sur le manchon. Donc, l'effet du bord du modèle et des conditions aux limites n'est pas détecté dans nos calculs.



(a) variation de q_c en fonction du déplacement imposé



(b) variation de f_s



(c) variation de R_f

Figure IV-21. Influence de la taille du modèle

11. Chargement cyclique (Etude d'une boucle de chargement)

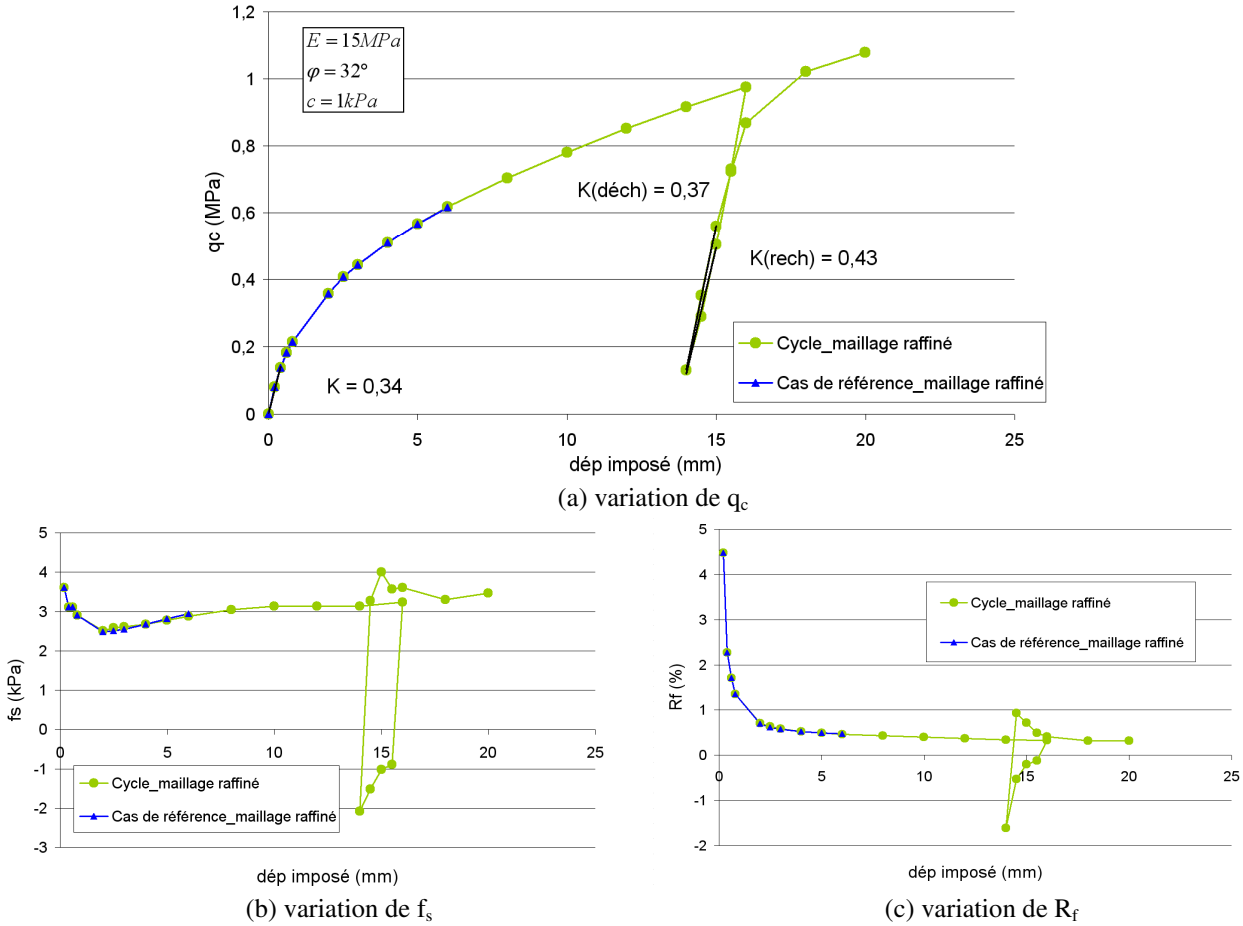
11.1. Introduction

L'essai de chargement de pointe constitue un deuxième cycle de chargement qui succède la phase de pénétration classique réalisée jusqu'à la profondeur désirée de l'essai. La pénétration classique est un premier cycle de chargement à la rupture, donc pour que notre modélisation soit plus réaliste, il faut qu'elle reproduise les deux phases de l'essai de chargement de pointe. Dans cette partie, nous nous intéressons à la courbe en rechargement et nous la comparons à une courbe expérimentale obtenue *in situ*. Nous étudions ici un cycle de déchargement-rechargement, mais nous ne prenons pas en compte les grands déplacements. Le but étant de

vérifier l'effet de ce cycle sur le comportement de la courbe de chargement, ainsi que sur la variation du frottement latéral f_s. Nous calculons aussi des modules cycliques pour les comparer au module de déformation du sol de référence utilisé dans ces calculs (E = 15 MPa). L'interface est de type *1-0,5*, donc, rigide au dessous de la pointe (R_{inter} = 1) et ayant une résistance R_{inter} = 0,5 au dessus de celle-ci.

11.2. Procédure

Comme notre chargement se fait en déplacement imposé, le cycle est créé en imposant un déplacement opposé vers le haut à un certain niveau et ensuite, on impose un nouveau déplacement dans le sens de l'enfoncement de la pointe.
La Figure IV-22 représente un cas de chargement où nous avons chargé jusqu'à un déplacement imposé de 16 mm, puis nous avons appliqué un déplacement opposé de 2 mm, le rechargement a ensuite été fait jusqu'à 20 mm.
Sur cette figure, nous présentons aussi le cas de référence du maillage raffiné qui est un chargement monotone réalisé jusqu'à 6 mm de déplacement, avec les mêmes conditions initiales du chargement cyclique. Cette figure nous montre également la variation de f_s et R_f en fonction du déplacement imposé. La boucle de charge-décharge-recharge appliquée au niveau de la résistance de pointe, est retrouvée également dans le cas de f_s et R_f ; le déchargement correspond à une baisse de f_s alors que le rechargement correspond à son augmentation. Cependant, le déchargement conduit à des frottements négatifs. La valeur de la pente en rechargement (K_{rech}) est supérieure à celle du premier chargement (K) ; elle permet d'avoir un module de déformation plus proche de celui du sol.



(a) variation de q_c

(b) variation de f_s

(c) variation de R_f

Figure IV-22. Cycle de chargement, variation de q_c, f_s et R_f

11.3. Module de déformation et coefficient de forme

Le module de déformation apparent ainsi que le coefficient de forme, ont été définis au paragraphe 7.

11.3.1.1. Comparaison des modules de déformation

Les modules apparents à calculer sont les suivants : $E_{0apparent}$ (module initial apparent), $E_{déch\ app}$ (module en déchargement) et $E_{rech\ app}$ (module en rechargement). Les valeurs correspondant au cycle de la Figure IV-22 sont présentées dans le Tableau IV-5.
Dans cette première approche, le module apparent en rechargement est plus grand que le module initial, et est plus proche du module du sol (15 MPa). En effet le chargement cyclique et plus précisément le rechargement, permet d'avoir des modules de déformation plus réalistes du sol parce qu'il élimine les effets de remaniement rencontrés au cours du premier chargement.

Tableau IV-5. Modules apparents du cycle de chargement

	Pente K	$E_{apparent}$ (MPa)	E_{sol} (MPa)	E_{app}/ E_{sol}
Initiale	0,34	8,55	15	0,57
Déchargement	0,37	9,24	15	0,62
Rechargement	0,43	10,74	15	0,71

11.3.2. Évaluation du coefficient de forme

Le Tableau IV-6 montre les valeurs du coefficient de forme à l'origine, en rechargement et en déchargement. On trouve un rapport C_f / $C_{f\ ref}$ qui est plus proche de 1 dans la phase de rechargement.

Tableau IV-6. Coefficient de forme

	Pente K	C_f	$C_{f\ ref} = \pi/4$	C_f / $C_{f\ ref}$
Initiale	0,34	1,38	0,785	1,75
Déchargement	0,37	1,27	0,785	1,61
Rechargement	0,43	1,09	0,785	1,38

11.4. Variantes du chargement cyclique

11.4.1.1. Influence de la position et de l'amplitude de la boucle

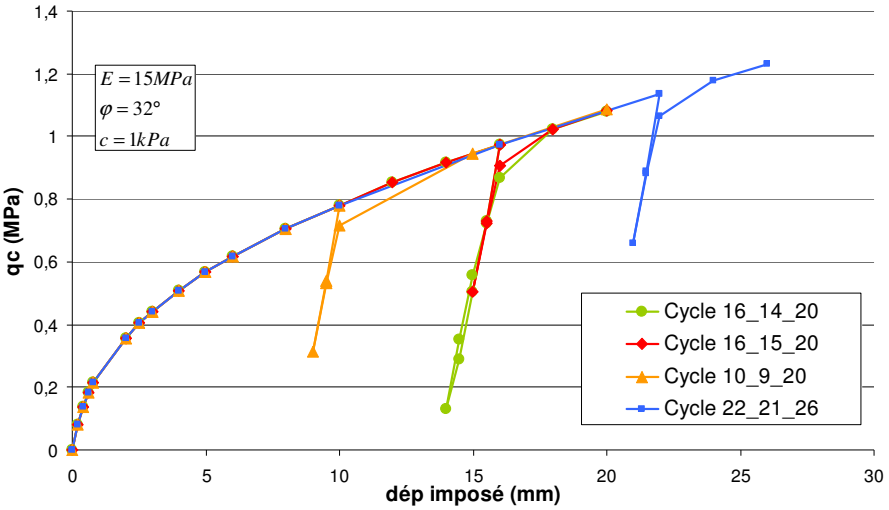
En se basant sur le maillage raffiné, nous allons traiter plusieurs cas où nous faisons varier l'amplitude et la position de la boucle de déchargement-rechargement. La boucle du cas raffiné de référence est produite entre 16 mm et 14 mm en déchargement et entre 14 mm et 20 mm en rechargement, soit la notation 16_14_20. Suite à cette définition, voici les cas que nous avons étudiés :

- Cycle 16_15_20 : diminution de l'amplitude de la boucle ;
- Cycle 10_9_20 : décalage de la boucle à gauche ;
- Cycle 22_21_26 : décalage de la boucle à droite.

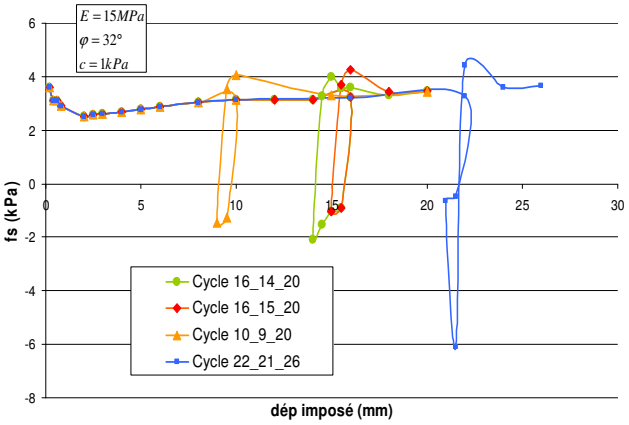
Les résultats représentés sur la Figure IV-23 nous semblent satisfaisants. La courbe de chargement reprend toujours le même chemin et passe par les mêmes valeurs de contrainte après chaque boucle, quelles que soient la position ou l'amplitude (Figure IV-23.a).

Le frottement latéral a suivi également la boucle de chargement en respectant la position mais pas l'amplitude de la boucle. La boucle qui a été décalée à droite du cas de référence, présente une déformation accompagnée d'une valeur négative importante du frottement latéral.

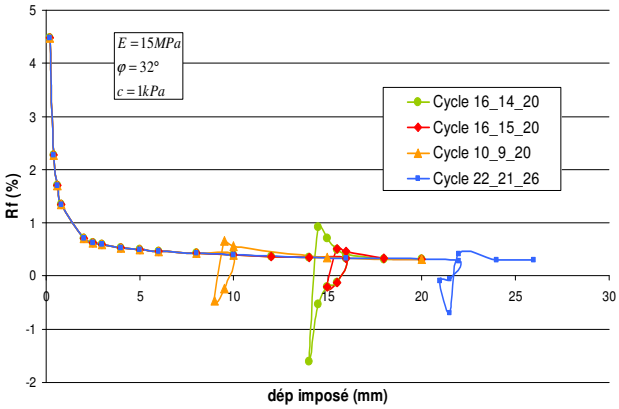
L'amplitude de la boucle qui a été respectée au niveau de la variation de q_c, ne l'est pas dans le cas de f_s. Ceci peut être expliqué par des déplacements imposés plus importants entraînant une augmentation de q_c et un comportement de déchargement très sensible.



(a) variation de q_c



(b) variation de f_s



(c) variation de R_f

Figure IV-23. Différents cas de boucles de chargement, variation de q_c, f_s et R_f

Pour une comparaison plus fine, nous avons calculé les modules initiaux et cycliques pour ces différents cas de cycle. Ces valeurs sont représentées dans le Tableau IV-7.

Tableau IV-7. Calcul des modules de déformation numériques

Cycle	E_{sol} (MPa)	$E_{0\ apparent}$	$E_{déch\ app}$	$E_{rech\ app}$	E_0/E_{sol}	$E_{déch}/E_{sol}$	E_{rech}/E_{sol}
16_14_20	15	8,55	9,3	10,65	0,57	0,62	0,71
16_15_20	15	8,55	10,95	11,25	0,57	0,73	0,75
10_9_20	15	8,55	10,8	11,25	0,57	0,72	0,75
22_21_26	15	8,55	11,1	11,4	0,57	0,74	0,76
moyenne	15	8,55	10,53	11,13	0,57	0,70	0,74

Le module apparent initial est le même pour tous les cas, puisqu'il s'agit de la même courbe de chargement (dans sa première partie avant la première boucle). Ce module n'a aucune relation avec l'effet du cycle de chargement.
Les modules cycliques correspondant à la même amplitude de boucle présentent une variation négligeable. Cependant, une faible différence apparaît lorsque l'amplitude de la boucle a été

réduite. Dans tous les cas, le module en rechargement est le plus proche du module du sol (15 MPa).

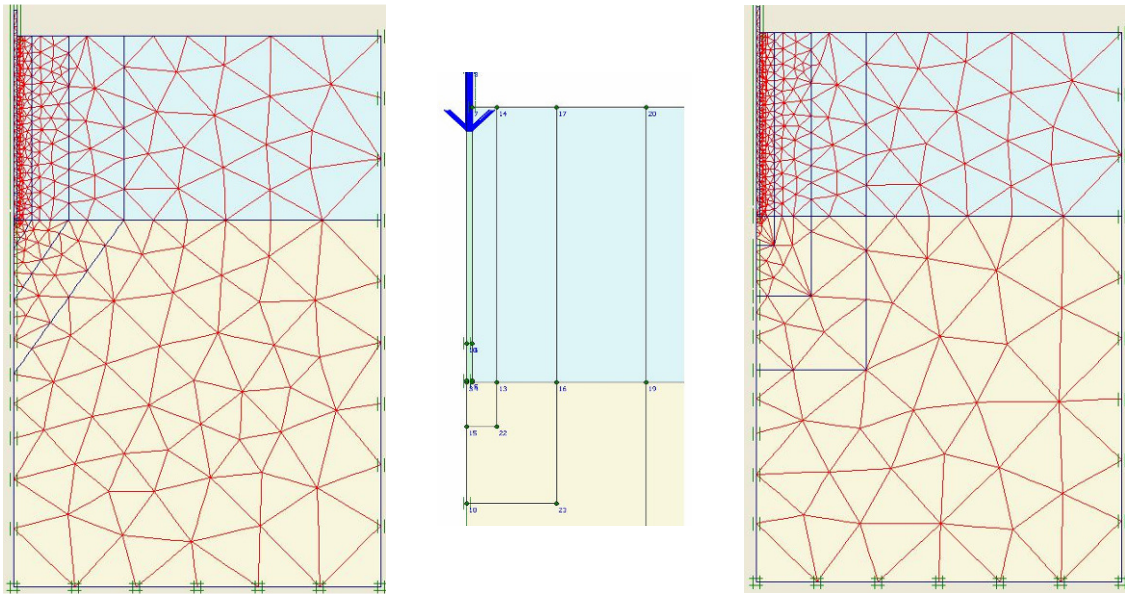
11.4.2. Influence de l'interface et de la pointe

Une autre étude a été faite pour analyser l'influence d'autres facteurs sur le chargement cyclique et les modules résultants. Il s'agit cette fois de tester l'influence d'un changement au niveau de l'interface, et de la géométrie de la pointe.
Nous avons comparé les cas suivants :

- Cycle 10_9_20 (maillage raffiné, Interface 1-0,5) ;
- Cycle 10_9_20 avec une interface rigide partout, R_{inter} = 1 au dessous et au dessus de la pointe ;
- Cycle 10_9_20 avec une interface 1-0,5 et une pointe tronquée pour simuler une fondation circulaire.

En effet, l'étude réalisée par Faugeras (1979), a été basée sur l'utilisation d'un pénétromètre Gouda dans lequel la pointe conique a été remplacée par un embout plat de même section (10 cm^2) qui peut être assimilé à une fondation circulaire rigide reposant sur un milieu infini et homogène dans le but de faciliter l'interprétation des résultats.

Pour étudier la géométrie d'une pointe tronquée dans nos calculs, il a été nécessaire de modifier le découpage des zones de maillage autour de la pointe pour qu'il soit compatible et homogène avec la forme tronquée. Ces modifications apparaissent sur la Figure IV-24.



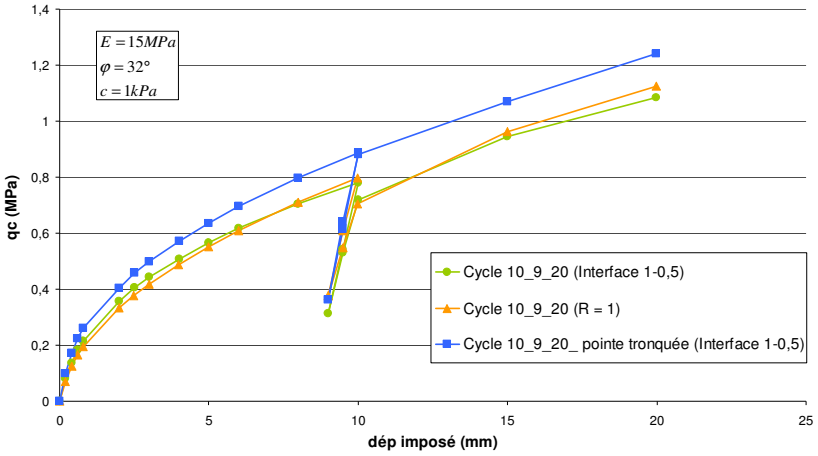
Maillage raffiné de référence *Changement du découpage* *maillage raffiné modifié*

Figure IV-24. Modification du maillage dans le cas d'une pointe tronquée

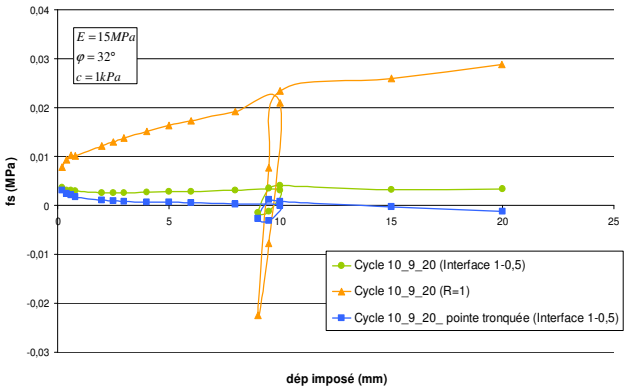
En examinant la Figure IV-25, nous remarquons que q_c est plus importante lorsque la pointe a été tronquée. Cela est dû au fait que l'embout plat formé par la troncature de la pointe nécessite un effort plus important pour s'enfoncer et le sol a une surface résistante de contact plus grande face au déplacement de la pointe. En effet, la forme conique de la pointe aide à réduire la surface de contact avec le sol pour permettre un enfoncement aisé.

L'utilisation d'une interface ayant une résistance R_{inter} = 1, n'a pas cependant une grande influence sur les valeurs de q_c. D'autre part, l'effet de la résistance d'interface apparaît clairement sur le comportement du frottement latéral. L'amplitude de la boucle est plus grande que celle du cas de référence et atteint des frottements négatifs, mais garde la même position puisqu'on est en déplacement contrôlé. Une résistance d'interface plus petite au dessus de la pointe (type 1-0,5) réduit le frottement latéral sur le manchon.

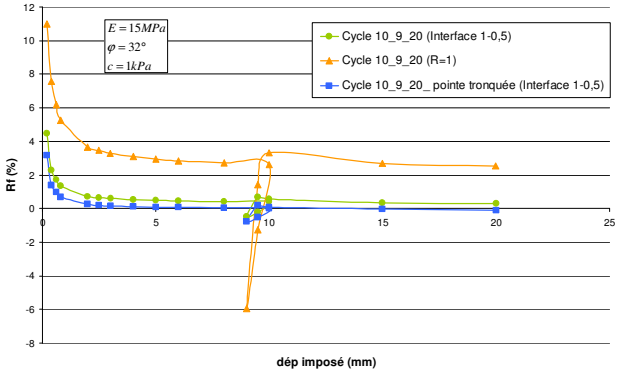
Le comportement de f_s est beaucoup moins influencé par la pointe tronquée, les valeurs du frottement sont presque nulles voire négatives, elles sont plus petites que le cycle 10_9_20 de référence (interface 1-0,5) mais l'amplitude et la forme de la boucle sont conservées. Même explication pour la variation de R_f.



(a) variation de q_c



(b) variation de f_s



(c) variation de R_f

Figure IV-25. Chargement cyclique : influence de l'interface et de la géométrie de pointe

Le Tableau IV-8 montre les valeurs des modules de déformation dans les différentes phases du cycle de chargement. L'étude de ces modules nous permet de conclure qu'ayant estimé le module avec la méthode de Boussinesq et ayant une configuration proche d'une plaque, la valeur du module à l'origine du chargement et en déchargement-rechargement dans le cas d'une pointe tronquée, semble donc plus proche du module d'Young du sol, ce qui est en accord avec les valeurs plus élevées de la résistance à la pointe. D'autre part, l'interface rigide conduit à des modules plus faibles que ceux d'une interface 1-0,5.

Tableau IV-8. Calcul des modules de déformation numériques

Cycle	E_{sol} (MPa)	$E_{0\ apparent}$	$E_{déch\ app}$	$E_{rech\ app}$	E_0/E_{sol}	$E_{déch}/E_{sol}$	E_{rech}/E_{sol}
10_9_20_R=1-0,5	15	8,55	10,8	11,25	0,57	0,72	0,75
10_9_20_R=1	15	7,65	10,5	8,25	0,51	0,7	0,55
10_9_20_tronquée	15	10,5	13,05	12,9	0,7	0,87	0,86

Une liaison sera établie entre l'essai numérique avec une pointe tronquée, et des essais réalisés sur des modèles réduits en centrifugeuse avec des géométries de pointe différentes, et cela dans le chapitre 6 dans lequel nous exposons quelques résultats des essais de chargement de pointe en centrifugeuse.

12. Etude comparative (numérique/expérimentale)

Dans cette étude, nous effectuons un cycle charge-décharge-recharge pour ne considérer que la courbe en rechargement. En effet, le premier cycle simule le remaniement provoqué par le fonçage classique de la pointe jusqu'à la cote d'essai. L'essai de chargement statique est ensuite mené jusqu'à la charge limite ou résistance limite au poinçonnement du sol sous la pointe pénétrométrique. Cependant, il est nécessaire ici, de savoir à partir de quelle valeur de la pression de pointe, le déchargement commence, en définissant une charge de rupture conventionnelle.

Baguelin et Jézéquel (1977) soulignent que la résistance limite au poinçonnement au pénétromètre latéral autoforeur (déplacement radial u_r d'un poinçon de rayon R dans le sol) est obtenue pour un pourcentage de déformation noté u_r/R qui est au minimum de 100 %. Ainsi, nous effectuons un déchargement à une pression correspondante à un enfoncement au moins égal au rayon de la pointe (nous modélisons ici la pointe de 15 cm^2 ayant un rayon de 21,85 mm). La courbe au second cycle est ensuite confrontée après translation, aux courbes expérimentales à la même profondeur h.

Nous analysons ici, le cas d'un essai de chargement de pointe qui a été réalisé à Utrecht aux Pays-Bas dans un site sableux. L'essai a été réalisé à 10,2 m de profondeur, pour cela, la pointe est positionnée à 10,2 m de profondeur dans le modèle numérique ayant une taille de (10 m*15,2 m) afin d'avoir 5 m de sol au dessous de la pointe. Le Tableau IV-9 présente les caractéristiques de cet essai et de son modèle numérique.

Tableau IV-9. Caractéristiques de l'essai expérimental et du modèle numérique

Essai expérimental		Modèle numérique	
Type du sol	Sable très dense	Interface	1/0,5
Profondeur	10,2 m	Profondeur	10,2 m
φ '	38°	φ '	38°
c	11 kPa	c	11 kPa
E_{CLT}	164 MPa	E	164 MPa
q_c	30 MPa	$\psi = \varphi$-30°	8°
q_{CLT}	24,5 MPa	υ	0,33
Déplacement final h	25 mm	Déplacement imposé de 0 à 25 mm	

12.1. Calcul avec un modèle de comportement de Mohr-Coulomb

Dans un premier calcul, le modèle de comportement du modèle est celui de Mohr-Coulomb. La procédure de chargement dans le modèle numérique consiste à appliquer des déplacements imposés jusqu'à un déplacement à peu près égal au rayon de la pointe (22 mm), ensuite on effectue un déchargement jusqu'à 15 mm et puis rechargement jusqu'à 25 mm.

La Figure IV-26 montre que la courbe numérique en rechargement translatée à l'origine est plus proche de la courbe expérimentale que la première partie du premier chargement numérique. Cependant le calage des courbes numériques et expérimentales n'est pas parfait, vu que le modèle numérique de Mohr-Coulomb est une approximation de premier ordre de la réalité. La courbe numérique est moins raide dans sa première partie linéaire, et ne tend pas asymptotiquement vers la courbe expérimentale dans sa deuxième partie. Le module de déformation en rechargement, calculé selon la procédure du paragraphe 7, est très faible par rapport au module de l'essai in situ (164 MPa).

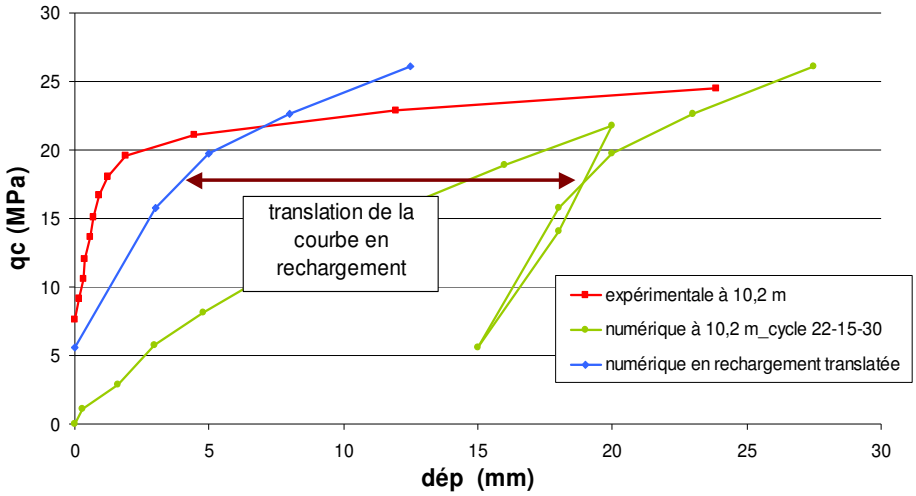


Figure IV-26. Une première approche de comparaison – modèle de Mohr-Coulomb

En analysant ce calcul, nous avons constaté que, comme la pointe est installée à 10,2 m de profondeur, la compression élastique des tiges n'est pas négligeable à cette profondeur. En effet, avec 22 mm de déplacement imposé appliqué en tête des tiges, on ne mesure que 20 mm de déplacement vertical au niveau de la pointe, ce qui signifie qu'une compression de 2 mm est intervenue le long des tiges en acier. Cette remarque est en accord avec les observations in situ qui conduisent à la conclusion que l'un des facteurs d'influence les plus importants de l'essai de chargement de pointe est la compression élastique des tiges, ce qui nécessite la correction des valeurs du déplacement mesuré comme cela a été expliqué dans le chapitre 3.

12.2. Modèle de sol avec écrouissage (*Hardening Soil Model, modèle HSM*)

Le modèle HSM a pour objectif d'améliorer le modèle de Mohr-Coulomb sur différents points. Il s'agit essentiellement de :

- La prise en compte de l'évolution du module de déformation lorsque la contrainte augmente ;
- La prise en compte de l'évolution non linéaire du module lorsque le cisaillement augmente, ce qui se manifeste par une courbure des courbes effort-déformation avant d'atteindre la plasticité ;
- Distinguer entre une charge et une décharge ;
- Tenir compte de la dilatance qui n'est pas indéfinie.

Ce modèle est dérivé du modèle hyperbolique de Duncan-Chang (que nous ne présentons pas ici, voir [PLAXIS V.8, manuel des modèles]). Le modèle HSM reprend, en les améliorant, les formulations hyperboliques des courbes effort-déformation du modèle Duncan-Chang.

En utilisant le modèle HSM, un deuxième calcul a été réalisé. Sur la Figure IV-27, nous remarquons une nette amélioration de la courbure de la courbe en rechargement, et la courbe translatée donne un module de déformation numérique très proche du module expérimental du sol du fait que la première partie linéaire de la courbe numérique est quasiment confondue avec celle de la courbe expérimentale (une valeur de pente très proche). Cependant, le calage n'est pas parfait, surtout au niveau de la résistance de pointe finale atteinte et le modèle doit être amélioré. Cette comparaison nous a montré le potentiel du modèle HSM et prouvé qu'il est sans doute mieux adapté à notre étude que le modèle de Mohr-Coulomb (Figure IV-27). L'avantage le plus important est que nous avons gagné une courbure plus réaliste de la première partie de la courbe que ce soit en début de chargement ou bien en rechargement.

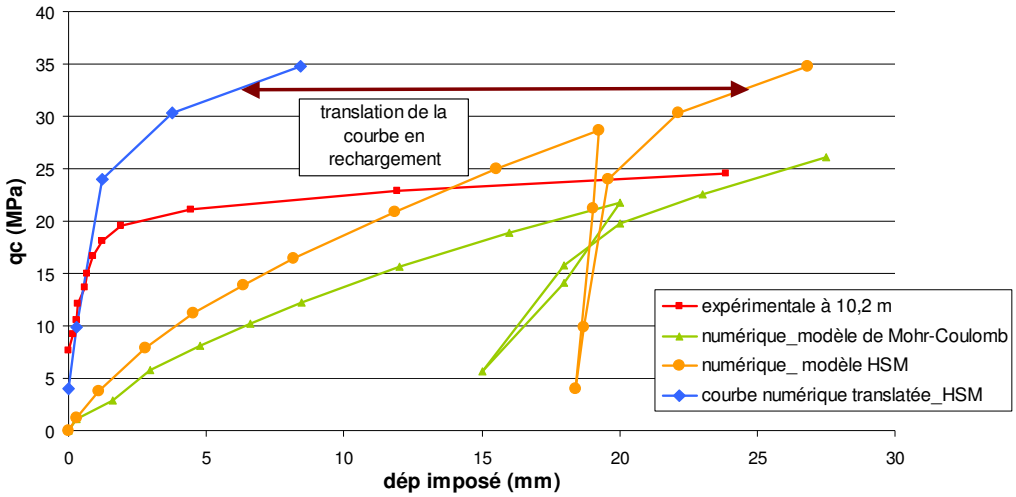


Figure IV-27. Une deuxième approche de comparaison – modèle avec écrouissage (HSM)

Une étude paramétrique, est présentée dans le paragraphe suivant. Un des objectifs de cette étude paramétrique est de tester l'influence de la dilatance sur la courbure et la non linéarité de la courbe de chargement, puisque le modèle HSM qui tient compte de la dilatance a montré une nette amélioration de la courbure de la courbe numérique.

13. Variation des paramètres mécaniques du sol

13.1. Objectifs

Une étude de sensibilité des résultats numériques de l'essai de chargement de pointe aux variations des paramètres E, c, φ et ψ a été réalisée. Après un premier calcul avec un jeu initial de paramètres, nous faisons varier à chaque stade un des paramètres en gardant constants les autres et cela pour tester l'influence de chaque paramètre sur telle ou telle partie de la courbe de chargement ainsi que sur l'évolution du frottement latéral local f_s.

D'après Zhou (1997), qui a simulé l'essai de chargement d'une pointe d'un pénétromètre dynamique PANDA à l'aide du logiciel FLAC, la pente de la tangente à l'origine de la courbe de chargement est fortement liée au module d'Young E, moins à l'angle de frottement φ, très peu à la cohésion c ; le point d'intersection de l'asymptote à l'infini et l'axe des pressions est

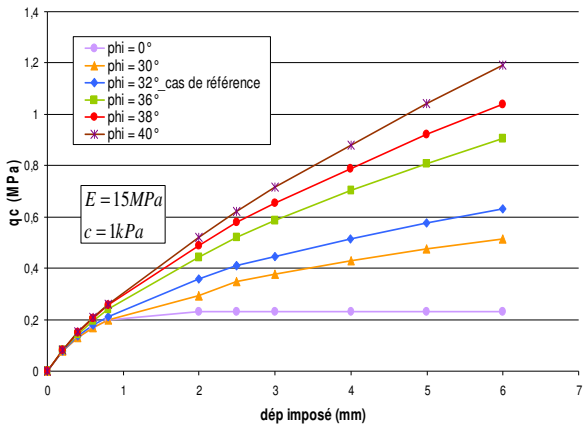
plutôt corrélé à c, peu à φ et pas du tout à E ; enfin, la pente de cette asymptote est fortement liée à l'angle de frottement φ, moins à c et très peu à E. Cependant, Les travaux de Zhou n'ont pas traité l'influence de l'angle de dilantance ψ.

13.2. Démarche

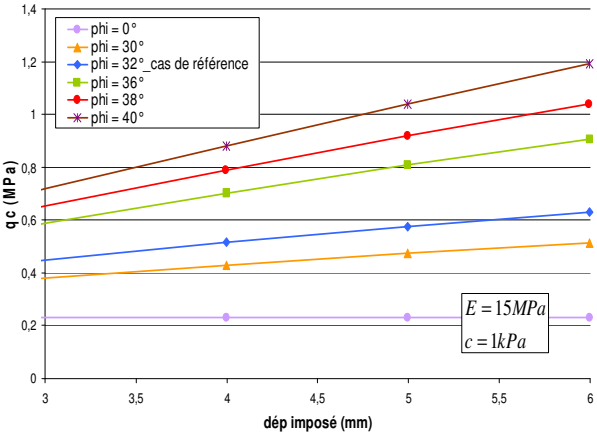
Le cas de référence dans cette étude est le calcul qui a été fait après raffinement de maillage, et en adoptant l'interface de type 1-0,5. La sensibilité aux variations de E, c et φ est examinée en considérant les différents cas qui suivent où on fait varier un seul paramètre à la fois.

13.2.1. Effet de la variation de φ

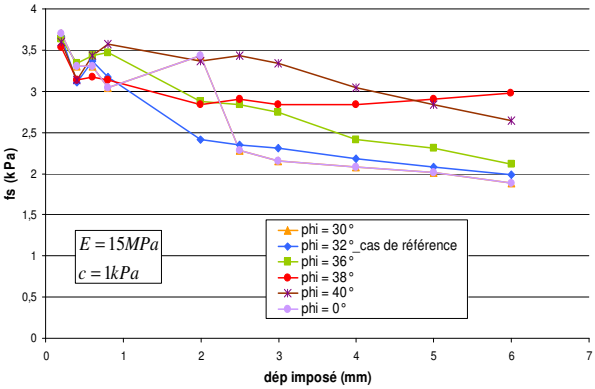
Pour le cas de référence, on a : E = 15 MPa, c = 1 kPa, φ = 32° et ψ = 2°. En se basant sur ce cas, nous proposons d'étudier les valeurs suivantes de φ (30° ; 32° ; 36° ; 38° ; 40°). La Figure IV-28 montre les courbes de chargement avec focalisation sur la partie entre 3 et 6 mm de déplacement imposé.



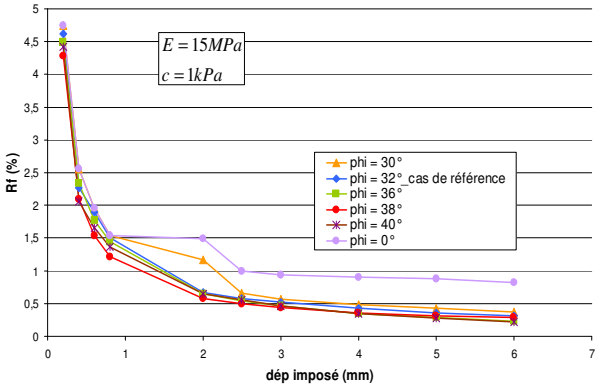
(a) variation de qc



(b) variation de q_c (entre 3 et 6 mm)



(c) variation de fs



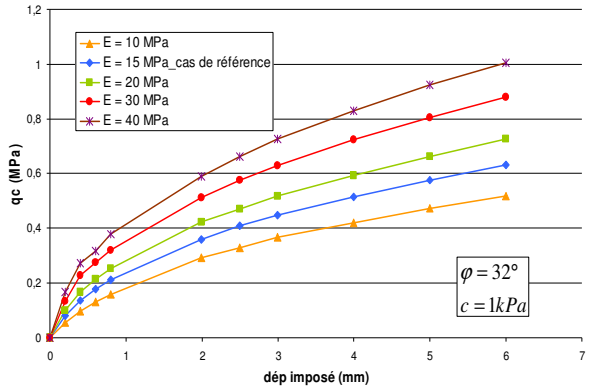
(d) variation de Rf

Figure IV-28. Effet de la variation de φ – variation de q_c, f_s et R_f

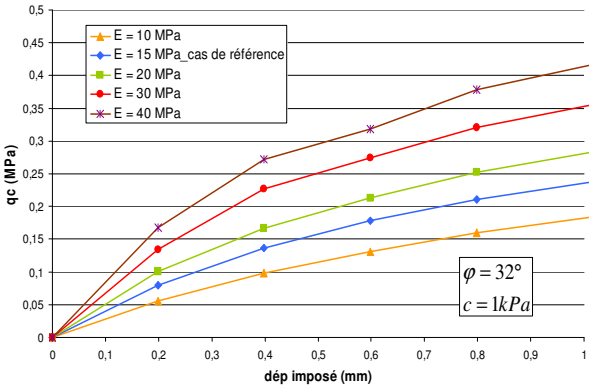
Il est clair que l'augmentation de φ entraîne une augmentation de la contrainte appliquée sur la pointe (Figure IV-28.a). La pente à l'origine subit un changement négligeable, tandis que la pente de l'asymptote à l'infini ainsi que l'intersection de cette dernière avec l'axe des pressions varient considérablement (Figure IV-28.b). Au fur et à mesure de la diminution de l'angle de frottement, la pente de l'asymptote à l'infini diminue jusqu'à s'annuler pour φ = 0°, qui correspond à un matériau purement cohérent (Figure IV-28.b). La variation de φ ne permet pas de tirer des conclusions importantes sur la variation de f_s et R_f.

13.2.2. *Effet de la variation du module E*

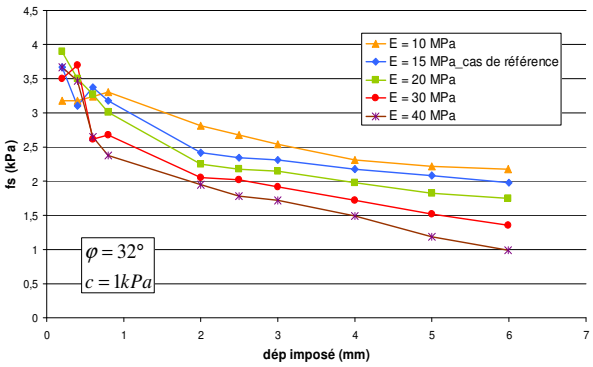
Dans ce cas, nous fixons φ = 32° et c = 1kPa, et prenons pour le module E les valeurs suivantes (10 ; 15 ; 20 ; 30 et 40 MPa). Les résultats sont présentés dans la Figure IV-29 avec un agrandissement de l'échelle de la courbe de chargement pour bien détecter les changements résultants (Figure IV-29.b).



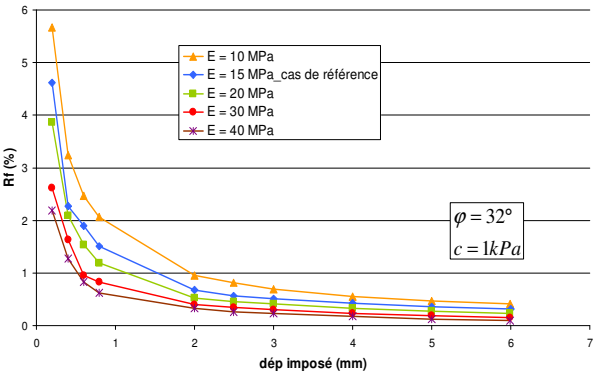
(a) variation de qc



(b) variation de q_c (entre 0 et 1 mm)



(c) variation de fs



(d) variation de Rf

Figure IV-29. Effet de la variation de E – variation de q_c, f_s et R_f

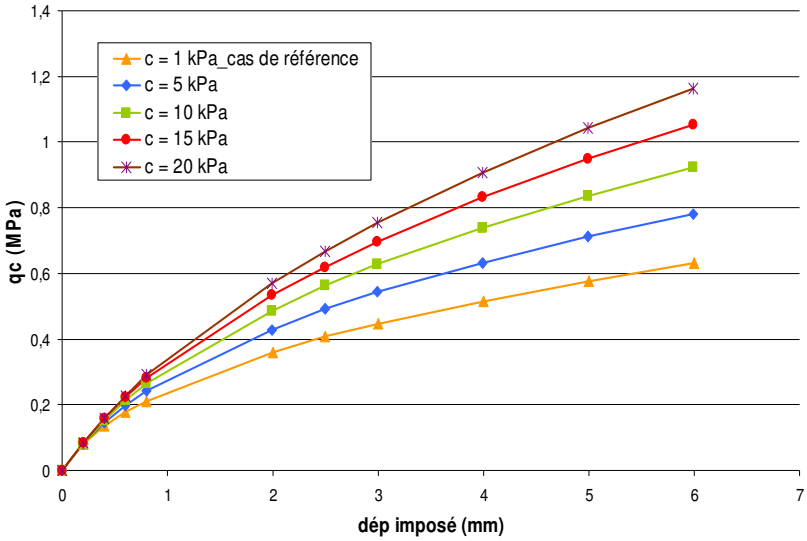
L'augmentation du module E implique une augmentation de la pression appliquée sur la pointe pour un même déplacement imposé (Figure IV-29.a et Figure IV-29.b). Cette augmentation de q_c est accompagnée simultanément par une diminution du frottement latéral f_s et du rapport de frottement R_f (Figure IV-29.c etFigure IV-29.d). Concernant l'allure des courbes de chargement, on voit que l'intersection entre la pente de l'asymptote à l'infini et l'axe des pressions change peu, alors que la pente à l'origine subit des changements significatifs et augmente proportionnellement à E, l'agrandissement de l'échelle le montre clairement (Figure IV-29.b). La pente de l'asymptote à l'infini reste insensible aux variations du module E.

13.2.3. *Effet de la variation de la cohésion c*

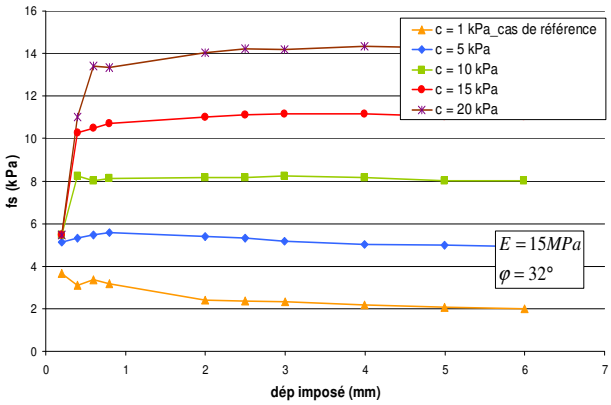
Nous fixons φ = 32° et E = 15 MPa, et donnons successivement à la cohésion c les valeurs suivantes (1 ; 5 ; 10 ; 15 et 20 kPa). Les résultats sont présentés sur la Figure IV-30.

L'agrandissement de l'échelle ne sert pas beaucoup ici à montrer les changements puisque au fur et à mesure de l'augmentation de c, la pente à l'origine et la pente de l'asymptote changent très peu et ce changement n'est pas visible. Par contre l'intersection entre la pente de l'asymptote et l'axe des pressions augmente nettement (Figure IV-30.a).

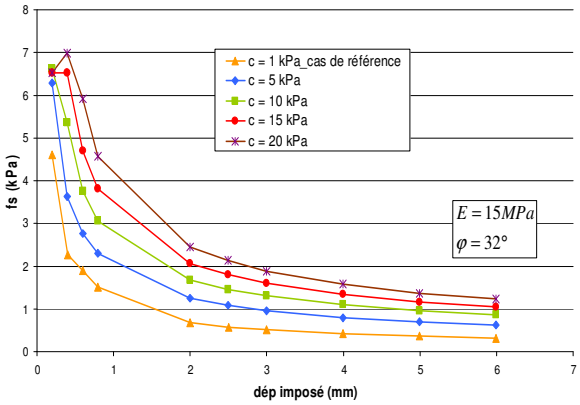
D'autre part, l'effet de la variation de c semble être prépondérant sur l'évolution du frottement f_s (Figure IV-30.b). En effet, f_s subit un changement qui n'apparaît pas dans les autres cas de variation des paramètres, ce changement est important et homogène et proportionnel à l'augmentation de la cohésion c.



(a) variation de qc



(b) variation de fs



(c) variation de Rf

Figure IV-30. Effet de la variation de c – variation de q_c, f_s et R_f

13.2.4. Effet de la variation de la cohésion en présence d'un destructeur de frottement

Ce calcul, est une répétition du calcul précédent dans lequel nous avons étudié l'influence de variation de la cohésion sur les courbes de chargement, mais il apporte une nouvelle information qui vient compléter le paragraphe dédié à l'effet des changements géométriques, notamment en introduisant un destructeur de frottement dans le modèle, ce qui nous permettrait de savoir si le destructeur de frottement aurait un effet différent en fonction de la cohésion du sol, et de son comportement variant du moins au plus cohérent.

La Figure IV-31 rappelle l'effet de la variation de la cohésion et l'effet de l'introduction d'un destructeur de frottement. Cependant, on constate que ces deux effets n'interfèrent pas, et la présence de l'un n'affecte pas l'autre. La présence d'un destructeur de frottement conduit à des valeurs de la résistance de pointe plus faibles.

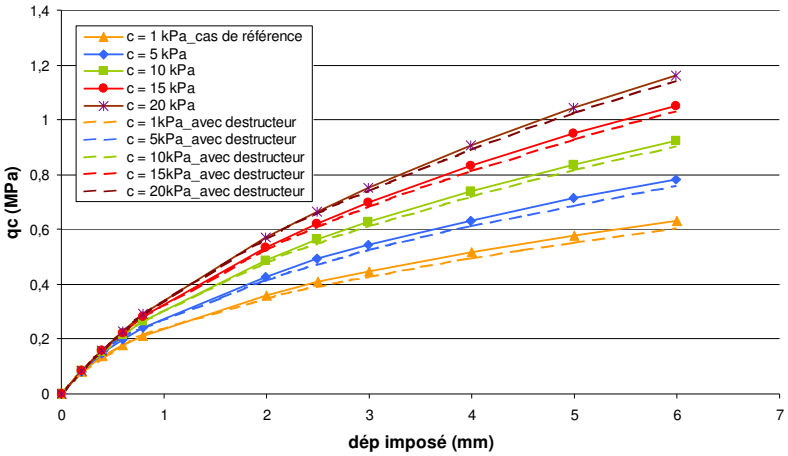


Figure IV-31. Influence de la variation de c en présence d'un destructeur de frottement

13.2.5. Synthèse

Cette analyse nous a permis de vérifier et de confirmer les constatations de (Zhou, 1997) évoquées au début de cette partie. Ces constatations aident à trouver la relation entre la courbe de chargement et les paramètres du sol, dans le but d'établir une équation reliant ces trois paramètres et pouvant nous emmener par analyse inverse à déterminer les caractéristiques mécaniques du sol et sa courbe de chargement.

D'après Zhou (1997), les courbes de chargement expérimentales peuvent être correctement approchées par la fonction à trois paramètres a_1, a_2 et a_3 :

$$P = f(x) = \frac{x}{a_1 x + a_2} + \frac{1}{a_3} x \qquad \text{IV-13}$$

Le calage de la courbe de chargement ou son lissage est alors réalisé par une méthode de régression non linéaire simple. Les trois paramètres a_1, a_2 et a_3 sont explicités sur la Figure IV-32. Sur la courbe de chargement, On définit le module tangent initial :

$$E^0_{a_1 a_2 a_3} = \frac{dP}{dx}(0) \times 0{,}7 \times R = tg(\alpha) \times 0{,}7 \times R \qquad \text{IV-14}$$

Soit,

$$E^0_{a_1 a_2 a_3} = \left(\frac{1}{a_2} + \frac{1}{a_3} \right) \times 0{,}7 \times R \qquad \text{IV-15}$$

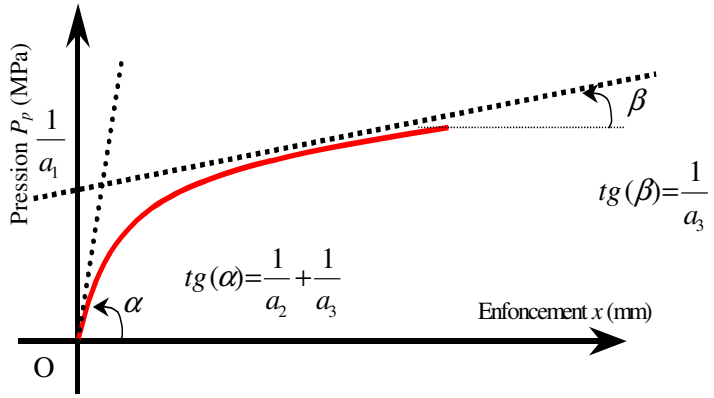


Figure IV-32. Courbe de chargement : interprétation des paramètres a_1, a_2 et a_3

L'intersection entre la pente de l'asymptote à l'infini et l'axe des pressions, qui est corrélée à la cohésion c, est égale à $1/a_1$. La pente de l'asymptote à l'infini qui est fortement corrélée à l'angle de frottement φ est égale $1/a_3$. Cette ébauche a été analysée en détails par (Zhou, 1997) et (Arbaoui, 2003).

13.3. Etude des points plastiques

Pour étayer davantage notre analyse de l'influence de la variation des paramètres du sol, nous présentons aussi l'évolution de la zone qui s'est plastifiée autour de la pointe pour le dernier incrément de déplacement imposé. Cette zone recouvre un volume de sol mobilisé qui varie en fonction du chargement appliqué.

Les points plastiques sont représentés sur les figures qui suivent (Figure IV-34 et Figure IV-35 et Figure IV-36) par deux symboles carrés selon le type de plasticité qui apparaît. Le carré vide rouge indique que les contraintes se trouvent sur la surface de l'enveloppe de rupture de Coulomb en compression. Le carré noir plein indique qu'il y a des contraintes de traction qui apparaissent et que le critère de plafonnement des tractions dans PLAXIS a été appliqué. La surface de sol dans les argiles ayant une grande cohésion présente parfois des ruptures, le sol peut alors subir la rupture sous des contraintes de traction aussi bien que des contraintes de cisaillement. La Figure IV-33 illustre la zone d'apparition des contraintes de traction dans le cas où il y a de la cohésion. Plus la cohésion est grande, et en considérant des cercles de Mohr centrés sur la même valeur de contrainte σ, la zone en traction sera plus grande. Cet effet apparaît aussi dans la Figure IV-36.

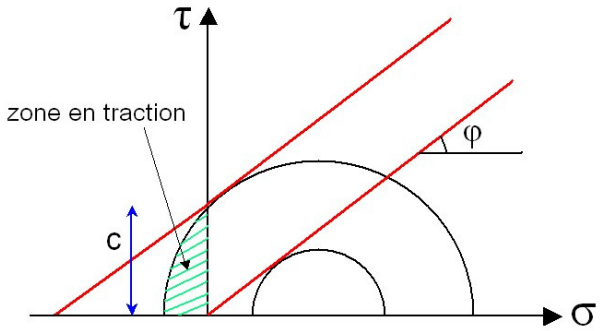


Figure IV-33. Apparition des contraintes de traction avec l'augmentation de la cohésion

En examinant la progression des zones de points plastiques dans les différents cas de calculs de la Figure IV-34 (variation de φ), nous remarquons que plus l'angle de frottement augmente, plus l'augmentation de la zone plastifiée est marquée, cette plastification se manifeste par l'apparition des points plastiques rouges mais aussi des points noirs traduisant la présence des contraintes de tractions sur la partie cylindrique au dessus de la pointe.
L'augmentation du module E a aussi pour effet d'agrandir la zone du sol plastifié autour de la pointe et sur le manchon de frottement (Figure IV-35).

L'augmentation de la cohésion c favorise l'apparition d'un domaine de mise en traction ce qui explique l'augmentation des points plastiques noirs autour de la pointe et sur la partie cylindrique. En effet avec l'augmentation de la cohésion, le sol se rapproche d'une argile et peut alors subir la rupture sous des contraintes de traction aussi bien que des contraintes de cisaillement, vu que les points rouges diminuent simultanément avec l'augmentation du nombre des points de traction noirs (Figure IV-36).

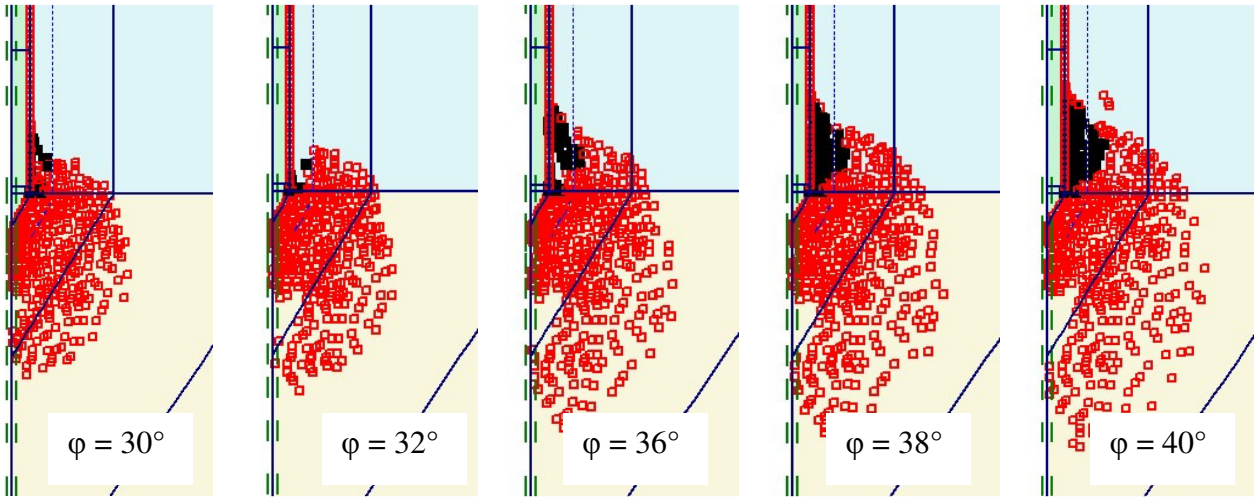


Figure IV-34. Evolution des zones plastifiées : effet de l'augmentation de φ

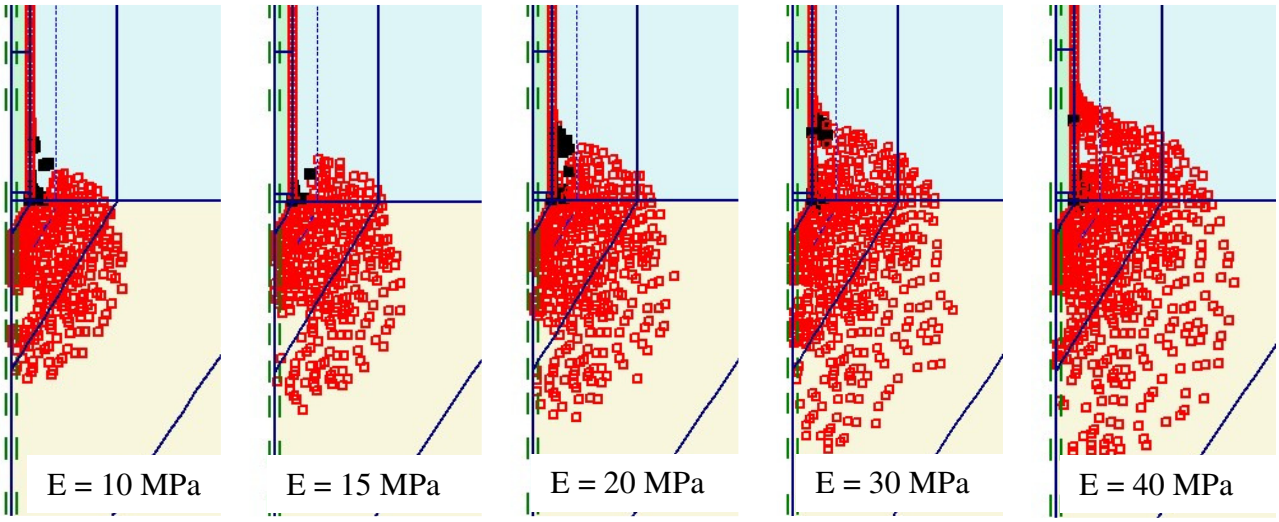


Figure IV-35. Evolution des zones plastifiées : effet de l'augmentation de E

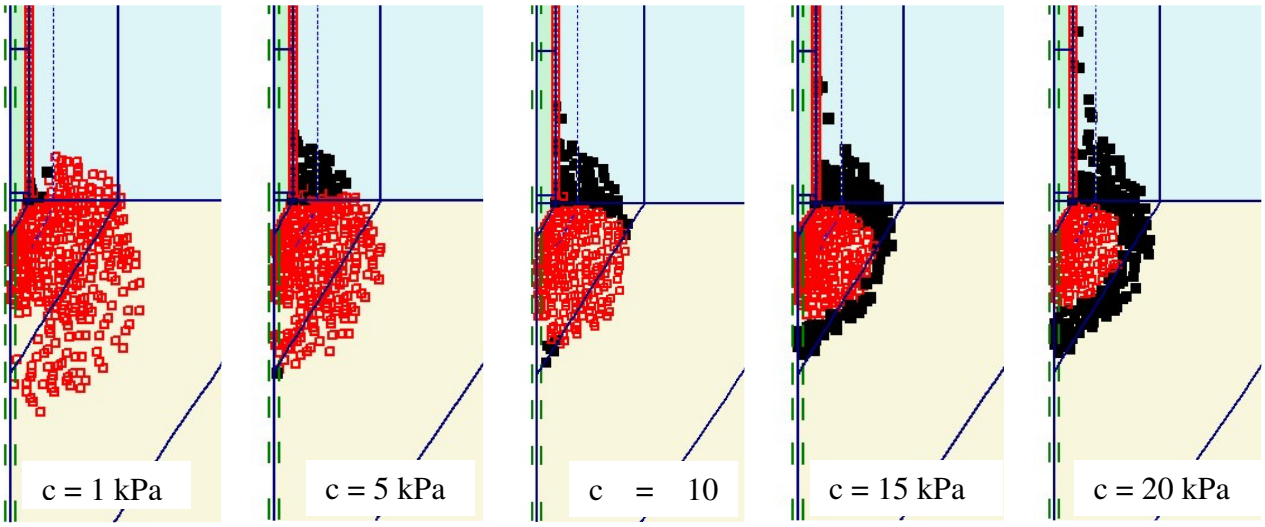


Figure IV-36. Evolution des zones plastifiées : effet de l'augmentation de c

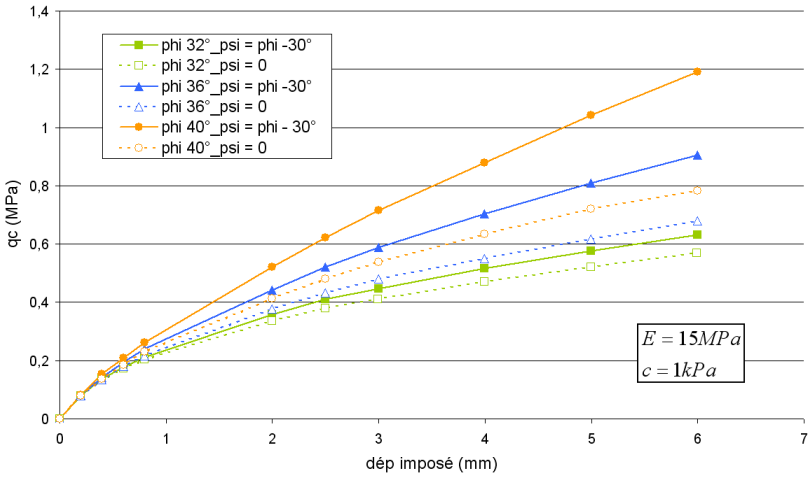
13.4. Effet de la dilatance

La dilatance caractérise l'augmentation de volume sous l'effet d'un cisaillement. A défaut des valeurs expérimentales précises, nous avons déjà admis, notamment pour les sables, la

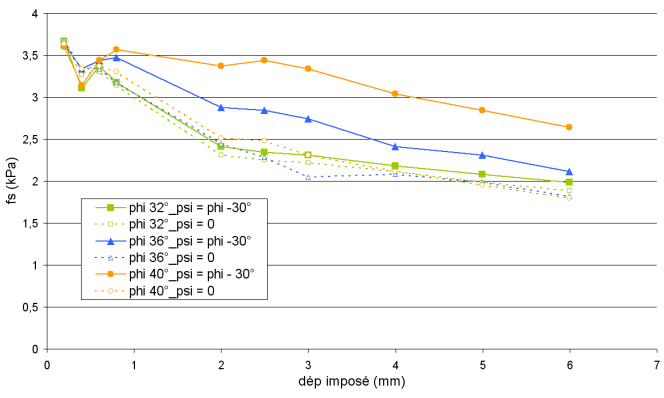
relation empirique φ - ψ = 30°. Une étude numérique de l'évolution de la courbe de chargement sous l'effet de la dilatance a été réalisée, en comparant un calcul ayant un angle de dilatance nul (cas du matériau non dilatant) au même calcul fait en appliquant la règle φ - ψ = 30°.

Il apparaît d'après la Figure IV-37 que l'effet de la dilatance est non négligeable. En effet, nous constatons que la présence de la dilatance entraîne une augmentation de la pression appliquée sur la pointe et aussi une augmentation de la pente de l'asymptote à l'infini qui est donc liée non seulement à φ mais aussi à ψ. Nous observons dans cette figure l'effet de la dilatance sur trois calculs avec des angles de frottement interne φ différents et nous remarquons qu'au fur et à mesure que φ augmente (et par suite que ψ augmente), cette augmentation est proportionnelle à l'écart entre les valeurs de la pression appliquée sur la pointe pour un même déplacement imposé. L'effet de la dilatance sur la variation de f_s est l'opposé de son effet sur la courbe de chargement, ce qui permet de réduire la différence au niveau du rapport de frottement R_f comme étant un rapport de f_s et q_c.

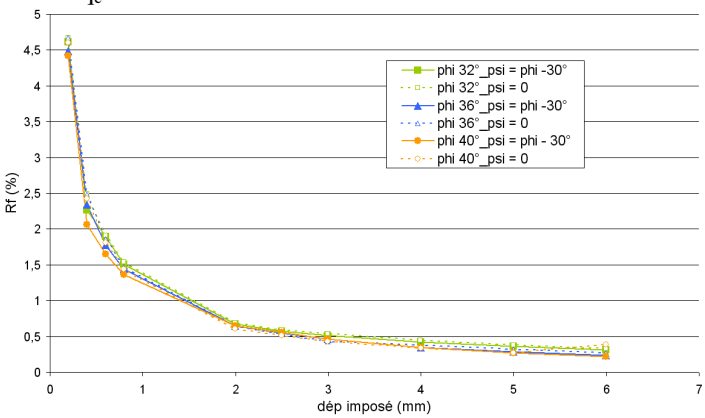
En conclusion de cette étude, nous pouvons dire que la prise en compte, dans notre modèle, d'un angle de dilatance non nul, est justifiée. Il apparaît donc essentiel de prendre comme valeur de cet angle une valeur différente de zéro, et essayer de modifier la forme de l'équation à trois paramètres pour qu'elle prenne en compte un quatrième paramètre qui est la dilatance. Cette étude est à envisager comme perspective de ce travail. Cependant, l'angle de dilatance n'a aucune influence sur la courbure de la courbe numérique.



(a) variation de q_c



(b) variation de f_s



(c) variation de R_f

Figure IV-37. Effet de la variation de ψ – variation de q_c, f_s et R_f

14. Conclusions

Cette étude consacrée au traitement de quelques aspects de modélisation numérique de l'essai de chargement de pointe avait pour but de construire un modèle par éléments finis peu coûteux servant à valider la méthode d'essai à l'aide des calculs qui prennent en compte les différents paramètres géométriques et mécaniques ayant des influences sur les résultats de l'essai.

La nécessité d'introduire une interface pour décrire l'interaction entre le sol et la pointe a été mise en évidence. D'autres aspects ont été traités dans cette étude mais nécessitent une validation comme la procédure de calcul d'un module de déformation numérique, et l'évaluation d'un coefficient de forme de la pointe.

Quelques cas de changements géométriques ont été testés, à savoir, la profondeur de l'essai, l'ajout d'un destructeur de frottement et l'utilisation d'une pointe débordante de 15cm^2 de section. L'étude des courbes de chargement et des courbes de variation du frottement latéral local et du rapport de frottement nous a permis de faire une comparaison plus réaliste et plus complète des différentes situations. Nous avons pu constater que l'introduction d'un destructeur de frottement n'a pas beaucoup d'influence sur les résultats, au moins sur les valeurs de q_c et f_s, mais il crée une butée qui empêche la tige de s'enfoncer facilement. Cependant, l'ajout d'une tige supplémentaire (essai plus profond) tend à augmenter la valeur de la résistance à la pointe mais surtout le frottement latéral sur le manchon. D'autre part, l'utilisation d'une pointe débordante favorise une diminution de la valeur de la résistance à la pointe mais n'a pas beaucoup d'influence sur le frottement latéral f_s. Ces constatations sont valables pour le jeu de données utilisé, il serait donc nécessaire de tester l'influence d'autres jeux de données représentant différents types de sol.

Il a aussi été montré que le maillage joue un rôle très important, un maillage plus fin conduit à des résultats plus précis, et donne une résistance à la pointe plus petite. Des calculs avec des chargements cycliques ont montré la reproductibilité de la boucle de chargement et nous ont permis de calculer des modules de déformation en rechargement plus proches du module de sol avoisinant.

L'étude paramétrique qui a été réalisée nous a permis de tester l'influence de chaque paramètre sur le comportement de la courbe de chargement et sur la variation du frottement latéral local f_s. Nous avons confirmé et vérifié les constatations des travaux de Zhou (1997) et d'Arbaoui (2003).

La comparaison entre une courbe numérique et une courbe expérimentale obtenue dans un site sableux, a révélé que le modèle de Mohr-Coulomb est une première approche qui peut s'avérer insuffisante, notamment parce qu'il ne rend pas compte des densifications locales du sol autour de la pointe, introduisant d'une part une non linéarité en phase élastique et d'autre part un écrouissage, en phase plastique. Il est alors opportun de tester d'autres modèles de comportement plus performants comme le modèle HSM (Hardening Soil Model) qui a prouvé son potentiel, notamment par la prise en compte de l'évolution non linéaire du module qui se manifeste par une courbure des courbes effort-déformation avant d'atteindre la plasticité.

Troisième partie : programme expérimental sur sites réels des essais CLT

V. Exploitation des résultats des essais CLT, analyse et comparaison avec d'autres essais de reconnaissance des sols

1. Introduction

Le développement de l'essai de chargement de pointe nécessite d'avoir recours à une base expérimentale suffisamment représentative des types de sols européens. Plusieurs sites ont été retenus, en France, aux Pays-Bas et en Belgique. Chaque site présentait des intérêts pour le projet, et est caractérisé par un type de sol différent. La Figure V-1 montre une carte sur laquelle nous pouvons visualiser les sites d'essais.

Les objectifs de ces campagnes sont d'une part d'affiner le protocole de l'essai et la reproductibilité des mesures et d'autre part de définir les méthodes d'exploitation de l'essai et la comparaison avec des essais existants.

Dans la première partie de ce chapitre, nous présentons le programme expérimental des essais CLT réalisés dans chaque site, et nous dépouillons les résultats des essais pour montrer l'importante quantité d'informations obtenues. Dans la deuxième partie de ce chapitre, et après avoir présenté une analyse des paramètres de résistance et de déformabilité des essais CLT, nous allons procéder à une étude comparative de l'essai CLT avec un essai de référence in situ : l'essai au pressiomètre Ménard, et un essai de référence au laboratoire : l'essai triaxial. Ainsi, les modules de déformation obtenus à partir de l'essai de chargement de pointe sont comparés à ceux des essais triaxiaux et des essais pressiométriques.



Figure V-1. Situation des différents sites des campagnes d'essais CLT (Google earth)

2. Objectifs et enjeux des sites retenus

2.1. Site de Limelette (campagne CLT réalisée en avril 2010)

Comme la plupart des sites expérimentaux sont des sites argileux, nous étions à la recherche d'un site sableux qui permette de valider la réalisation et l'analyse de l'essai de chargement de pointe. Suite à des contacts avec des collègues belges du Centre Scientifique et Technique de la Construction belge (CSTC), nous avons eu l'autorisation d'accéder à leur site expérimental à Limelette, afin de réaliser une campagne d'essais de chargement de pointe, qui sera utile

pour notre projet et aussi pour permettre aux belges de compléter leurs essais et d'utiliser les résultats des essais de chargement de pointe dans leurs travaux de recherches. Le site de Limelette et les essais existants réalisés par le CSTC sont décrits dans l'annexe C.

L'intérêt du site de Limelette est basé sur les points suivants :

- *présence de plusieurs types de sol*
  - Couche de limon (2,2-6,2 m) ;
  - Couche d'argile très hétérogène (6,2-8,2 m) ;
  - Couche de sable (8,2-17 m) ;
- *une vaste campagne d'essais in situ et au laboratoire a déjà été réalisée*
  - CPT, SPT, PMT, DMT,…
  - Triaxial ;
  - SASW, SCPT ;
- *des essais de pieux ont été réalisés*
  - Pieux vissés ;
  - Pieux préfabriqués battus.

Pour concevoir un programme de reconnaissance, basé sur les essais de chargement de pointe, il a fallu étudier et tenir compte des autres essais réalisés par le CSTC (profondeurs, types, position), notamment les essais pressiométriques, triaxiaux, et les essais de pieux. Nous avons donc réalisé trois sondages :

i- Un sondage CPT classique jusqu'à 18 m de profondeur avec la pointe piézocône de 10 cm^2. Ce sondage est utile pour comparer avec les sondages CPT déjà réalisés par le CSTC, tous avec une pointe de 10 cm^2.

ii- Un sondage avec des essais de chargement de pointe (CLT) jusqu'à 18 m de profondeur (pointe piézocône de 15 cm^2).

iii- Un sondage CPT classique jusqu'à 18 m de profondeur avec la pointe de 15 cm^2, permettant des comparaisons avec le sondage utilisant la pointe de 10 cm^2 et qui est considéré comme référence pour le sondage CLT.

La zone retenue pour les 3 sondages décrits ci-dessus a été choisie en essayant de respecter certains critères, comme la proximité des essais in situ et en laboratoire et des essais pieux, mais aussi les conditions d'accès. Cette zone retenue se trouve dans la « Zone Pieux » (Figure V-2 et Figure V-3 et Figure V-4) ; (Annexe C, Figure C-1 et Figure C-2). Elle fait 4mx6m et est limitée par les emplacements de 4 essais de pieux (EA8, EA9, EB8 et EB9, Figure V-2).

Les cotes des essais CLT ont été choisies selon la stratigraphie du sol, de telle sorte qu'elles permettent une comparaison avec les essais pressiométriques (réalisés tous les mètres jusqu'à 15 m de profondeur) et avec les essais triaxiaux (éprouvettes à 4-4,5 m ; 7-7,5 m et 10-10,5 m, Van Alboom et Whenham, 2003) ainsi qu'à la profondeur des têtes des pieux (à environ 9,5 m) chargés statiquement (Huybrechts et Whenham, 2003). En effet, les résultats des essais de chargement de pointe ont été également utilisés au chapitre 7 pour valider une méthode développée dans le cadre de cette thèse, et qui permet de calculer la capacité portante et estimer le tassement des pieux. Pour cela, nous avons appliqué cette méthode seulement aux pieux chargés statiquement parce que leur programme de chargement et leur procédure d'essai, ressemblent à ceux de l'essai de chargement de pointe. Les essais de chargement de

pointe ont été réalisés jusqu'à 18 m de profondeur, avec des essais tous les mètres à partir de 2 m de profondeur, et un essai additionnel à 9,5 m pour pouvoir mieux se caler avec les essais de pieux.

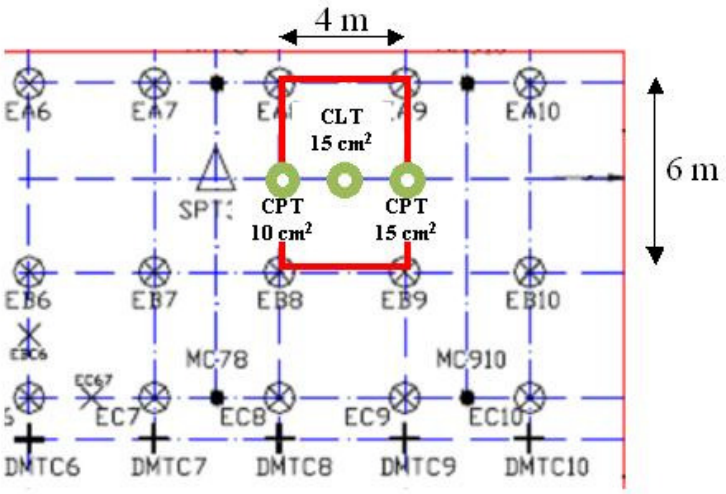


Figure V-2. Détails de la zone retenue pour les essais de chargement de pointe (CLT)



Figure V-3. Implantation des 3 sondages dans la zone retenue



Figure V-4.Vue d'ensemble de la mise en place du matériel dans la zone retenue

2.2. Site de Merville (campagne CLT réalisée en mai 2008)

Le site de Merville est un site expérimental important, d'une part par la qualité et l'homogénéité de l'argile, et d'autre part, parce que ce site a fait l'objet de plusieurs campagnes de reconnaissances de tous types ce qui nous permet de comparer et situer l'essai de chargement de pointe par rapport aux autres essais de déformabilité du sous-sol. Le site de Merville et les études qui ont eu lieu au fil des années, sont présentés dans l'annexe C.

Le site d'essai comme son nom l'indique est situé sur la commune de Merville (département du Nord - 59). Nous avons réalisé deux sondages lors de cette campagne. Ces deux sondages viennent compléter les premiers essais de chargement de pointe qui ont été réalisés par Godde (2006) et présentés dans le chapitre 2, surtout après l'amélioration du protocole expérimental de l'essai et la prise en compte de tous les facteurs d'influence comme la correction du raccourcissement des tiges, l'étude de la charge résiduelle ainsi que l'utilisation de la pointe débordante de 15 cm^2.

Les sondages que nous avons réalisés lors de notre campagne (Figure V-5), ont été positionnés à proximité des sondages des essais qui datent de 2006 (Godde, 2006).

- Le sondage C1_08 a été réalisé avec une pointe piézocône débordante de 15 cm^2 de section, jusqu'à 14 m de profondeur ;
- Le sondage C2_08 a été réalisé avec une pointe de 10 cm^2 sans destructeur de frottement, jusqu'à 14 m de profondeur. Ce sondage est utile pour faire le point sur l'influence de la géométrie de la pointe dans une argile très plastique comme l'argile des Flandres et pour pouvoir comparer avec les essais CLT réalisés en 2006 avec une pointe de 10 cm^2.

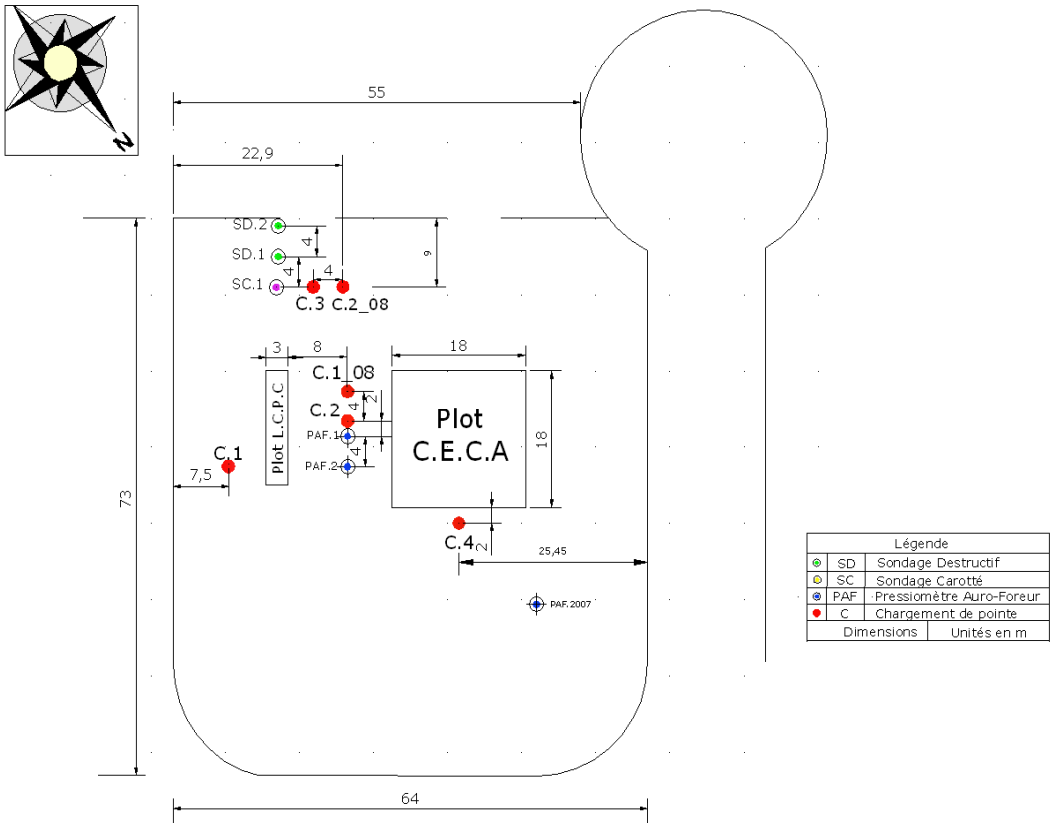


Figure V-5. Implantation des essais CLT réalisés en 2008 dans le site de Merville

2.3. Site d'Utrecht (campagne CLT réalisée en juillet 2008)

L'intérêt du site d'Utrecht se manifeste sous plusieurs aspects : technique, scientifique, relationnel et commercial. D'abord, cette campagne nous a permis de présenter l'essai de chargement de pointe aux hollandais, les pionniers du CPT, qui ont exprimé leur séduction par le principe et les avantages de l'essai, et ont alors décidé de financer la campagne en tant que clients représentés par la société Crux Engineering. L'attachement des hollandais à l'essai de pénétration statique CPT les rend plus sensibles et plus accueillants vis-à-vis de l'essai de chargement de pointe : ce nouveau né de la famille des essais de reconnaissance des sols.

D'autre part, le projet constitue un défit technique d'envergure, parce qu'il nous a permis pour la première fois de calculer des modules de déformation dans le but de les utiliser dans le dimensionnement d'ouvrages de type parois moulées, sans oublier l'avantage de valider et tester le matériel et la méthode d'essai dans un sol sableux caractéristique des Pays-Bas et d'avoir la possibilité de comparer avec les résultats d'autres essais in situ comme l'essai triaxial. Le site d'Utrecht est décrit dans l'annexe C.

La société Crux Engineering était chargée de réaliser les études géotechniques de dimensionnement des parois moulées dans le cadre d'un projet de construction d'un parking souterrain à 5 niveaux de sous sol à Hoog Catharijne dans le centre de la ville d'Utrecht aux Pays-Bas. A cet effet, des sondages pénétrométriques et des essais triaxiaux ont été réalisés afin de calculer un module de déformation triaxial à 50 % de chargement qui sera utilisé comme un paramètre d'entrée dans les codes de calcul.

L'objectif des essais de chargement de pointe était, de fournir des modules de déformation à comparer avec l'essai triaxial et de faire le point sur les avantages ou les inconvénients de chaque type d'essai dans ce type de sol sableux. Nous avons réalisé un sondage pénétrométrique comprenant une série de 15 essais de chargement de pointe jusqu'à 23 m de profondeur avec la pointe débordante de 15 cm2 de section. Ces 15 essais CLT ont été réalisés tous en une seule journée ! Leurs cotes ont été choisies de telle sorte qu'elles coïncident avec celles des essais triaxiaux réalisés sur des éprouvettes prélevées dans un sondage carotté à proximité.

3. Exploitation des résultats des essais CLT

Le dépouillement des résultats des essais CLT est présenté ici. On décrit notamment : les pénétrogrammes CPT classiques, les courbes de relaxation, les programmes de chargement, les courbes de chargement, la correction du déplacement mesuré, les courbes de mobilisation du frottement latéral ainsi que les courbes de fluage. Les deux paramètres essentiels de l'essai de chargement de pointe, à savoir, la charge limite q_{CLT} ainsi que les modules de déformation sont présentés et analysés à part dans la deuxième partie de ce chapitre, pour les trois campagnes réalisées.

3.1. Pénétrogrammes CPT classiques

Dans chaque campagne, les pénétromgrammes obtenues ont été comparées avec d'autres sondages CPT déjà réalisés sur chaque site.
Dans la campagne de Limelette, les deux sondages pénétrométriques classiques réalisés, ont été conduits jusqu'à 18 m de profondeur. La Figure V-6 montre, pour chaque sondage, la variation de la résistance de pointe q_c, du frottement latéral local f_s et du rapport de frottement R_f en fonction de la profondeur. Nous constatons une stratigraphie bien révélée par les deux sondages, malgré une légère différence au niveau de q_c et f_s due à l'hétérogénéité propre du

site et à la différence des géométries des pointes (pointe débordante de 15 cm^2 reliée à un train de tiges de 10 cm^2 de section, et pointe de 10 cm^2 non débordante). La variation du rapport de frottement R_f met en évidence la succession des différentes couches de sol : couche de limon (entre 2 et 6 m), couche d'argile (entre 6 et 8 m) et la couche de sable (entre 8 et 18 m) caractérisée par un rapport de frottement $R_f < 1$ %.

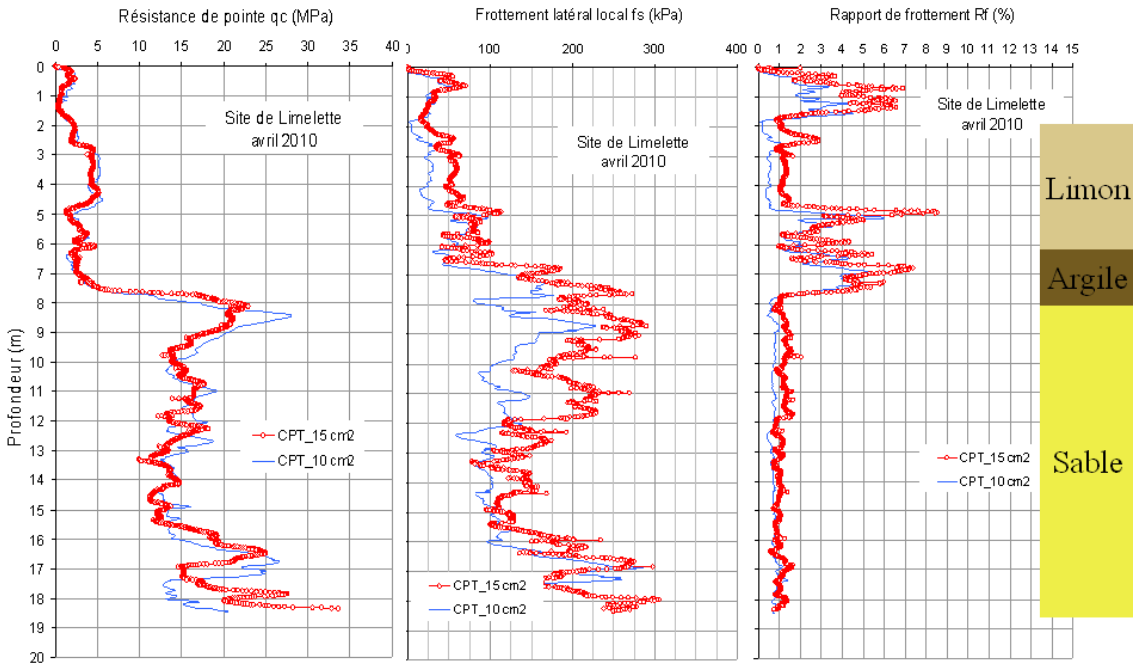


Figure V-6. Pénétrogrammes des deux sondages (15 cm^2 et 10 cm^2) réalisés à Limelette

La nappe d'eau dans le site de Limelette est présente à partir de 40 m de profondeur. Les deux sondages pénétrométriques que nous avons réalisés (avec une pointe de 15 cm^2 et une pointe de 10 cm^2) ont révélé l'absence d'eau sur toute la profondeur des sondages. Cependant, on trouve des pressions interstitielles non négligeables dans la couche d'argile peu perméable entre 6 m et 8 m (Figure V-7).

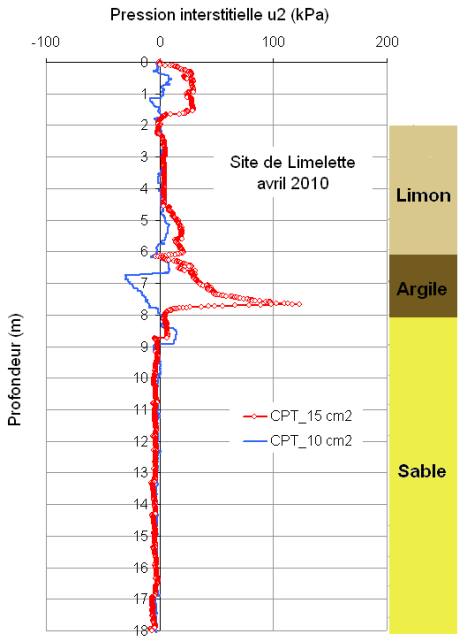


Figure V-7. Variation de la pression interstitielle u_2 en fonction de la profondeur

Comme les sondages CPT que nous avons réalisés se situent dans la zone des essais de chargement dynamique des pieux (Annexe C, Figure C-1 et Figure C-2), nous avons comparé le sondage CPT (pointe de 10 cm^2) avec les sondages CPT (avec une pointe électrique) de cette zone, réalisés par le CSTC avec une pointe électrique de 10 cm^2 (Figure V-8).

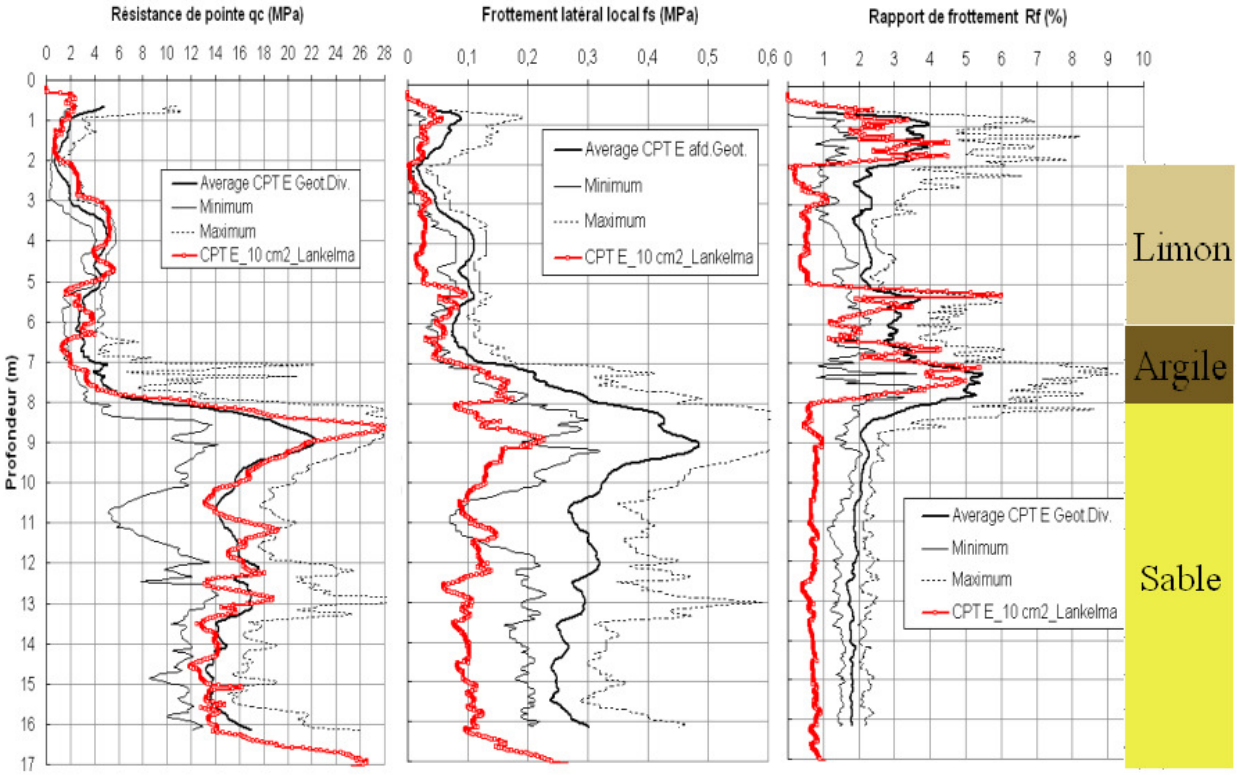


Figure V-8. Comparaison du CPT-10 cm^2 avec les CPTs de la zone dynamique du site

Nous constatons une bonne répétitivité des mesures de la résistance de pointe, alors que le profil du frottement latéral du sondage (CPT-10 cm^2) réalisé lors de notre campagne est décalé à gauche de la courbe des minima des profils obtenus par le programme de reconnaissance de référence du CSTC, surtout dans le sable tertiaire. Cette différence au niveau du frottement latéral conduit évidemment à une différence dans le même sens au niveau du rapport de frottement. Cette différence est à notre avis, une indication que le terrain était sur-consolidé, mais cette surconsolidation a été anéantie par le battage des pieux en béton préfabriqué. Une autre explication éventuelle serait l'importance du contrôle et du calibrage des pointes, et particulièrement des manchons de frottement.

Dans la campagne de Merville, les pénétrogrammes des sondages que nous avons réalisés ont été comparés avec ceux de quelques sondages CPT classiques réalisés dans différents projets de recherche depuis les années 80 (Figure V-9). On constate que la résistance de pointe q_c varie dans une fourchette de valeurs tout à fait acceptable et reproduit d'une façon fidèle les mêmes résultats précédents.

De la même manière, nous avons comparé les résultats pénétrométriques des sondages réalisés en 2008 avec ceux des sondages réalisés par la société Lankelma en 2006 lors de la première campagne d'essais CLT à Merville. On trouve une bonne cohérence et fidélité au niveau de la résistance de pointe q_c, du frottement latéral f_s et du rapport de frottement R_f. (Figure V-10 et Figure V-11).

Les résultats des Figure V-9 et Figure V-10 et Figure V-11 confirment que la couche d'argile présente dans le site de Merville est homogène. La résistance de pointe q_c et le frottement latéral f_s ont tendance à augmenter linéairement en fonction de la profondeur. Le rapport de frottement R_f est quasiment constant à partir de 2 m de profondeur (R_f entre 3% et 4 %).

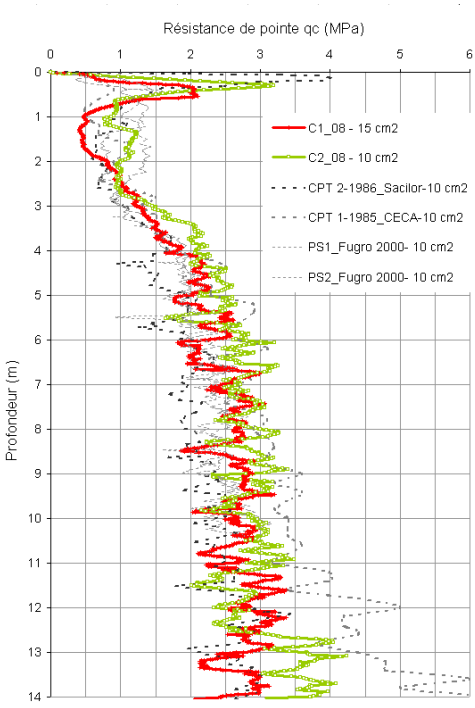


Figure V-9. Comparaison des CPTs de 2008 avec ceux des sondages précédents

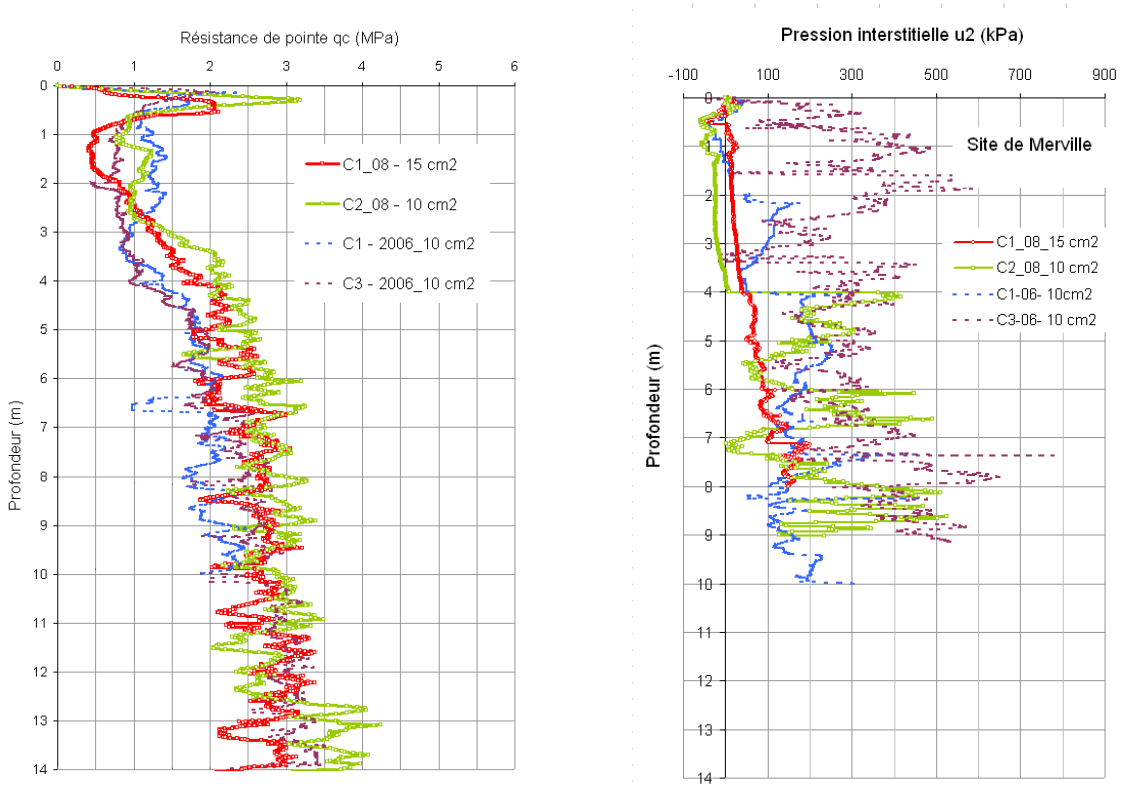


Figure V-10. Variation de q_c et de u_2 – comparaison 2006/2008

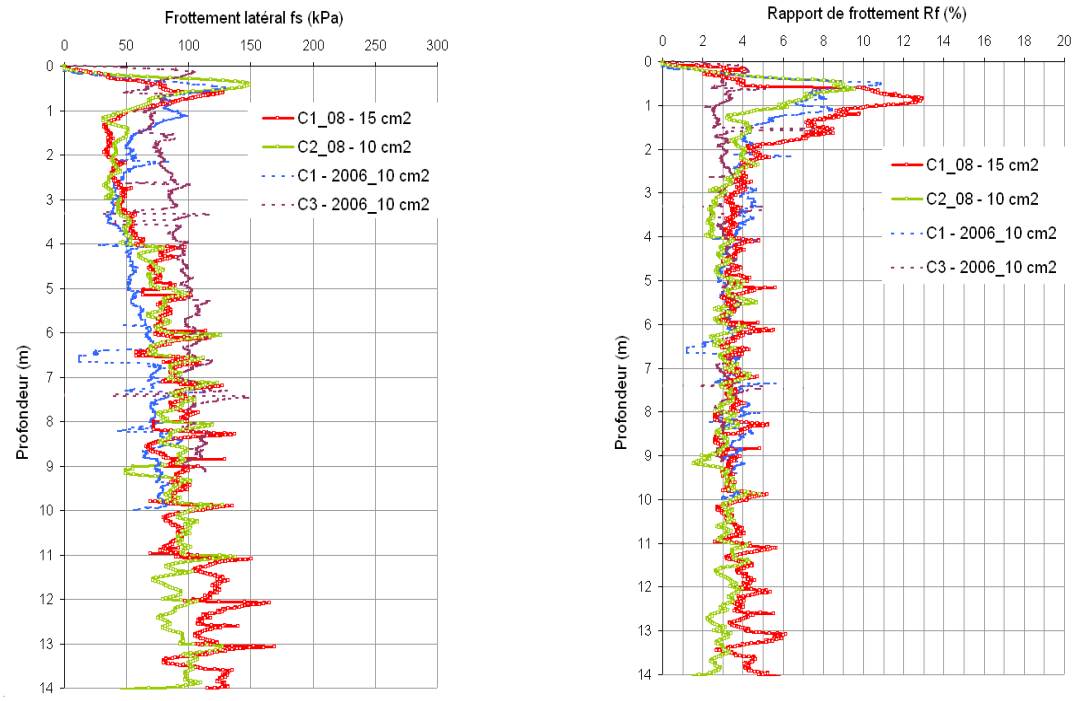


Figure V-11. Variation de f_s et de R_f – comparaison 2006/2008

Dans la campagne d'Utrecht aux Pays-bas, le sondage CLT que nous avons réalisé (CLT 23A, Figure V-12) se trouve à proximité de plusieurs sondages CPT classiques effectués dans le cadre du projet de construction du nouveau parking souterrain, notamment les sondages CPT 17, CPT 23 et CPT 29. La comparaison du sondage CLT 23A avec ces 3 sondages classiques est tout à fait satisfaisante, on y retrouve les mêmes couches de sol et les mêmes caractéristiques au niveau de la résistance de pointe, du frottement latéral et du rapport de frottement (Figure V-12).

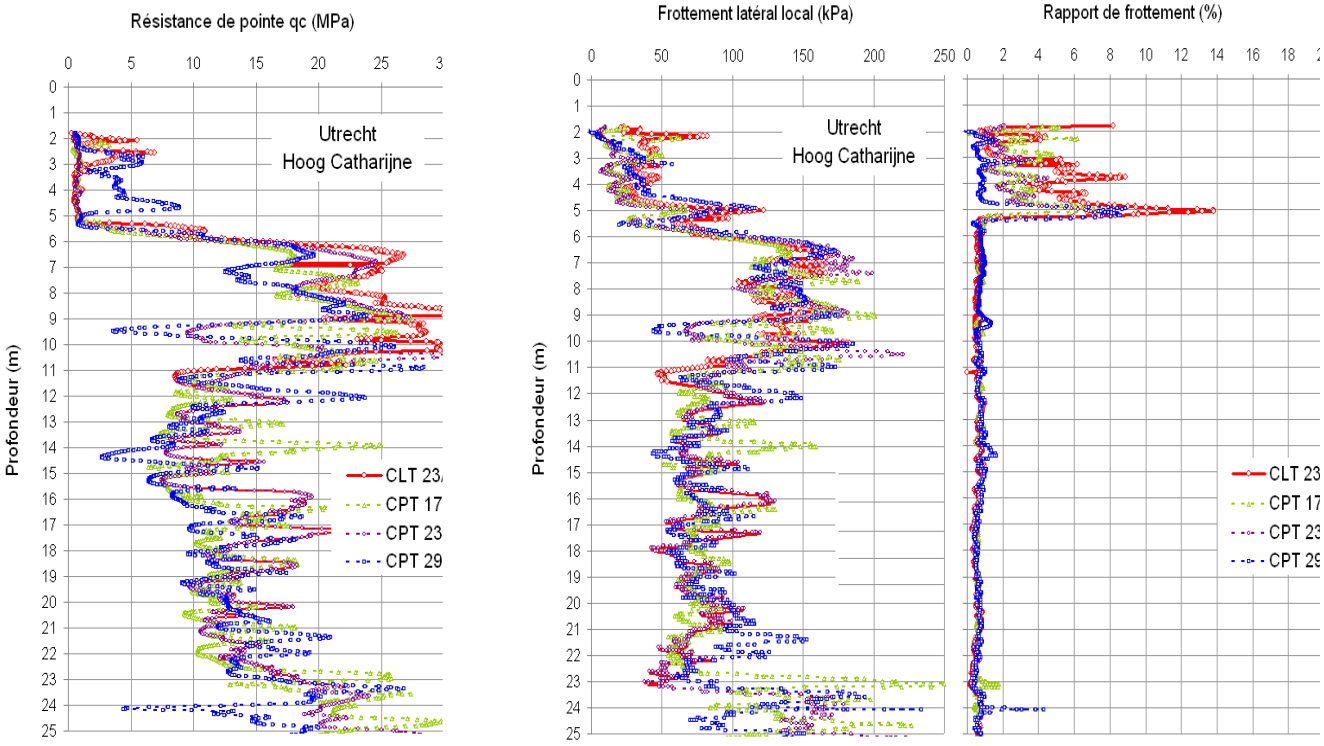


Figure V-12. Comparaison du sondage CLT 23A avec d'autres CPT réalisés à proximité

Afin de mieux distinguer le pénétrogramme du sondage CLT 23A, la variation de la résistance de pointe q_c, du frottement latéral local sur le manchon f_s et du rapport de frottement R_f propres à ce sondage sont présentées sur la Figure V-13 et Figure V-14 en fonction de la profondeur. Ces variations nous permettent de distinguer la présence de plusieurs couches qui ont été classées suivant l'annexe D de l'EC7/EN 1997-2 (2006). On note la présence d'une première couche de sol lâche argileux, ensuite d'une couche de sable très dense qui surmonte une couche de sable dense à moyennement dense.

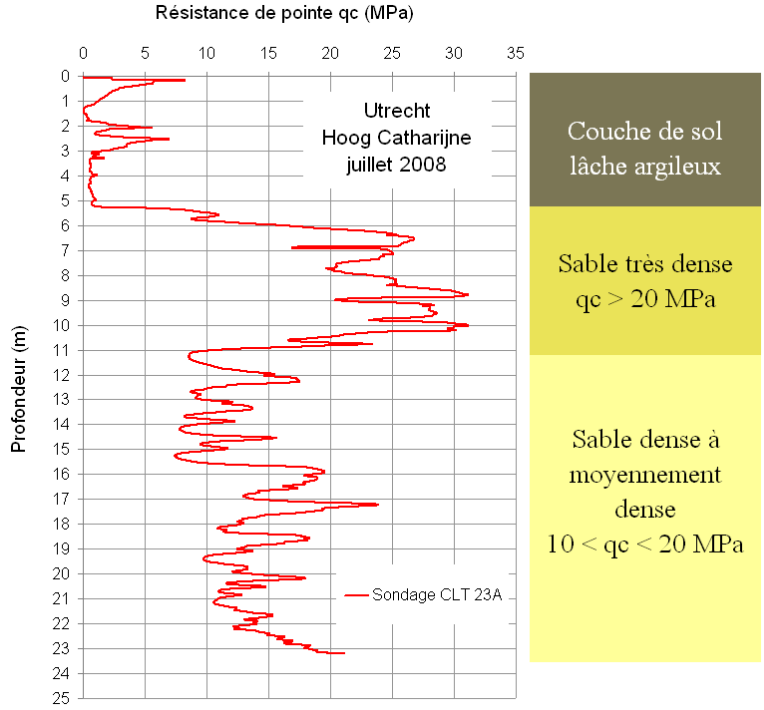


Figure V-13. Pénétrogramme du sondage CLT 23A

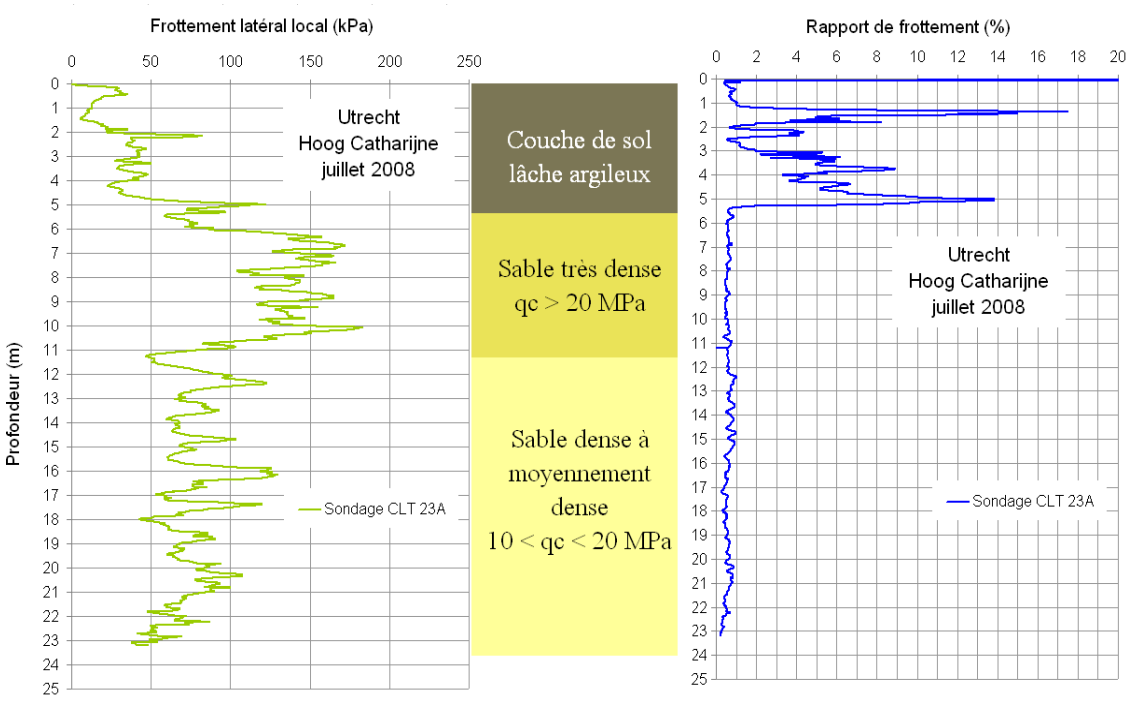


Figure V-14. Variation de f_s et de R_f en fonction de la profondeur (sondage CLT 23A)

3.2. Courbes de relaxation des efforts et de dissipation de la pression interstitielle

Après l'arrêt du fonçage classique, à la profondeur de l'essai de chargement de pointe, et avant de lancer l'essai, la phase d'attente durant laquelle on installe le capteur de déplacement et la pompe à main permet de dissiper les surpressions interstitielles générées lors du fonçage et de relâcher les efforts appliqués sur la pointe. Comme nous l'avons déjà expliqué dans le chapitre 3, le déblocage du vérin hydraulique, après une ou deux minutes d'attente, permet d'accélérer la relaxation et de minimiser la charge résiduelle sur la pointe. La Figure V-15 montre les courbes de relaxation de tous les essais dans les différentes couches de sol à Limelette. Les courbes de relaxation dans la couche de sable sont très propres, et le rapport final P/q_c (P est la pression mesurée sur la pointe durant la relaxation ; q_c est la résistance de pointe classique au moment de l'arrêt du fonçage) après stabilisation à la fin de la phase de relaxation varie entre 10 % et 20 %. Cela confirme les résultats de la campagne comparative détaillée dans le chapitre 3.
Dans les couches de limon et d'argile à Limelette, on trouve un rapport final (P/q_c) qui varie entre 18% et 22 %). La courbe de relaxation de l'essai à 7 m présente un comportement particulier, le rapport final (P/q_c) est stabilisé autour de 20 % mais augmente brusquement vers 350 s pour se stabiliser autour de 35 %, ceci est du au fait que nous avons re-bloqué le vérin hydraulique durant la relaxation. Nous avons présenté ce comportement pour prouver l'importance du processus de déblocage du vérin hydraulique et son rôle majeur dans la minimisation de la charge résiduelle.

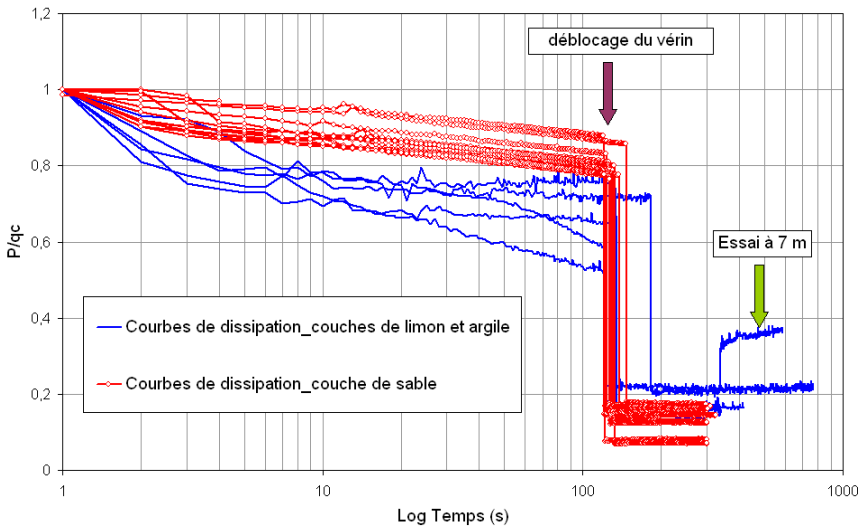


Figure V-15. Variation du rapport (P/q_c) à Limelette en fonction du Log du temps

La dissipation de la pression interstitielle avant le début du chargement par paliers, est montrée sur la Figure V-16 pour trois profondeurs représentatives des couches de sols à Limelette. A 10 m de profondeur, dans la couche de sable, la pression interstitielle u_2 définie par la norme EC7/EN 1997-2 (2006), diminue puis augmente pour atteindre un état d'équilibre autour de la pression nulle. Ce comportement est différent dans la couche d'argile à 7 m de profondeur, où la pression interstitielle augmente durant les 10 minutes de dissipation appliquée dans la couche d'argile, et provient de la faible perméabilité de l'argile.

Afin de vérifier si le chargement par paliers de la pointe, pourrait avoir une influence sur les conditions de drainage, nous présentons dans la Figure V-17 la variation de la pression interstitielle u_2 durant le chargement en fonction du déplacement de la pointe et du logarithme du temps. La pression interstitielle semble être stable et non perturbée par le chargement, ce

qui montre que notre essai se déroule dans des conditions drainées parce que l'aspect non drainé n'apparaît pas durant le chargement. Donc, nous pouvons qualifier les résultats de nos essais, surtout les modules de déformations comme étant des modules drainés.

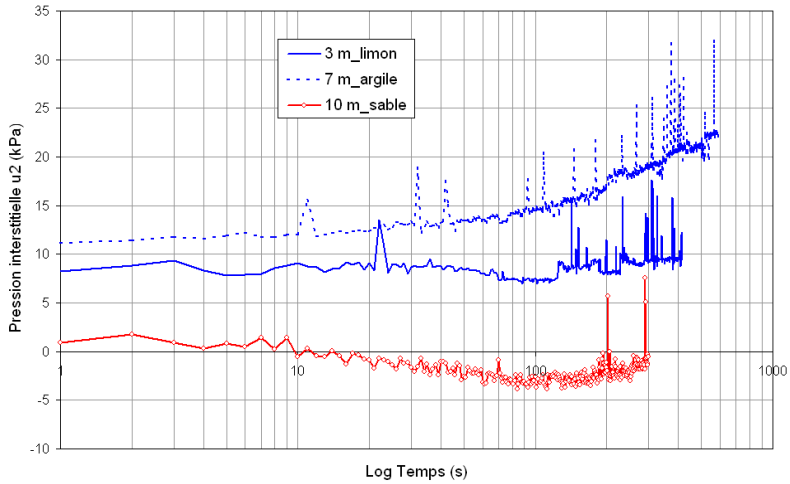


Figure V-16. Courbes de dissipation de la pression interstitielle u_2 à Limelette

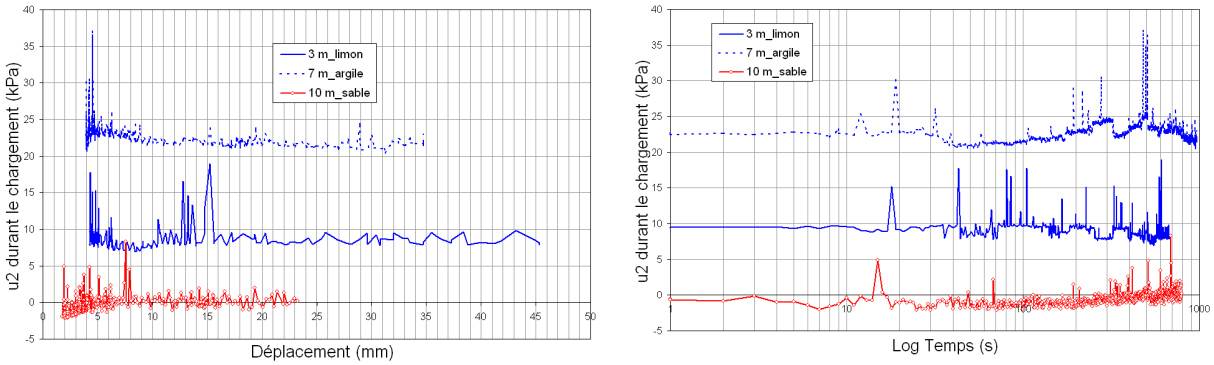


Figure V-17. Variation de la pression interstitielle durant l'essai de chargement de pointe

La durée de la phase de relaxation fixée à 5 minutes dans la campagne de Limelette a été prolongée dans la campagne de Merville parce qu'il s'agit de l'argile des Flandres peu perméable. Le temps de relaxation de référence était donc fixé à 10 min environ.

La variation du rapport normalisé (P/q_c) durant la phase de relaxation est présentée sur la Figure V-18 pour les deux sondages réalisés lors de la campagne de Merville en 2008. Le rapport final après déblocage du vérin continue à diminuer légèrement ce qui prouve que le temps de 10 min de relaxation dans l'argile n'était pas suffisant et pourrait être prolongé dans des prochaines campagnes d'essais dans des sites argileux. L'argile des Flandres de Merville étant très plastique et surconsolidée, le rapport final P/q_c obtenu après 10 min de relaxation varie entre 42 et 56 % pour les deux types de pointes utilisées. Cette constatation montre que la charge résiduelle avant le commencement de l'essai de chargement de pointe est très importante dans l'argile et correspond à environ 50 % de la résistance du sol et que malgré l'utilisation d'une pointe débordante de 15 cm^2 de section, l'effort de frottement latéral sur les tiges persiste et n'est pas réduit. Il faut noter que dans la campagne de Limelette, le rapport final P/q_c après stabilisation variait entre 18 % et 20 %, même dans la couche d'argile entre 6 m et 8 m de profondeur. L'argile des Flandres de Merville a un comportement particulier et l'utilisation d'une pointe débordante dans cette argile n'apporte pas un avantage au niveau de la charge résiduelle, par rapport à une pointe classique de 10 cm^2.

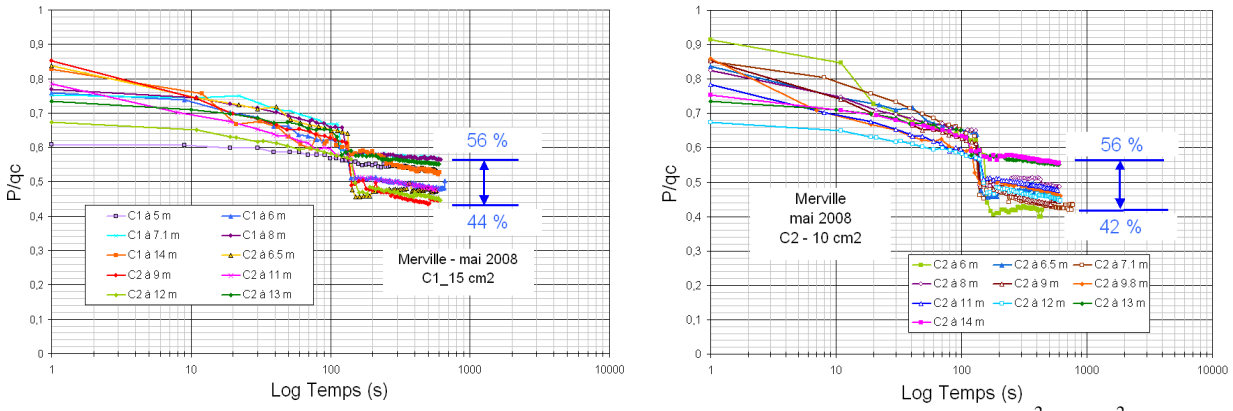


Figure V-18. Variation du rapport P/q_c en fonction du log temps (pointe 15 cm^2/10 cm^2)

Le comportement particulier de l'argile des Flandres de Merville est confirmé par la variation de la pression interstitielle durant la phase de 10 minutes d'attente. La pression interstitielle u_2 au niveau du cône augmente en fonction du temps (Figure V-19) dans tous les essais réalisés à Merville à toutes les profondeurs et pour les deux types de pointe, et ne semble pas avoir tendance à regagner un état d'équilibre avant un certain temps.

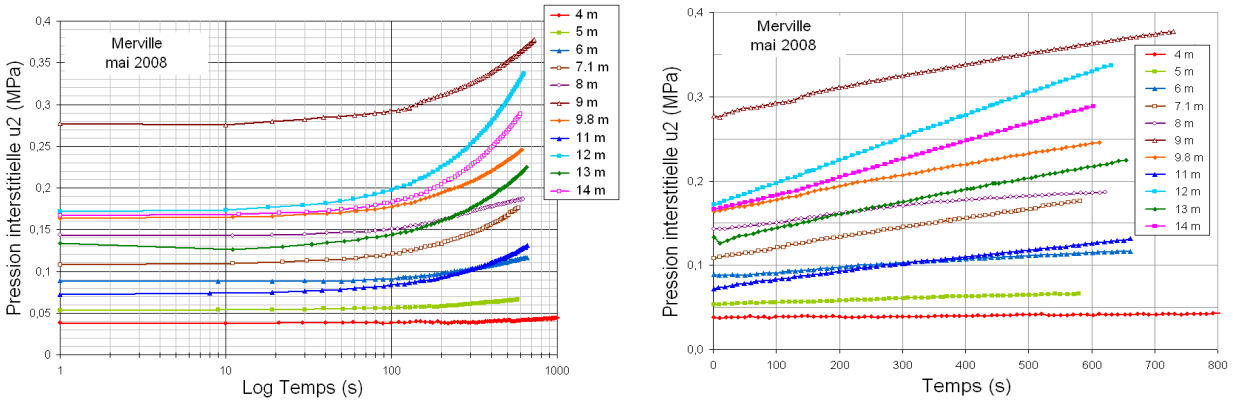


Figure V-19. Dissipation de la pression interstitielle (échelle Log et arithmétique)

En ce qui concerne la campagne d'Utrecht, la variation de la pression appliquée sur la pointe durant la phase de relaxation, est représentée sur la Figure V-20. La couche lâche qui s'étend sur les premiers 5 mètres présente des valeurs de la résistance à la pointe qui sont faibles si on les compare à celles de la couche dense du sable qui apparaît au delà de 5 m de profondeur.

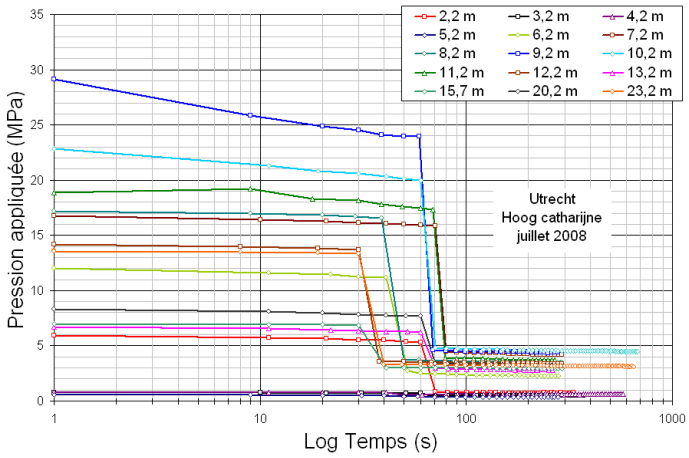


Figure V-20. Variation de la pression appliquée sur la pointe durant la phase de relaxation

La Figure V-21 montre la variation du rapport normalisé P/q_c durant la phase de relaxation (pression appliquée sur la pointe normalisée par la résistance de pointe à la rupture). Ce rapport P/q_c décroît en fonction du temps et subit une chute brusque au moment du déblocage du vérin hydraulique, avant de se stabiliser autour de la valeur finale jusqu'à la fin de cette phase. Le rapport final P/q_c après stabilisation varie entre 10 et 20 % dans la couche de sable (qu'il soit très dense ou moyennement dense) et entre 35 et 55 % dans les matériaux lâches à 3,2, 4,2 et 5,2 m et aussi à 13,2 m. Cela nous permet de confirmer encore une fois la validité des constatations faites dans toutes les campagnes d'essais que nous avons menées.

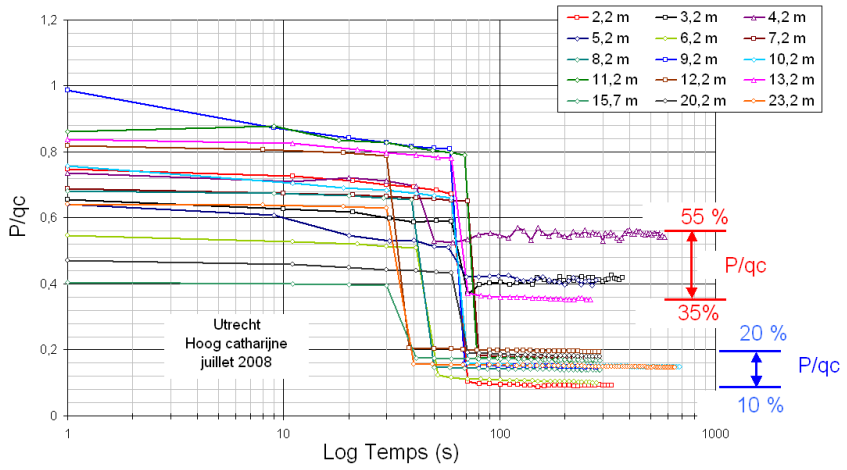


Figure V-21. Variation du rapport normalisé P/q_c durant la phase de relaxation

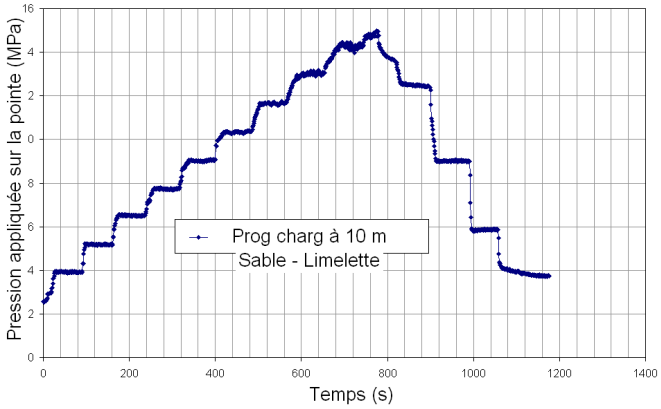
3.3. Programme de chargement des essais CLT

Le programme de chargement consiste à réaliser 10 paliers de chargement entre la charge résiduelle au début de l'essai et la charge à la rupture qu'on estime égale à la résistance de pointe classique au moment de l'arrêt du fonçage à chaque profondeur. Dans la campagne de Limelette, les paliers de chargement ont été poursuivis par quelques paliers de déchargement qui permettent d'avoir une information sur le module de déformation en déchargement et qui complètent et enrichissent le protocole expérimental de l'essai.

Cependant, dans les campagnes de Merville et Utrecht, nous n'avons pas fait un déchargement par paliers, mais simplement un arrêt de chargement après l'atteinte de la rupture. Aucune importance n'a été accordée à l'époque de ces essais, à la nécessité d'avoir une information sur la déformabilité lors du déchargement.

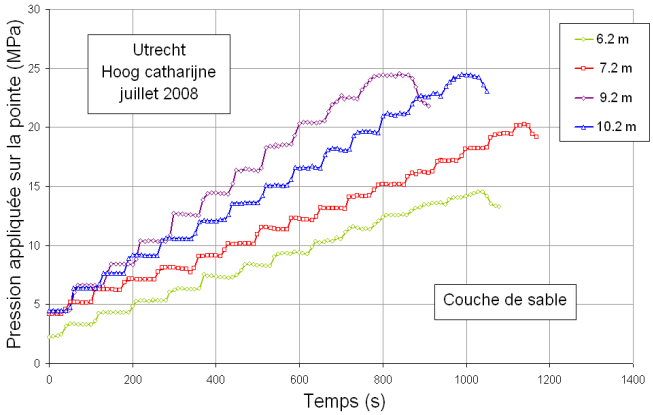
Dans les couches sableuses (à partir de 8 m à Limelette et à partir de 5 m à Utrecht), le programme de chargement a été respecté facilement : on arrive à maintenir les paliers stables même avec une pompe à main (Figure V-22, a et b). Le dernier palier est plus difficile à maintenir stable même dans la couche de sable parce qu'on se rapproche de la rupture du sol. En revanche, dans les couches argileuses ou limoneuses, (première couche de sol lâche argileux à Utrecht ; couches de sol à Limelette jusqu'à 8 m de profondeur ; sol argileux à Merville), la structure du programme de chargement est moins propre : nous avons du mal à maintenir le palier stable car la valeur des paliers n'est pas assez importante et la vitesse de déformation est variable surtout dans l'argile. La structure en escaliers des paliers est toujours présente (Figure V-22, c ; d ; e et f) bien qu'elle ne possède pas la même régularité que celle des essais réalisés dans du sable où l'atteinte et le maintien de la stabilité des paliers sont plus aisés.

-a-



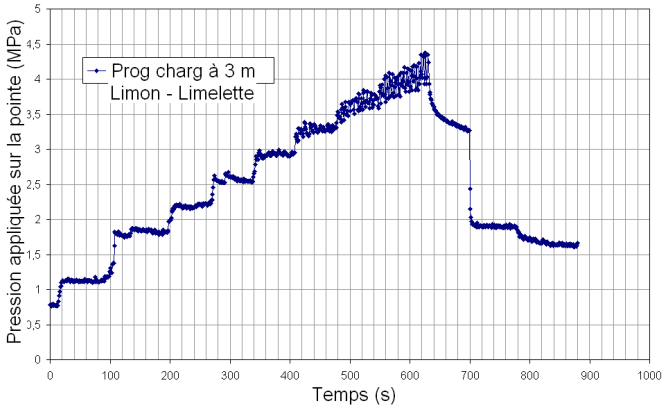
Couche de sable à Limelette

-b-



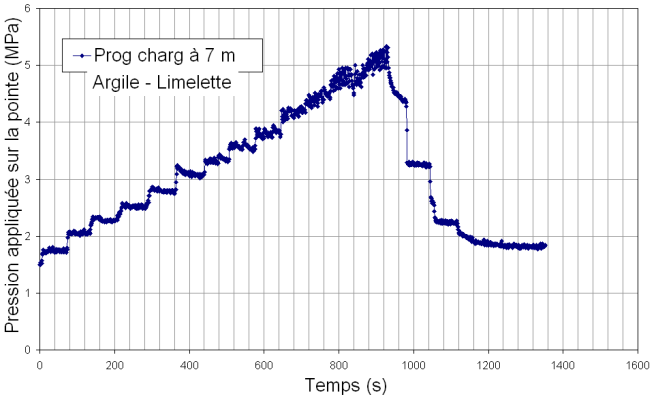
Couche de sable à Utrecht

-c-



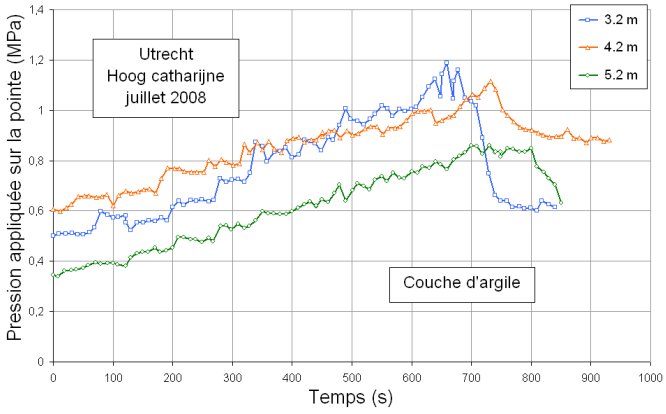
Couche de Limon à Limelette

-d-



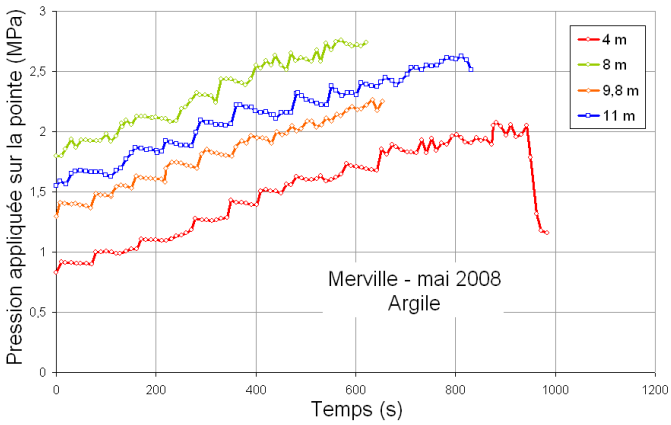
Couche d'argile à Limelette

-e-



Couche d'argile à Utrecht

-f-



Couche d'argile à Merville

Figure V-22. Programmes de chargement des essais CLT par site et par couche de sol

3.4. Courbes de chargement CLT

Les courbes de chargement montrent la variation de la pression appliquée sur la pointe (mesurée à 60 s, à la fin de chaque palier) en fonction du déplacement mesuré au bout de 60 s. Nous présentons ici les courbes de chargement de tous les essais CLT réalisés à Limelette, à Utrecht et à Merville.

Les courbes de chargement des essais de chargement de pointe réalisés dans le site de Limelette sont présentées dans la Figure V-23-a. Toutes les courbes sont de très bonne qualité et on distingue deux fuseaux de courbes : les courbes de chargement dans la couche de sable avec des pressions maximales appliquées sur la pointe qui varient entre 10 et 22 MPa (Figure V-23-a et Figure V-23-c), et les courbes de chargement dans les deux premières couches de limon et argile jusqu'à 8 m de profondeur avec des pressions maximales qui varient entre 1,5 et 4,8 MPa (Figure V-23-a et Figure V-23-b). On remarque que lorsque le sol est compact et la charge limite maximale est importante, l'enfoncement maximal de la pointe est moins important que le déplacement rencontré lorsque le sol est lâche moins résistant. Un agrandissement d'échelle (Figure V-23-d) permet de distinguer la première partie quasi-linéaire de chaque courbe de chargement dans la couche de sable.

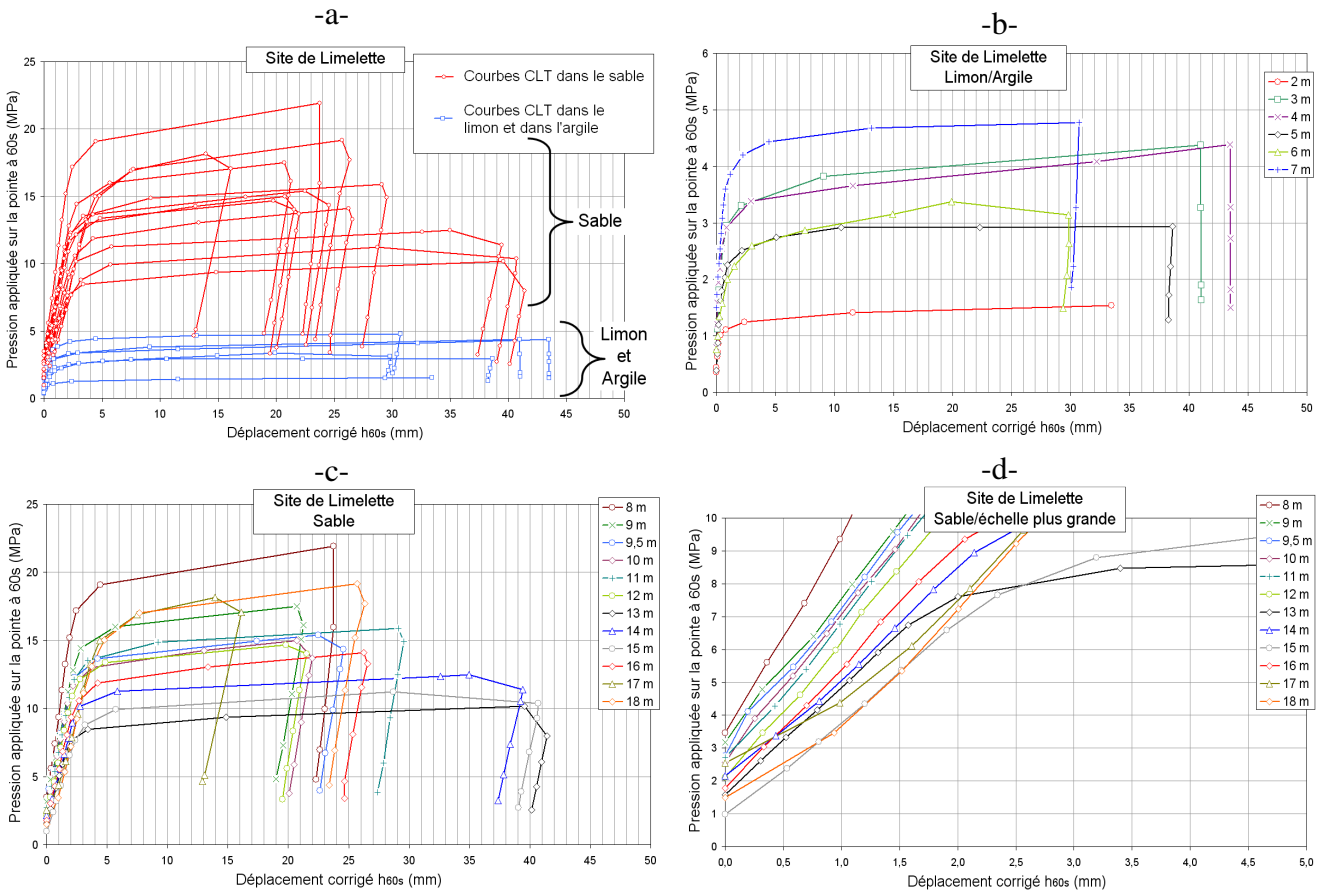


Figure V-23. Courbes de chargement pour les différentes couches de sol à Limelette

Les courbes de chargement de pointe des essais réalisés à Merville en 2008 sont présentées sur la Figure V-24. On constate une fidélité bien respectée des deux sondages avec des valeurs de résistance de pointe à la rupture variant entre 1,5 et 2,5 MPa. Cependant, on remarque une différence au niveau des essais à 13 m et 14 m réalisés avec une pointe de 10 cm^2. Cette différence provient du sol en place, parce qu'en analysant les pénétrogrammes de la Figure V-9, on note que la résistance de pointe entre 13 m et 14 m, du sondage C2_10 cm^2 est clairement supérieure à celle du sondage C1_15 cm^2.

La comparaison des essais de 2008 avec ceux réalisés par Godde en 2006 avec une pointe de 10 cm^2 (Figure V-25) montre que nous avons la même fourchette de variation de la résistance limite de l'essai de chargement de pointe et que les courbes sont reproductibles et d'une très bonne qualité. Toutefois, les courbes des essais réalisés en 2006 démarrent toujours de près la

charge nulle, vu qu'un déchargement par extension des tiges a été effectué dans le but de supprimer la charge résiduelle. Cette manipulation n'a pas été adoptée dans tous les essais réalisés dans le cadre de cette thèse, parce qu'elle perturbe l'état initial du sol et ne permet pas d'observer le comportement élastique du sol visualisé sur la première partie quasi linéaire de la courbe de chargement. En commençant l'essai à partir de la charge résiduelle, on perd une certaine quantité d'informations élastique mais on sait quand même que l'essai se déroule dans des conditions initiales bien maîtrisées.

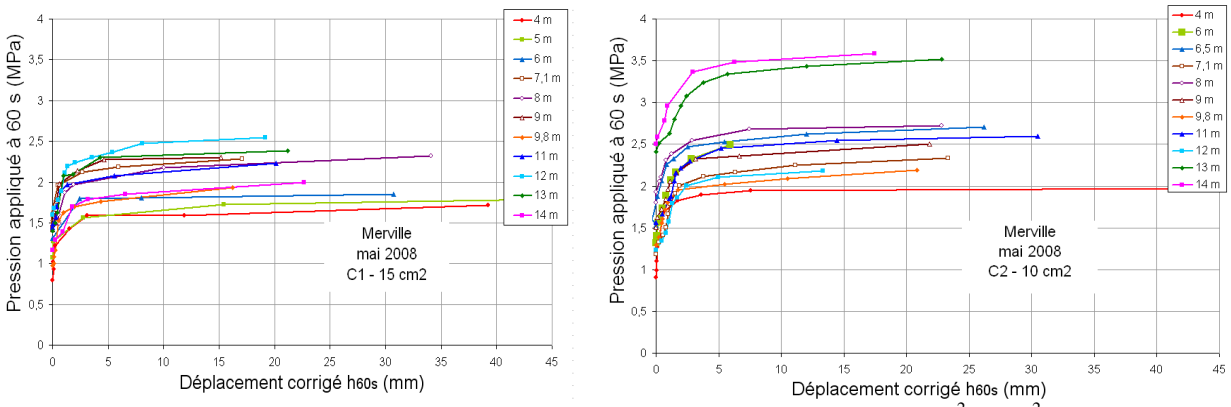


Figure V-24. Courbes CLT des essais réalisés à Merville ($15cm^2/10cm^2$)

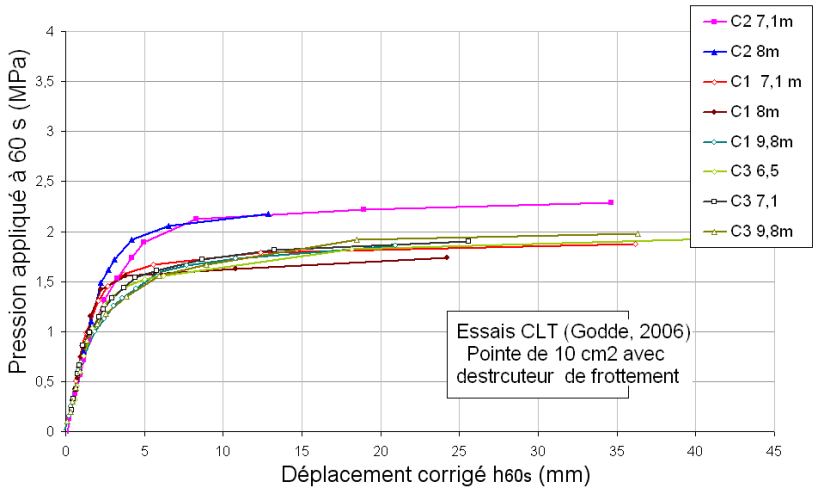


Figure V-25. Courbes de chargement obtenues par Godde en 2006_pointe de 10 cm^2

Dans le site d'Utrecht aux Pays-Bas, les courbes de chargement obtenues sont présentées sur la Figure V-26 en déplacement brut mesuré et en déplacement corrigé.

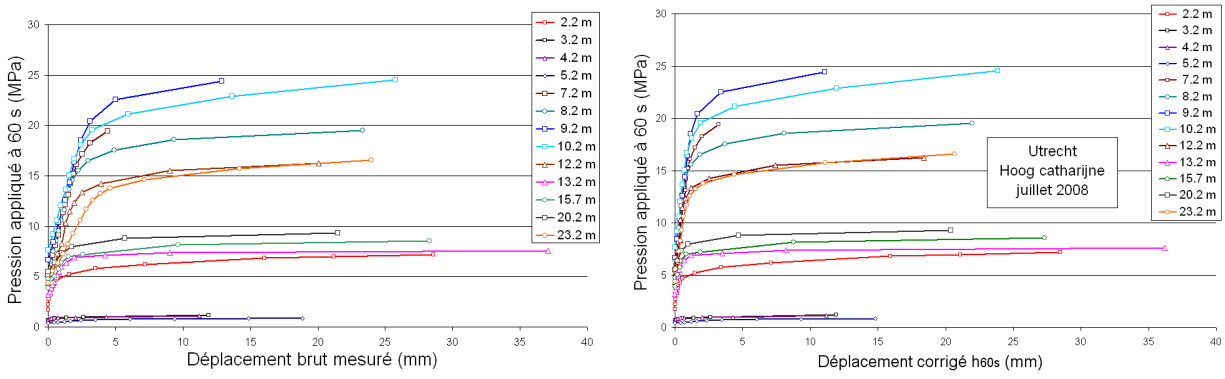


Figure V-26. Courbes de chargement à Utrecht, en déplacement brut et corrigé

L'analyse des courbes de chargement de pointe met en évidence l'existence de plusieurs couches de sol et rappelle les observations faites au niveau du pénétrogramme de la Figure V-13. Les valeurs de la charge limite à la rupture de l'essai de chargement de pointe sont faibles dans la couche lâche alors qu'elles peuvent atteindre 25 MPa dans les couches denses de sable. On remarque que la correction du déplacement a une influence considérable sur la raideur des courbes de chargement ce qui se manifeste clairement sur la Figure V-26 par un décalage des courbes corrigées à gauche par rapport aux courbes non corrigées. Une analyse de la correction du déplacement mesuré est décrite dans le paragraphe suivant.

3.5. Correction du déplacement mesuré de la pointe

Les courbes de chargement CLT dans les différentes campagnes ont été présentées dans les figures précédentes en fonction du déplacement corrigé qui tient compte du raccourcissement élastique des tiges selon la procédure décrite dans le chapitre 3. Cette correction nécessite la mesure en continu de la pression totale en tête (en surface) afin de calculer la déformation moyenne des tiges. La Figure V-27 montre quelques exemples de courbes de chargement corrigées à Limelette, on remarque que la correction devient plus importante avec la profondeur mais dépend également de la résistance de pointe maximale appliquée sur la pointe pour chaque essai. La correction est négligeable dans le cas de l'essai à 5 m, les courbes, brute et corrigée sont confondues. La correction est assez importante dans le cas de l'essai à 18 m. Cependant, même si l'essai à 13 m est plus profond que l'essai à 12 m, la correction à 13 m est moins importante car le sol est moins consistant et la pression maximale appliquée sur la pointe est plus petite, ce qui prouve la dépendance de la correction aux deux paramètres en même temps : la profondeur et la pression maximale (q_{CLT}). Ces constatations ont été également confirmées dans les campagnes de Merville et Utrecht (Figure V-28 et Figure V-29).

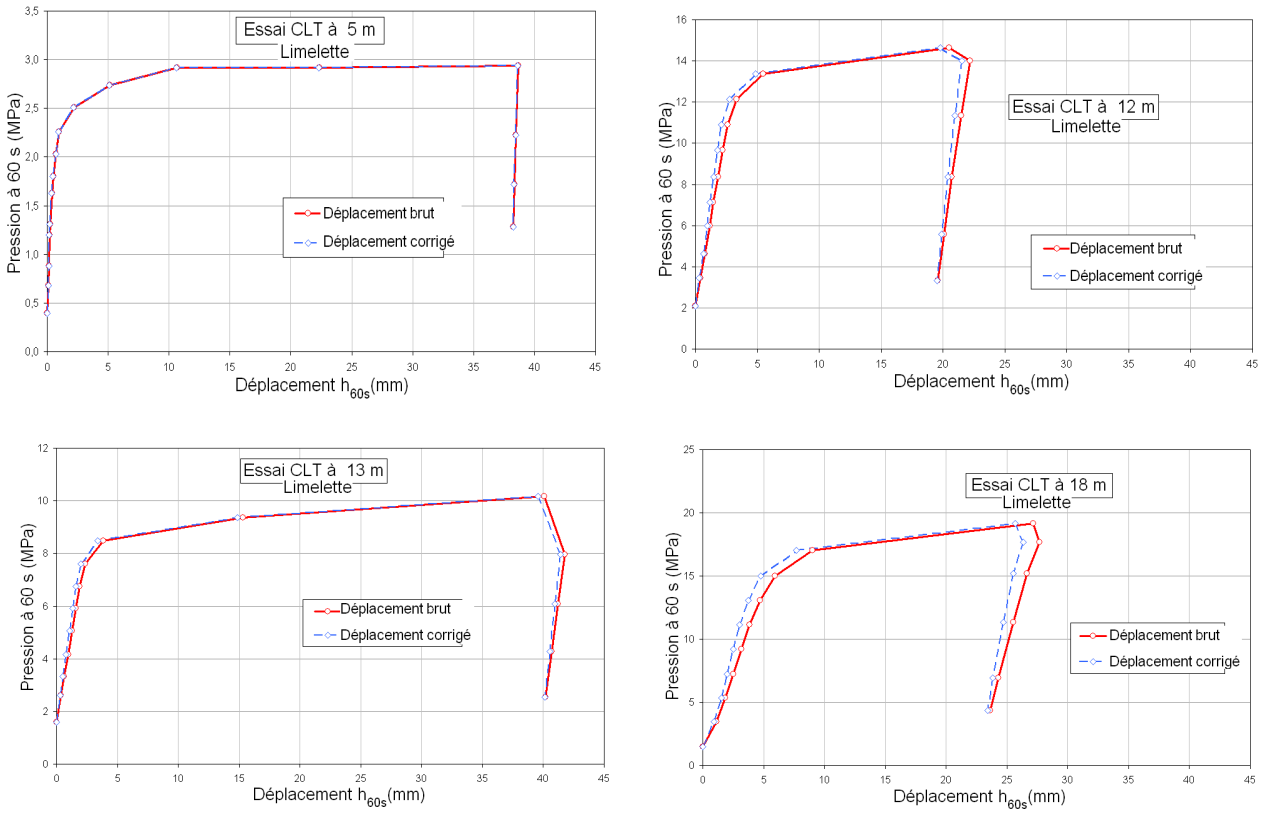


Figure V-27. Evolution de la correction en fonction de la profondeur et q_{CLT} (Limelette)

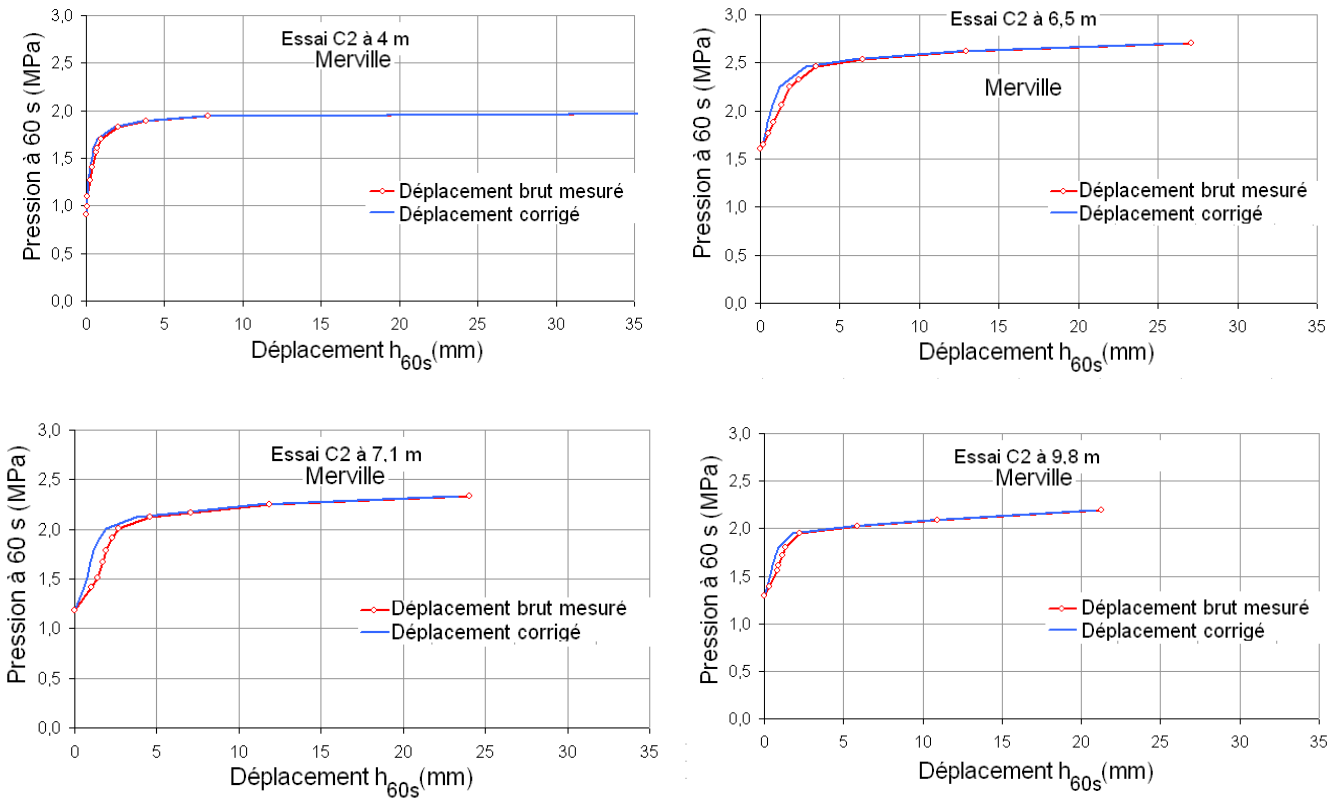


Figure V-28. Evolution de la correction en fonction de la profondeur et q_{CLT} (Merville)

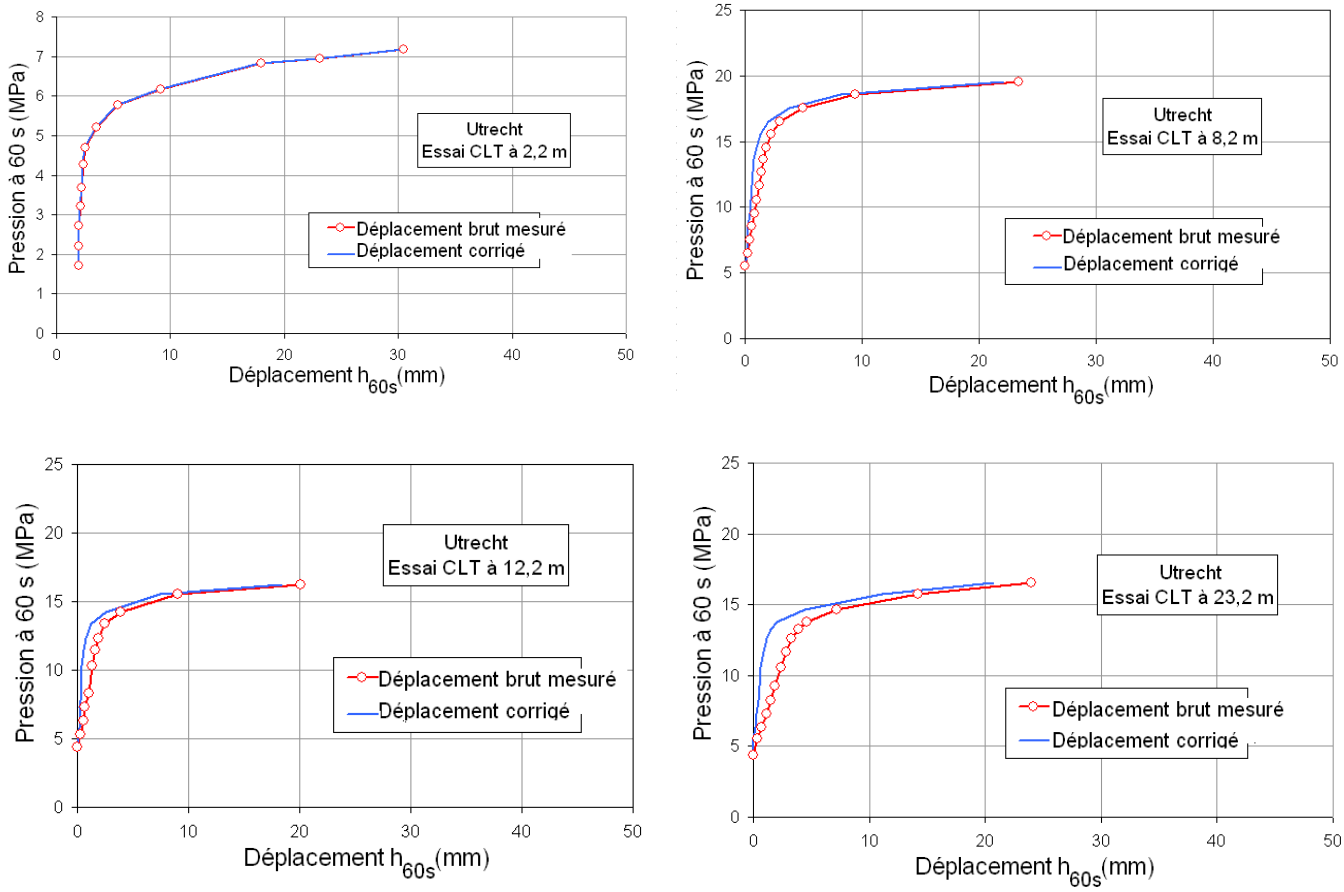


Figure V-29. Evolution de la correction en fonction de la profondeur et q_{CLT} (Utrecht)

3.6. Courbes de mobilisation du frottement latéral

Les courbes de mobilisation du frottement montrent la variation, en fonction du déplacement, du frottement latéral local sur le manchon de frottement pour chaque palier de chargement. Les courbes de mobilisation de frottement de tous les essais de Limelette sont présentées sur la Figure V-30 et classées selon les couches de sol. Les valeurs avant le début de chargement, du frottement latéral dans la plupart des essais sont négatives et correspondent à la fin de la phase de relaxation. De la même façon, les valeurs du frottement latéral à la fin du déchargement sont négatives, surtout dans la couche de sable ; cela signifie que suite au déchargement et au retour élastique des tiges, le sens du frottement latéral du sol sur le manchon est inversé.

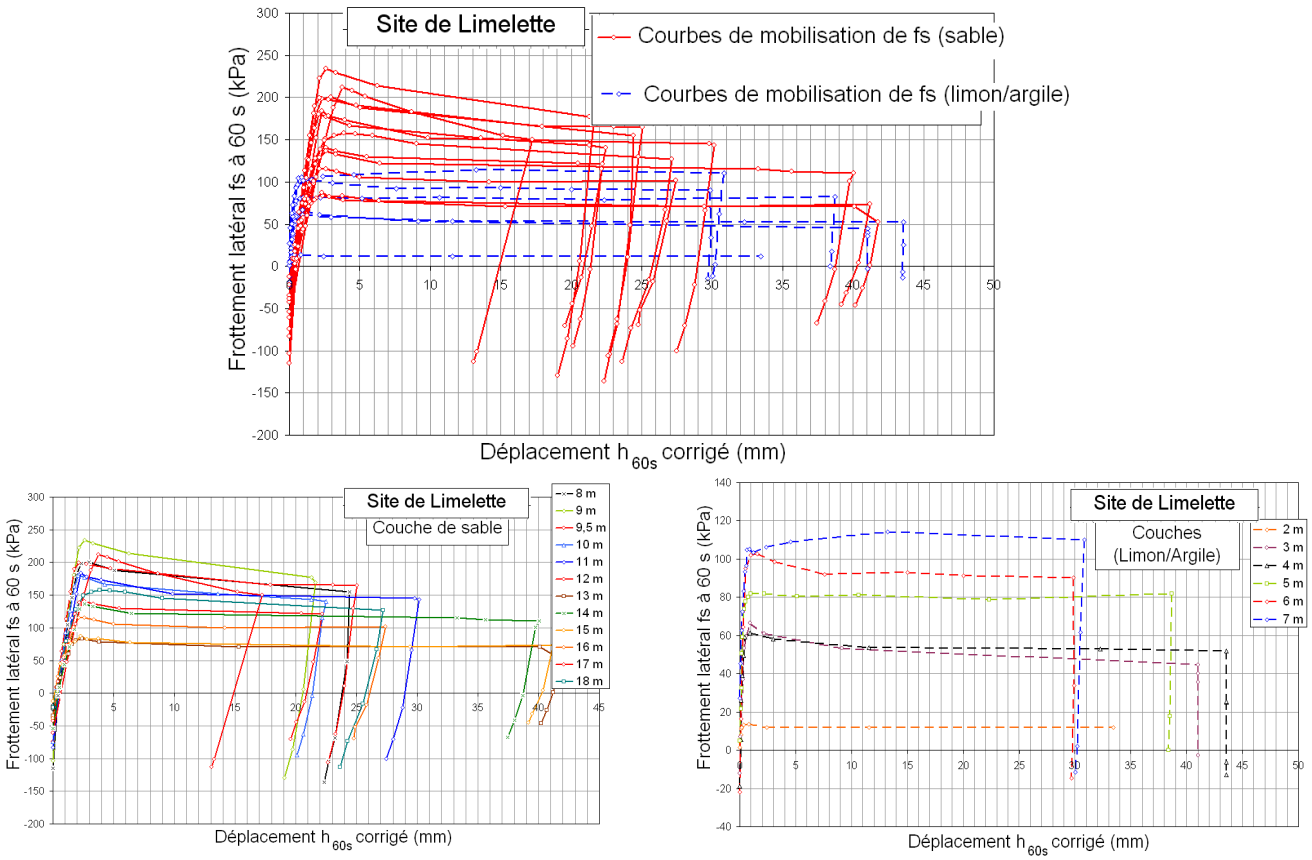


Figure V-30. Courbes de mobilisation du frottement pour tous les essais CLT à Limelette

L'analyse des courbes de mobilisation de frottement dans le sable à Limelette et à Utrecht (Figure V-30 et Figure V-31) permet de remarquer la présence des pics de valeur à partir desquels le frottement diminue et se stabilise ensuite à une valeur maximale, post-pic. Ces observations confirment le caractère dense du sable. D'une façon générale, les valeurs finales du frottement latéral obtenues à partir des courbes de mobilisation sont en accord avec les valeurs du frottement latéral à la rupture juste après l'arrêt du fonçage classique à chaque profondeur des essais CLT.

Au contraire des courbes de mobilisation de frottement obtenues dans le sable à Limelette ou à Utrecht, les courbes des essais réalisés dans les argiles des Flandres à Merville présentent toutes un plateau plastique sans pic de valeur (Figure V-32). Ce qui est en accord avec celles des couches non sableuses à Limelette et à Utrecht.
En analysant les courbes de mobilisation de frottement à Merville dans le cas des deux sondages réalisés en 2008, on remarque que les valeurs limites du frottement latéral du

sondage C1_08 (pointe de 15 cm^2) sont nettement supérieures aux valeurs limites du sondage C2_08 (pointe de 10 cm^2). En comparant avec les pénétrogrammes de la Figure V-10, on retrouve le même ordre de grandeur des frottements latéraux dans le cas du sondage C2_08, ce qui n'est pas le cas du sondage C1_08 où les valeurs limites des courbes de mobilisation du frottement ne correspondent pas aux valeurs du frottement latéral à la rupture lors du fonçage classique.

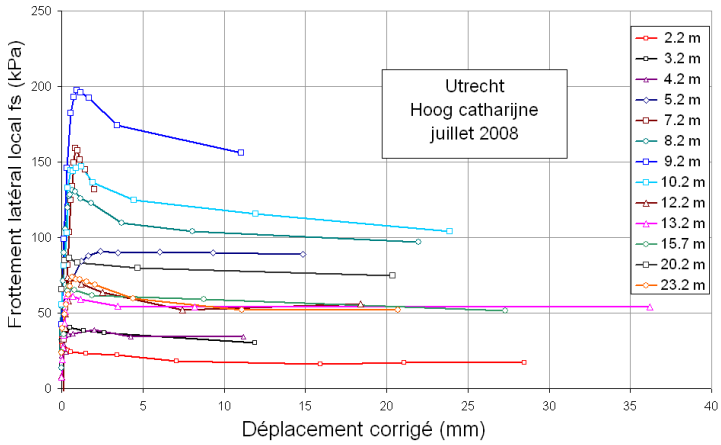


Figure V-31. Courbes de mobilisation du frottement à Utrecht en déplacement corrigé

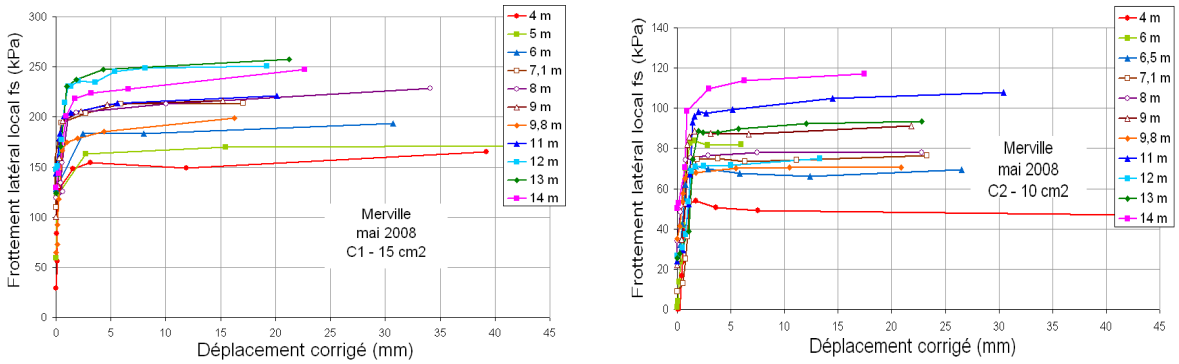


Figure V-32. Courbes de mobilisation du frottement des essais CLT à Merville

3.7. Courbes de fluage des essais CLT

La courbe de fluage est la courbe montrant l'évolution de la vitesse de déformation du sol sous la pointe pénétrométrique en fonction de la charge appliquée. Cette vitesse de déformation est calculée pour chaque palier de chargement en fonction du déplacement différé ($h_{60\ s} - h_{30\ s}$). La courbe de fluage se décompose en deux parties quasiment linéaires dont la valeur caractéristique de liaison est appelée pression de pointe de fluage. Cette pression correspond sur la courbe de chargement à la fin de la phase pseudo-élastique (Faugeras et al. 1983).

Les courbes de la variation de la vitesse de déformation en fonction de la charge appliquée, sont présentées sur la Figure V-33 pour tous les essais CLT réalisés à Limelette. Elles présentent en général un coude très marqué. Cette croissance rapide de la vitesse de déformation correspond certainement à un changement très important dans le comportement du sol.

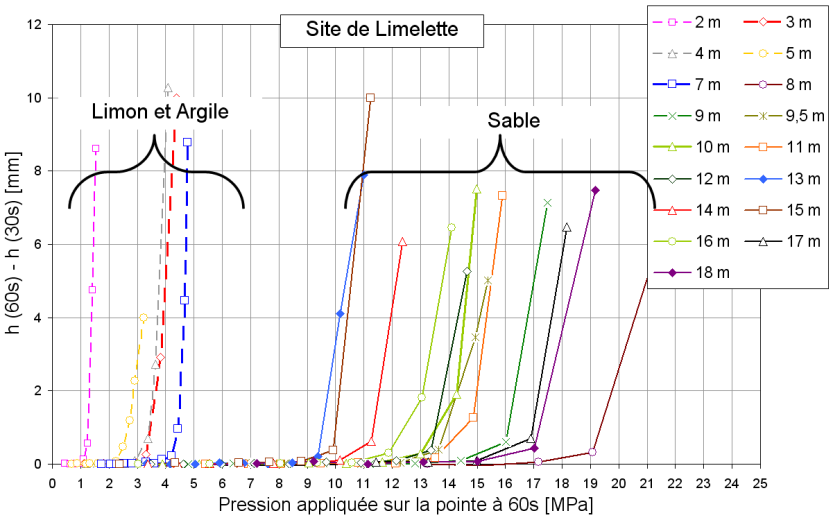


Figure V-33. Courbes de fluage de quelques essais représentatifs à Limelette

Les mêmes observations faites sur les courbes de fluage obtenues à Limelette sont valables également pour les essais CLT à Merville et Utrecht (Figure V-34 et Figure V-35).

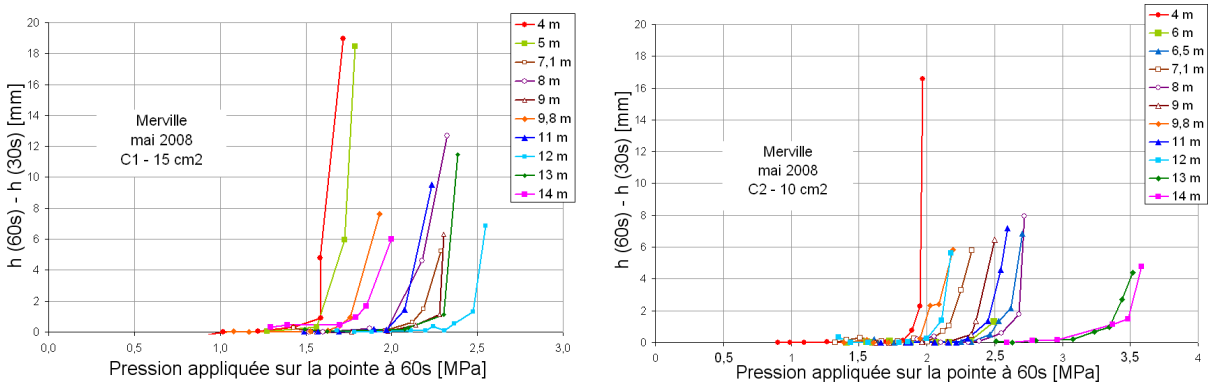


Figure V-34. Courbes de fluage des essais CLT à Merville

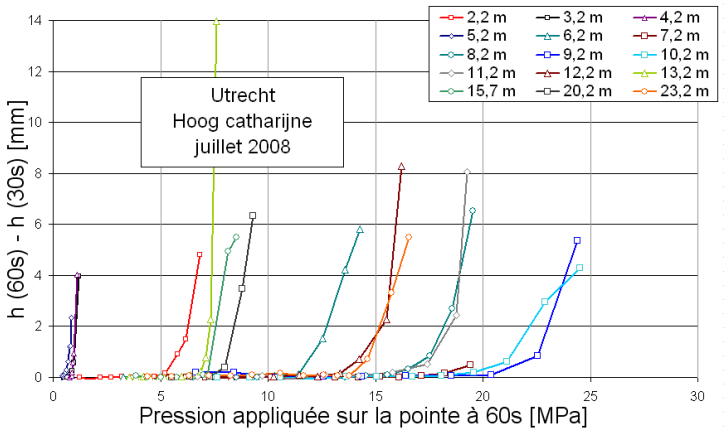


Figure V-35. Courbes de fluage des essais CLT réalisés à Utrecht

Au contraire des courbes de fluage obtenues dans un essai pressiométrique, où le praticien est habitué à dépouiller des résultats dans lesquels il existe une partie correspondant à une première phase de mise en contact de la cellule avec le sol (Figure V-36), cette difficulté n'apparaît pas dans le cas de l'essai de chargement de pointe, puisqu'il n'y a pas un forage préalable.

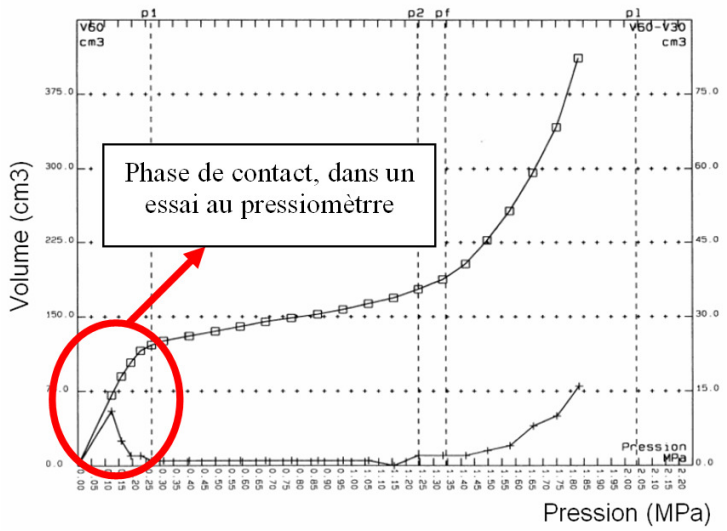


Figure V-36. Courbe type des essais pressiométriques à Limelette

Une autre notion de fluage est présentée sur la Figure V-37 où l'évolution du déplacement de la pointe durant les paliers de chargement est étudiée en fonction du logarithme du temps, et cela pour tous les essais CLT à Limelette (argile, limon et sable). Un agrandissement de l'échelle permet de distinguer d'une façon plus claire, l'évolution sur deux mm.

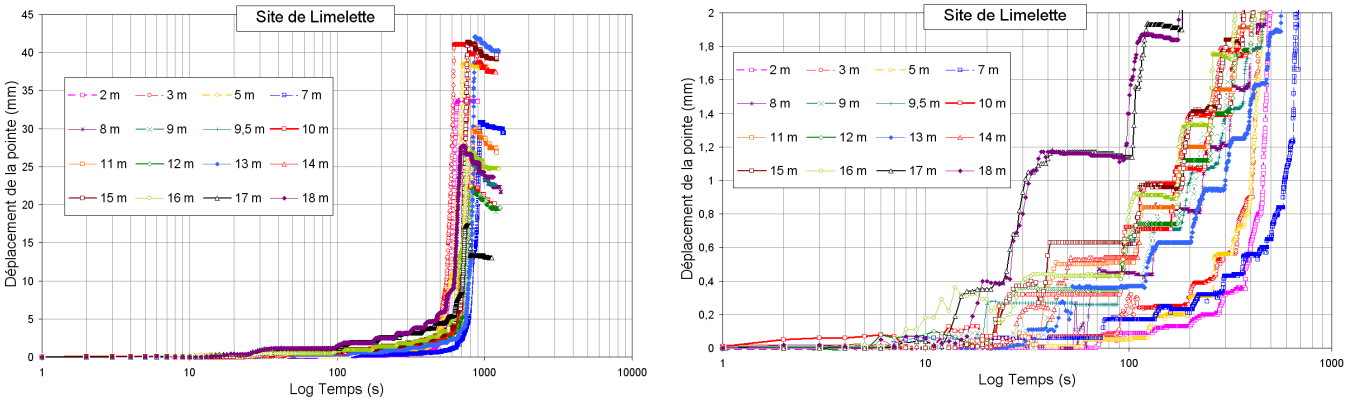


Figure V-37. Evolution du déplacement en fonction du temps à Limelette

Dans une représentation avec une échelle linéaire du temps (Figure V-38), on remarque que durant le déchargement, le déplacement diminue dans la couche de sable qui est la plus profonde.

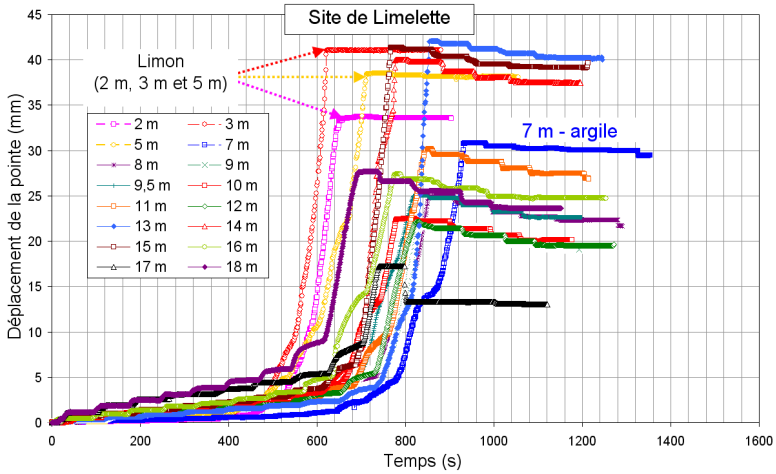


Figure V-38. Evolution linéaire du déplacement en fonction du temps à Limelette

Cette diminution du déplacement dans la phase de déchargement, se fait moins sentir dans la couche d'argile (à 7 m) et elle est quasiment nulle dans la couche de limon (2 m, 3 m et 5 m) puisqu'elle est la couche la moins profonde. Cette constatation met en évidence le retour élastique lors du déchargement par paliers.

Dans les Figure V-39 et Figure V-40, l'évolution du déplacement de la pointe en fonction du temps (échelle logarithmique) est présentée, durant les essais de chargement réalisés dans les argiles de Flandres à Merville et dans le site d'Utrecht. Le passage total à la plasticité s'effectue pour un déplacement de l'ordre de 2 à 5 mm maximum.

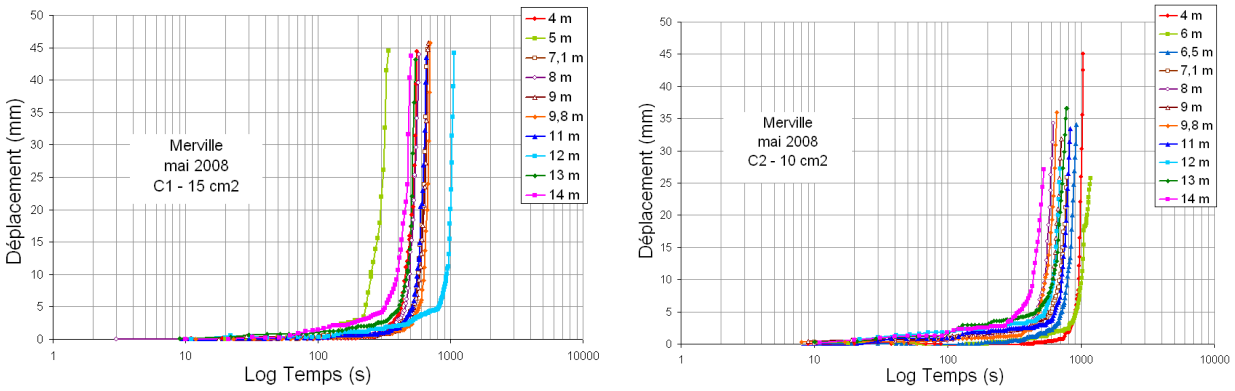


Figure V-39. Evolution du déplacement de la pointe en fonction du log temps à Merville

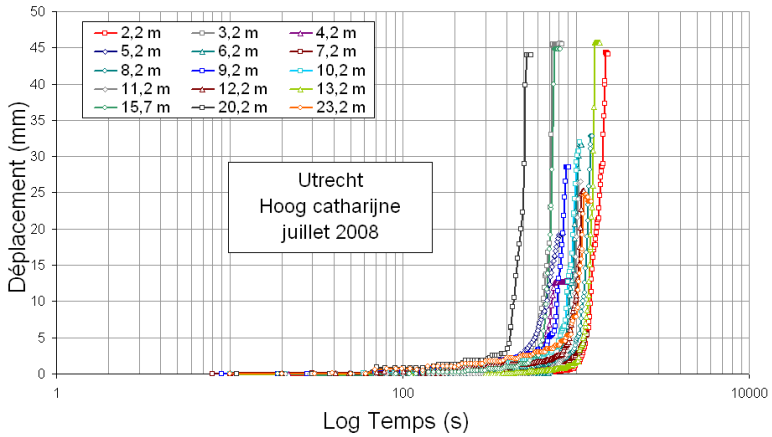


Figure V-40. Evolution du déplacement en fonction du log temps (site d'Utrecht)

3.8. Comportement en petites déformations

Chaque essai de reconnaissance des sols, a un domaine d'application qui dépend des déformations générées dans le sol. 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.

Afin d'analyser la plage de déformation dans un essai de chargement de pointe, nous avons déterminé l'évolution du module de cisaillement en fonction de la déformation. Le module de cisaillement des matériaux élastiques isotropes dans le cas des essais d'expansion comme le pressiomètre est donnée par l'équation V-1.

$$G = \frac{\Delta p}{\varepsilon_v} \qquad \text{V-1}$$

Où la déformation volumique est $\varepsilon_v = \frac{\Delta V}{V_0} = \frac{V - V_0}{V_0}$,

Avec V : le volume de la cavité, mesuré durant l'essai et V_0 est le volume initial. Δp est la variation de pression dans la cellule de mesure.

Pour transformer le module d'Young obtenu d'un essai triaxial, en un module de cisaillement, l'équation V-2 est utilisée.

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \qquad \text{V-2}$$

La déformation moyenne globale dans un essai triaxial est obtenue à partir de l'équation V-3 où h_0 est la hauteur initiale de l'échantillon.

$$\varepsilon_v = \frac{\Delta h}{h_0} \qquad \text{V-3}$$

Le module de cisaillement d'un essai de chargement de pointe, est obtenu à partir du module de déformation de l'essai CLT, en utilisant l'équation V-2 avec une valeur conventionnelle du coefficient de poisson de 0,33. Dans une première approche, la déformation verticale dans le sol sous la pointe pénétrométrique est calculée d'une façon semblable à celle de l'essai triaxial, à partir de la variation du déplacement corrigé et de la hauteur élastique équivalente du cône (h_e = 0,7R). La déformation est donnée alors par l'équation V-4.

$$\varepsilon_{CLT} = \frac{\Delta h_c}{h_e} \qquad \text{V-4}$$

Nous montrons sur la Figure V-41 , l'évolution du module de cisaillement sécant en fonction de la déformation obtenue à partir des essais de chargement de pointe à Limelette, dans une échelle semi-logarithmique comme proposé par Atkinson *et al.*, (1991), Tani (1995) et Tatsuoka *et al.* (1997). On remarque que des déformations inférieures à 0,1 % (10^{-3}) peuvent être visées dans cet essai.

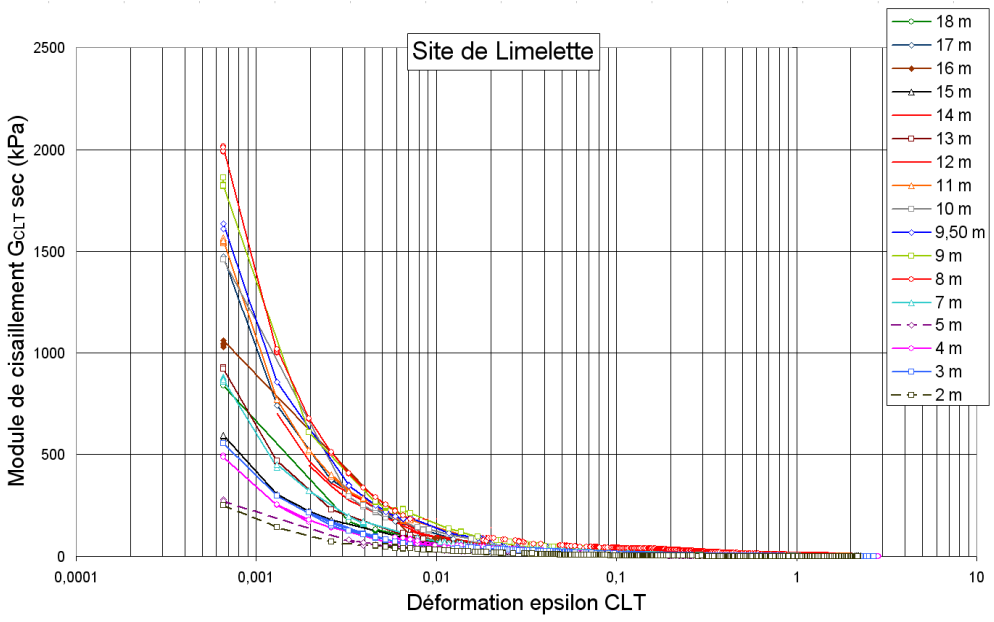


Figure V-41. Evolution du module sécant G en fonction de la déformation (Limelette)

Sur la Figure V-42, nous présentons l'évolution du module sécant de cisaillement en fonction de la déformation pour deux essais CLT réalisés à Merville à 2 m et 4 m. Les essais CLT sont comparés avec d'autres essais in situ comme l'essai au pressiomètre Ménard (PMT), l'essai au pressiomètre autoforeur (PAF), le pressio-pénétromètre (CPM) et les méthodes de mesure de la vitesse de propagation d'onde : sismo-cone (SC), down hole (DH) et cross hole (CH), ainsi que des essais SASW et des essais bender elements (BE).

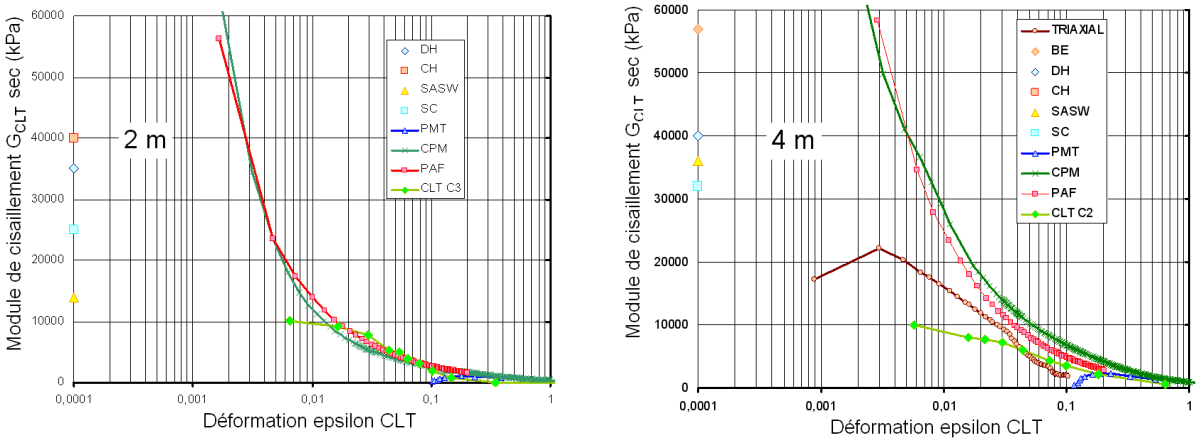


Figure V-42. Variation du module de cisaillement (différentes techniques à Merville)

Dans les Figure V-41 et Figure V-42 , il est montré clairement à partir de l'évolution non linéaire des modules des essais CLT qui ressemblent à celle des essais (PMT, CPM, PAF, essais sismiques,…), que l'essai de chargement de pointe est capable de représenter le comportement non linéaire contrainte-déformation en allant du domaine des petites déformations jusqu'au niveau des déformations développées dans le sol, sous des conditions de service, par les structures géotechniques. La gamme des déformations mesurées par les essais CLT est inférieure à 1 %.

4. Charge limite et modules de déformation des essais CLT

La richesse des essais de chargement de pointe se manifeste par la grande quantité d'informations qu'on peut obtenir pour chaque essai. Ces informations caractéristiques de l'essai de chargement de pointe ont été présentées dans la partie précédente de ce chapitre pour les différentes campagnes réalisées dans le cadre de cette thèse.

Deux autres paramètres principaux sont exposés et analysés dans ce qui suit : il s'agit de la charge limite et du module de déformation de l'essai de chargement de pointe. La charge limite de l'essai de chargement de pointe q_{CLT} est la pression maximale appliquée sur la pointe avant la rupture du sol lors du chargement par paliers. Le module de déformation E_{CLT} est la caractéristique la plus importante qui met l'essai de chargement de pointe en valeur par rapport aux autres essais de pénétration in situ. Ces deux paramètres, la charge limite et le module de déformation sont obtenus à partir des courbes de chargement.

4.1. Charges et modules des essais CLT de Limelette

A partir des courbes de chargement des essais CLT réalisés dans le site de Limelette, nous avons obtenu la charge limite q_{CLT}. La variation de la résistance de pointe classique q_c avant l'arrêt du fonçage classique à chaque niveau, et celle de la charge limite q_{CLT} sont présentées

sur la Figure V-43 en fonction de la profondeur. On constate que la charge limite q_{CLT} est toujours inférieure à la résistance de pointe classique. En effet, q_{CLT} est obtenue à partir d'un chargement réalisé avec une vitesse beaucoup plus faible que la vitesse d'enfoncement statique classique (2 cm/s) recommandée par la norme EN/ISO 22476-1.

Des études ont montré que dans les sables, il y a une faible influence de la vitesse de pénétration sur la résistance de pointe q_c, pour des vitesses plus petites que 20 mm/s. Pour des vitesses plus grandes, q_c augmente à cause de la dilatance et de la pression interstitielle négative. Alors que pour les argiles, la plupart des études ont montré une augmentation de q_c avec la vitesse de pénétration (Bemben et Myers, 1974). Actuellement, les expériences réalisées pour tester l'influence de la vitesse de pénétration, ne permettent pas de conclure sur ce point à cause de la diversité du comportement des sols.

Les campagnes d'essais CLT que nous avons réalisées, ont montré que le rapport des résistances q_{CLT}/q_c varie d'une façon générale entre 80% et 100% (Figure V-43). Ce rapport dépend sans doute du type de sol et de la vitesse de chargement par paliers obtenue à l'aide d'une pompe à main selon un programme d'essai piloté en charge et non pas en déplacement.

Pour chaque essai CLT, trois modules de déformation ont été calculés : le module tangent initial E_{0CLT}, le module sécant à 50% de chargement $E_{50\ CLT}$ et le module en déchargement $E_{d\ CLT}$. Ce dernier est une nouveauté de la campagne de Limelette parce que dans les campagnes de Merville et Utrecht, le programme d'essais consistait à faire uniquement une phase de chargement par 10 paliers, et aucun suivi n'a été fait de la phase de déchargement, pourtant intéressante. Le déchargement dans les essais de Limelette a été effectué avec 4 paliers.

Les trois modules de déformation sont présentés en fonction de la profondeur (Figure V-43). La variation des modules est en accord global avec la variation de la nature des couches de sol et on peut distinguer la présence de la couche de sable à partir de 8 m de profondeur. La différence entre les modules $E_{0\ CLT}$ et $E_{50\ CLT}$ n'est pas très importante vu que le module $E_{0\ CLT}$ est calculé sur la partie quasi linéaire de la courbe de chargement qui représente une partie et non pas la totalité des informations caractérisant la phase élastique vierge du sol, et cela à cause de la charge résiduelle à partir de laquelle on commence le chargement. Cette charge résiduelle entraîne une difficulté au niveau de l'état initial, qui est peu robuste d'un essai à l'autre ; On perd donc une partie du domaine des petites déformations. Cependant ; le module en déchargement caractérise le retour élastique et est constamment supérieur aux modules $E_{0\ CLT}$ et $E_{50\ CLT}$ sur toutes les profondeurs. On estime meilleure la qualité de ce module, facile à obtenir, simple et qui enrichit notre méthode d'essai et prouve sa robustesse et sa fiabilité, d'une façon reproductible et maîtrisée.

Les modules de déformation $E_{0\ CLT}$ et $E_{50\ CLT}$ et $E_{d\ CLT}$ ont été calculés avant et après la correction du déplacement mesuré pour prendre en compte le raccourcissement élastique des tiges. La Figure V-44 dresse pour chaque module, les profils corrigé et non corrigé, il est clair que cette correction entraîne une augmentation de la valeur des modules.
Le pourcentage de correction des modules (Figure V-44) est globalement croissant d'une façon linéaire, il dépend de la profondeur d'essai et de la valeur de la résistance du sol, il peut atteindre jusqu'à 40 %.

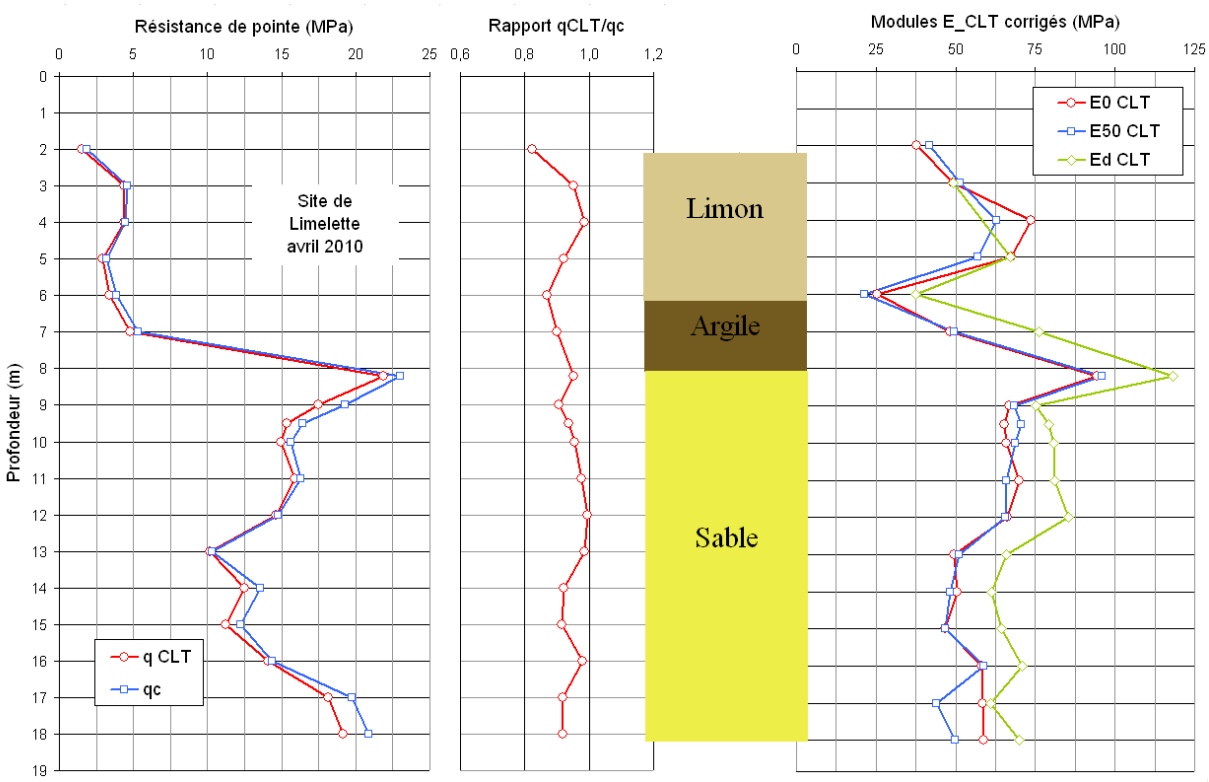


Figure V-43. Variation de la charge limite et des modules de déformation (Limelette)

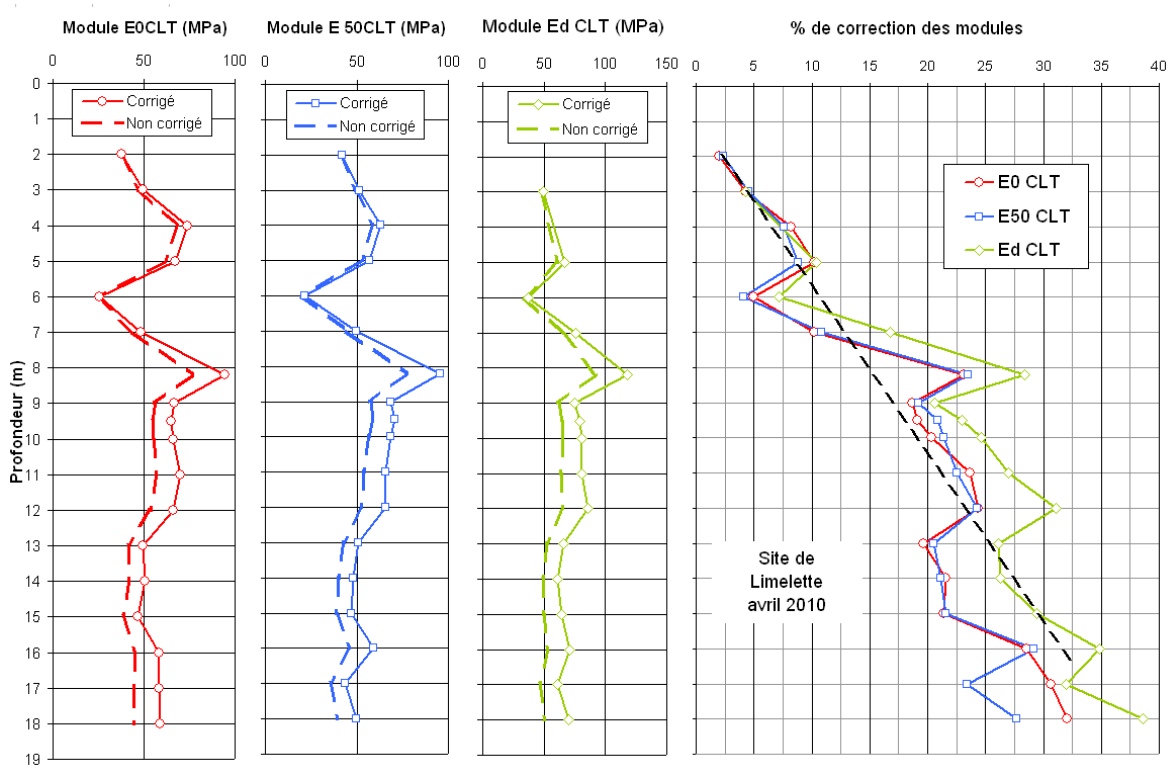


Figure V-44. Modules : avant et après la correction du déplacement (Limelette)

4.2. Charges et modules des essais CLT de Merville

Deux sondages CLT ont été réalisés dans la couche homogène des argiles des Flandres à Merville : le sondage C_1 avec une pointe débordante de 15 cm^2 et le sondage C_2 avec une pointe de 10 cm^2 de section. La Figure V-45 montre la variation des charges limites et des modules de déformation en fonction de la profondeur. Pour les deux sondages, la charge

limite de l'essai de chargement de pointe q_{CLT} est toujours inférieure à la résistance de pointe classique q_c, et le rapport q_{CLT}/ q_C varie entre 80% et 100%. On retrouve une certaine homogénéité du sol à l'exception des essais à 13 m et 14 m où la résistance de pointe est plus importante dans le cas du sondage C_2 (pointe de 10 cm^2). Cette différence est en accord avec les pénétrogrammes des essais de la campagne de Merville exposés dans le paragraphe 3.1.

Pour chaque essai CLT à Merville nous avons calculé le module tangent $E_{0\ CLT}$ (Figure V-45). Les modules varient globalement dans les mêmes ordres de grandeur à l'exception de l'essai à 4 m où l'écart est surprenant entre les deux sondages. Il n'y a pas une explication immédiate à part un doute sur la qualité de la réalisation de l'essai même, mais nous avons décidé de présenter quand même cette valeur aberrante. Les modules $E_{0\ CLT}$ de chaque essai ont été calculés avant et après la correction du déplacement mesuré de la pointe. Le pourcentage moyen de la correction tend à augmenter en fonction de la profondeur (Figure V-46). On remarque que la correction est quasiment toujours plus importante dans le cas du sondage C_2 puisque la pointe de 10 cm^2 n'est pas débordante et par conséquent, l'effort moyen appliqué sur les tiges est plus important que celui du sondage C_1 où nous avons utilisé une pointe de 15 cm^2, ce qui est logique.

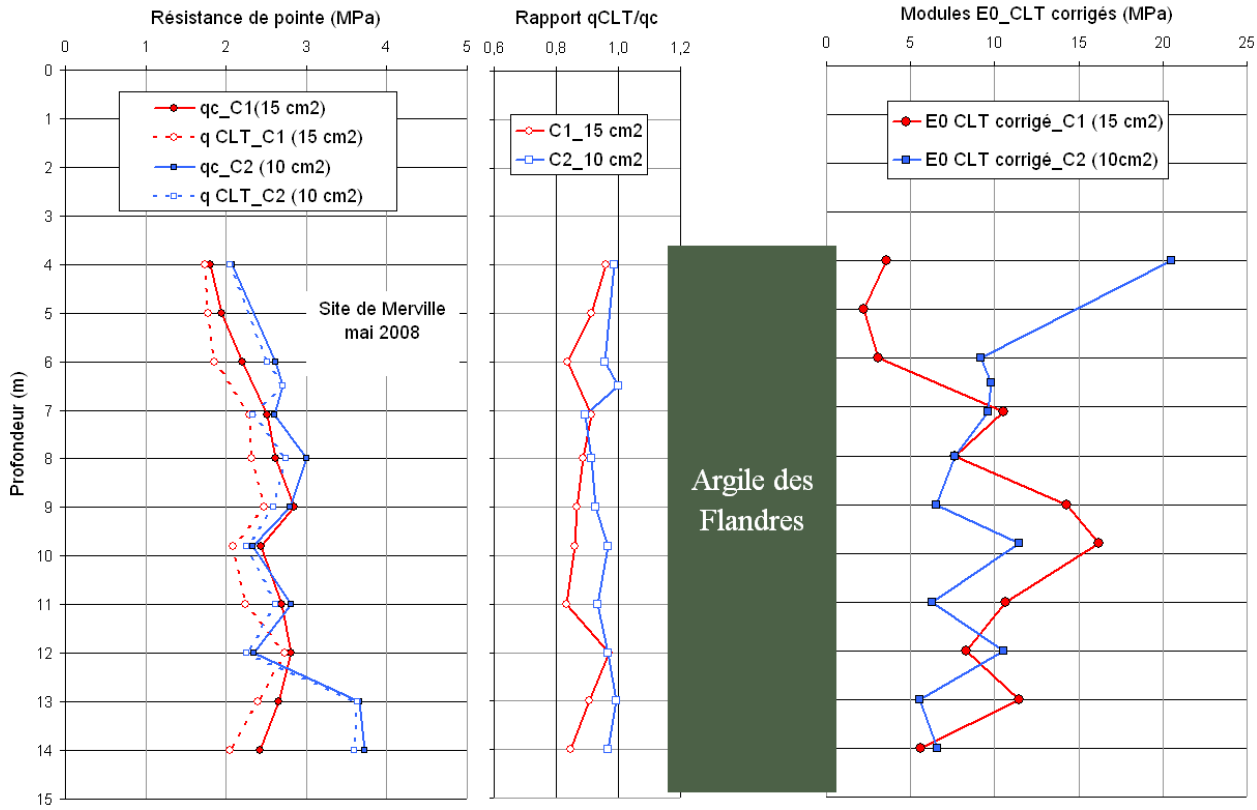


Figure V-45. Variation de la charge limite et des modules de déformation (Merville)

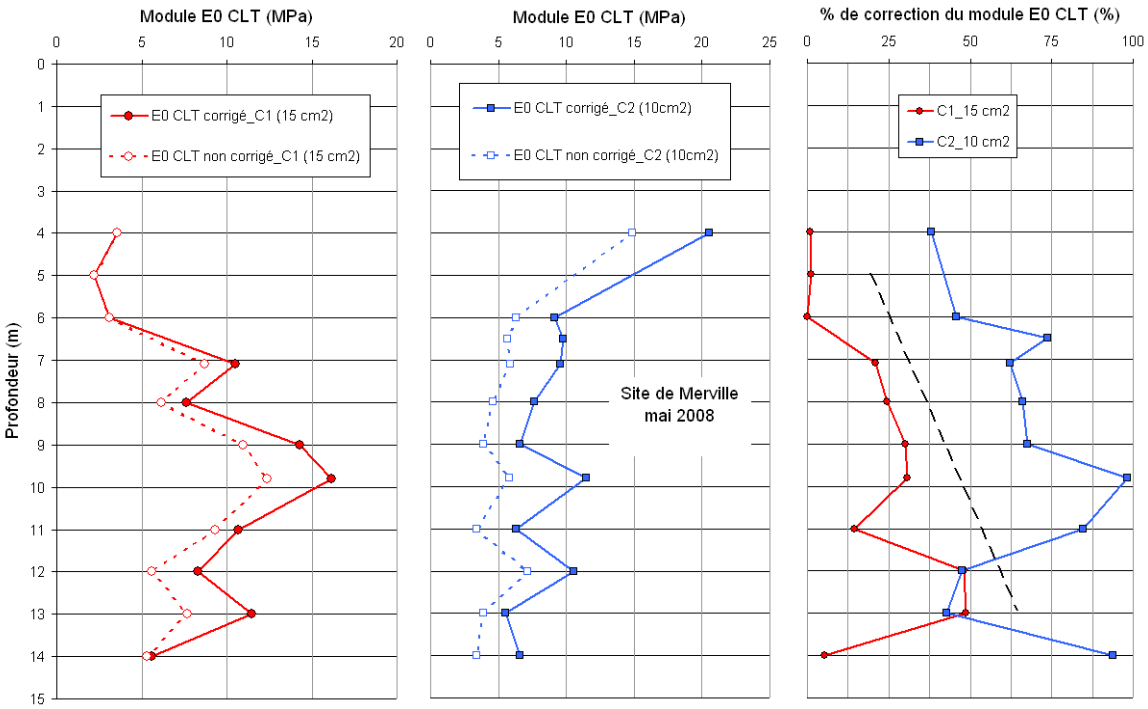


Figure V-46. Modules : avant et après la correction du déplacement (Merville)

4.3. Charges et modules des essais CLT d'Utrecht

Le sol à Utrecht est caractérisé par son caractère sableux. Après une première couche argileuse, on retrouve le sable jusqu'à de grandes profondeurs. Sur la Figure V-47, nous présentons directement la variation de la charge limite et des modules de déformation corrigés en fonction de la profondeur et des couches de sol.

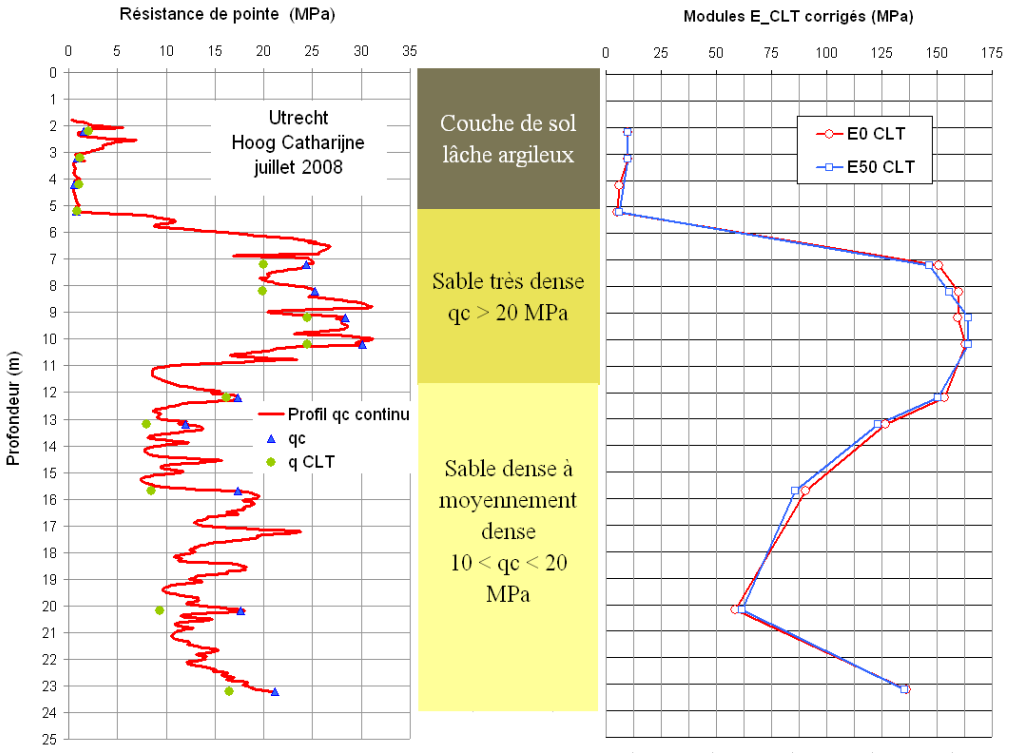


Figure V-47. Variation de la charge limite et des modules de déformation (Utrecht)

La variation des modules de déformation E_{0CLT} et E_{50CLT} est en accord avec celle du pénétrogramme qui révèle la présence de la couche de sable très dense entre 6 m et 11 m de profondeur. Comme dans le cas des essais du site de Limelette, la différence est quasiment inexistante entre les modules $E_{0\,CLT}$ et $E_{50\,CLT}$. Malheureusement, dans la campagne d'Utrecht, nous n'avons pas réalisé de phase de déchargement par paliers qui serait certainement utile pour caractériser les petites déformations du sol.

5. Comparaison avec l'essai triaxial

5.1. Cas du site d'Utrecht

Des essais triaxiaux ont été réalisés sur des éprouvettes reconstituées au laboratoire à partir du sable prélevé dans des carottes à proximité du sondage où nous avons réalisé notre série de 15 essais de chargement de pointe jusqu'à 23 m de profondeur. Ces essais triaxiaux sont de type consolidés drainés (consolidation isotrope). Les profondeurs des éprouvettes triaxiales sont montrées sur la Figure V-48.

Les échantillons ont été préparés en se basant sur les résultats des essais CPT. La densité relative a été déterminée en fonction de la résistance de pointe (Baldi et al, 1986) (Figure V-49). Ensuite, les densités maximale et minimale de l'échantillon ont été déterminées pour calculer la densité de l'échantillon. En effet, la couche de sable très dense entre 5 et 11 m, présente des densités relatives d'un peu plus de 100%.

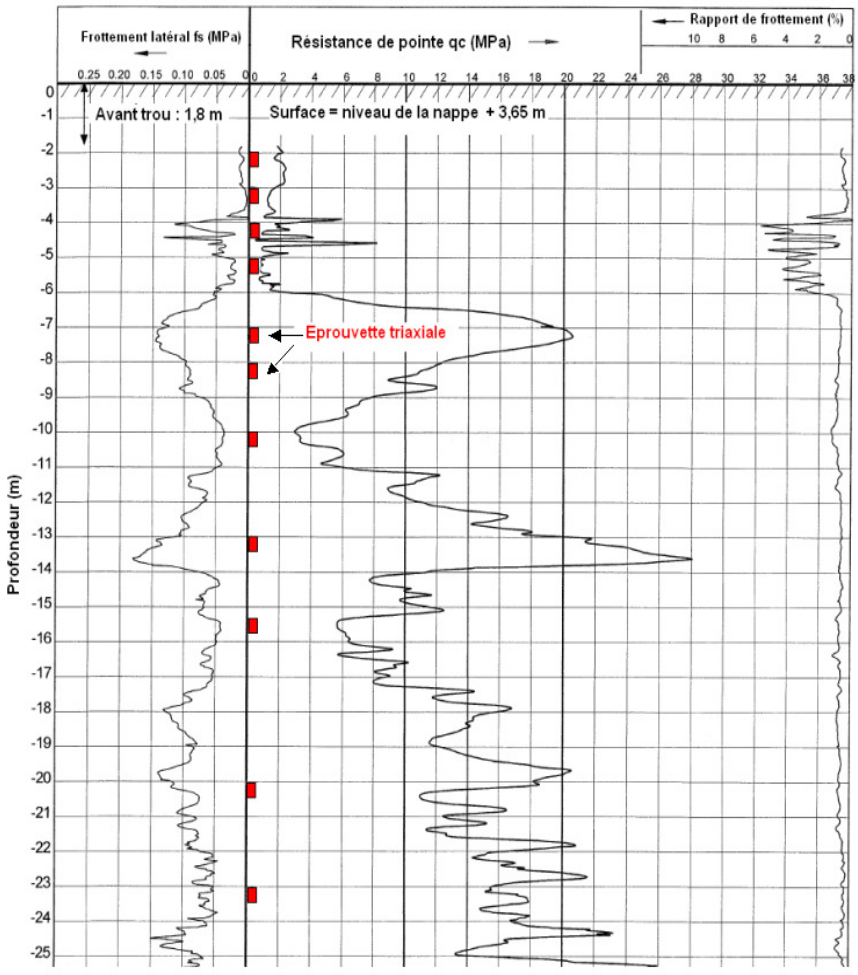


Figure V-48. Sondage CPT à Utrecht, avec les cotes des éprouvettes triaxiales

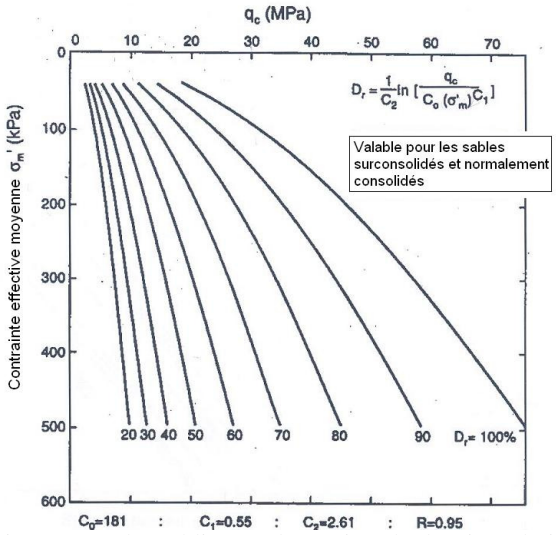


Figure V-49. Diagramme de Baldi pour déterminer la densité relative (Lunne et al, 1997)

Pour chaque profondeur, l'essai triaxial est réalisé sur trois éprouvettes ayant chacune une pression de cellule différente (La pression de cellule 1, correspond approximativement au niveau de la contrainte in-situ estimée par corrélation et les pressions de cellules 2 et 3 correspondent respectivement à 1,5 fois et 2 fois le niveau de la contrainte in situ).

La reconstitution de l'échantillon de l'essai triaxial avec la densité désirée a échoué pour les profondeurs d'échantillonnage où une très haute densité relative a été constatée (Figure V-50). En effet, une des difficultés rencontrées lors du programme de reconnaissance du sol à Utrecht est que le prélèvement d'échantillons non remaniés dans le sable est difficile.

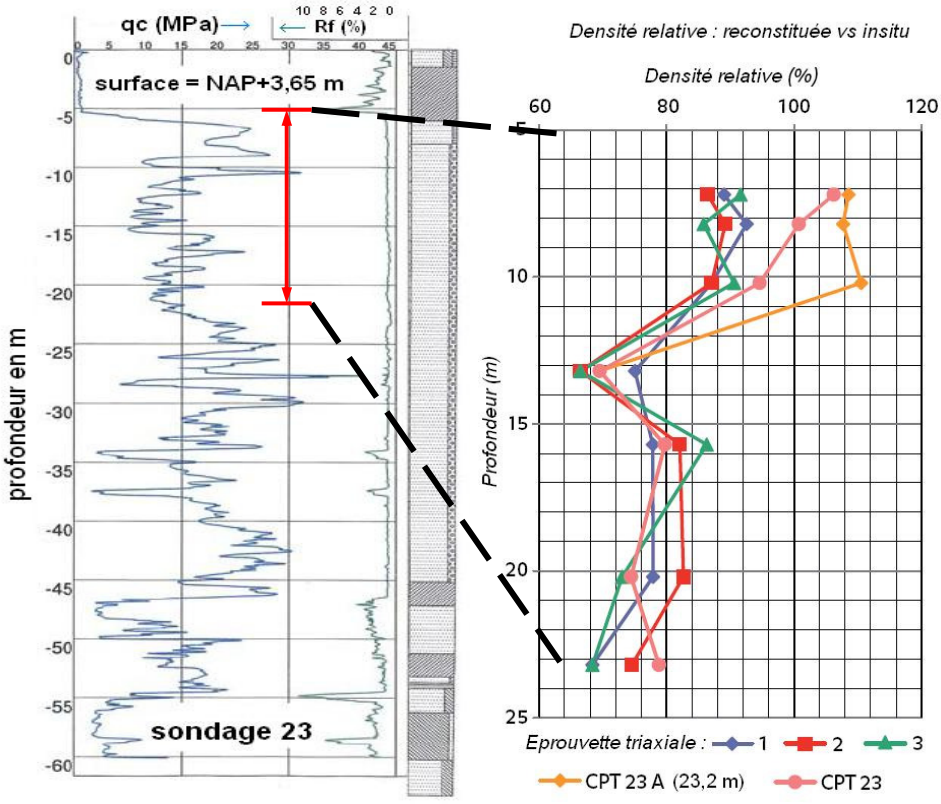


Figure V-50. Densité relative in situ, et reconstituée

Pour chaque essai de chargement de pointe à Utrecht, nous avons calculé le module de déformation à 50 % de chargement $E_{50\ CLT}$ et nous l'avons comparé au module $E_{50\ Triax}$ de l'essai triaxial, calculé de la même manière et correspondant à la même profondeur d'essai. Le pénétrogramme présenté dans la Figure V-47, met en évidence l'alternance de couches de différentes densités. L'étude des modules de déformation doit, de ce fait, se faire par couches de sol.

En comparant les modules $E_{50\ CLT}$ et $E_{50\ Triax}$, on note une certaine cohérence, toutefois pas entièrement satisfaisante existant pour chaque couche de sol (Figure V-51). L'évolution du module E_{50CLT} est cohérente et en accord avec celle de la résistance de pointe (Figure V-47), et reflète à chaque fois le passage d'une couche de sol à une autre, notamment le passage à la couche de sol très dense. L'analyse des courbes de la Figure V-51, montre que dans la couche de sable moyennement dense, comprise entre 15 et 23 m de profondeur, les modules de déformation obtenus à partir de l'essai de chargement de pointe E_{50CLT} sont dans le même ordre de grandeur que ceux à partir d'essais triaxiaux. Cependant, on note un niveau étonnamment bas du module $E_{50\ Triax}$ dans la couche de sable dense entre 7 et 11 m de profondeur. Les modules de l'essai de chargement de pointe dans cette couche très dense sont 4 à 5 fois plus élevés que les modules triaxiaux (Tableau V-1et Tableau V-2). Toutefois, ils montrent une bonne corrélation avec les résistances de pointe mesurées.

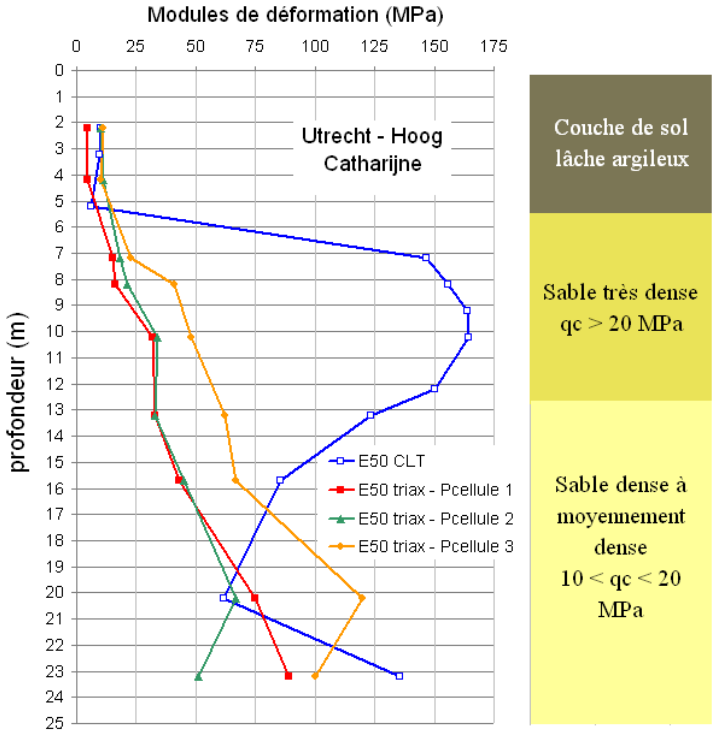


Figure V-51. Comparaison du module E_{50CLT} avec $E_{50triaxial}$

La répartition du module $E_{50\ Triax}$ est relativement linéaire et proportionnelle au confinement. Elle croit toujours avec la profondeur, et ne prend pas en compte le passage d'une couche très dense à une couche moins dense, entraînant par ailleurs une diminution de q_c. En effet, lors de la reconstitution des éprouvettes triaxiales, il n'a pas été possible de compacter le sable au même état de densité relative que celui observé pour la couche très dense in situ, sous estimant ainsi assez fortement les modules. Les modules E_{50CLT} sont donc plus proches de la réalité mécanique décrivant le comportement du sol et son état initial que ceux mesurés au triaxial qui ne sont pas représentatifs à cause de leur densité trop basse.

Les Tableau V-1 et Tableau V-2 récapitulent les résultats des essais CLT à Utrecht et dressent une comparaison avec les modules des essais triaxiaux. Le rapport (E_{50CLT}/q_{CLT}) présenté dans le Tableau V-1 est étroitement homogène (de l'ordre de 7) dans la couche de sable très dense.

Tableau V-1. Etude du module E_{50CLT} dans le site d'Utrecht- tableau récapitulatif

Niveau de la nappe	**Z**	**γ'**	**σ' verticale**	**q_c**	**q_{CLT}**	**E_{50CLT}**	**E_{50CLT}/q_{CLT}**
	(m)	kN/m^3	kN/m^2	MPa	MPa	MPa	
Au dessus	2,2	15,7	35	1,6	2	10	5,0
	3,2	15,7	50	0,84	1,2	9,8	8,2
Au dessous	4,2	9,62	40	0,57	1,1	6	5,5
	5,2	9,62	50	0,77	0,9	5	5,6
	6,2	9,62	60	21,95	14,5		
	7,2	9,62	69	24,33	20	147	7,4
	8,2	9,62	79	25,22	19,9	156	7,8
	9,2	9,62	88	28,38	24,5	164	6,7
	10,2	9,62	98	30,16	24,5	164	6,7
	11,2	9,62	108	21,92	19,2		
	12,2	9,62	117	17,34	16,2	150	9,3
	13,2	9,62	127	11,97	8	123	15,4
	15,7	9,62	151	17,31	8,5	86	10,1
	20,2	9,62	194	17,65	9,4	62	6,6
	23,2	9,62	223	21,16	16,5	136	8,2

Tableau V-2. Module E_{50CLT} VS module $E_{50Triax}$ dans le site d'Utrecht

Niveau de la nappe	**Z**	**$E_{50\ triax}$**			**E_{50CLT}**
	(m)	MPa			MPa
		P cell 1	P cell 2	P cell 3	
Au dessus	2,2	4,6	10	11	10
	3,2				9,8
Au dessous	4,2	11	9,9		6
	5,2				5
	6,2				
	7,2	15	18	23	147
	8,2	16	21	41	156
	9,2				164
	10,2	32	34	48	164
	11,2				
	12,2				150
	13,2	33	33	62	123
	15,7	43	45	67	86
	20,2	75	67	120	62
	23,2	89	51	100	136

5.2. Cas du site de Limelette

Un sondage carotté a été réalisé par le CSTC dans le site de Limelette en Belgique, jusqu'à 14 m de profondeur, dans la zone centrale à l'intérieur du plot où nous avons réalisé notre campagne d'essai CLT. Des échantillons remaniés ont été pris à des intervalles réguliers (tous les 0,5 m) pour des essais descriptifs. Des échantillons non remaniés ont été également prélevés tous les mètres. Des essais physiques et de caractérisation mécanique au laboratoire ont été réalisés sur les échantillons remaniés correspondant aux profondeurs 4-4.5 m; 7-7.5 m et 10-10.50 m (Annexe D).

À chaque profondeur du sondage carotté, les essais suivants ont été réalisés :

- Analyse granulométrique ;
- Détermination des limites d'Atterberg ;
- Essai triaxial consolidé non drainé CU;
- Essai triaxial consolidé drainé CD; (sauf pour l'échantillon à 4 - 4.5 m);
- Mesure de la vitesse de propagation d'onde avec un « bender element ».

Avant l'exécution des essais triaxiaux, les échantillons non remaniés pris au dessus du niveau de la nappe ont été saturés. Les valeurs de l'angle de frottement et de la cohésion des essais CU sont montrées dans le Tableau V-3. Chaque essai triaxial a été exécuté à 3 niveaux de consolidation isotrope σ'_c : 50 kPa, 100 kPa et 200 kPa respectivement.

Tableau V-3. Résultats des essais triaxiaux réalisés sur le site de Limelette

	Essai triaxial CU		Essai triaxial CD	
Profondeur	φ' (°)	c' (kPa)	φ' (°)	c' (kPa)
4,00 – 4,50 m	34	0	35	0
7,00 – 7,50 m	34	0	-	-
10,00 – 10,50 m	34	0	35	0

Le module $E_{50\ CLT}$ à 50 % de chargement de l'essai CLT, est comparé au module $E_{50\ Triax}$ aux profondeurs 4 m, 7 m et 10 m (Figure V-52 et Tableau V-4). La comparaison semble satisfaisante pour ces 3 profondeurs, parce que les échantillons triaxiaux sont non remaniés et de très bonne qualité et préparés avec une technique performante. L'évolution du module $E_{50\ CLT}$ est en accord avec celle du module $E_{50\ Triax}$ pour les 3 profondeurs 4 m, 7 m et 10 m, on note particulièrement la diminution des modules dans la couche d'argile (à 7 m) et ensuite une nette augmentation dans la couche de sable (à 10 m). Cependant cette évolution n'est pas satisfaisante dans le cadre global, parce que les essais triaxiaux ne sont réalisés que sur 3 profondeurs et ne couvrent pas de ce fait, toutes les particularités des 3 couches de sol. Le profil continu du module $E_{50\ CLT}$ est présenté également sur la Figure V-52, pour toutes les profondeurs. La courbe en traits discontinus de couleur noire montre bien que la comparaison avec l'essai triaxial est insuffisante avec seulement 3 profondeurs.

Le rapport $E_{50\ CLT}/ E_{50\ Triax}$ est représenté sur la Figure V-53 et dans le Tableau V-4 en fonction de la profondeur et des couches de sol. La couche d'argile à caractère hétérogène (entre 6 m et 8 m) perturbe la qualité de ce rapport. Le passage de la couche de limon à la couche de sable (en négligeant la couche d'argile) est caractérisé par une baisse du rapport $E_{50\ CLT}/ E_{50\ Triax}$ quelque soit la pression de consolidation isotrope σ'_c (lignes en pointillées sur la Figure V-53). La pression de consolidation de 50 kPa ne nous semble pas réaliste pour ces échantillons parce qu'elle est trop faible par rapport à la pression existante in situ. Une pression de consolidation de 100 kPa au minimum est donc nécessaire.

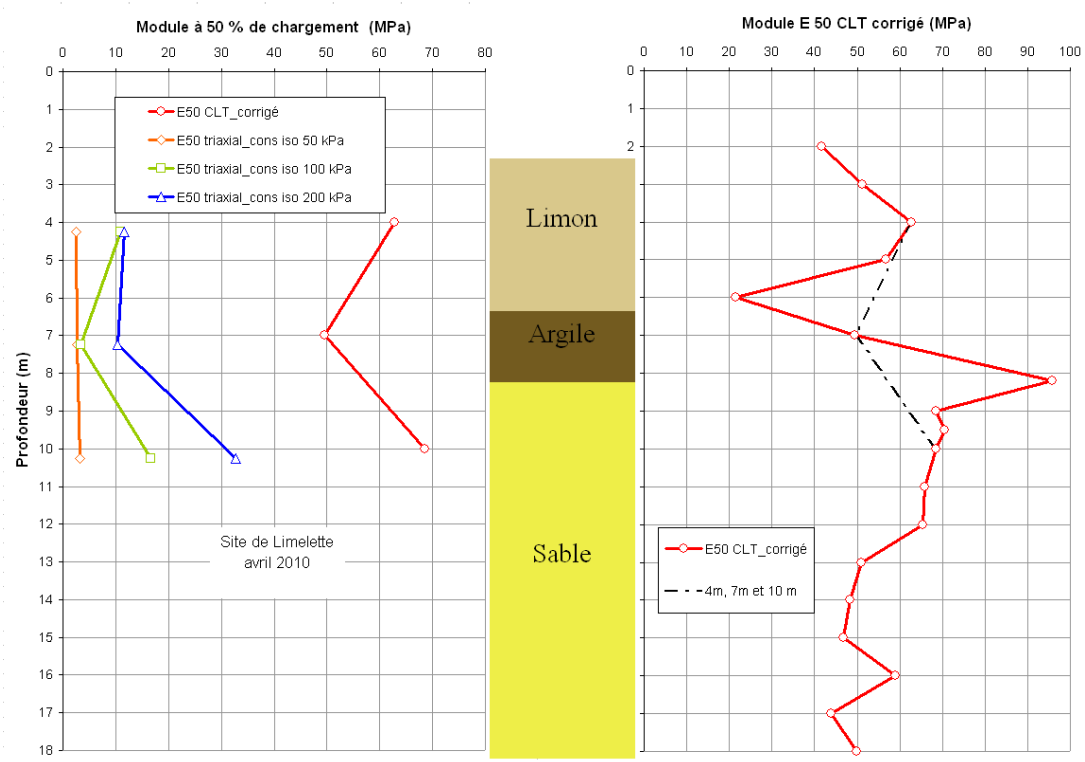


Figure V-52. Comparaison du module $E_{50\ CLT}$ avec le module $E_{50\ Triaxial}$ à Limelette

Tableau V-4. Modules $E_{50\ CLT}$ et $E_{50\ Triax}$ et étude du rapport $E_{50\ CLT}/E_{50\ Triax}$ (Limelette)

Profondeur	$E_{50\ Triax1}$ (σ'_c=50 kPa)	$E_{50\ Triax2}$ (σ'_c=100kPa)	$E_{50\ Triax3}$ (σ'_c=200 kPa)	$E_{50\ CLT}$	$\frac{E_{50CLT}}{E_{50Triax1}}$	$\frac{E_{50CLT}}{E_{50Triax2}}$	$\frac{E_{50CLT}}{E_{50Triax3}}$
4-4,5 m	2,44	10,86	11,67	62,81	25,77	5,79	5,38
7-7,5 m	2,60	3,33	10,38	49,54	19,05	14,88	4,77
10-10,5 m	3,28	16,69	32,70	68,58	20,92	4,11	2,10

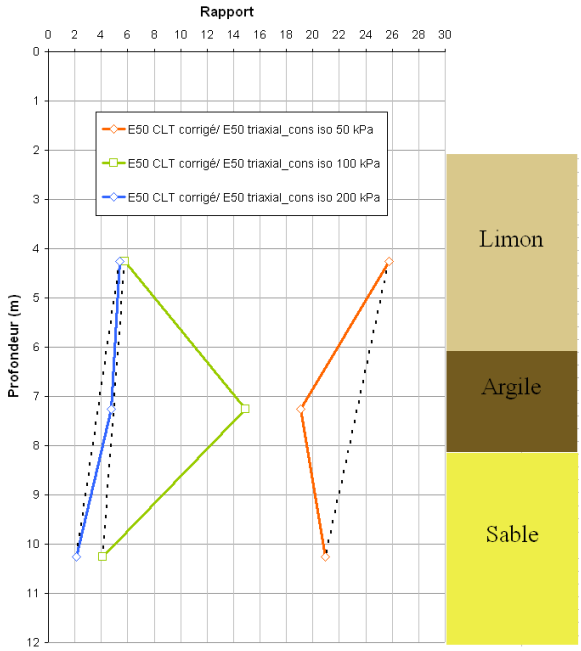


Figure V-53. Etude du rapport $E_{50\ CLT}/\ E_{50\ Triax}$ _ site de Limelette

6. Comparaison avec l'essai pressiométrique

6.1. Cas du site de Limelette

Deux sondages pressiométriques ont été réalisés par le CSTC dans la zone d'essais du site de Limelette (Annexe C, Figure C-2). La procédure suivie pour l'exécution et l'interprétation de ces essais est celle de la norme française NF 94-110 (juillet 1991). Ces deux sondages pressiométriques ont été réalisés avant la mise en place par battage des pieux préfabriqués et ont été conduits jusqu'à 15 m de profondeur avec des essais tous les mètres. Pour mieux expliquer les résultats de ces essais, et pour établir le lien avec les essais de chargement de pointe réalisés dans la même zone après le battage des pieux, un nouveau sondage pressiométrique a été réalisé par le LCPC afin de détecter un effet éventuel du battage des pieux sur les caractéristiques du sol. Les résultats des sondages pressiométriques réalisés avant et après le battage des pieux sont présentés sur la Figure V-54 (p_l est la pression limite ; E_M est le module pressiométrique).

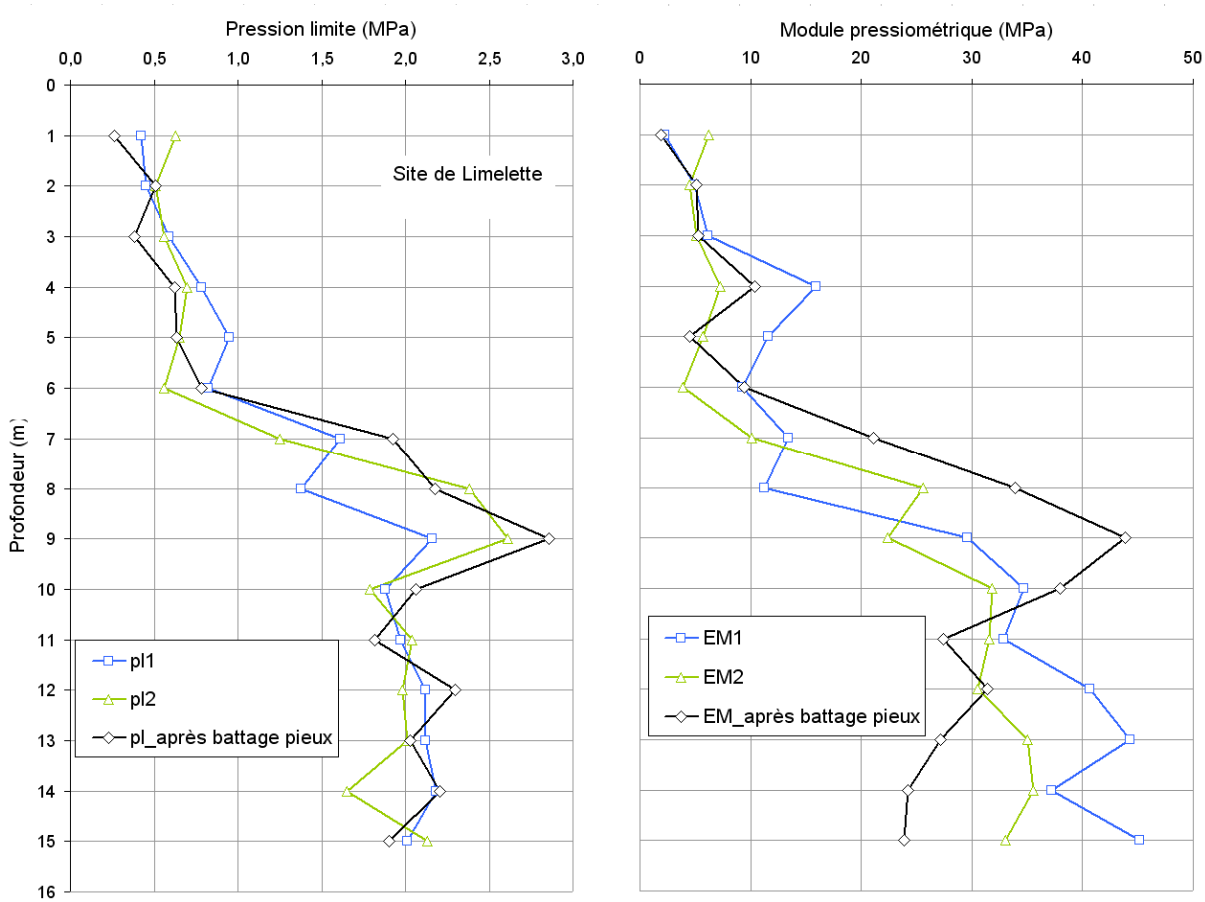


Figure V-54. Sondages pressiométriques avant et après le battage des pieux (Limelette)

Nous avons établi une comparaison entre les essais pressiométriques et les essais de chargement de pointe que nous avons réalisés en avril 2010 dans la même zone d'essais à Limelette. Cette comparaison est utile pour corréler les charges limites et modules des deux types d'essais surtout dans la couche de sable. La variation de la pression limite pressiométrique ainsi que celle de la charge limite q_{CLT} de l'essai de chargement de pointe en fonction de la profondeur, présentent une certaine cohérence (Figure V-55). On peut distinguer l'existence de la couche de sable à partir de 8 m de profondeur, et les deux types de charge limite (p_l et q_{CLT}) varient dans un fuseau relativement étroit dans la couche de limon et

la même constatation est observée dans la couche de sable. Le battage des pieux ne semble pas avoir un effet majeur sur la pression limite.

Le rapport des deux charges limites q_{CLT}/p_l est ensuite analysé en fonction des couches de sol (Figure V-55). Il est possible de corréler la résistance de pointe statique classique q_c avec la pression limite pressiométrique p_l. Les relations suivantes sont proposées par (Silence, 1996) :

- dans les argiles : $q_c/p_l = 3$;
- dans les limons : $q_c/p_l = 6$;
- dans les sables : $q_c/p_l = 9$.

Les rapports obtenus dans le site de Limelette sont présentés dans le Tableau V-5. Le rapport q_c/p_l obtenu à partir des essais réalisés par le CSTC (Centre Scientifique et Technique de la Construction) est également présenté dans ce tableau (Huybrechts, 2002). Les rapports q_c/p_l que nous avons obtenus (q_c obtenu lors de la campagne des essais de chargement de pointe en avril 2010, et p_l des essais pressiométriques réalisés avant et après la réalisation des pieux) sont plus faibles que ceux obtenus par le CSTC mais varient dans le même ordre de grandeur. En ce qui concerne le rapport q_{CLT}/p_l, nous trouvons un rapport moyen de 5,6 dans la couche de limon ; de 3,4 dans la couche d'argile et de 7,5 dans la couche de sable.

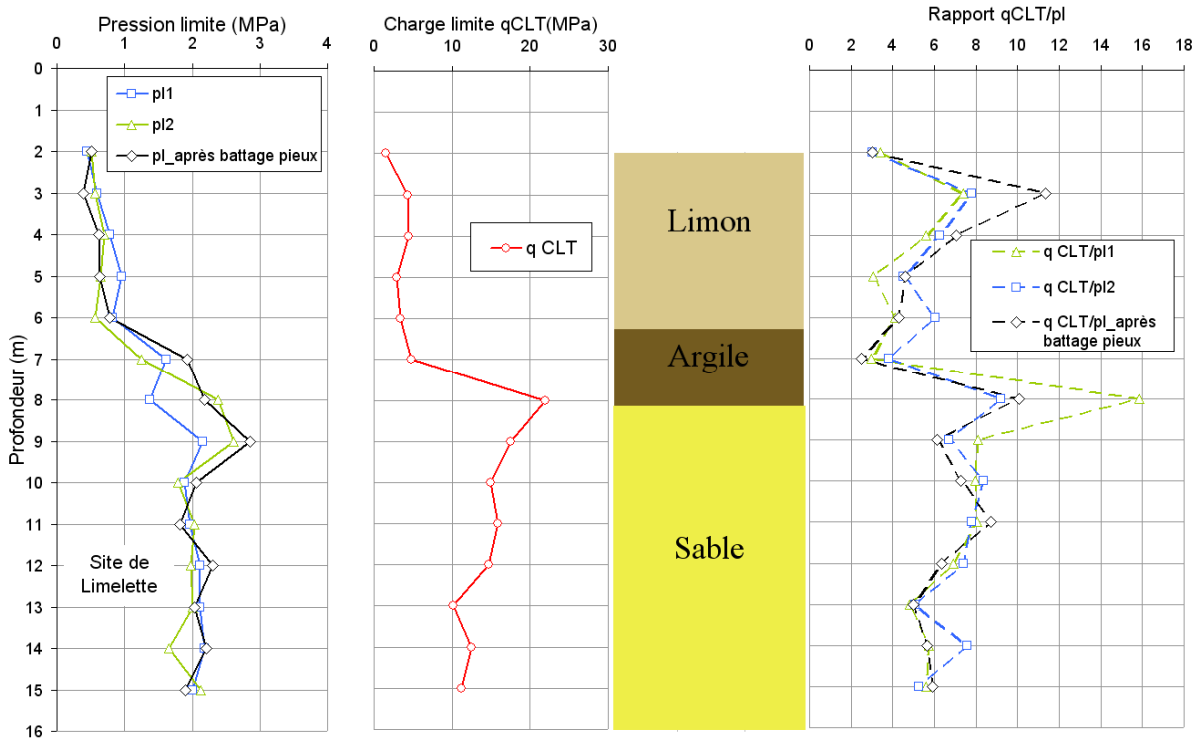


Figure V-55. Comparaison de la pression limite p_l et de la charge limite q_{CLT} (Limelette)

Tableau V-5. Rapport q_c/p_l dans le site de Limelette

Couche de sol	q_c/p_l (CSTC)	q_c/p_l (avril 2010)	q_{CLT}/p_l (avril 2010)
1,0 – 3,2 m	3,6		
3,2 – 6,2 m (limon)	5,9	6	5,6
6,2 – 8,2 m (argile)	4,4	3,8	3,4
8,2 – 15 m (sable tertiaire)	8,9	8	7,5

De la même manière, le module pressiométrique a été comparé au module tangent initial de l'essai de chargement de pointe $E_{0\ CLT}$ (Figure V-56). La variation du module pressiométrique obtenu après battage des pieux semble être mieux en accord avec celle du module E_{0CLT} de l'essai de chargement de pointe et présente les mêmes tendances alors que la variation des modules des deux sondages réalisés avant le battage des pieux est en croissance dans la couche de sable. Cette constatation ne permet pas cependant, de conclure d'une manière certaine que le battage provoque un changement considérable dans les caractéristiques du sol.

Le rapport $E_{0\ CLT}/E_M$ est présenté sur la Figure V-56. Malgré une dispersion des valeurs dans la couche de limon, qui est moins visible dans la couche d'argile dans le cas du sondage réalisé après le battage des pieux, on retrouve un rapport $E_{0\ CLT}/E_M$ dans la couche de sable qui est relativement homogène avec une moyenne de 1,8 (sauf le point à 8 m). Ce rapport est plus grand dans les couches de limon et argile, et plus dispersé.

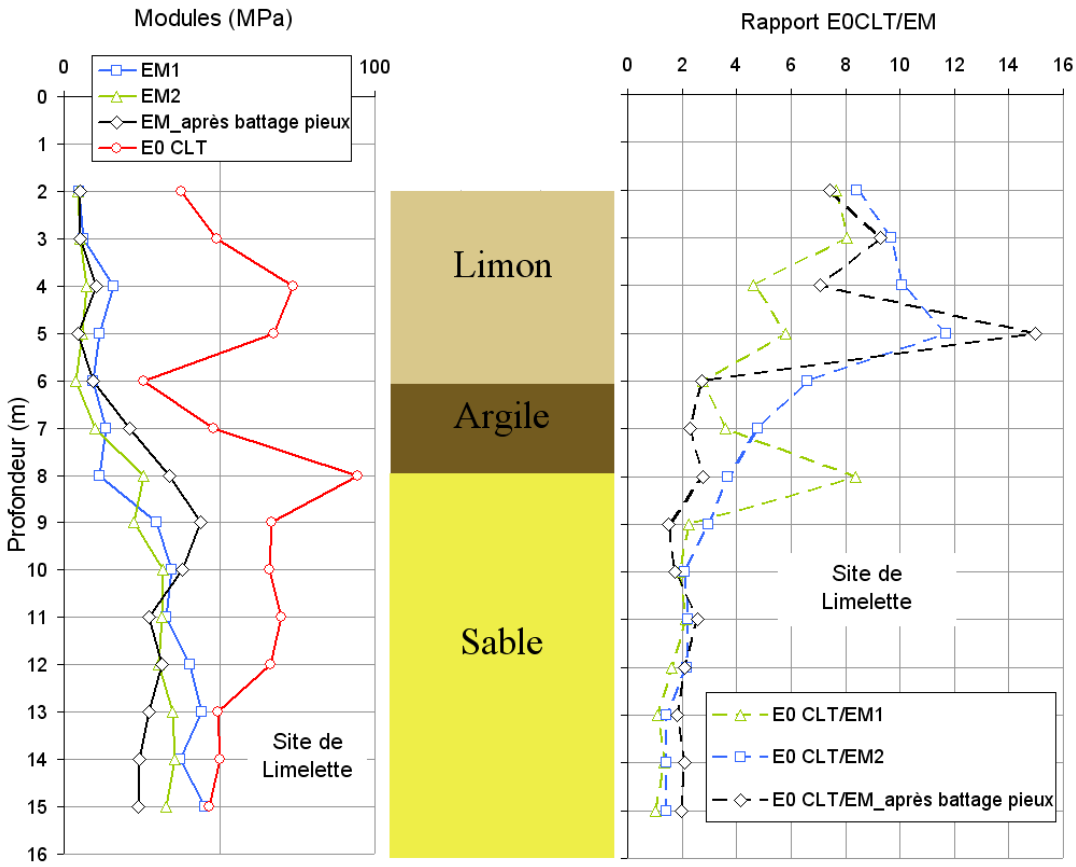


Figure V-56. Comparaison des modules E_M (PMT) et E_{0CLT} (Limelette)

Un autre rapport qui intéresse la pratique est le rapport (Module/charge limite) que nous avons étudié pour chaque type d'essai. Le rapport E_M/p_l des essais pressiométriques avant le battage des pieux, a une moyenne de 11,2 dans la couche de limon et de 8,2 dans l'argile. Le rapport E_{0CLT}/q_{CLT} a une moyenne de 18 dans le limon et de 8,8 dans l'argile.

En ce qui concerne la couche de sable à partir de 8 m de profondeur, une remarque importante est établie à partir de la Figure V-57 : Le rapport E_M/p_l avant le battage des pieux a une moyenne d'environ 16 avec un écart type de 4,3 alors que le rapport E_{0CLT}/q_{CLT} a une moyenne de 4,3 avec un écart-type de seulement 0,3. Cette constatation signifie que le rapport E_{0CLT}/q_{CLT} dans la couche de sable est plus homogène que le rapport E_M/p_l obtenu avant le

battage des pieux alors que le même rapport obtenu après battage est plus homogène et comparable avec le rapport E_{0CLT}/q_{CLT}.

Les Tableau V-6 et Tableau V-7 récapitulent les résultats de l'étude comparative entre l'essai pressiométrique et l'essai de chargement de pointe sur le site de Limelette.

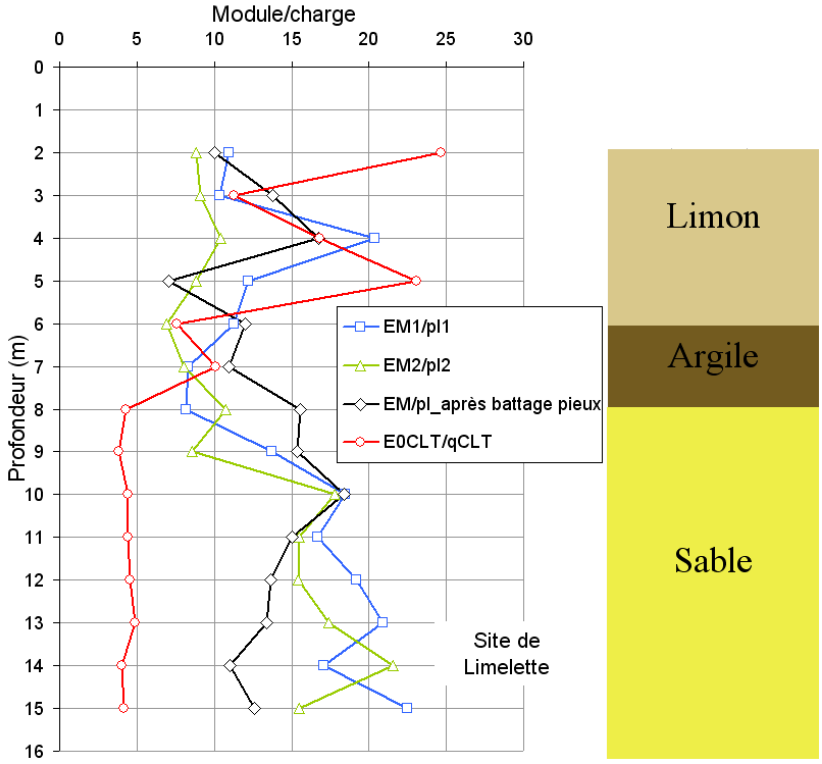


Figure V-57. Etude des rapports (E_M/p_l) et (E_{0CLT}/q_{CLT}) dans le site de Limelette

Tableau V-6. Tableau récapitulatif de la comparaison (PMT Vs CLT) à Limelette

Couche	*Profondeur (m)*	$\frac{q_{CLT}}{p_{l1}}$	$\frac{E_{0CLT}}{E_{M1}}$	$\frac{q_{CLT}}{p_{l2}}$	$\frac{E_{0CLT}}{E_{M2}}$	$\frac{q_{CLT}}{p_l}$	$\frac{E_{0CLT}}{E_M}$
						Après battage	Après battage
Limon	2	3,4	7,7	3,0	8,4	3	7,4
	3	7,4	8,1	7,8	9,7	11,4	9,3
	4	5,6	4,6	6,3	10,1	7	7,1
	5	3,1	5,8	4,5	11,7	4,6	15
Argile	6	4,1	2,8	6,0	6,6	4,3	2,7
	7	3,0	3,6	3,8	4,8	2,5	2,3
Sable	8	15,9	8,4	9,2	3,7	10,1	2,8
	9	8,1	2,3	6,7	3,0	6,1	1,5
	10	8,0	1,9	8,4	2,1	7,2	1,7
	11	8,1	2,1	7,8	2,2	8,7	2,5
	12	6,9	1,6	7,4	2,2	6,4	2,1
	13	4,8	1,1	5,1	1,4	5	1,8
	14	5,7	1,4	7,6	1,4	5,7	2,1
	15	5,6	1,0	5,3	1,4	5,9	2

Tableau V-7. Rapport (Module/charge) : PMT Vs CLT à Limelette

Couche	*Profondeur (m)*	$\frac{E_{M1}}{p_{l1}}$	$\frac{E_{M2}}{p_{l2}}$	$\frac{E_M}{p_l}$	$\frac{E_{0CLT}}{q_{CLT}}$
				Après battage	Après battage
Limon	2	11,0	8,8	10	24,7
	3	10,4	9,1	13,8	11,3
	4	20,4	10,4	16,7	16,8
	5	12,2	8,8	7	23,1
Argile	6	11,3	6,9	12	7,6
	7	8,3	8,1	11	10,1
Sable	8	8,2	10,8	15,6	4,3
	9	13,7	8,6	15,4	3,8
	10	18,5	17,8	18,4	4,4
	11	16,7	15,5	15,1	4,4
	12	19,2	15,4	13,7	4,5
	13	20,9	17,4	13,4	4,9
	14	17,1	21,5	11	4,0
	15	22,5	15,5	12,6	4,2

6.2. Cas du site de Merville (argiles des Flandres)

Trois sondages pressiométriques ont été réalisés dans le plot LCPC du site de Merville en 1985 et 1986 (Sondages PM1, PM2 et PM1 bis). Les profils pressiométriques sont présentés sur la Figure V-58 pour les 3 sondages réalisés, ainsi que le profil moyen de la pression limite P_l et du module pressiométrique Ménard E_M. Les valeurs mesurées à chaque profondeur sont situées dans un fuseau relativement étroit qui permet de qualifier le site d'homogène d'une manière globale. La résistance du sol à l'expansion latérale augmente régulièrement avec la profondeur.

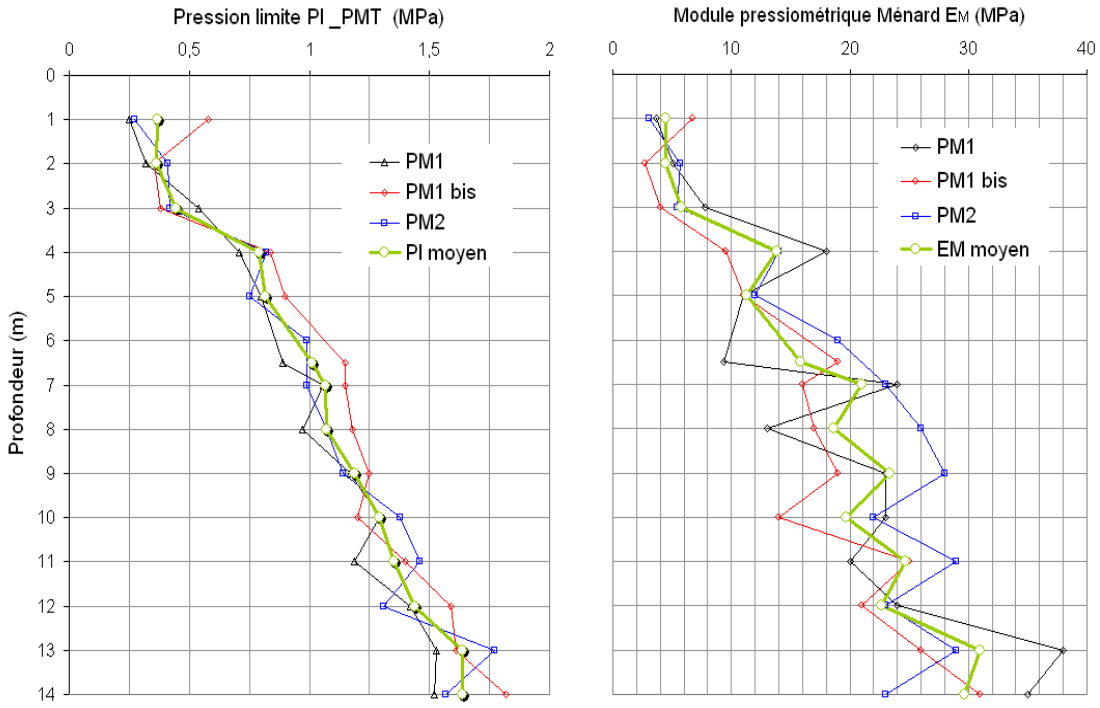


Figure V-58. Profils pressiométriques à Merville (Module et pression limite)

Les profils des sondages des essais de chargement de pointe réalisés à Merville en 2008 (Sondage C_1 avec une pointe de 15 cm^2 et Sondage C_2 avec une pointe de 10 cm^2) sont comparés aux profils pressiométriques pour la charge limite et pour le module (Figure V-59).

Puisque l'utilisation d'une pointe débordante de 15 cm^2 n'a pas eu une grande influence sur les valeurs des modules et des charges limites à cause du comportement plastique particulier de l'argile des Flandres, il est inutile de comparer chaque sondage CLT à part avec le profil pressiométrique moyen. Pour cela, nous avons établi un profil CLT moyen également (Figure V-59). Le profil moyen de la charge limite de l'essai de chargement de pointe q_{CLT} présente une tendance croissante en fonction de la profondeur tout comme celui de la pression limite pressiométrique. Le module pressiométrique Ménard augmente également en fonction de la profondeur alors que le module de l'essai de chargement de pointe $E_{0\ CLT}$ présente un profil dont la tendance est moins claire que celle du module pressiométrique. Les valeurs du module $E_{0\ CLT}$ dépendent en fait de la qualité des essais de chargement de pointe et plus particulièrement du chargement par paliers avec la pompe à main qui est moins stable dans l'argile que dans le sable.

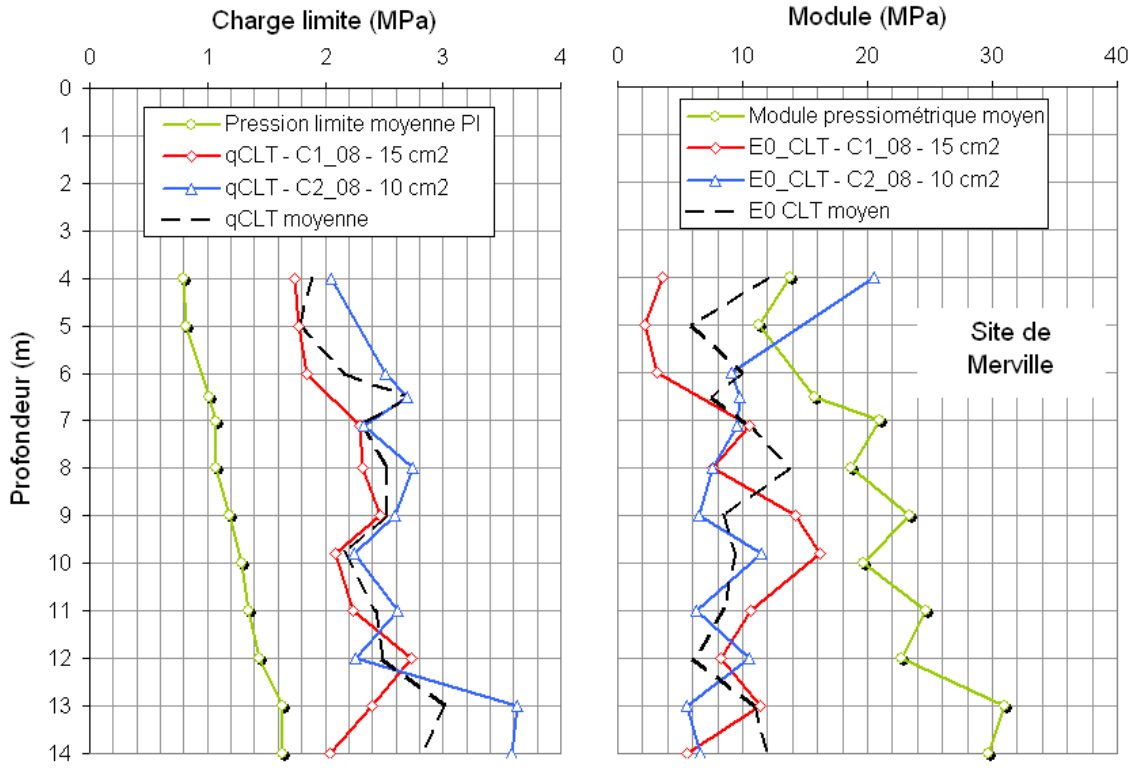
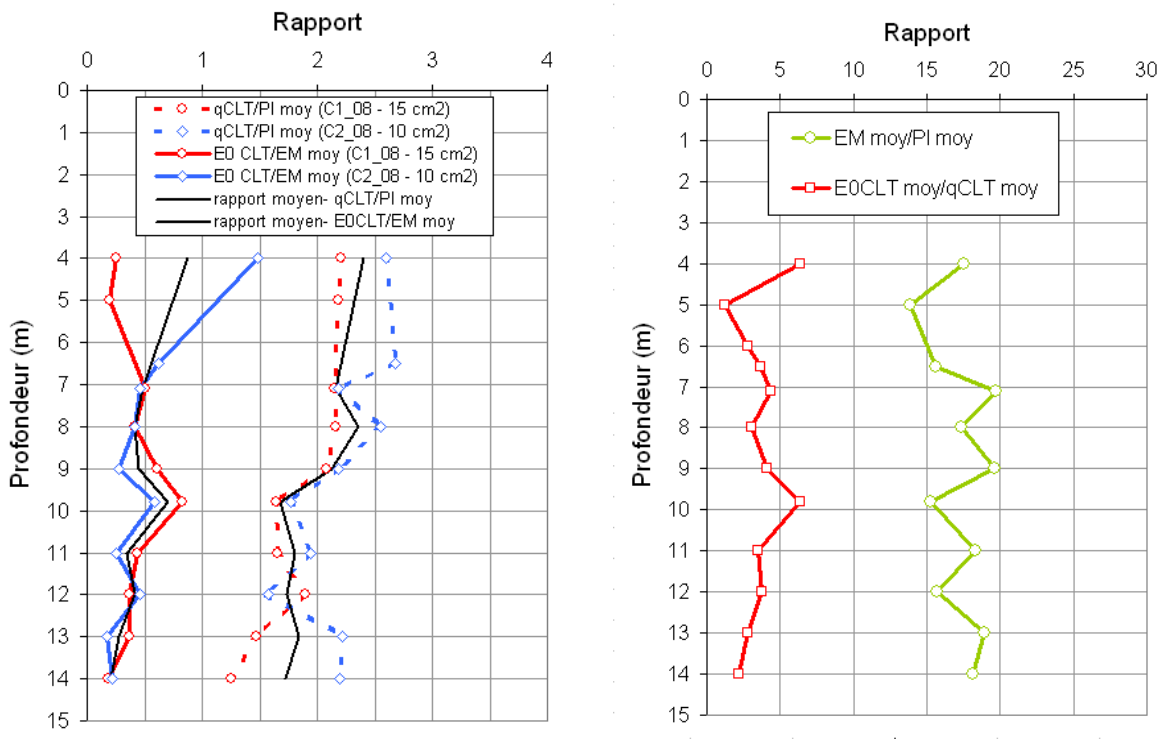


Figure V-59. Comparaison des profils pressiométriques et CLT à Merville

Pour étayer davantage cette comparaison, nous avons étudié les rapports (q_{CLT}/P_l et E_{0CLT}/E_M) (Figure V-60-a). Le rapport ($q_{CLT\ moy}/P_{l\ moy}$) a une moyenne de 2,3 entre 4 et 9 m, et une moyenne de 1,8 entre 9 m et 14 m. Le rapport ($E_{0CLT\ moy}/E_{M\ moy}$) présente une répartition plus serrée que celle du rapport $q_{CLT\ moy}/P_{l\ moy}$ et a une moyenne d'environ 0,45.

Un autre rapport important est celui du module divisé par la charge (E_{0CLT}/q_{CLT} ou E_M/p_l). Ce rapport est présenté sur la Figure V-60-b pour les deux types d'essais. Le rapport E_M/P_l présentant un fuseau étroit presque homogène autour d'une valeur moyenne de 17,6 est en accord du point de vue de l'évolution et la répartition avec le rapport E_{0CLT}/q_{CLT} présentant un fuseau autour d'une valeur moyenne de 3,6. Le Tableau V-8 résume les résultats de cette analyse comparative.



a) Etude des rapport q_{CLT}/P_l et E_{0CLT}/E_M b) Etude des rapport E_M/P_l et E_{0CLT}/q_{CLT}

Figure V-60. Analyse comparative (essai pressiométrique/essai CLT) à Merville

Tableau V-8. Analyse comparative (Essai pressiométrique/Essai CLT) à Merville

Profondeur	q_{CLTmoy}	$E_{0CLTmoy}$	Pl_{moy}	EM_{moy}	$\frac{q_{CLTmoy}}{Pl_{moy}}$	$\frac{E_{0CLTmoy}}{EM_{moy}}$	$\frac{EM_{moy}}{E_{0CLTmoy}}$	$\frac{E_{0CLTmoy}}{q_{CLTmoy}}$	$\frac{EM_{moy}}{Pl_{moy}}$
m	MPa	MPa	MPa	MPa					
4	1,90	12,04	0,79	13,83	2,40	0,87	1,15	6,35	17,51
5	1,78	2,21	0,82	11,33	2,18	0,19	5,14	1,24	13,88
6	2,18	6,12						2,81	
7	2,70	9,80	1,01	15,80	2,67	0,62	1,61	3,63	15,64
7	2,31	10,05	1,07	21,00	2,17	0,48	2,09	4,35	19,69
8	2,53	7,66	1,07	18,67	2,36	0,41	2,44	3,03	17,39
9	2,53	10,42	1,19	23,33	2,13	0,45	2,24	4,12	19,66
10	2,17	13,82	1,29	19,67	1,68	0,70	1,42	6,37	15,25
11	2,43	8,48	1,35	24,67	1,80	0,34	2,91	3,49	18,27
12	2,50	9,43	1,44	22,67	1,73	0,42	2,40	3,78	15,74
13	3,02	8,48	1,64	31,00	1,84	0,27	3,66	2,81	18,94
14	2,82	6,09	1,64	29,67	1,72	0,21	4,87	2,16	18,13

7. Synthèse

Nous avons présenté dans ce chapitre, les différentes campagnes d'essais de chargement de pointe que nous avons réalisées sur des sites représentatifs des sols européens. Les objectifs de ces campagnes ont été atteints. D'une part, nous avons affiné le protocole de l'essai et la

reproductibilité des mesures, et d'autre part, nous avons défini les méthodes d'exploitation et établi des comparaisons avec d'autres types d'essais.

Nous avons montré que le dépouillement des résultats des essais CLT permet d'accéder à un large panorama de résultats et de mesures qui intéressent les ingénieurs, notamment : les pénétrogrammes CPT classiques, les courbes de relaxation des efforts et les courbes de dissipation de la pression interstitielle, les programmes de chargement, les courbes de chargement, la correction du déplacement mesuré, les courbes de mobilisation du frottement latéral ainsi que les courbes de fluage. Deux paramètres essentiels de l'essai de chargement de pointe, ont été également étudiés pour chaque site et chaque type de sol, il s'agit de la charge limite q_{CLT} ainsi que des modules de déformation.

Les courbes de relaxation des efforts avant le début du chargement par paliers ont montré l'importance du déblocage du vérin hydraulique qui permet de minimiser la charge résiduelle. L'étude du rapport final normalisé P/q_c a confirmé les constatations de la campagne comparative exposée dans le chapitre 3. Le rapport P/q_c est beaucoup moins important dans le sable que dans l'argile, et son analyse prouve que malgré la présence de la charge résiduelle avant de le début de l'essai, mais cette charge est bien définie et l'essai se déroule dans des conditions maîtrisées.

Les programmes de chargement ont été respectés, la structure en paliers dans le sable présente une qualité meilleure que celle dans l'argile. Nous avons montré que même avec une pompe à main, les paliers sont maintenus stable pendant une minute sans difficulté.

Les courbes de chargement sont propres et de très bonne qualité, elles permettent de distinguer les différentes couches de sol, et donnent accès à la charge limite et aux modules de déformation. Nous avons montré que la correction du déplacement mesuré de la pointe est nécessaire, et entraîne une correction des modules de déformation, qui dépend de la profondeur de l'essai et de la valeur de la charge limite q_{CLT}.

Les courbes de mobilisation de frottement des essais CLT permettent d'avoir la valeur du frottement latéral limite f_{sCLT}. Nous avons pu distinguer un caractère particulier des courbes de mobilisation dans le sable, qui se manifeste par un pic de valeur qui serait plus prononcé en fonction de la densité du matériau testé. Les courbes de fluage, nous ont permis d'observer l'évolution de la vitesse de déformation et du déplacement de la pointe en fonction du temps.

La comparaison de l'essai CLT avec l'essai triaxial dans le site d'Utrecht, a montré que l'essai CLT est plus représentatif de l'état initial du sol in situ. L'évolution du module E_{50CLT} est toujours cohérente et en accord avec celle de la résistance de pointe. Comme les éprouvettes triaxiales ont été reconstitués au laboratoire, il n'a pas été possible de compacter le sable au même état de densité relative que celui observé pour la couche très dense in situ, sous estimant ainsi assez fortement les modules triaxiaux, alors que l'évolution du module $E_{50\,CLT}$ a permis de détecter clairement la présence de la couche de sable très dense.

L'analyse des essais CLT réalisés à Limelette et Merville, a permis de conclure que l'essai CLT est comparable à l'essai pressiométrique, et qu'une cohérence existe entre les résultats des deux essais. Toutefois, l'essai CLT est dans certains cas, plus représentatif car même avec un forage pressiométrique de haute qualité, le remaniement des parois du forage est inévitable, et de ce fait, l'essai de chargement de pointe présente cet avantage d'être réalisé avec un minimum de remaniement.

Des corrélations satisfaisantes ont été établies entre les charges limites q_{CLT} et p_l, et les modules E_{0CLT} et E_M d'une part, et les rapports des modules divisés par les charges pour chaque type d'essai, d'autre part (Tableau V-9). Ces corrélations sont plus homogènes et de meilleure qualité dans le sable tertiaire à Limelette et dans l'argile de Merville. Elles ne le sont pas dans les couches de limon et argile à Limelette, à cause du manque de données.

Tableau V-9. Synthèse des rapports (module divisé par la charge)

	Site de Limelette			Site de Merville
Type de sol	Sable	Limon	Argile	Argile des Flandres
$\frac{E_{0CLT}}{q_{CLT}}$	4	18	9	4
$\frac{E_M}{p_l}$	13 (après battage) 16 (avant battage)	11	8	18

Quatrième partie : autres aspects de validation et d'application de l'essai CLT

VI. Etude paramétrique et validation de l'essai CLT en centrifugeuse

1. Introduction

En géotechnique, l'utilisation de modèles à échelle réduite est une pratique courante pour permettre l'étude des interactions sol-structure, dans des environnements complexes où les méthodes de calcul, soit n'existent pas, soit ne sont pas appropriées aux cas étudiés. Leur grand intérêt est de fournir directement, les informations nécessaires à la compréhension du comportement. Cependant, des difficultés surviennent lors de la transposition des résultats expérimentaux du modèle réduit ou en semi vrai grandeur vers l'ouvrage réel ou le prototype (Garnier, 2001). En effet, la non-représentativité des vrais états de contraintes devient un problème majeur pour l'interprétation notamment lorsqu'il s'agit d'études paramétriques. Les limites sont vite atteintes par la difficulté à reproduire le plus exactement possible, les sollicitations même les plus simples et le retour d'expérience n'est pas toujours à la hauteur de l'attente.
L'apparition des centrifugeuses géotechniques comme outil pour de recherche est devenue une aide précieuse pour parfaire les méthodes de dimensionnement en devenant un complément indispensable à la modélisation numérique (éléments finis, analyse limite, …) et à l'approche expérimentale sur sites réels. En choisissant correctement l'échelle de réduction d'un modèle et le niveau d'accélération équivalent, on reproduit à l'identique, les mêmes états de contraintes entre modèle et prototype.

Les avantages du principe de la modélisation à Nxg, deviennent évidents, même s'il n'est pas toujours possible d'associer certaines règles de similitude en même temps :

- L'état de contraintes est identique et les forces de masses sont correctement simulées ;
- La taille du modèle est réduite, l'instrumentation est aisée et souvent accessible ;
- Les essais peuvent être rapides et conduits jusqu'à la rupture ;
- Une campagne d'essai judicieusement choisie permet d'envisager une étude paramétrique élargie et modulable.

2. Modèle réduit centrifugé

Pour pouvoir transposer les observations obtenues sur le modèle (M) en prototype (P), il faut que des conditions dites de similitude soient respectées et qu'en particulier les états de contraintes soient identiques. Ces conditions sont illustrées sur la Figure VI-1, dans le cas d'une simple structure posée sur une couche de sable d'épaisseur D et de poids volumique γ.
Si on fait l'hypothèse d'un modèle réalisé à l'échelle l/n, les contraintes σ_m (modèle) transmises au point A du massif seront équivalentes aux contraintes σ_p (prototype), au niveau du point A du massif prototype à la seule condition qu'un facteur multiplicateur de n soit appliqué au poids du sol modélisé. C'est la rotation (vitesse angulaire w ; rayon r), qui génère la force appliquée sur le modèle (force centrifuge) et qui permet d'accroître le facteur n. Le nombre requis de révolutions par seconde est:

$$f = \frac{1}{2\pi}(n.\, g/r)^{1/2} \qquad \text{VI-1}$$

Cette condition préliminaire sur l'équivalence des niveaux de contraintes s'accompagne d'autres conditions dites de similitude qui sont des relations entre les paramètres physiques, et qui sont déduites de la conservation des équations régissant les phénomènes entre prototype et modèle. Les conditions usuelles de similitude sont rappelées dans le Tableau VI-1, pour un modèle réduit à l'échelle géométrique l/N.

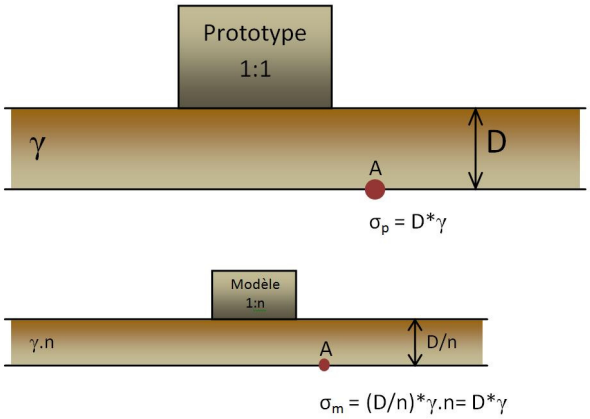


Figure VI-1. Niveau de contraintes identique

Tableau VI-1. Conditions de similitude

Grandeur physique	Echelle
Contrainte	1
Déformation	1
Rotation	1
Déplacement	1/N
Dimension	1/N
Force	$1/N^2$
Moment fléchissant	$1/N^3$
Rigidité	$1/N^4$
Temps – problème de dynamique	1/N
Temps – problème de diffusion	$1/N^2$

3. Objectifs des essais de chargement de pointe en centrifugeuse

L'objectif initial de la thèse était de développer la méthode de l'essai de chargement de pointe, d'étudier les facteurs d'influence et de traiter les résultats de l'essai dans différents types de sol, donc la thèse était orientée vers le développement de l'essai. Cependant, au fur et à mesure de l'avancement des travaux de thèse, on s'est réorienté vers la valorisation de l'essai à travers des applications pratiques qui intéressent les ingénieurs et qui mettent l'essai dans le rang des outils de dimensionnement. La caractérisation des massifs de sol en centrifugeuse nous permettait d'accéder à des essais de fondations superficielles et profondes à moindre coût. L'intérêt d'utiliser la centrifugeuse pour développer cette méthode réside aussi dans le fait que l'on puisse réaliser une étude paramétrique importante en utilisant notamment du sable de Fontainebleau pour pallier au fait que les sites expérimentaux auxquels nous avions eu accès dans la phase terrain de notre travail en France étaient majoritairement argileux.

L'étude du comportement lors d'un essai de chargement de pointe pénétrométrique en modélisation à 1xg, nécessite, pour être satisfaisante, un grand nombre d'essais. L'utilisation des modèles réduits centrifugés présente à cet effet un grand intérêt.
Dans un essai de chargement de pointe, plusieurs paramètres sont à considérer :

- La géométrie de la pointe (diamètre, forme) ;
- Le sol (état de densité, nature, homogénéité) ;
- La vitesse de chargement ;
- Le niveau de la charge appliquée et la nature du chargement (monotone, cyclique).

Il convient, devant les combinaisons possibles de paramètres retenus, de procéder à de multiples essais : la centrifugeuse permet de réaliser ce type d'étude dite paramétrique. Nous avons utilisé lors de ces travaux de thèse, la centrifugeuse du LCPC (Figure VI-2) (Corté et Garnier. 1986), afin de réaliser des essais au pénétromètre statique associés à des essais de chargement de pointe, ainsi que des essais de chargement de plaques superficielles et enterrées à différentes profondeurs dans le massif.



Figure VI-2. Centrifugeuse géotechnique du LCPC (rayon 5,5 m)

4. Présentation générale des expérimentations

Les essais de chargement de pointe étant réalisés à une vitesse de chargement très lente, il a été décidé d'utiliser un servo-vérin hydraulique donnant accès à de faibles vitesses de chargement et permettant d'effectuer des paliers. Toutefois, le servo-vérin ne pouvant pas se translater en vol, l'enchaînement des essais implique un arrêt de la centrifugeuse entre deux essais pour déplacer les dispositifs de chargement et de mesure.

4.1. Reconstitution du massif de sol

Le massif de sol est reconstitué dans un conteneur rectangulaire de dimensions intérieures de 1200 x 800 x 360 mm (Figure VI-3). Une trémie automatique permet de reconstituer le massif de sol par pluviation (Garnier et al, 1999). Pour obtenir la densité du massif de sol que l'on souhaite reconstituer, il est possible de faire varier trois paramètres :

- Le débit de sable ;
- La hauteur de chute maintenue automatiquement constante en fonction de l'épaisseur de sable déposé ;
- La vitesse de balayage ou de translation horizontale.

L'étude menée par Ternet (1999) a identifié une zone utile (Figure VI-3) dans la partie centrale du conteneur. Le fait de reconstituer le massif par pluviation entraîne des effets de bord, c'est à dire une modification de la densité dans une zone qu'il a définie comme égale à une bande de 10 cm pour les grands cotés du conteneur et de 20 cm pour les petits cotés. Dans la zone utile où sont réalisés les essais, les variations de densité sont inférieures à ±1,5 %.

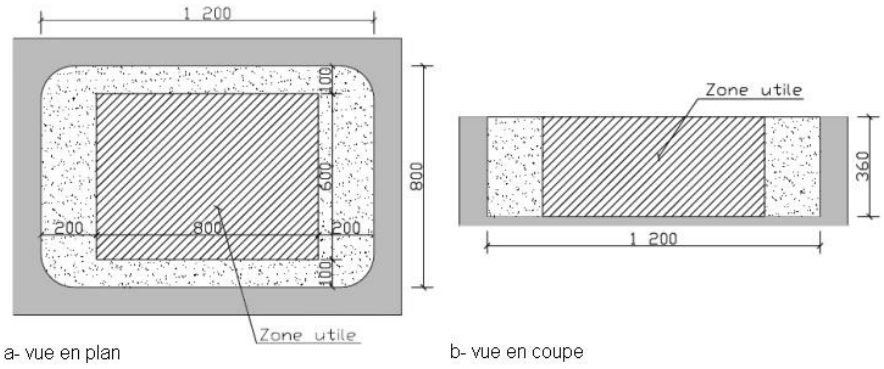


Figure VI-3. Identification de la zone utile

Le matériau choisi pour réaliser notre campagne d'essais CLT en centrifugeuse est le sable de Fontainebleau NE34 (fourni par Sifraco) qui est un sable siliceux propre et considéré comme une référence en France et a été largement utilisé pour différentes études en centrifugeuse (Mezazigh, 1995 ; Remaud, 1999 ; Gaudin, 2002 ; Rosquoët, 2004).

Le Tableau VI-2 résume les propriétés du massif de sable de Fontainebleau obtenues par pluviation dans les conteneurs utilisés lors de cette campagne.

Tableau VI-2. Propriétés du massif de sable de Fontainebleau (SOBESOL, 2007)

Poids volumique [kN/m^3]			Indice des vides		Porosité	
γ_s	γ_{dmax}	γ_{dmin}	e_{min}	e_{max}	n_{min}	n_{max}
26,5	17,03	13,90	0,527	0,871	0,345	0,465

Dans cette campagne d'essais de chargement de pointe en centrifugeuse, il a été proposé de réaliser des massifs avec du sable de Fontainebleau pour les 2 densités relatives suivantes :

- $I_d \approx 80\%$: sable dense ;
- $I_d = 90\ \%$: sable très dense ;

Les résultats correspondant uniquement aux essais à la densité relative de 80 % seront exposés dans ce mémoire de thèse.

On trouve dans la littérature des résultats pour le sable de Fontainebleau à une profondeur de 10 m, des valeurs de q_c de 15 MPa pour I_d=48%, 27 MPa (I_d 85%) et 35 MPa (I_d 96%), avec des profils quasi-linéaires.

Dans chaque massif (et pour chaque état de densité), il est envisagé de tester dans un premier temps l'influence de la variation de la vitesse de chargement de pointe, et dans un deuxième temps, l'effet de la géométrie de la pointe du pénétromètre. Des essais de chargement de plaques superficielles ou enterrées à différentes profondeurs, ont été également prévus dans chaque conteneur.

4.2. Niveaux de g

Pour tester l'influence de l'accélération de la pesanteur, chaque massif pourrait être soumis à une accélération de N_1xg et ensuite sous N_2xg ($N_2 > N_1$ à cause de la surconsolidation). Le rapport entre N_1 et N_2 doit être choisi de telle façon à rendre les effets de g suffisamment sensibles). Les différences d'échelle entre modèle et prototype pour le pénétromètre et pour les fondations nous conduisent à adopter un niveau de g pour les essais de fondations plus faible que celui des essais de pénétration. Les essais de fondations ont été réalisés sous 40xg alors que les campagnes au pénétromètre consacrées aux essais CLT et CPT pourraient être réalisées sous 40xg ou 70xg.

4.3. Les essais pénétrométriques (essais CPT et essais CLT)

4.3. Utilité des essais au pénétromètre statique

Les essais de pénétration statique servent d'une part à avoir des profils pénétrométriques continus permettant d'obtenir les valeurs de q_c nécessaires pour calculer les paliers des essais de chargement de pointe, ils servent également à obtenir des corrélations $q_{c(CPT)}$-q_{ult} (chargement de fondation) au sein d'un même massif ou dans des massifs identiques. D'autre part, les essais de pénétration statique permettent de vérifier l'homogénéité des massifs et la répétitivité de la méthode de préparation.

4.3. La pointe du pénétromètre (Annexe E)

Pour approcher la réalité des essais in situ, une nouvelle pointe pénétrométrique réduite a été fabriquée dans le cadre de cette thèse par la société GAROS. Cette pointe a été développée pour fournir un terme de pointe et un terme de frottement latéral sur un manchon à l'instar de l'essai réel. Elle est étanche et immergeable et dispose de deux capteurs de force qui permettent de déterminer l'effort de pointe et l'effort de frottement latéral.
La norme EN ISO 22476-1:2006, préconise un rapport de la longueur du manchon de frottement sur son diamètre égal à 3,75 : dans le cas présent, la pointe et le manchon faisant tous les deux 20 mm de diamètre, le manchon a donc une longueur de 75 mm (Figure VI-4).
Pour étudier l'influence de la géométrie de la pointe, en plus de la forme conique de l'embout de la pointe (angle normalisé de 60°), deux autres formes ont été fabriquées : un embout plat plus proche d'une base de fondation, et un embout sphérique qui sert à appliquer un effort rotulé pour charger les plaques enterrées.

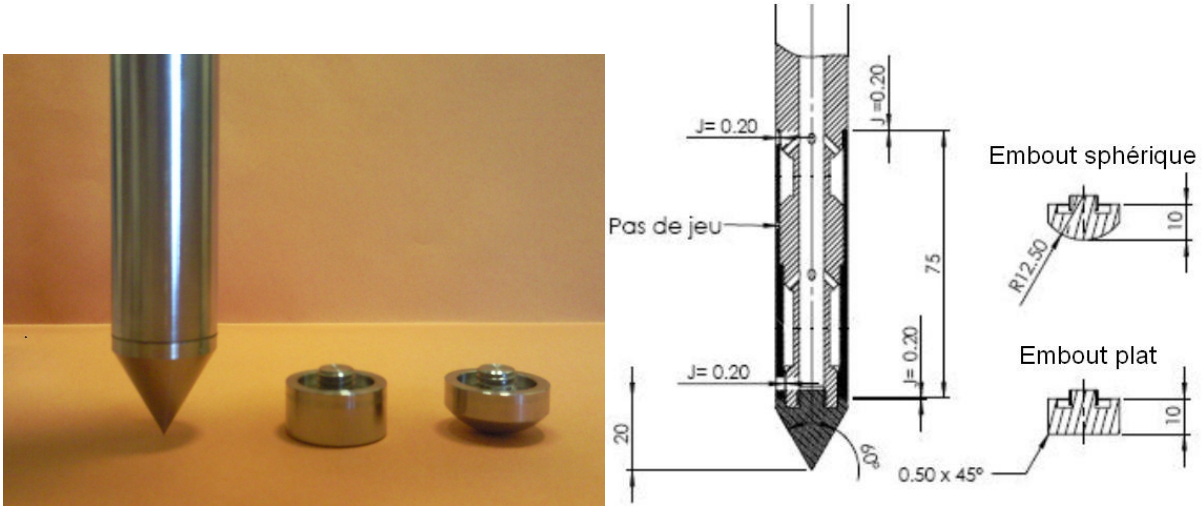


Figure VI-4. Schéma du modèle réduit de la pointe pénétrométrique

4.3. *Descriptif des essais au pénétromètre*

Dans chaque conteneur, un essai de pénétration statique de référence est exécuté en continu jusqu'à 300 mm ; de cet essai, on en déduit les valeurs à appliquer aux profondeurs choisies pour les essais de chargement de pointe par paliers. Les essais pénétrométriques sont réalisés avec le servo-vérin SV2 (Figure VI-5) qui offre une course utile de 300 mm. Les caractéristiques du SV2 sont présentées dans le Tableau VI-3. Les profils pénétrométriques sont réalisés en respectant une distance de 10B entre les profils et une distance de 150 mm jusqu'au bord du conteneur. (B, diamètre de la pointe, est égal à 20 mm). Le premier essai de chargement de pointe est réalisé à 75 mm de profondeur, afin que le manchon de frottement soit complètement dans le sol; les suivants sont réalisés tous les 50 mm à partir de 75 mm et jusqu'à 275 mm (75 ; 125 ; 175 ; 225 et 275 mm).

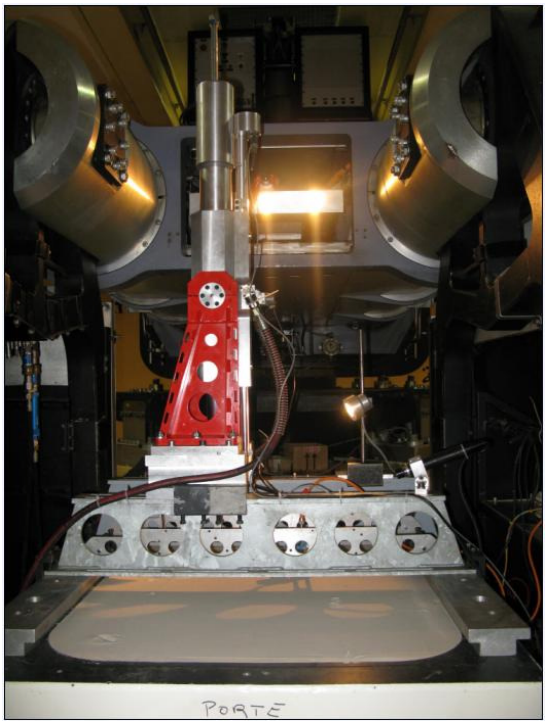


Figure VI-5. Servo-vérin SV_2 installé sur le conteneur

Tableau VI-3. Caractéristiques du servo-vérin SV_2

Capteur de force	50 à 5000 daN
Effort max	3200 daN
Course	300 mm
Gamme de vitesse	0,002 mm/s à 130 mm/s
Pression maximale	15 MPa (débit 6.8l/min)
Gamme de fréquence	15Hz à ± 2mm, 20 Hz à ± 1mm
Dimension verticale hors tout	1200 mm avec poutre

4.3. *Procédure des essais au pénétromètre*

Lors d'un essai CPT classique effectué en centrifugeuse, le fonçage statique de la pointe est effectué à vitesse constante (2 mm/s). D'autre part, lors des essais de chargement de pointe, on arrête le pénétromètre à la cote souhaitée pour attendre une relaxation de l'effort et redémarrer l'enfoncement sur quelques millimètres et ainsi de suite jusqu'au fonçage final à 300mm. La Figure VI-6 présente la procédure d'essai de chargement et déchargement par paliers en fonction du temps : 10 paliers dans la phase de chargement, alors que le

déchargement, jusqu'à un niveau de charge égal ou proche de zéro est exécuté par au moins 3 paliers.

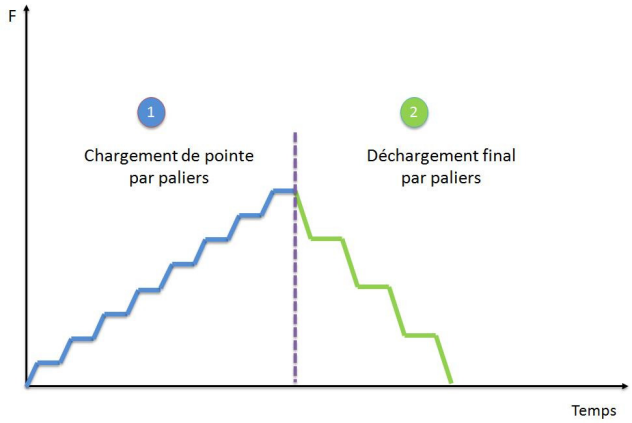


Figure VI-6. Diagramme en fonction du temps du programme de chargement

4.4. Les essais de fondations

4.4. Description des essais de fondations

Tous les essais de chargement de plaques, superficielles ou profondes, sont réalisés avec le servo-vérin SV_1 (Figure VI-7) dont les caractéristiques sont présentées dans le Tableau VI-4. Ce servo-vérin a une course limitée à 70 mm, et offre l'avantage, outre d'être plus léger, de permettre de travailler, dans une gamme de déplacement présentant une meilleure précision que celle du SV_2.

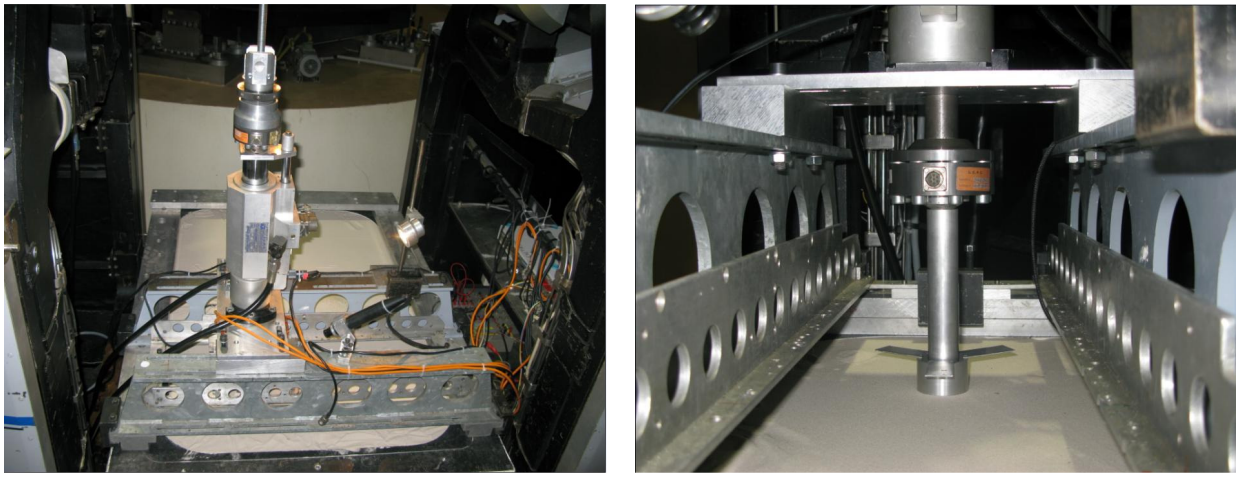


Figure VI-7. Servo-vérin SV_1 et le système de chargement de la plaque superficielle

Tableau VI-4. Caractéristiques du servo-vérin SV_1

Capteur de force	50 à 5000 daN
Effort max	3200 daN
Course	70 mm
Gamme de vitesse	0,002 mm/s à 130 mm/s
Pression maximale	15 MPa (débit 6.8l/min)
Gamme de fréquence	15Hz à ± 2mm, 20 Hz à ± 1mm
Dimension verticale hors tout	700 mm avec poutre

Les essais de chargement de fondations superficielles sont réalisés avec une semelle en aluminium de 50 mm de diamètre (Figure 2, Annexe E). Le montage nécessite un système de rotule et contre rotule (Figure VI-8) pour que le point d'application de l'effort soit au centre géométrique de la fondation dans le plan de contact sol-semelle afin d'éviter d'introduire un moment parasite. La mesure du déplacement de la plaque durant le chargement est assurée par trois capteurs lasers positionnés autour de la plaque en trois points disposés à 120° à égale distance du centre de la semelle (Figure VI-9).

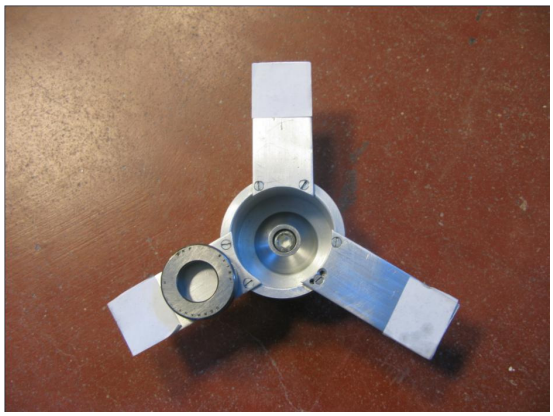


Figure VI-8. Système de fondation superficielle en centrifugeuse

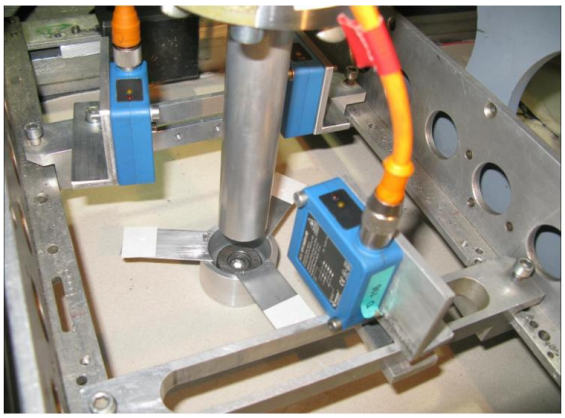


Figure VI-9. Système de mesure du déplacement de la plaque superficielle

Les fondations enterrées ont une surface lisse comme celle des semelles superficielles. Leur chargement est réalisé à l'aide d'une canne reliée au piston du servo-vérin SV_1. L'accès à la semelle enterrée se fait par l'intermédiaire d'un tube-fourreau (Figure VI-10) qui laisse le passage à la canne d'application; le fourreau, de même diamètre que la semelle enterrée, est désolidarisé de celle-ci de façon à n'appliquer le chargement que sur la plaque seule. Les fondations sont enterrées à des profondeurs définies à partir des essais de chargement de pointe, afin de pouvoir comparer entre les deux types d'essais par paliers. Les semelles équipées de fourreaux sont mises en place dans le conteneur durant la pluviation (Figure VI-11).

4.4. Procédure des essais de fondations

L'essai de chargement continu de plaque est effectué par un asservissement en déplacement à une vitesse d'enfoncement constante (0,5 mm/min). Il est poursuivi jusqu'à un enfoncement de la « plaque » de 5 mm (c'est à dire 10 % de son diamètre) ou jusqu'à la charge maximale. D'autres essais de plaques sont réalisés par paliers en utilisant un asservissement en force,

jusqu'à la charge limite obtenue dans un essai de référence. La procédure de chargement des plaques par paliers est semblable à celle des essais de chargement de pointe.

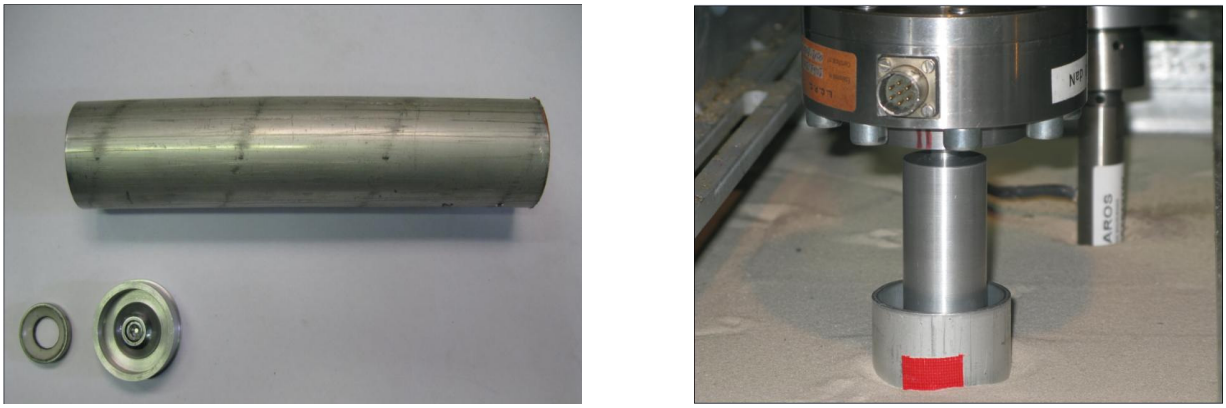


Figure VI-10. Système de semelle enterrée et de transmission d'effort



Figure VI-11. Mise en place des semelles enterrées lors de la pluviation

4.5. Utilisation d'un pieu instrumenté

L'objectif de l'essai de chargement statique du pieu instrumenté est de valider la méthode CLT de dimensionnement des pieux, proposée dans le cadre de cette thèse. Cet essai nous permet de faire le lien entre les courbes de transfert de charge du pieu et celles obtenues à l'aide de l'essai de chargement de pointe, en passant par le calcul de la capacité portante du pieu. La charge limite q_{CLT} de l'essai CLT réalisé à la même profondeur de la base du pieu, ainsi que les frottements latéraux limites f_{sCLT} sur différentes profondeurs seront utilisés pour déterminer le terme de pointe et le terme de frottement latéral pour le pieu.

Le but des essais de chargement axial d'un pieu en centrifugeuse est d'étudier l'évolution de la distribution des efforts le long du pieu pendant le chargement. Il est donc important que le système soit suffisamment sensible pour mesurer les variations d'efforts de frottement, mais aussi qu'il soit assez robuste pour résister aux efforts de frottement très importants. Le meilleur moyen de mesurer le frottement local a été d'utiliser un pieu muni de quelques manchons de frottement (quatre), système similaire à celui utilisé par Le Kouby (2003) en chambre d'étalonnage (Rakotonindriana, 2009).

Ce pieu est muni d'un système de jauges (Figure VI-12). La jauge 5 permet de déterminer l'effort en pointe, et la descente des charges de la jauge 1 à la jauge 5 permet de déterminer

les efforts de frottement sur chaque section de jauge. Le principe est identique à la méthode extensométrique du LCPC (Bustamante et Gianaselli, 2001) pour les essais de chargement de pieux in situ. La mesure des efforts de frottement pour une section donnée est obtenue en faisant la différence entre les efforts mesurés au-dessus et en dessous de la section.

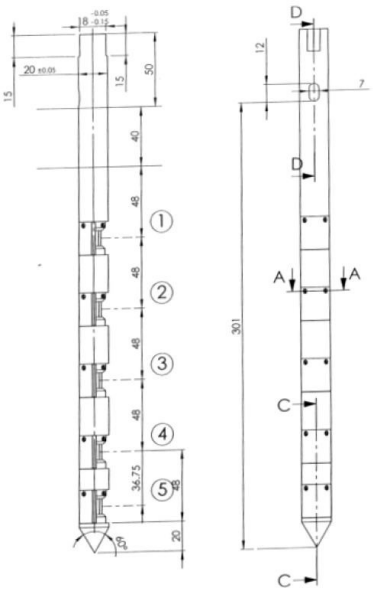


Figure VI-12. Croquis du pieu instrumenté

Lorsqu'un pieu de diamètre B est soumis à un chargement axial dans un sable de diamètre médian d_{50}, l'effet d'échelle se manifeste en priorité sur le frottement latéral et ensuite sur la pointe. Il faut que B/d_{50} soit plus grand qu'une certaine valeur pour que les « effets d'échelle » soient évités. L'étude réalisée par Rakotonindriana (2009) a conclu que le diamètre minimal à partir duquel aucun effet d'échelle n'est observé lors du chargement axial d'un pieu installé dans du sable de fontainebleau correspond à un rapport $B/d_{50} > 91$, (d_{50}= 0,22 mm). Si pour un pieu de 20 mm de diamètre, aucun effet d'échelle n'est à craindre, alors, pour la pointe pénétromtrique également de même diamètre, cette conclusion est validée.

L'implantation dans un conteneur d'essais doit tenir compte des effets de bords potentiels et de la distance minimale à respecter entre la tête du pieu et le fond du conteneur. Pour le pieu de 20 mm de diamètre, il faut au moins 5B = 100 mm en dessous de la pointe (Rakotonindriana, 2009). Sur la base de la profondeur du conteneur de 360 mm, la fiche du pieu doit alors être inférieure ou égale à 260mm pour éviter l'influence du fond du conteneur.
Ce pieu instrumenté développé pour les essais référencés ci-dessus a été utilisé également dans notre campagne d'essais. Sa mise en place est faite durant la phase de pluviation (Figure VI-13). En ce qui concerne le chargement, l'essai consiste à appliquer 10 paliers en suivant un programme semblable à un essai de chargement de pointe ayant la même fiche.



Figure VI-13. Mise en place du pieu instrumenté lors de l'avancement de la pluviation

5. Description des conteneurs réalisés

5.1. Conteneur CT_1 (40g, 82%, vitesse de chargement)

Le massif de sable de Fontainebleau mis en place par pluviation dans le conteneur a été contrôlé à une densité relative de 82 % (sable dense). Le Tableau VI-5 rappelle les paramètres de pluviation nécessaires pour obtenir la densité relative de 82 %. Ce premier conteneur a un triple objectif :

- L'analyse de l'influence de la vitesse de chargement, qui est l'un de plusieurs paramètres influents ;
- Le test des matériels développés et adaptés ;
- Evaluer les difficultés, définir et valider les procédures d'essais, d'autant que les reconnaissances classiques de caractérisation des massifs en centrifugeuse sont réalisées en utilisant d'autres dispositifs hydrauliques et matériels dédiés spécifiquement à ces caractérisations (pointe de diamètre 12 mm)

Tableau VI-5. Paramètres de pluviation du conteneur CT_1

Paramètres de pluviation	Largeur de la fente	Vitesse horizontale de la trémie	Hauteur de chute
	3 mm	22 Hz	80 cm

Pour tester différentes vitesses de chargement, et vue la complexité de l'asservissement, il a été décidé de regarder l'influence de la vitesse de montée au palier (Figure VI-14). La vitesse V_1 correspond à une durée de 10 secondes pour atteindre le palier, la vitesse V_2 correspond à 20 secondes et la vitesse V_3 à 30 secondes.

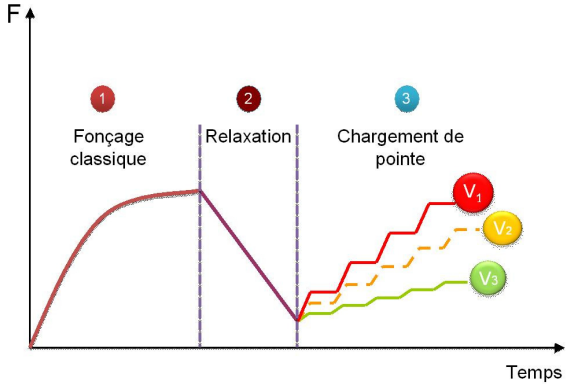


Figure VI-14. Variation de la vitesse de chargement en fonction du temps

Les essais initialement prévus dans le premier conteneur, réalisés à une accélération de 40xg, sont les suivants :

- Essai au pénétromètre (CPT continu – pointe 20 mm) : asservissement en déplacement ;
- Essai au pénétromètre (CPT continu – pointe 20 mm) : asservissement en force ;
- Essai de chargement axial du pieu instrumenté ;
- CLT_V_1 : chargement de pointe à une vitesse de montée en palier V_1 ;
- CLT_V_1' : chargement de pointe à une vitesse de montée en palier V_1 (répété) ;
- CLT_V_2 : chargement de pointe à une vitesse de montée en palier V_2 ;
- CLT_V_3 : chargement de pointe à une vitesse de montée en palier V_3 ;
- F_continu : chargement continu de fondation superficielle (asservi en déplacement) ;
- F_palier V_1 : chargement par palier d'une fondation superficielle à V_1 (en force) ;
- F_palier V_2 : chargement par palier d'une fondation superficielle à V_2 (en force) ;
- F_palier V_3 : chargement par palier d'une fondation superficielle à V_3 (en force).

Ce qui fait au total, quatre essais de fondations superficielles, six essais au pénétromètre et un essai de chargement axial d'un pieu instrumenté dans le conteneur CT_1.

Lors de la pluviation, six boîtes de densité, permettant de contrôler la densité *a posteriori*, ont été positionnées dans le conteneur comme le montre la Figure VI-15. Le Tableau VI-6 récapitule les caractéristiques de chaque boîte de densité avant et après le vol. L'augmentation de la densité du massif après le vol est due à une légère densification résultant de l'effet de la montée en accélération et du vol lui-même après 3 cycles de stabilisation durant lesquels, les grains de sable du massif se réarrangent sous l'augmentation du niveau d'accélération. Les boîtes 6 et 9 ont été placées près du pieu instrumenté pour détecter un effet éventuel d'ombre autour de lui- même du fait de sa présence. Après vérification, ces 2 boîtes ne seront pas repositionnées dans les autres conteneurs d'essais.

La densité moyenne relevée avant le vol était : $\gamma = 16{,}35$ kN/m^3. Après le vol, la densité avait une valeur $\gamma = 16{,}43$ kN/m^3.

Tableau VI-6. Caractéristiques des boîtes de densité avant et après le vol

Numéro de boîte	M_0 (g)	V (cm^3)	Avant le vol		A la fin du vol	
			Mt (g)	γ (kN/m^3)	Mt (g)	γ (kN/m^3)
Boîte 3	188,3	392,8	846,9	16,44	849,4	16,51
Boîte 10	188,9	393,4	843,5	16,32	842,4	16,30
Boîte 5	189,2	392,3	847,9	16,47	848,5	16,48
Boîte 8	188,5	393,4	843,9	16,34	847,8	16,44
Boîte 9	188,7	393,4	840,5	16,25	Retrait des boîtes 6 et 9	
Boîte 6	188	393,9	841,8	16,28	avant le vol	

M_0 = masse de la boîte de densité seule sans le sable
M_t = masse de la boîte de densité avec le sable
V = volume de la boîte de densité

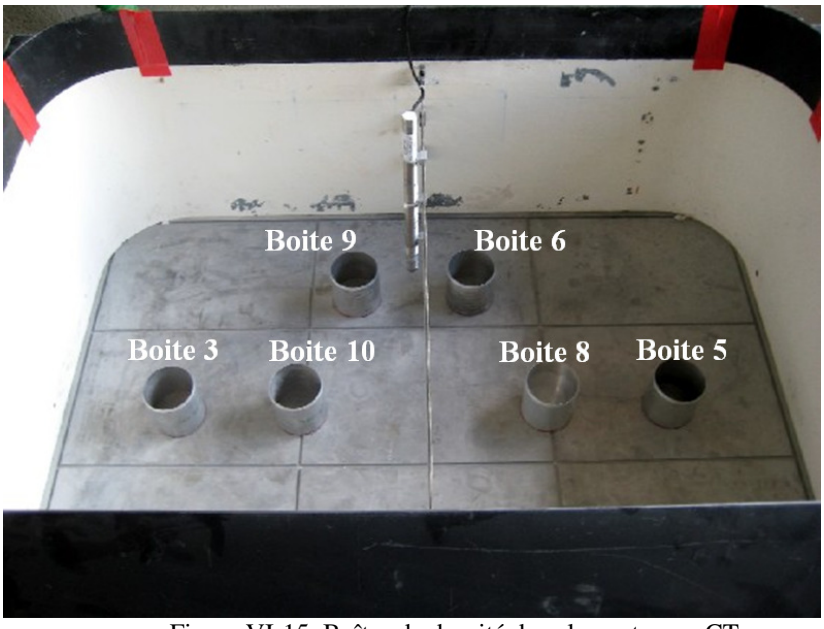


Figure VI-15. Boîtes de densité dans le conteneur CT_1

Les Figure VI-16 et Figure VI-17 montrent une vue en plan et une coupe du conteneur CT_1. Le Tableau VI-7 présente les coordonnées de chaque essai par rapport à un système d'axes défini sur la Figure VI-16.

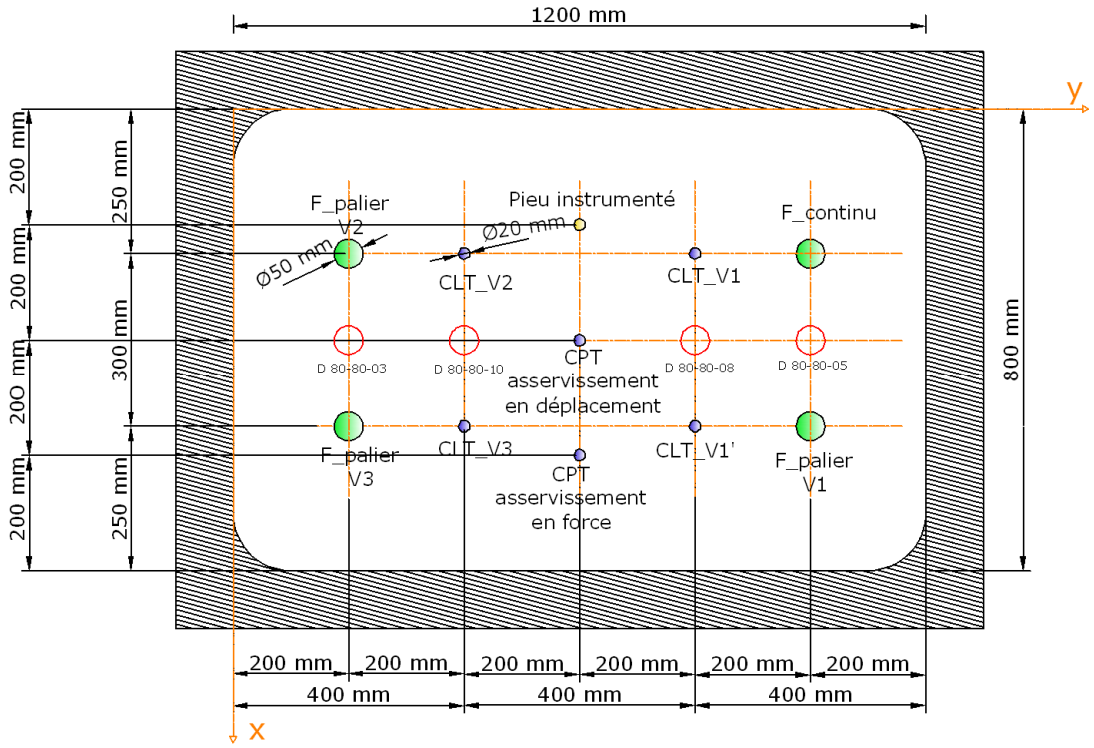


Figure VI-16. Vue en plan du conteneur CT_1

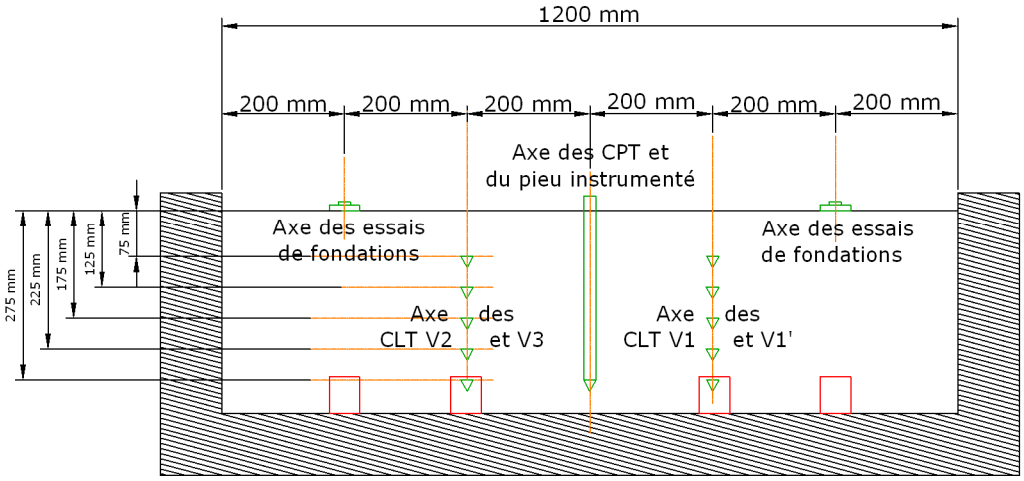


Figure VI-17. Vue en coupe du conteneur CT_1

La configuration et la répartition des essais dans ce conteneur a été optimisée pour respecter des distances minimales entre les essais, et pour éloigner les essais CLT le plus possible des bords puisqu'ils sont réalisés à différentes profondeurs, alors que les essais de fondations sont réalisées en surface, elles sont donc moins influencées par la proximité des bords où la densité du massif est légèrement inférieure à celle au centre du conteneur.

Suite à des difficultés rencontrées lors de la réalisation des essais (stabilisation de la boucle d'asservissement due à un parasitage électrique sur la mesure du capteur de déplacement du servo-vérin SV_2,..), il a été décidé de remplacer le SV_2 par le SV_1, ce qui limite la course d'utilisation à 70 mm (Tableau VI-4) et ne permet pas de réaliser les essais de pénétration statique continue. Les défauts récurrents au niveau du SV_2, ainsi que les autres problèmes ont contrarié l'avancement du programme au point d'abandonner quelques essais ou modifier les procédures pour certains autres :

- L'essai sur le pieu instrumenté a été perturbé par ces défauts et n'a pu être exécuté correctement ; du fait de sa mise en place pendant la pluviation, il s'agissait de simuler un essai sur pieu foré. Reconduire le même type d'essai dans ce conteneur n'est plus possible ;
- L'essai continu au pénétromètre sur une course de 300 mm avec la pointe de 20 mm n'a pu être réalisé : il est remplacé par deux essais au pénétromètre classique de 12 mm de diamètre pour avoir une idée de la charge limite à appliquer à chaque niveau ;
- L'influence de la vitesse de chargement lors des essais de chargement de pointe n'a pas été étudiée. Le bilan est qu'au lieu de 4 profils CLT prévus, un seul profil de type CLT à différentes profondeurs a été exécuté en utilisant une même vitesse de montée au palier (V_1 = 10 sec) ;
- Tous les essais de fondations superficielles ont été réalisés.

Tableau VI-7. Coordonnées des essais dans le premier conteneur

Essai	X (mm)	Y (mm)
Pieu instrumenté	200	600
CPT continu – asservissement en déplacement	400	600
CPT continu – asservissement en force	600	600
CLT_V1	250	800
CLT_V1'	550	800
CLT_V2	250	400
CLT_V3	550	400
F_continu	250	1000
F_palier V1	550	1000
F_palier V2	250	200
F_palier V3	550	200
Boîte de densité 03	400	200
Boîte de densité 08	400	800
Boîte de densité 05	400	1000
Boîte de densité 10	400	400

5.2. Conteneur CT_2 (40g, 82%, vitesse de chargement et géométrie de pointe)

Le deuxième conteneur CT_2 a été préparé selon la méthode de pluviation du sable de Fontainebleau en utilisant les mêmes paramètres que le conteneur CT_1 dans le but d'avoir la même densité relative de 82 %. Cependant la phase de pluviation pour ce conteneur est plus compliquée et plus longue que le premier puisqu'il faut mettre en place les fondations enterrées au fur et à mesure de l'avancement de la pluviation et du remplissage du conteneur ; l'opération demande un soin particulier notamment un surfaçage à chaque cote de pose de fondation enterrée et un préréglage ainsi qu'un contrôle de la verticalité des fourreaux à chaque instant. La Figure VI-18 montre une photo du conteneur à la fin de la phase de pluviation et après arasage final de la surface du massif ; la photo montre l'emplacement des 4 fondations enterrées et les fourreaux de chaque fondation dans lesquelles viennent se positionner la canne du servo-vérin qui exerce l'effort. Quatre boîtes de densité ont été placées dans le conteneur afin de contrôler la densité à la fin du vol (Figure VI-19).

Les difficultés rencontrées lors de la réalisation du conteneur CT_1 ont permis de préparer le conteneur CT_2 en s'appuyant sur celles rencontrées dans le premier. Tout le programme d'essai prévus dans le conteneur CT_2 a été exécuté notamment en couplant plusieurs paramètres comme la géométrie de la pointe et la vitesse de chargement. Les essais dans le

conteneur CT_2 ont été réalisés sous une accélération de 40xg : les Figure VI-19, Figure VI-20, Figure VI-21 et Figure VI-22, présentent l'implantation des essais et le Tableau VI-8 précise leurs coordonnées :

- un essai de chargement du pieu instrumenté (réalisé avec le servo-vérin SV_1) ;
- un profil CPT de référence avec la pointe conique de 20 mm (SV_2_asservissement en déplacement) ;
- un profil CPT de référence avec la pointe plate de 20 mm (SV_2_asservissement en déplacement) ;
- un profil CLT avec une pointe conique et une vitesse V1 (SV_2) ;
- un profil CLT avec une pointe conique et une vitesse V2 (SV_2) ;
- un profil CLT avec une pointe plate et une vitesse V1 (SV_2) ;
- un profil CLT avec une pointe plate et une vitesse V2 (SV_2) ;
- 4 essais de chargement de semelles enterrées (SV_1) (asservis en déplacement) ;
- un essai de fondation superficielle (SV_1).



Figure VI-18. Le conteneur CT_2 après la phase de pluviation

Tableau VI-8. Coordonnées des essais dans le conteneur CT_2

Essai	X (mm)	Y (mm)
Pieu instrumenté	600	600
CPT continu – pointe conique de 20 mm	600	900
CPT continu – pointe plate de 20 mm	600	300
CLT_pointe conique – V1	200	500
CLT_pointe conique – V2	200	900
CLT_pointe plate – V1	200	300
CLT_pointe plate – V2	200	700
F_sup	400	1000
F_75 mm	400	200
F_125 mm	400	800
F_175 mm	400	400
F_225 mm	400	600
Boîte de densité 03	300	500
Boîte de densité 08	300	700
Boîte de densité 05	500	500
Boîte de densité 10	500	700

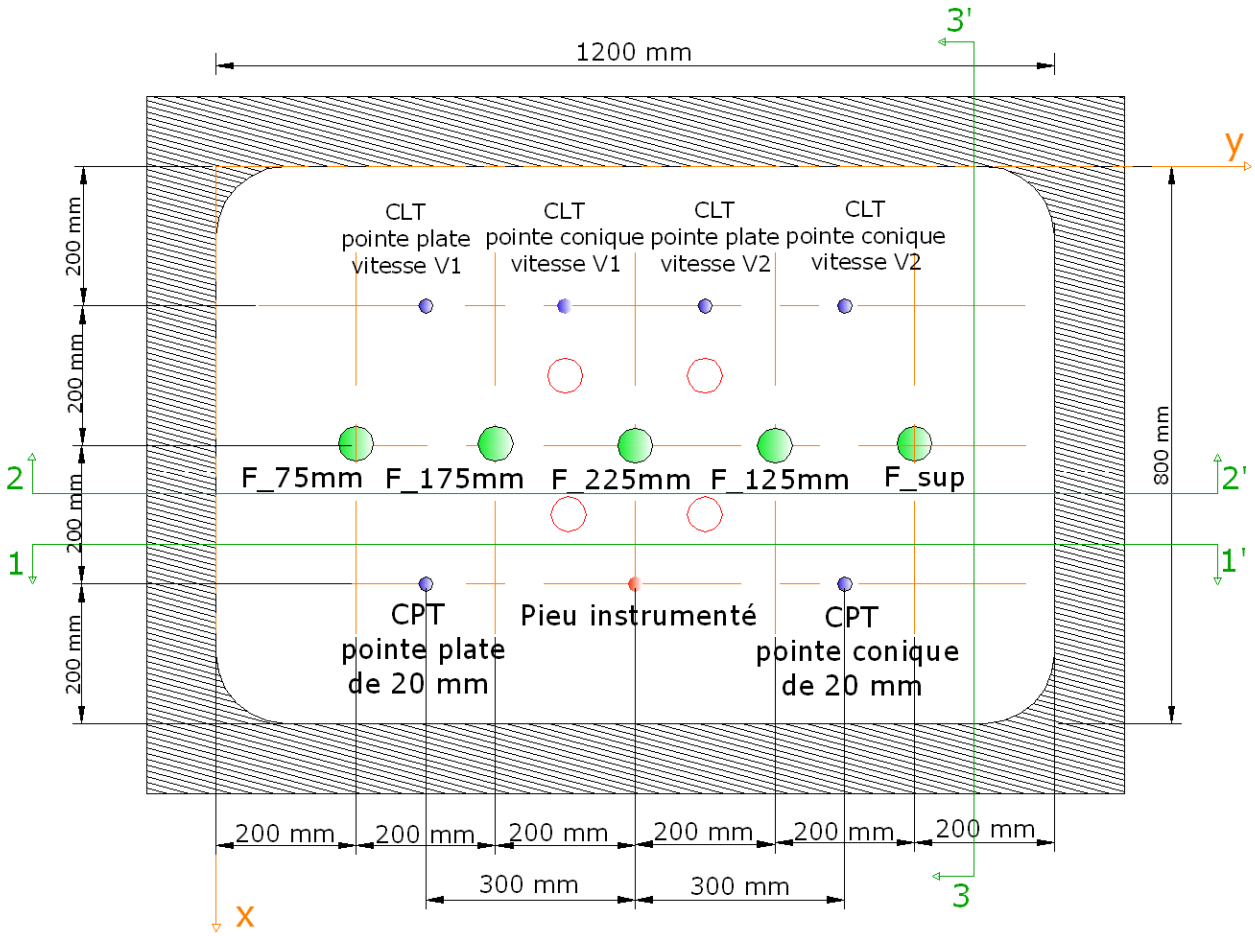


Figure VI-19. Vue en plan du conteneur CT_2

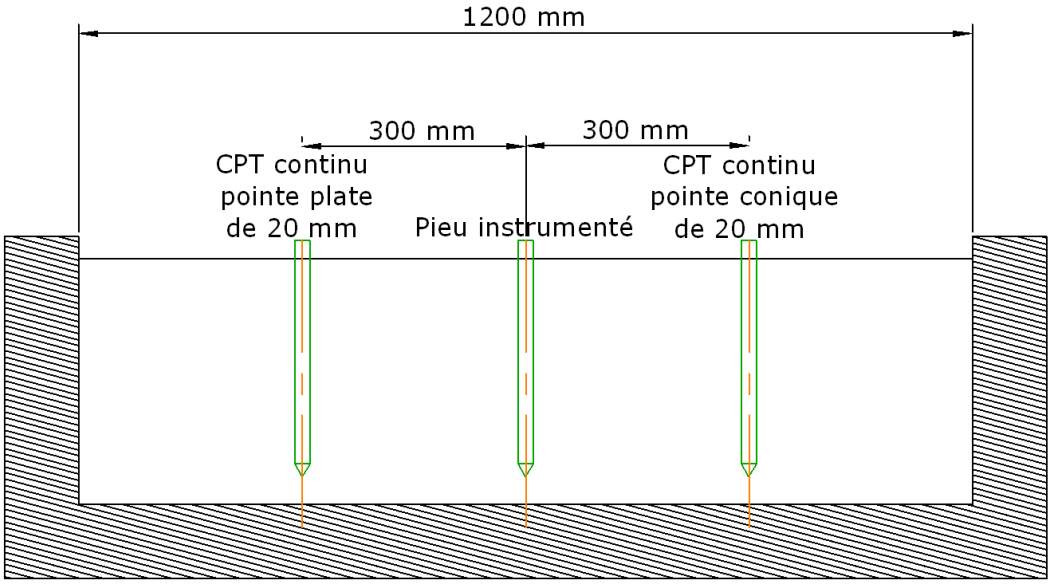


Figure VI-20. Vue en coupe selon 11' du conteneur CT_2

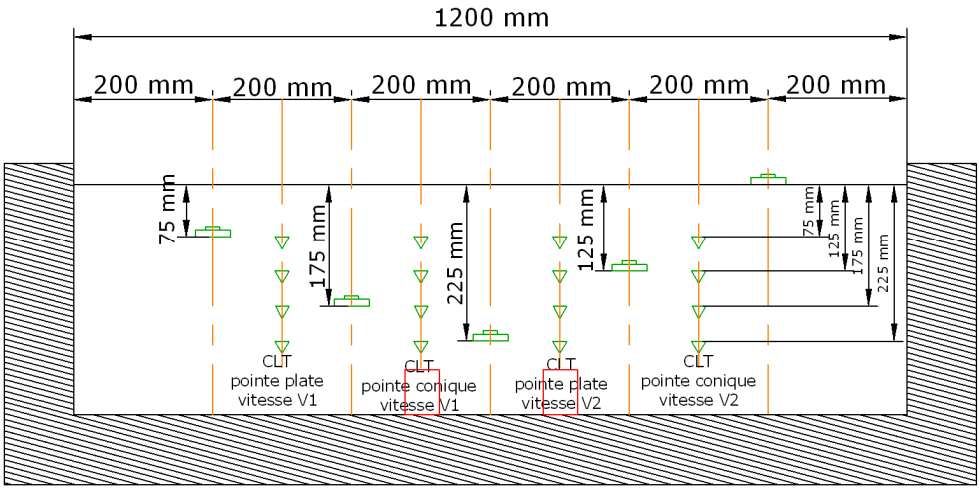


Figure VI-21. Vue en coupe selon 22' du conteneur CT2

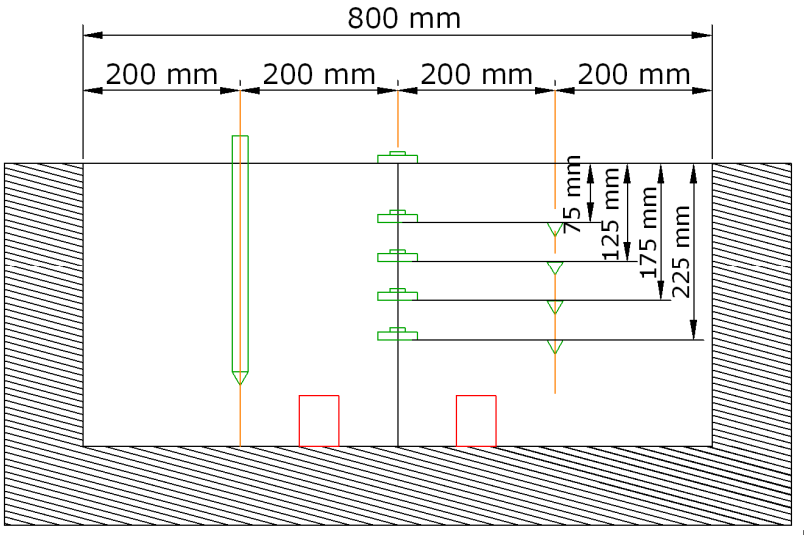


Figure VI-22. Vue en coupe selon 33' du conteneur CT_2

6. Présentation et exploitation des résultats

6.1. Profils pénétrométriques de référence

Dans chaque conteneur, des profils pénétrométriques classiques ont été réalisés, à la fois pour contrôler l'homogénéité du massif et pour servir de référence aux essais de chargement de pointe. Pour déterminer le programme de chargement par paliers à une cote donnée, il est nécessaire de connaître la charge initiale et la charge limite à la rupture, informations obtenues par l'exécution d'un profil en continu de référence.

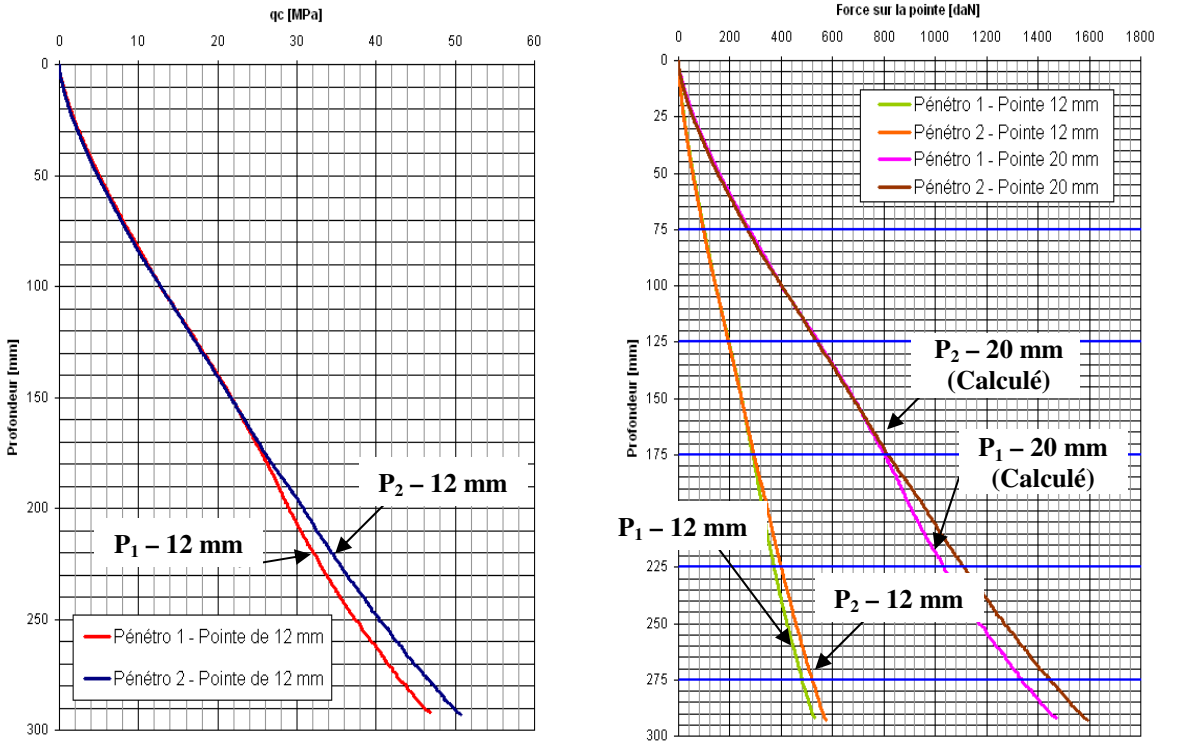
A cause des difficultés et problèmes techniques rencontrés dans le conteneur CT_1, aucun profil pénétrométrique en continu n'a pu être réalisé avec la pointe de 20 mm. Pour y remédier, l'utilisation d'un autre pénétromètre hydraulique équipé d'une pointe de 12 mm a permis d'évaluer la résistance en pointe sans la mesure du frottement latéral.

Deux profils ont été exécutés jusqu'à 300 mm de profondeur. On rappelle que le pénétromètre ayant une pointe de 12 mm permet d'obtenir directement la valeur de la force en pointe et que le chargement par palier ne peut être exécuté que par l'intermédiaire d'un capteur de force

hors sol. Pour approcher cette procédure de chargement par palier, la méthode suivante est retenue :

- La résistance en pointe mesurée par le profil en continu du pénétromètre ayant une pointe de 12 mm (soit la notation P12) sera utilisée pour déterminer la force équivalente appliquée avec une pointe de 20 mm (P20) sachant que la contrainte q_c est identique à la même cote quelque soit le diamètre de la pointe ;
- Par cette démarche analogique, il est possible d'avoir une bonne idée de la charge de rupture sous une pointe de 20 mm ;
- Le pénétromètre P12 n'est pas équipé d'un manchon de frottement ; il est donc difficile d'évaluer la force totale en tête nécessaire pour piloter le servo-vérin SV_2 et estimer la valeur des paliers intermédiaires de chargement ;
- Le chargement par palier avec la pointe de 20 mm sera toutefois exécuté par un asservissement en force à partir d'un capteur localisé en tête et non pas au niveau de la pointe.

La Figure VI-23 montre les deux profils pénétrométriques obtenus expérimentalement avec la pointe de 12 mm, ainsi que leurs équivalents, transposés et calculés en terme de force pour le cas de la pointe de 20 mm. On note une différence entre les deux profils ($\leq \pm 4\%$) en dessous de 180 mm de profondeur, probablement parce que l'un d'eux (profil 2) est réalisé dans une zone plus proche du centre du conteneur, là où la densité est moins influencé par les effets de bords. La comparaison des résistances mesurées permet aussi de vérifier l'homogénéité du massif.



(a) pénétromètre avec une pointe de 12 mm (b) calcul des efforts dans le cas d'une pointe de 20 mm

Figure VI-23 Profils pénétrométriques de référence dans le conteneur CT1

Dans le conteneur CT_2, deux profils pénétrométriques ont été réalisés avec la pointe de 20 mm équipée d'un manchon de frottement en utilisant le servo-vérin SV_2 (Figure VI-24). Dans

le premier profil, une pointe conique a été utilisée alors que dans le deuxième profil de référence, une pointe plate a été utilisée. La Figure VI-25 montre les profils des deux types de reconnaissance. On note que les forces totales appliquées en tête (au niveau du capteur du servo-vérin) sont identiques quelle que soit la géométrie de la pointe ; l'effort de pointe avec embout conique reste constamment plus faible que l'effort de pointe avec embout plat. La résistance de pointe q_c est plus importante dans le cas de la pointe plate ce qui est normal puisque la surface de contact avec le sol de la pointe conique est moins importante que celle de la pointe plate. Des différences existent également au niveau de la variation du frottement latéral f_s et du rapport de frottement R_f.



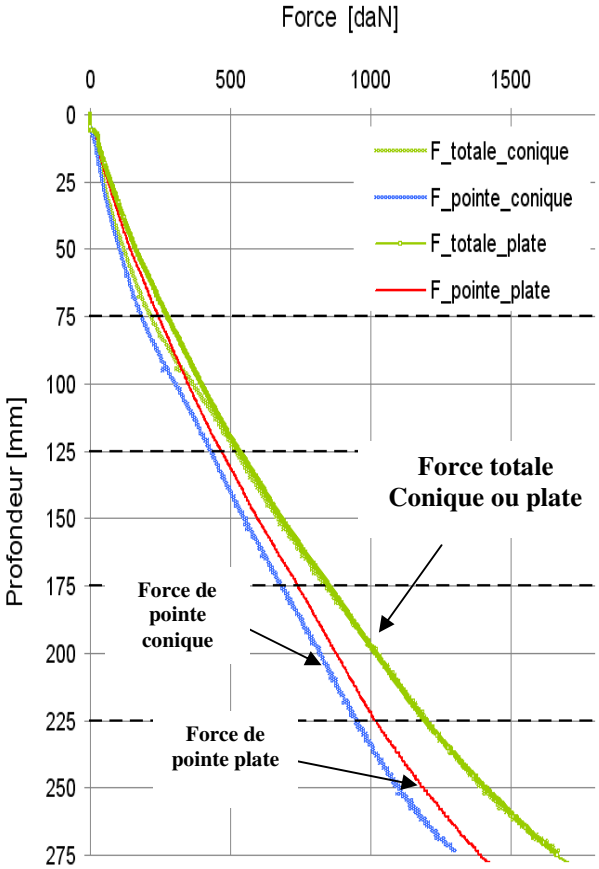
Figure VI-24. Fonçage de la pointe de 20 mm avec le servo-vérin SV_2

Sur les graphiques de la Figure VI-25, on a pris soin de repérer les cotes des essais CLT (traits en pointillés) qui permettront de déterminer les forces totales de rupture et de calculer les valeurs des paliers à définir dans les programmes de chargement.

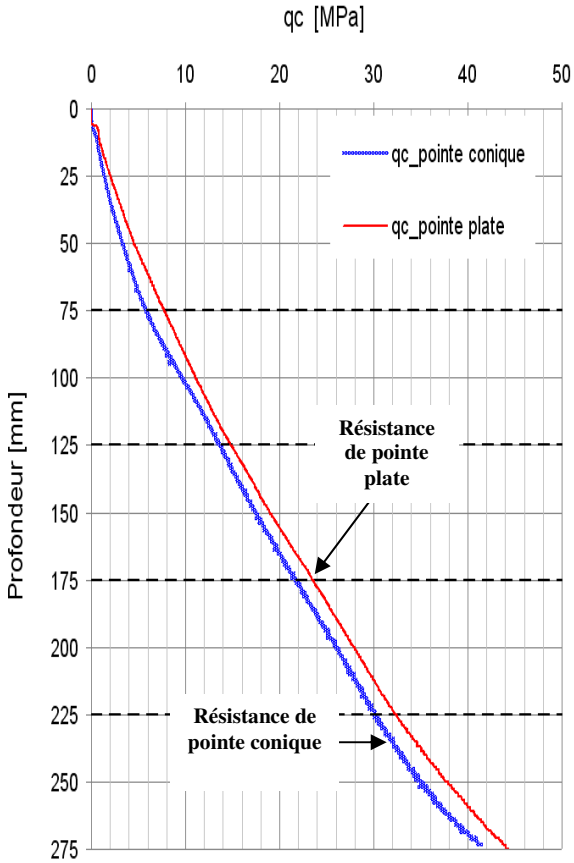
Il est intéressant de comparer les reconnaissances pénétrométriques effectuées dans le CT_1 et le CT_2 qui montrent une bonne reproductibilité avec deux massifs de sol différents (Tableau VI-9), même si le conteneur CT_1 présente des valeurs un peu plus fortes.

Tableau VI-9. Comparaison des résistances en pointe dans les conteneurs CT1 et CT2

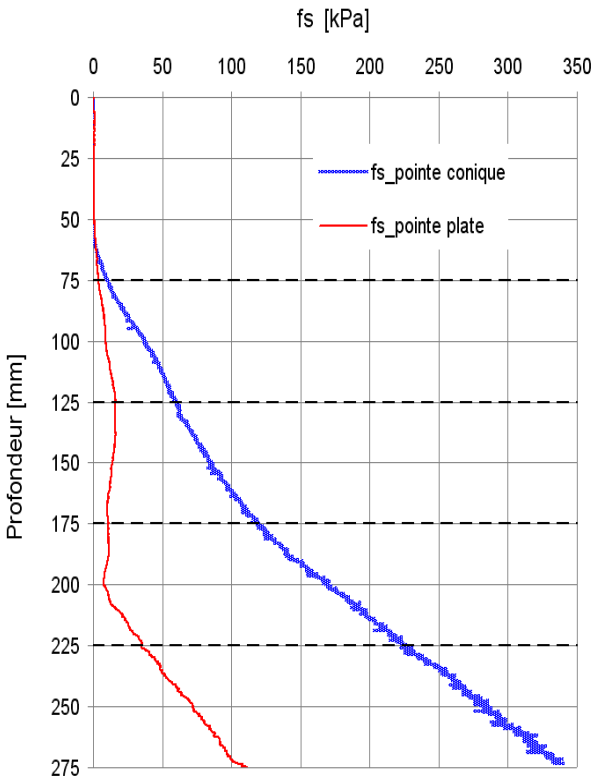
Profondeur (mm)	q_c (Conteneur CT_1)	q_c (Conteneur CT_1)	q_c (Conteneur CT_2)
	Profil P_1 (pointe 12 mm) Valeurs en MPa	Profil P_2 (pointe 12 mm) Valeurs en MPa	Embout conique (20 mm) Valeurs en MPa
75	8	8	6
125	15	15	14
175	25	26	22
225	31	33	30
275	42	47	42



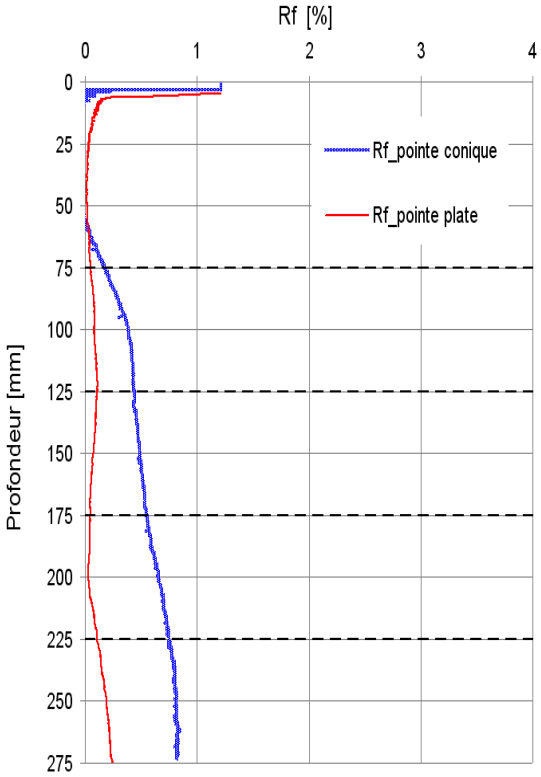
(a) diagrammes des forces



(b) variation de q_c



(c) variation de f_s



(d) variation de R_f

Figure VI-25. Profils pénétrométriques de référence dans le conteneur CT_2

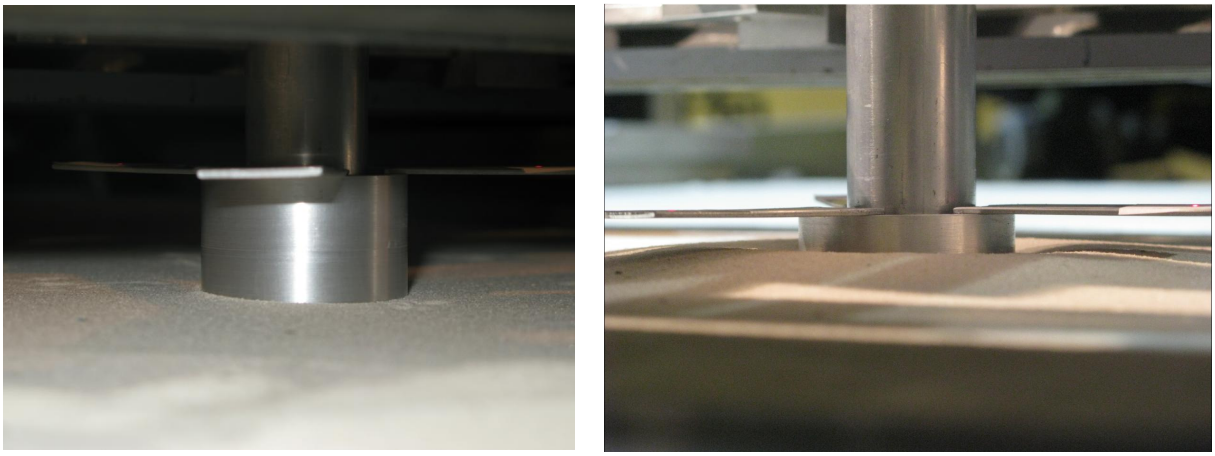
6.2. Essais de chargement de fondations superficielles (Conteneur CT_1)

Un essai de chargement de plaque de référence a été réalisé dans le but d'avoir la capacité portante limite nécessaire pour calculer les valeurs des paliers des autres essais. Les caractéristiques de cet essai appelé (F_continu, Tableau VI-7) sont résumées dans le Tableau VI-10.

Tableau VI-10. Caractéristiques de l'essai de chargement de référence

Essai F_continu	Essai de référence de chargement de plaque
Asservissement	En déplacement jusqu'à la rupture
Type de chargement	Continu sans palier
Vitesse de chargement	0,5 mm/min
Diamètre de la plaque	50 mm
Charge limite (pour h = 5 mm = 10%B)	335 daN (1700 kPa)

La Figure VI-26 montre l'enfoncement de la plaque dans le sol à la fin de l'essai, provoquant le refoulement du sol, classiquement observé sur les essais de chargement de fondations.



Avant le chargement Après le chargement

Figure VI-26. Visualisation de l'enfoncement de la plaque à la fin de l'essai

Des essais de chargement-déchargement ont été réalisés également dans le conteneur CT_1 afin de simuler des essais de plaque (NF P94-117-1) et de déterminer un module de déformation. Les paliers de chargement ont été choisi sur la base d'une charge limite de 340 daN, soient 10 paliers croissants d'une intensité de 34 daN chacun, et 5 paliers décroissants d'une intensité de 68 daN chacun.

La Figure VI-27 présente les programmes de chargement de chaque essai et La Figure VI-28 montre les courbes de chargements correspondants. La rupture se fait par poinçonnement et le pic est absent dans tous les essais. D'une façon générale, la charge augmente en deux étapes distinctes : dans la première étape, la courbe est quasi-rectiligne et les tassements sont faibles ; dans la seconde, les courbes présentent une inflexion nette à partir de laquelle on observe de grands déplacements.

Comme pour les essais triaxiaux, la détermination de la charge de rupture s'avère difficile et n'est pas clairement définie. Ici, on retient une valeur de la charge limite sur la base d'un critère de tassement relatif correspondant à un déplacement égal à 10% du diamètre de la fondation (ici, 10%B = 5 mm).

Pour chaque essai de chargement de plaque, un module sécant à 50 % de chargement a été calculé à partir de la relation suivante :

$$E_{sécant à 50\%} = \frac{\Delta p}{\Delta h} \times \frac{\pi}{4} \times B \times (1 - \nu^2) \qquad \text{VI-2}$$

Avec

Δp : amplitude de charge à 50 % de chargement ;
Δh : amplitude de déplacement correspondante ;
B : diamètre de la plaque (50 mm).

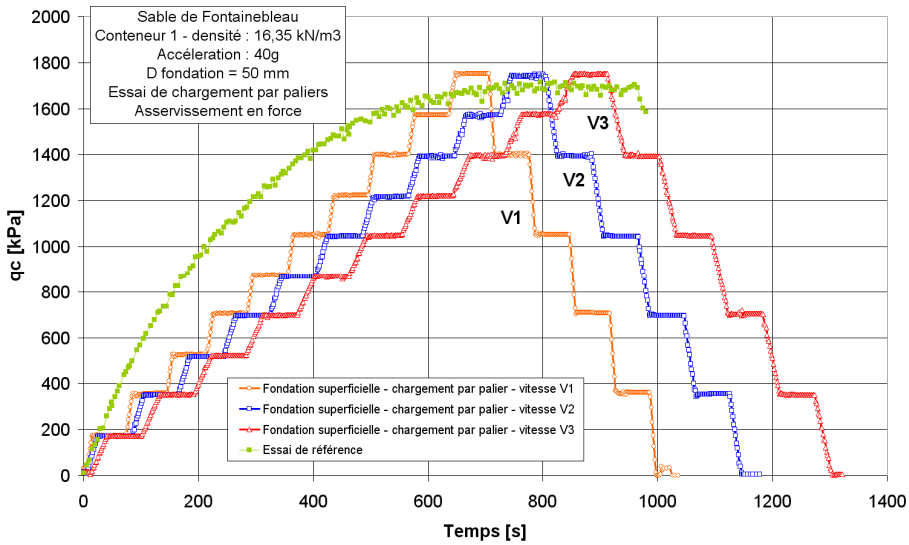


Figure VI-27. Programmes de chargement des fondations superficielles (conteneur CT_1)

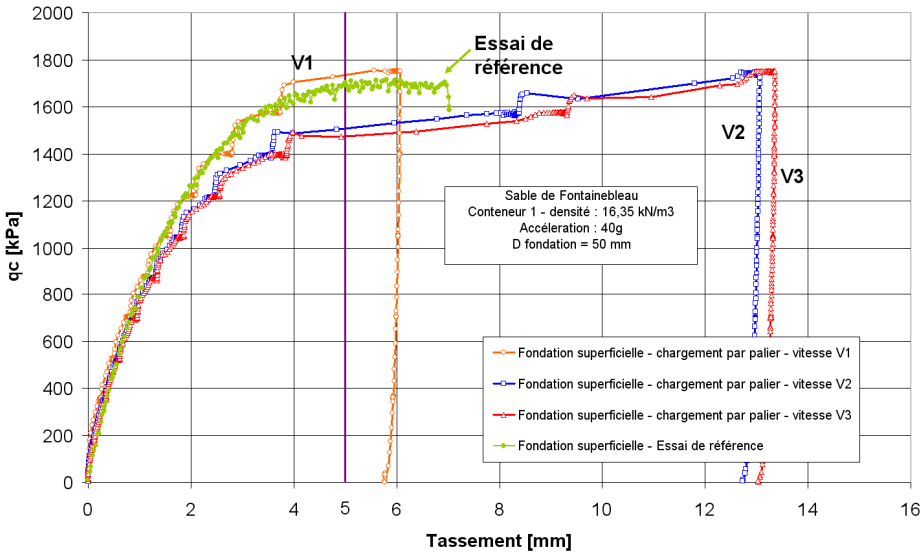


Figure VI-28. Courbes de chargement (q_c en fonction du tassement) - conteneur CT_1

Le Tableau VI-11 donne les valeurs des charges limites et du module sécant de chaque essai.

A partir de ces essais de chargement de fondations superficielles, il a été possible d'aboutir aux conclusions suivantes :

- L'essai F_palier V_1 donne une valeur de charge limite très proche de celle de l'essai de référence pour une valeur de déplacement de 5 mm ;
- Quand la vitesse de chargement augmente, la charge limite (à 5%B) diminue, et le fluage devient plus important ;
- Le module de déformation ne semble pas être influencé par la variation de la vitesse ;
- Le taux de diminution de la charge limite n'est pas équivalent au taux d'augmentation de la vitesse de chargement.

Tableau VI-11. Charges limites des essais de fondations superficielles (conteneur CT_1)

Essai	Vitesse de montée en palier	Charge limite à 5 mm (10%B) (kPa)	Effort correspondant (daN)	Module sécant E (MPa)
F_continu	Chargement monotone à 0,5 mm/min	1710	335	27,09
F_palier V_1	10 s	1740	340	27,11
F_palier V_2	20 s	1510	296	27,02
F_palier V_3	30 s	1480	290	26,73

6.3. Essais de chargement de pointe – CLT

6.3. Essais CLT dans le conteneur CT_1

Les essais de chargement de pointe du premier conteneur ont été réalisés en utilisant le servo-vérin SV_1 par suite de problèmes liés à l'asservissement et au pilotage du SV_2. La campagne d'essais s'est avérée plus difficile et délicate à mener à terme dans les délais du seul fait de la limitation en course du servo-vérin SV_1 de remplacement (70 mm).

Les résultats de ces essais, exécutés dans des conditions particulières (approche de la cote de démarrage de l'essai et état initial du sol avant chargement) doivent être interprétés avec prudence, néanmoins, il est intéressant de les présenter. Cinq essais CLT ont été effectués dans un seul sondage, à 75 mm, 125 mm, 175 mm, 225 mm et 275 mm en appliquant la procédure suivante :

a- Enfoncement de la pointe à l'aide du servo-vérin SV_1 jusqu'à la profondeur souhaitée avec un asservissement en déplacement à la vitesse de 2mm/s ;
b- Phase d'arrêt à la cote d'essai, d'où une relaxation suite au relâchement de l'effort appliqué pendant l'opération de basculement pour un asservissement en force ;
c- Chargement par 10 paliers, jusqu'à la charge limite estimée ;
d- Vitesse de montée en palier fixée à 10s (vitesse V_1) et durée de chaque palier fixée à une minute ;
e- Déchargement par 5 paliers d'une durée d'une minute chacun, avec une vitesse de descente en palier de 10s.

La Figure VI-29 présente les résultats obtenus pour les 5 essais CLT à chaque cote :

- L'effort total mesuré hors sol par le capteur de force du servo-vérin ;
- L'effort de pointe ;
- L'effort sur le manchon ; somme de la mesure de l'effort de pointe et de l'effort de frottement latéral ;
- L'effort de frottement latéral seul repris par le manchon de frottement.

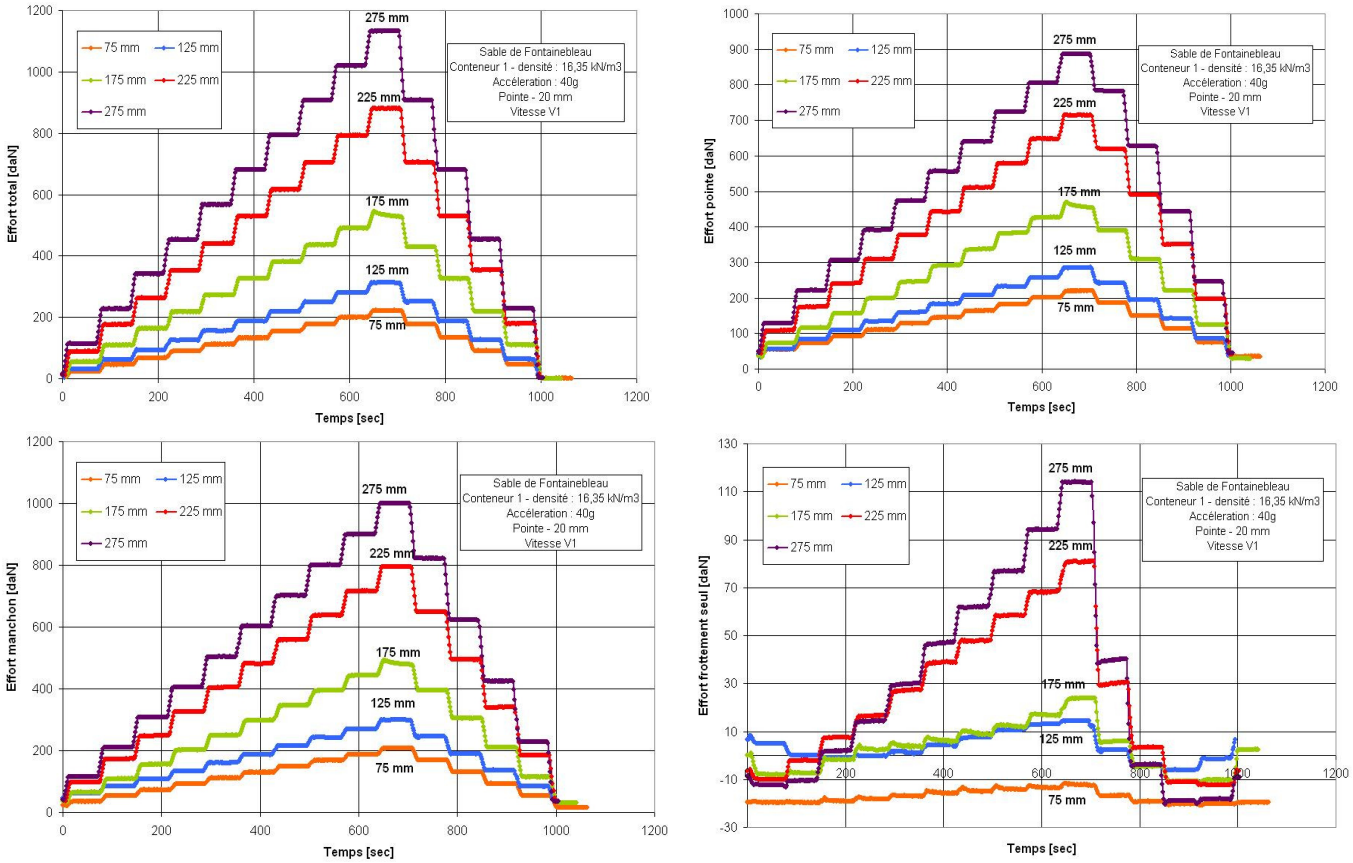


Figure VI-29 Comparaison des essais CLT (Effort [daN] en fonction du temps [s])

La Figure VI-30 présente les courbes de variation de la résistance de pointe (MPa) en fonction du tassement de la pointe pour chaque profondeur. Ces courbes ne sont pas parfaites probablement du fait de la procédure, néanmoins, la partie linéaire élastique permet de calculer un module de déformation. Les courbes respectent une certaine logique, à savoir que la charge limite de l'essai de chargement de pointe q_{CLT} augmente avec la profondeur de l'essai.

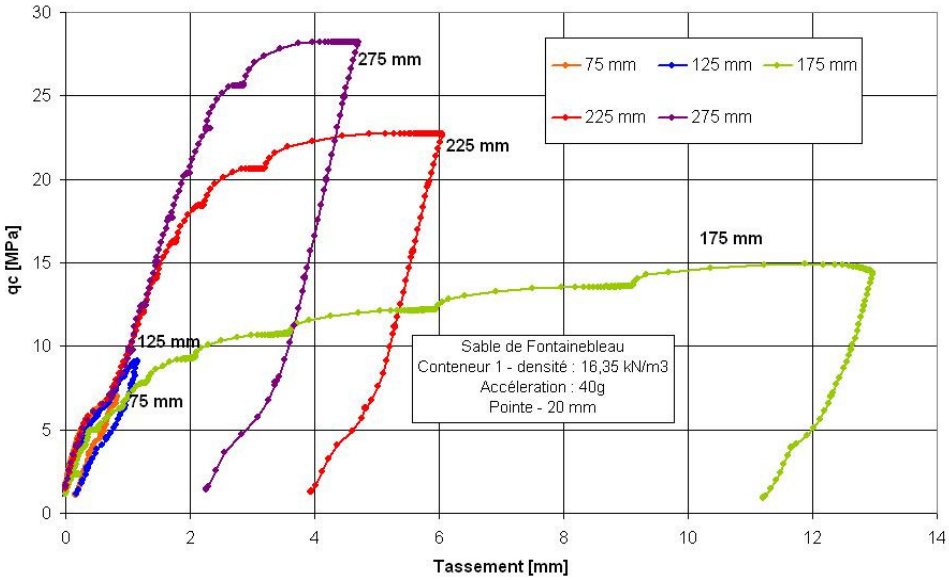


Figure VI-30. Courbes de chargement des essais CLT dans le conteneur CT_1

6.3. *Essais CLT dans le conteneur CT_2*

Quatre sondages CLT ont été réalisés dans le conteneur CT_2, dont deux avec un embout conique et deux autres avec l'embout plat. Pour chaque géométrie de pointe, les essais ont été exécutés selon deux vitesses chargement différentes (Vitesse V_1 : montée au palier en 10s ; vitesse V_2 : montée au palier en 20s).

Les Figure VI-31 et Figure VI-32 montrent les programmes et courbes de chargement avec la pointe conique (q_c en fonction du temps et q_c en fonction du tassement) pour les deux gammes de vitesses. La Figure VI-33 montre le programme et les courbes de chargement des essais CLT réalisés avec une pointe plate pour les vitesses V_1 et V_2.

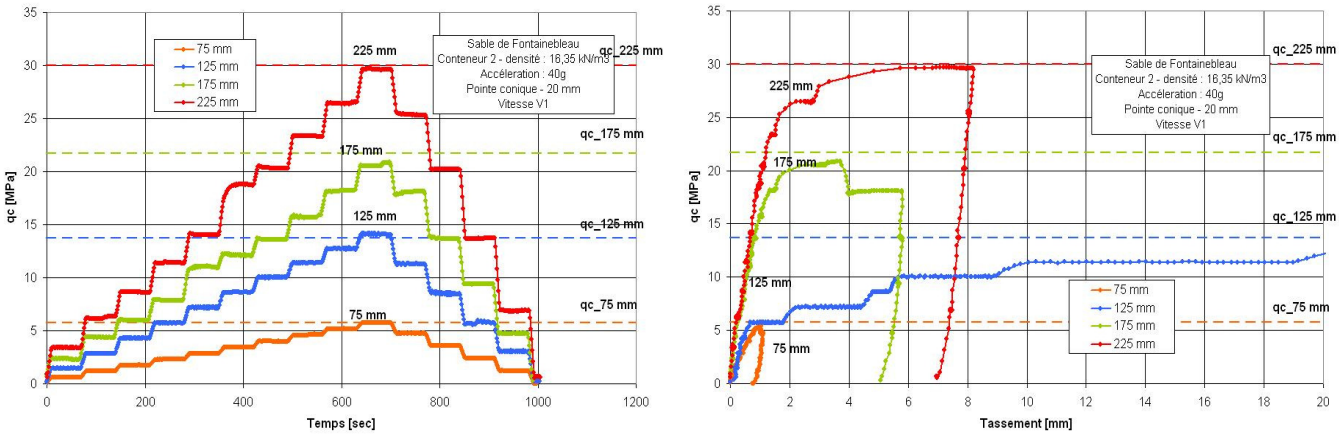


Figure VI-31. Programme et courbes de chargement (pointe conique, vitesse V_1)

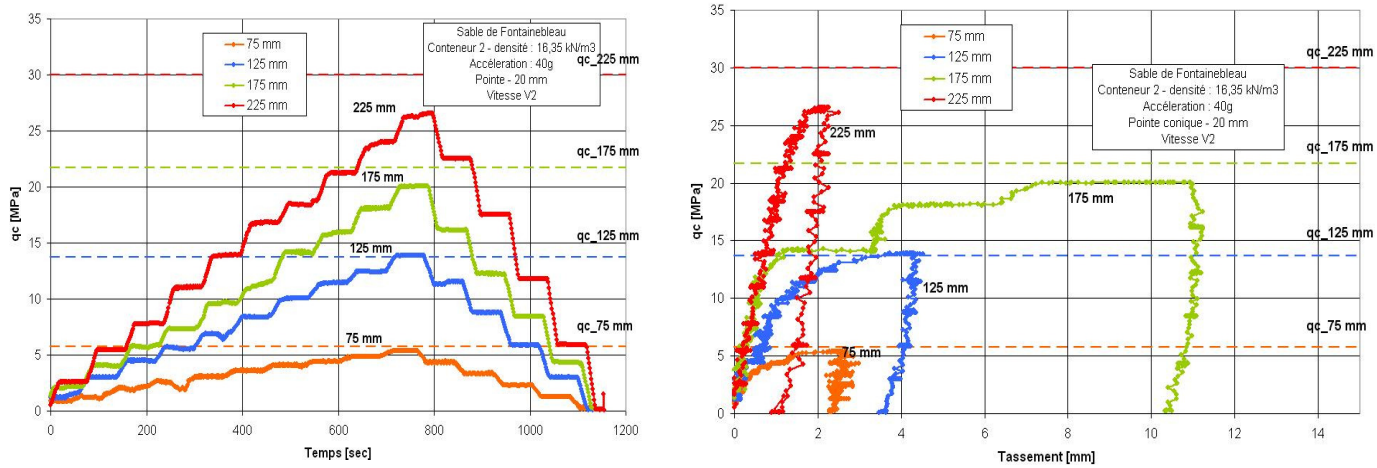


Figure VI-32 Programme et courbes de chargement (pointe conique, vitesse V_2)

Une comparaison a été établie, pour chaque vitesse de chargement, entre les essais CLT réalisés avec une pointe à embout conique et ceux réalisés avec une pointe à embout plat (Figure VI-34 et Figure VI-35).

On remarque sur ces figures, que pour certains essais, des problèmes de mesure sont survenus au niveau du capteur de déplacement, ce qui se manifeste par des parasites ou des instabilités des valeurs du déplacement. Ces perturbations sont très gênantes dans certains cas et affectent la représentation des résultats.

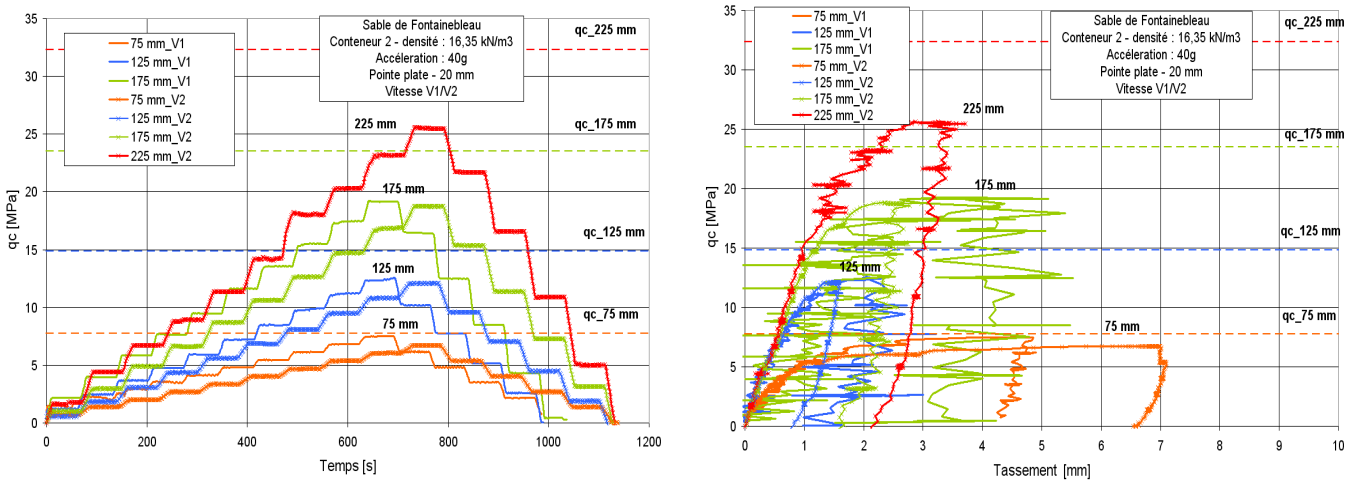


Figure VI-33. Programme et courbes de chargement (pointe plate, vitesses V_1 et V_2)

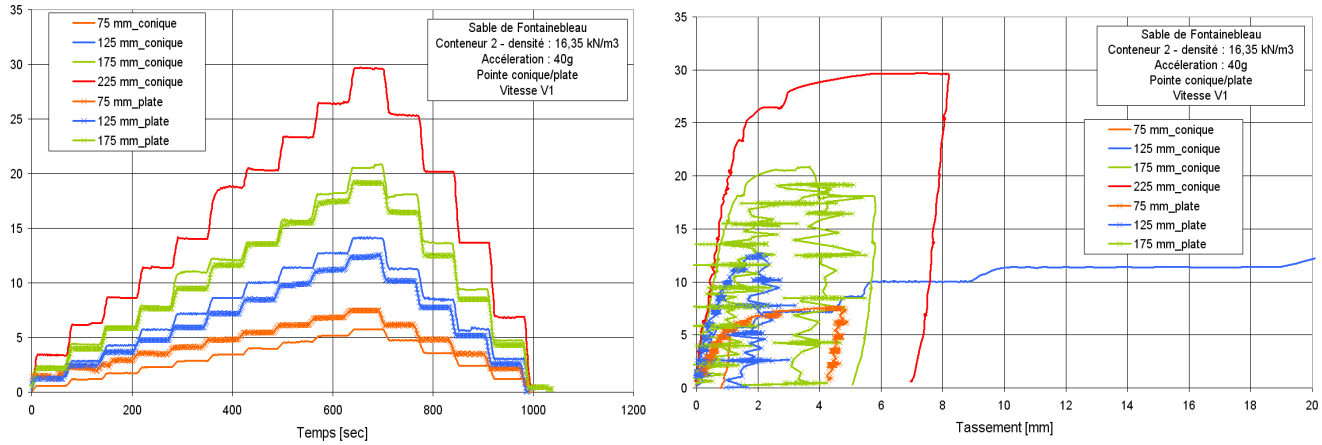


Figure VI-34. Programme et courbes de chargement (vitesse V1, pointe conique et plate)

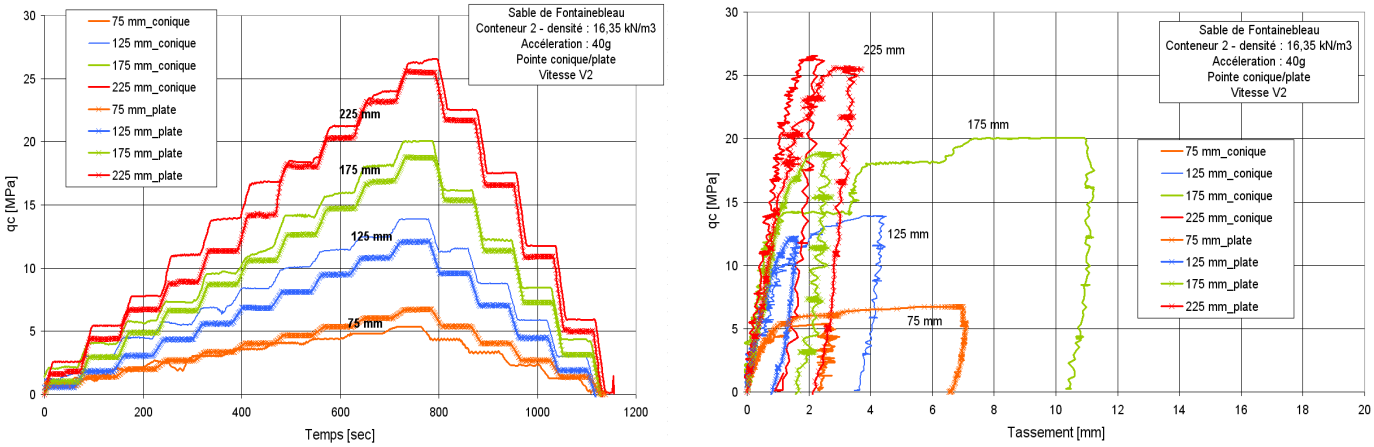


Figure VI-35. Programme et courbes de chargement (vitesse V2, pointe conique et plate)

Le Tableau VI-12 résume les résultats des essais CLT dans le conteneur CT_2 en montrant pour chaque essai, en fonction de la profondeur :

- La résistance de pointe q_c obtenue à partir de l'essai pénétrométrique de référence ;
- La charge limite de l'essai de chargement de pointe q_{CLT} ;
- Le module de déformation tangent E_{CLT} calculé comme défini dans le chapitre 3.

$$E_{CLT} = \frac{\Delta p}{\Delta h} \times 0{,}7R \qquad \text{VI-3}$$

Δp : amplitude de charge ;
Δh : amplitude de déplacement correspondante ;
R : rayon de la pointe (10 mm).

Tableau VI-12. Résultats des essais CLT réalisés dans le conteneur CT_2

		Embout conique			
profondeur (mm)	q_c (MPa)	Vitesse V_1		Vitesse V_2	
		q_{CLT} (MPa)	E (MPa)	q_{CLT} (MPa)	E (MPa)
75	5,76	5,7	44,8	5,35	46,13
125	13,7	14	84,64	13,8	60,83
175	21,7	20,8	101,65	20	85,49
225	30	29,5	122,58	26,4	107,41
profondeur (mm)		Embout plat			
	q_c (MPa)	Vitesse V_1		Vitesse V_2	
		q_{CLT} (MPa)	E (MPa)	q_{CLT} (MPa)	E (MPa)
75	7,73	7,5	41,94	6,50	46,4
125	14,85	12,6	85,99	12	87,12
175	23,5	19,15	65,31	18,75	100,99
225	32,33	-----	-----	25,5	116,36

La Figure VI-36 présente l'évolution du module E_{CLT} et de la charge limite q_{CLT} en fonction de la profondeur d'essai. Les essais CLT avec un embout plat (vitesse V_1) sont présentés malgré un doute sur leur représentativité. En effet, l'essai avec embout plat (vitesse V_1) à 225 mm n'a pu être réalisé, et le module calculé de celui réalisé à 175 mm semble être aberrant et ne suit pas la logique de variation des modules des autres types d'essais.

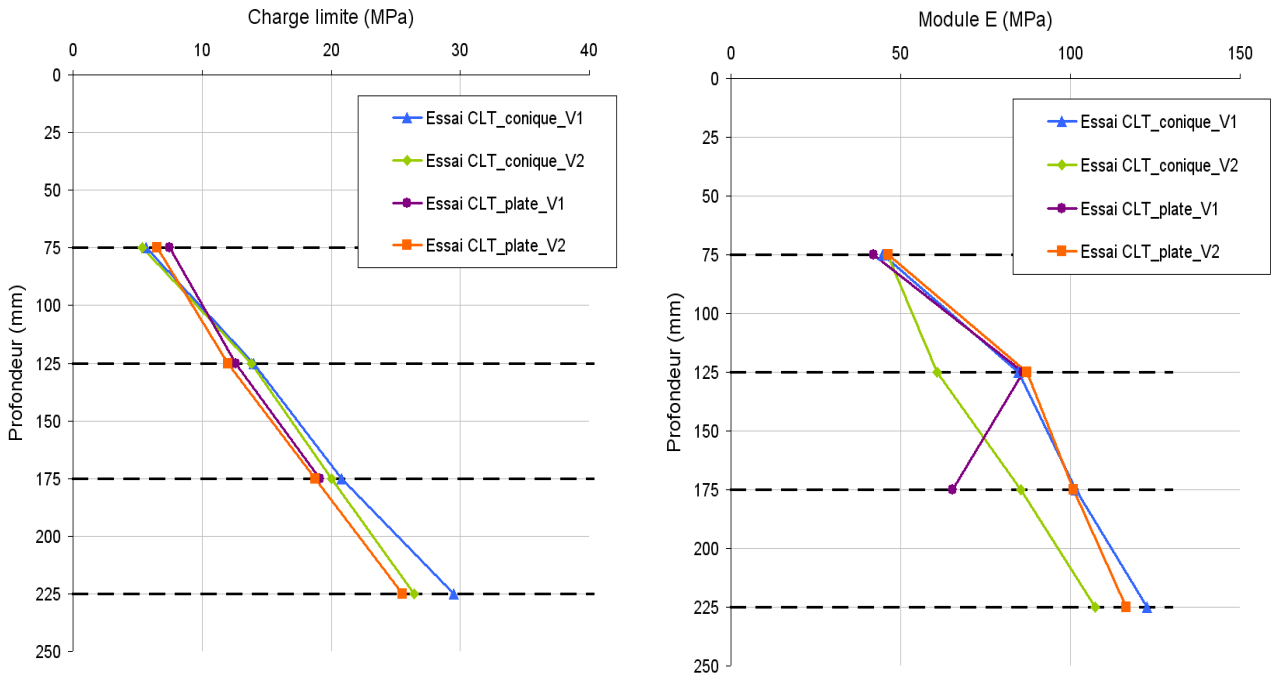


Figure VI-36. Résultats des essais CLT : module E_{CLT} et charge q_{CLT} (CT2)

A partir du Tableau VI-12 et de la Figure VI-36, et sachant que tous les essais sont réalisés dans les mêmes conditions (massif de même densité et sous même accélération de 40xg), les conclusions suivantes ont été établies :

1- Quel que soit le type de l'embout de la pointe (conique ou plate), la charge limite de l'essai de chargement de pointe q_{CLT} est toujours inférieure à la résistance de pointe de référence q_c, probablement, parce que la vitesse de chargement est plus lente dans le cas du chargement par palier que lors du fonçage en continu. Cette conclusion confirme les résultats obtenus in situ ;

2- Dans le cas de l'embout conique :
   a. q_c et q_{CLT} augmentent toujours avec la profondeur ;
   b. Le module E augmente toujours avec la profondeur ;
   c. Quand la vitesse de chargement diminue ($V_2<V_1$), et pour la même profondeur d'essai, q_{CLT} diminue et le module E diminue.

3- Dans le cas de l'embout plat :
   a. q_c et q_{CLT} augmentent toujours avec la profondeur ;
   b. Compte tenu des difficultés à réaliser correctement les essais à la vitesse V_1, il est difficile de présenter des conclusions sur l'influence de la vitesse de chargement sur la charge limite ni sur le module.

4- Dans le cas de la vitesse de chargement V_1 (la plus rapide)
   a. La charge limite q_{CLT} est plus importante avec un embout plat à 75 mm, tandis qu'elle devient moins importante aux autres profondeurs. Ceci peut s'expliquer par le seul fait que l'essai à 75 mm est le plus proche de la surface, car le mécanisme de chargement est le même pour tous les essais ;
   b. Sur les deux premières profondeurs (75 et 125 mm), pas de variation significative du module de chargement en fonction de la géométrie de l'embout ;

5- Dans le cas de la vitesse de chargement V_2 (la plus lente)
   a. Même conclusion que (4-a) en ce qui concerne la charge limite ;
   b. Le module de chargement croit plus rapidement avec la profondeur dans le cas d'un embout plat.

6.4. Essais de chargement de fondations enterrées (conteneur CT_2)

Quatre essais de fondations enterrées ont été réalisés dans le conteneur CT_2, ainsi qu'un essai de fondation superficielle. Les fondations enterrées ont été mises en place lors de la pluviation de telle façon qu'elles soient aux mêmes profondeurs que les essais CLT (75 mm ; 125 mm ; 175 mm et 225 mm).

Les essais de fondations enterrées ont été conduits jusqu'à la capacité maximale du servo-vérin SV_1 à travers un asservissement en déplacement à la vitesse de 0,5 mm/min. Les courbes de chargement des fondations enterrées et de la fondation superficielle dans le conteneur CT_2 sont représentées sur les Figure VI-37 et Figure VI-38. Les résultats de ces essais figurent dans le Tableau VI-13. On observe à partir des résultats de la Figure VI-37 que l'atteinte d'un palier plastique est retardée par l'accroissement de l'encastrement. Ce palier serait certainement atteint si la capacité du système de chargement est plus importante.

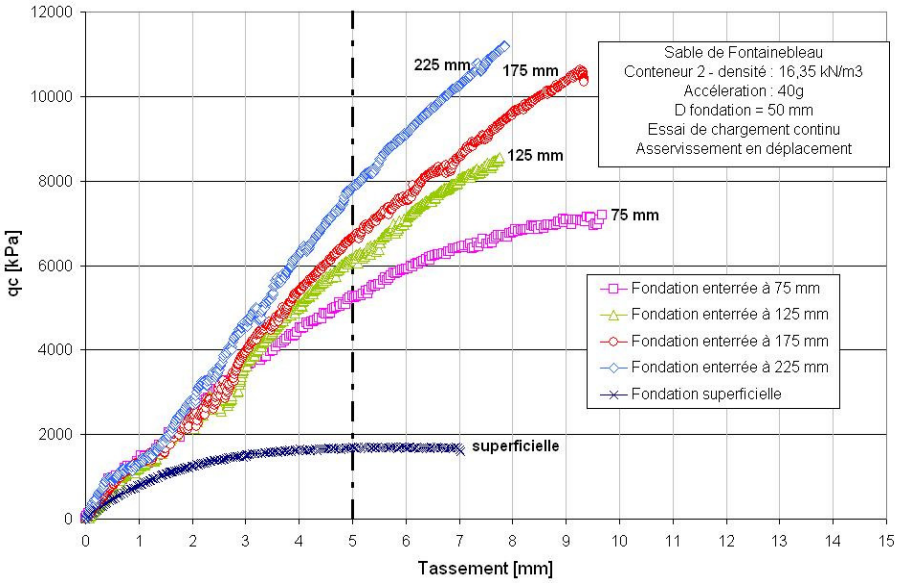


Figure VI-37. Courbes de chargement des fondations dans le conteneur CT_2

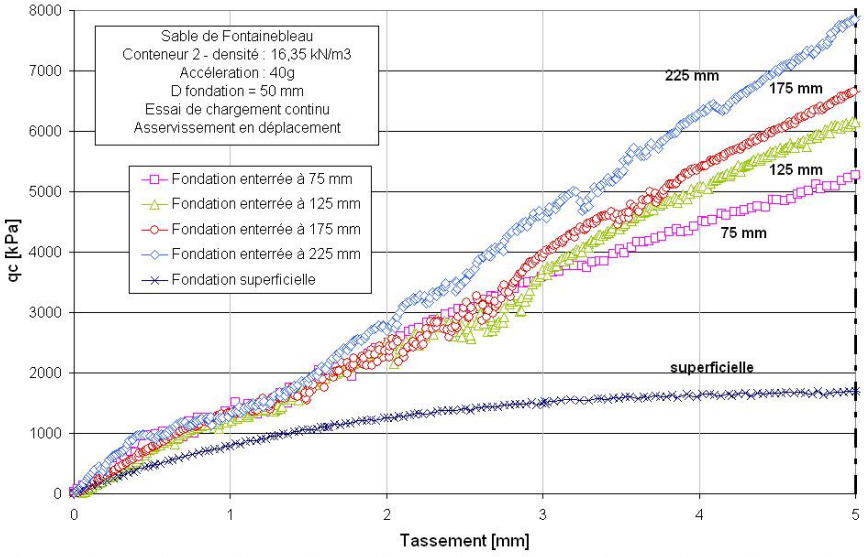


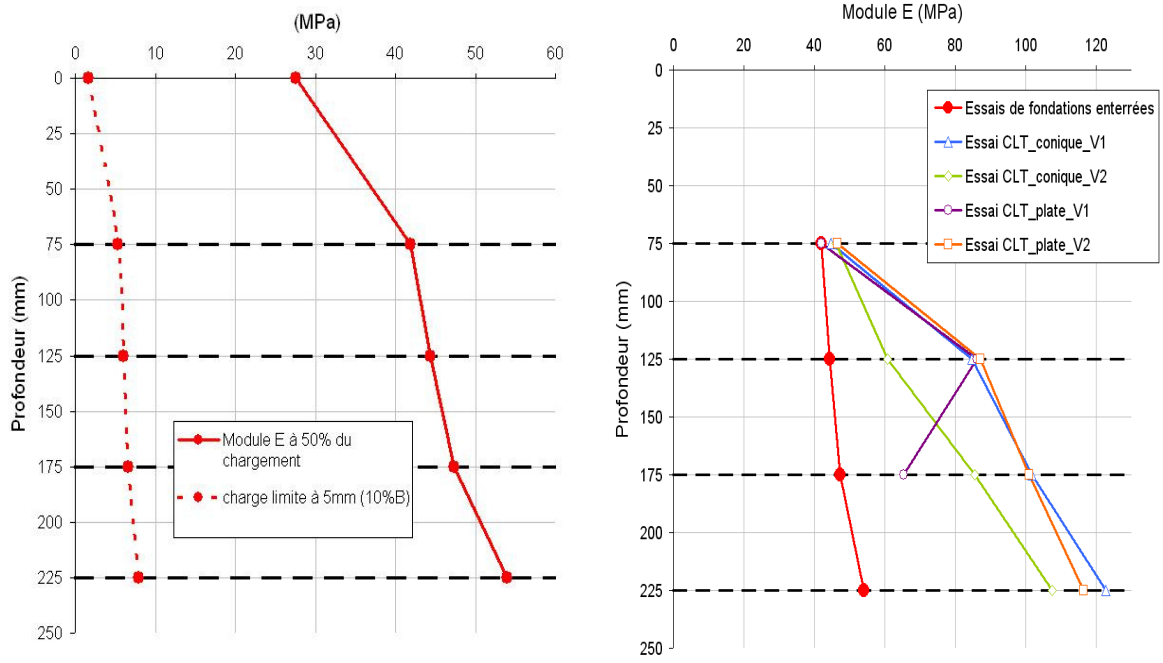
Figure VI-38. Courbes de chargement des fondations dans CT_2 (jusqu'à 5 mm)

Tableau VI-13. Résultats des essais de fondations dans le conteneur CT_2

Type de fondation	Charge limite à 5 mm (10% B) (kPa)	Contrainte à 50 % du chargement (kPa)	Module sécant à 50 % du chargement (MPa)
Superficielle	1700	850	27,54
Enterrée à 75 mm	5270	3540	41,88
Enterrée à 125 mm	6090	4285	44,36
Enterrée à 175 mm	6660	5310	47,30
Enterrée à 225 mm	7880	5585	53,98

Le module sécant à 50% de chargement et la charge limite à 5 mm (10%B) des fondations croissent en fonction de la profondeur, comme le montre le Tableau VI-13 et la Figure VI-39.a. Une comparaison des modules des fondations enterrées et des essais CLT, est présentée sur la Figure VI-39.b.

Le rapport entre les modules E_{50} sécants des fondations et le module E_{CLT} est en moyenne égale à 0,94 à 75 mm, il décroît ensuite avec la profondeur pour chaque type d'essai CLT (Tableau VI-14). Ce rapport diminue également lorsque la vitesse de chargement augmente, au moins dans le cas de la pointe conique.



(a) Variation du module E_{50} et de la charge limite des fondations avec la profondeur

(b) Comparaison des modules obtenus pour les fondations et les essais CLT.

Figure VI-39. Synthèse des modules, essais de fondations et essais CLT

Tableau VI-14. Variation du rapport E_{50} (fondations)/E_{CLT}

Profondeur (mm)	Rapport E_{50} (fondations)/E_{CLT}			
	CLT_conique_V_1	CLT_conique_V_2	CLT_plate_V_1	CLT_plate_V_2
75	0,93	0,91	0,99	0,90
125	0,54	0,73	0,51	0,51
175	0,46	0,55	0,72	0,47
225	0,44	0,50		0,46

6.5. Essai de chargement statique du pieu instrumenté

Le pieu instrumenté a été positionné durant la pluviation (simulation d'un pieu foré). Sa fiche se trouve à 225 mm de profondeur, soit 135 mm au dessus du fond du conteneur afin d'éviter un effet de fond. La charge limite du pieu a été estimée à partir des essais au pénétromètre statique de référence.

Le programme de chargement du pieu a consisté à réaliser 10 paliers de chargement croissants d'intensité 120 daN, jusqu'à 1200 daN suivis par 4 paliers de déchargement d'intensité 240 daN jusqu'à la charge nulle. Chaque palier est maintenu pendant une minute comme dans le cas d'un essai de chargement de pointe, et la vitesse d'atteinte du palier correspond à une rampe de 10s (vitesse V_1). Cet essai a été réalisé en utilisant le servo-vérin SV_1 (Figure VI-40).

La Figure VI-41 présente en fonction du temps, la procédure de chargement et l'évolution des efforts cumulés mesurés à chaque niveau de jauges, entre l'effort de pointe et l'effort total en tête. La Figure VI-42 montre la courbe de chargement (effort-déplacement) pour le pieu, et sur la Figure VI-43 , une comparaison est établie entre la courbe de chargement du pieu et la courbe de chargement de l'essai CLT réalisé à la profondeur 225 mm, égale à celle de la base du pieu pour la même vitesse de chargement V_1 et en utilisant une pointe conique.

A la lecture de ces courbes, trois observations peuvent être faites :

- L'enfoncement du pieu à la fin du chargement est beaucoup plus important que celui de l'essai CLT ;
- La courbe du CLT est plus raide, ce qui est lié au mode de la mise en place, sans ou avec refoulement du sol ;
- La charge limite en pointe pour les deux types d'essais est équivalente, ce qui est rassurant, vu qu'on a les mêmes géométries dans les deux cas.

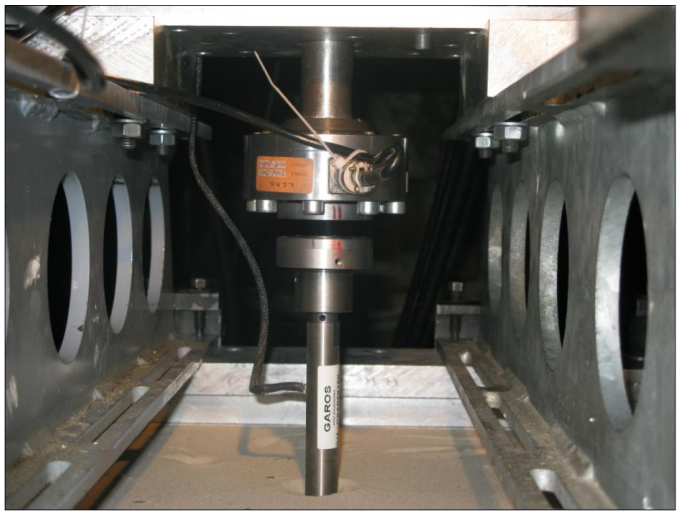


Figure VI-40. Chargement du pieu instrumenté à l'aide du servo-vérin SV_1

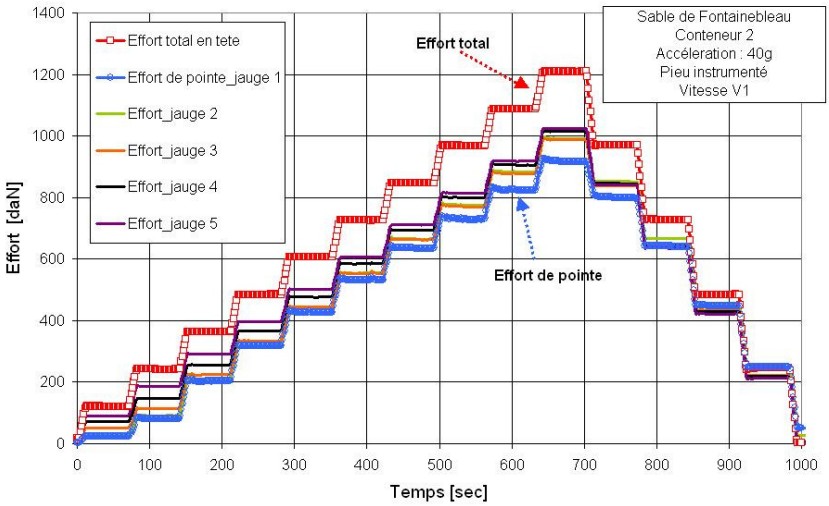


Figure VI-41. Programme de chargement par paliers du pieu instrumenté

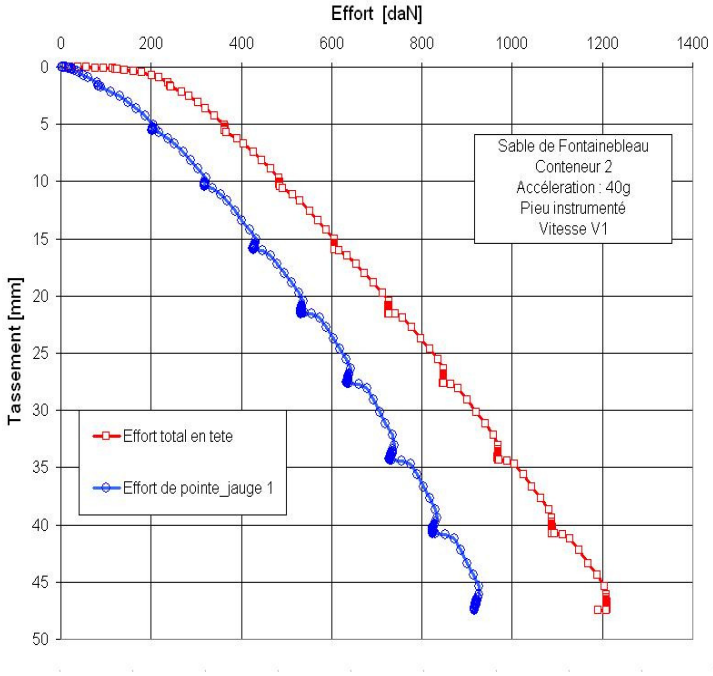


Figure VI-42. Courbe effort-tassement pour le pieu instrumenté

Le mode de mise en place du pieu est effectivement un paramètre principal influençant le comportement du pieu sous le chargement. Alors que la pointe pénétrométrique est introduite dans le sol par fonçage, le pieu est mis en place durant la pluviation donc sans refoulement du sol. Il serait plus judicieux de comparer le comportement du pieu dans la phase de rechargement avec celui de la pointe, mais comme le programme de chargement ne comprenait pas une phase de rechargement, nous avons comparé le comportement du pieu dans la phase de déchargement avec celui de la pointe en phase de chargement. Il est clair en analysant la Figure VI-43 que la pente de la courbe effort-tassement du pieu en phase de déchargement se rapproche beaucoup de celle de la pointe. En utilisant l'équation IV-3 pour calculer un module de déformation, nous avons comparé le module en déchargement du pieu avec le module en chargement de la pointe, nous avons trouvé pour les deux modules des valeurs très proches de l'ordre de 120 MPa alors que le module de la phase de chargement du pieu est très faible (de l'ordre de 10 MPa).

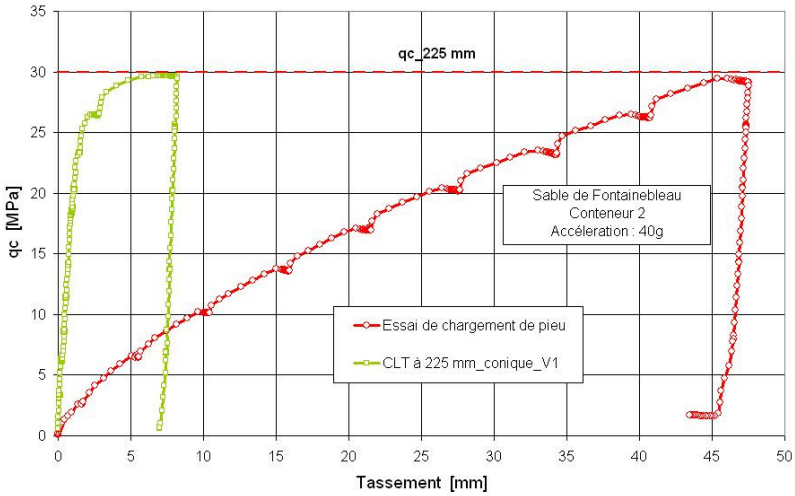


Figure VI-43. Courbes de chargement CLT/pieu instrumenté

Comme le pieu est instrumenté par des jauges de déformation, les courbes de transfert des charges du pieu ont été établies (Figure VI-44). Ces courbes montrent la répartition des efforts entre la pointe et la tête du pieu dans chaque palier de chargement, en se basant sur les courbes de mobilisation de frottement latéral dans chaque tronçon du pieu (Figure VI-45).

On note que sur la partie courante du pieu, entre les sections T_1 et T_4 (Figure VI-44), l'allure des courbes de transfert de charge sont du même type que celles obtenues dans le cas d'un pieu d'essai réel instrumenté avec des extensomètres amovibles.

Au fur et à mesure de l'accroissement de l'effort (au delà du 4ème palier), on note un changement de courbure (section T_5) de plus en plus prononcé (Figure VI-44), on attribue ce changement de pente à un moment d'encastrement en tête du pieu (fixation rigide) qui induit un effort important dans le capteur de force en tête (Rakatonindriana, 2009).

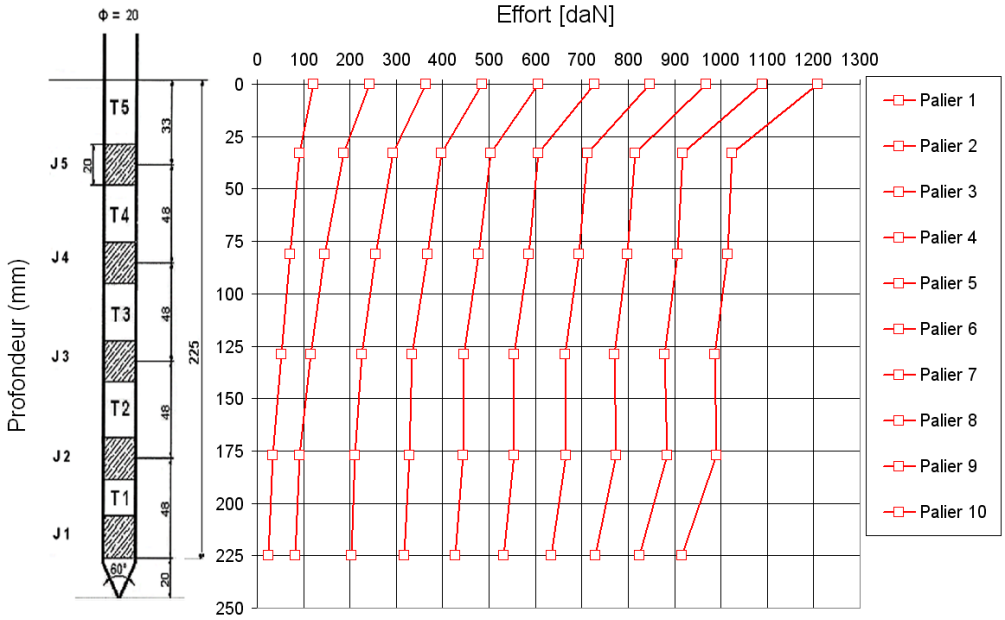


Figure VI-44. Courbes de transfert des charges entre la tête et la pointe du pieu

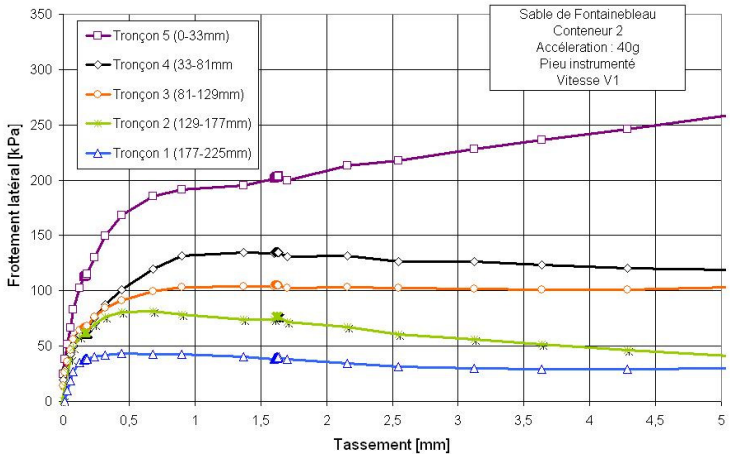


Figure VI-45. Courbes de mobilisation de frottement pour le pieu

7. Conclusions

La réalisation des essais de chargement de pointe en centrifugeuse nous a permis de faire une étude paramétrique de quelques facteurs d'influence de l'essai et d'accéder à des essais de fondations superficielles et profondes. Pour réaliser des essais CLT en centrifugeuse, il a été nécessaire de fabriquer un modèle réduit de pointe pénétrométrique permettant d'avoir les mesures de la résistance de pointe et du frottement latéral sur un manchon.

L'essai de chargement de pointe a pu être réalisé en centrifugeuse, en suivant la même procédure expérimentale in situ. Nous avons confirmé que la courbe de chargement est reproductible, et nous pouvons obtenir en centrifugeuse, tous les résultats obtenus normalement dans un essai CLT in situ.

Deux facteurs principaux ont été testés : la forme de l'embout de la pointe, et la vitesse de chargement. Dans tous les cas, la charge limite q_{CLT} de l'essai de chargement de pointe est toujours inférieure à la résistance de pointe de référence q_c, ce qui confirme les résultats obtenus in situ. D'autre part, comme le massif de sable est homogène, la résistance de pointe q_c, la charge limite q_{CLT}, et le module de déformation E_{CLT}, augmentent d'une manière générale avec la profondeur de l'essai.

Malgré les difficultés rencontrées sur quelques essais, des constatations générales ont été obtenues. Lorsque la vitesse de chargement diminue ; et pour la même profondeur d'essai ; q_{CLT} et le module E_{CLT} diminuent. Nous avons constaté également que, pour une même vitesse de chargement, q_{CLT} est moins importante avec un embout plat.

Les modules de déformation, et les charges limites des essais CLT sont comparables à ceux des essais des fondations enterrées, à toutes les profondeurs. Cependant, cette comparaison n'a pas été approfondie, et des conclusions plus détaillées pourraient être établies.

Les résultats de l'essai de chargement de pieu instrumenté mis en place durant la pluviation, ont montré que le mode de mise en place est un paramètre principal influençant le comportement sous le chargement. Pour s'affranchir de cette différence, nous avons comparé le module du pieu dans la phase de déchargement avec celui de l'essai CLT.

La détermination de la capacité portante du pieu instrumenté, ainsi que l'estimation de son tassement à partir d'une méthode que nous avons proposée (basée sue les résultats de l'essai CLT), sont exposées dans le chapitre VII.

VII. Application de l’essai de chargement de pointe (CLT) au dimensionnement des fondations profondes

1. Introduction

La détermination de la capacité portante d'un pieu est encore une opération délicate. Même si les méthodes de chargement de pieux (statique ou dynamique) font l'objet d'une utilisation grandissante, les méthodes prédictives sont encore très majoritairement utilisées dans la pratique. Dans la plupart des pays, le développement des techniques de réalisation des pieux a été simultané avec l'établissement des méthodes de conception spécifiques. En même temps, des efforts significatifs ont été faits pour améliorer les techniques de reconnaissance des sols sur lesquelles ces méthodes ont été basées. Dans la méthode de conception directe, la capacité portante Q_u d'un pieu est calculée de la façon suivante :

$$Q_U = Q_{pu} + Q_{su} \qquad \text{VII-1}$$

Où:
Q_{pu} est la capacité portante en pointe du pieu et,
Q_{su} est la charge limite de frottement latéral.

Cette séparation de la charge limite du pieu en deux termes est un processus commun de toutes les méthodes de conception utilisées dans la pratique : méthode pénétrométrique, pressiométrique ou à partir de l'essai de pénétration au carottier SPT. La capacité en pointe est liée à une valeur moyenne de la résistance au cisaillement déduite des essais de laboratoire ou des essais in situ, et multipliée par un facteur lié au mécanisme de rupture et ajusté en fonction du type de sol et du mode de mise en place (avec ou sans refoulement du sol). La charge limite de frottement latéral dépend du changement des propriétés de sol à proximité du pieu après qu'il ait été installé, notamment : la variabilité du sol et l'interaction complexe sol-pieu. Pour les essais de laboratoire comme pour les essais in situ, il y a des limitations intrinsèques telles que la vitesse de pénétration pour le CPT, la longueur de l'échantillonneur pour le SPT et la longueur de la sonde pour l'essai pressiométrique. Tous sont également affectés par la variation du profil du sol. Par conséquent, pour chaque segment du fût du pieu, la charge limite de frottement doit être calculée à partir de la résistance au cisaillement multipliée par un paramètre qui dépend de ces facteurs d'influence.

Nous avons détaillé dans les chapitres précédents, la mise en œuvre et la validation de l'essai de chargement de pointe (essai CLT), au niveau expérimental, et nous avons aussi prouvé que le chargement par palier d'une pointe piézocône effectué avec un essai de dissipation est une amélioration importante d'un CPT standard. Dans ce chapitre, nous proposons une méthode de dimensionnement, basée sur une application pratique de l'essai de chargement de pointe. Par cet apport, l'essai de chargement de pointe n'est plus seulement un outil de caractérisation des sols mais aussi un outil à destination des praticiens et ingénieurs géotechniciens. Il s'agit de transformer les courbes de chargement de pointe et les courbes de mobilisation de frottement le long du manchon, point par point, en courbe charge-déplacement d'un pieu et permettant de déterminer la capacité portante et de prédire son tassement. Cette méthode s'applique aux pieux isolés sous chargement axial.

2. Rappel sur les méthodes de dimensionnement des fondations profondes

Il existe différentes méthodes pour l'évaluation de la capacité portante des pieux et l'estimation du tassement.

2.1. Méthode basée sur les théories classiques

La méthode dite des théories classiques du calcul de la charge limite axiale d'un pieu, repose sur l'hypothèse d'un comportement rigide-plastique du sol, supposé en état de rupture dans la zone autour du pieu. Les efforts de résistance en pointe (q_p) et de résistance en cisaillement (frottement latéral q_s) déterminés à partir de cette méthode dépendent uniquement des caractéristiques de rupture du sol mesurées en laboratoire, à savoir la cohésion c et l'angle de frottement interne φ. Suite au développement des méthodes empiriques ou semi-empiriques basées sur les résultats des essais in situ comme le pressiomètre ou le pénétromètre, la méthode des théories classiques a été délaissée ; elle est très peu utilisée actuellement en France (Frank, 1999).

2.2. Méthodes directes pressiométriques et pénétrométriques du F62 (TitreV)

Les méthodes d'évaluation de la capacité portante des fondations utilisées actuellement en France sont des méthodes empiriques qui reposent sur la mesure, réalisée au moyen d'essais de chargement, de la capacité portante de pieux réels et l'établissement de corrélations du frottement latéral unitaire et du terme de pointe ainsi trouvés, avec la résistance du sol mesurée au moyen d'essais réalisés in situ. Ces méthodes empiriques s'appuient sur une base de données de plus de 200 essais de chargement statique de pieux en vraie grandeur réalisés par les Laboratoires des Ponts et Chaussées depuis 1964 (Bustamante et Gianeselli, 1981), et qui ont permis de distinguer sous forme de facteurs, l'influence de certains paramètres intervenant dans les corrélations établies :

- La nature du sol de fondation ;
- La résistance du sol mesurée au pressiomètre, ou au pénétromètre ;
- Le mode de mise en place du pieu et sa nature.

Les méthodes pressiométriques et pénétrométriques permettent à l'aide d'abaques et de tableaux, la détermination de l'effort de pointe ainsi que l'effort de frottement latéral le long du fût du pieu.

L'effort ultime en pointe Q_{pu} est obtenu en multipliant la surface A de la pointe du pieu par la contrainte ultime sous la base du pieu :

$$Q_{pu} = A \times q_u \qquad \text{VII-2}$$

Avec

$$q_u = k_p \times p^*_{le} \quad \text{ou} \quad q_u = k_c \times q_{ce} \qquad \text{VII-3}$$

Où k_p et k_c sont des facteurs de portance dépendant du type de sol et du type de pieu, notamment de son mode de mise en place. q_{ce} est la résistance de pointe statique équivalente en pointe de pieu et p^*_{le} est la pression limite nette équivalente issue de l'essai pressiométrique. L'effort ultime de frottement latéral mobilisable sur toute la hauteur h du pieu est calculé à partir de l'expression suivante :

$$Q_{su} = P\int_0^h q_s(z)dz \qquad \text{VII-4}$$

Où P est le périmètre du pieu, et $q_s(z)$ le frottement latéral limite à chaque profondeur donné en fonction de la pression limite nette ou de la résistance de pointe statique.

Nous nous limitons à ce bref rappel global de ces méthodes, et nous conseillons le lecteur à se reporter au (Fascicule 62, Titre 5) pour avoir les détails de calcul de la capacité portante du pieu à partir des résultats de l'essai pressiométrique ou de l'essai de pénétration statique.

Le tassement d'un pieu isolé soumis à des charges usuelles étant généralement faible, il n'est pas un paramètre déterminant dans le calcul des structures. Cependant, il peut être d'une grande importance dans certains cas surtout lorsqu'il s'agit d'un tassement global d'un groupe de pieux.

Les résultats de la base de données des essais de pieux réalisés par les laboratoires des ponts et chaussées a prouvé que le tassement des pieux est généralement inférieure à 1 cm, et ont permis d'établir des formules empiriques pour évaluer un tassement sous une charge de référence de $0,7Q_c$ (charge de fluage) : S_{ref} =0,006B dans le cas des pieux forés, et 0,009B dans le cas des pieux battus (B étant le diamètre du pieu).

Pour évaluer le tassement en tête d'un pieu d'une manière plus précise, la méthode du fascicule 62 basée sur les essais pressiométriques et pénétrométriques consiste à utiliser les lois de mobilisation du frottement en fonction du déplacement vertical pour chaque section du pieu ainsi que celle de la mobilisation de l'effort en pointe (Figure VII-1). Cette méthode, appelée méthode des fonctions de transfert de charge, se base sur l'utilisation du module pressiométrique, du frottement latéral limite q_s et de la résistance de pointe limite q_p Les détails de cette méthode sont exposés dans (Frank et Zhao, 1982).

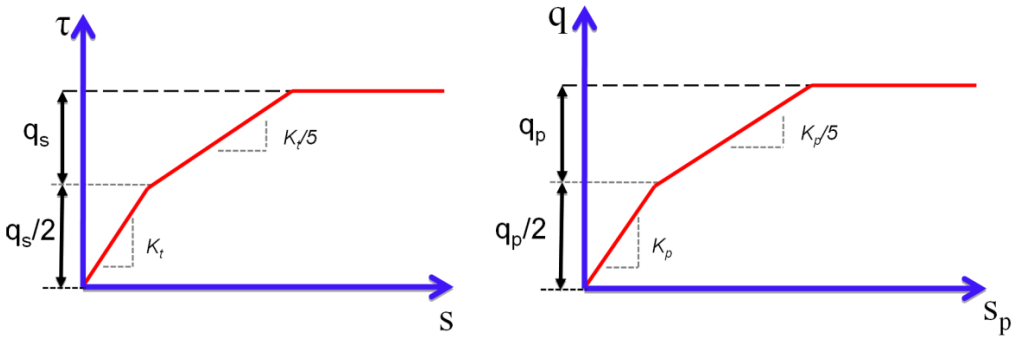


Figure VII-1. Lois de mobilisation du frottement latéral et de l'effort en pointe du pieu

2.3. Méthode hollandaise (NEN 6743)

Cette méthode consiste à déterminer la capacité portante et le tassement d'un pieu soumis à une charge axiale de compression en évaluant les états limites ultime et de service. Dans cette méthode, le tassement est relié au chargement par l'intermédiaire de relations empiriques, où le chargement est considéré comme un pourcentage de la capacité portante maximale.

La méthode hollandaise est basée sur les résultats des essais de pénétration statique (CPT). Elle permet de prendre en compte l'effet de la distribution de la charge entre les fondations en fonction de la rigidité de la structure et le nombre des essais CPT réalisés dans le même site.

L'approche utilisée par la méthode hollandaise pour la détermination de la capacité portante ressemble à celle de la méthode pénétrométrique du Fascicule 62, Titre V.

La capacité portante d'un pieu isolé installé dans l'emplacement d'un essai CPT est déterminée à partir de l'équation suivante :

$$F_{max} = F_{max,pointe} + F_{max;fut} \qquad \text{VII-5}$$

Où

$$F_{max,pointe} = A_{pointe} \times p_{maxpointe} \qquad \text{VII-6}$$

Et

$$F_{maxfut} = O_p \int_0^{\Delta l} p_{maxfut} \, dz \qquad \text{VII-7}$$

Avec :
F_{max} : la capacité portante maximale du pieu ;
$F_{max\ pointe}$: l'effort ultime de pointe du pieu déterminé à partir des résultats des essais CPT ;
$F_{max\ fut}$: l'effort ultime de résistance sur le fut du pieu issu des résultats des essais CPT ;
A_{pointe} : aire de section de la pointe du pieu ;
$P_{max\ pointe}$: résistance en pointe unitaire maximale ;
$P_{max\ fut}$: résistance unitaire maximale de frottement latéral ;
Δl : la longueur de la partie du pieu pour laquelle le frottement latéral est connu ;
O_p : valeur moyenne du périmètre du fût du pieu.

Les résistances unitaires maximales de pointe et de frottement latéral $p_{max\ pointe\ et}$ $p_{max\ fût}$ sont calculées à partir des valeurs de la résistance de pointe statique q_c d'un essai CPT réalisé au même endroit. Les détails et formules de calcul de ces deux résistances sont détaillées dans la norme NEN 6743 en appliquant des facteurs qui prennent en compte, le mode de mise en place du pieu et le type de sol ainsi que les caractéristiques géométriques propres du pieu.

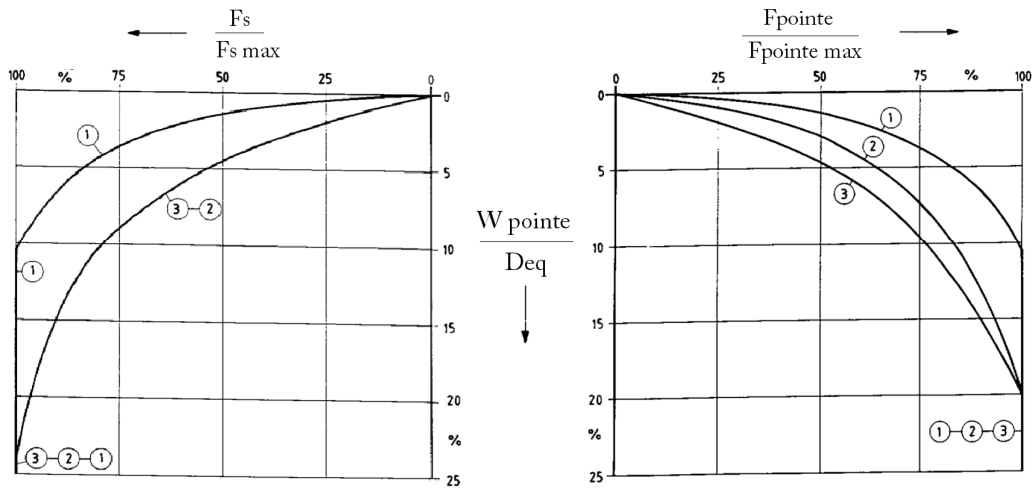
La valeur du tassement en tête d'un élément de fondation isolé d'une structure est déterminée par la norme hollandaise comme une fonction de la charge appliquée au pieu, en utilisant l'équation suivante :

$$w = w_{pointe} + w_{élastique} \qquad \text{VII-8}$$

Où,
w_{pointe} : est la valeur du tassement au niveau de la pointe du pieu sous le chargement ;
$w_{élastique}$: est la valeur du tassement équivalent au raccourcissement élastique propre du pieu.

Le tassement w_{pointe} au niveau de la pointe du pieu est calculé par une procédure consistant à normaliser la valeur du tassement par celle d'un diamètre équivalent du pieu, et à normaliser les valeurs des efforts de pointe et de frottement latéral par leurs valeurs maximales respectives. Des courbes sont tracées pour chaque type de pieu (Figure VII-2).

Dans les diagrammes de la Figure VII-2, les valeurs du tassement w_{pointe} sur l'axe vertical, varient de zéro jusqu'à une valeur qui correspond aux valeurs normalisées des efforts en pointe et en frottement latéral, la valeur affichée (w_{pointe}/D_{eq}) est convertie à w_{pointe} en multipliant par $0{,}01D_{eq}$.



1. Pieux refoulants
2. Pieu à la tarière creuse
3. Pieux forés non refoulants

Figure VII-2. Courbes normalisées de la norme hollandaise (NEN 6743)

2.4. Méthode basée sur les résultats d'un essai de chargement statique

Bien que l'essai de chargement statique ne constitue pas une méthode prédictive à proprement parler, c'est une méthode utilisée sur de grands projets, et la seule qui permette une évaluation correcte des capacités portantes et tassements en sols hétérogènes multicouches. Par ailleurs, c'est en nous inspirant de cette méthode, que nous proposons la méthode CLT, présentée par la suite.

L'essai de chargement statique de pieux est exécuté suivant la norme AFNOR NF P 94–150. Il s'agit d'un essai par paliers de chargement contrôlés, qui consiste à mettre le pieu en charge par incréments ΔQ égaux à $0{,}1Q_{max}$ jusqu'à Q_{max}. Le but est de déterminer directement sur un pieu d'essai la courbe charge-enfoncement du pieu (Figure VII-3), et d'en déduire la charge limite Q_l et de fluage Q_c et, par suite, la charge admissible sur le pieu. Il s'agit d'un essai destructif, le pieu d'essai n'étant pas réutilisé par la suite.

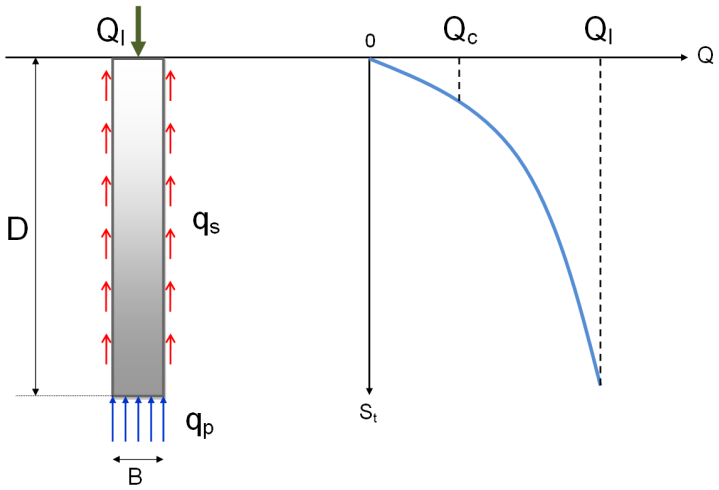


Figure VII-3. Principe de l'essai de chargement de pieu et courbe charge-déplacement

L'appareillage utilisé dans la réalisation d'un essai de chargement statique de pieu comprend un dispositif de réaction, un dispositif de chargement et un dispositif de mesure des charges et des déplacements.

La norme AFNOR NF P 94–150, définit deux types d'essais de chargement statique en compression axiale :

- L'essai préalable qui permet d'atteindre la rupture du sol sur un pieu d'essai, et qui comporte deux cycles de chargement-déchargement (Figure VII-4). Le deuxième cycle est conduit jusqu'à Q_{max} qui est la charge maximale (Q_{max}=1,3 $Q_l \leq Q_G$), Q_G est une charge définie en fonction des matériaux constitutifs du pieu et de l'usage futur du pieu d'essai ;
- L'essai de contrôle qui permet de vérifier la qualité d'un pieu de l'ouvrage et son comportement par rapport aux prévisions. Cet essai comporte un seul cycle de chargement où la charge ne doit pas dépasser 0,8 Q_G (Figure VII-5).

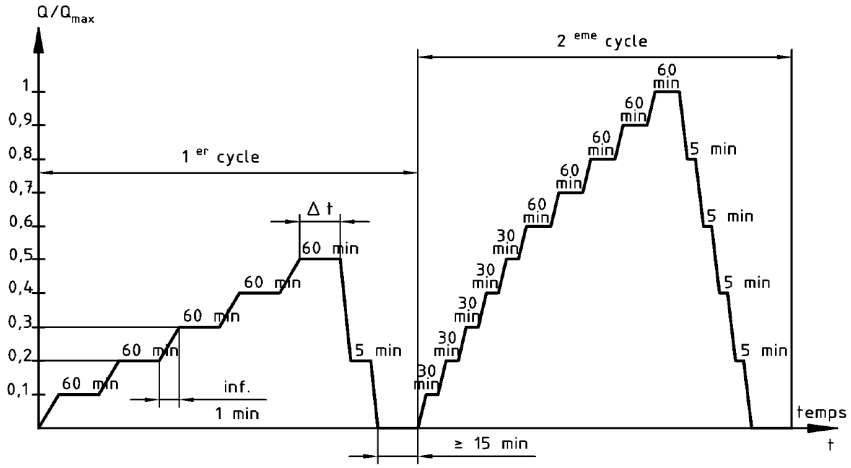


Figure VII-4. Programme d'un essai préalable (NF P 94–150)

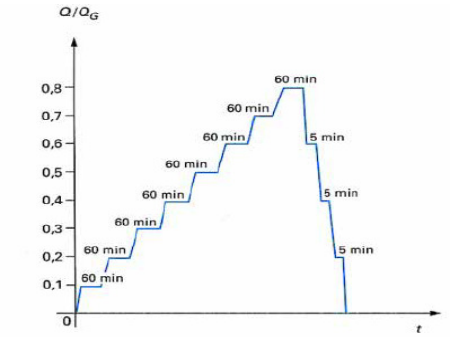


Figure VII-5. Programme d'un essai de contrôle ((NF P 94–150)

Pendant chaque palier de fluage, maintenu 60 minutes, dans le cas de l'essai préalable, on mesure d'une part, l'enfoncement en tête de la fondation et, d'autre part, la vitesse avec laquelle cet enfoncement se stabilise.

La courbe de charge-enfoncement du pieu donne la charge limite Q_l ou Q_u qui correspond à la rupture du sol pour un grand déplacement. Cette charge limite est équilibrée par deux réactions limites : la **résistance de pointe q_{pu}** qui donne la charge limite de pointe $Q_{pu} = q_u$. A (A : section droite de la pointe du pieu) et le **frottement latéral q_s** qui s'exerce sur la surface

latérale du pieu qui donne la charge limite de frottement latéral $Q_{su} = q_s.\pi.B.l$ (B est le diamètre du pieu, et l, la longueur de la couche de sol jusqu'au niveau de la pointe du pieu).

$$Q_U = Q_{pu} + Q_{su} \qquad \text{VII-9}$$

Pour atteindre cette charge limite Q_u, le pieu se déplace en tête de s_0 (Figure VII-6) et en pointe de s_p avec ($s_0 > s_p$). Conventionnellement, la charge limite du pieu Q_u correspond à une valeur de déplacement en tête (S_o) égale à (B/10).

Lorsqu'on a besoin d'évaluer les efforts de frottement latéral pour chaque couche de sol, on a recours à l'instrumentation des pieux par des jauges extenso-métriques. La fondation profonde de la Figure VII-6, soumise à une charge en tête Q_o à laquelle correspond un déplacement S_o, peut être considérée comme une succession de tronçons fictifs 1, 2, ...i, i + 1, de longueurs l_1, l_2…. l_i, l_{i+1} subissant des déformations longitudinales Δl_1, Δl_2…. Δl_i, Δl_{i+1}.

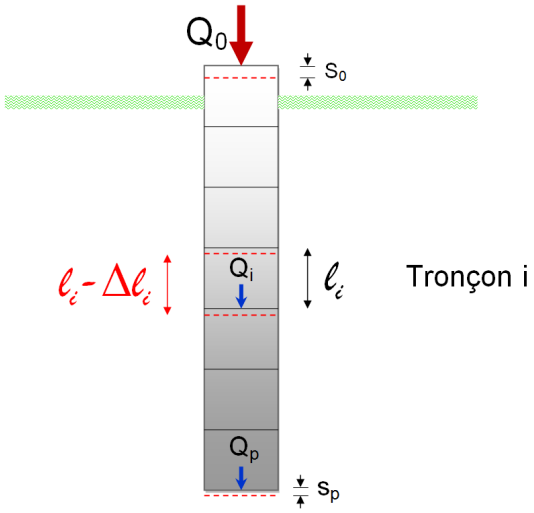


Figure VII-6. Schéma d'une fondation profonde découpée en tronçons fictifs de mesure

Lorsqu'on veut vérifier la validité des hypothèses prises en compte dans les calculs de capacité portante, on cherche à déterminer les efforts Q_1, Q_2,... Q_i, Q_{i+1}, agissant sur chaque tronçon et Q_p agissant en pointe. La détermination de la distribution des efforts Q_i le long du fût s'effectue à partir d'appareils mesurant directement des efforts (dynamomètre et capteur de pression) ou indirectement, des déplacements ou des déformations. Ce sont ces dernières que les extensomètres amovibles permettent de mesurer. On a alors, par application de la loi de Hooke, au tronçon i :

$$Q_i = \left(\frac{\Delta l_i}{l}\right) \times E_{eq} \times S_i \qquad \text{VII-10}$$

Avec:

E_{eq} : le module équivalent du matériau du pieu,

S_i : la section du tronçon i, *li et Δli* : les grandeurs définies précédemment.

Le frottement latéral unitaire q_{si} agissant sur le tronçon i est égal à:

$$q_{si} = \left(\frac{Q_i - Q_{i+1}}{S_{lat,i}}\right) \qquad \text{VII-11}$$

Avec $S_{lat,i}$ la surface latérale du tronçon i.

Le déplacement S_i du tronçon considéré i est calculé d'après:

$$S_i = S_0 - (\Delta l_1 + \Delta l_2 + ... + \Delta l_i + ...) \qquad \text{VII-12}$$

L'utilisation des extensomètres amovibles permet l'exploitation des mesures qui fournissent la répartition des efforts le long du pieu (Figure VII-7) et, à partir des efforts et des déformations à un niveau donné, on peut tracer la courbe de mobilisation de frottement latéral correspondante en fonction du déplacement S_i telle que représentée sur la Figure VII-8 (Méthode LPC: Bustamante et Jézéquel, 1989). De la même manière, la courbe de mobilisation de l'effort en pointe est obtenue.

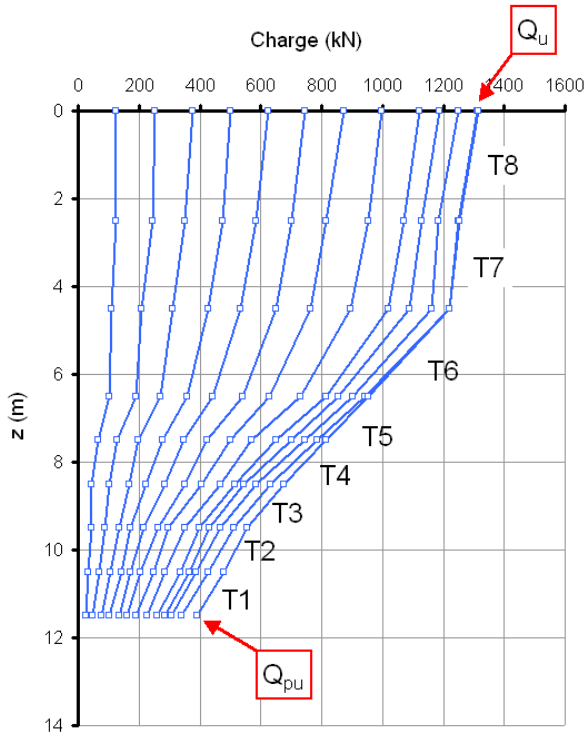


Figure VII-7. Exemple des courbes de transfert de charge d'un pieu

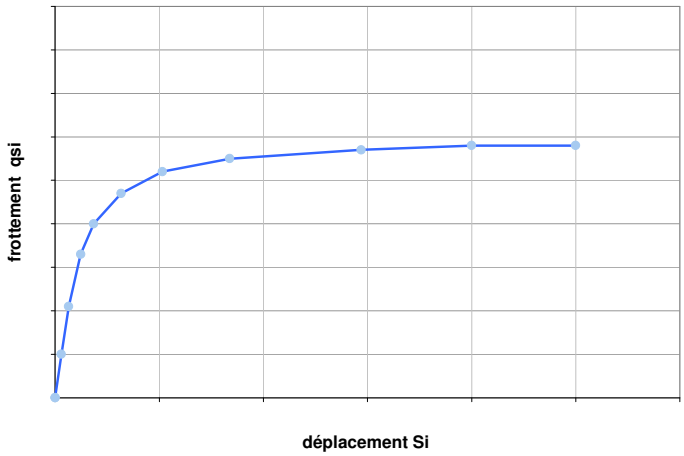


Figure VII-8. Courbe de mobilisation de frottement latéral dans un essai de pieu

3. Faisabilité d'une méthode de dimensionnement des pieux avec l'essai CLT

Nous présentons dans ce chapitre les premiers éléments d'une ébauche consistant à dimensionner les fondations profondes à partir des résultats des essais CLT. Cette méthode est basée sur l'analogie entre l'essai de chargement de pieu et l'essai CLT. Elle repose malgré tout sur des hypothèses, qui pour l'instant sont fortes. On suppose qu'il n'y a pas d'effet d'échelle ni d'effet de forme entre la résistance de pointe pénétrométrique et celle du pieu.
La prise en compte de la différence de frottement entre un pieu et le manchon de la pointe pénétrométrique devrait etre prise en compte à l'aide d'un calage.

3.1. Approche de l'essai de chargement de pointe

En considérant que la pointe pénétrométrique est un modèle réduit de pieu, et que la déformation du sol autour de la pointe indique des effets semblables à ceux observés autour d'un pieu pendant le chargement, alors, les courbes de chargement de pointe reflètent l'interaction entre un pieu et le sol environnant aux conditions de frottement près.

Une retombée directe de ce fait est la capacité de l'essai de chargement de pointe d'être un outil de dimensionnement des fondations. Comme dans un essai de chargement statique de pieu (Figure VII-9), pendant un essai de chargement de pointe, nous enregistrons la pression appliquée sur la pointe en fonction du déplacement dans chaque palier de chargement. De la même manière, il est possible de déterminer la courbe de mobilisation de frottement latéral sur le manchon à tous les niveaux comme le montre la Figure VII-9. La valeur de la force mesurée agissant sur le manchon de frottement divisée par la section du manchon peut être identifiée comme la résistance unitaire q_s de frottement utilisée dans la méthode pressiométrique et déterminée pendant un essai de chargement de pieu instrumenté d'extensomètres amovibles (MELT, 1993).

Cette ressemblance entre la démarche de l'essai de chargement statique de pieu et l'essai de chargement de pointe au niveau du programme de chargement et de la méthode d'essai et paramètres obtenus, illustre clairement l'approche que nous avons adoptée pour développer la méthode CLT de dimensionnement des fondations profondes.

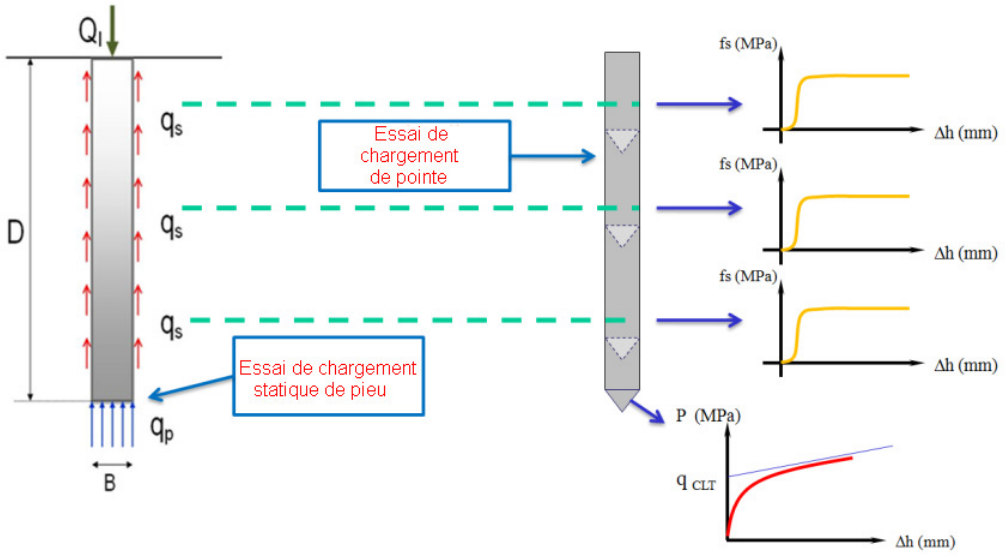


Figure VII-9. Comparaison : essai statique de pieu et essai de chargement de pointe

La méthode CLT permet d'une part de déterminer la capacité portante du pieu, et d'autre part, d'avoir une estimation du tassement. Une comparaison de la méthode CLT avec d'autres méthodes de dimensionnement est présentée dans les paragraphes suivants. A priori, la méthode CLT fonctionne mieux dans le cas des pieux mis en place avec refoulement du sol, du fait de la similitude de ce mode d'installation entre la pointe pénétrométrique et les pieux.

3.2. Détermination de la capacité portante du pieu avec la méthode CLT

Dans le cas général d'un sol multicouche pour lequel la distribution de la résistance limite q_{CLT} de l'essai de chargement de pointe en fonction de la profondeur est connue, les deux équations suivantes sont proposées en première approche :

$$Q_{pu,CLT} = \left[q_0 + k_{pCLT} q_{CLT}\right] \frac{\pi B^2}{4} \qquad \text{VII-13}$$

$$Q_{su,CLT} = \sum_i^n k_{sCLT} f_{sCLT} \pi B l_i \qquad \text{VII-14}$$

La capacité portante du pieu obtenue à partir de l'essai de chargement de pointe est donc la somme des deux termes proposés ci dessus:

$$Q_{u,CLT} = Q_{pu,CLT} + Q_{su,CLT} \qquad \text{VII-15}$$

$Q_{pu\ CLT}$: effort ultime en pointe du pieu calculé à partir des résultats de l'essai CLT ;
$Q_{su\ CLT}$: effort ultime de frottement latéral du pieu calculé à partir de l'essai CLT ;
q_o : contrainte verticale en place ;
B : diamètre du pieu ;
q_{CLT} : charge limite de l'essai de chargement de pointe ;
l_i : épaisseur de la couche i ;
f_{sCLT} : frottement latéral limite de la couche i, obtenu sur la courbe de mobilisation de f_s de l'essai de chargement de pointe.

Le terme ($\pi B^2/4$) correspond à la section de la pointe du pieu, et le terme (πBl) correspond à la surface latérale de chaque partie du fût du pieu.

Nous proposons d'introduire deux facteurs : $k_{p\ CLT}$ et $k_{s\ CLT}$ qui sont respectivement, le facteur de portance et le facteur de frottement, de la méthode CLT. La comparaison entre les efforts de pointe et de frottement latéral calculés à l'aide de la méthode CLT et ceux de l'essai de chargement statique de pieux, pour le même site et le même type de sol, permettrait d'accéder aux facteurs $k_{p\ CLT}$ et $k_{s\ CLT}$ par les équations VII-16 et VII-17 qui sont une transciption simple des équations VII-13 et VII-14, en négligeant le terme q_0.

$$k_{pCLT} = \frac{Q_{pu}}{Q_{pu,CLT}} \qquad \text{VII-16}$$

$$k_{sCLT} = \frac{Q_{su}}{Q_{su,CLT}} \qquad \text{VII-17}$$

Les facteurs de calage $k_{p\ CLT}$ et $k_{s\ CLT}$ prennent en compte quelques singularités qui dépendent de la géométrie de la pointe utilisée dans l'essai CLT, et ils intègrent notamment la différence

d'interface pour un sol donné, entre celle du pieu et celle du manchon du pénétromètre ainsi que la différence de géométrie entre la pointe pénétrométrique et le pieu. Nous supposons implicitement dans cette première approche que le coefficient k_{sCLT} est le même dans toutes les couches. L'évaluation des facteurs de portance $k_{p\ CLT}$ et de frottement latéral $k_{s\ CLT}$ nécessiterait l'application de la méthode CLT sur un nombre important de pieux dans différents types de sol et pour différents types et mode de mise en place des pieux, dans le but d'établir une sorte d'abaques comme celles proposées par les méthodes pressiométrique ou pénétrométrique (F62. Titre V). Dans l'état actuel du développement de la méthode CLT, et par manque de données, ces facteurs n'ont pas pu être calibrés.

Un facteur global reliant la capacité portante calculée par la méthode CLT et celle de l'essai de chargement statique de pieu est proposé également :

$$k_t = \frac{Q_u}{Q_{u,CLT}} \qquad \text{VII-18}$$

3.3. Estimation du tassement du pieu avec la méthode CLT

En plus de la détermination de la capacité portante d'un pieu isolé soumis à une charge axiale, le but de la méthode CLT que nous proposons dans ce chapitre est de donner une prévision d'une courbe complète de charge-déplacement du pieu en se basant sur l'analyse des courbes de mobilisation de frottement à différents niveaux ainsi que sur la courbe de chargement de la pointe pénétrométrique obtenue au niveau de la pointe du pieu. La méthode proposée est appliquée sur une couche de sol homogène (même nature de sol) et consiste à transformer les courbes de chargement CLT et de mobilisation de frottement sur le manchon en une courbe charge-déplacement pour la fondation profonde. La manière par laquelle cette nouvelle méthode a été construite est proche de celle proposée par Briaud [(Briaud, 2007), (Larsson, 2008)] et celle utilisée dans la norme hollandaise NEN 6743 (NEN, 1991). A ce stade, on intègre une hypothèse selon laquelle l'effet d'interface sol/manchon et sol/pieu peut être concentré dans le paramètre de calage k_{sCLT}. Dans cette première approche, on néglige la compressibilité du pieu.

Les étapes suivantes sont à considérer dans la procédure de calcul du tassement d'un pieu avec la méthode CLT :

1- Etablir les courbes de chargement de pointe, d'une même couche de sol (couches classées selon le type de sol) (exemple : Figure VII-10-a)

2- Etablir les courbes de mobilisation de frottement de tous les essais CLT d'une même couche de sol (Figure VII-10-b),

3- Déterminer le frottement latéral de pic (ou résiduel) à chaque profondeur à partir de la courbe de mobilisation de frottement,

4- Déterminer la charge limite de l'essai de chargement de pointe q_{CLT} à chaque profondeur à partir des courbes de chargement de pointe,

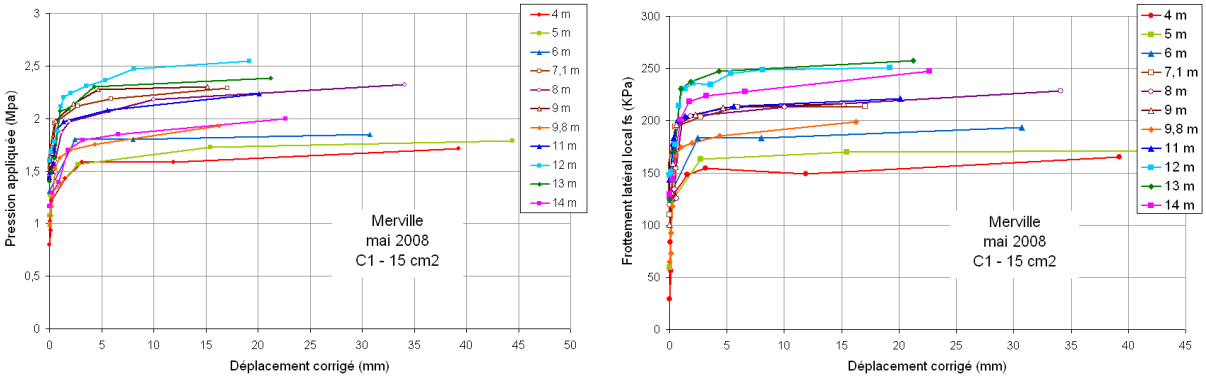
5- Pour chaque essai, normaliser le frottement latéral de chaque palier par la valeur de pic (Figure VII-11-a), et la pression appliquée sur la pointe par la charge limite q_{CLT} (Figure VII-11-b). Le déplacement doit également être rapporté diamètre de la pointe

(Figure VII-11-a et Figure VII-11-b). Cette étape fournit un nuage de points pour le frottement latéral et pour la résistance de pointe,

6- Lisser le nuage de points pour le frottement latéral et pour la résistance de pointe à l'aide d'une régression non linéaire permettant d'avoir une courbe de tendance. Utiliser les courbes normalisées obtenues (Figure VII-11) comme courbes de référence pour le pieu, et cela pour chaque couche de sol,

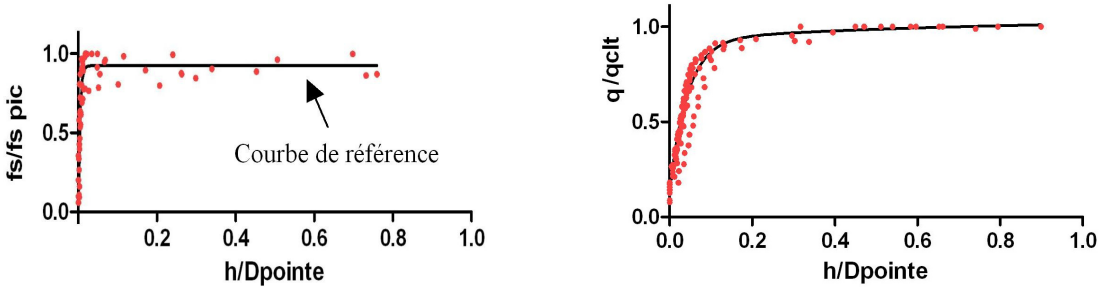
7- Utiliser les courbes de référence pour établir la courbe (Effort de pointe/tassement de pieu) et la courbe (Effort de frottement/tassement de pieu) (Figure VII-12-a) de la façon suivante :
   a. Pour chaque couple de points (x, y) de la courbe de référence, multiplier le rapport normalisé (déplacement/diamètre de pointe) par le diamètre du pieu, afin d'obtenir le déplacement du pieu,
   b. Multiplier le rapport normalisé (f_s/f_{sCLT}) par la valeur de l'effort ultime de frottement latéral calculé à partir de la méthode CLT d'évaluation de la capacité portante pour obtenir les valeurs de l'effort de frottement en fonction du déplacement du pieu,
   c. Multiplier le rapport normalisé (q/q_{CLT}) par la valeur de l'effort ultime de pointe calculé à partir de la méthode CLT d'évaluation de la capacité portante pour obtenir les valeurs de l'effort de pointe en fonction du déplacement du pieu,

8- En additionnant les valeurs de l'effort de pointe et l'effort de frottement latéral à chaque point (Figure VII-12-a), la courbe finale charge/déplacement du pieu est alors obtenue (Figure VII-12-b).



a- Courbes de chargement de pointe des essais CLT b- Courbes de mobilisation du frottement (CLT)

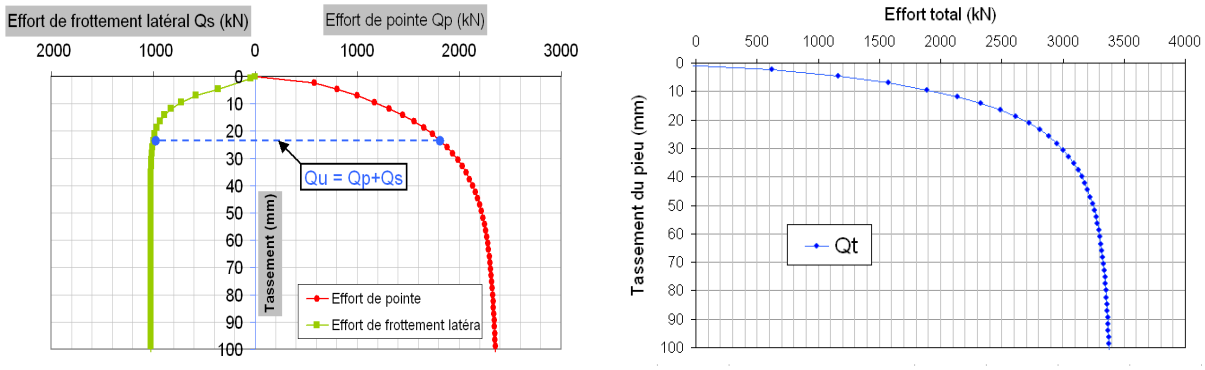
Figure VII-10. Courbes CLT d'une couche de sol



a- Normalisation des courbes de mobilisation de fs b- Normalisation des courbes de chargement CLT

Figure VII-11. Etape de normalisation des résistances et du déplacement

La valeur du déplacement obtenue par la procédure de la méthode CLT correspond au déplacement de la pointe du pieu. Le déplacement en tête du pieu est obtenu en ajoutant la valeur du déplacement dû à la compression élastique propre du pieu.



a- Courbes (t-z) intermédiaires b- Courbe finale (t-z) pour le pieu

Figure VII-12. Courbes (charge/déplacement) du pieu à partir de la méthode CLT

3.4. Prise en compte de plusieurs couches de sol pour le calcul de tassement

La procédure par étapes que nous avons proposée s'applique plus facilement quand il s'agit d'un sol mono-couche. Cependant, lorsqu'on est dans le cas d'un sol multi-couches présentant chacune des caractéristiques différentes, il faut prendre en compte des courbes de référence pour chaque couche, ce qui nécessite une analyse mathématique ou numérique.

Une analyse de premier ordre consiste à établir une moyenne des courbes de référence représentant les différentes couches de sol, alors que l'analyse plus élaborée de cette approche étant difficile par un calcul manuel, nous avons utilisé le logiciel PIVER (calcul d'un Pieu soumis à une sollicitation VERticale) permettant une résolution numérique du problème. Si l'on se place sur un tronçon du système sol-pieu, pour lequel on peut considérer que le pieu a une rigidité (E.S, Module d'Young x section) constante sur le tronçon et que la courbe de mobilisation est unique et indépendante de la profondeur, on peut obtenir une solution analytique pour le tronçon considéré (Frank, 1989).

Le programme PIVER permet de calculer la courbe charge-déplacement axial d'un pieu d'une manière rationnelle par l'intermédiaire d'une méthode numérique d'éléments discrets pour le sol, et d'éléments finis pour le pieu où la continuité des déplacements et des efforts axiaux est assurée. Nous avons utilisé dans certains calculs, la méthode CLT couplée avec l'utilisation du logiciel PIVER pour assurer la prise en compte de l'existence de plusieurs couches de sol traversées par le pieu. Il se pose la difficulté de disposer de coefficient k_{sCLT} différents le long du pieu.

4. Application de la méthode CLT : cas d'un pieu vissé à Limelette

Pour étudier le potentiel de la méthode proposée, nous avons cherché à déterminer les facteurs k_{pCLT} et k_{sCLT} à partir de la comparaison de la capacité portante aux résultats de quelques essais axiaux de chargement de pieu. Le tassement calculé par la méthode CLT est également confronté à d'autres méthodes. Des essais de chargement de pieux vissés ont été réalisés sur le site de Limelette, dans le but de déterminer leur comportement et d'évaluer les facteurs d'installation, utilisés dans les méthodes semi-empiriques de détermination de la capacité portante des pieux adoptées en Belgique (Huybrechts et Whenham, 2003 ; BBRI 2000-2002).

Après une large campagne d'investigation de sol comprenant différents types d'essais de reconnaissance in situ et au laboratoire, et en se basant sur l'analyse des essais au pénétromètre statique CPT-E réalisés dans l'axe de chaque pieu, la zone consacrée aux pieux dans le site de Limelette a été divisée en trois plots : statique, dynamique et statnamique (Figure VII-13).

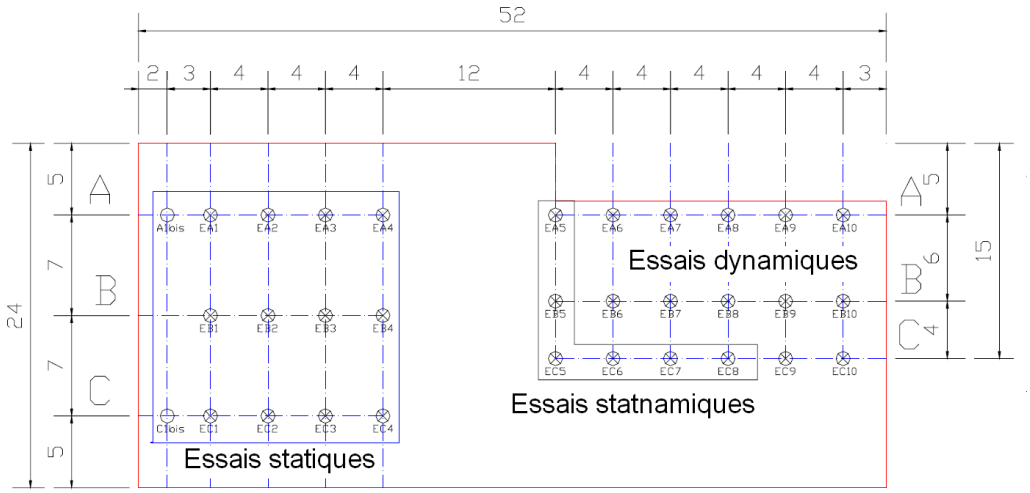


Figure VII-13. Plan de la zone pieux dans le site de Limelette

Au total, 30 pieux ont été exécutés (12 statiques, 12 dynamiques, et 6 statnamiques) sur 5 types différents de pieux vissés (Figure VII-14 et Figure VII-15) : (Fundex 38/45; Atlas 36/51; Olivier 36/51; De Waal 41/41; Omega 41/41), (Huybrechts et Whenham, 2003). Deux pieux préfabriqués battus (35 x 35 cm²) ont été également réalisés comme pieux de référence.

La méthode CLT de dimensionnement de pieux a été appliquée sur 11 pieux de la zone statique, dans laquelle des essais de chargement statique de pieux ont été conduits. Ces essais de pieux (Figure VII-15) ont été réalisés dans un délai de 2 à 5 mois après leur installation, et les pieux ont été équipés d'extensomètres amovibles afin d'évaluer le transfert de charge entre la tête et la pointe et déduire les efforts de frottement latéral tout au long des pieux.



Figure VII-14. Quelques pieux vissés dans le site de Limelette après leur excavation

Nous allons étudier dans ce qui suit le cas du pieu vissé A_{1bis} (Huybrechts et Whenham, 2003) sur lequel un essai de chargement statique a été réalisé, les caractéristiques de ce pieu sont présentées dans le Tableau VII-1.

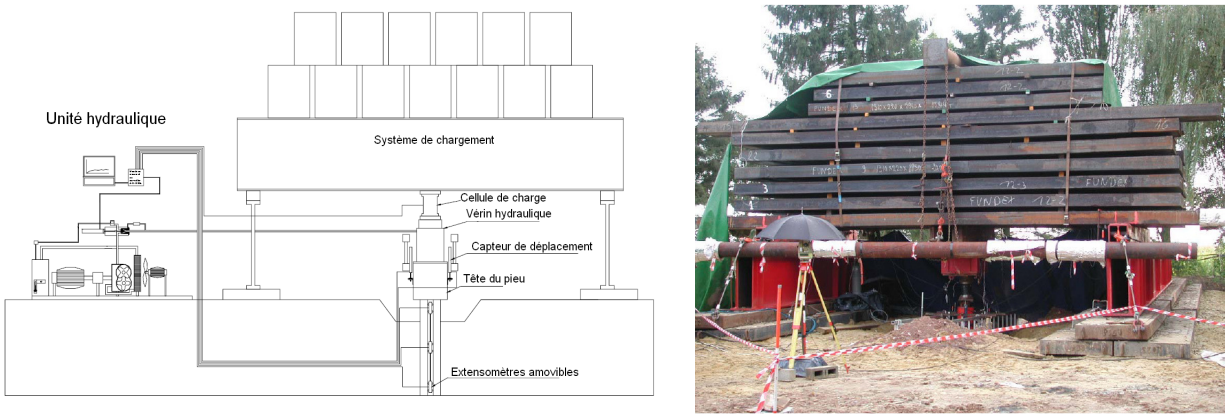


Figure VII-15. Système de réalisation des essais de pieux à Limelette (Huybrechts et Whenham, 2003)

Tableau VII-1. Caractéristiques du pieu vissé A_{1bis} (site de Limelette)

Pieu	Mode de mise en place	Type essai	D fût (mm)	D pointe (mm)	Z pointe (m)
A_{1bis}	Vissé Fundex 38/45	Statique	390	450	9,59

4.1. Calcul de la capacité portante du pieu A_{1bis}

Afin d'appliquer la méthode CLT, nous avons utilisé les résultats des essais de chargement de pointe qui ont été réalisés à proximité sur le même site. La charge limite q_{CLT} de l'essai de chargement de pointe réalisé à 9,5 m de profondeur a été utilisée pour évaluer l'effort de pointe du pieu (car la pointe du pieu est à 9,59 m). Les efforts obtenus par l'essai de chargement statique de pieu sont présentées dans le Tableau VII-2, ainsi que celles calculées à partir de la méthode CLT en prenant des facteurs k_{pCLT} et k_{sCLT} égaux à l'unité dans un premier temps. Ensuite, en utilisant les équations VII-16 et VII-17 nous avons obtenu les valeurs du calibrage des facteurs k_{pCLT} et k_{sCLT} nécessaires pour que la méthode CLT donne les mêmes valeurs de l'essai de chargement statique des.

Tableau VII-2. Efforts et facteurs obtenus avec la méthode CLT (Pieu A_{1bis} à Limelette)

Pieu	Essai de chargement statique du pieu		Méthode CLT avec k_{pCLT} et k_{sCLT} égaux à l'unité		Calibrage des facteurs	
A_{1bis}	Q_{pu} (kN)	1059	Q_{pu_CLT}	2448	$k_{p\ CLT}$	0,4
	Q_{su} (kN)	2064	Q_{su_CLT}	972	$k_{s\ CLT}$	2,1
	Q_u (kN)	3123	Q_{u_CLT}	3420	k_t	0,9

Les frottements latéraux $f_{s\ CLT}$ des essais de chargement de pointe sont inférieurs à ceux de l'essai de chargement de pieu surtout dans la couche de sable au niveau des derniers tronçons (Figure VII-16 et Figure VII-17). La rupture de l'interface est beaucoup plus brutale au niveau du manchon de frottement de la pointe pénétroémtrique (par rapport aux tronçons A, B et C, Figure VII-16 et Figure VII-17), malgré le fait qu'au niveau des tronçons D, E et F, les courbes de suivent très clairement. En fait, les essais CLT ont été réalisés tout près des pieux

battus dans le plot dynamique (Figure VII-13) et il se peut que le battage ait modifié les caractéristiques de la couche sableuse. La différence d'interface entre le pieu et le manchon pénétrométrique qui a engendré cette différence des valeurs de frottement latéral, est à l'origine de l'obtention d'une valeur de Q_{su_CLT} inférieure à celle de Q_{su} (pour un facteur de frottement égal à l'unité) et parsuite, le facteur calibré est supérieure à l'unité. Il est égal à 2,1 et est unique le long du pieu. L'effort total $Q_{u,CLT}$ semble se rapprocher de l'effort ultime Q_u obtenu in situ.

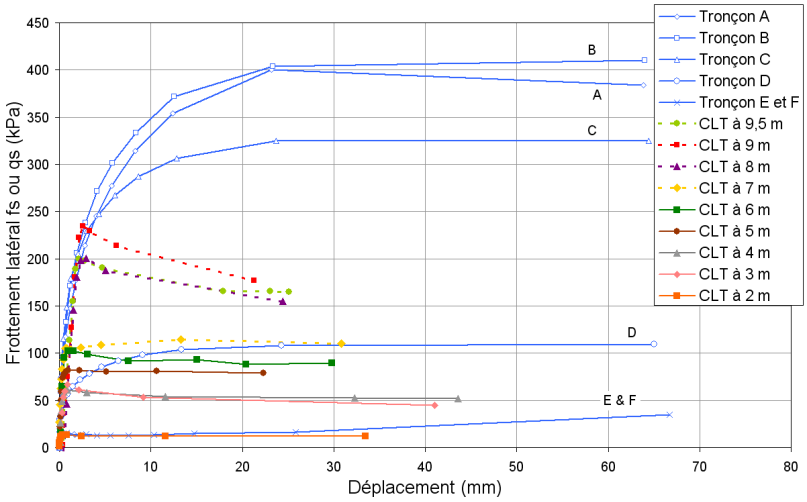


Figure VII-16. Frottement latéral des essais CLT et sur les tronçons du pieu A_{1bis}

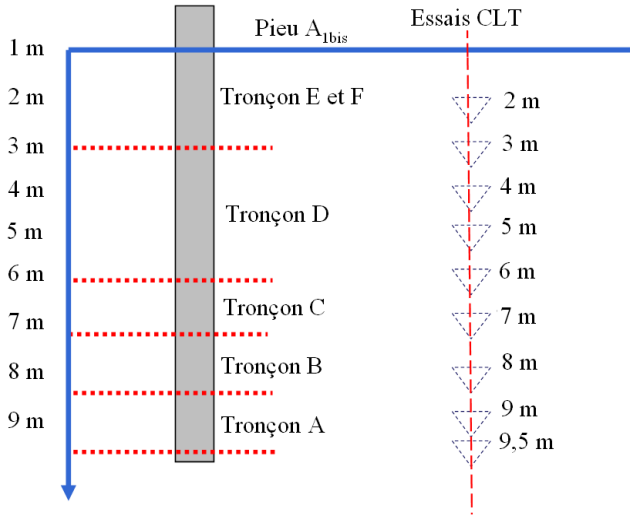


Figure VII-17. Tronçons du pieu A1bis et cotes des essais CLT

La Figure VII-18 montre la distribution des efforts entre la tête et la pointe du pieu, obtenue par la méthode CLT et in situ à partir des extensomètres amovibles. Nous avons pu reconstruire cette distribution à partir de la méthode CLT ; pour le dernier palier de charge du pieu in situ, et malgré l'écart au niveau de la pointe, on retrouve un effort ultime en tête proche de celui obtenu in situ. Les facteurs calibrés de portance et de frottement (Tableau VII-2) permettent de transformer la courbe de transfert de la méthode CLT en la courbe de transfert obtenue in situ pour le dernier palier de chargement.

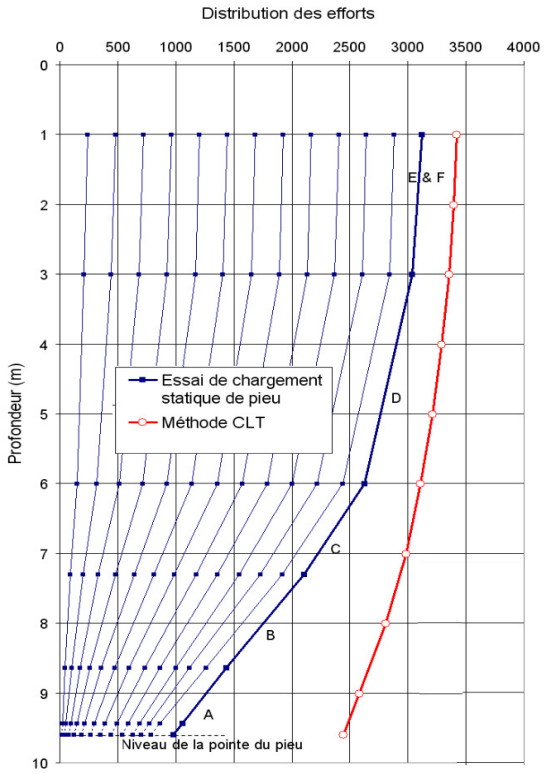


Figure VII-18. Distribution des efforts le long du pieu A_{1bis} à Limelette

4.2. Prévision du tassement du pieu A_{1bis}

Le tassement du pieu A_{1bis} a également été évalué par la méthode CLT en utilisant la procédure expliquée dans le paragraphe 3.3 de ce chapitre. Une synthèse des différentes approches utilisées est présentée sur la Figure VII-19. Le tassement de la méthode CLT est calculé sans tenir compte de la compression élastique propre du pieu, il faut donc le comparer au tassement mesuré en pointe du pieu lors de l'essai de chargement statique in situ (courbe discontinue sur la Figure VII-19). Dans cette première approche servant à donner des ordres de grandeur et à situer la méthode CLT par rapport aux mesures in situ, le tassement calculé a été obtenu en moyennant les résultats correspondant à la couche de sable et aux premières couches de limon et argile.

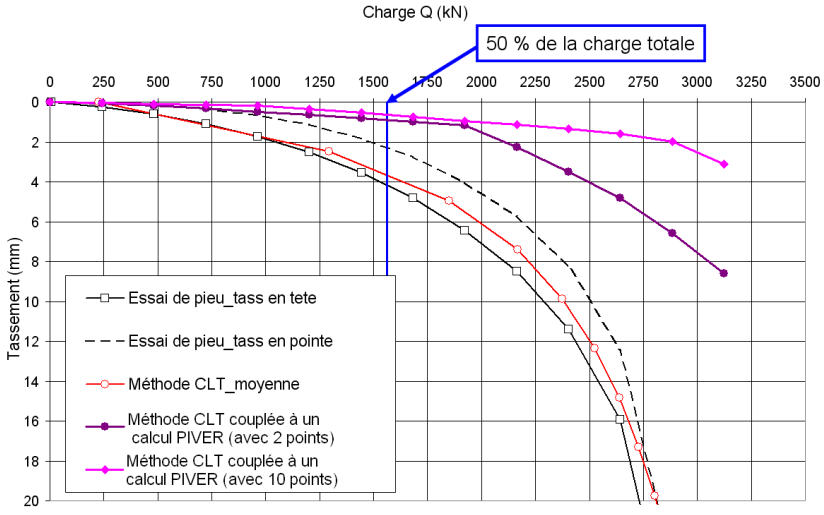


Figure VII-19. Calcul du tassement du pieu A_{1bis} par la méthode CLT

Tableau VII-3. Calcul du tassement du pieu A_{1bis} par la méthode CLT

Pieu	Type	Tassement sous 50 % de la charge totale (mm)		
A1bis	Vissé Fundex 38/45	Essai de pieu	En tête	4,10
			En pointe	2,30
		Méthode CLT	En pointe	3,70
		Calcul PIVER (avec 2 points)	En tête	0,90
		Calcul PIVER (avec 10 points)		0,70

Pour prendre en compte la présence des différentes couches, le logiciel PIVER a été utilisé selon deux approches : la première consiste à représenter chaque couche de sol par deux points et la deuxième en utilisant la totalité des points calculés à partir des essais de chargement de pointe à chaque profondeur (environ 10 points). Une constatation intéressante est que la méthode CLT avec ou sans utilisation du logiciel PIVER est bien située et donne une courbe charge-tassement, qui, au-delà du réalisme de ses résultats, a un comportement logique, clair, et très proche de celle de la courbe mesurée in situ. Les valeurs de tassement des différentes méthodes sous une charge de service de 50 % de la charge totale, sont représentées dans le Tableau VII-3 à titre de comparaison.

5. Conclusions

La première ébauche de la méthode CLT que nous avons proposée dans ce chapitre a comme objectif, le dimensionnement des fondations profondes. Cette méthode originale a prouvé que l'essai de chargement de pointe n'est plus seulement un outil de caractérisation des sols mais aussi un outil à destination des ingénieurs géotechniciens. En se basant sur les concordances entre un pieu et une pointe pénétrométrique, au niveau de la forme et des mécanismes de chargement et de rupture, cette méthode consiste à transformer les courbes de chargement de pointe et les courbes de mobilisation de frottement le long du manchon, point par point, en courbe charge-déplacement d'un pieu et permet de déterminer la capacité portante et de prédire le tassement du pieu.

L'application de la méthode CLT aux pieux vissés du site de Limelette donne des résultats satisfaisants. Pour chaque pieu, nous avons calculé l'effort en pointe, l'effort de frottement latéral et l'effort total en tête du pieu ce qui a permis d'établir les courbes de transfert de charges qui ont été comparées avec celles obtenues in situ à l'aide des extensomètres amovibles. La confrontation avec l'essai de chargement statique de pieu, a montré que la méthode CLT est comparable, malgré une différence dans le mécanisme de transfert des charges entre les deux méthodes. D'où la nécessité des facteurs $k_{p\,CLT}$ et $k_{s\,CLT}$ que nous avons proposés. Ces facteurs prennent en compte quelques singularités qui dépendent de la géométrie de la pointe, et intègrent notamment la différence d'interface entre celle du pieu et celle du manchon du pénétromètre, ainsi que certains effets de taille et de forme entre la pointe pénétrométrique et le pieu. Dans l'état actuel du développement de la méthode CLT, les facteurs $k_{p\,CLT}$ et $k_{s\,CLT}$ ne sont pas calibrés.

Le tassement de chaque pieu a été estimé par la méthode CLT et comparé ensuite avec le tassement obtenu par la méthode de l'essai statique de pieu in situ. Même avec des

approximations et des approches non complètes pour le moment, la méthode CLT est bien comparable avec la méthode de chargement de pieu in situ, et les résultats sont encourageants.

La méthode CLT a été appliquée également dans le cas d'un pieu foré réalisé dans le site de Merville (Annexe F). Les comparaisons avec la méthode pressiométrique du F62 et la méthode pénétrométrique de la norme hollandaise, sont concluantes malgré le fait que le pieu est mis en place sans refoulement du sol. A priori, la méthode CLT devrait être mieux adaptée aux pieux mis en place avec refoulement du sol, du fait de la similitude de ce mode d'installation entre la pointe pénétrométrique et les pieux. L'effet de la mise en place a été clairement identifié dans le cas du modèle réduit de pieu instrumenté mis en place sans refoulement du sol dans le conteneur de la centrifugeuse (Annexe F).

Conclusions générales

L'essai de chargement de pointe (Cone Loading Test) est un essai simple et facile à utiliser, effectué avec un équipement standard d'un essai de pénétration statique au piézocône (CPTu) et consiste à arrêter la pénétration à un niveau souhaité, et à appliquer un chargement de la pointe par paliers successifs jusqu'à la rupture du sol. Cette procédure effectuée après un essai de dissipation de la pression interstitielle est une amélioration majeure d'un essai CPTu classique. Les courbes CLT obtenues relient les trois mesures classiques : la résistance de pointe, le frottement latéral sur le manchon et la pression interstitielle, au déplacement de la pointe. Un avantage de cet essai est la simplicité de sa procédure et son intégration aisée dans l'essai de pénétration classique.

Ces travaux de recherche ont été entrepris pour affiner et développer la méthode et le protocole expérimental de l'essai CLT, dans le but de le proposer comme un essai de caractérisation mécanique des sols in situ. L'étude des facteurs d'influence de l'essai CLT nous a permis de définir plus précisément la géométrie de la pointe et les conditions initiales les plus aptes à fournir un essai réalisé en conditions maîtrisées. En effet, les sols sont soumis à des perturbations lors de l'installation, et lors du fonçage de la pointe mais ces perturbations engendrent un remaniement reproductible et maîtrisé. Le raccourcissement élastique des tiges de pénétration est un facteur de première importance surtout dans le cas des essais profonds, et la correction du déplacement mesuré par la méthode de la poussée totale mesurée en tête est la plus fiable. D'autre part, pour maîtriser au mieux les conditions initiales de l'essai, nous avons décidé de privilégier l'utilisation d'une pointe « débordante » de 15 cm^2 dont l'efficacité et l'utilité a été démontrée.

L'étude numérique par la méthode des éléments finis avec le logiciel Plaxis, a permis de valider les facteurs d'influence de l'essai, en confirmant les constatations faites in situ, et cela pour un seul jeu de données utilisés. Quelques cas de changements géométriques ont été testés, à savoir, la profondeur de l'essai, l'ajout d'un destructeur de frottement et l'utilisation d'une pointe débordante de 15cm^2 de section. Nous avons pu constater que l'introduction d'un destructeur de frottement n'a pas beaucoup d'influence pour de faibles profondeurs, mais crée une butée qui empêche la tige de s'enfoncer facilement. Cependant, l'ajout d'une tige supplémentaire (essai plus profond) tend à augmenter la valeur de la résistance à la pointe mais surtout le frottement latéral sur le manchon. D'autre part, l'utilisation d'une pointe débordante favorise une diminution de la valeur de la résistance de pointe mais n'a pas beaucoup d'influence sur le frottement latéral f_s.
Cette modélisation numérique nous a fourni une meilleure compréhension du comportement du sol, à travers des études paramétriques portant sur plusieurs aspects de l'essai. Nous avons montré que le modèle de comportement de Mohr-Coulomb était une approximation du premier ordre, insuffisante pour représenter le comportement non linéaire du sol, et que l'utilisation des modèles plus sophistiqués est recommandée (Modèle Hardening Soil Model).

Les campagnes d'essais in situ qui ont été réalisées dans le cadre de cette thèse, sur différents sites représentatifs de quelques sols européens (argile à Merville ; sable à Utrecht ; limon, argile et sable à Limelette) ont montré que l'essai est applicable dans des conditions de sol très variées.

Les résultats présentés ont montré, tout comme les travaux menés depuis 1979 par différents auteurs (Faugeras, 1979 ; Zhou, 1997 ; Arbaoui, 2003 et Godde, 2006), que l'essai CLT permet d'obtenir des courbes reproductibles et exploitables pour la détermination des modules

de déformation du sol. L'utilisation d'une pointe piézocône offre un panorama riche d'informations pour chaque essai CLT : les pénétrogrammes CPT classiques (q_c, f_s, u) ; les courbes de relaxation des efforts et de dissipation des pressions interstitielles, les programmes et les courbes de chargement, les courbes de mobilisation de frottement latéral et les courbes de fluage. A ces informations, s'ajoutent les deux paramètres essentiels de l'essai CLT, la charge limite q_{CLT} ainsi que le module de déformation E_{CLT} (tangent initial, à 50 % de chargement, et en déchargement).

La confrontation des résultats des essais de chargement de pointe, obtenus sur les sites de Merville, d'Utrecht et de Limelette, aux résultats des essais triaxiaux et pressiométriques, a démontré l'applicabilité de la technique. Nous avons montré que l'essai CLT est plus représentatif de l'état initial dans le sol, et ne souffre pas des inconvénients rencontrés dans l'essai triaxial quand il s'agit des échantillons reconstitués au laboratoire, surtout dans une couche de sable très dense comme dans le cas d'Utrecht. La comparaison avec l'essai pressiométrique est plutôt satisfaisante, on retrouve des corrélations qui dépendent du type de sol dans les sites concernés.

La modélisation physique en centrifugeuse nous a permis de profiter des avantages des modèles réduits, pour réaliser des combinaisons d'études paramétriques difficiles à avoir sur sites réels. Les essais CLT réalisés en centrifugeuse sur un sable de Fontainebleau ont montré l'influence de quelques facteurs comme la forme géométrique de la pointe et la vitesse de chargement. Les courbes de chargement obtenues en centrifugeuse ont permis de valider la reproductibilité de l'essai, et d'obtenir des modules de déformation qui ont été corrélés aux modules des essais de chargement des fondations superficielles et encastrées à différentes profondeurs dans le massif. La comparaison avec un essai de chargement de pieu instrumenté nous a permis de s'apercevoir de l'influence du mode de mise en place et d'établir le lien entre un pieu et une pointe pénétrométrique présentant des éléments communs de comportement.

Un des objectifs de cette thèse était de relier les paramètres mécaniques de l'essai de chargement de pointe au comportement des ouvrages tels que des fondations superficielles et des fondations profondes. Afin d'alimenter les méthodes de calcul, une méthode a été proposée à travers une nouvelle approche directe de dimensionnement des fondations profondes, basée sur l'essai de chargement de pointe en profitant des qualités de l'essai CPT : la reproductibilité, la précision et, en outre donnant accès à la résistance mais aussi à la déformabilité. Cette nouvelle méthode de conception offre un important potentiel d'application au calcul des fondations profondes et superficielles.

Nous pouvons affirmer enfin que l'état de l'art est tel qu'il est possible d'inclure à partir de maintenant, l'essai de chargement de pointe dans les programmes de reconnaissance des sols, ce qui était la thèse soutenue.

Perspectives

En perspective de ce travail, il serait nécessaire de diffuser le mode opératoire de l'essai de chargement de pointe auprès des praticiens et de passer ensuite à un autre stade dans ce projet à travers un saut technologique qui permet de s'affranchir de quelques limitations actuelles.

Pour une meilleure qualité de mesure, il serait envisageable de remplacer la pompe à main par un système automatique qui permet d'appliquer une pression de paliers régularisée, et d'utiliser une technologie qui permet de mesurer le déplacement directement au niveau de la pointe afin d'éliminer la correction qui est approximative parce qu'elle dépend de la répartition des efforts axiaux tout au long des tiges de pénétration.

De nouvelles campagnes d'essais sur sites réels devraient être réalisées afin de compléter la base de données sur tous les types de sols possibles, et pour affiner les corrélations et les comparaisons avec d'autres essais in situ et au laboratoire.

L'étude numérique doit être approfondie. Il est envisageable d'aller plus loin dans la comparaison des courbes de chargement numériques et expérimentales en utilisant des jeux de données des essais in situ et au laboratoire qui correspondent à des données réelles. Il est également envisageable de tester d'autres modèles de comportement plus riches et plus complexes comme le modèle de sol avec écrouissage (Hardening Soil Model) ou le modèle pour les sols mous de type Cam-Clay (Soft Soil Model).

Il serait souhaitable de profiter des avancées dans le domaine informatique pour réaliser une modélisation en grandes déformations qui prend en compte le fonçage classique de la pointe. Si le modèle se révèle alors suffisamment fiable, la relation pouvant exister entre les paramètres rhéologiques et un paramétrage mathématique de la courbe de chargement pourrait être identifiée dans le but d'accéder à une analyse inverse.

Il est prévu de compléter les essais en centrifugeuse, en réalisant une série d'essais utilisant le même type de sol que ceux présentés dans ce mémoire, mais avec une densité différente ou un niveau de g différent pour enrichir l'étude paramétrique. Les essais en centrifugeuse devraient apporter des réponses sur le lien entre les propriétés mécaniques de l'essai de chargement de pointe et le comportement des ouvrages.

Pour améliorer la méthode CLT proposée pour le dimensionnement des fondations profondes, d'autres recherches plus approfondies doivent être envisagées sur différents sites et types de sols dans le but de conduire la méthode à un état de maturité et définir et calibrer les facteurs rhéologiques adaptés.

L'évaluation des facteurs du terme de portance $k_{p\ CLT}$ et du terme de frottement latéral $k_{s\ CLT}$ nécessite l'application de la méthode CLT sur un nombre important de pieux dans différents types de sol et pour différents types et mode de mise en place des pieux, dans le but d'établir une sorte d'abaques comme celles proposées par les méthodes pressiométrique ou pénétrométrique..

Il est envisageable d'étendre l'application de la méthode CLT proposée pour le dimensionnement des pieux, aux cas des fondations superficielles pour avoir une courbe « charge-enfoncement » normalisée afin d'atténuer les lacunes de l'équation de capacité portante. Cette méthode est inspirée des travaux de (Briaud, 2007). Il serait nécessaire

d’appliquer la méthode aux essais de fondations superficielles, réalisés sur les sites expérimentaux du LCPC. La procédure de normalisation envisagée consiste à tracer la pression moyenne de la fondation, divisée par une mesure de la résistance du sol dans la profondeur de l'influence de la semelle, par rapport au déplacement, divisé par la largeur de la semelle. La courbe « charge-enfoncement » obtenue serait indépendante de la taille et de l’encastrement de la fondation.

L’idée originale de cet essai fait désormais l’objet d’un projet de collaboration qui intègre un établissement public de recherche comme le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, des partenaires et collaborateurs industriels comme la société française Fondasol et la société hollandaise Lankelma, ainsi qu’un établissement de recherche de l’université Blaise Pascal de Clermont Ferrand. D’autres collaborateurs ont contribué également à ce projet soit par le financement d’une campagne d’essais comme la société hollandaise Crux engineering soit par la mise à notre disposition de leur site expérimental comme le CSTC (centre scientifique et technique de la construction belge).

Références bibliographiques

Abu-Farsakh, M. Y. Tumay, M.T. (2001). *A numerical model for the analysis of the piezocone penetration test.* Computer Methods and Advances in Geomechanics (ICCMAG), Balkema, Rotterdam, Vol. 2, pp. 899-904.

Ali, H. (2007). *Caractérisation de la déformabilité des sols à l'aide d'un pénétromètre statique*. Mémoire du diplôme d'ingénieur. Polytech Clermont Ferrand.

Ali, H. Reiffsteck, P. Van de Graaf, H. Van der Stoel, A.E.C. Baguelin, F. Gourves, R. & Bacconnet, C. (2009). *Essai de chargement de pointe : facteurs d'influence et détermination de modules de déformation*. 17ème congrès international de mécanique de sols et d'ingénierie géotechnique (17th ICSMGE), 5-9 Octobre 2009, Alexandrie, Egypte.

Ali, H. Reiffsteck, Ph. Bacconnet, C. Gourves, R. Baguelin, F. et van de Graaf, H. (2008). *Facteurs d'influence de l'essai de chargement de pointe*. Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'ingénieur. JNGG'08. Nantes, 18-20 juin 2008.

Amar, S. Baguelin, F. Jézéquel, J.F. (1983). *Le pressio-pénétromètre pour la reconnaissance des sols à terre et en mer.* Bulletin de Liaison des Laboratoire des Ponts et Chaussées, n° 126, pp. 21-24.

Amar, S. Clarke, B.G.F. Gambin, M.P. Orr, T.L.L. (1990). *The application of pressuremeter test results to foundation design in Europe*, part 1 : *predrilled pressuremeters/self-boring pressuremeters.* International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering, European Regional Technical Committee N° 4 – pressuremeters, A.A. Balkema, Rotterdam, Brookfield, pp. 1-23.

Arbaoui, H. (2003). *Mesure de la déformabilité des sols en place avec un pénétromètre*. Thèse de doctorat. Université Blaise Pascal Clermont Ferrand, 204 pages.

Arbaoui, H. Gourvès, R. Bressolette, Ph. Bodé, L. (2006). *Mesure de la déformabilité des sols in situ à l'aide d'un essai de chargement statique d'une pointe pénétrométrique*, Can. Geotech. J. 43(4) 355-369.

Atkinson, J.H. Sällfors, G. (1991). *Experimental determination of soil properties*, Proc. 10th Eur. Conf. Soil Mech. Found. Eng. Firenze, 3: 915-956.

Bachelier, M. Parez, L. (1965). *Contribution à l'étude de la compressibilité des sols à l'aide du pénétromètre à cône*, 6 ICSMFE, Montréal, Vol. 2, pp. 3-7.

Baguelin, F. et Jézéquel, J. (1977). *Le pénétromètre latéral autoforeur*. Comptes Rendus, 9^{éme} congrès international de mécanique des sols et travaux de fondations, Tokyo, Vol. 1, pp. 27-30.

Balaam, N. P. Poulos, H. G. Booker, J. R. (1974). *Finite element analysis of the effects of installation on pile load-settlement behavior*. Geotechnical Engineering, Vol. 6, pp. 33-48.

Baldi, G. Bellotti, R. Crippa, V. Fretti, C. Ghionna, V. Jamiolkowski, M. Pasqualini, E. Pedroni, S. Ostricati, D. (1985). *Laboratory validation of in Situ Tests*. AGI Jubilee Volume – IX ICSMFE, San Francisco.

Baldi, G. Bellotti, R. Ghionna, V. Jamiolkowski, M et Pasqualini, E. (1986). *Interpretation of CPTs and CPTUs; Second part: Drained Penetration of Sands.* Proceedings of the Fourth International Geotechnical Seminar, Singapore, 143-56.

Baligh, M.M. (1985). *Strain path method*. J. Soil Mech. and Found. Div., ASCE, 111(9), 1108-1136.

Barata, F.E. (1995). *The use of CPT to evaluate the settlements of shallow foundations on residual soils*. Proceedings of the International Symposium on Cone Penetration Testing, CPT'95, Linköping, Sweden, Vol. 2, pp. 393-398.

BBRI. (2000-2002). *Soil displacement screw piles – calibration of calculation methods and automatisation of the static load test procedure: stase 2 – end-bearing piles.* Programme de recherché du ministère federal belge des affaires économiques, convention CC-CI-756.

Bemben, S.M. Myers, H.J. (1974). *The influence of rate of penetration on static cone resistance in Connecticut River Valley varved clay*. Proceedings of the European Symposium on Penetration Testing, ESOPT, Stockholm, 2.2, 33-4.

Benz Navarrete, M.A. (2009). *Mesures dynamiques lors du battage du pénétromètre Panda2*. Thèse de doctorat, Université Blaise Pascal, Clermont Ferrand, 2009.

Bishop, R.F. Hill, R. Mott, N.F. (1945). *The theory of indentation and hardness tests*. Proc. Phys.Soc., 57, 147-159.

Bolton Institute. (2000). *Courseware Msc Environmental Geotechnology, G1-Ground investigation.*

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).

Bowles, J.E. (1988). *Foundation Analysis and Design,* 4th ed., McGraw-Hill, New York, pp. 99-100.

Briaud, J.L. (2001). *Introduction to Soil Moduli*. Geotechnical News, Juin 2001, BiTech Publishers Ltd, Richmond, B.C., Canada.

Briaud, J.L. (2007). *Spread Footings in Sand: Load Settlement Curve Approach*, J. of Geotech. and Geoenv. Engrg, ASCE, 2007, 133(8) 805-920.

Brouwer, J. J. M. (2007). *In-situ Soil Testing*. Gardline Lankelma.

Brown, P.T. (1995). *Screw plate insertion in sand.* Geotechnical Testing Journal, GTJODJ, Vol. 18, N°2, pp. 259-270.

BTP. (1956). *Projets de méthodes d'essais des sols et des fondations (II), Essai statique de chargement*. Annales de l'institut technique du bâtiment et des travaux publics, mai 1956. Neuvième année, numéro 101, série (Sols et Fondations, 21).

Budhu, M. et Wu, C.S. (1991, 1992). *Numerical analysis of sampling disturbance in clay soils*. Int. J. Numer. and Analytical Methods in Geo-mech., 16, 467-492.

Buisman, A.S.K. (1935). *De weerstand van pallpunkten in zand*. De ingenieur, Pays-Bas. 50(14), 28-35.

Bustamante, M. Gianaselli, L. (2001). *Méthode d'essai N°34 - La mesure des déformations à l'aide des extensomètres amovibles LPC*. Rapport. 16 pages pages.

Bustamante, M. Gianeselli, L. (1981). *Prévision de la capacité portante des pieux isolés sous charge verticale. Règles, pressiométriques et pénétrométriques*. Bull. Liaison Labo. P. et Ch., (F), no 113, p. 83-108, mai-juin 1981.

Bustamante, M. Jézéquel, J.-F. (1989). *Essai statique de pieu isolé sous charge axiale,* Méthode d'essai LPC n° 31, févr.

Campanella, R.G. Gillespie, D. Robertson, P.K. (1982). *Pore pressure during cone penetration testing*. Proceedings of the 2nd European Symposium on Penetration Testing, ESOPT-II, Amsterdam, 507-12, Balkema Pub., Rotterdam.

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

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 su 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).

Cassan, M. (1988). *Les essais in situ en mécanique des sols* : *réalisation et interprétation*. Paris : Eyrolles, 583 p.

Cernica, J.N. (1995). *Geotechnical Engineering.* Soil Mechanics, John Wiley & Sons, New York, p. 241.

Cividini, A. et Gioda, G. (1988). *A simplified analysis of pile penetration*. Proc. 6th Int. Conf. Numer. Methods in Geomech., A.A.Balkema, Rotterdam, The Netherlands, 1043-1049.

Cividini, A. Gioda, G. (1989). *Finite element modeling of the driving process of piles.* XIIth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio, Balkema, Rotterdam, pp. 1093-1096.

Converse, W.J. (1962). *Foundations subjected to dynamic forces.* Chapter 8 of Foundation Engineering, G. A. Leonards ed., McGraw-Hill, New York, pp. 769-825.

Corté, J.F. Garnier, J. (1986). *Une centrifugeuse pour la recherche en géotechnique.* Bulletin de liaison des laboratoires des Ponts et Chaussées, 146, pp. 5-28, LCPC, nov-déc.

Costet, C. Sanglerat, G. (1983). *Cours pratique de mécanique des sols. Tome 2. Calcul des ouvrages*. Dunod. Paris.

Costet, J. Sanglerat, G., (1981). *Cours pratique de mécanique des sols : plasticité et calcul des tassements*. Tome 1, Paris : Bordas, 283 p.

CUR 162. (1996). Building on soft soils.

Danziger, F.A.B. Lunne, T. (1997). *Rate effect in cone penetration testing*.

De Borst, R. et Vermeer, P. A. (1982). *Finite element analysis of static penetration tests*. Proc., 2nd Eur. Symp. On penetration testing, Vol 2, 457-462.

De Mello, L.G. Cepollina, M. (1978). *The interpretation of plate loading tests aiming at settlements prediction*. 6th Brazilian Conference on Soil Mechanics and Foundation engineering, Rio de Janeiro, Vol. 1.

Douglas, B.J. Olsen, R.S. (1981). *Soil classification using electric cone penetrometer. Cone penetration testing and experience*. Proceedings of the ASCE National Convention, St. Louis, 209-27, American Society of Civil Engineering.

Duncan J.M. Chang, C.Y. (1970). *Non-linear analysis of stress and strain in soils*. ASCE, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, vol. 96, SM5, 1970, pp. 1629-1653.

Durgunoglu, H.T. Mitchell, J.K. (1975). *Static penetration resistance of soils, I: Analysis.* Proc. ASCE Spec. Conf. on in situ Measurement of soil properties, ASCE, New York, Vol. 1, 151-171.

Elson, W.K. (1984). *Design of laterally loaded piles,* Report N° 103, CIRIA, U.K.

Fairhust, C. (1961). *Wave Mechanics of Percussive drilling*. Mine and Quarry Engineering, pp. 122-130; Avril 1961 pp169-178 et Juillet 1961 pp. 327-328.

Faugeras, J.C. (1979). *L'essai de compressibilité des sols au pénétromètre statique et son interprétation sur modèle analogique*. Thèse de Doctorat de l'université Paul Sabatier de Toulouse.

Faugeras, J.C. Fortuna, G. Gourvès, R. (1983). *Mesure de la compressibilité des sols à l'aide du pénétromètre statique*. Symposium International, Essais en place, Vol. 2, Paris, pp. 269-274.

Faugeras, J.C. Fortuna, G. Gourvès, R. (1983). *Mesure de la compressibilité des sols à l'aide du pénétromètre statique*. Symposium International, Essais en place, Vol. 2, Paris, pp. 269-274.

Fellenius, B.H. et Eslami, A. (2000). *Soil profile interpreted from CPTu data. "Year 2000 Geotechnics"*. Geotechnical conference, Asian Institute of Technology, Bangkok, Thaïland, November 27-30, 2000.

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 Crosshole, 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*, Compterendus 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).

Fletcher, G.F.A. (1965). *Standard penetration test: its uses and abuses*. J. Soil Mech. and Foundations Div. (ASCE), Vol. 91 (SM4): 67-76.

Fortuna, G. (1982). *Contribution à l'étude des essais de compressibilité et consolidation réalisés au pénétromètre statique*. Mémoire d'ingénieur CUST, Clermont-Ferrand, 1982.

Frank, R. (1989). *Déplacement axial des pieux dans les sols mous*. LCPC, Rapport des Laboratoires, série GT, numéro 39, novembre, pp 105-114.

Frank, R. (1999). *Calcul des fondations superficielles et profondes*, Techniques de l'ingénieur et Presses des Ponts et Chaussées, 141 pages.

Frank, R. Zhao, S.R. (1982). *Estimation par les paramètres pressiométriques de l'enfoncement sous charge axiale des pieux forés dans les sols fins*. BLPC 119 :17-24.

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

Garnier, J. (2001). *Modélisation physique en mécanique des sols. Application aux recherches sur les fondations et autres ouvrages géotechniques*. Habilitation à Diriger des Recherches, Université de Nantes, 197 p.

Garnier, J. Derks, F. Cottineau, L.M. Rault, G. (1999). *Etudes géotechniques sur modèles céntrifugés : Evolution des matériels et des techniques*, BLPC, 223, Septembre à Décembre, pp. 27-50.

Gaudin, C. (2002). *Modélisation physique et numérique d'un écran de soutènement autostable. Application à l'étude de l'interaction écran-fondation*. Thèse de Doctorat, Ecole Centrale de Nantes, 410p.

Godde, E. (2006). *Caractérisation de la déformabilité du sol avec un pénétromètre statique*, mémoire d'ingénieur CUST, Clermont-Ferrand, 108 pages.

Gourvès, R. (2001)**.** *Remise en cause de la formule de battage du PANDA 2 – étude théorico expérimental*. Document interne Sol Solution. Sept 2001.

Gourvès, R. (1991). *Le PANDA – pénétromètre dynamique léger à énergie variable.* LERMES CUST, Université Blaise Pascal Clermont-Ferrand, 1991.

Hallam, M.G. Heaf, N.J. Wootton, L.R. (1978). *Dynamic of Marine Structures.* Report UR 8, 2nd edition, CIRIA Under water Engineering Group.

Holeyman, A. Bauduin, C. Debacker, P. De Cock, F. Dupont, E. Hilde, J.L. Legrand, C. Huybrechts, N. Mengé, P. Miller, J.P. & Simon G. (1997). *Design of axially loaded piles - Belgian Practice. Design of axially loaded piles - European practice*. Proceedings of the ERTC3 seminar, Brussels, Belgium, 17-18 April.

Houlsby, G.T. Wheeler, A.A. Norbury, J. (1985). *Analysis of undrained cone penetration as a steady flow problem*. Proc. 5th Int. Conf. on Numer. Methods in Geomech., A.A. Balkema, Rotterdam, Pays-Bas, Vol. 4, 1767-1773.

Hunt, R.E. (1986). *Geotechnical Engineering Techniques and Practices,* McGraw-Hill, New York, p. 134.

Huybrechts, N. (2002). *Correlaties tussen grondkarakteristieken. Case study paalproeven te Sint-Katelijne-Waver en te Limelette*. KVIV-Studiedag Grondonderzoek voor het dimensioneren van funderingen, 29 mei 2002.

Huybrechts, N. Whenham, V. (2003). *Pile Testing campaign on the Limelette test siteInstallation techniques of screw piles*. Proceedings of the 2nd Symposium on screw piles, 7 mai 2003, Bruxelles.

Jamiolkowski, M. Ghionna, V.N. Lancellotta, R. Pasqualini, E. (1988). *New correlations of penetration tests for design practice*. Proc. 1st Int. Symp. On Penetration Testing. A.A. Balkema, Rotterdam, Pays-Bas, Vol. 1, 263-301.

Janbu, N. Senneset, K. (1973). *Field compressometer principles and applications.* Proceedings, 8 th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rotterdam, Vol. 1, pp. 191-198.

Jardin, W.D. (1980). *A study of allowable bearing pressure of shallow foundations on gneissic soils through plate loading tests*. M. Sc. Thesis, CDPPE/UFRJ.

Jefferies, M.G. Funegard, A. (1983). *Cone penetration testing in the Beaufort Sea*. Proceedings of the Conference on Geotechnical Practice in Offshore Engineering, Austin, Texas, 220-43, American Society of Engineers (ASCE).

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

Kay, J.N. Mitchell, P.W. (1980). *A down hole plate load test for in situ properties of stiff clays* . Proceedings of 3rd ANZ Conference on Geomechanics, Wellington, Vol. 1, Part 1, pp. 255-259.

Kay, J.N. Parry, R.H.G. (1982). *Screw plate tests in a stiff clay.* Ground Engineering, Vol. 15, N° 6, pp. 22-30.

Kérisel, J. (1961). *Portance des fondations dans des milieux sableux et variation de la force portante limite en fonction de la densité*, *de la profondeur*, *du diamètre et de la vitesse d'enfoncement*. 5th Int. Conf. S.M.F.E., Vol. 11, pp.73-83.

Ladanyi, B. Eden, W.J. (1969). *Use of the deep penetration test in sensitive clay*. Proceedings of the 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico, 1, 225-30.

Ladanyi, B. Johnston, G.H. (1974). *Behaviour of circular footings and plate anchors embedded in permafrost*. Canadian Geotechnical Journal, 11(4), 531-53.

Laréal, P. (1975). *Sols de la région Lyonnaise, Prévision de leur comportement à l'aide d'essais in situ*. Thèse de doctorat, Université Claude Bernard de Lyon.

Laréal, P. Sanglerat, G. Gielly, J. (1974). *Comparaison des essais de pénétration effectués avec différents pénétromètres statiques ou dynamiques*. Symposium Européen sur les essais de pénétration, Stockholm.

Larsson, R. Bengtsson, P.E. (2008). *Field determination of stress-strain relations of clay till*, 4th Int. Symp. on Def. Char. of Geomaterials (IS-Atlanta 2008), pp. 875-882.

Le Kouby, A. (2003). *Etude du comportement mécanique de micropieux sous chargements monotones et cycliques verticaux. Application aux effets de groupe*. Thèse de l'Ecole nationale des ponts et chaussées. 394 pages.

Lunne, T. (1976). *Results of some penetration tests with different cones in overconsolidated clays*. Norwegian Geotechnical Institute, Oslo, Rapport intérieur 52155-4.

Lunne, T. (1986). *In situ investigation techniques and interpretation for offshore practice*. *Evaluation of special density tests at Gullfaks 'C' and in Drammen*. Norwegian Geotechnical Institute, Oslo, Norvège, Rapport 40019-25.

Lunne, T. Eidsmoen, T. Powell, J.J.M. Quaterman, R.S.T. (1986). *Piezocone testing in overconsolidated clays*. Proceedings of the 39th Canadian Geotechnical Conference, Ottawa, Preprint volume, 209-18, Canadian Geotechnical Society.

Lunne, T. Powell, J.J.M. (1992). *Recent developments in in-situ testing and offshore investigation*. Proceedings of the SUT Conference: Offshore site investigations and Foundation Behavior, Londres, 147-80, Kluwer Dordrecht.

Lunne, T. Robertson, P.K. Powell, J.J. (1997). *Cone penetration testing in geotechnical practice*. E& FNSPON Ed., London, 312 p.

Lunne, T. Robertson, P.K. Powell, J.J.M. (1997). *Cone penetration testing in geotechnical practice* – E& FN SPON Ed. London. 312 pages.

Magnusson, O. Axelsson, K. Yu, Y. (1995). *Prediction of settlements based on CPT for a five storey building founded on organic silt and sand.* Proceedings CPT'95, pp. 523-528.

Mayne, P.W. (2001). *Geotechnical site characterization using cone, piezocone, DCPTu, and VST*. Document.

Mayne, P.W. Coop, M.R. Springman, M.S. Huang, A.B. Zomberg, J.G. (2009). *Geomaterial behavior and testing*. Proceedings of the 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Alexandrie, Egypt, octobre 2009.

MELT. (1993). *Règles techniques de calcul et de conception des fondations des ouvrages de génie civil.* CCTG Fascicule 62 Titre V, Ministère de l'Équipement, du Logement et des Transports, Paris, Texte officie, 1993, l N° 93-3, 182 p.

Ménard, L. Rousseau, J. (1962). *L'évaluation des tassements. Tendances nouvelles,* Sols N° 1, Juin, Paris, pp.13-30.

Mestat, Ph. (1986). *Etude des problèmes élastoplastiques en éléments finis : évolution du programme CESAR-PLAS*. Rapport d'étude. LCPC. (1986).

Mestat, Ph. (1993). *Lois de comportement des géomatériaux et modélisation par la méthode des éléments finis*. Etudes et recherches des laboratoires des ponts et chaussées, série géotechnique GT 52, 193 p.

Mestat, Ph. (1995). *Comportement des sols et des roches.* Polycopié de la formation continue ENPC, 28 mars, 100 p.

Mestat, Ph. Prat, M. (Dir.) (1999). *Ouvrages en interaction*. Paris: Hermès Science, 929 p.

Mezazigh, S. (1995). *Etude expérimentale de pieux chargés latéralement : proximité d'un talus et effet de groupe.* Thèse de Doctorat, Université de Nantes, 272p.

Mindlin, R. D. (1935-1936). *Contribution au problème d'élasticité d'un solide indéfini limité par un plan* [C. R. Acad. Sc., t. 201, 1935, p. 536-537). *A preliminary statement of the Galerkin vectors; force at a point in the interior of a semi-indefinite solid* (physics, t. 7, 1935, p. 195-202).

Mitchell, J.K. Keaveny, J.M. (1986). *Determining sand strength by penetrometers*. Proc. ASCE Spec. Conf. on Use of In Situ Tests in Geotech. Engrg., Geotech. Spec. Publ. No. 6, ASCE, New York, 823-839.

Mitchell, P.W. Kay, J.N. (1985). *Screw plate and cone penetrometer as a field testing system.* Proceedings of 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, Vol. 2, pp. 913-915.

Mori, H. (1983). *In situ plate loading test for dense sandy soils using a self- boring instrument.* Proceedings of the International Symposium on Soil and Rock investigations by in situ testing, Paris, AIGI, Vol. 2, pp. 353-357.

Parez, L. Fauriel, R. (1988). *Le piézocone, améliorations apportées à la reconnaissance des sols*. Revue Française de Géotechnique. N. 44, p.p. 13-27.

Parez, L. Bachelier, M. Séchet, B. (1976). *Pression interstitielle développée au fonçage des pénétromètres*. 6éme Congrès Européen de mécanique des sols et des travaux de fondations.

Peignaud, M. (1979). *Surpressions interstitielles développées par le fonçage dans les sols cohérents.* Revue canadienne de géotechnique, vol. 16.

Philipponnat, G. Hubert, B. (1998). *Fondations et ouvrages en terre*. Paris : Eyrolles, 548 p.

Plaxis. Manuel de référence Plaxis V.8.

Poulos, H.G. (1988). *Marine Geotechnics,* London, Unwin Hyman Editors.

Powell, J.J.M. Quaterman, R.S.T. (1988). *The interpretation of cone penetration tests in clays, with particular reference to rate effects*. Proceedings of the International Symposium on Penetration Testing, ISPT-1, Orlando, 2, 903-10, Balkema Pub., Rotterdam.

Powell, J.J.M., Clarke, B.G. Shields, C.H. (1995). *CPT'95 – National Report on UK Practice*. Proceedings of the International Symposium on Cone Penetration Testing, CPT'95, Linkoping, Suède, 2, 253-62, Société géotechnique suédoise.

Rakotonindriana, M.H.J. (2009). *Comportement des pieux et des groupes de pieux sous chargement latéral cyclique.* Thèse de Doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées. 378p.

Reiffsteck, Ph. (2002). *Nouvelles technologies d'essai en mécanique des sols : état de l'art.* Symposium International : identification et détermination des paramètres des sols et des roches pour les calculs géotechniques, PARAM 2-3 septembre 2002, pp. 201-242.

Reiffsteck, Ph. Tacita J.L. (2003). *Le site de Merville – analyse des résultats des essais de laboratoire*, Rapport de recherche LCPC, 42 pages (document disponible en version électronique sur CD ROM).

Remaud, D. (1999). *Pieux sous charges latérales : étude expérimentale de l'effet de groupe.* Thèse de Doctorat, Université de Nantes, S.P.I., Génie civil, 328p.

Robertson, P. K. Campanella, R.G. (1983). *Interpretation of cone penetration tests*. Part T: Sand, CGJ, Ottawa, Vol. 20, n° 4, November, pp. 718-733.

Robertson, P.K. (1990). *Soil classification using the cone penetration test*. Canadian Geotechnical Journal, 27(1), 151-8.

Rosquoët, F. (2004). *Pieux sous charge latérale cyclique*. Thèse de l'Ecole centrale Nantes et Université de Nantes. 305 pages.

Salgado, R. (1993). *Analysis of penetration resistance in sands*. PhD thesis, Univ. of California, Berkeley, California.

Sanglerat, G. (1965). *Le pénétromètre et la reconnaissance des sols.* Dunod.

Sanglerat, G. (1971). *Pénétromètre statique et dynamique. Le pénétromètre statique et la prévision des tassements.* Recueil de conférences du Séminaire du C.AS.T. sur les essais in situ, I.N.S.A. Lyon.

Sanglerat, G. Laréal, P. Giell, J. (1969). *Correlations between in situ penetrometer tests and the compressibility characteristics of soils.* Conférence sur les essais *in situ* dans les sols et les roches, 13-16 mai, Londres.

Sanglerat, G. Petit-Marie, M. Bardot, F. Savasta, P. (1995). *Additional results of the AMAP'sols static-dynamic penetrometer*. Proceedings of the International Symposium on Cone Penetration Testing, CPT'95, Linkoping, Suède, 2, 85-92, Société géotechnique suédoise.

Schmertmann, J.H. (1978). *Guidelines for CPT in: Performance and Design,* U.S. Dept. of transportation, FHA, Washington D.C.

Schwab, E.F. Broms, B.B. (1977). *Pressure-Settlement-Time Relationship by Screw Plate Tests In situ.* Proceedings of 9th International Conference on SMFE, Tokyo, Vol. 1, pp. 281-288.

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.

Shakhirev, V. Magnan, J.P. **Ejjaaouani, H.,** (1996). *Etude expérimentale du comportement du sol lors du fonçage des pieux.* Bulletin des LPC, pp. 95-116.

Silence, P. (1996). *Praktijk van de Grondmechanica en Funderingstechniek.* Grondonderzoek in-situ, KVIV-cursus.

SOBESOL. (2007). *Procès-verbal des essais en laboratoire*. Rapport. 10 pages.

Staveren, M. van (1995). *Advanced deep cone penetration testing and backfilling in overconsolidated clay*. Proceedings of the International Symposium on Cone Penetration Testing, CPT'95, Linkoping, Suède, 2, 99-104, Société géotechnique suédoise.

Strout, M.J. Senneset, K. (1998a). *The Field compressometer in Norway.* Proceedings, International Conference on Site characterization, Robertson and Mayne Editions, Atlanta, Vol. 2, pp. 863-868.

Strout, M.J. Senneset, K. (1998b). *International development* of *the field compressomètre*. Proceedings, International Conference on Site characterization, Robertson and Mayne Editions, Atlanta, Vol. 2, pp. 857-862.

Tanaka, H. Momozu, M. Oida, A. Yamazaki, M. (2000). *Simulation of soil deformation and resistance at bar penetration by the Distinct Element Method*. Journal of Terramechanics, 37, pp. 41-56.

Tani, K. (1995). *General report: Measurement of shear deformation of geomaterials. – Field tests*. Proc. 1st Int. Symp. on Prefailure deformation of Geomaterials, Balkema, Sapporo, 1115-1131.

Tatsuoka, F. Jardine, R.J. Lo Presti, D. Di Benedetto, H. Kodaka T. (1997). *Theme Lecture: Characterising the prefailure defor-mation properties of geomaterials*. Proc. 14th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Hamburg, 4: 2129-2164.

Teh, C. I. (1987). *An analytical study of the cone penetration test*. Thèse de doctorat, Université d'Oxford, Angleterre.

Ternet, O. (1999). *Reconstitution et caractérisation des massifs de sable. Application aux essais en centrifugeuse et en chambre de calibration*. Thèse de Doctorat, Université de Caen, 184p.

Terzaghi, K. (1943). *Theoritical soil mechanics*. John Wiley & sons, Inc., New York.

Terzaghi, K. Peck, R.B. (1967). *Soil Mechanics in Engineering Practice*. 2nd Ed.: John Wiley, New York.

Tokimatsu, K. Kuwayama, S. Tamura, S. Miyadera, Y. (1991). *V_S determination from steady state Rayleigh wave method*. Soils and Foundations 31 (2), 153–163.

Torstensson, B.A. (1975). *Pore pressure sounding instrument*. Proceedings of the ASCE specialty Conference on In Situ Measurement of Soil Properties, Raleigh, Caroline du Nord, 2, 48-54, American Society of Engineers (ASCE).

Van Alboom, G. Whenham, V. (2003). *Soil investigation campaign at Limelette (Belgium): Results.* Proceedings of the Symposium on screw piles in sand – design & recent developments, 7 mai 2003, Bruxelles.

Van Baars, S. Van de Graaf, H.C. (2005). *L'utilisation du piézocone pour la détermination de la perméabilité des sols compressibles*. Géoline 2005- Lyon, France- 23-25 mai.

Van de Graaf, H.C. Reiffsteck, Ph. Gourvès, R. Bacconnet, C. (2007). *Bepaling van de Vervormingsmoduli uit de Conusbelastingsproef (en néerlandais).* Journal Geotechniek, octobre 2007, Pays-Bas.

Van de Graaf, H.C. Vermeiden, J. (1988). *Half a century of static cone penetration techniques*. LGM Mededelingen, Part XXII (95).

Van den Berg, V. (1994). *Analysis of soil penetration*. Thèse de doctorat, université de Delft, Pays-Bas.

Van der Stoel, A.E.C. Vink, D. Kluft, D.J. den Nijs, P. (2009-b). *Le Nouveau Hoog Catharijne, le défi d'une construction de 5 niveaux de sous-sols*.17ème congrès international de mécanique de sols et d'ingénierie géotechnique (17th ICSMGE), 5-9 Octobre 2009, Alexandrie, Egypte.

Van der Stoel, A.E.C. Vink, D. Van de Graaf, H.C. et Ali, H. (2009-a). *Grondonderzoek voor het ontwerp van een 5-laags ondergrondse parkeergarage te utrecht (en néerlandais).* Journal Geotechniek, avril 2009, Pays-Bas.

Van Impe, W.F. (1986). *Evaluation of deformation and bearing capacity parameters of foundations from static CPT results*. Proceedings of the 4th international Geotechnical seminar, Singapore, 51-70, Nanyang Technical Institute, Singapore.

Vesic, A.S. (1963). *Bearing capacity of deep foundation in sand*. Highway Research Record (39), 112-53.

Vesic, A.S. (1977). *Design of pile foundations*. NCHRP Rep. No 42, Nat. Cooperative Hwy.Res.Program, transp.Res.Board, Washington, D.C.

Whittle, A.J. (1992). *Constitutive modelling of deep penetration problems in clay*. Proc. 3rd. Int. Conf. on Computational Plasticity: Fundamentals and Applications, Vol. 2, 883-894.

YU, H.S. Mitchell, J.K. (1996). *Analysis of cone resistance: a review of methods*. Internal. Rep. No. 142.09.1996., Dept. of Civ. Engrg. Université de Newcastle, Australie.

Zhou, S. (1997). *Caractérisation des sols de surfaces à l'aide du pénétromètre dynamique léger à énergie variable type PANDA*. Thèse de doctorat : Univ. Blaise Pascal Clermont-Ferrand II, 179 p.

Normes

EN 1997-2: 2006. Eurocode 7 : Calcul géotechnique — Partie 2 : *Reconnaissance des terrains et essais*.

EN ISO/TS 17892-9. (2004). Reconnaissance et essais géotechniques - Essais de sol au laboratoire - Partie 9 : *Essai triaxial consolidé sur sols saturés*.

EN/ISO 22476-1. (2006). Reconnaissance et essais géotechniques - Essais en place - Partie 1: *Essais électriques de pénétration au cône et au piézocone*, 41 pages.

NEN. (1991). *Calculation method for bearing capacity of pile foundation, compression pile*. Dutch Standard NEN 6743, 31 p.

NF P 94-150. *Essai statique de pieu isolé sous compression axiale*. 1991. 23 p.

NF P 94-070. *Sols : reconnaissance et essais, Essais à l'appareil triaxial de révolution : Généralités et définitions,* Octobre 1994.

NF P 94-074. *Sols : reconnaissance et essais, Essais à l'appareil triaxial de révolution : Appareillage, préparation des éprouvettes et types d'essais définitions,* Octobre 1994.

NF P 94-110-1. *Essai pressiométrique Ménard*, AFNOR, Juillet 1991.

NF P 94-113. *Essai de pénétration statique.*

NF P 94-114. *Géotechnique – Sols : reconnaissance et essais - Essai de pénétration dynamique type A.*

NF P 94-116. *Sols : reconnaissance et essais - Essai de pénétration au carottier.*

NF P 94-117-3. *Sols : reconnaissances et essais : Portance des plates-formes, partie 3 : coefficient de réaction de Westergaard sous chargement statique d'une plaque*. (2008).

XP P 94-090-1. *Essai œdométrique.*

Annexe A : Terminologie, définitions et symboles spécifiques de l'essai CLT

Terminologie, définitions et symboles spécifiques (essai CLT)

Cône
Partie conique inférieure de la pointe pénétrométrique d'angle au sommet de 60°, au dessous d'une extension cylindrique. Lors de l'enfoncement, la résistance à la pénétration est transmise aux capteurs de forces à l'aide du cône.

Pointe pénétrométrique
La partie du pénétromètre contenant, le cône, le manchon de frottement et tous les capteurs ainsi que la connexion avec les tiges de pénétration.

Effort Q_t (kN)
La force totale de pénétration appliquée en tête, nécessaire pour enfoncer le train de tiges et la pointe dans le sol. Elle intègre notamment le frottement dur les tiges.

Effort Q_c (kN)
La force totale sur le cône, nécessaire pour enfoncer le cône de la pointe dans le sol. C'est la part d'effort reprise par le cône.

Résistance à la pénétration, q_c (MPa)
Elle est obtenue en divisant l'effort total sur le cône Q_c par la surface A_c de la base du cône :

$$q_c = Q_c / A_c$$

La résistance à la pénétration classique normalisée est obtenue à une vitesse de 2cm/s.

Manchon de frottement
La partie de la pointe pénétrométrique sur laquelle le frottement latéral unitaire est mesuré.

Effort Q_s (kN)
Effort total de frottement latéral appliqué sur le manchon de frottement.

Frottement latéral unitaire f_s (kPa)
Le frottement latéral sur le manchon de frottement est le résultat de la division de la force agissant sur le manchon, Q_s par la surface latérale de ce dernier, A_s.

$$f_s = Q_s / A_s$$

Rapport de frottement, R_f(%)
Le rapport du frottement latéral f_s sur la résistance du cône à la pénétration q_c.

$$R_f = f_s / q_c$$

Destructeur de frottement
Un élargissement local et symétrique du diamètre des tiges de pénétration dans le but de réduire le frottement latéral tout au long des tiges.

Pression interstitielle u_2
La pression de l'eau mesurée dans le filtre existant entre le cône et le manchon durant la pénétration et le test de dissipation.

Profondeur z (m)
La profondeur verticale de la base du cône, par rapport à un point fixe, ou profondeur de l'essai de chargement de pointe.

Charge limite, q_{CLT} (Mpa)
La charge limite correspondant à la rupture du sol sous la pointe lors de l'essai de chargement de pointe.

Frottement latéral limite, fs_{CLT} (kPa)
Frottement latéral limite de l'essai de chargement de pointe obtenu à partir de la courbe de mobilisation de frottement reliant le frottement latéral f_s au tassement de la pointe, durant le chargement de la pointe.

Pression P (Mpa)
La pression appliquée sur la pointe à un instant t durant le chargement par paliers de la pointe pénétrométrique

Déplacement h_m (mm)
Le tassement mesuré de la pointe durant le chargement par paliers. Ce déplacement est mesuré à l'aide d'un capteur de déplacement installé en surface.

Déplacement h_c (mm)
Le déplacement réel corrigé de la pointe calculé après correction du déplacement mesuré du fait du raccourcissement élastique des tiges de pénétration.

Courbe de chargement
Courbe spécifique de l'essai de chargement de pointe, reliant la pression appliquée sur la pointe dans chaque palier de chargement, au tassement mesuré au bout de 60 s.

Module E_{CLT} (MPa)
Paramètre caractéristique de l'essai de chargement de pointe (appelé module pénétrométrique E_{pn} par les auteurs précédents travaillant sur le développement de l'essai).

Module E_{50CLT} (MPa)
Paramètre de déformabilité calculé à l'aide de la courbe de chargement entre l'origine et une valeur correspondant à 50 % de la valeur de la charge limite q_{CLT}.

Courbe de fluage
La courbe montrant l'évolution de la vitesse de déformation (enfoncement différé h_{60s}-h_{30s}) en fonction de la pression appliquée sur la pointe.

Courbe de dissipation
La courbe montrant la variation de la pression appliquée sur la pointe ou de la pression interstitielle dans le filtre en fonction du temps présenté sur une échelle arithmétique ou logarithmique.

Charge résiduelle, q_0 (MPa)
La charge résiduelle persistant sur la pointe après l'arrêt du fonçage classique et avant le début de l'essai de chargement de pointe.

Annexe B : Spécifications techniques de quelques matériels utilisés dans l'essai CLT

Spécifications techniques de la pointe « Geopoint » de 15 cm2

Ce type de pointe électrique a été développé pour palier les problèmes de durabilité inhérents à d'autres conceptions de pointes, et pour obtenir des mesures beaucoup plus précises que celles des cônes mécaniques, les cellules de pression étant bien plus sensibles.
La pointe se compose d'un capteur muni de jauges de contraintes pour mesurer la résistance de pointe et le frottement latéral local sur le manchon. Les amplificateurs de la précision des jauges de contraintes et l'alimentation électrique éliminent les effets de la résistance de câble sur les mesures. Cette pointe est capable de mesurer simultanément les canaux suivants: pointe, frottement local, pression interstitielle, température et inclinaison.

Quelques spécifications techniques de la pointe « Geopoint » débordante de 15 cm^2 sont représentées dans le Tableau B-1. Une section montrant les blocks d'acier et les dimensions de la pointe, est représentée dans la Figure B-1.

Tableau B-1. Spécifications techniques de la pointe de 15 cm^2

DIAMETRE A LA BASE DU CONE	43,7 MM
Section du cône	1500 mm^2
Surface du manchon de frottement	22500 mm^2
Longueur totale	325 mm
Diamètre de la partie supérieur de la pointe	38 mm
Longueur de transition entre les deux diamètres	6,5 mm
Poids de la pointe	4200 g
Alimentation électrique	± 15VDC, 100 mA

La partie supérieure de la pointe (figure 5) a un diamètre de 38 mm légèrement supérieure au diamètre des tiges de pénétration (entre 36 et 37 mm) auxquelles la pointe sera reliée. Cette configuration permet de réduire le frottement latéral tout au long des tiges.

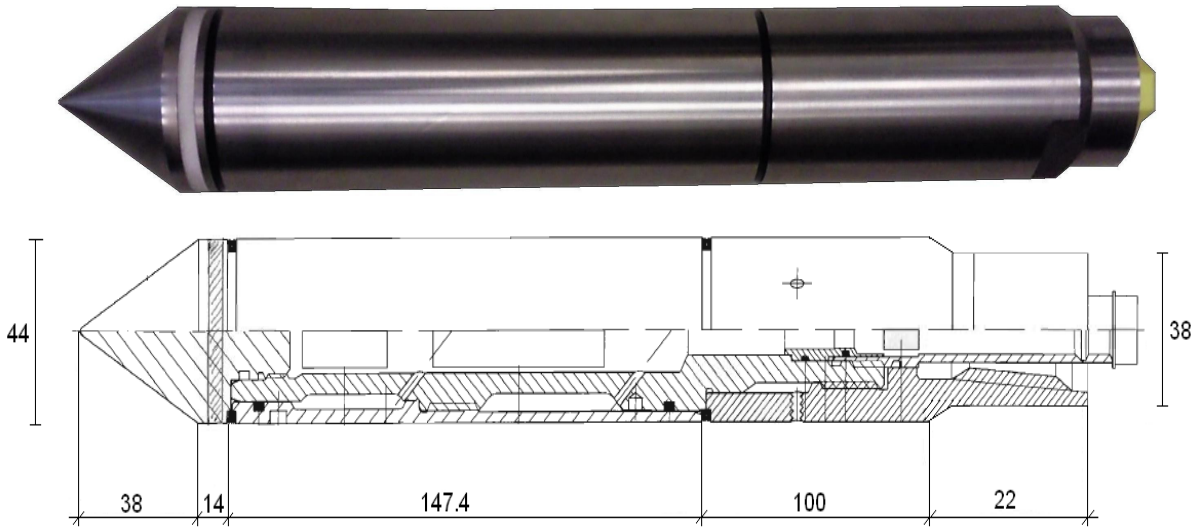


Figure B-1. Dimensions de la pointe « Geopoint » débordante de 15 cm^2

Spécifications technique de la pompe à main « Holmatro : 1800 cc »

C'est une pompe à main, dont les caractéristiques sont présentées dans les Figure B-2 et Tableau B-2 et Tableau B-3.

Tableau B-2. Caractéristiques de la pompe à main

pompe 2 étages	- simple- ou double effet
débit par coup 1er étage	28 cc
débit par coup 2e étage	2,3 cc
force max. exercée	36 kg
vol. d'huile	1800 cc
poids huile comprise	9,3 kg
pression max. 1er étage	45 bars

Tableau B-3. Dimensions de la pompe à main

	Dimension (mm)
A	690
B	215
C	640
D	57
E	590
F	140
G	140

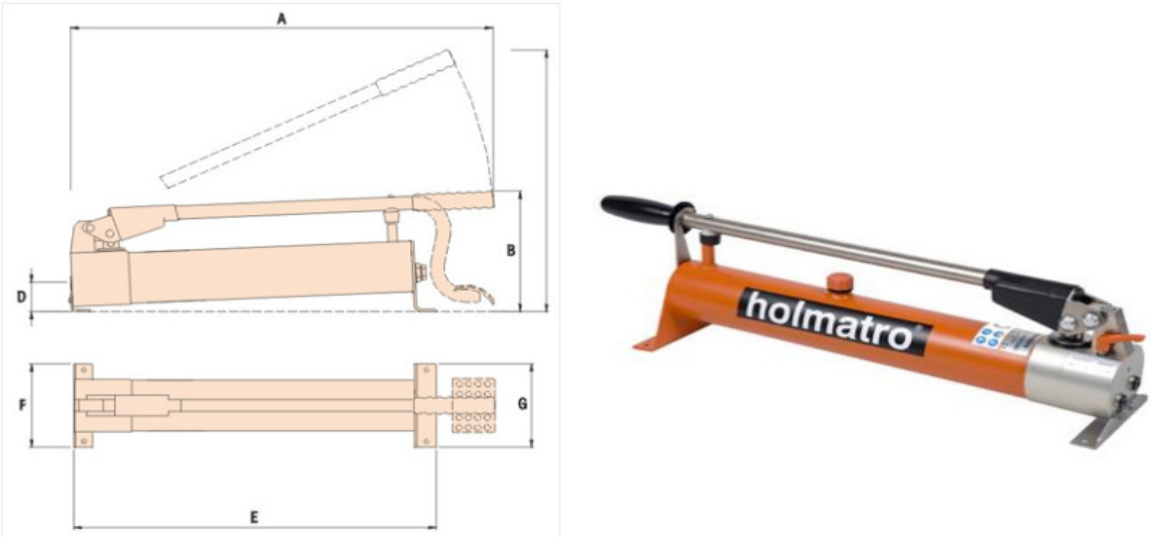


Figure B-2. Dimensions de la pompe à main

Cette pompe a les avantages suivants :

- Convient pour tous outils, simple ou double effet
- Construction compacte et légère
- Important débit d'huile par coup
- Pourvue d'une jauge
- Huile minérale non toxique

Annexe C : Description des sites retenus pour la réalisation des essais CLT

Site de Limelette (Belgique)

Le site expérimental de Limelette est situé dans la commune de Limelette qui est une section de la ville belge d'Ottignies-Louvain-la-Neuve (Région wallonne, province du Brabant). Dans ce site (Figure C-1), une large campagne de reconnaissance de sol a été menée par le Centre Scientifique et Technique de la Construction belge (CSTC) durant la période 1998-2002, dans le cadre d'un projet de recherche sur les fondations profondes. Comme en Belgique la conception des pieux est presque uniquement basée sur des résultats des essais de pénétration statique (CPT) (Holeyman et al, 1997), un grand nombre de CPT a été réalisé dans ce site (zone pieux dans la Figure C-1). En plus du CPT-E électrique standard, une série d'essais supplémentaires avec de divers types de pointes mécaniques (Type M1 et M4) a été effectuée par différentes compagnies, afin d'étudier l'influence du type de pointe. En effet, la pointe mécanique est très commune en Belgique, et bien que le CPT électrique donne des lectures beaucoup plus précises, l'appareillage avec pointe mécanique est moins fragile dans les sols souvent très denses, avec des inclusions, qu'on peut trouver en Belgique. Par ailleurs, ces essais peuvent être réalisés à un coût relativement bas.

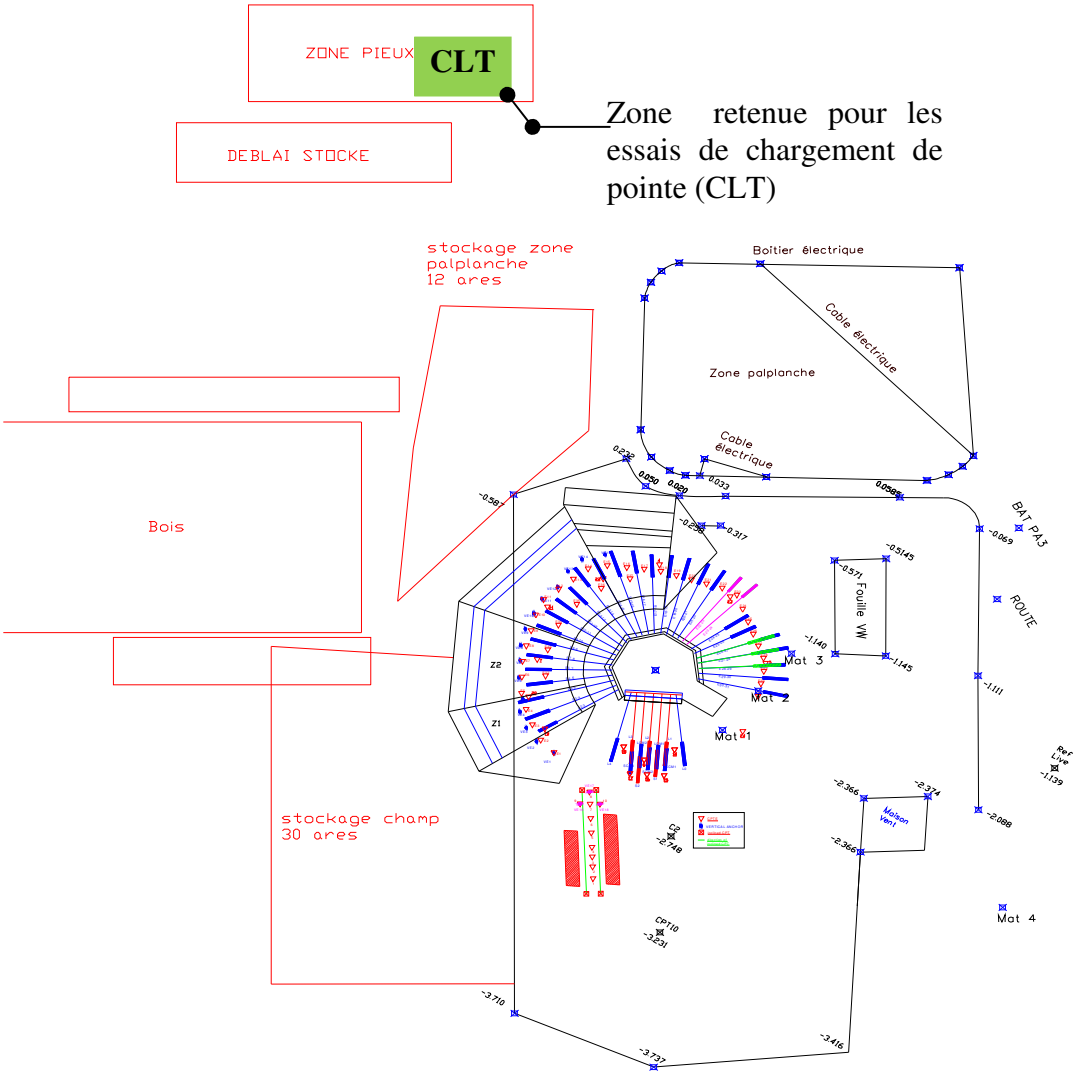


Figure C-1. Aperçu général du site de Limelette

Pour pouvoir évaluer des méthodes de conception de pieux utilisées en dehors de la Belgique, d'autres types d'essais in situ tels que l'essai de pénétration standard (SPT), l'essai au pressiomètre Ménard (PMT) et les essais au dilatomètre de Marchetti (DMT) ont été effectués. Des essais sismiques ont été également réalisés pour fournir des caractéristiques dynamiques du sol. Un sondage au carottier avec des échantillons non remaniés a été réalisé afin de définir par des essais au laboratoire, les propriétés physiques et mécaniques du sol. Les résultats détaillés de tous les essais in situ et au laboratoire réalisés par le CSTC dans le site de Limelette sont présentés dans (Van Alboom et Whenham, 2003).

La Figure C-2 montre un plan détaillé de la zone pieux du site de Limelette. La surface de cette zone qui couvre 52x 24 m² est hétérogène spatialement et a été divisée en deux sous zones : la zone statique qui couvre une surface de 18 x 17 m² (délimitée par les pieux MA1, MA4, MC4 et MC1) où des essais de chargement statique de pieux ont été réalisés, et la zone dynamique qui couvre une surface de 20 x10 m² (délimitée par les pieux EA5, EA10, EC10 et EC5) où des essais dynamiques et statnamiques de pieux ont été réalisés. Cette distinction entre zone statique et zone dynamique est adoptée dans ce qui suit. Le Tableau C-1 liste les essais du programme de reconnaissance de référence réalisé par le CSTC belge.

La Figure C-3 présente les profils moyens des essais CPT-E (avec pointe électrique) pour les zones statique et dynamique ainsi que la classification du sol basée sur le sondage carotté. Le Tableau C-2 contient les principales caractéristiques physiques du sol, obtenues pour des échantillons correspondant à trois profondeurs différentes (Figure C-3).

Tableau C-1. Programme de reconnaissance de référence dans le site de Limelette

Type d'essai	Nombre d'essai
Sondage avec échantillons non remaniés	1
Essai de pénétration statique CPT	
CPT-E	32
CPT-M1 discontinu	21
CPT-M4	8
Pressiomètre Ménard	2
Dilatomètre Marchetti DMT	11
Pénétration standard au carottier SPT	3
Essais sismiques	
SASW	3
Essais de cône sismique	3

Tableau C-2. Caractéristiques physiques du sol à Limelette

	Profondeur de l'échantillon		
Caractéristique	4.00 m – 4.50 m	7.00 m – 750 m	10.00 m – 10.50 m
γ_d (kN/m³)	16.4	18.4	13.8
γ_n (kN/m³)	18.8	20.8	15.0
w (%)	14.8	12.9	9.0
Sr (%)	67.6	82.3	27.0
w_L (%)	27.6	30.2	23.4
w_P (%)	18.7	15.0	20.7
I_P (%)	8.9	15.2	2.7

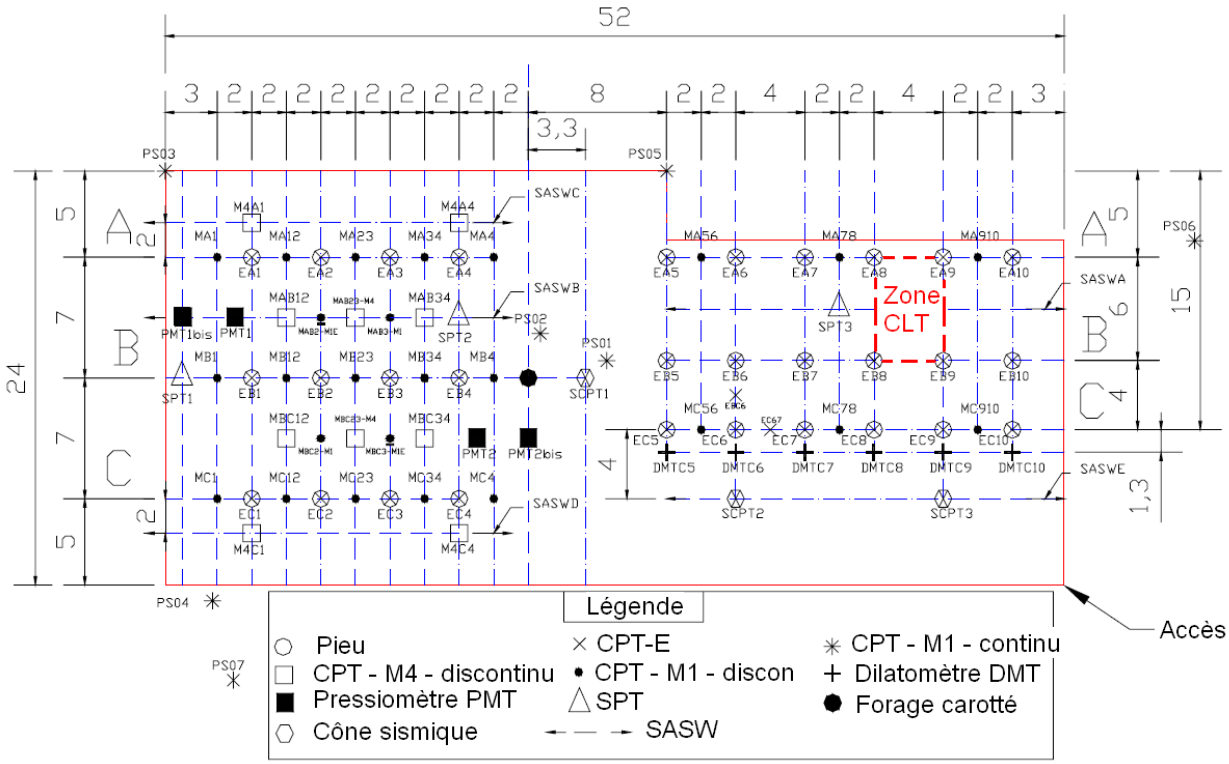


Figure C-2. Détails des zones statique et dynamique du site de Limelette

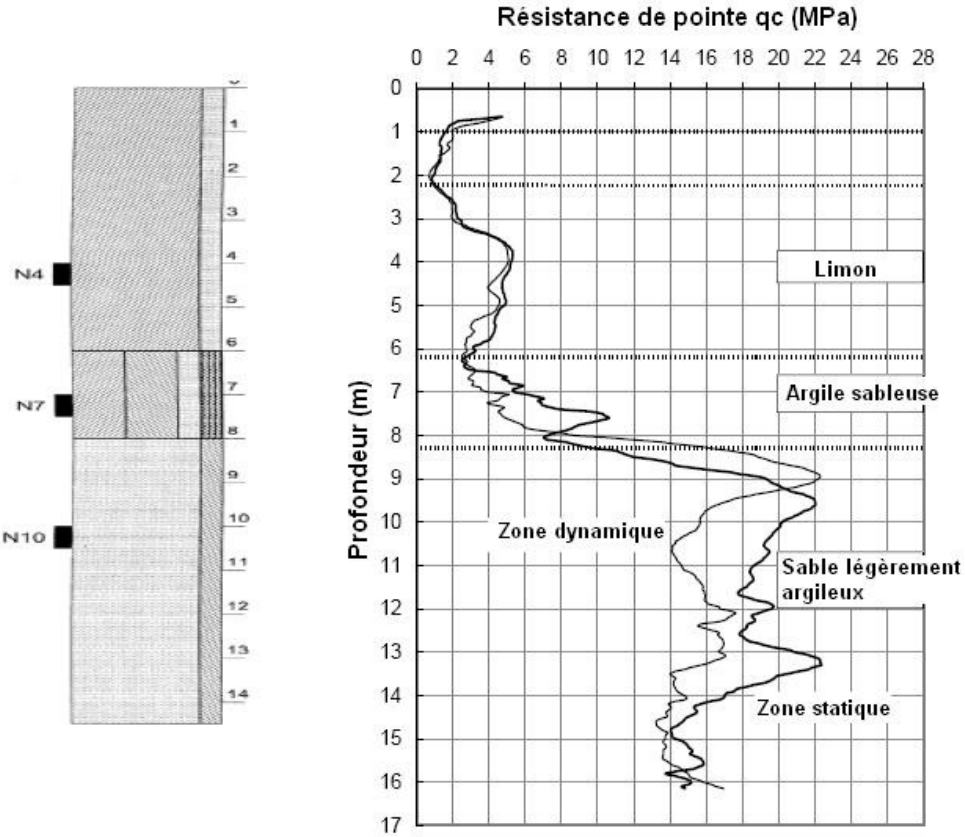


Figure C-3. Profil pénétrométrique CPT-E moyen, avec classification du sol

Le Tableau C-3 récapitule la classification des couches de sol à Limelette selon différentes méthodes basées sur le CPT. Nous pouvons constater que les différentes classifications se

rapprochent globalement. Toutes ces classifications basées sur les résultats des essais pénétrométriques restent principalement indicatives. Elles ne peuvent pas remplacer la classification du sol basée sur les essais de laboratoire (Figure C-3). Cependant ces classifications sont toujours utiles pour vérifier l'homogénéité ou l'hétérogénéité dans un site.

Tableau C-3. Classification du sol à Limelette à partir des résultats des essais CPT

Couche (profondeur)	Douglas et Olsen 1981	Fellenius et Eslami 2000	Robertson et al (1990)	CUR 162 (1996)
2,2 à 6,2 m	Sol non cohésif et sol fin	Limon	Limon sableux à Limon argileux	Argile limoneuse
6,2 à 8,2 m	Sol fin cohésif et non cohésif	Argile	Argile limoneuse à argile	Argile
8,2 à 17 m	Sol grenu non cohésif	Limon	Sable à sable limoneux	Sable argileux

Site de Merville (Nord-59)

Contexte géologique du site de Merville

D'un point de vue géologique, sous une couverture de limon de 2 à 3 mètres d'épaisseur environ, le site est caractérisé par la présence de l'Argile des Flandres de l'Yprésien, sur une épaisseur de 40 mètres environ. Les terrains sous-jacents sont les Sables et Argiles du Landénien (40 mètres d'épaisseur) puis le socle crayeux du Sénonien et du Turonien.
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 est 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.

Caractérisation du site de Merville

Le site de Merville qui se situe sur une ancienne aire de parking d'aérodrome de la deuxième guerre mondiale (Figure C-4) a fait l'objet de plusieurs campagnes de reconnaissances depuis 1980 [Borel S. (2000) ; Canépa Y, Borel S., Deconinck J. (2002) ; Canépa Y. (2001) ; Ferber V. (2000) ; Ferber V. (2003) ; Ferber V., Abraham O. (2002) ; Fugro France (2001) ; Reiffsteck Ph., Tacita J.-L. (2003) ; SEGG (2000)].

Les différentes campagnes de reconnaissance des sols qui ont été réalisées à Merville avaient pour objectif de corréler le comportement des fondations profondes expérimentées sur le site à des caractéristiques de résistance déduites d'essai en place et d'apporter des valeurs des paramètres du sol, comme par exemple, des modules de déformation aptes à permettre la modélisation d'inclusions de type palplanche. La Figure C-5 montre un plan de la zone d'essais de la parcelle dont dispose le LCPC. Cette parcelle a fait l'objet de nombreuses expérimentations sur pieux en vraie grandeur et de nombreuses reconnaissances géotechniques (sondages carottés, pressiométriques, pénétromètres SPT et CPT, pénétromètre dynamique) réalisées dans les plots dits LCPC et CECA.

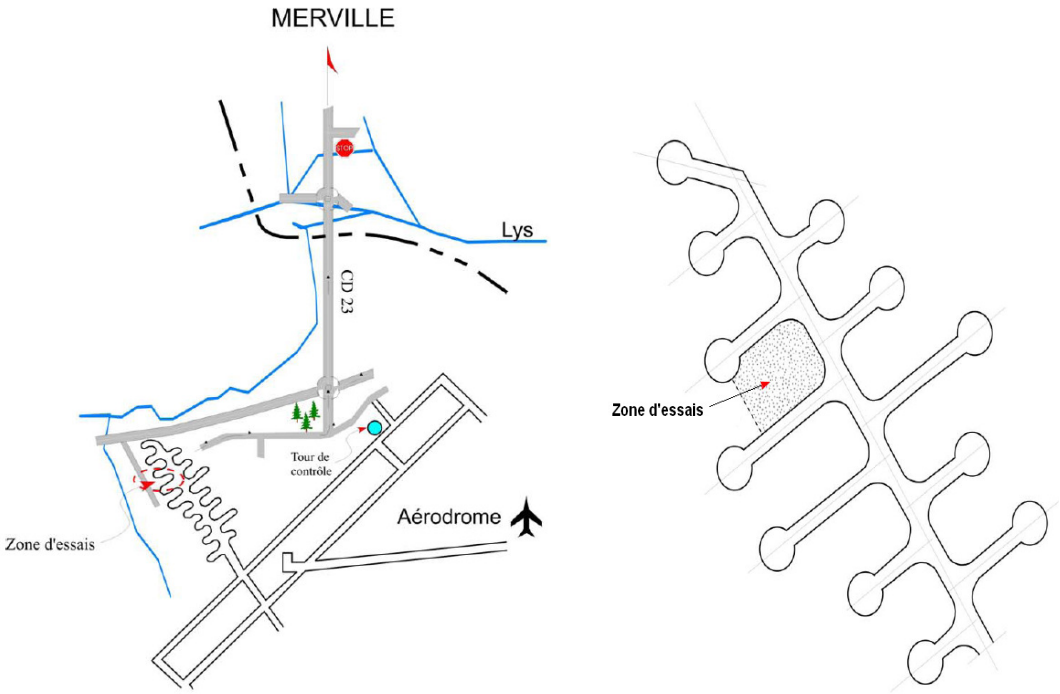


Figure C-4. Plan de situation de la zone d'essais dans l'aérodrome de Merville

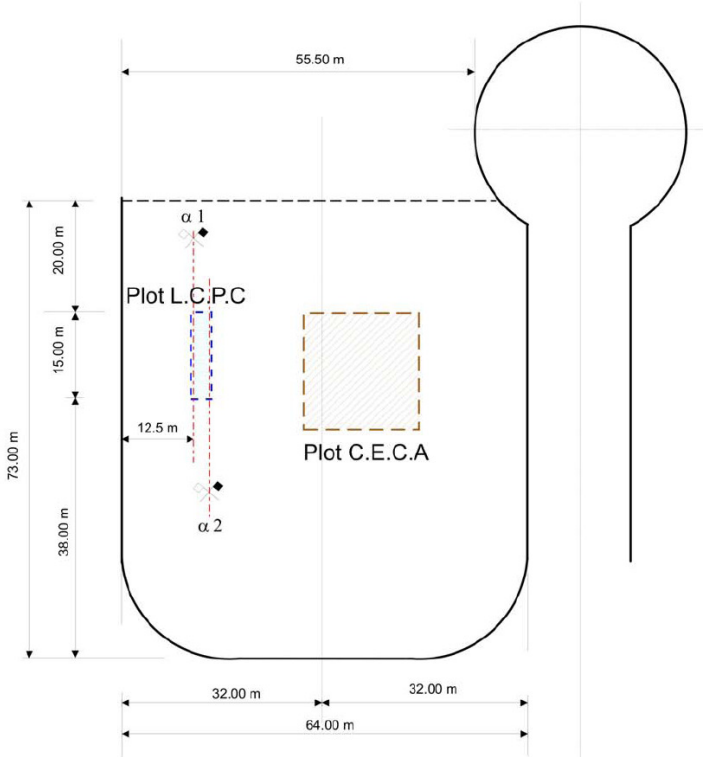


Figure C-5. Les plots d'essais dans la zone du site.

Nous présentons ici quelques résultats des essais de laboratoire caractérisant le site de Merville afin de décrire quelques aspects de l'argile des Flandres. Cependant, on trouvera plus de détails sur tous les essais au laboratoire, essais in situ ainsi que les essais de chargement des pieux instrumentés, dans les références citées ci-dessous.

Les campagnes d'essais au laboratoire étaient basées principalement sur :
- des essais d'identification ;

- des essais mécaniques : oedomètre, triaxial ;
- des essais spéciaux destinés à caractériser le comportement du sol en petites déformations : Capteurs locaux, « Bender elements ».

Une synthèse des essais de laboratoire a déjà été réalisée ; elle regroupe les différents essais réalisé sur le site et les compare aux résultats classiques obtenus sur l'argile des Flandres de l'Yprésien (Borel, 2000 ; Reiffsteck, 2003). La sédimentométrie réalisée sur un échantillon prélevé à 4,2 m de profondeur (2003) confirme les résultats obtenus en 1986 sur des échantillons à 4,5 m ; 9 m et 14 m de profondeur (Figure C-6 et Tableau C-4). Les limites d'Atterberg obtenues correspondent aux données bibliographiques sur l'argile des Flandres à Dunkerque et à Calais (Tableau C-5). L'indice de plasticité est toutefois plus faible que les résultats attribués à l'argile des Flandres de Merville en 1986 (Tableau C-4). Ces résultats classent l'argile des Flandres de Merville comme une argile très plastique et surconsolidée comme l'ont décrite (Reiffsteck et Tacita, 2003) (Figure C-7).

Tableau C-4. Paramètres d'identification des échantillons prélevés en 1986

w (%)	w_L (%)	I_p (%)	γ (kN/m^3)	γ_d (kN/m^3)	γ_s (kN/m^3)	$CaCO_3$ (%)
27 – 33	86 - 98	58 – 69	18,5 – 19,4	13,9 – 15,3	26,85 - 27	6,8 – 8,8

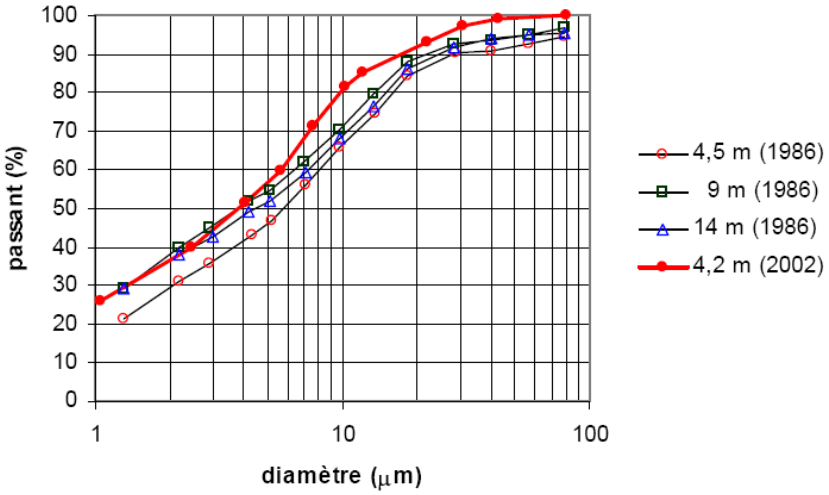
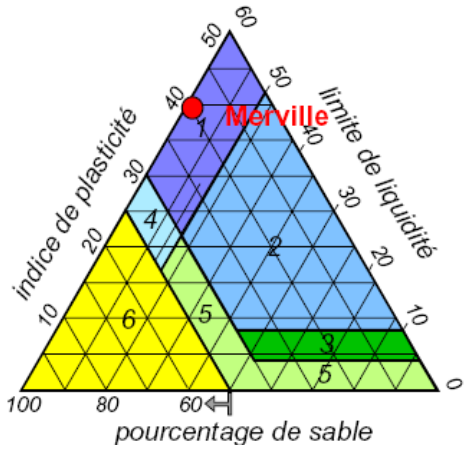


Figure C-6. Courbes granulométriques obtenues par sédimentométrie

Tableau C-5. Limites d'Atterberg des argiles des Flandres

	Merville (2003)	Merville (1986)	Dunkerque	Calais
Teneur en eau w	32,3	27-33	29,2	28,9
Limite de liquidité w_l	69,2	86-98	72	75,4
Indice de plasticité Ip	40,5	58-69	42	40

Les paramètres de résistance au cisaillement sont présentés dans le Tableau C-6. 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). La cohésion non drainée C_u (Reiffsteck, 2003) est tout à fait semblable aux résultats obtenus en 1986 (cité par Borel, 2001). 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 C-6).



USCS (avec notation LCPC)
1 : At - argile très plastiques
2 : Ap - argile peu plastique
3 : Ap - Lp - argile limon peu plastique
4 : Lt - limon très plastique
5 : Lp - limon peu plastique
6 : Sm - Sb - sable propre bien et mal gradué
et SA - SL - sable argileux et limoneux
(pour la plasticité de SL voir Lp et SA voir Ap)

Figure C-7. Diagramme ternaire intégrant la plasticité

Tableau C-6. Résistance au cisaillement en laboratoire des argiles des Flandres

	Essais CU+u				Essais UU	
	ϕ' (degrés)	c' (kPa)	c_u (kPa)	λ (degrés)	c_u (kPa)	ϕ_{uu} (degrés)
Merville (Reiffsteck,2003)	20	57	----	----	160	----
Dunkerque (Josseaume,1998)	23,2	92	----	----	----	----
Bibliographie (Borel,2001)	15 - 28	35 – 37	35 – 48	10 – 22	110 – 190	3,7 – 14

Site d'Utrecht (Pays-Bas)

Description générale du projet d'Utrecht

Il s'agit d'un chantier en plein centre de la ville d'Utrecht, qui consiste à construire le premier parking souterrain aux Pays-Bas à 5 niveaux de sous-sols. La conception de ce projet est un vrai défi, car elle comprend des parois en béton préfabriqué précontraint, des pieux forés reprenant une charge très élevée, des fondations mixtes, ainsi que la construction extrêmement proche d'immeubles de grande hauteur. La conception du parking comprend également un canal qui s'écoulera en plein milieu de l'immeuble (Figure C-8).

Le parking est une partie d'un projet beaucoup plus grand : la restructuration d'un grand centre commercial et de divertissement appelé *Hoog Catharijne* dans lequel un ancien parking est déjà existant (Figure C-9 et Figure C-10). Parce que les activités du projet auront lieu dans une zone densément peuplée et construite, une grande attention a été accordée à l'impact environnemental du projet.

L'espace étant extrêmement limité entre le nouveau parking souterrain à réaliser et les structures existantes, les tassements différentiels qui peuvent survenir à la suite des activités de construction ont été étudiés et pris en compte. Par conséquent, une analyse par la méthode des éléments finis a été réalisée pour le projet (Van der Stoel et al. 2009).

Les charges concentrées (jusqu'à 21,000 kN !) équivalentes aux bâtiments de grande hauteur qui doivent être construits au dessus du parking, sont transférées à l'aide d'une fondation

spéciale sur pieux. Une attention particulière a été accordée à un transfert horizontal et vertical des charges parce qu'un canal est intégré dans le parking (Figure C-8 et Figure C-10).

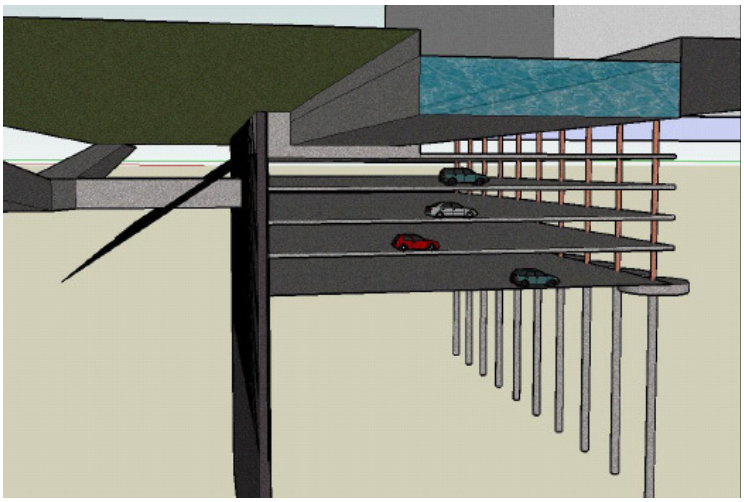


Figure C-8. Le parking, avec les parois moulées et le canal (Van der Stoel et al. 2009b)

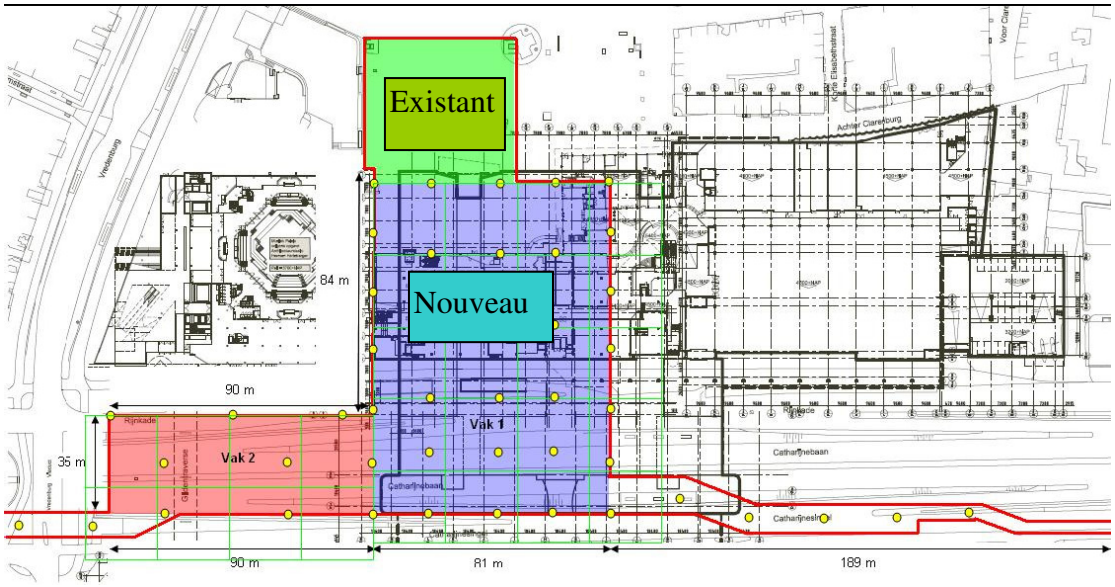


Figure C-9. Situation du nouveau parking dans l'ensemble du projet parking



Figure C-10. Une photo du projet, imaginée par un artiste (Van der Stoel et al. 2009b)

Caractérisation du sol à Utrecht

Une étude géotechnique du projet de construction du nouveau parking souterrain a été effectuée principalement afin de déterminer les paramètres du sol en vue de la réalisation des parois moulées. Un vaste programme de reconnaissance a été réalisé, comprenant, entre autres, des essais de pénétration statique (CPT) à 45-65m de profondeur, un forage de 63 m de profondeur avec de l'échantillonnage, des essais œdométriques et triaxiaux. Et comme une partie de la construction existante doit encore être démolie, un CPT a été effectué également à l'intérieur du parking existant (Figure C-11).

Le sol se compose essentiellement d'une couche d'argile de 5 m d'épaisseur en haut (Figure C-11), qui surmonte une couche de 50 m d'épaisseur contenant principalement du sable (très) dense, avec une présence possible des lentilles d'argile. A 55 m de profondeur, une couche d'environ 5 m de limon sableux forme une barrière résistante à l'eau, en dessous de laquelle, se trouve une couche continue de sable fin dense.

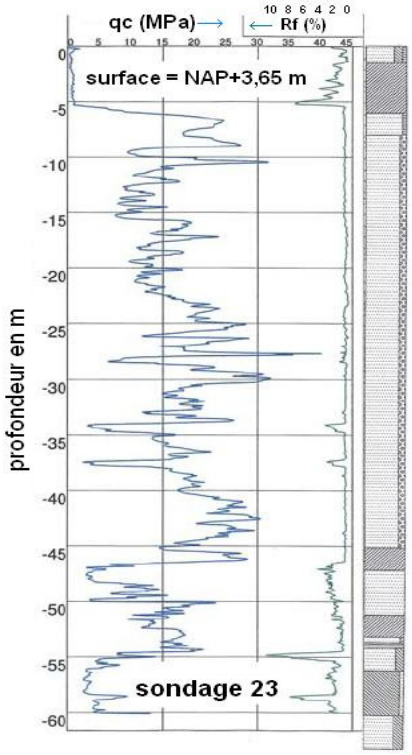


Figure C-11. Pénétrogramme type du sol dans le site d'Utrecht

Annexe D : Résultats des essais triaxiaux réalisés sur le sol du site de Limelette

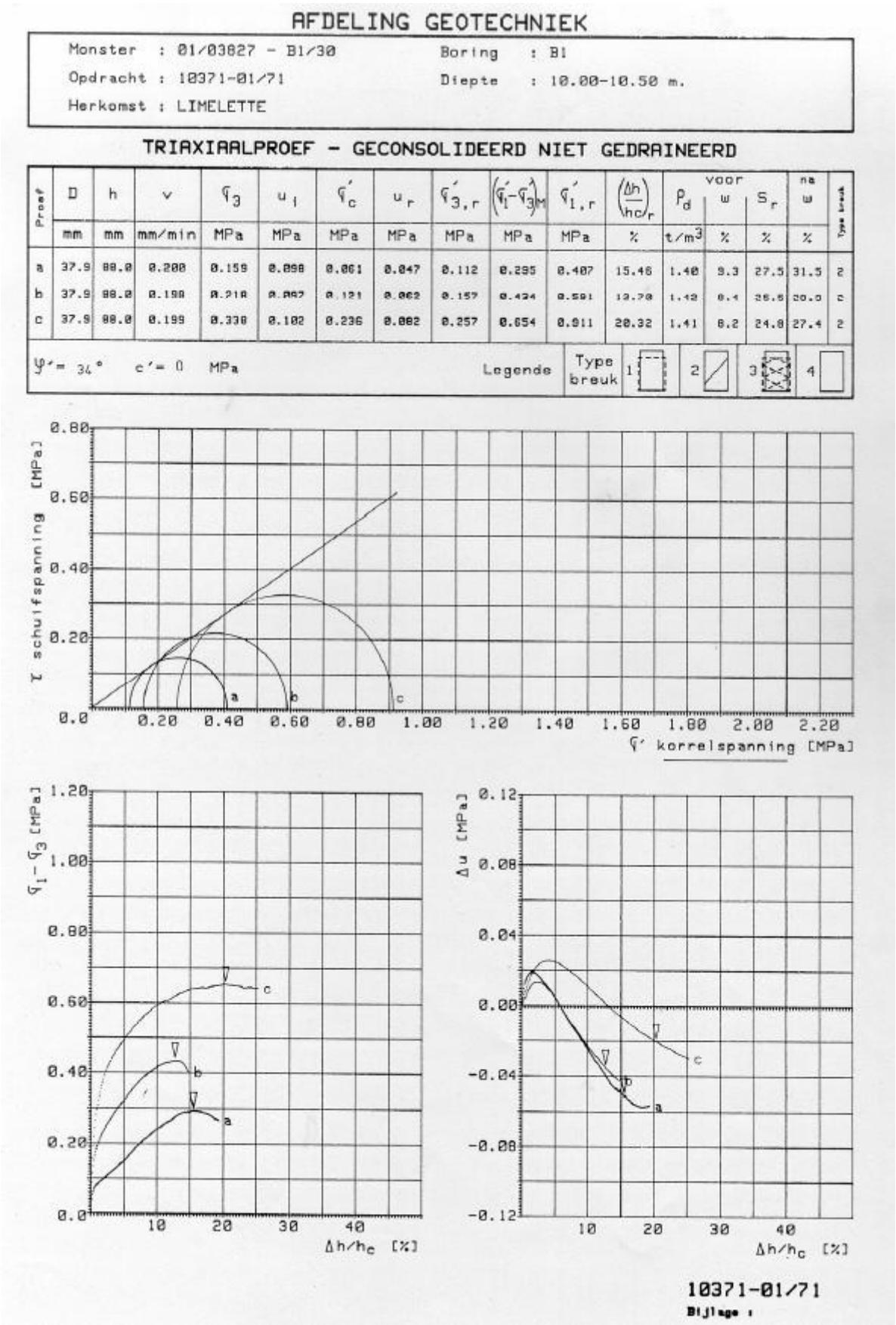


Figure D-1. Résultats de l'essai triaxial CU (sable légèrement argileux : 10-10.5 m).

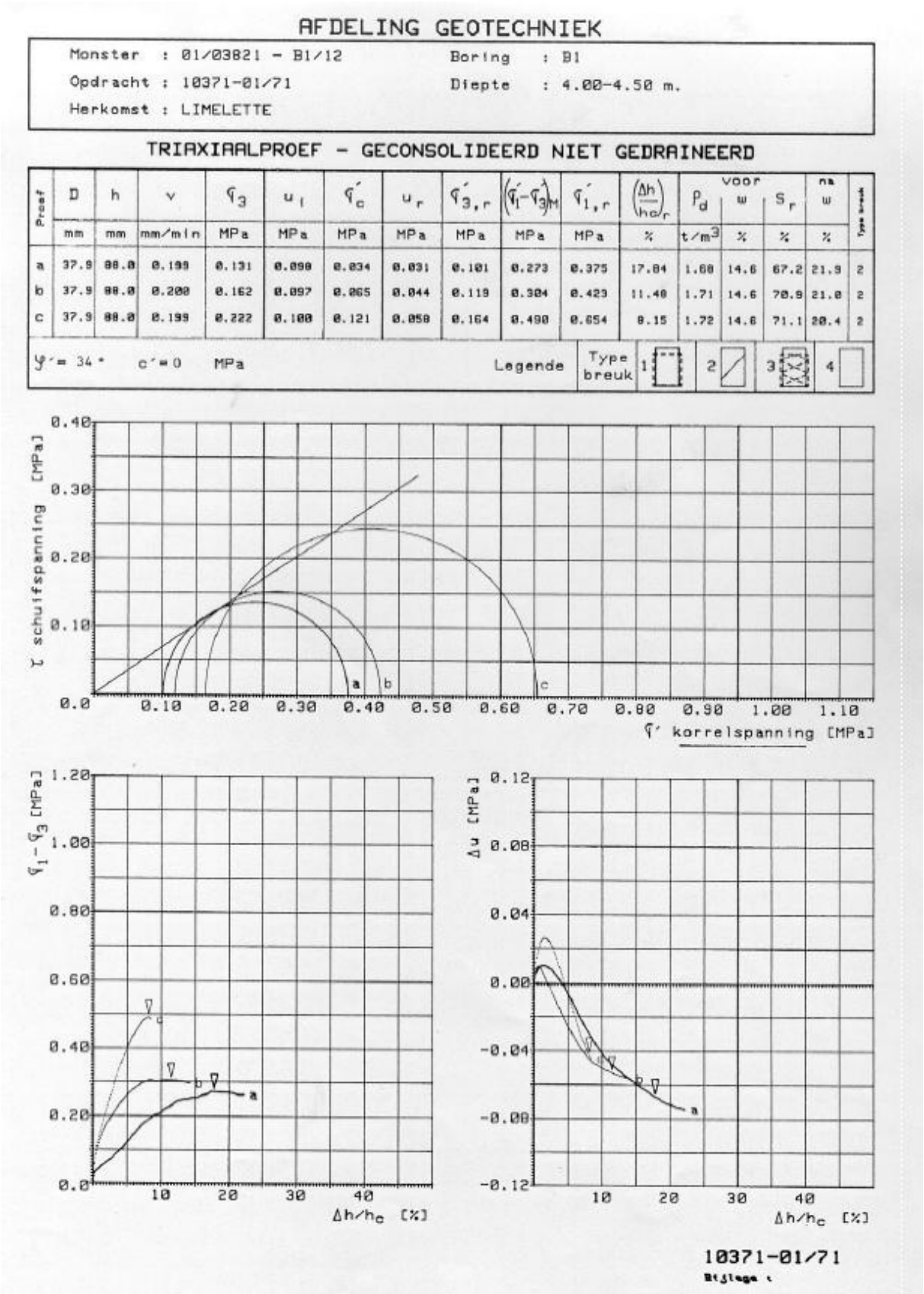


Figure D-2. Résultats de l'essai triaxial CU (limon : 4-4.5 m).

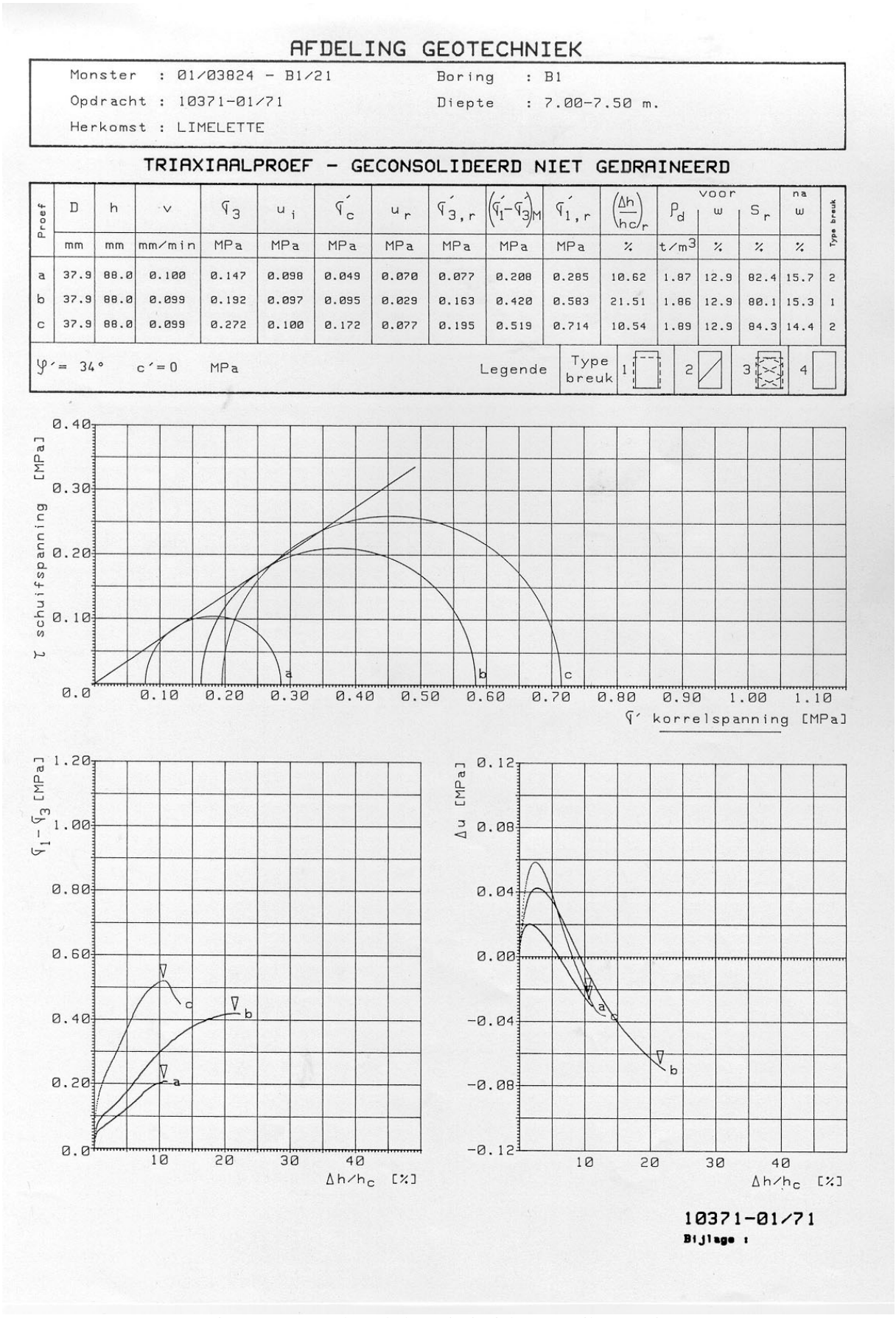


Figure D-3. Résultats de l'essai triaxial CU (argile : 7-7.5 m).

Annexe E : Dimensions des modèles réduits de pointe et de plaque en centrifugeuse

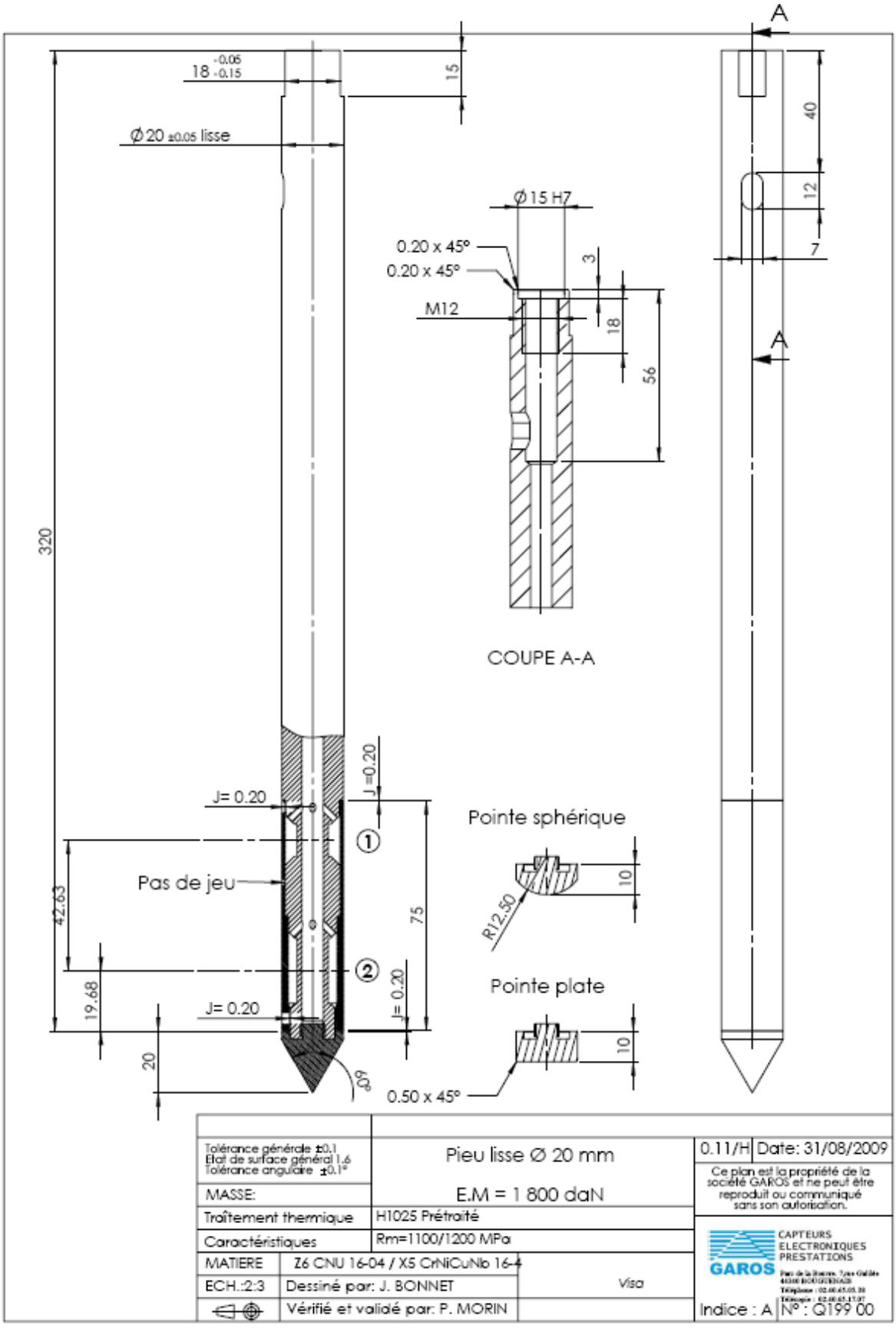


Figure E-1. Dimensions du modèle réduit de pointe, fabriqué par la société GAROS

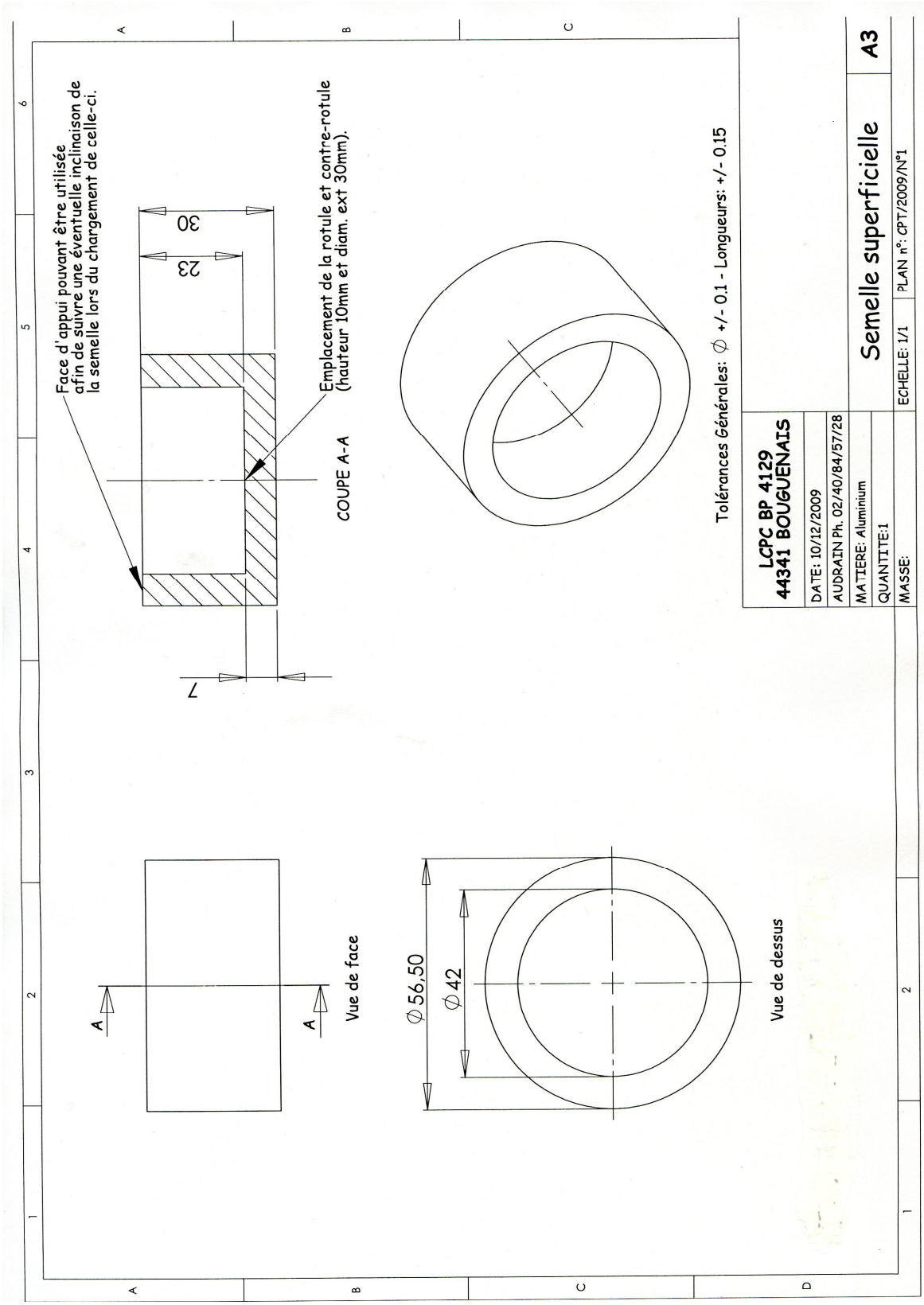


Figure E-2. Dimensions de la semelle superficielle utilisée en centrifugeuse

Annexe F : Application de la méthode CLT au cas d'un pieu foré à Merville et d'un pieu instrumenté en centrifugeuse

Pieu foré dans le site de Merville

i) Calcul de la capacité portante

Plusieurs pieux de différents types ont été installés dans le site de Merville. Nous présentons ici l'exemple d'un pieu foré d'une façon continue, de 0,5 m de diamètre et de 12 m de longueur (Figure F-1). Ce pieu a été équipé par des extensomètres amovibles selon la méthode LPC sur toute sa longueur et chargé axialement. L'essai de chargement statique de pieu est effectué par paliers selon la norme européenne *EN ISO 22477-1-1*. Des incréments ΔQ (égal à $0{,}1Q_{max}$) ont été appliqués jusqu'à ce que Q_{max} soit atteinte.

La charge limite Q_u est par convention définie au niveau du déplacement en tête de pieu, égal à la plus grande des deux valeurs : 20 millimètres ou B/10, qui est ici égale à 50 millimètres (MELT, 1993) (Figure F-2.a). L'utilisation des extensomètres amovibles (LPC) pour établir le transfert de charge entre la charge limite Q_u et le terme de pointe Q_{pu} permet la détermination du terme de frottement Q_{su} (Figure F-2.b). Cela donne $Q_u = Q_{pu} + Q_{su} = 373 + 939 = 1312$ kN pour 50 millimètres de déplacement.

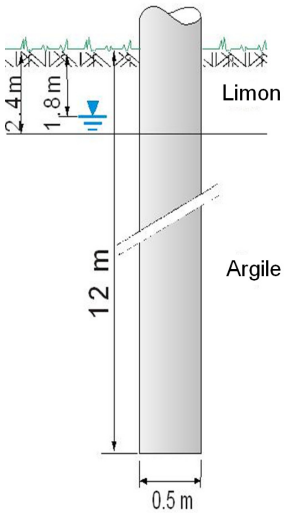
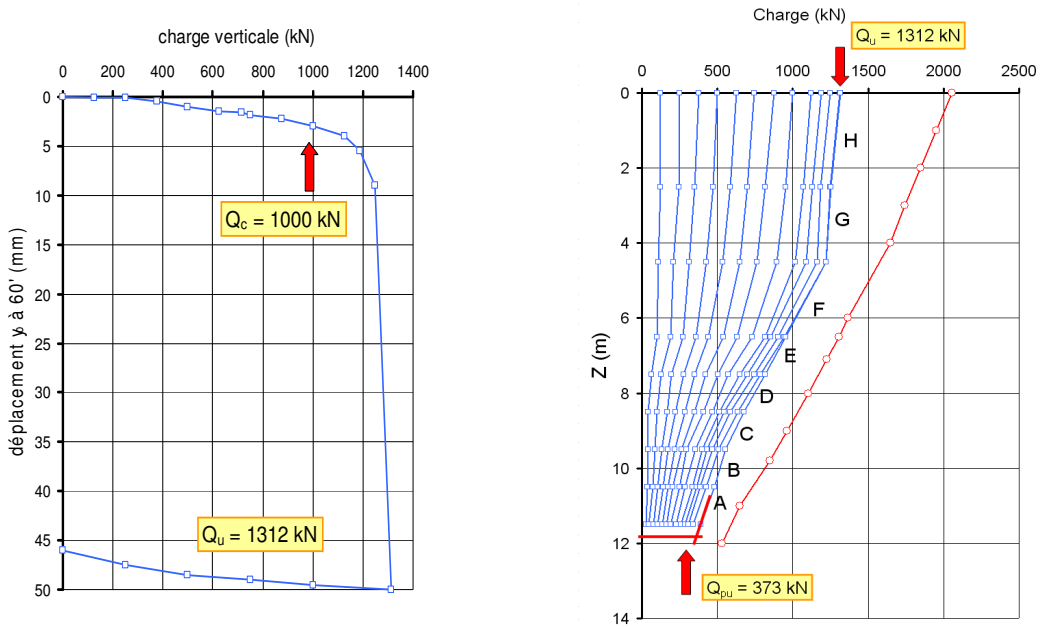


Figure F-1. Pieu foré dans le site de Merville

Les courbes de transfert de charge le long de l'axe du pieu ont été déterminées pour chaque étape (Figure F-2.b). Les courbes de mobilisation de frottement du pieu sont déterminées directement pour chaque segment du pieu, et représentées sur un même graphique avec celles des essais CLT réalisés à différentes profondeurs à Merville (Figure F-3).

La prévision du transfert des charges et de l'état limite en utilisant les paramètres de l'essai CLT recueillis dans le Tableau F-1 (comparée avec les résultats de la méthode pressiométrique), est présentée par rapport à celle de l'essai de chargement de pieu dans la Figure F-2.b. On note qu'il y a un rapport de 0,64 entre la capacité portante obtenue à partir de l'essai de chargement statique de pieu et celle obtenue à partir de l'approche de l'essai de chargement de pointe. Cette différence représente l'effet de taille et de forme entre le pieu et la forme conique de la pointe pénétrométrique. Elle intègre aussi la différence de conditions de frottement entre le manchon métallique et la surface du pieu



a) courbe charge-déplacement du pieu *b) courbes de transfert de charge*

Figure F-2. Résultats de l'essai de pieu et de la méthode CLT à Merville

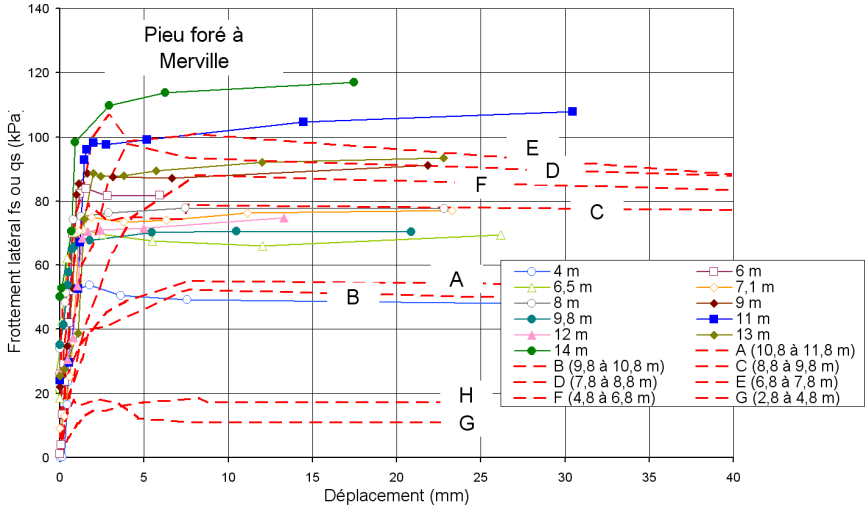


Figure F-3. Mobilisation du frottement en fonction du déplacement (pieu foré)

Tableau F-1. Comparaison des méthodes de dimensionnement (pieu foré à Merville)

Q (kN)	Essai de pieu	F62-V (PMT)	CLT	Facteur
Q_{pu}	373	346	532	k_{pCLT} =0,7
Q_{su}	939	901	1524	k_{sCLT} = 0,62
Q_u	1312	1248	2056	k_t = 0,64

ii) Prévision du tassement

La Figure F-4 montre les courbes charge-déplacement comme calculées selon le Fascicule 62-V et la NEN 6743 et comme proposé par la méthode de l'essai CLT en comparaison avec la courbe réelle de l'essai de chargement de pieu.

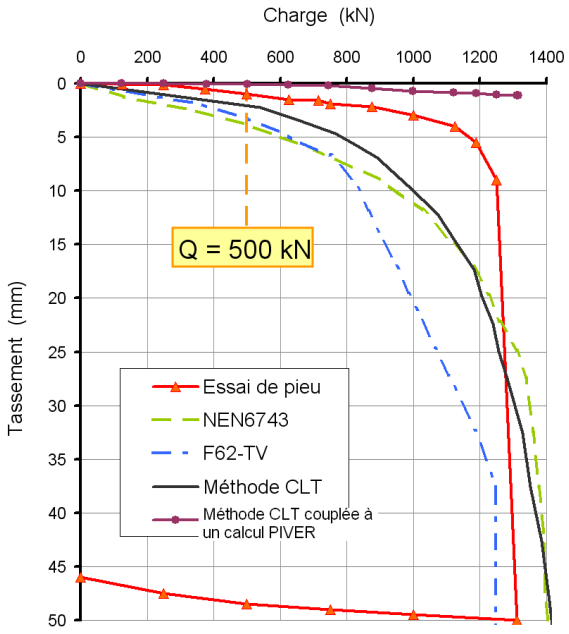


Figure F-4. Courbe finale charge-déplacement du pieu par différentes méthodes

Sous une charge de 500 kN, les déplacements estimés par les méthodes pressiométrique du F62 et pénétrométrique de la NEN et les méthodes plus classiques sont très semblables (Tableau F-2). Il est difficile de juger la pertinence de ces calculs car le déplacement mesuré sur le pieu réel est très petit. Cependant, les méthodes ont surestimé le déplacement dans un rapport moyen de 2,4. La méthode CLT est comparable aux autres méthodes et permet d'avoir une valeur de tassement très proche de celle obtenue in situ. Le calcul avec le logiciel PIVER n'est cependant pas dans la mesure d'être comparé avec les autres méthodes.

Tableau F-2. Prédiction du déplacement du pieu pour une charge de 500 kN

	Essai de pieu	CLT	Fasc. 62-V	NEN 6743	Poulos et Davis (1974)	Bowles (1997)
Paramètre	-	CLT	PMT	CPT	Triaxial	SPT
valeur	-	-	E_M=20 MPa		Es=50 MPa	N=25
s (mm)	1	2,1	3,3	3,9	1,2	1,6

Modèle réduit de pieu instrumenté en centrifugeuse

La méthode CLT a été appliquée dans le cas du pieu instrumenté qui a été testé en centrifugeuse (voir chapitre 6, paragraphe 6.5). Ce pieu a été mis en place durant la pluviation du sable et son chargement a été effectué par paliers sans refoulement du sol. La pointe de forme conique du pieu a été installée à 225 mm de profondeur dans le conteneur.

En utilisant la charge limite q_{CLT} de l'essai de chargement de pointe qui a été réalisé à 225 mm à proximité du pieu et les valeurs des frottements $f_{s\,CLT}$ stabilisées à la fin de chaque essai CLT du même sondage (Essais avec une pointe conique, et une vitesse V_1, profondeurs 75 mm ; 125 mm ; 175 mm et 225 mm), nous avons établi les courbes de transfert de charge du pieu par la méthode CLT (Figure F-5).

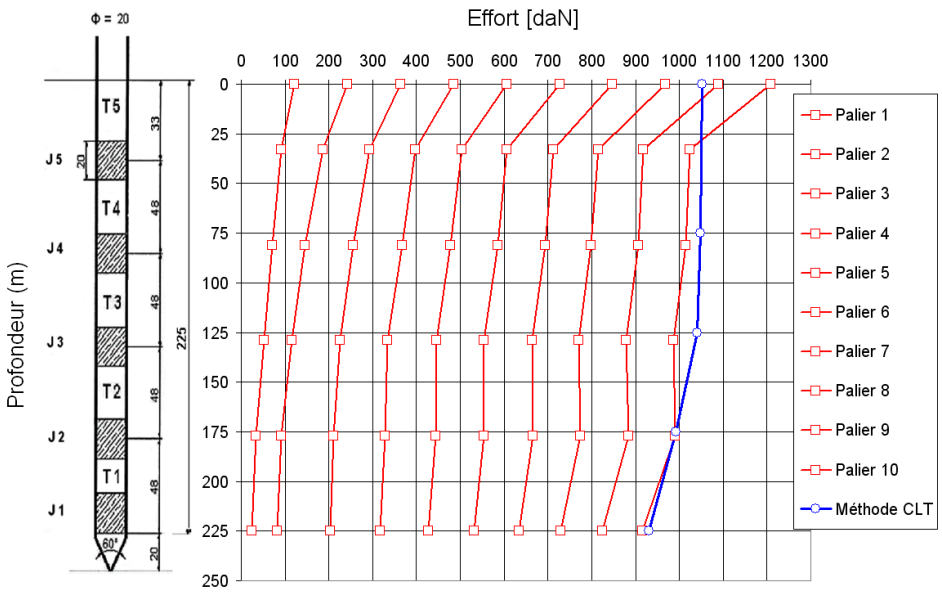


Figure F-5. Courbes de transfert de charge (Essai de chargement du pieu / CLT)

Nous remarquons que la méthode CLT reproduit assez fidèlement la courbe de transfert de charge du pieu pour le dernier palier et permet ainsi de valider les exemples réalisés sur des essais réels in situ. La différence au niveau du tronçon 5 en tête du pieu est due au moment d'encastrement qui a été expliqué dans le (chapitre 6, paragraphe 6.5). Les courbes de mobilisation de frottement des essais CLT, qui ont servi à l'établissement des courbes de transfert de charge sont représentées sur la Figure F-6 avec celles de l'essai de pieu. Pour les deux types d'essais, les courbes de mobilisation se trouvent dans un domaine relativement serré.

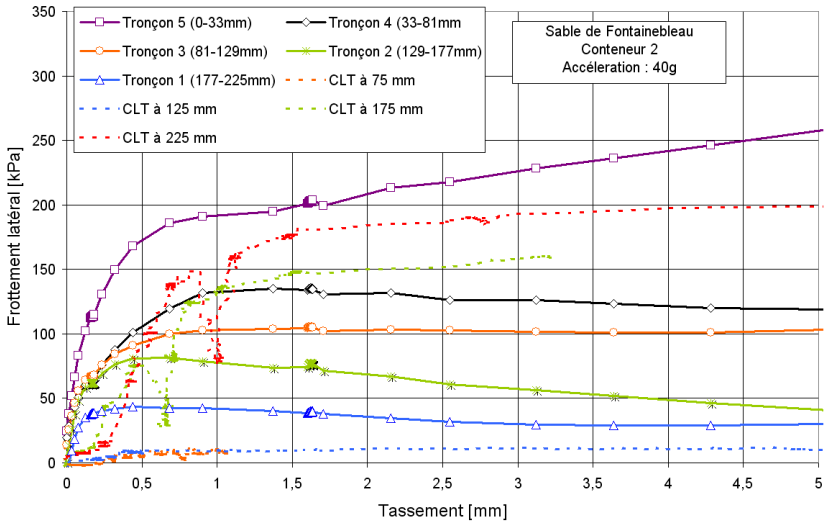


Figure F-6. Mobilisation de frottement (Essai de chargement du pieu/méthode CLT)

Le tassement du pieu a été évalué avec la méthode CLT. La courbe effort-tassement calculée à partir de la méthode CLT est en accord avec celle de l'essai CLT. Cependant, elle est complètement différente de celle de l'essai de pieu (Figure F-7).

Bien que le pieu et la pointe ont la même géométrie et ont été chargés de la même manière, mais le mode de mise en place de chacun est différent de l'autre, ce qui se manifeste par cette

divergence au niveau des courbes effort-tassement. La méthode CLT est mieux adaptée aux pieux mis en place avec refoulement des sols, comme les pieux vissés.

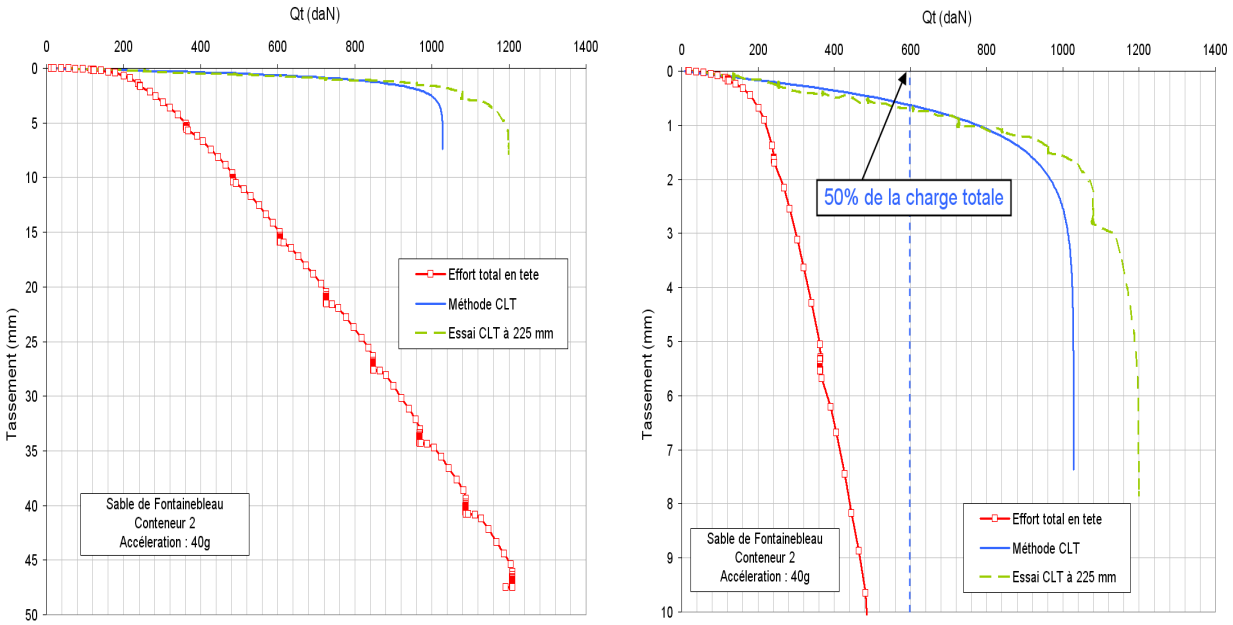
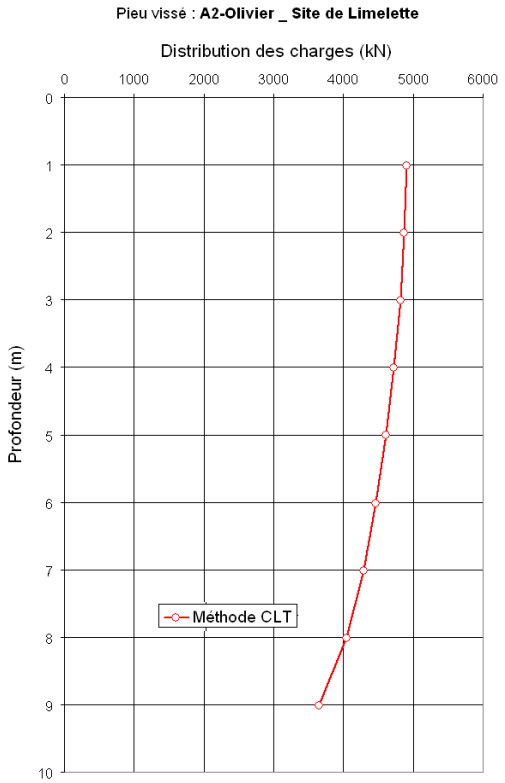


Figure F-7. Courbe effort-tassement du pieu et celle obtenue par la méthode CLT

Annexe G : Résultats de la méthode CLT, appliquée aux pieux du site de Limelette



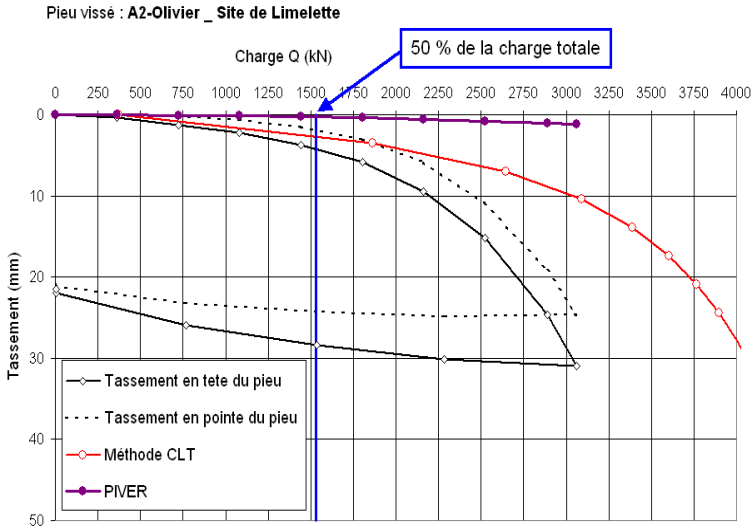
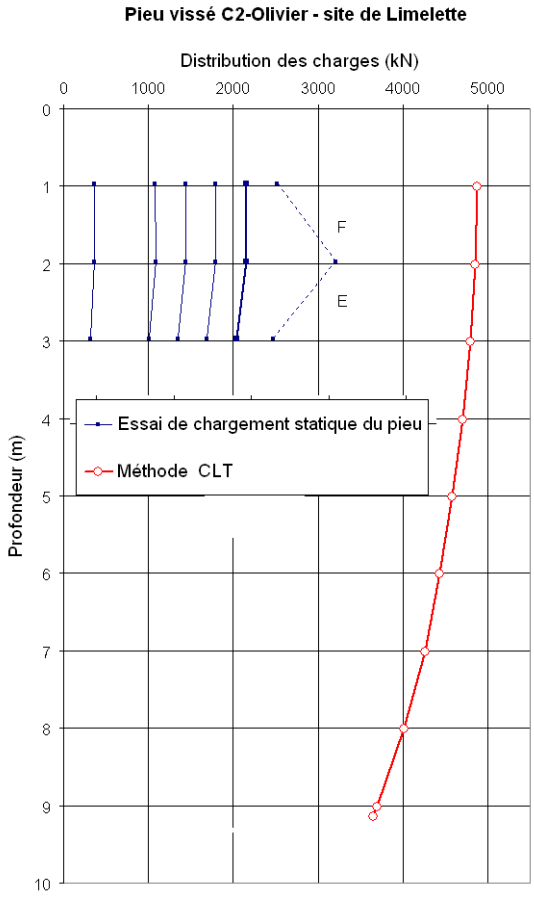


Figure G-1. Pieu A_2 vissé (type Olivier)



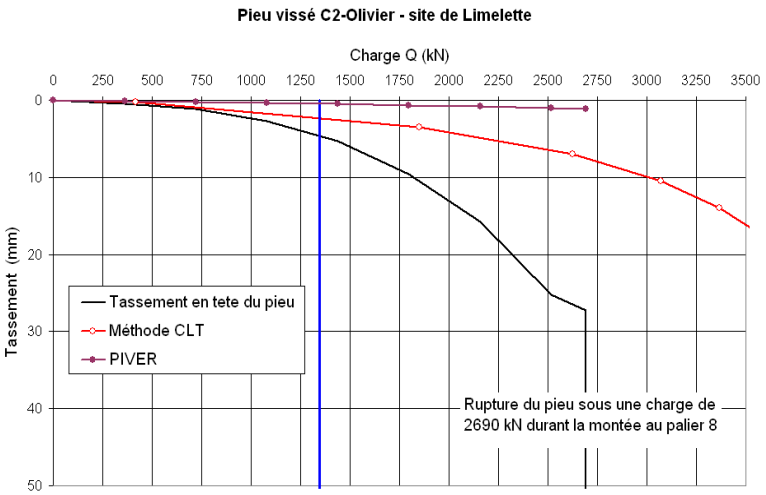
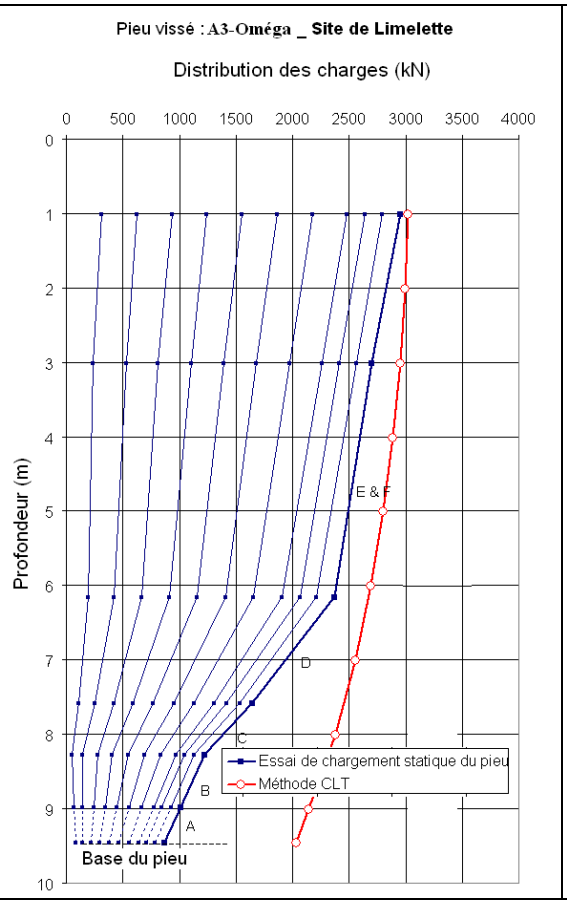


Figure G-2. Pieu C_2 vissé (type Olivier)



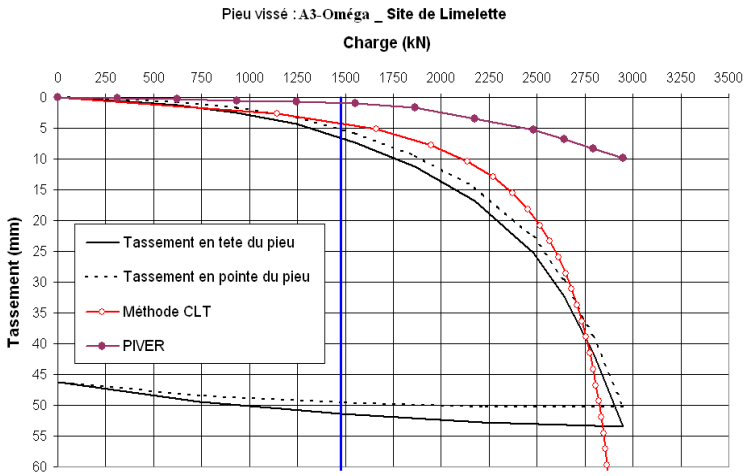
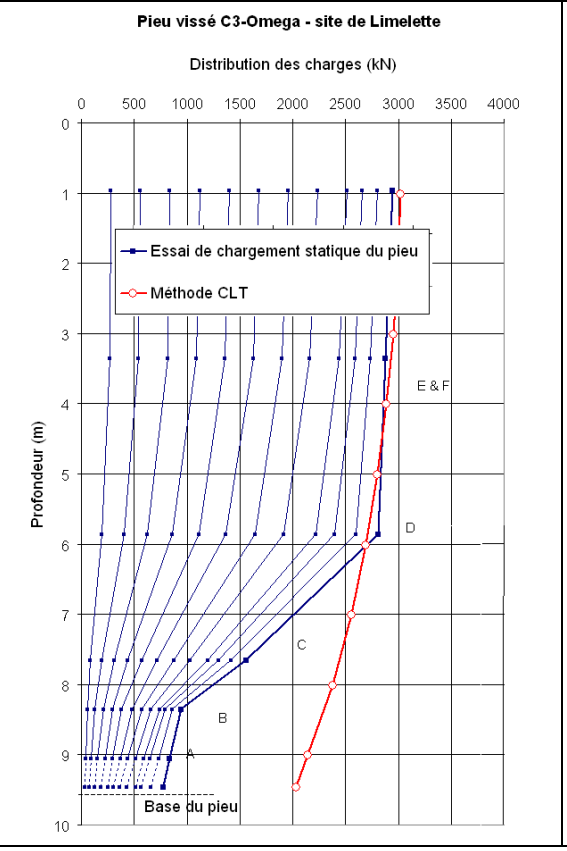


Figure G-3. Pieu A_3 vissé (type Oméga)



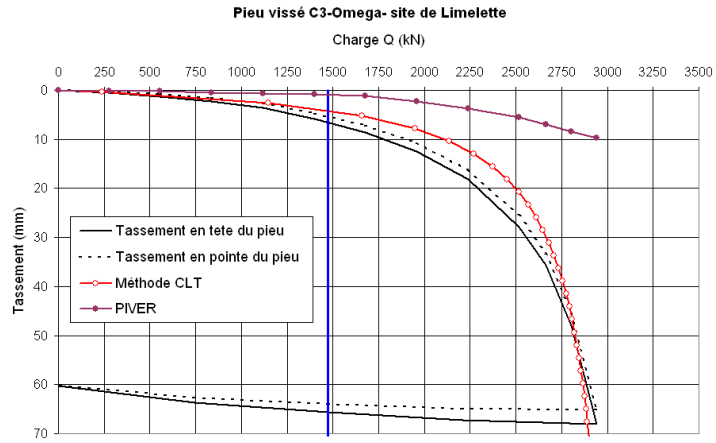
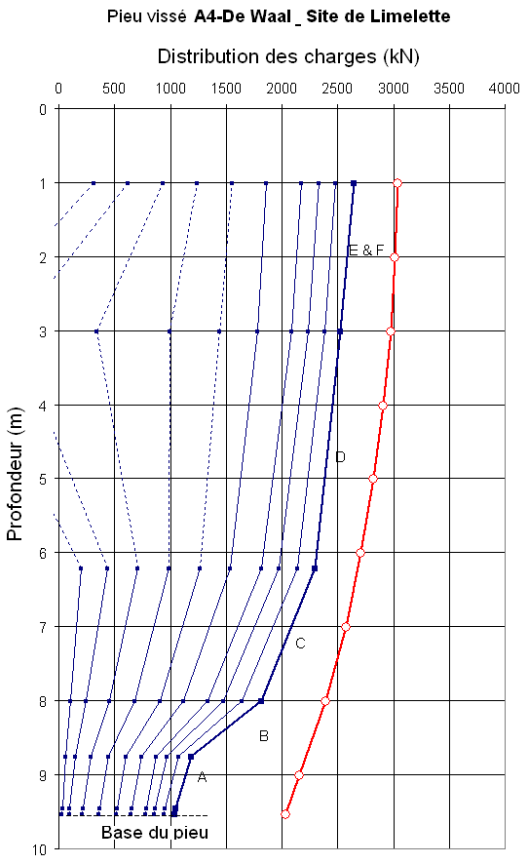


Figure G-4. Pieu C_3 vissé (type Oméga)



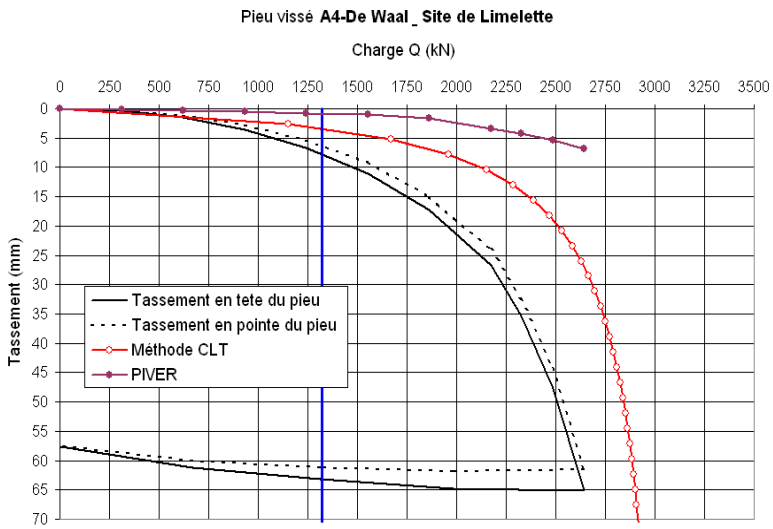
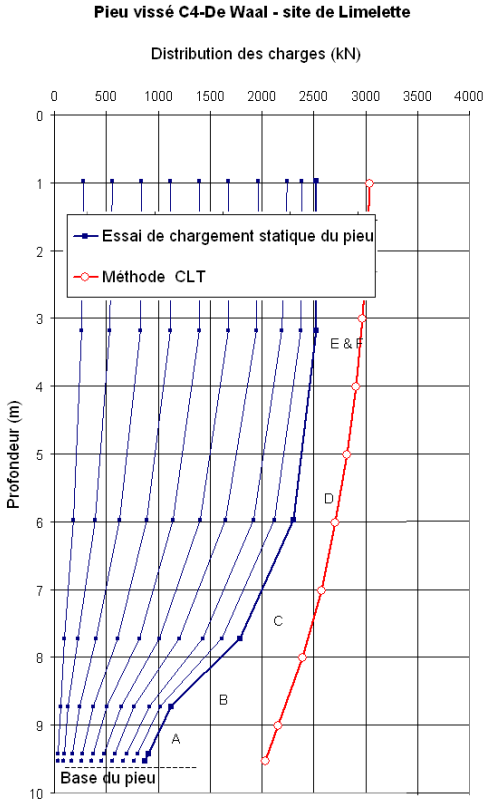


Figure G-5. Pieu A_4 vissé (De Waal)



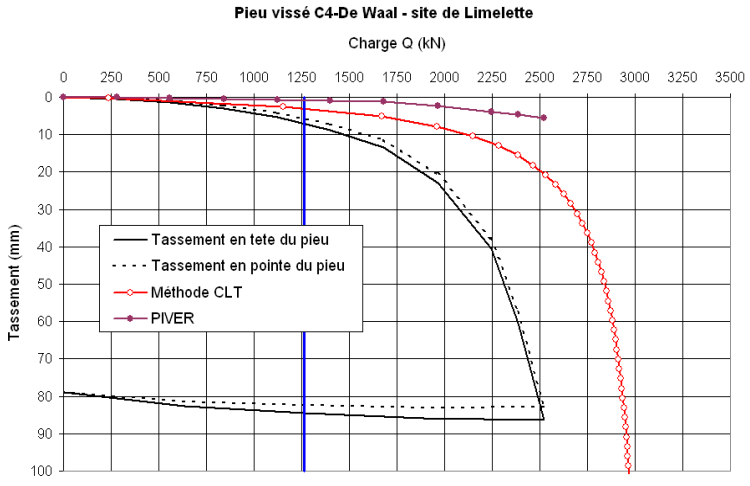
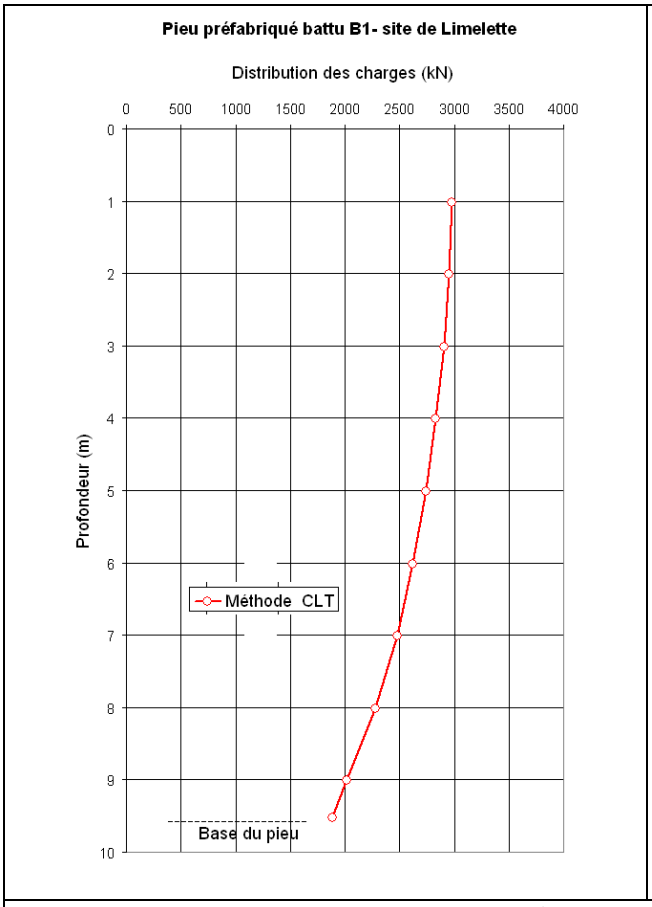


Figure G-6. Pieu C_4 vissé (De Waal)



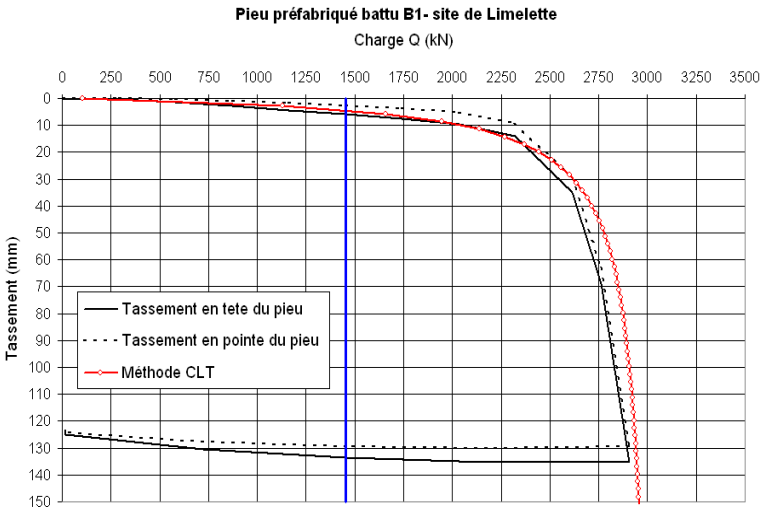
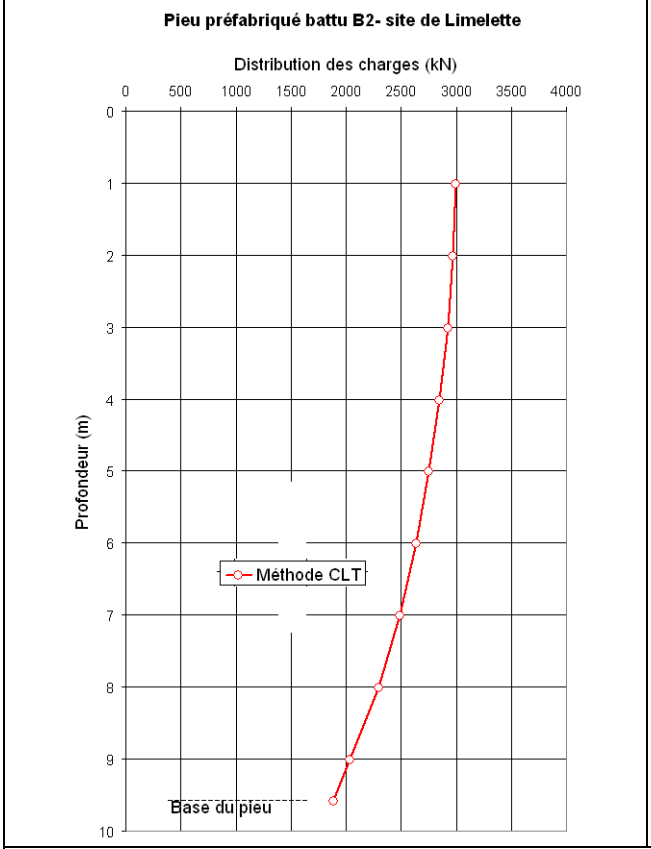


Figure G-7. Pieu B_1 préfabriqué battu



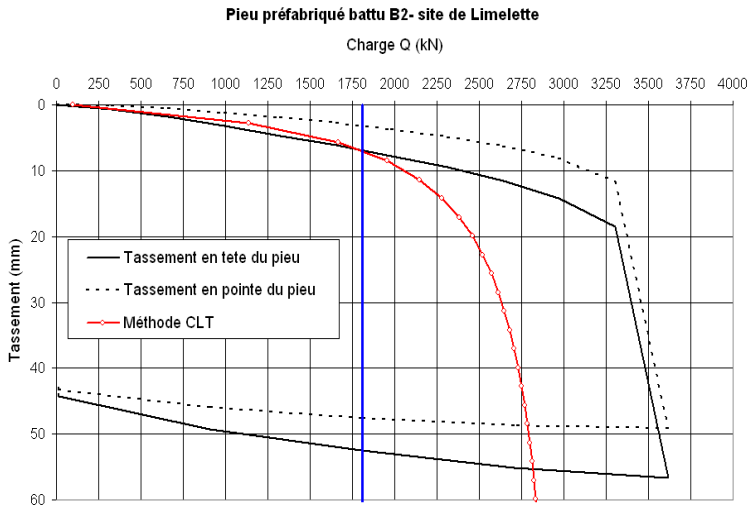
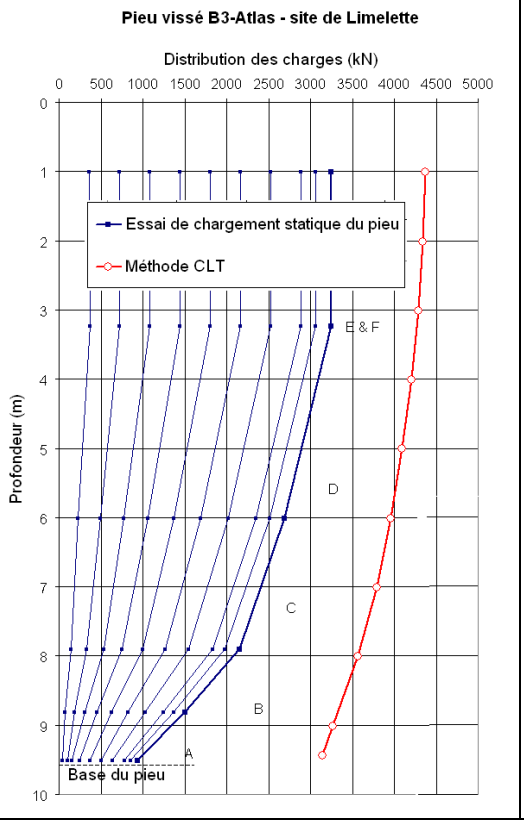


Figure G-8. Pieu B_2 préfabriqué battu



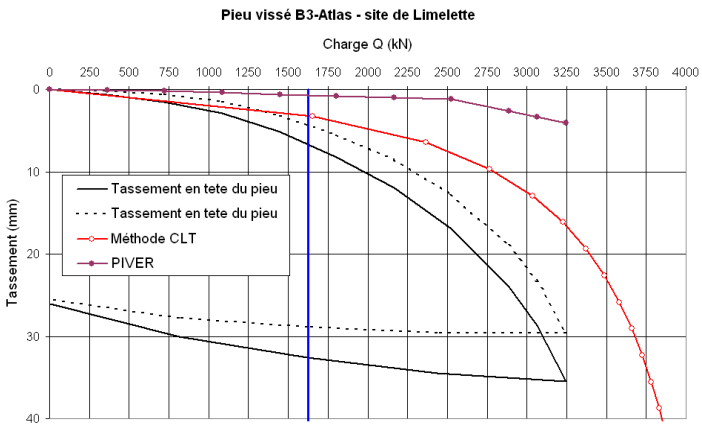
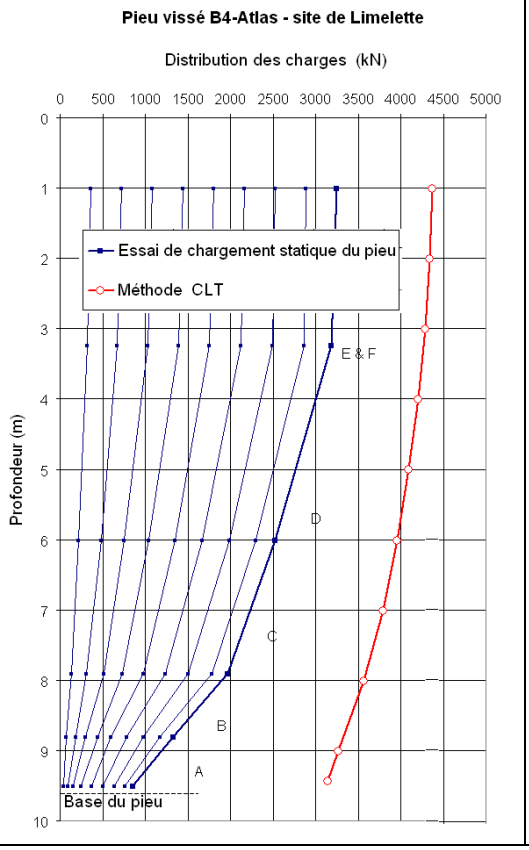


Figure G-9. Pieu B3 vissé (type Atlas)



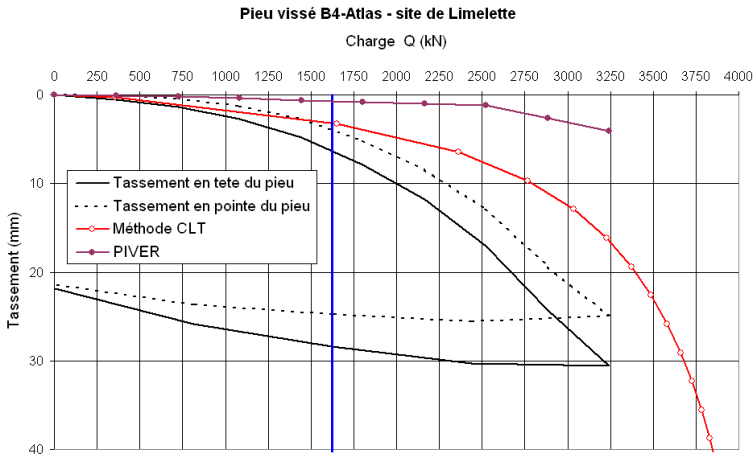


Figure G-10. Pieu B_4 vissé (type Atlas)

Tableau G-1. Méthode CLT : Calcul de la capacité portante (site de Limelette)

Pieu	mode de mise en place	Type de chargement	D fût (mm)	D pointe (mm)	Z pointe (m)	Essai de chargement statique du pieu		Méthode du CLT		Facteur	
A1bis	Vissé Fundex 38/45	Statique	390	450	9,59	Qp (kN)	1059	Q_{p_CLT}	2448	k_{pCLT}	0,43
						Qs (kN)	2064	Q_{s_CLT}	972	k_{sCLT}	2,12
						Qt (kN)	3123	Q_{t_CLT}	3420	k_t	0,91
A2	Vissé Olivier 36/51	Statique	550	550	9,20	Qp (kN)	616	Q_{p_CLT}	3656	k_{pCLT}	0,17
						Qs (kN)	2447	Q_{s_CLT}	1246	k_{sCLT}	1,96
						Qt (kN)	3063	Q_{t_CLT}	4902	k_t	0,62
C2 (rupture)	Vissé Olivier 36/51	Statique	550	550	9,13	Qp (kN)	----	Q_{p_CLT}	3656	k_{pCLT}	----
						Qs (kN)	----	Q_{s_CLT}	1224	k_{sCLT}	----
						Qt (kN)	2690	Q_{t_CLT}	4880	k_t	0,55
A3	Vissé Omega 41/41	Statique	410	410	9,45	Qp (kN)	867	Q_{p_CLT}	2032	k_{pCLT}	0,43
						Qs (kN)	2084	Q_{s_CLT}	989	k_{sCLT}	2,11
						Qt (kN)	2951	Q_{t_CLT}	3021	k_t	0,98
C3	Vissé Omega 41/41	Statique	410	410	9,45	Qp (kN)	774	Q_{p_CLT}	2032	k_{pCLT}	0,38
						Qs (kN)	2168	Q_{s_CLT}	989	k_{sCLT}	2,19
						Qt (kN)	2942	Q_{t_CLT}	3021	k_t	0,97

Tableau G-2. Méthode CLT : Calcul de la capacité portante (site de Limelette – Suite)

Pieu	mode de mise en place	Type de chargement	D fût (mm)	D pointe (mm)	Z pointe (m)	Essai de chargement statique du pieu		Méthode du CLT		Facteur	
A4	Vissé De Waal 41/41	Statique	410	410	9,53	Qp (kN)	1053	Q_{p_CLT}	2032	k_{pCLT}	0,52
						Qs (kN)	1590	Q_{s_CLT}	1008	k_{sCLT}	1,58
						Qt (kN)	2643	Q_{t_CLT}	3040	k_t	0,87
C4	Vissé De Waal 41/41	Statique	410	410	9,52	Qp (kN)	873	Q_{p_CLT}	2032	k_{pCLT}	0,43
						Qs (kN)	1650	Q_{s_CLT}	1006	k_{sCLT}	1,64
						Qt (kN)	2523	Q_{t_CLT}	3037	k_t	0,83
B1 préfab 35*35	Battu	Statique	446	395	9,51	Qp (kN)	1406	Q_{p_CLT}	1886	k_{pCLT}	0,75
						Qs (kN)	1502	Q_{s_CLT}	1091	k_{sCLT}	1,38
						Qt (kN)	2908	Q_{t_CLT}	2977	k_t	0,98
B2 préfab 35*35	Battu	Statique	446	395	9,57	Qp (kN)	1272	Q_{p_CLT}	1886	k_{pCLT}	0,67
						Qs (kN)	2344	Q_{s_CLT}	1107	k_{sCLT}	2,12
						Qt (kN)	3616	Q_{t_CLT}	2993	k_t	1,21
B3	Vissé Atlas 36/51	Statique	510	510	9,43	Qp (kN)	942	Q_{p_CLT}	3144	k_{pCLT}	0,30
						Qs (kN)	2303	Q_{s_CLT}	1224	k_{sCLT}	1,88
						Qt (kN)	3245	Q_{t_CLT}	4368	k_t	0,74
B4	Vissé Atlas 36/51	Statique	510	510	9,43	Qp (kN)	857	Q_{p_CLT}	3144	k_{pCLT}	0,27
						Qs (kN)	2386	Q_{s_CLT}	1224	k_{sCLT}	1,95
						Qt (kN)	3243	Q_{t_CLT}	4368	k_t	0,74

Tableau G-3. Méthode CLT : Prévision du tassement (site de Limelette)

pieu	type	Tassement sous 50 % de la charge totale (mm)		
A1bis	Vissé Fundex 38/45	Essai de pieu	Tassement en tête	4,10
			Tassement en pointe	2,30
		Méthode CLT	Calcul PIVER (en tête)	0,90
			Courbe moyenne (en pointe)	3,70
A2	Vissé Olivier 36/51	Essai de pieu	Tassement en tête	4,20
			Tassement en pointe	1,70
		Méthode CLT	Calcul PIVER (en tête)	0,30
			Courbe moyenne (en pointe)	2,70
C2	Vissé Olivier 36/51	Essai de pieu	Tassement en tête	4,70
			Tassement en pointe	……..
		Méthode CLT	Calcul PIVER (en tête)	0,50
			Courbe moyenne (en pointe)	2,30
A3	Vissé Omega 41/41	Essai de pieu	Tassement en tête	6,50
			Tassement en pointe	5,20
		Méthode CLT	Calcul PIVER (en tête)	1,00
			Courbe moyenne (en pointe)	4,30
C3	Vissé Omega 41/41	Essai de pieu	Tassement en tête	6,50
			Tassement en pointe	5,20
		Méthode CLT	Calcul PIVER (en tête)	1,00
			Courbe moyenne (en pointe)	4,30

Tableau G-4. Méthode CLT : Prévision du tassement (site de Limelette – Suite)

pieu	type	Tassement sous 50 % de la charge totale (mm)		
A4	Vissé De Waal 41/41	Essai de pieu	Tassement en tête	7,70
			Tassement en pointe	6,20
		Méthode CLT	Calcul PIVER (en tête)	0,80
			Courbe moyenne (en pointe)	3,50
C4	Vissé De Waal 41/41	Essai de pieu	Tassement en tête	7,00
			Tassement en pointe	5,70
		Méthode CLT	Calcul PIVER (en tête)	0,80
			Courbe moyenne (en pointe)	3,20
B1	Préfabriqué battu 35*35	Essai de pieu	Tassement en tête	5,90
			Tassement en pointe	2,70
		Méthode CLT	Calcul PIVER (en tête)	.....
			Courbe moyenne (en pointe)	4,60
B2	Préfabriqué battu 35*35	Essai de pieu	Tassement en tête	6,90
			Tassement en pointe	3,20
		Méthode CLT	Calcul PIVER (en tête)	.....
			Courbe moyenne (en pointe)	7,00
B3	Vissé Atlas 36/51	Essai de pieu	Tassement en tête	6,70
			Tassement en pointe	4,20
		Méthode CLT	Calcul PIVER (en tête)	0,70
			Courbe moyenne (en pointe)	3,20
B4	Vissé Atlas 36/51	Essai de pieu	Tassement en tête	6,30
			Tassement en pointe	3,90
		Méthode CLT	Calcul PIVER (en tête)	0,70
			Courbe moyenne (en pointe)	3,20