

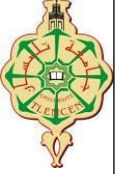
الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

Université Abou Bekr Belkaid
Tlemcen Algérie



تلمسان الجزائر

جامعة أبي بكر بلقايد



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieure et de la Recherche Scientifique

Université Aboubakr Belkaid
Faculté de la Technologie
Département de Génie Civil

Mémoire pour l'Obtention du Diplôme
De Master en Génie Civil
Option : Infrastructures de Base et Géotechnique –Travaux Publiques-

Thème :

ANALYSE DES TECHNIQUES DE DÉTERMINATION DES MODULES DE
DÉFORMATIONS EN GÉOTECHNIQUE

Présenté par :

ZIANI Mohammed El Amin

ZIOUECHE Abdelkader

Octobre 2013

Devant le jury composé de :

DR. : ZAHIRA BENADLA
DR. : Sidi Mohammed AISSA MAMOUNE
M. : Zoheir BENYELLES
DR. : Abdeldjalil ZADJAOUI

Président
Examineur
Examineur
Encadreur

REMERCIEMENTS

Toute notre parfaite gratitude, grâce et remerciements à Allah le plus puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

Nous tenons à remercier chaleureusement notre encadreur M. Abdeldjalil ZADJAOUI pour son aide et son encadrement durant toute la période de préparation de ce projet de fin d'études.

Nous remercions les plus sincères sont adressés aux membres de notre jury : Mme BENADLA Zahira d'avoir bien voulu prendre à sa charge la présidence de notre jury. Messieurs AISSA MAMOUNE Sidi Mohammed et BENYELLES Zoheir d'avoir accepté la tâche d'examen de modeste travail, la version définitive tient en compte des remarques, suggestions et critiques évoquées lors de la soutenance.

Une partie de ce travail a été réalisé au niveau de LTPO, surtout la partie expérimentale. Nous remercions l'ensemble de personnels ayant contribué au programme expérimental en particulier: M. N. BOUSMAHA, M. C. IKHLEF, M. A. BENSNOUCI, M. M. KELLA, M. F. ZEGALEM

A la fin nos remerciements sont exprimés :

A tous les enseignants de l'université Aboubakr Belkaid-Tlemcen, qui nous ont enrichis de connaissance et de savoir, ainsi qu'aux agents de l'administration qui nous ont beaucoup facilité notre recherche.

A tous ceux qui ont aidé de près ou loin dans la réalisation de ce projet de fin d'études.

DEDICACE

Au nom d'Allah, le tout miséricordieux, le très miséricordieux.

Tout d'abord je tiens à remercier le tout puissant de m'avoir donné le courage et la patience pour arriver à ce stade afin de réaliser ce modeste travail

Que je le dédie à :

La Mémoire de mon frère : Mohammed

Mes frères : Sid Ahmed, Zakaria

Mes sœurs : Naziha et Imene

Et a toute ma famille « ZIOUECHE ET BELBACHIR »

Mon binôme Mohammed El Amin

Tous mes amis, en particulier : Oussama Deutsch Gelb, Fethi, Ilyes, Hafid, Aziz, Youcef, Abdelatif, Titouhe, Aboubakr, Driss, Abdellah, Amine, Sid Ahmed, Bilal, Abdelmadjid, Nabil, Abdelhafid, Bachir, Mansour, Hicham, Abdelwahab, Nesrine, Hadjer, Fatima, Maram

Toute la promotion 2013

ZIOUECHE Abdelkader

Au nom d'Allah, le tout miséricordieux, le très miséricordieux.

Tout d'abord je tiens à remercier le tout puissant de m'avoir donné le courage et la patience pour arriver à ce stade de réaliser ce modeste travail.

Que je le dédie à :

La Mémoire de mon ami : Zoheir

Mon frère : Aboubaker

Mes sœurs : Amina, Nour el houda, Yasmine et Nourhane

Et a toute ma famille « ZIANI ET BOUDJAMA »

Mon binôme Abdelkader.

Tous mes amis, en particulier : Oussi Lalmané, Ayoub, Abdelsamad, Chafik, Chaa, Bakhlifa, Ait Mansour, Yassine, Riyad, Imane, Fayrouz, Salima, Nadjet, Ikhrum, Meriem, Maram

Toute la promotion 2013.

ZIANI Mohammed El Amin

SOMMAIRE

LISTE DES FIGURES.....	iii
LISTE DES TABLEAUX.....	v
NOTATION.....	vi
RÉSUMÉ.....	viii
INTRODUCTION GÉNÉRALE.....	1
Chapitre 1. ELÉMENTS DE RHÉOLOGIE DES SOLS.....	3
1.1 Introduction.....	3
1.2 Modèle rhéologique simple.....	3
1.3 Surface de charge.....	4
1.4 Principaux types de lois de comportement.....	4
1.4.1 Comportement élastique linéaire.....	5
1.4.2 Comportement élasto-plastique.....	5
1.4.3 Comportement élastique non linéaire.....	7
1.5 Généralités sur les modules de déformation.....	10
1.6 Domaines d'utilisation des matériels d'essai pour la détermination des modules de déformation.....	12
1.7 Évolution du module en fonction de la déformation.....	12
1.8 Conclusion.....	13
Chapitre 2. DÉTERMINATION DES MODULES DE DÉFORMATION : ASPEDS EXPÉRIMENTAUX.....	14
2.1 Introduction.....	14
2.2 Les essais de laboratoire.....	14
2.2.1 Les essais de cisaillement direct.....	14
2.2.2 Essais de chargement oedométrique.....	15
2.2.3 Essais aux triaxial de révolution.....	16
2.2.4 Colonne résonante.....	18
2.2.5 Essais de propagation d'ondes par cristaux piézo-électriques.....	19
2.3 Essais in-situ.....	20
2.3.1 Essais de pénétration.....	20
2.3.2 Essais de cisaillement.....	21
2.3.3 Essai à la plaque et essai de fondation.....	22
2.3.4 Essais d'expansion.....	23
2.3.4.1 Essai pressiométrique.....	23
2.3.4.2 Essai pressiométrique autoforeur.....	24
2.3.4.3 Essai pressio-pénétromètre.....	25
2.3.4.4 Essai de mesure de la pression latérale.....	25
2.3.5 Essais triaxiaux in situ.....	25
2.4 Essais géophysique.....	26
2.4.1 Méthodes de vitesse d'ondes sismiques en forage.....	26
2.4.1.1 Sismique Cross-Hole.....	26
2.4.1.2 Sismique Down-Hole.....	27
2.4.2 Mesure des vitesses d'ondes de Rayleigh par la méthode SASW.....	28
2.4.2.1 La méthode SASW.....	28
2.5 Conclusion.....	30
Chapitre 3. EXPLOITATION DE L'ESSAI OEDOMÉTRIQUE.....	31
3.1 Introduction.....	31
3.2 Essai oedométrique.....	31
3.2.1 Définition.....	31

3.2.2	Principe.....	31
3.2.3	But de l'essai.....	31
3.2.4	Mode opératoire.....	32
3.2.4.1	Préparation de l'éprouvette.....	32
3.2.4.2	Taillage.....	32
3.2.4.3	Saturation de la cellule.....	32
3.2.4.4	Mise en place de l'éprouvette.....	33
3.2.4.5	Remarque.....	33
3.2.5	Déroulement de l'essai	33
3.2.5.1	Description de l'appareillage	33
3.2.5.1.1	Le moule oedométrique ou moule de consolidation.....	34
3.2.5.1.2	Moule de Terzaghi.....	34
3.2.5.1.3	Le bâti de consolidation	35
3.2.5.1.4	Les poids.....	35
3.3	Notion de la compressibilité	35
3.3.1	Courbe de compressibilité.....	35
3.3.2	Caractéristique de la compressibilité.....	36
3.3.2.1	Classification des sols vis-à-vis de la compressibilité.....	36
3.3.2.2	Pression de consolidation.....	37
3.3.2.3	Pression de préconsolidation	37
3.3.2.4	Indice de compression.....	37
3.3.2.5	Indice de gonflement.....	39
3.3.2.6	Coefficient de consolidation	39
3.3.2.7	Pression de gonflement	40
3.3.2.8	Module oedométrique.....	40
3.4	Présentation des sites étudiés.....	42
3.5	Relation entre le module d'Young E et le module oedométrique E_{cod}	43
3.6	Influence de la pression verticale.....	46
3.7	Interprétation d'un sol.....	54
3.8	Conclusion	55
Chapitre 4. EXPLORATION DE L'ESSAI PRESSIOMÉTRIQUE.....		56
4.1	Introduction.....	56
4.2	Essai pressiométrique.....	57
4.2.1	Principe de l'essai.....	57
4.2.2	Mode opératoire.....	57
4.3	Domaine d'application.....	58
4.4	Eléments composants le pressiomètre.....	58
4.5	Détermination de la courbe pressiométrique.....	59
4.6	Détermination du module pressiométrique Ménard (E_M).....	60
4.7	Détermination de la pression limite pressiométrique (P_L).....	60
4.8	Détermination de la pression de fluage pressiométrique (P_f).....	60
4.9	Détermination de la résistance au cisaillement des sols à l'aide du pressiomètre	61
4.10	Détermination de la courbe pressiométrique corrigé.....	62
4.11	Relation entre E_M et P_L	62
4.12	Relation entre le module pressiométrique E_M et le module oedométrique E_{cod} ...	63
4.13	Conclusion	75
CONCLUSION GÉNÉRALE.....		76
RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....		77
Annexe A. ESSAIS OEDOMETRIQUE REALISES.....		79
Annexe B. SYNTHÈSE SUR LES ESSAI PRÉSIOMÉTRIQUES		90

Listes des figures

Figure 1.1 : Représentation des modèles rhéologiques élémentaires ainsi que des relations contraintes – déformations.....	04
Figure 1.2 : Loi de comportement élastique linéaire.....	05
Figure 1.3 : Loi de comportement élastique, parfaitement plastique de Mohr-Coulomb.....	06
Figure 1.4 : Capacité des lois à représenter l'évolution du module avec la déformation	08
Figure 1.5 : Différents types de module de déformation.....	11
Figure 1.6 : Domaines d'utilisation des matériels d'essais pour la détermination des modules de déformation.....	12
Figure 1.7 : Évolution du module en fonction de la déformation.....	13
Figure 2.1 : Essais de cisaillement direct.....	14
Figure 2.2 : Cellule ouverte et cellule fermée, bague oedométrique standard et instrumentée pour essai K_0	15
Figure 2.3 : Mise en œuvre de l'essai oedométrique,	15
Figure 2.4 : Architecture d'un appareillage triaxial classique.....	16
Figure 2.5 : Architecture d'un essai triaxial asservi.....	17
Figure 2.6 : Évolution de la mesure dans l'appareil triaxial.....	17
Figure 2.7 : Essai à la colonne résonante.....	19
Figure 2.8 : Schéma de l'essai par éléments piézo-électriques.....	20
Figure 2.9 : Principe du travail pénétromètre.....	20
Figure 2.10 : scissomètre à hélices.....	21
Figure 2.11 : Essai de plaque.....	22
Figure 2.12 : Principe d'un essai de plaque.....	23
Figure 2.13 : (a) Pressiomètre Ménard ; (b) pressiomètre autoforeur ; (c) pressio pénétromètre (1 : membrane et gaine, 4 : module d'autoforage) ; (d) dilatomètre Marchetti (2 : membrane flexible) ; (e) essai de pression en forage (3 : coquilles métalliques).....	24
Figure 2.14 : Essai triaxial in situ : a. brevet Ishibashi, b. brevet Fukushima, c. brevet CRIEPI (d'après Tani, 1999), d. brevet LCPC, d'après Reiffsteck, (2002) (1 : enceinte, 2 : trousse coupante, 3 : membrane, 4 : chapeau, 5 : capteur de force, 6 : tuyauterie, 7 : chargement, 8 : capteur de déplacement, 9 : désagrégation).....	26
Figure 2.15 : Schéma général du dispositif Cross-Hole.....	27
Figure 2.16 : Schéma général du dispositif Down-Hole.....	27
Figure 2.17 : Schéma simplifié du dispositif de mesure dans la méthode SASW.....	29
Figure 2.18 : Etapes de la procédure de réalisation des mesures en SASW.....	29
Figure 3.1: Équipement de l'essai oedométrique à LTPO Tlemcen.....	33
Figure 3.2 : Schémas du principe de l'œdomètre à charge variable	34
Figure 3.3 : Courbe de compressibilité d'un sol fin.....	36
Figure 3.4 : courbe de compressibilité (Pression de préconsolidation).....	37
Figure 3.5 : Le deuxième pôle universitaire, Mansourah, Tlemcen	42
Figure 3.6 : Beni smiel Tlemcen	43
Figure 3.7 : Sidi amar ghazaouet Tlemcen	43
Figure 3.8 :Influence de la forme de l'échantillon : variation de la teneur en eau en fonction de la variation de volume. Comparaison de l'ensemble des résultats obtenu.....	47
Figure 3.9 : Influence de la forme de l'échantillon : variation de la hauteur H en fonction de la variation de volume ΔV . Comparaison des résultats obtenus.....	47
Figure 3.10 : Influence de la charge verticale sur les résultats de l'essai de retrait. Evolution de la teneur en eau $w(\%)$ en fonction de la variation de volume $\Delta V(cm^3)$. Echantillons I , II , III et IV..	48
Figure 3.11 : Influence de la charge verticale sur les résultats de l'essai de retrait. Evolution de la teneur en eau $w(\%)$ en fonction de la variation de volume $\Delta V(cm^3)$. Echantillon V ,VI etVII	48
Figure 3.12 : Influence de la charge verticale sur les résultats de l'essai de retrait. Evolution de la teneur en eau $w(\%)$ en fonction de la variation de volume $\Delta V(cm^3)$ comparaison des résultats....	49

Figure 3.13 : Influence de la charge verticale sur les résultats de l'essai de retrait. Variation de la hauteur H (cm) en fonction de la variation de volume ΔV (cm^3). Echantillons I, II, III et IV.....	49
Figure 3.14 : Influence de la charge verticale sur les résultats de l'essai de retrait. Variation de la hauteur H (cm) en fonction de la variation de volume ΔV (cm^3). Echantillons V, IV et VII.....	50
Figure 3.15 : Influence de la charge verticale sur les résultats de l'essai de retrait. Variation de la teneur en eau w(%) en fonction de la hauteur H (cm). Echantillons I, II, III et IV	50
Figure 3.16 : Influence de la charge verticale sur les résultats de l'essai de retrait. Variation de la teneur en eau w(%) en fonction de la hauteur H (cm). Echantillons V, IV et VII	51
Figure 3.17 : Influence de la charge verticale sur les résultats de l'essai de retrait. Variation de la teneur en eau w(%) en fonction de la hauteur D (cm). Echantillons V, IV et VII	51
Figure 3.18 : Influence de la charge verticale sur les résultats de l'essai de retrait. Variation de la teneur en eau w(%) en fonction de la hauteur D (cm). Echantillons I, II, III et IV	52
Figure 3.19 : la variation de ν	54
Figure 4.1 : Pressiomètre type Ménard (G100).....	56
Figure 4.2 : Élément composant le pressiomètre.....	58
Figure 4.3: Pressiomètre avec forage préalable - Courbe d'expansion type.....	59
Figure 4.4 : Courbe de fluage pressiométrique, Exemple.....	61
Figure 4.5 : courbe pressiométrique corrigée.....	62
Figure 4.6: Comparaison entre le pressiomètre Texam et Ménard dans un sol argileux et sableux.	64
Figure 4.7 : Comparaison entre les courbes pressiométriques Ménard et PAF.....	65
Figure 4.8 : Dépouillement des essais pressiométrique : calcul du module pressiométrique.....	66
Figure 4.9 : Dépouillement des essais pressiométriques : calcul de la pression limite pressiométrique.....	66
Figure 4.10 : Limite pressiométrique Ménard P_{LM} évaluée du pressiomètre préforé dans trois forages.....	67
Figure 4.11 : Module pressiométrique Ménard E_M évaluée du pressiomètre préforé dans trois forages.....	68
Figure 4.12 : Profils de E_M et P_{LM} pour les trois forages et leur moyenne.....	68

Liste des tableaux

Tableau 3.1 : Résultats des essais sur les argiles de Tizi Rached et de l'INTHT. Influence de la forme de l'échantillon.....	46
Tableau 3.2 : Variation du module de Young E (KPa) en fonction de l'intervalle de chargement (KPa) et de la teneur en eau (valeur à -20 cm).....	46
Tableau 3.3 : Résultat des essais sur l'argile de M'douha. Influence de la charge verticale.....	53
Tableau 3.4 : La variation de ν	53
Tableau 3.5 : Résultat d'essai Oedométrique sol de beni smiel.....	54
Tableau 4.1 : Classification selon le rapport (E_M/P_L).....	63
Tableau 4.2 : coefficient de structure α en fonction du type de sol et du rapport E_M/P_L	64
Tableau 4.3 : Coefficients de corrélation pour le sable.....	70
Tableau 4.4 : Coefficients de corrélation pour l'argile.....	70
Tableau 4.5 : Valeurs du rapport E_R/E_M en fonction de la nature des sols.....	71
Tableau 4.6: Determination de α_t	71
Tableau 4.7: E_M et P_L as linear functions of vane test shear strenght τ_f	71
Tableau 4.8: Les coefficient χ_p recommandé pour la transformation de E_M au E_{oed}	72
Tableau 4.9 : Interprétations des essais pressiométriques.....	72
Tableau 4.10 : Paramètres pressiométriques et élasto-plastiques.....	72
Tableau 4.11 : Paramètres de calcul de la portance a partir du CCTG-Fasicule 62 Titre V.....	73
Tableau 4.12 : Valeurs des pressions limites et du module.....	73
Tableau 4.13 : Valeurs de E_M (MPa) et P_{LM} (kPa).....	74
Tableau 4.14: Résultats des essais.....	75
Tableau 4.16 : Résultats des essais pressiométriques.....	75

NOTATIONS

γ_h	[kn/m ³]	Poids volumique humide
γ_d	[kn/m ³]	Poids volumique sec
e		Indice des vides
e_0		Indice des vides initial
Δe		Variation de l'indice des vides
e_1		Indice des vides après application d'une surcharge $\Delta\sigma$
C'	[MPa]	Cohésion effective
G	[MPa]	Module de cisaillement
τ	[KPa]	Contrainte de cisaillement
τ_{\max}	[KPa]	Contrainte de cisaillement maximale
σ'	[MPa]	Contrainte effective
ε	%	Déformation verticale
$d\varepsilon$		Incrément de déformation
$d\varepsilon^e$		Incrément de déformation élastique
$d\varepsilon^p$		Incrément de déformation plastique
E		Module d'Young
E_w		Module de retrait/gonflement
E_{UR}		Module de rechargement
E_M, G_M	[MPa]	Module pressiométrique Ménard
E_{oed}	[MPa]	Module oedométrique
$E_{oed-cycle}$		Module oedométrique du cyclique chargement-déchargement
E_{\max}, G_{\max}	[MPa]	Modules d'Young, de cisaillement maximal
E_{tan}, G_{tan}	[MPa]	Modules d'Young, de cisaillement tangent
$E_{séc}, G_{séc}$	[MPa]	Modules d'Young, de cisaillement sécant
σ'_1	[MPa]	Contrainte effective majeure
σ'_3	[MPa]	Contrainte effective mineure
σ'_p	[MPa]	Pression de préconsolidation
σ'_c	[MPa]	Pression de consolidation
σ'_v	[MPa]	Contrainte verticale en place
σ_g	[MPa]	Pression de gonflement
φ'	[degrés]	Angle de frottement interne
K_0		Coefficient des terres au repos
P'	[MPa]	Contrainte effective moyenne
q	[MPa]	Contrainte déviatorique
λ		Paramètre de lamé
V_s	[m/s]	Vitesse de l'onde de cisaillement
V_p	[m/s]	Vitesse de l'onde de compression
ρ	[t/m ³]	Masse volumique
P_0	[MPa]	Pression naturelle de terre au repos
C_u	[MPa]	Cohésion non drainée
α		Coefficient rhéologique du sol
f		Fonction de la surface seuil
C_s		Indice de gonflement

C_c		Indice de compression
C_v		Coefficient de consolidation
I_p	%	Indice de plasticité
ROC		Rapport de surconsolidation
w_L	%	Limite de liquidité
w	%	Teneur en eau
r		Coefficient de corrélation
N_{10}		Nombre de coup de SPT correspond à l'enfoncement de 1cm

RÉSUMÉ

La détermination des paramètres mécaniques, notamment modules de déformation des sols et la connaissance de leur évolution des petites aux grandes déformations, et de leur variation suivant les chemins de contraintes prennent un rôle importants. Il s'agit d'une contribution bibliographique et étude expérimentale dans ce domaine. Les résultats obtenus montrent clairement la sensibilité des modules de déformation aux différentes techniques de prélèvement ainsi que aux différents modes d'interprétation.

Mots clés : Rhéologie, Essai triaxial, Oedomètre, Pressiomètre, Surface de charge, Module de déformation.

ABSTRACT

The determination of mechanical parameters, especially modulus and knowledge of its evolution from small to large strains and variation according to the stress paths followed become important issues. To obtain the parameters characterizing the deformation and rupture of soils, two methods are currently proposed as follows:

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

Key words: Rheology, Triaxial test, , Oedometer, Pressuremeter, Yield surface,

الملخص:

تحديد المعلمات الميكانيكية، بما في ذلك وحدات تشوه التربة ومعرفة تطورها من الصغيرة إلى الكبيرة والاختلافات في أعقاب مسارات الإجهادات تصبح بذلك قضايا هامة. للحصول على القيم الصحيحة للتعديلات التي تميز تمزق وقابلية تغيير الشكل، اثنين من الممرات المتوفرة حاليا:

- جمع عينات "سليمة" وتنفيذ اختبارات متطورة في المختبر.
- اختبار التربة في المكان، أكثر أو أقل ريفي.

كلمات البحث : الريولوجيا، اختبار التري اكسيال، الأود ومتر، البرسيومتر، تحميل السطح، وحدات التشوهات.

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Enjeux

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

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

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

Les paramètres mécaniques, ainsi les modules de déformation des sols et leur variation devient donc un enjeu important des études géotechniques. Plus précisément, est-ce que nous sommes capables d'identifier ces modules dans les ordres de grandeur demandés et avec quels moyens ? Est-ce qu'il est plus pertinent de les déterminer en laboratoire ou en place et selon quel chemin de contraintes ?

Problématique

Les paramètres mécaniques ou les caractéristiques mécaniques des sols peuvent être déterminés en laboratoire, sur des éprouvettes prélevées sur le terrain, ou directement en place, au moyen d'essais in situ. Dans l'état actuel des techniques, les résultats de ces essais ne sont pas toujours satisfaisants :

La voie des essais de laboratoire a été largement explorée au cours des dernières décennies. La qualité de ces essais dépend du prélèvement d'échantillons représentatifs, dont les conditions sont plus ou moins satisfaisantes selon les types de sols. La polyvalence des essais en laboratoire et la maîtrise des conditions d'essais (géométrie, chemin de chargement...) en font un élément essentiel de la compréhension du comportement du sol;

La voie des essais en place a été peu explorée, car ces essais ont été conçus pour fournir des paramètres de résistance plus que des paramètres de déformabilité. Ils ne donnent en général qu'une idée approximative de la déformabilité des sols.

Objectif :

Le projet se veut comme une étude comparative des techniques de détermination des modules de déformations en géotechnique. Il vise principalement une connaissance plus précise des modules de déformabilité des différents sols suivant les chemins de contraintes suivis. Cette contribution devrait faciliter l'optimisation du dimensionnement.

Méthodologie

S'inspirant de cette problématique, notre travail a comporté un volet expérimental mené en laboratoire à l'aide d'appareils tels que l'odomètre, et un volet expérimental mené in situ où nous avons mis en œuvre des matériels comme le pressiomètre.

Le chapitre un comporte une recherche bibliographique sur le comportement d'un sol : des notions fondamentales et des définitions ont fait l'objet de ce chapitre avec une synthèse sur les modèles rhéologiques les plus utilisés dans la pratique d'un géotechnicien.

Dans la suite des techniques de prélèvement et une synthèse sur les techniques expérimentales disponibles dans la littérature ont fait l'objet de chapitre deux.

Une tentative de dépouillement et exploration des essais oedométriques avec une interprétation des résultats est détaillée dans le chapitre trois. Le chapitre quatre représente une analyse expérimentale de l'essai pressiométrique de la réalisation jusqu'à l'exploitation pratique.

Nous achèverons notre travail de projet de fin d'études par des conclusions relatives à ce travail.

ELÉMENTS DE RHÉOLOGIE DES SOLS

1.1 Introduction

La rhéologie est la branche de la physique qui s'intéresse à la déformation des matériaux sous des sollicitations mécaniques, thermique ou physico-chimiques.

La relation (ou loi) de comportement d'un matériau relie des grandeurs cinématiques telles que la déformation à des grandeurs statiques comme les contraintes. De façon formelle, cette relation peut être écrite comme $\sigma = \mathbf{M}(\varepsilon, \dots)$ où \mathbf{M} est une fonction tensorielle représentant la relation de comportement. La structure de cette fonction repose sur la mécanique et la thermodynamique des milieux continus et aussi sur des mesures de déformation expérimentale.

Dans le cas le plus simple, c'est à dire si l'on considère un solide élastique linéaire unidimensionnel (un ressort idéal), cette relation s'exprime à l'aide d'un seul scalaire comme $\sigma = E\varepsilon$ ou E est le module d'élasticité du ressort. Dans ce cas, une seule expérience de traction durant laquelle l'on mesure des couples force/allongement permet de quantifier le comportement du ressort (Feng, 2005)

1.2 Modèles rhéologiques simples

La formulation des lois de comportement fait appel à des expériences mécaniques par nature tridimensionnelles, qui font apparaître des comportements réels complexes. L'objectif de ces expériences est double. D'une part, des essais caractéristiques permettent de classer le type de comportement du matériau (élastique, visqueux, plastique). D'autre part, ces essais permettent de calculer de façon empirique les coefficients associés aux diverses relations de comportement. Avant d'évoquer les expériences qui sont utilisées pour déterminer les lois de comportement des matériaux, il est utile de décrire de façon simple les principaux essais mécaniques et le comportement de matériaux idéaux. Un essai caractéristique consiste à imposer une sollicitation connue en contrainte ou en déformation, tout en observant l'évolution des quantités duales. On distingue trois essais caractéristiques principaux

- L'essai d'écroutissage consiste à soumettre une éprouvette à une déformation à vitesse constante. En réponse, on mesure l'évolution de la force, ce qui permet de tracer un graphe (ε, σ) . Le relâchement de la force appliquée en fin d'expérience permet d'observer une éventuelle *recouvrance*, qui permet d'évaluer la réversibilité de la déformation.

- L'essai de fluage consiste à appliquer une force constante, et à mesurer l'évolution de la déformation ε au cours du temps t (pendant et après la sollicitation).

- L'essai de relaxation consiste à mesurer la réponse en contrainte durant l'application d'un échelon de déformation.

Ces trois essais sont utilisés pour identifier les réponses élastiques, visqueuses, plastiques des matériaux. En pratique, on observe souvent un comportement qui traduit une combi-

raison de ces réponses: un matériau peut être élastique au début d'une sollicitation, puis se comporter de manière visqueuse ou plastique après une certaine déformation ou un certain temps. Comme le montre la (figure 1.1), les modèles rhéologiques simplifiés sont souvent représentés par des associations d'éléments mécaniques élémentaires rappelant l'élasticité (le ressort), la viscosité (l'amortisseur), et le comportement à seuil de contrainte (le patin). (Feng, 2005)

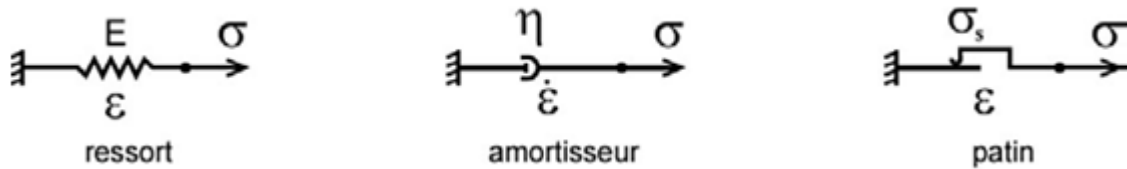


Figure 1.1 : Représentation des modèles rhéologiques élémentaires ainsi que des relations contraintes – déformations, d’après Feng, (2005)

Le ressort qui symbolise l'élasticité linéaire parfaite, pour laquelle la déformation est entièrement réversible lors d'une décharge, et où il existe une relation biunivoque entre les paramètres de charge et de déformation

L'amortisseur, qui schématise la viscosité, linéaire ou non La viscosité est dite pure s'il existe une relation biunivoque entre la charge et la vitesse de chargement. Si cette relation est linéaire, le modèle correspond à la loi de Newton.

Le patin, qui modélise l'apparition de déformations permanentes lorsque la charge est suffisante Si le seuil d'apparition de la déformation permanente n'évolue pas avec le chargement, le comportement est dit plastique parfait. Si, de plus, la déformation avant écoulement est négligée, le modèle est rigide-parfaitement plastique. (Feng, 2005)

1.3 Surface de charge

La surface de charge divise l'espace des contraintes en deux parties : l'intérieur de la surface de charge correspond à des états de déformations réversibles (élastiques) et à l'extérieur de la surface de charge, les déformations se composent d'une partie réversible (élastique) et d'une partie irréversible (plastique). On écrit alors :

$$d\varepsilon = d\varepsilon^e + d\varepsilon^p \quad [1.1]$$

Dans l'espace des contraintes, le domaine d'élasticité initial ou actuel est en général défini par une fonction scalaire f de la contrainte σ_{ij} , appelée surface de charge du matériau telle que

- $f(\sigma_{ij}) < 0$ correspond à l'intérieur du domaine.
- $f(\sigma_{ij}) = 0$ correspond à la frontière du domaine.
- $f(\sigma_{ij}) > 0$ correspond à l'extérieur du domaine.

Lorsque le point représentatif de l'état des contraintes atteint la surface de charge $f(\sigma_{ij}) = 0$, deux cas de comportement élastoplastique sont possibles : la surface f n'évolue pas (modèle élastoplastique parfait) et la surface f évolue au cours du chargement (modèle élastoplastique avec écrouissage). (Coquillay, 2005)

1.4 Principaux types de lois de comportement

La simulation du comportement des matériaux se fait au travers des modèles rhéologiques. En général, les modèles sophistiqués pouvant bien représenter le comportement des matériaux nécessitent de nombreux paramètres difficiles à déterminer à partir d'un nombre

d'essais restreint et difficiles à introduire dans le calcul numérique. Détaillons maintenant les principaux types de lois de comportement. (Belhannachi Chikhi, 2010)

1.4.1 Comportement élastique linéaire

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

Le comportement élastique peut être linéaire le tenseur des déformations est alors proportionnel au tenseur des contraintes au cours des sollicitations. Ce type de comportement a été découvert par Robert Hooke cité par (Belhannachi Chikhi, 2010), qui publia la loi qui porte son nom en 1678 dans *De Potentia Restitua* La relation contrainte – déformation est linéaire, caractérisée par deux paramètres : un module d'élasticité axiale (d'Young) E dans le cas d'un essai de compression ou traction simple, ou un module de cisaillement G pour un essai de cisaillement simple (figure1.2) et le coefficient de Poisson, ν .

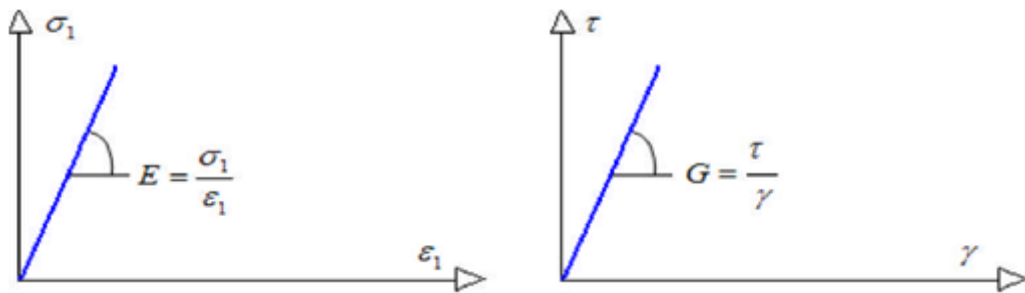


Figure1.2 : Loi de comportement élastique linéaire, d'après Belhannachi, (2010)

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

1.4.2 Comportement élasto-plastique

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

Historiquement, l'existence de déformations plastiques ou permanentes a été mise en évidence par Coulomb cité par (Belhannachi Chikhi, 2010), qui publia en 1784 un mémoire intitulé recherches théoriques et expérimentales sur la force de torsion et sur l'élasticité des fils de métal. Ce type de comportement macroscopique est caractéristique de la plupart des solides (métaux, bétons, sols et roches).

Au niveau microscopique, l'origine des déformations permanentes dépend du matériau. Dans le cas des sols, elles proviennent de la modification de l'assemblage des particules solides. Ce schéma de comportement exclut tout effet de vieillissement et de viscosité du matériau. Il s'appuie sur les concepts fondamentaux Suivants :

- La partition des déformations, qui décompose les déformations totales en déformations élastiques et déformations plastiques.

- Le seuil de plasticité mis en évidence dans les expériences de sollicitations uniaxiales.

- L'écroûissage, qui permet de faire évoluer la surface de charge dans l'espace des contraintes en fonction de l'intensité des sollicitations. Dans ce cas, le domaine d'élasticité varie également.

a. Comportement élastique linéaire, parfaitement plastique

Le modèle le plus simple de cette famille est le modèle élastique linéaire parfaitement plastique, initialement développé pour décrire, de manière approchée, le comportement des métaux. Cependant, l'existence d'un palier d'écoulement sur la courbe de comportement « contraintes – déformations » de nombreux matériaux a suggéré d'étendre ce modèle aux bétons, aux sols et aux roches. En particulier, l'application à la description du comportement des massifs de sols s'est révélée fructueuse et a permis d'analyser la rupture des sols dans les problèmes de fondations, de stabilité de pentes, des tunnels, des murs de soutènements. Plusieurs critères de rupture ont été proposés. Parmi eux, le critère de rupture de Mohr-Coulomb (figure 1.3) est le plus utilisé dans la pratique de l'ingénierie pour décrire de manière approchée le comportement des sols pulvérulents (sable et gravier) et le comportement drainé, à long terme des sols fins saturés (limon et argile). (Belhannachi Chikhi, 2010)

Le critère de rupture de Mohr-Coulomb est représenté dans le plan des contraintes de Mohr (contrainte effective normale σ' et contrainte tangentielle τ , par l'équation (figure 1.3.a) :

$$\tau = \sigma' \tan \phi' + c \quad [1.2]$$

En termes de contraintes effectives principales (σ'_1, σ'_3), il s'écrit aussi (figure 1.3.b) :

$$\sigma'_1 - \sigma'_3 = (\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin \phi' - 2c \cos \phi' \quad [1.3]$$

avec : σ'_1, σ'_3 : contraintes effectives principales majeure et mineure.

ϕ' : angle de frottement interne.

c : cohésion.

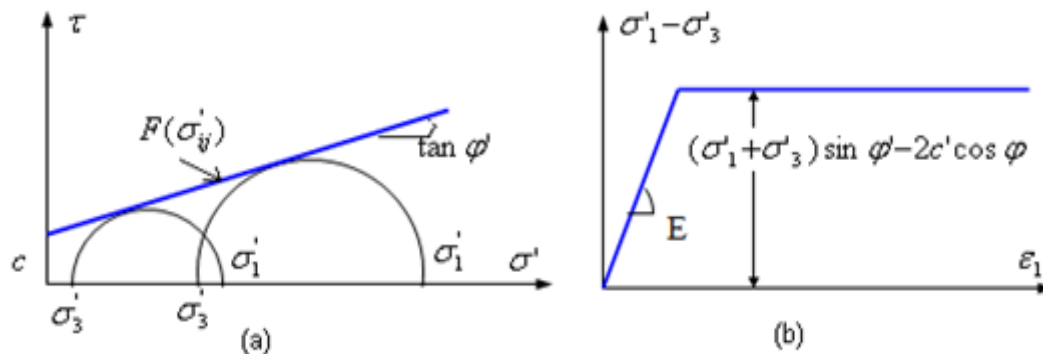


Figure 1.3 : Loi de comportement élastique, parfaitement plastique de Mohr-Coulomb, d'après Belhannachi, (2010)

Le comportement élastique linéaire parfaitement plastique avec le critère de rupture de Mohr- Coulomb cité par (Belhannachi Chikhi, 2010) (figure 1.3.b) est finalement caractérisé par une élasticité linéaire (E, ν) et un seuil de plasticité, défini par la cohésion c' , l'angle de frottement interne ϕ' , en plus de l'état initial. Il faut réaliser au moins deux essais triaxiaux à des pressions de confinement différentes pour déterminer les paramètres du modèle. (Belhannachi Chikhi, 2010)

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

$$F(\sigma'_{ij}) = (\sigma'_1 - \sigma'_3) - (\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin \phi' - 2c' \cos \phi' = 0 \quad [1.4]$$

Elle est représentée dans le plan (σ', τ) par une droite (figure 1.3.a).

b. Comportement élasto-plastique avec écrouissage

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

Un comportement élasto-plastique avec écrouissage permet donc de mieux décrire les étapes intermédiaires, observées sur les essais de laboratoire, entre l'apparition des premières déformations irréversibles et l'instant de la rupture. L'écrouissage se traduit mathématiquement par une évolution de la surface de charge dans l'espace des contraintes. La forme que doit prendre la surface de charge au cours de son évolution a fait l'objet de nombreuses recherches, qui combinent des observations expérimentales et des hypothèses théoriques nécessaires pour l'interprétation des essais. (Belhannachi Chikhi, 2010)

1.4.3 Comportement élastique non linéaire

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

La loi de comportement élastique linéaire est très simple à introduire dans le calcul numérique avec un seul module de déformation E (figure 1.4.a, b). Toutefois, cette approche produit de mauvais résultats car la plupart des simulations prennent en compte seulement un module élastique constant au sein du massif de sol.

Une autre approche consiste à faire l'hypothèse d'un domaine purement élastique avant l'atteinte de la plasticité, avec deux modules E_1 et E_2 caractérisant le domaine élastique et le domaine plastique permettant de mieux modéliser le comportement en élasticité et en plasticité (figure 1.4.a, b). Suivant le niveau de déformation de l'ouvrage (inférieur à ε_p ou supérieur ε_p), le modélisateur va décider de prendre le module de déformation qui correspond à son calcul. Les expériences montrent que cette approche donne des résultats satisfaisants si le niveau de déformation se trouve totalement soit dans le domaine élastique (inférieur à ε_p) soit dans le domaine plastique (supérieur ε_p).

Toutefois, la question du choix du module à prendre en compte se pose dans le cas où le niveau de déformation se trouve dans la zone de transition. Il est impossible d'obtenir une estimation fiable en utilisant cette approche. Pour prendre en compte la zone de transition,

il convient de considérer le fait que les sols ont un comportement non linéaire, même à des niveaux de contrainte bien inférieurs à leur résistance. En effet, la non linéarité du comportement des matériaux est un fait expérimentalement bien défini, surtout pour les sols. Les essais de mécanique des sols montrent que le module de déformation diminue lorsque la déformation augmente, dès le début des essais. La rigidité des sols ne peut donc être modélisée par une ou deux valeurs uniques du module de déformation. (Belhannachi Chikhi, 2010)

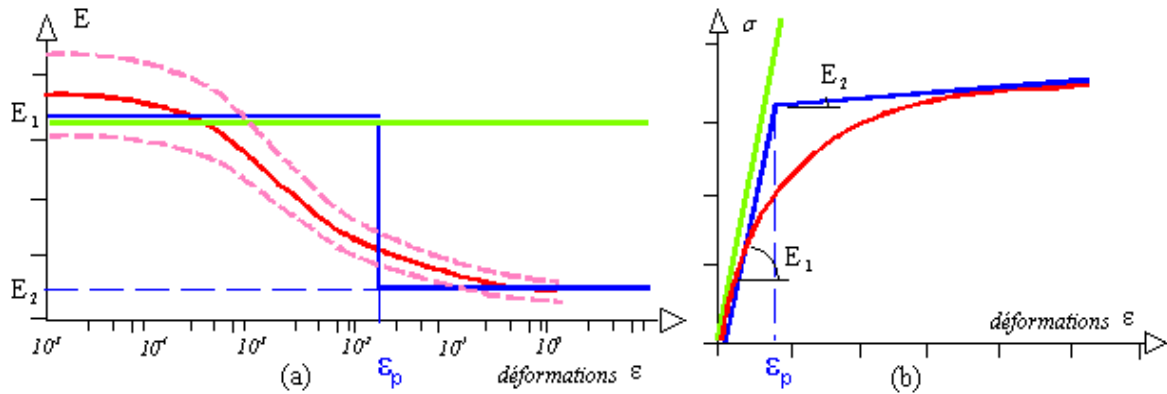


Figure 1. 4 : Capacité des lois à représenter l'évolution du module avec la déformation, d'après Belhannachi, (2010)

Plusieurs types de lois élastiques non linéaires ont été développés. Ces lois de comportement se basent sur une approximation hyperbolique des courbes de comportement contrainte déformation obtenues lors d'un essai triaxial de compression non drainé (Nguyen, 2008)

a. Modèle hyperbolique de Duncan :

L'origine des modèles hyperboliques se trouve dans les travaux de Kondner (1963) cité par (Nguyen, 2008), où le comportement est exprimé sous la forme :

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\varepsilon_1}{a + b\varepsilon_1} \quad [1.5]$$

Avec :

σ_1, σ_3 : contraintes principales majeure et mineure,

ε_1 : déformation axiale,

a, b : deux constantes déduites de l'essai triaxial. Elles se déterminent aisément :

$\frac{1}{a}$ est la pente initiale et $\frac{1}{b}$ est la valeur asymptotique de $(\sigma_1 - \sigma_3)$.

Duncan et Chang (1970) cité par (Nguyen, 2008) ont complété la loi hyperbolique proposée par Kondner en y introduisant le module tangent initial proposé par Janbu (1963) cité par (Nguyen, 2008) :

$$E_i = K_{ch} \cdot P_a \left(\frac{\sigma'_3}{P_a} \right)^n \quad [1.6]$$

avec :

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

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

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

b. Modèle hyperbolique de Hardin et Drnevich :

Hardin et Drnevich (1972) cité par (Nguyen, 2008) ont construit leur modèle en mettant l'expression hyperbolique proposée par Kondner (1963) cité par (Nguyen, 2008) sous la forme d'une relation entre la contrainte de cisaillement τ et la déformation de cisaillement γ :

$$\tau = \frac{\gamma}{\frac{1}{G_{max}} + \frac{\gamma}{\tau_{max}}} \quad [1.7]$$

avec :

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

$$\tau_{max} = \frac{3(p' \sin \phi' + c' \cos \phi')}{(3 - \sin \phi')} \quad [1.8]$$

avec :

p' : contrainte moyenne effective, égale à $p' = \frac{\sigma'_1 + 2\sigma'_3}{3}$
 c', ϕ' : cohésion et angle de frottement interne.

Les auteurs ont introduit la notion de déformation de cisaillement de référence de sorte que le module sécant est exprimé comme suit :

$$G_{séc} = \frac{\tau}{\gamma} = \frac{G_{max}}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_r}} \quad [1.9]$$

c. Modèle de Fahey et Carter :

Fahey (1991) a transformé la relation de Kondner cité par (Nguyen, 2008) pour faire apparaître le module de cisaillement :

$$G_{séc} = \frac{G_{max}}{1 - \frac{\tau}{\tau_{max}}} \quad [1.10]$$

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

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

Les études ont montré que la dégradation du module dans le modèle hyperbolique est moins rapide que pour les valeurs expérimentales sur essais monotones. L'adéquation est meilleure pour les essais cycliques.

Le modèle hyperbolique surévalue donc généralement le module sécant à un seuil de déformation donné. Toutefois, le principal défaut de la loi hyperbolique simple provient du fait qu'il est nécessaire d'atteindre une déformation infinie pour obtenir la contrainte de cisaillement maximal τ_{max} . Sinon, on n'atteint pas le critère de Mohr-Coulomb et, par-là même, on ne peut introduire la dilatance en plasticité. Cette combinaison « loi hyperbolique – critère » s'avère donc inutilisable. Pour améliorer l'approximation des courbes, Fahey et Carter ont ajouté un coefficient multiplicateur f et un exposant g pour pouvoir distordre l'hyperbole (Fahey et Carter, 1993) cité par (Nguyen, 2008) :

$$G_{séc} = G_{max} \left[1 - f \left(\frac{\tau}{\tau_{max}} \right)^g \right] \quad [1.11]$$

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

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

L'évolution du modèle de Fahey et Carter par rapport aux modèles hyperboliques plus classiques réside essentiellement dans l'apparition des deux paramètres f et g . Le modèle appartient à la famille des modèles hyperboliques, qui sont de façon générale bien adaptés aux matériaux pulvérulents. Cependant, en ajoutant les deux paramètres f et g , le modèle de Fahey et Carter est suffisamment flexible pour pouvoir être utilisé également dans des massifs des sols cohérents. (Nguyen, 2008)

1.5 Généralités sur les modules de déformation

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

Dans la première zone, désignée comme « élastique », le module atteint une valeur quasi indépendante du niveau de déformation.

Les déformations sont, dans cette zone, très petites. C'est la raison pour laquelle le module est généralement qualifié de « maximal » ou « initial » (E_{max}). Dans les zones suivantes, le module diminue avec la déformation.

Les courbes en partie monotone sont décrites par un module « sécant » (E_{sec}) défini par la pente de la droite reliant l'origine au point actuel et un module « tangent » (E_{tan}) déterminé par la pente de la courbe dans un voisinage du point. Dans les essais contenant des chargements cycliques, le module (E_{cyc}) est déterminé par la pente de la droite reliant les deux points d'inversion du sens de la déformation (figure 1.5). (Nguyen, 2008)

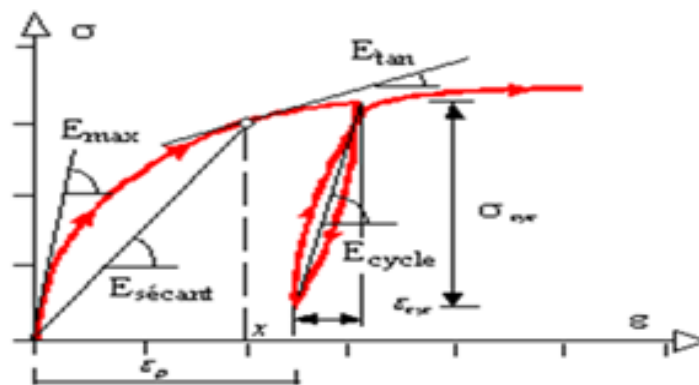


Figure 1.5 : Différents types de module de déformation, d'après Nguyen, (2008)

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

$$E_{sec} = \frac{\sigma - \sigma_0}{\varepsilon} \quad [1.12]$$

Module tangent :

$$E_{tan} = \frac{d\sigma}{d\varepsilon} \quad [1.13]$$

Module cyclique :

$$E_{cyc} = \frac{\sigma_{cyc}}{\varepsilon_{cyc}} \quad [1.14]$$

avec :

σ_0 , σ : contrainte initiale et à l'instant t.

ε : déformation à l'instant t.

$d\sigma$, $d\varepsilon$: incrément de la contrainte et de la déformation.

σ_{cyc} : contrainte de la phase déchargement – chargement.

ε_{cyc} : déformation cyclique.

1.6 Domaines d'utilisation des matériels d'essais pour la détermination des modules de déformation

Il est important de remarquer que chaque essai possède un champ d'application lié aux déformations qu'il génère pour solliciter le sol, déformations qui doivent être mises en rapport avec celles qui apparaissent lors de la réalisation des ouvrages ou au cours de leur vie. Sur la (figure 1.6), nous avons représenté le graphique classique de détermination des matériels de laboratoire, auxquels sont rajoutées les fourchettes d'utilisation des matériels employés sur le terrain. (Reiffsteck, 2002)

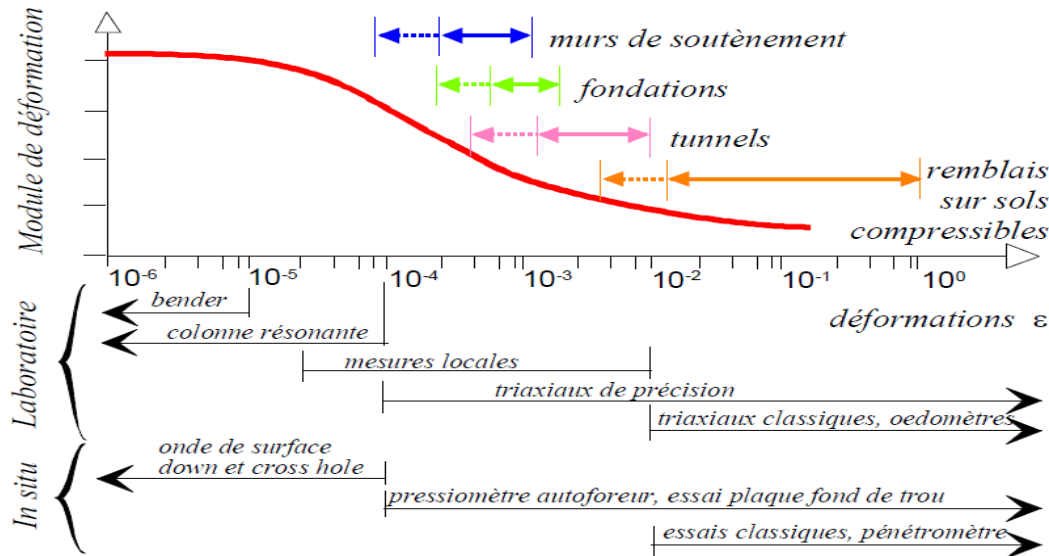


Figure 1.6 : Domaines d'utilisation des matériels d'essais pour la détermination des modules de déformation, d'après Reiffsteck, (2002)

1.7 Évolution du module en fonction de la déformation

La zone I, le noyau élastique est la région du véritable comportement élastique linéaire. Sa taille est difficile à déterminer pour la plupart des sols (figure 1.7.a). La déformation γ est probablement de l'ordre de $\epsilon = 10^{-5}$. La zone I est de nature cinématique. Une fois sa surface atteinte, elle suit l'état de contrainte lorsqu'il se déplace dans l'espace des contraintes. Les essais avec colonne résonante montrent que ce comportement est sans doute anisotrope. Il faut être prudent car l'anisotropie peut masquer une non-linéarité sous-jacente.

La zone II est la zone de déformations réversibles délimitée par la « surface d'état limite ». Dans cette région, la relation contrainte-déformation est non linéaire et hystérétique, mais les cycles complets de chargement-déchargement montrent une complète réversibilité (figure 1.7.a).

La zone III est la zone de non-réversibilité. Il s'agit d'une zone à proximité de la surface d'état limite où apparaît une irréversibilité des déformations. On peut la situer, sur la courbe représentant le module sécant (E ou G) en fonction de la déformation (ϵ_v ou γ), par la variation rapide du module (figures 1.6 et 1.7.b). Dans cette zone n'apparaît pas encore de dilatance ou de contractance notable.

Dans la pratique, on remarque que ces questions ne sont pas indépendantes de l'image que l'on se fait du comportement du sol et que l'on traduit par le modèle rhéologique choisi. Sur la (figure 1.7.c), nous avons représenté les trois modèles de complexité croissante que l'on peut utiliser pour modéliser un sol : une loi élastique linéaire, une loi élasto-plastique parfaite, une loi non-linéaire. (Reiffsteck, 2002)

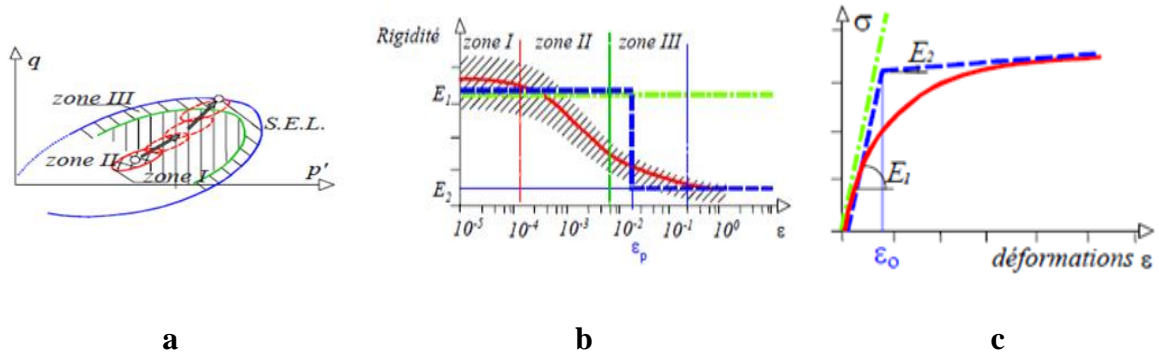


Figure 1.7 : Évolution du module en fonction de la déformation, d'après Reiffsteck, (2002)

1.8 Conclusion

Nos recherches ont mis en évidence l'importance de prendre en compte l'évolution des lois de comportement. Les recherches sur le comportement des matériaux ont conduit au développement de lois de types élastique linéaire (Hooke), élasto-plastique avec élasticité linéaire (Morh-Coulomb) ou élastique non linéaire (Fahey et Carter). Les notions d'état limite, et de surface de charge, ont été développées afin de décrire la transition entre le comportement élastique, plastique ou à la rupture des matériaux. Toutefois, la simplicité du comportement élastique ou élasto-plastique avec plasticité parfaite fait qu'il est encore très utilisé pour analyser les mouvements des massifs de sols et des ouvrages dans la pratique de l'ingénierie géotechnique.

DÉTERMINATION DES MODULES DE DÉFORMATION : ASPECTS EXPÉRIMENTAUX

2.1 Introduction

Les essais en laboratoire se sont considérablement diversifiés et sont devenus extrêmement variés au cours des dernières décennies, ainsi, une attention particulière a été donnée aux essais à échelle réduite pour les ouvrages et installations sensibles. Ces essais permettent l'exploration de champs de déformations et contraintes les plus infimes.

2.2 Les essais de laboratoire

2.2.1 Les essais de cisaillement direct

Ces essais fortement non-homogènes, du fait de leur configuration, se caractérisent par un appareil composé de deux boîtes superposées que l'on déplace horizontalement l'une par rapport à l'autre, de manière à cisainer le sol sur un plan imposé et sous une contrainte verticale. Les déplacements s se localisent sur l'épaisseur de la couche limite mobilisée au niveau du plan de rupture, ((Habib (1984) cité par (Meribout, 2008)) a pu montrer les différences entre la contrainte moyenne mesurée et la contrainte maximale de cisaillement agissant sur le plan de glissement. Les déformations et les contraintes de cisaillement n'étant pas réparties uniformément sur la surface, des ruptures progressives apparaissent commençant aux bords de l'échantillon. (Meribout, 2008)

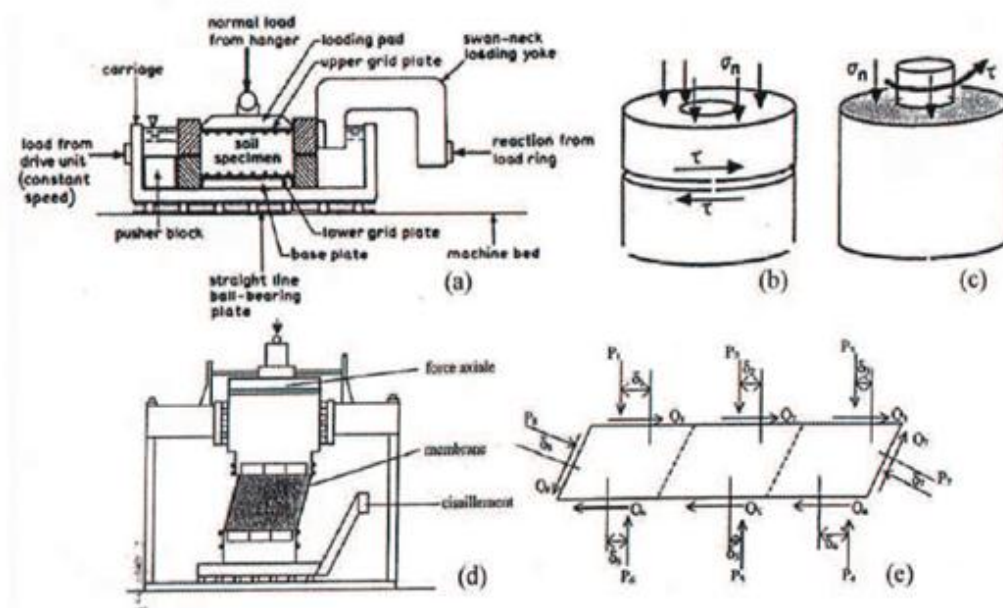


Figure 2.1 : Essais de cisaillement direct, d'après Meribout, (2008)

2.2.2 Essais de chargement oedométrique

L'essai de chargement unidimensionnel tire son origine de la nécessité d'évaluer les tassements d'un sol sous le poids d'ouvrages. Cet essai, appelé « essai oedométrique », soumet à des charges verticales un échantillon de sol drainé suivant cette direction et maintenu latéralement par une paroi rigide appelée bague ou anneau oedométrique (figure 2.2).

Le chargement oedométrique se fait sur un appareil standard à balancier, selon une progression géométrique. Chaque palier de chargement est maintenu jusqu'à stabilisation ou jusqu'à un temps arbitrairement défini. Cette relation entre le tassement et le temps est utilisée pour caractériser la consolidation des sols. La courbe reliant les charges aux tassements obtenus est la courbe de compressibilité oedométrique. L'objectif est alors de déterminer le point d'inflexion de cette courbe, qui sépare la partie initiale ou élastique de la partie finale ou plastique. Ce point d'inflexion donne la valeur de la pression de préconsolidation du sol.

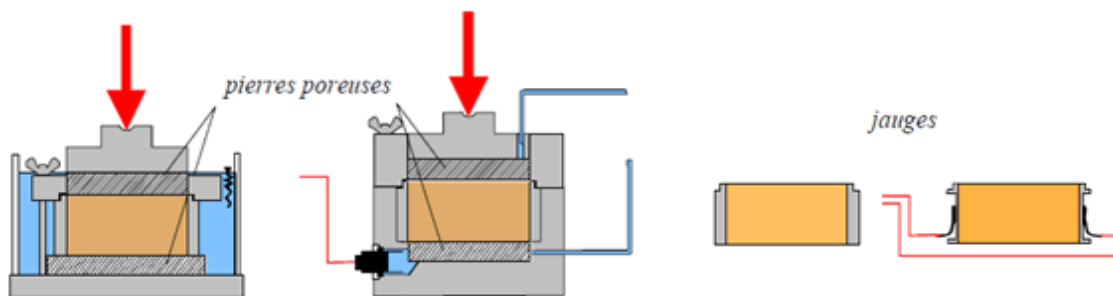


Figure 2.2 : Cellule ouverte et cellule fermée, bague oedométrique standard et instrumentée pour essai K_0 , d'après Reiffsteck, (2002)

La cellule oedométrique peut être fermée, ce qui autorise l'application d'une contrepression. L'amélioration de la saturation facilite l'interprétation des courbes de tassement. L'application des charges par ajout de masses peut être remplacée par des systèmes hydrauliques ou pneumatiques. Le chargement peut aussi être effectué de manière continue avec une vitesse de déplacement constante, on parle alors d'oedomètre à déformations contrôlées. Les résultats sont équivalents à l'essai avec chargement par paliers.

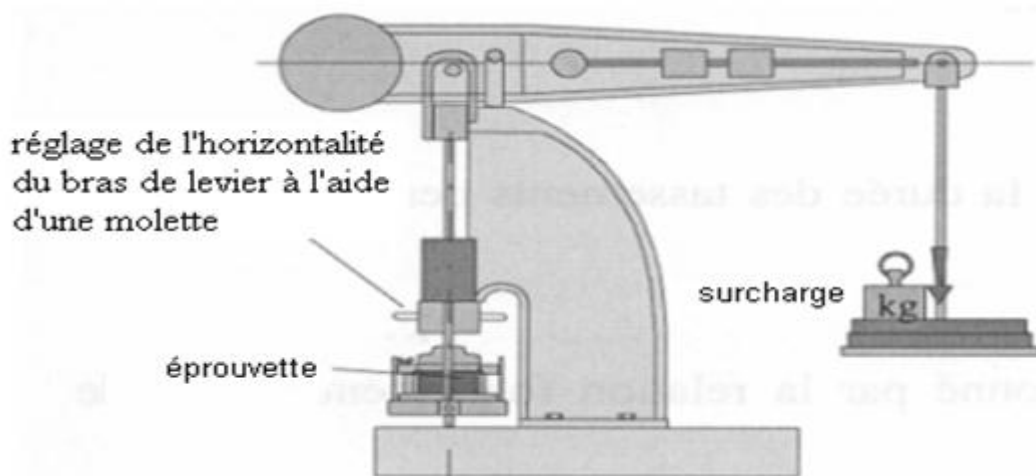


Figure 2.3 : Mise en œuvre de l'essai oedométrique, d'après Nguyen, (2008)

2.2.3 Essais au triaxial de révolution

Cet essai standard, consiste à réaliser une compression/ traction axiale sur un échantillon cylindrique de sol (couvert d'une membrane), confiné latéralement dans une cellule par de l'eau ou de l'air comprimé. Ceci a comme incidence la création d'un déviateur de contraintes. (Meribout, 2008)

Depuis son perfectionnement par Bishop et ses collaborateurs, l'appareillage d'essai triaxial a été par la suite surtout étudié et amélioré au niveau de la prise en compte des facteurs d'erreurs : frottement au niveau du piston, dilatation des tuyaux, fuite des robinets, déformée durant l'essai et à la rupture, contrainte de confinement créée par la membrane ou résistance du papier (Reiffsteck, 2002) (figure 2.4).

Toutefois la plus grande évolution qu'a subie cet appareillage, est liée à l'émergence de l'informatique. En effet, l'informatique a permis de transformer l'essai triaxial en un essai asservi où l'application des forces et des pressions ou des déplacements se fait de manière automatisée. Les interactions des différents actionneurs sont prises en charge par des fonctions PID sophistiquées. L'essai peut ainsi être totalement automatisé, les différentes phases : saturation de l'éprouvette, mesure du coefficient de Skempton B, consolidation et finalement cisaillement UU, CU+u ou CD pouvant s'enchaîner sans intervention de l'opérateur. (Reiffsteck, 2002)

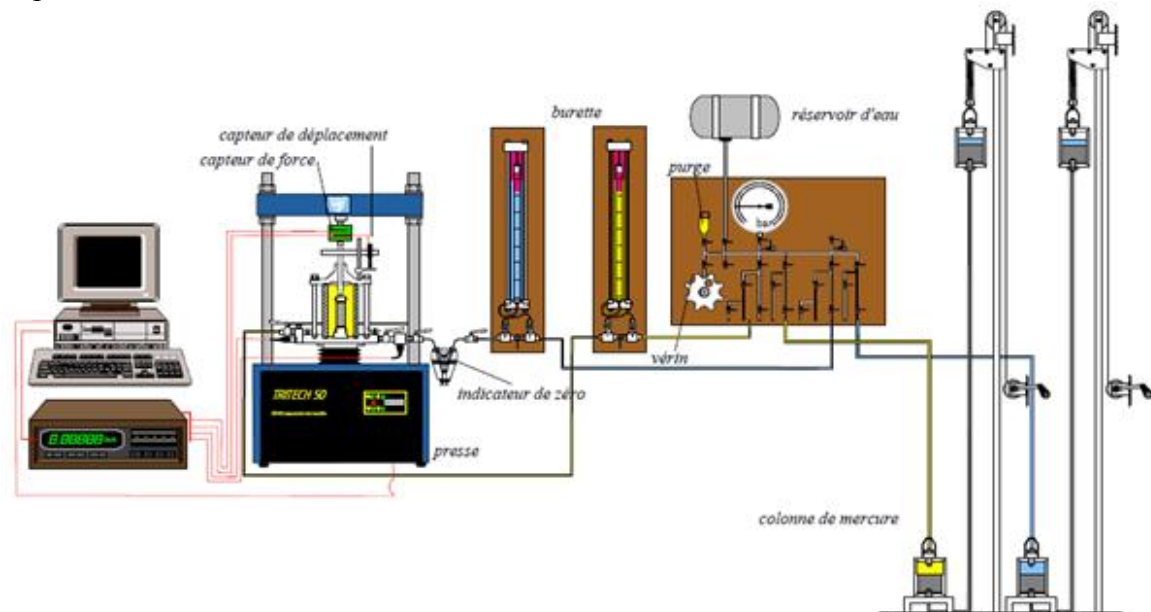


Figure 2.4 : Architecture d'un appareillage triaxial classique, d'après Reiffsteck, (2002)

L'apparition de cellules triaxiales d'une nouvelle conception et de vérins automatisés appelés « contrôleurs de pression-volume » qui ont remplacé les colonnes de mercure, burettes et indicateurs de zéro, ont permis de simplifier encore plus les procédures de mise en place et d'essai ((Bishop et Wesley, 1975) cité par (Reiffsteck, 2002)) (figure 2.5). Les essais spécifiques : extension, K_0 , à chemin de contraintes dans le plan (p' , q), s'effectuent avec des montages additionnels simples. (Reiffsteck, 2002)

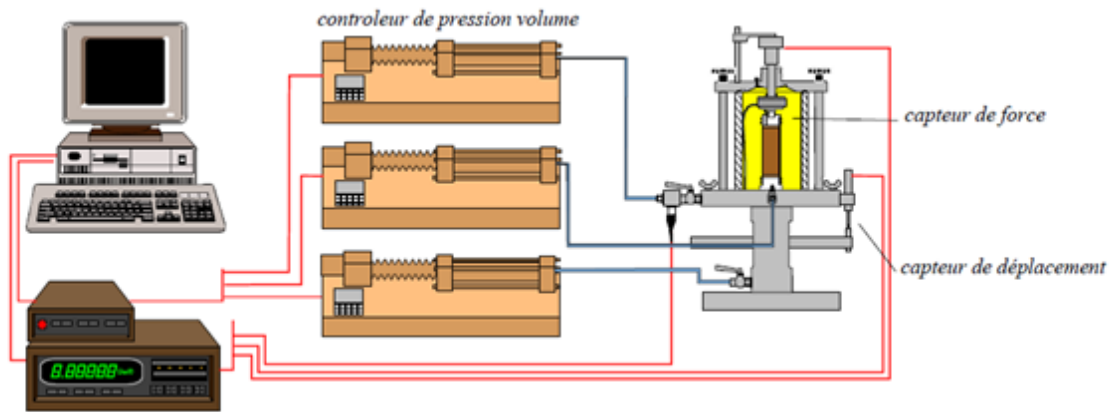


Figure 2.5 : Architecture d'un essai triaxial asservi, d'après Reiffsteck, (2002)

Mais, depuis une vingtaine d'années, l'importance de la connaissance du comportement en petites déformations a contribué à la réalisation de nombreux dispositifs de mesure des déformations locales et à placer la mesure de la force et de la pression interstitielle au plus près de l'éprouvette.

Il est alors possible de s'affranchir de possibles rotations du chapeau de l'éprouvette ou des frottements du piston (figure 2.6). On place pour cela des dispositifs de mesure sur un diamètre et sur une ou plusieurs génératrices de l'éprouvette (figure 2.6). Ces dispositifs doivent combiner rigidité et légèreté et suivre des points bien définis de l'éprouvette. Ces mesures permettent également la connaissance des modules anisotropes. (Reiffsteck, 2002)

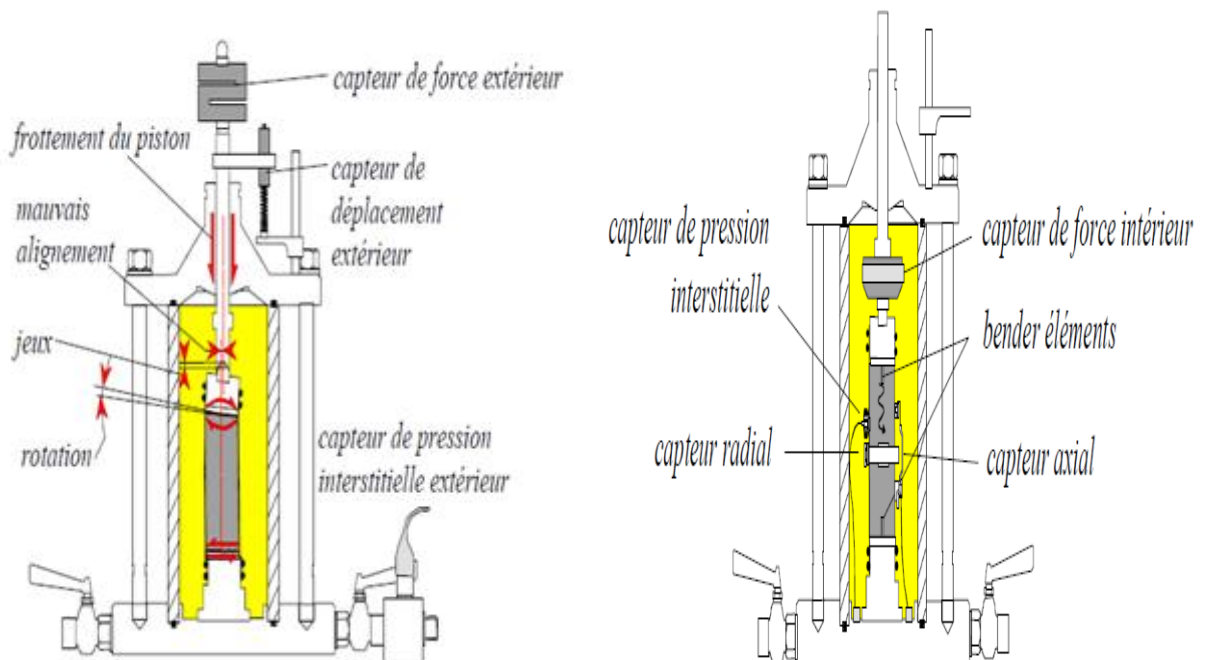


Figure 2.6 : Évolution de la mesure dans l'appareil triaxial, d'après Reiffsteck, (2002)

2.2.4 Colonne résonante

Les premiers essais à la colonne résonante réalisés sur des éprouvettes de sol remontent aux années 1930, lorsque Ishimoto et Lida (1937) cité par (Reiffsteck, 2002) commencèrent à appliquer des vibrations longitudinales et transversales à des argiles et des limons non saturés.

Toutefois, les colonnes résonantes connurent un nouvel essor à partir des années 1960, notamment avec l'oscillateur de Hardin (Hardin et Richart, 1963) cité par (Reiffsteck, 2002), modifié en 1966 afin de déterminer le module de cisaillement à partir d'un état de contrainte anisotrope ((Hardin et Drnevich, 1972a) cité par (Reiffsteck, 2002)).

Depuis lors, les appareillages n'ont cessé de se perfectionner et ce type d'essai fait partie des essais classiques de laboratoire pratiqués dans de nombreux pays à forts risques sismiques.

Le principe de l'essai consiste à mettre en vibration forcée une éprouvette cylindrique généralement creuse et à ajuster la fréquence d'excitation jusqu'à obtenir la résonance de cette éprouvette. La sollicitation est appliquée par l'intermédiaire de bobines électriques placées dans un champ d'aimant permanent (figure 2.7).

Les vibrations appliquées peuvent être de nature longitudinale, transversale ou de torsion. Les vibrations utilisées par la colonne résonante sont en général longitudinales ou de torsion.

La connaissance de cette résonance permet de déterminer le module de cisaillement et aussi de calculer la distorsion de l'éprouvette. Il est possible de mesurer les modules dynamiques du sol sous les sollicitations vibratoires décrites précédemment pour des amplitudes inférieures à 10^{-4} . Le sol reste alors dans le domaine élastique et l'essai est non destructif, ce qui permet de réaliser sur la même éprouvette plusieurs essais en changeant les conditions ambiantes (température, contrainte)

La relation contrainte-déformation de l'éprouvette testée par l'essai de la colonne résonante est définie par la courbe d'hystérésis. La fréquence de résonance est totalement indépendante de l'amortissement.

Le module de cisaillement est défini comme le module d'élasticité uniforme de cisaillement pour les mêmes masses, densité et dimensions de l'éprouvette de sol. Ce module correspond à la ligne inclinée (pente de la droite) joignant les deux extrémités de la courbe d'hystérésis (contrainte-déformation) ((Hardin et Drnevich, 1972 a et b) cité par (Reiffsteck, 2002))

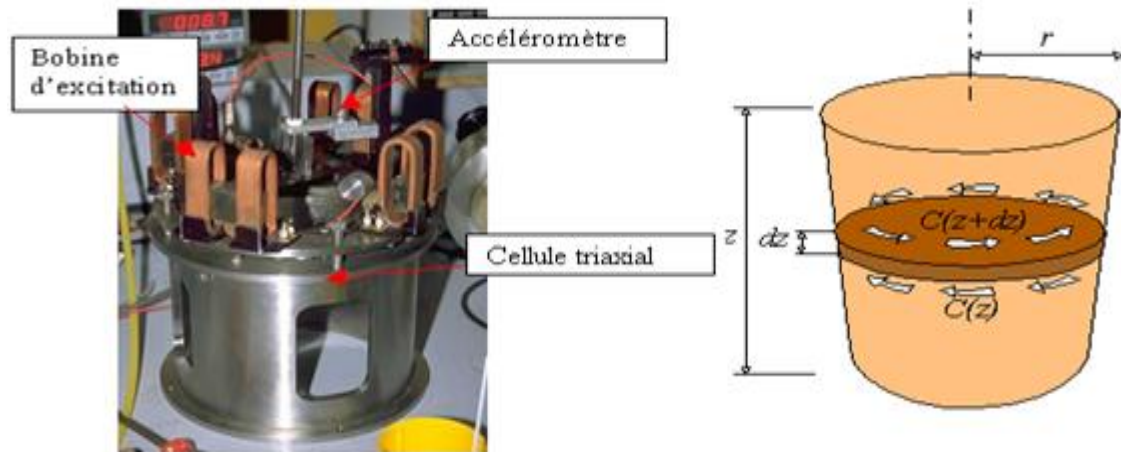


Figure 2.7 : Essai à la colonne résonante, d'après Nguyen, (2008)

2.2.5 Essais de propagation d'ondes par cristaux piézo-électriques

Parmi les nombreuses méthodes utilisées pour la détermination des paramètres initiaux, les mesures par impulsions de très faibles amplitudes tendent à se généraliser.

Le principe consiste à mesurer le temps de parcours du signal en fonction de la distance entre émetteur et récepteur. L'excitation est provoquée en général par des systèmes mécaniques, électromécaniques ou le plus souvent piézo-électriques. Le signal est détecté par des capteurs de vitesse, d'accélération ou de pression. Les ondes ainsi engendrées sont de deux types : longitudinales (ondes de compression) ou transversales (ondes de cisaillement).

La technique la plus répandue repose sur les propriétés piézo-électriques de certains matériaux (le quartz, par exemple), qui ont la capacité de convertir une énergie mécanique en une énergie électrique et réciproquement. Leur première application dans le cas des sols remonte aux années 1960 avec des capteurs de cisaillement plans, puis apparurent les cristaux piézo-électriques ou bender.

Les bender éléments sont utilisés pour la mesure de la vitesse de l'onde de cisaillement V_s au sein de l'éprouvette de sol. Le module de cisaillement maximal G_{\max} est déterminé par la relation :

$$G_{\max} = \rho V_s^2 \quad \lambda + 2G = \rho V_p^2 \quad [2.1]$$

Il est possible aussi de monter les capteurs piézoélectriques de manière à mesurer la vitesse de propagation des ondes de compression.

Les mesures semblent toutefois dépendre de la nature du squelette du sol. Les ondes de compression P semblent se propager d'autant plus facilement que les particules du sol sont en contact direct, ce qui est le cas des sables, alors que, pour les argiles, les résultats sont plus difficiles à interpréter (Reiffsteck, 2002).

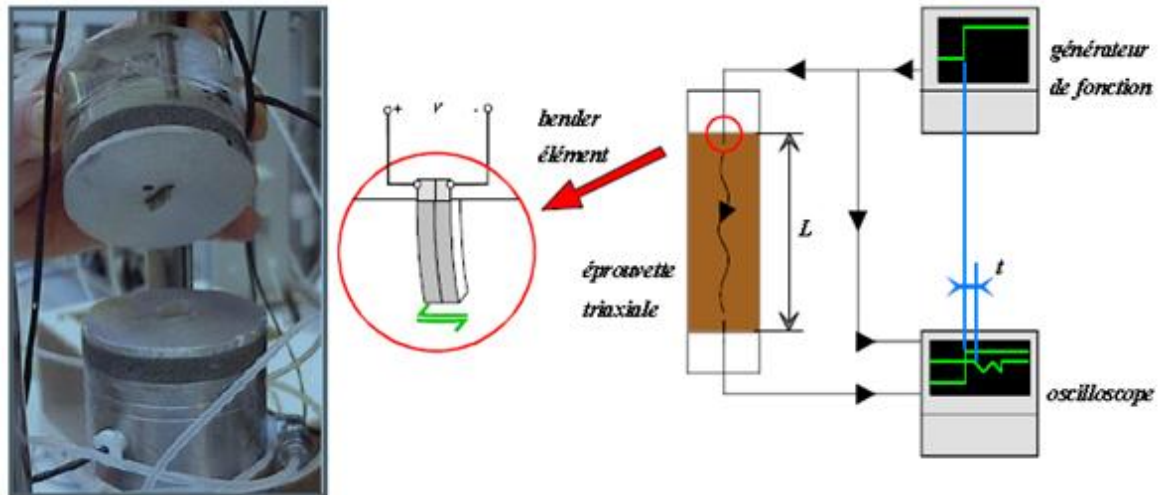


Figure 2.8 : Schéma de l'essai par éléments piézo-électriques, d'après Reiffsteck, (2002)

2.3 Essais in-situ

2.3.1 Essais de pénétration

Les essais de pénétration peuvent être réalisés par fonçage d'une pointe conique (pénétrömètre statique), par battage à l'aide d'un mouton d'une pointe conique (pénétrömètre dynamique) ou par battage à l'aide d'un mouton d'un carottier (essai de pénétration au carottier plus connu sous l'acronyme SPT). Les premières améliorations de l'essai au pénétrömètre statique qui est généralement privilégié pour les études de fondations dans la pratique européenne, ont surtout porté sur la capacité de dissocier la résistance de pointe du frottement latéral.

Les pointes actuelles comportent à l'arrière du cône un capteur piézométrique. Le pénétrömètre du fait de sa souplesse d'utilisation a ensuite fait l'objet de nombreuses variantes ou systèmes dérivés devenant ainsi piézocône si l'on y intègre un à plusieurs capteurs de pression interstitielle, sismocône pour un accéléromètre (Reiffsteck, 2002)

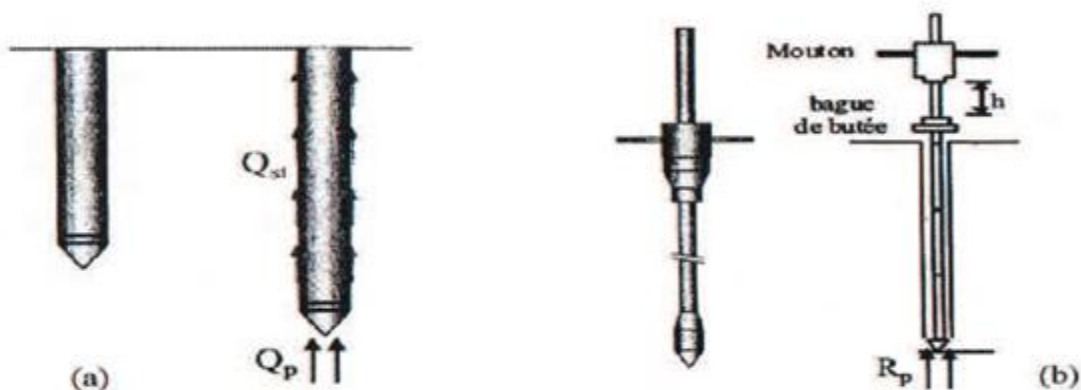


Figure 2.9 : Principe du travail pénétromètre, d'après Meribout, (2008)

2.3.2 Essais de cisaillement

Les essais de cisaillements consistent à déterminer les caractéristiques de résistance des sols en imposant une contrainte de cisaillement soit par traction ou arrachement vertical de l'appareil soit par rotation autour de son axe.

Le scissomètre est l'essai de cisaillement le plus répandu, le cisaillement étant réalisé par rotation des pales rectangulaires. Son utilisation est fréquente pour la détermination de la cohésion non drainée des argiles qui est reliée au couple de torsion appliqué.

Selon Tavenas et Leroueil (1987) cité par (Meribout, 2008) , les effets de la géométrie particulière de l'appareil sur le frottement, la distribution non uniforme des contraintes ou encore sur la rupture progressive du sol (qui peut avoir lieu au cours du cisaillement), sont mal connus et rendent difficile l'interprétation des résultats. (Meribout, 2008)

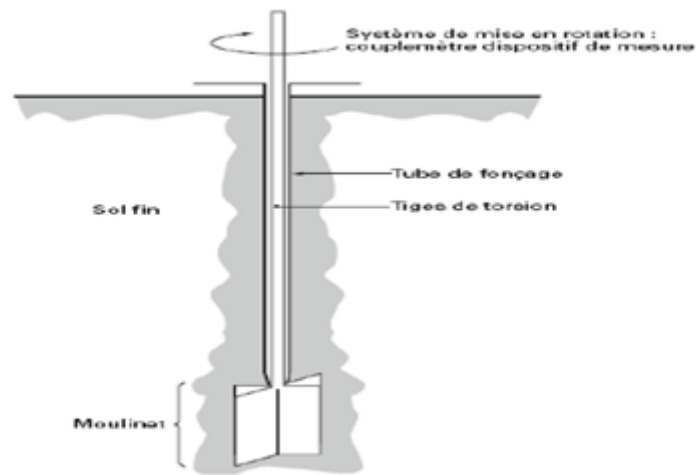


Figure 2.10 : scissomètre à hélices, d'après Meribout, (2008)

Le scissomètre auto foreur développé par ((Baguelin et Jézéquel) en 1973 cité par (Reiffsteck, 2002)), consiste à descendre une sonde par autoforage pour réduire au maximum les effets de remaniement de sol. Suivant le même principe que le scissomètre, le cisaillement est appliqué par rotation de la partie cylindrique munie de pales et le couple torsion avec l'angle de rotation sont mesurés.

Le phacomètre reproduit le principe des premiers essais de cisaillement en forage développé aux Etats -Unis sous le nom de « borehole shear test » selon Reiffsteck (2002). Il consiste à dilater dans un forage préalable une sonde munie d'aspérités qui pénètrent dans le sol. La résistance au cisaillement du sol est alors mesurée lors de l'arrachement vertical de la sonde.

2.3.3 Essai à la plaque et essai de fondation

L'essai consiste à charger et décharger la surface du sol par une plaque rigide qui produit un tassement uniforme en surface (figure 2.11.a) ou dans un forage (essai de fondation) et à mesurer le tassement du sol situé à l'aplomb du centre de gravité de la plaque rigide chargée. Pour cela on utilise une plaque que l'on sollicite avec un vérin placé sous l'essieu d'un camion servant de massif de réaction. Le déplacement est mesuré à l'aide d'un appareil spécifique appelé poutre Benkelman destinée à amplifier le déplacement (figure 2.11.b).

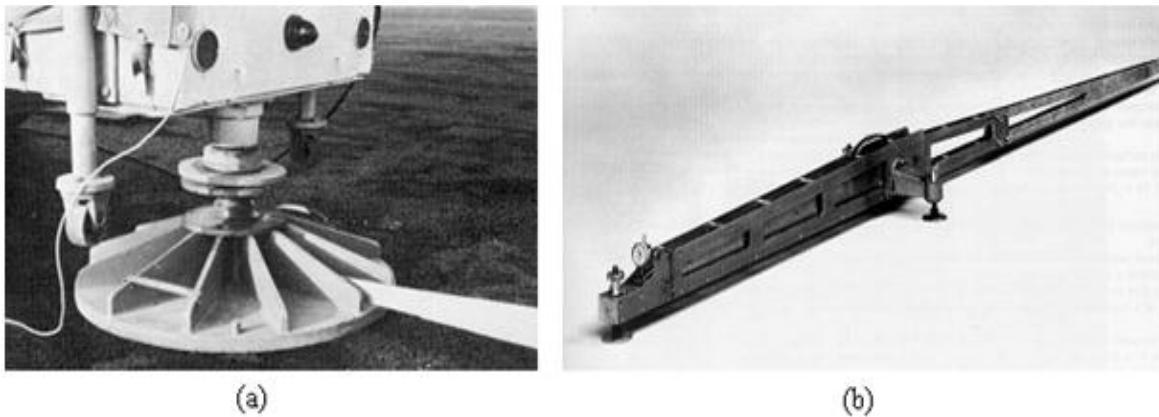


Figure 2.11 : Essai de plaque, d'après Nguyen, (2008)

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

Après un déchargement en moins de 5 secondes, on recharge la plaque à la même vitesse jusqu'à une pression de 0,2 MPa. Les tassements de la plaque au premier, au deuxième chargement et au déchargement sont notés (figure 2.12).

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

$$E_{\text{plaque}} = \frac{\pi}{4} (1 - \nu^2) \frac{P D}{z_2} \quad [2.2]$$

avec :

- P : charge appliquée.
- D : diamètre de la plaque rigide.
- ν : coefficient de Poisson.

z_2 : tassement de la plaque lors de deuxième chargement, $z_2 = z_1 - z_0$.
(Nguyen, 2008)

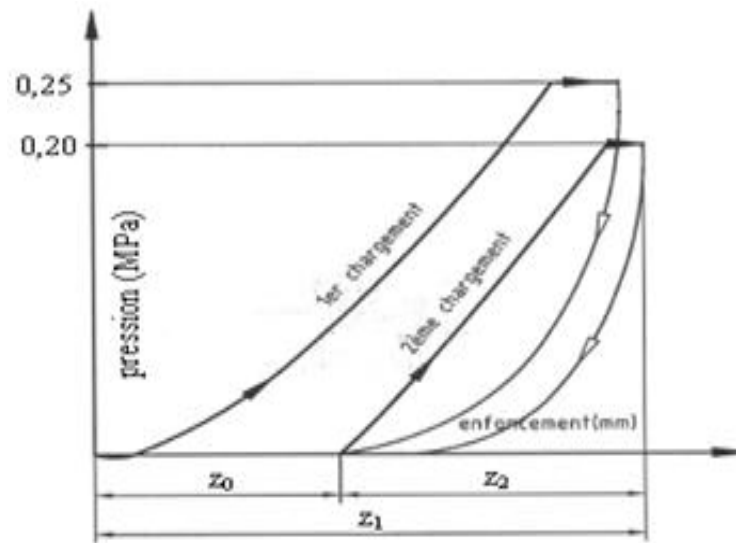


Figure 2.12 : Principe d'un essai de plaque, d'après Nguyen, (2008)

2.3.4 Essais d'expansion

2.3.4.1 Essai pressiométrique

Initié par Kögler (Kögler, 1933) cité par (Reiffsteck, 2002), l'emploi de l'essai d'expansion d'une sonde cylindrique pour mesurer les caractéristiques des sols ne prendra son essor actuel que sous l'impulsion de Ménard.

Le 19 janvier 1955, Ménard dépose à Paris un brevet d'invention N° 1.117.983, cité par (Reiffsteck, 2002) commençant par « La présente invention concerne un appareil dénommé « pressiomètre » destiné à l'expérimentation d'un terrain in situ en vue de la détermination subséquente des caractéristiques principales de ce terrain, (...).

Selon l'invention, le principe de l'expérimentation in situ consiste à introduire dans un trou de sondage, à des profondeurs échelonnées, une cellule cylindrique déformable diamétralement, de diamètre correspondant à celui du trou de sondage et sans réaction élastique propre, que l'on gonfle à la demande et conformément à un programme « pression-temps » approprié, avec un fluide incompressible» (Ménard, 1955) cité par (Reiffsteck, 2002)

Comme l'indique clairement le brevet, l'essai pressiométrique Ménard consiste à dilater radialement dans le sol une sonde cylindrique et à déterminer la relation entre la pression appliquée sur le sol et le déplacement de la paroi de la sonde (figure 2.13a). L'essai pressiométrique Ménard peut être réalisé dans tous les types de sols saturés ou non, y compris dans les roches tendres (avec plus d'incertitude) et les remblais. (Reiffsteck, 2002)

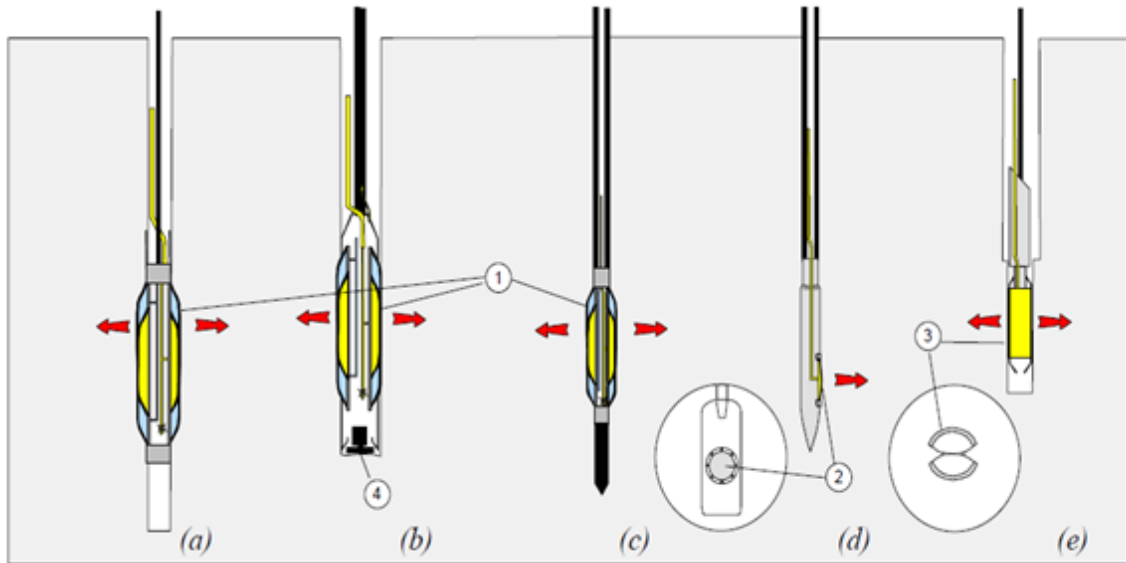


Figure 2.13 : (a) Pressiomètre Ménard ; (b) pressiomètre autoforeur ; (c) pressio pénétromètre (1 : membrane et gaine, 4 : module d'autoforage) ; (d) dilatomètre Marchetti (2 : membrane flexible) ; (e) essai de pression en forage (3 : coquilles métalliques), d'après Reiffsteck, (2002)

2.3.4.2 Essai pressiométrique autoforeur

Les développeurs de l'essai pressiométrique autoforeur ont tenté d'éliminer le remaniement dû au forage préalable à l'essai pressiométrique Ménard par l'utilisation de l'autoforage, qui permet la pénétration de la sonde dans le terrain par désagrégation à l'avancement du sol qui entre à l'intérieur de la trousse coupante (noté 4 sur la figure 2.13b).

Un outil rotatif l'y détruit et les sédiments sont remontés à la surface grâce à l'injection de fluide sous pression. De ce fait, l'appareil crée son trou de forage à l'avancement et le sol vient en contact avec le module de mesure avec un très faible remaniement dû frottement. La membrane doit être dans l'exact alignement de la trousse coupante. La déformation radiale peut être mesurée soit par la mesure locale des déplacements radiaux à l'aide de palpeurs, soit par la mesure du volume global.

L'équipement de la sonde pressiométrique autoforée de capteurs de pression interstitielle permet de suivre la diminution des pressions interstitielles créées par l'autoforage et de calculer les contraintes effectives. Après cette période de consolidation appelée relaxation, la contrainte appliquée sur la sonde est proche de la contrainte horizontale en place.

L'essai d'expansion est alors réalisé et suivi au niveau de la membrane par des capteurs locaux et par le volume injecté dans la sonde par le contrôleur de pression volume.

Cet essai comporte généralement un cycle de charge-décharge et un déchargement complet. (Reiffsteck, 2002)

2.3.4.3 Essai au pressio-pénétromètre

Cet essai consiste à foncer une sonde préssiométrique fixée à un train de tiges terminé par une pointe conique (figure 2.13c). Cet essai cumule donc les informations provenant d'un essai de pénétration statique et d'un essai préssiométrique cité par (Reiffsteck, 2002) .

Il est possible de tester avec le pressiomètre une zone reconnue comme intéressante par la pointe électrique lors du fonçage. Comme pour le pressiomètre autoforeur, la membrane est dans l'alignement de la section extérieure de la pointe. La procédure d'essai consiste à faire un chargement comportant plusieurs cycles de charge-décharge. Le premier chargement est destiné à effacer le remaniement dû à la mise en place de la sonde. (Reiffsteck, 2002)

2.3.4.4 Essai de mesure de la pression latérale

a. Essai au dilatomètre Marchetti

L'essai consiste à enfoncer dans le sol, comme dans le cas du pénétromètre statique, une sonde en forme de lame épaisse (Marchetti, 1975) cité par (Reiffsteck, 2002) . Sur cette sonde, une membrane circulaire est fixée et on mesure la pression initiale de contact après fonçage, la pression nécessaire pour atteindre une valeur de déflexion de la membrane millimétrique puis la pression après retour en position initiale (notée 2 sur la figure 2.13d).

La plupart des paramètres sont déduits par corrélation des informations procurées par cette mesure. Malgré sa facilité d'usage, l'absence de modèle théorique applicable à cet essai en a limité la popularisation. Il n'a pu s'implanter dans les pays où des pratiques nationales telles que le pressiomètre existait. (Reiffsteck, 2002)

b. Essai passif

Le fonçage en place d'un capteur de pression totale en évitant le remaniement peut être un moyen simple et efficace de mesurer la contrainte totale en place. Il est nécessaire pour cela d'attendre la dissipation des pressions interstitielles apparues à la mise en place. Ce capteur peut également être placé sur une sonde autoforeuse ((Baguelin et al., 1977) cité par (Reiffsteck, 2002))

2.3.5 Essais triaxiaux in situ

Récemment des essais triaxiaux in situ ont été développés simultanément au Japon et en France. Ces essais tentent de recréer in situ un état de contrainte homogène similaire à celui de l'essai triaxial de laboratoire.

La réalisation d'un essai au moyen de ces sondes est simple : la cellule de pression latérale est remplie d'un fluide, ce qui permet d'appliquer à l'éprouvette une contrainte horizontale et, par l'intermédiaire d'un piston, on applique à l'éprouvette une contrainte axiale qui croît jusqu'à la rupture de l'éprouvette par cisaillement. De par leur conception, ces appareils offrent la possibilité d'imposer des chemins de contraintes par l'asservissement du piston et de la cellule de pression latérale.

Les essais développés au Japon sont destinés principalement aux roches et aux sols raides et découlent de l'essai de surcarottage (Tani, 1999) cité par (Reiffsteck, 2002). Les deux premiers sont réalisés à partir de la surface. La force verticale développée par la force de confinement dans le premier essai exige une réaction par ancrage. Cette force disparaît dans le second essai, où une enceinte métallique suffit à confiner la pression cellulaire.

Le dernier essai consiste à réaliser une éprouvette cylindrique creuse ce qui autorise la réalisation d'une simulation de l'essai d'expansion d'une cavité cylindrique. Les dimensions importantes de l'essai permettent de mettre en place aisément un système de mesure des déplacements. (Reiffsteck, 2002)

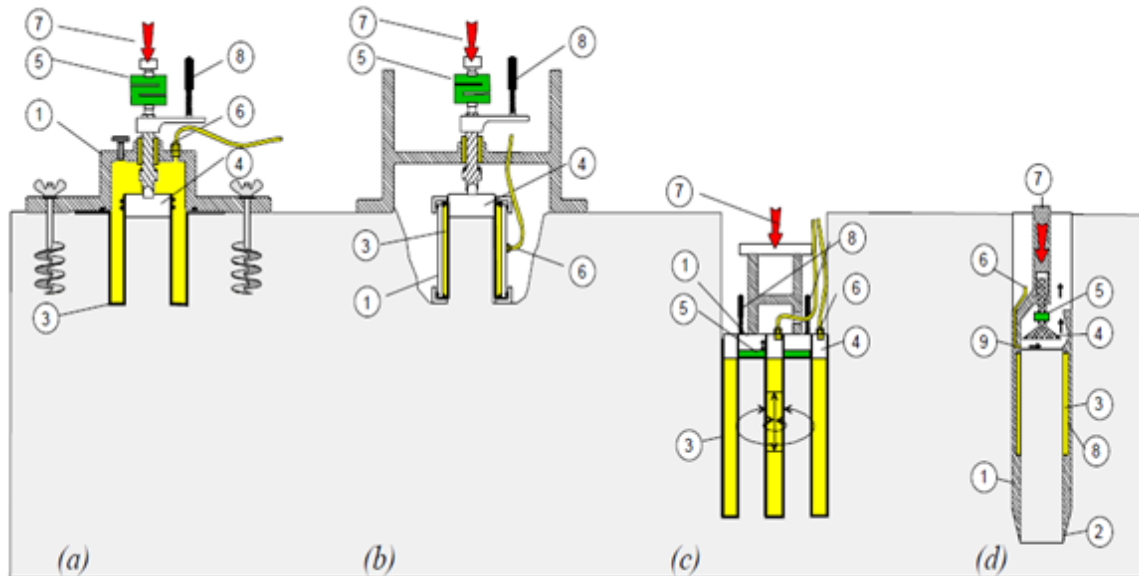


Figure 2.14 : Essai triaxial in situ : a. brevet Ishibashi, b. brevet Fukushima, c. brevet CRIEPI (d'après Tani, 1999), d. brevet LCPC, d'après Reiffsteck, (2002)

(1 : enceinte, 2 : trousse coupante, 3 : membrane, 4 : chapeau, 5 : capteur de force, 6 : tuyauterie, 7 : chargement, 8 : capteur de déplacement, 9 : désagrégation)

2.4 Essais géophysique

2.4.1 Méthodes de vitesses d'ondes sismiques en forage

2.4.1.1 Sismique Cross-Hole

Principe général de la mesure Cette méthode vise à mesurer la vitesse des ondes sismiques à partir d'une instrumentation mise en œuvre dans des forages. On utilise de préférence 3 forages alignés et espacés d'une distance de l'ordre de 4 à 5 mètres (voir figure 2.15).

A chaque essai, la source et les sondes de réception se trouvent à la même cote. L'acquisition des signaux sismiques se fait par un enregistreur situé en surface. (Ferber, 2003)

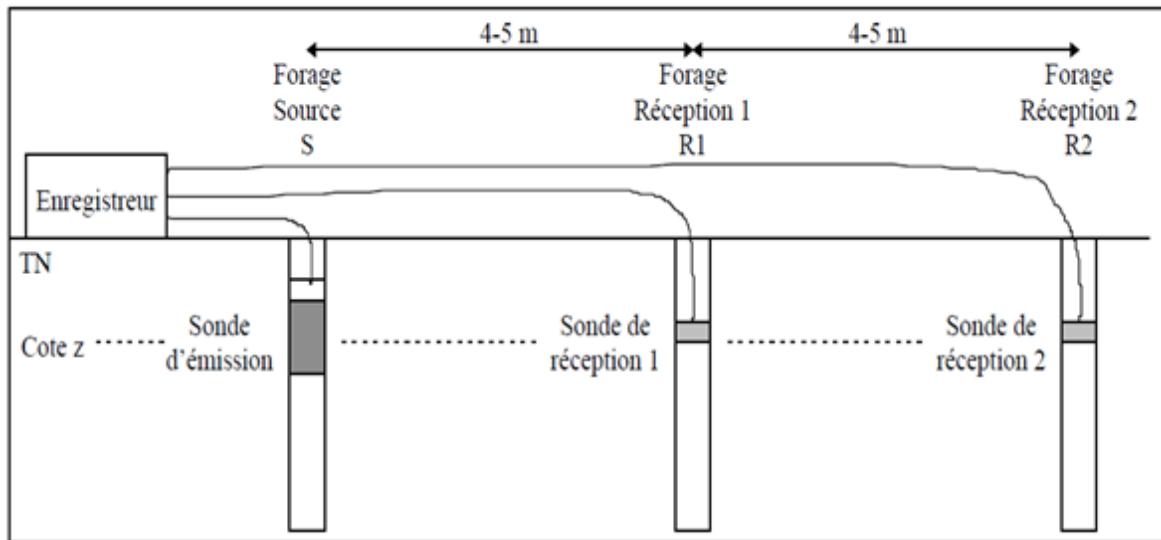


Figure 2.15 : Schéma général du dispositif Cross-Hole, d'après Ferber, (2003)

2.4.1.2 Sismique Down – Hole

a. Principe général de la mesure

Cette méthode vise à mesurer la vitesse des ondes sismiques entre une source située en surface et une sonde de réception située dans un forage. La source se trouve à la même position pour tous les essais. En revanche, à chaque essai correspond une profondeur différente de la sonde de réception (figure 2.16). L'acquisition des signaux sismiques se fait par un enregistreur situé en surface. (Ferber, 2003)

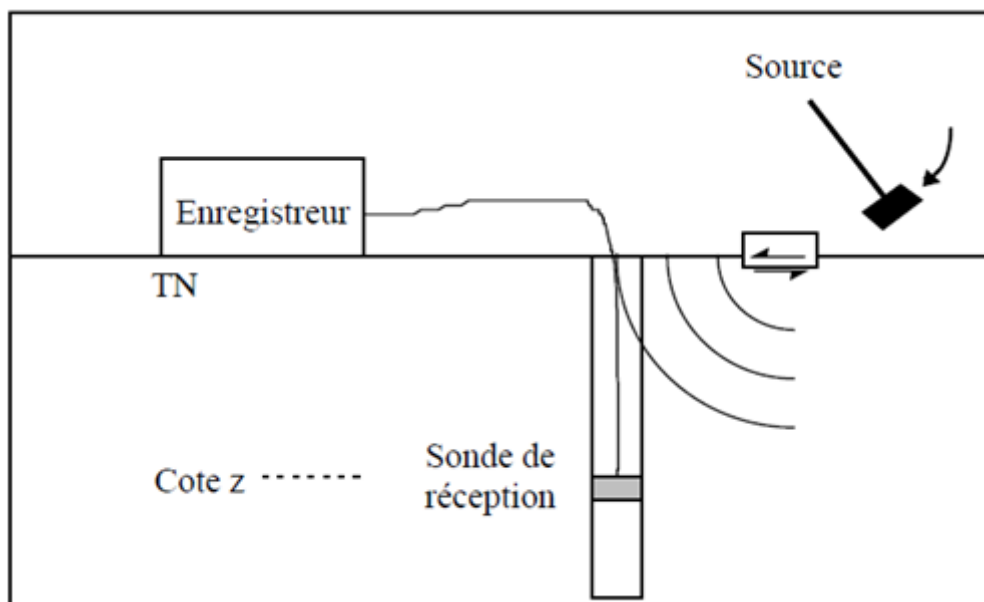


Figure 2.16 : Schéma général du dispositif Down-Hole, d'après Ferber, (2003)

2.4.2 Mesures des vitesses d'ondes de Rayleigh par la méthode SASW

2.4.2.1 La méthode SASW

La méthode SASW a été développée pour remédier aux inconvénients pratiques posés par la méthode précédente (Steady State Rayleigh Wave) qui mettait en oeuvre une source encombrante de type vibreur et un grand nombre de capteurs. Elle est pratiquée actuellement dans le domaine du contrôle non destructif en génie civil mais ses caractéristiques de mise en oeuvre lui confèrent de nombreux avantages pour s'implanter plus amplement dans le domaine de la reconnaissance en géotechnique. Cette méthode repose sur les hypothèses suivantes :

Hypothèse 1 : les seules ondes mesurées sur le terrain sont les ondes de surface. Pour s'affranchir de l'influence des autres types d'ondes (ondes de compression et de cisaillement), on doit respecter une distance entre la source et les capteurs de manière à assurer le maximum d'atténuation de ces ondes ;

Hypothèse 2 : la mesure correspond à la propagation exclusive du premier mode, qui est effectivement le mode qui domine les autres (la notion de mode de propagation vient du fait que la solution du système de propagation d'onde n'est pas unique. C'est la solution qui a la fréquence la plus faible qui est appelée premier mode).

Sur la base de ces hypothèses, l'objectif de la méthode SASW est d'effectuer les mesures qui permettront de déterminer la courbe de dispersion des ondes de Rayleigh sur le site étudié. Il s'agit donc de déterminer la vitesse de phase pour différentes fréquences (c'est la courbe de dispersion), puis de transformer les fréquences en profondeur et les vitesses de phase de l'onde de Rayleigh en vitesse des ondes de cisaillement. Des méthodes itératives permettent alors de résoudre le problème inverse qui consiste à déterminer le modèle de terrain qui correspond à cette courbe Vitesse-Profondeur. (Ferber, 2003).

a. Mesures sur site et matériels

Matériel

La figure 2.17 présente un schéma du dispositif de mesurage utilisé dans la méthode SASW. Ce dispositif est assez sommaire et s'apparente aux dispositifs classiquement utilisés en sismique réfraction. On utilise simplement deux géophones.

La nature de la source utilisée en SASW dépend principalement des plages de fréquences qui sont recherchées. On peut ainsi employer soit de l'explosif (principalement hautes fréquences), soit une frappe au marteau sur une plaque, soit encore faire chuter une masse au sol. Le principe est généralement que les masses les plus lourdes génèrent les plus basses fréquences ce qui est intéressant si l'on cherche à ausculter des profondeurs de plus en plus importantes.

Les géophones sont caractérisés par leur fréquence de coupure, dont le choix dépend aussi des fréquences qui seront étudiées.

Enfin, le système d'acquisition est un sismographe classique, permettant l'enregistrement simultané des voies d'acquisition nécessaires (géophones + déclencheur).

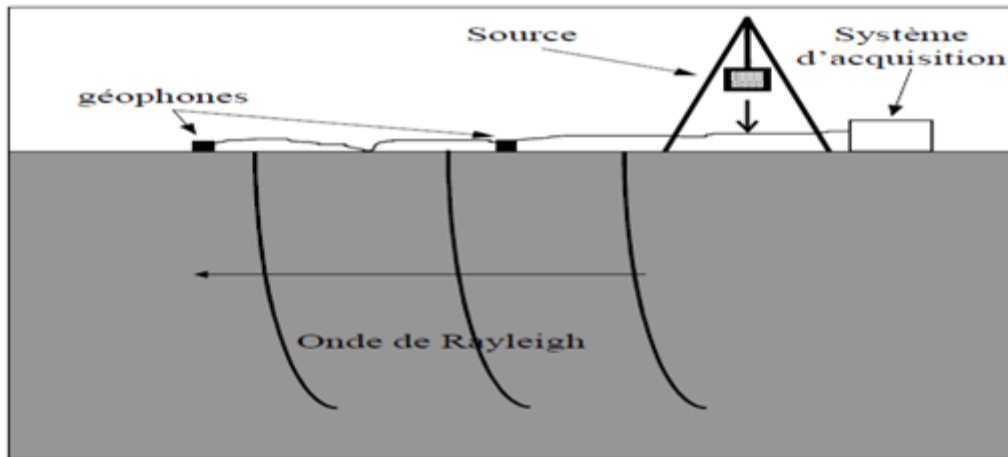


Figure 2.17 : Schéma simplifié du dispositif de mesure dans la méthode SASW, d'après Ferber, (2003)

b. Réalisation des essais

En théorie, un seul espacement entre les géophones est nécessaire à la réalisation des mesures. Si d_1 et d_2 sont les distances respectives entre la source et le premier et le deuxième géophone, on adopte un rapport d_2/d_1 de manière à obtenir un compromis entre un signal trop bruité et un signal trop atténué.

En réalité, les mesures sont réalisées selon plusieurs dispositifs caractérisés par différents espacements entre géophones, ce qui permet de s'affranchir au mieux des erreurs possibles ainsi que du bruit et de l'atténuation du signal. Les différentes configurations sont basées sur une ligne imaginaire de part et d'autre de laquelle les deux capteurs sont disposés symétriquement (figure 2.18). Une mesure est faite avec la source d'un côté, puis une mesure de l'autre. On réédite cette procédure pour plusieurs espacements entre géophones jusqu'à une valeur d'espacement qui dépend de la gamme de fréquence désirée, et donc de la profondeur d'investigation désirée. (Ferber, 2003)

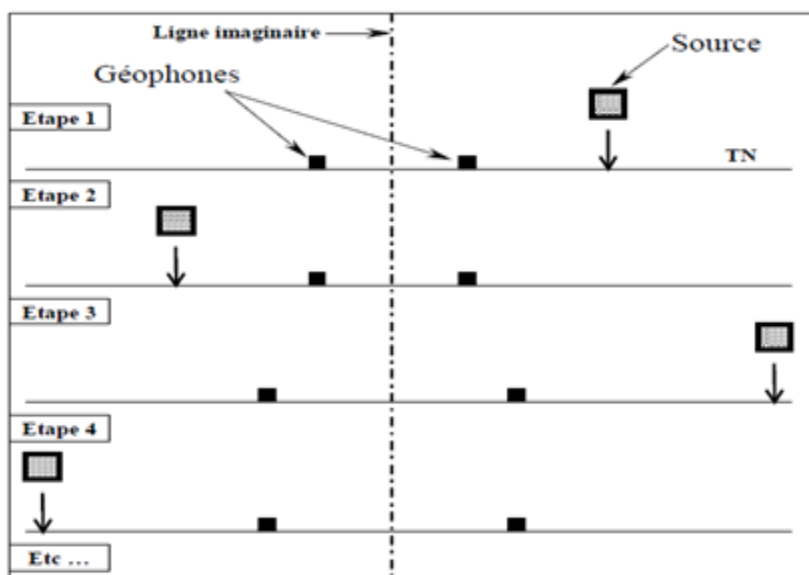


Figure 2.18 : Etapes de la procédure de réalisation des mesures en SASW, d'après Ferber, (2003)

2.5 Conclusion

Avec les études en laboratoire, nous pouvons déterminer les différentes surfaces de charge qui limitent les zones de comportement différent : élastique linéaire et réversible, élastique non linéaire mais réversible, et irréversible. La première zone est très petite et elle est difficile à mettre en évidence. Seuls les essais de types de propagation des ondes pourraient arriver à la déterminer.

Les essais en place sont de plus en plus employés en mécanique des sols grâce aux avantages liés à leur mode de mesure. Ils sont faciles à mettre en œuvre et permettent de prendre en compte la variabilité spatiale naturelle des sols en place et, surtout, ils se déroulent de manière rapide et économique.

EXPLOITATION DE L'ESSAI OEDOMÉTRIQUE

3.1 Introduction

Le cas le plus simple pour l'étude de la déformation des sols est celui où le massif de sol a une surface horizontale, où la charge appliquée à la surface est une pression uniforme et où le sol ne peut se déplacer que verticalement. Dans de telles conditions, on imagine facilement que l'on puisse reproduire en laboratoire le comportement du sol sous les charges qui lui sont appliquées. L'œdomètre, inventé au début du 20^{ème} siècle, est l'appareil d'essai qui permet de déterminer la loi de compressibilité du sol en absence de déplacements horizontaux.

3.2 Essai Oedométrique

3.2.1 Définition :

L'œdomètre est un appareil de laboratoire utilisé en géotechnique. Cet appareil permet de mesurer le tassement d'un échantillon de sol (intacte de préférence) sous un effort donné, et son gonflement au cours du déchargement des efforts soumis auparavant. L'opération de chargement et déchargement s'effectue par palier et en fonction du temps, afin d'en déterminer ses propriétés mécaniques lors de calculs de mécanique des sols, ainsi la classification des sols (sol tassant, très tassant ou non; sol peu gonflant, gonflant ou très gonflant).

3.2.2 Principe :

L'essai s'effectue sur une éprouvette de matériau placée dans une enceinte cylindrique rigide (œdomètre). Un dispositif applique sur cette éprouvette un effort axial vertical, l'éprouvette étant drainée en haut et en bas est maintenue saturée pendant l'essai. La charge est appliquée par paliers maintenus constants successivement croissants et décroissants suivant un programme défini. Les variations de hauteur de l'éprouvette sont mesurées pendant l'essai en fonction de la durée d'application de la charge.

L'œdomètre utilisé pour réaliser les essais de compressibilité à déformation horizontale nulle comporte deux parties :

- Une cellule contenant l'éprouvette de sol.
- Un système de mise en charge.

3.2.3 But de l'essai :

- La méthode d'essai est choisie pour les terrains qui pourraient être saturés lors de fortes pluies, on se place ainsi dans les conditions les plus défavorables du point de vue de la déformabilité des sols sous des surcharges ponctuelles ou permanentes .
- La compressibilité est un phénomène de diminution de volume. Cela dépend des contraintes effectives dues aux surcharges à différentes profondeurs. Ainsi, l'essai

oedométrique permet d'évaluer l'amplitude des tassements des ouvrages ainsi que leurs évolutions dans le temps. Le but de l'essai étant de déterminer quelques caractéristiques du sol, à savoir :

- La pression de consolidation σ_c
- Le coefficient de compression C_c
- Le coefficient de gonflement C_g
- Le module oedométrique E_{oed}

3.2.4 Mode opératoire :

La réussite de l'exécution de cet essai passe par le respect des étapes et des consignes qui suivent .

3.2.4.1 Préparation de l'éprouvette

Le prélèvement de l'échantillon qui est la partie la plus délicate d'une reconnaissance géotechnique, se fait à l'aide d'un carottier, l'échantillon doit être représentatif de la carotte prélevée, en cas d'hétérogénéité de celle-ci, le choix effectué doit être explicite et accompagné d'une description détaillée de l'ensemble de la carotte, il convient que toutes les zones remaniées soient exclues.

3.2.4.2 Taillage :

Ce type de cellule oedométrique est munie d'une trousse coupante de forme cylindrique qui portera l'éprouvette de sol par taillage. Pour cela on doit opérer de la manière suivante: tout en s'appuyant légèrement sur la trousse coupante qui est placée sur l'échantillon, on commence à tailler au couteau d'une façon tronconique afin de conserver un diamètre toujours supérieur au diamètre final. Il s'agit là d'obtenir une éprouvette :

- Non remaniée par le taillage
- Cylindrique aux dimensions exactes de la trousse coupante;
- Ayant deux faces planes et parallèles.

Ces critères dépendent de la nature du sol, de l'expérience et l'habilité de l'opérateur. le taillage étant terminé , peser l'ensemble trousse coupante + échantillon pour pouvoir calculer la teneur en eau exacte en fin d'essai et la densité apparente.

3.2.4.3 Saturation de la cellule:

Il est nécessaire de saturer toutes les conduites qui composent la cellule oedométrique, conduite de la contre pression, de la pression interstitielle et de la chambre par laquelle est appliquée la pression verticale, afin d'éviter la présence d'air; cette opération peut se faire avant la mise en place de l'éprouvette dans la cellule.

3.2.4.4 Mise en place de l'éprouvette:

Mettre l'éprouvette de sol entre deux papiers filtres et placer l'ensemble trousse + échantillon dans le logement prévu a cet effet, au niveau de la partie supérieure de la cellule doit être assemblée a la partie inférieure .

3.2.4.5 Remarque :

L'essai proprement dit consiste a soumettre l'échantillon à la série de charges et mesurer le tassement de l'échantillon au cours du temps sous chacune de ces charges et chacune d'elles sera maintenue 24h, mais dans notre cas, lorsqu'on placera les charges, on attendra que l'échantillon commence à terminé de tasser et commence à gonfler pour qu'on puisse noter le tassement, tout de suite après on place une autre charge.

3.2.5 Déroulement de l'essai

3.2.5.1 Description de l'appareillage :



Figure 3.1: Équipement de l'essai oedométrique à LTPO Tlemcen, (2013)

3.2.5.1.1 Le moule oedométrique ou moule de consolidation

Différentes variantes dans la conception du moule oedométrique , mais qui répondent toutes au principe défini dans le paragraphe précédant , et représenté sur la coupe schématisé si suivant:

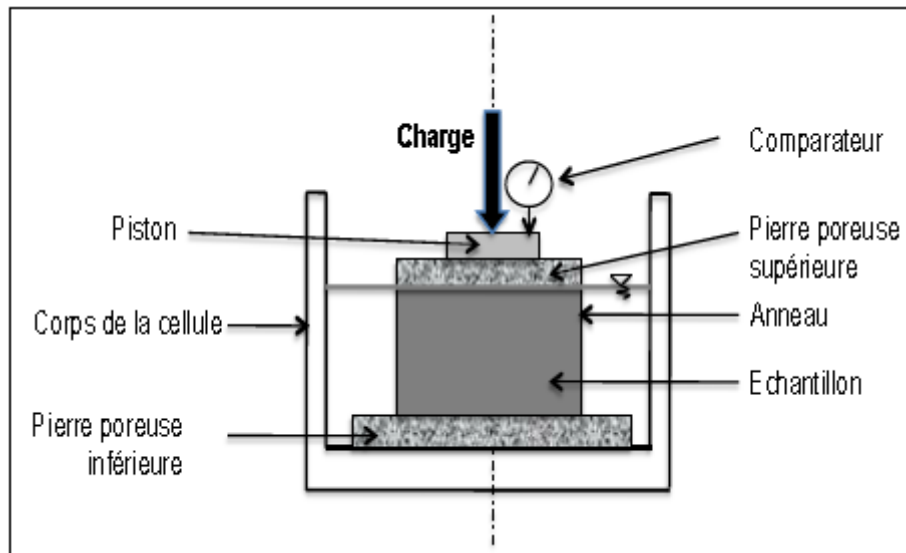


Figure 3.2 : Schémas du principe de l'œdomètre à charge variable d'après Khaled Zakaria, (2012)

- L'éprouvette est retenue latéralement par une paroi lisse indéformable . Elle est comprise entre deux pierres poreuses ou entre deux disques en métal fritté , avec possibilité pour l'eau de circuler .
- L'effort de compression s'exerce verticalement sur l'éprouvette par l'intermédiaire d'un couvercle ou d'un piston rigide qui répartit l'effort .
- Les déformations de l'éprouvette sont lues sur un comparateur .

3.2.5.1.2 Moule de Terzaghi:

Il comprend essentiellement :

- Un piston creux coulissant, sans jeu ni frottement , dans un cylindre de 70 mm de diamètre intérieur.
- Une goupille pouvant bloquer l'ensemble piston cylindre suivant deux positions telles que le logement destiné à l'éprouvette d'essai ait une hauteur de 12-24 mm
- Une base comprenant un conduit d'évacuation d'eau et dans laquelle se visse le collier de serrage du cylindre.
- Une rondelle en caoutchouc assurant une parfaite étanchéité de l'ensemble cylindre base .
- deux pierres poreuses bien encastrées jusqu'à affleurement , l'une dans la base du moule l'autre dans le piston creux .
- Deux broches de visage pour le collier de serrage .

Avec un tel moule oedométrique les dimensions de l'éprouvette d'essai sont de 7 cm pour le diamètre , de 1,9 cm pour la hauteur. Les charges sont transmises à l'éprouvette par

l'intermédiaire du piston et les déplacements du piston par rapport au cylindre fixe , la lecture sur un comparateur nous donne la déformation. Le drainage vertical est assuré , l'eau s'écoulant librement entre le conduit d'évacuation , la pierre poreuse inférieure , l'éprouvette d'essai et la pierre poreuse supérieure , la partie inférieure perforée du piston et les trous de goupille .

3.2.5.1.3 Le bâti de consolidation

Comprenant essentiellement un levier qui permet de transmettre les charges, le bâti de consolidation doit être rigide et doit appliquer les charges suivant l'axe du piston . Ces exigences étant satisfaites, il admet de nombreuses variantes de forme et de gabarit .

3.2.5.1.4 Les poids

Les poids nécessaires pour l'obtention des charges successives d'un essai complet constituent une série , chaque bâti de consolidation doit avoir sa série complète.

Ce sont des disques plats fendus , permettant leur centrage et leur superposition sur le plateau de charge du bras de levier, pour nous les poids se constituent de :
0,25 – 0,5 – 1 – 2 – 4 (bar).

3.3 Notion de Compressibilité

La compressibilité est le phénomène de diminution du volume cela dépend des contraintes effectives dues aux surcharges a différentes profondeurs l'essai œdométrique permet d'évaluer l'amplitude des tassements des ouvrages ainsi que leur évolution dans le temps.

Du point de vue de la physique, il est utile de comparer le comportement d'un sol chargé à celui de tout autre matériau qui fléchit sous une charge. La similitude perd cependant de sa pertinence lors du relâchement des charges, parce que, contrairement aux matériaux utilisés en construction, les sols ne sont pas des matériaux homogènes ayant un comportement élastique dans un intervalle de chargement normal. Les déformations subies par les matériaux élastiques s'annulent lors du relâchement de la charge, alors que le tassement des sols n'est jamais complètement réversible. Ce phénomène dépend surtout de la nature poreuse du sol.

Car la compressibilité n'est possible que s'il y a expulsion de l'eau et de l'air occupant les vides du sol. En milieu saturé, la compressibilité d'un sol est donc directement reliée à sa perméabilité qui, on le sait, dépend de la grosseur de ses particules.

3.3.1 Courbe de compressibilité :

La courbe de variation de l'indice des vides e en fonction de la contrainte effective σ'_v (égale à la contrainte totale et la pression interstitielle est négligeable à la fin de la consolidation primaire).

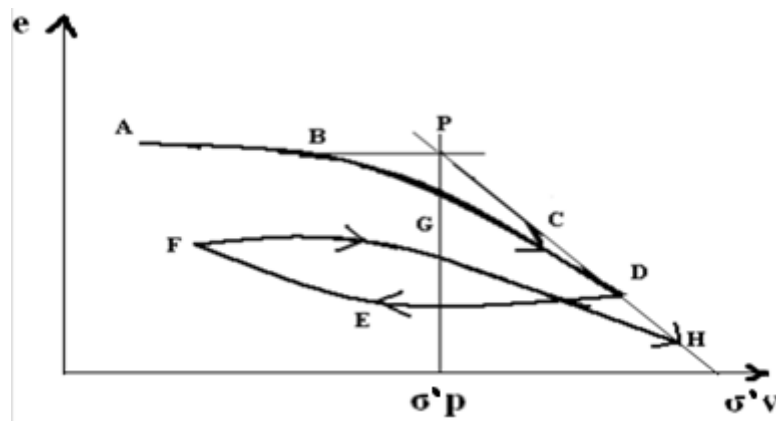


Figure 3.3 : Courbe de compressibilité d'un sol fin, d'après Hazmoune, (2003)

La courbe est composée de deux parties sensiblement rectilignes AB à faible pente et CD à forte pente, raccordées par une partie courbe.

On constate en outre, lors d'un cycle de chargement déchargement DEFGH, que le matériau n'a pas un comportement élastique et présente un double d'hystérésis.

σ'_p : pression de préconsolidation.

3.3.2 Caractéristique de la compressibilité :

3.3.2.1 Classification des sols vis-à-vis de la compressibilité

Soit un échantillon de sol prélevé intact à la profondeur z . On peut, d'une part, calculer la Contrainte naturelle σ'_{v0} qui s'exerce à la profondeur z et, d'autre part, détermine à l'œdomètre la pression de préconsolidation σ'_p . Selon les valeurs respectives σ'_{v0} et de σ'_p d'après (Léreau, 2006) trois cas peuvent se présenter

- Sol normalement consolidé

Lorsque $\sigma'_{v0} = \sigma'_p$: le sol est dit normalement consolidé. Le sol n'a jamais été soumis à une contrainte supérieure à la contrainte géostatique. Le sol a seulement été consolidé par le poids des couches supérieures, suivant la courbe vierge.

Sol surconsolidé

Lorsque $\sigma'_{v0} < \sigma'_p$: le sol est dit surconsolidé. Le sol a été soumis dans le passé à une pression de préconsolidation supérieure au poids des couches supérieures maintenant présentes sur le terrain

Sol sous-consolidé :

Lorsque $\sigma'_{v0} > \sigma'_p$: Le sol est dit sous-consolidé. C'est le cas des sols en cours de consolidation sous l'effet de leur propre poids (remblais récents, mal ou non compactés, vases ou tourbes récemment formées). Le processus de la consolidation primaire n'est pas terminé la surpression interstitielle n'est pas entièrement dissipée. Ce sont des sols généralement inconstructibles, ils continuent à se déformer même en l'absence de charge.

3.3.2.2 Pression de consolidation

C'est la pression maximale qu'a subi le sol durant son histoire et qui a permis sa consolidation. C'est la pression qui correspond à l'intersection des deux branches de la courbe de chargement notée σ'_c

3.3.2.3 Pression de préconsolidation

La courbe de compressibilité permet de faire la détermination graphique de la valeur de la pression de préconsolidation σ'_p

Entre A et B :

- Faible tassement
- Contraintes auxquelles le sol a déjà été soumis à un moment ou à un autre de son histoire géologique, le sol a été soumis à une pression $\leq \sigma'_p$ (exemple : poids des terres)

Entre B et D :

- Forte compressibilité
- Le sol ne peut pas supporter plus que σ'_p sans se déformer de façon importante
- Le sol est soumis à des contraintes supérieures à toutes celles qu'il a déjà connues
- Courbe vierge de compressibilité

Les sols sont donc des matériaux à mémoire.

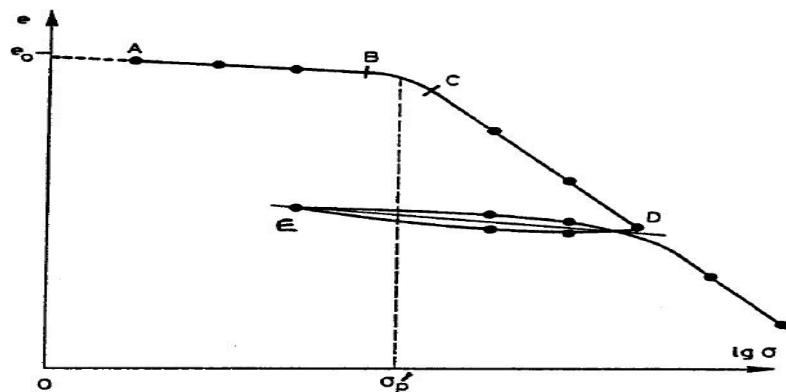


Figure 3.4 : courbe de compressibilité (Pression de préconsolidation), d'après Léreau, (2006)

3.3.2.4 Indice de compression

Il est défini par la pente de la courbe $e = f(\lg \sigma)$ obtenue en chargement lors d'un essai oedométrique classique, il est comparé à l'indice de gonflement C_g

Ainsi on a :

$$C_c = - \frac{\Delta e}{\Delta \lg \sigma} \quad [3.1]$$

Ce qui peut s'écrire encore :

$$e_1 = e - c_c \lg \left(1 + \frac{\Delta \sigma}{\sigma} \right) \quad [3.2]$$

Dans cette relation, e et σ caractérisent l'état initial, e_1 représente l'indice des vides du sol après application d'une surcharge $\Delta\sigma$, l'échantillon est soumis à ce moment – là à une pression $\sigma_1 = \sigma + \Delta\sigma$.

Vidalie cité par (Pelissier, 2009) propose une corrélation entre la limite de liquidité et l'indice de compression des sols fins organiques vases, telle que :

$$C_c = 0,013w_l - 0,25 \quad [3.3]$$

Le coefficient de corrélation ainsi obtenu (environ 0,915) est assez élevé et la relation peut donc être considérée comme plutôt fiable.

Il existe une relation due à Skempton cité par (Pelissier, 2009) qui relie également ces deux paramètres dans le cas de sol fins comme les argiles :

Argiles remaniée :

$$C_c = 0,007 \cdot (w_l - 10) \quad [3.4]$$

Argiles non remaniée :

$$C_c = 0,009 \cdot (w_l - 10) \quad [3.5]$$

Les études réalisées par Vautrain cité par (Pelissier, 2009) sur des tourbes en Normandie ont permis de caractériser une loi liant la compressibilité $\frac{C_c}{1+e}$ et la teneur en eau des matériaux organiques. Effectivement, La durée importante des essais oedométrique conduit à utiliser, chaque fois que c'est possible, des corrélations avec des paramètres de détermination plus rapide, comme la teneur en eau, pour compléter la caractérisation des sols compressibles sur les sites de projets de grande ampleur.

Une corrélation linéaire effectuée sur les sites de Lillebonne et La Lézarde a mis en évidence des lois avec d'excellents coefficients de corrélation:

- Lillebonne :

$$w = 2932,94 \cdot \frac{C_c}{1+e} - 738,51 \quad r = 1 \quad [3.6]$$

- La Lézarde :

$$w = 460,81 \cdot \frac{C_c}{1+e} - 67,93 \quad r = 0,97 \quad [3.7]$$

Cependant, après avoir réitéré ses essais sur d'autre site de la région, Vautrain s'est rendu compte que les relations linéaires prévalant sur chaque site disparaissent au profit d'un nuage de points dont la meilleure approximation n'est pas linéaire mais de type puissance. Ainsi, on peut exprimer la relation comme suit :

$$w = a \cdot b \frac{C_c}{1+e} \quad [3.8]$$

Ou a et b sont deux coefficients dépendant de la nature du terrain.

En pratique, l'utilisation de corrélations est donc très recommandable au niveau d'un site, mais l'est moins si l'on passe d'un site à un autre.

Selon (Sanglerat Guy, 1981) on l'ordre de grandeur de différent types de sols :

Sables	$0,01 < C_c < 0,1$
Argile raide (Kaolinites)	$0,1 < C_c < 0,25$
Argile moyenne (Illites)	$0,25 < C_c < 0,8$
Argile molle (Montmorillonites)	$0,8 < C_c < 2,5$

Ainsi d'après (Léreau, 2006) on a :

Incompressible	Lorsque	$C_c < 0,02$	} sables
Très peu compressible	"	$0,02 < C_c < 0,05$	
Peu compressible	"	$0,05 < C_c < 0,10$	
Moyennement compressible	"	$0,10 < C_c < 0,20$	} kaolinites
Assez fortement compressible	"	$0,20 < C_c < 0,30$	} illites
Très compressible	"	$0,30 < C_c < 0,50$	
Extrêmement compressible	"	$0,50 < C_c$	} montmorillonites

3.3.2.5 Indice de gonflement

L'indice de gonflement C_g , qui traduit l'importance de la déformation de gonflement induite par un déchargement par rapport à un état de contraintes donné ; il est défini par la pente de la courbe $e = f(\log \sigma)$ obtenue en déchargement lors d'un essai oedométrique classique, il est comparé à l'indice de compression C_c

$$C_g = - \frac{\Delta e}{\Delta \lg \sigma} \quad [3.9]$$

3.3.2.6 Coefficient de consolidation :

Pour déterminer la valeur du coefficient de consolidation dans les essais oedométrique à chargement par paliers, on utilise les courbe de consolidation obtenues sous chacune des charges successivement appliquées a l'éprouvette ces courbes sont analysées au moyen de la solution de la théorie de la consolidation unidimensionnelle de Terzaghi.

Différentes méthodes sont utilisées pour déterminer la valeur de C_v les plus courantes sont la méthode de Casagrande, que détermine le temps t_{50} correspondant a un degré de consolidation de 50% sur la courbe de consolidation représentée en fonction du logarithme du temps, et la méthode de Taylor, qui utilise le temps t_{90} correspondant à un degré de consolidation de 90% déterminé sur la courbe de consolidation représentée en fonction de la racine carrée du temps suivant le cas, on calcule le coefficient de consolidation au moyen de la formule :

Méthode de Casagrande :

$$C_v = (0.197 * H_2) / t_{50} \quad [3.10]$$

Méthode de Taylor :

$$C_v = (0.848 * H_2) / t_{90} \quad [3.11]$$

3.3.2.7 Pression de gonflement

La pression de gonflement σ_g , qui peut être définie comme étant la pression générée lors de l'hydratation d'un échantillon en condition confinée (essai à volume constant, $v = 0$) ; elle peut être également définie par la pression qu'il faut appliquer pour ramener un échantillon à son volume initial après l'absorption d'eau (essai à gonflement libre) ; ces définitions de la pression de gonflement sont les plus utilisées mais elles ne sont pas les seules.

-Les essais de gonflement sont généralement lents et coûteux, alors que lors des études d'avant projet, des valeurs sommaires de la pression de gonflement sont suffisantes. C'est pour cette raison que des corrélations sont proposées dans la littérature et qu'elles permettent de l'estimer. Elles utilisent uniquement les paramètres physico-chimiques déterminés par des essais d'identification.

Vijayvergiya et Ghazzaly cité par (Pelissier, 2009) ont proposé une estimation, en se basant sur 270 essais de gonflement réalisés sur divers sols, tenant compte à la fois de la teneur en eau w et de la limite de liquidité w_L (coefficient de corrélations de 0,60) :

$$\log(\sigma) = 0,033 \cdot w_L - 0,083 \cdot w - 1,967 \quad [3.12]$$

Cependant, A partir d'une étude statistique réalisée sur près de 200 échantillons, Komornik et David cité par (Pelissier, 2009) ont tenu compte de la masse volumique sèche γ_d . La corrélation ainsi obtenue avait l'avantage d'avoir un meilleur coefficient de corrélation :

$$\log(\sigma) = 0,132 + 0,0208 \cdot w_L + 0,000665 \cdot \gamma_d - 0,0269 \cdot w \quad [3.13]$$

Brackley cité par (Pelissier, 2009) s'est intéressé au gonflement des sols et a déterminé une formule qui fait intervenir l'indice des vides :

$$\log(\sigma) = 5,3 - \frac{147 \cdot e}{I_p} \quad [3.14]$$

3.3.2.8 Module oedométrique

Le module oedométrique noté E_{oed} varie suivant les pressions de un à quelques milliers de « Bar ». C'est une analogie du module de Young E . Ces valeurs sont bien inférieures néanmoins à celles des modules de Young des aciers et des bétons. Les argiles ont des modules oedométriques plus faibles encore. Mais là, il convient de faire la distinction entre les argiles normalement consolidées et les argiles surconsolidées.

L'échantillon de hauteur h 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 Δh ; par définition, le module oedométrique E_{oed} a pour expression :

$$E_{oed} = - \frac{\Delta\sigma}{\frac{\Delta h}{h}} \quad [3.15]$$

A la différence du module de Young de la théorie de l'élasticité, ce module E_{oed} n'est pas une constante il varie à la fois avec la pression σ et la variation de pression $\Delta\sigma$

D'après (Sanglerat Guy, 1981) On a :

$$\frac{\Delta\sigma}{E_{oed}} = - \frac{\Delta h}{h} = - \frac{\Delta e}{1+e} = \frac{c_c}{1+e} \cdot \lg \left(1 + \frac{\Delta\sigma}{\sigma} \right) \quad [3.16]$$

Soit :

$$E_{oed} = \frac{1+e}{c_c} \cdot \frac{\Delta\sigma}{\lg \left(1 + \frac{\Delta\sigma}{\sigma} \right)} \quad [3.17]$$

Si $\Delta\sigma$ est petit devant σ , cette expression se simplifie, le logarithme est équivalent à $\frac{1}{2,3} \cdot \frac{\Delta\sigma}{\sigma}$ donc :

$$E_{oed} = 2,3 \sigma \cdot \frac{1+e}{c_c} \quad [3.18]$$

L'essai œdométrique nous aide aussi à déterminer le rapport de surconsolidation R_{OC} , qui reflète l'histoire de chargement du massif de sol dans le passé d'après (Nguyen, 2008) :

$$R_{OC} = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_v} \quad [3.19]$$

Avec :

σ'_p : Pression de préconsolidation,
 σ'_v : Contrainte verticale en place

Le module oedométrique cyclique $E_{oed-cycle}$ est également calculé sur la boucle de déchargement – recharge :

$$E_{oed-cycle} = \frac{\sigma'_{1,chargement} - \sigma'_{2,déchargement}}{\frac{h_{1,chargement} + h_{2,déchargement}}{2} - h_{déchargement}} \times h_0 \quad [3.20]$$

Avec :

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

$h_{déchargement}$: hauteur de l'éprouvette à la fin de la consolidation du déchargement, h_0 : hauteur initiale de l'éprouvette.

3.4 Présentation des sites étudiés :

1^{er} site :

400 places pédagogiques de deuxième pôle universitaire situé dans la localité de Mansourah à l'ouest de la ville (Tlemcen)



Figure 3.5 : Le deuxième pôle universitaire Mansourah Tlemcen, (2013)

2^{ème} site :

Le territoire de la commune de Béni Semiel est situé à l'est de la wilaya de Tlemcen. La ville d'Aïn Isser, chef lieu de la commune, est située à environ 14 km à Sebdoù.



Figure 3.6 : Beni Smiel Tlemcen, (2013)

3^{ème} site :

Le troisième site se trouve à Ghazaouet dans la commune de Sidi Amar



Figure 3.7 : Sidi Amar Ghazaouet Tlemcen, (2013).

3.5 Relation entre le module d'Young E et le module oedométrique E_{oed} :

La méthode classique de calcul des tassements évite toutefois de faire apparaître un module de déformation E du sol qui jouerait le rôle de module d'Young dans les formules. Il faut bien voir que si l'on doit définir un tel module de déformation, E_{oed} ne pourrait faire l'affaire. Dans l'œdomètre en effet, l'échantillon est freiné latéralement, il tassera donc moins que s'il était soumis à une compression simple. Le matériau va paraître moins compressible, plus raide, qu'il ne l'est en réalité. Comme le module de déformation croît avec la raideur, le module E est plus faible que le module oedométrique E_{oed} . Si l'on définissait pour les matériaux élastiques un module oedométrique E_{oed} comme pour les sols, on aurait d'après (Sanglerat Guy, 1981) la relation :

$$E = E_{\text{oad}} \left(1 - \frac{2\nu^2}{1-\nu}\right) \quad [3.21]$$

Qui a pour démonstration comme suit :

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_1 \\ \varepsilon_2 \\ \varepsilon_3 \end{Bmatrix} = \frac{1}{E} \begin{Bmatrix} 1 & -\nu & -\nu \\ -\nu & 1 & -\nu \\ -\nu & -\nu & 1 \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 \\ \sigma_3 \end{Bmatrix}$$

$$\begin{cases} \varepsilon_1 = \frac{1}{E} (\sigma_1 - \nu(\sigma_2 + \sigma_3)) \\ \varepsilon_2 = \frac{1}{E} (\sigma_2 - \nu(\sigma_3 + \sigma_1)) \\ \varepsilon_3 = \frac{1}{E} (\sigma_3 - \nu(\sigma_2 + \sigma_1)) \end{cases} \quad (1)$$

On met ε_2 et ε_3 égal a zéro puis on multiplie les deux équations par E ainsi on obtient :

$$\sigma_2 - \nu(\sigma_3 + \sigma_1) = 0 \quad (2)$$

$$\sigma_3 - \nu(\sigma_2 + \sigma_1) = 0 \quad (3)$$

$$\begin{aligned} (2) - (3) &= \sigma_2 - \sigma_3 - \nu(\sigma_3 + \sigma_1) + \nu(\sigma_2 + \sigma_1) \\ &= \sigma_2 - \sigma_3 - \nu\sigma_3 - \nu\sigma_1 + \nu\sigma_2 + \nu\sigma_1 = 0 \end{aligned}$$

$$\sigma_2(1 + \nu) - \sigma_3(1 + \nu) = 0$$

$$\sigma_2(1 + \nu) = \sigma_3(1 + \nu)$$

$$\text{Donc : } \sigma_2 = \sigma_3$$

$$\text{On remplace } \sigma_3 \text{ Dans (1) On obtient ainsi : } \varepsilon_1 = \frac{1}{E} [\sigma_1 - \nu(2\sigma_3)]$$

De la relation (2) + (3) On a : $\sigma_2 - \sigma_3 - \nu\sigma_3 - \nu\sigma_1 - \nu\sigma_2 - \nu\sigma_1 = 0$

$$2\sigma_3 - 2\nu\sigma_3 - 2\nu\sigma_1 = 0$$

$$2\sigma_3(1 - \nu) - 2\nu\sigma_1 = 0$$

$$\text{Donc : } \sigma_3 = \frac{\nu\sigma_1}{1-\nu}$$

On a le tenseur oedométrique suivant :

$$\begin{bmatrix} \sigma_1 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{\nu}{1-\nu}\sigma_1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\nu}{1-\nu}\sigma_1 \end{bmatrix}$$

On a aussi : $E \cdot \varepsilon = \sigma$ d'où :

$$E_{oed} \cdot \frac{1}{E} \left(\sigma_1 - \nu \left(\frac{\nu}{1-\nu} \sigma_1 + \frac{\nu}{1-\nu} \sigma_1 \right) \right) = \sigma$$

$$E_{oed} \cdot \frac{1}{E} \left(\sigma_1 - \frac{2\nu^2}{1-\nu} \sigma_1 \right) = \sigma$$

$$E_{oed} \cdot \frac{1}{E} \sigma_1 \left(1 - \frac{2\nu^2}{1-\nu} \right) = \sigma$$

$$E_{oed} \left(1 - \frac{2\nu^2}{1-\nu} \right) = E$$

$$E_{oed} = \frac{E}{1 - \frac{2\nu^2}{1-\nu}}$$

$$\text{Donc : } \mathbf{E} = \mathbf{E}_{oed} \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{(1-\nu)}$$

Où ν est le coefficient de poisson du matériau.

On peut admettre que cette formule s'applique aux sols en première approximation. Le coefficient de poisson des sols est mal connu, peu de déterminations en ont été faites. Il semble toutefois que $\nu = 0,33$ constitue une estimation raisonnable. On écrira donc, en adoptant cette valeur :

$$E = \frac{2}{3} E_{oed} \quad [3.22]$$

Dans cet ordre d'idée , Giroud et Nhiem cité par (Sanglerat Guy, 1981) ont utilisé plus complètement les résultats de l'élasticité linéaire et publié pour différents cas de charges et de géométrie des fondations des tableaux et abaqes permettant de déterminer les tassements d'un terrain homogène ou stratifié dont on connaît le module d'Young et le coefficient de Poisson

**Tableau 3.1: Résultats des essais sur les argiles de Tizi Rached et de l'INTHT.
Influence de la forme de l'échantillon**

	Echantillon	$V_0(cm^3)$	$D_0(cm)$	$H_0(cm)$	$W_0(\%)$	$W_s(\%)$	f	E_w
Argile Tizi- Rached	I	20,60	4,44	1,32	26,42	13,01	0,31	0,69
	II	20,60	4,44	1,32	26,42	13,06	0,34	0,67
	III	20,34	4,42	1,30	26,42	12,68	0,30	0,68
	1	10,16	3,00	1,43	26,42	13,11	0,32	0,69
	2	10,16	3,00	1,43	26,42	13,43	0,33	0,68
Argile INTHT	I	20,60	4,44	1,32	25	11,34	0,40	0,59
	II	20,34	4,42	1,30	25	10,76	0,38	0,61
	III	20,34	4,42	1,30	25	12,19	0,39	0,56
	1	9,70	3,00	1,49	25	12,15	0,29	0,57
	2	10,16	3,00	1,43	25	10,88	0,29	0,60
	3	9,69	3,00	1,35	25	11,88	0,32	0,58

3.6 Influence de la pression verticale :

En réalité, sur site, le sol se rétracte et gonfle sous sollicitations extérieures (au moins sous la pression des terrains qui le recouvrent). Pour étudier l'effet de cette charge sur le retrait, une série d'essai a été effectuée. On a testé, a chaque fois, des échantillons identiquement, préparés. Quatre essais ont été effectués sans charge verticale et trois autres avec une charge verticale. Cette charge est égale à 25% de la résistance à la compression R_c du sol (269 KPa).

Tableau 3.2 : Variation du module de Young E (KPa) en fonction de l'intervalle de chargement (KPa) et de la teneur en eau (valeur à -20 cm)

Charge(KPa) W(%)	50	100	140	175	210	245	280	315	350
FS-1 : 12,5	16100	15150	14490	13825	13350	12850	12375	11930	11600
FS-4 : 16	9600	8000	6900	6200	5600	5100	4600	4200	3850
FS-3 : 20	5800	4950	4300	3850	3450	3100	2800	2500	2250
FS-2 : 27	2150	1980	1880	1725	1725	1670	1585	1525	1470
FS-1 : 32	1900	1780	1660	1470	1470	1400	1330	1272	1220

Les courbes présentées sur les figures 3 à 11 montrent l'évolution de la teneur en eau W en fonction de la variation de volume ΔV , de la hauteur H en fonction de ΔV , de W en fonction de H et de W en fonction du diamètre D.

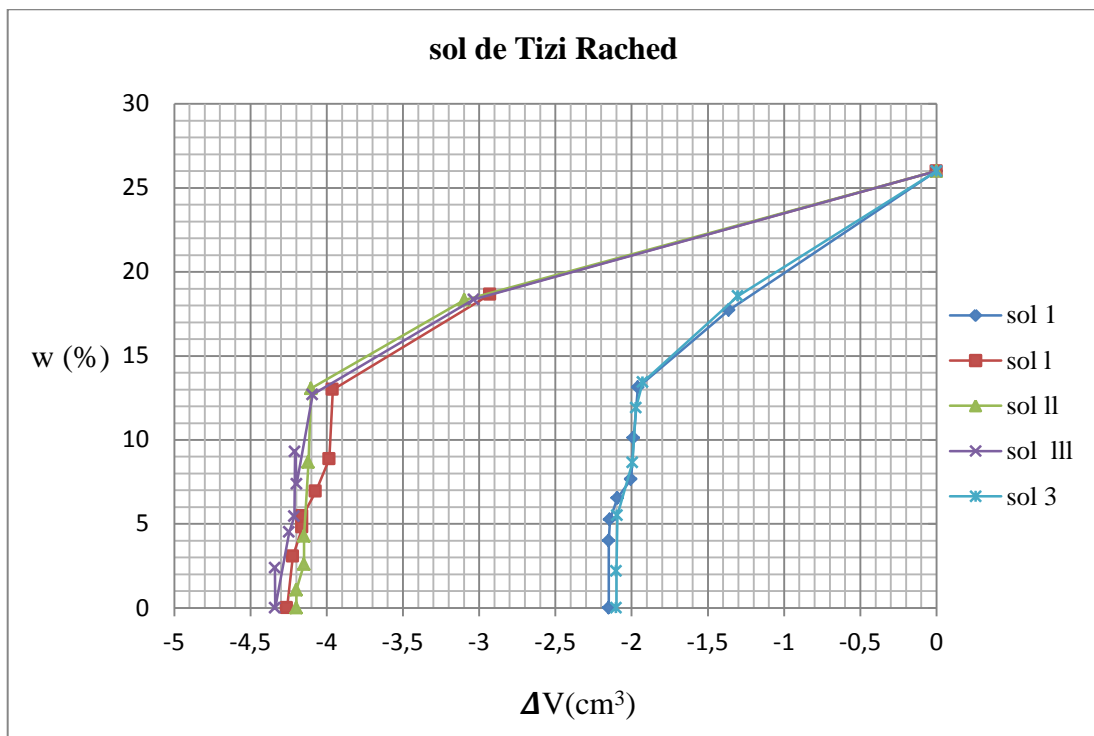


Figure 3.8 : Influence de la forme de l'échantillon : variation de la teneur en eau en fonction de la variation de volume. Comparaison de l'ensemble des résultats obtenus

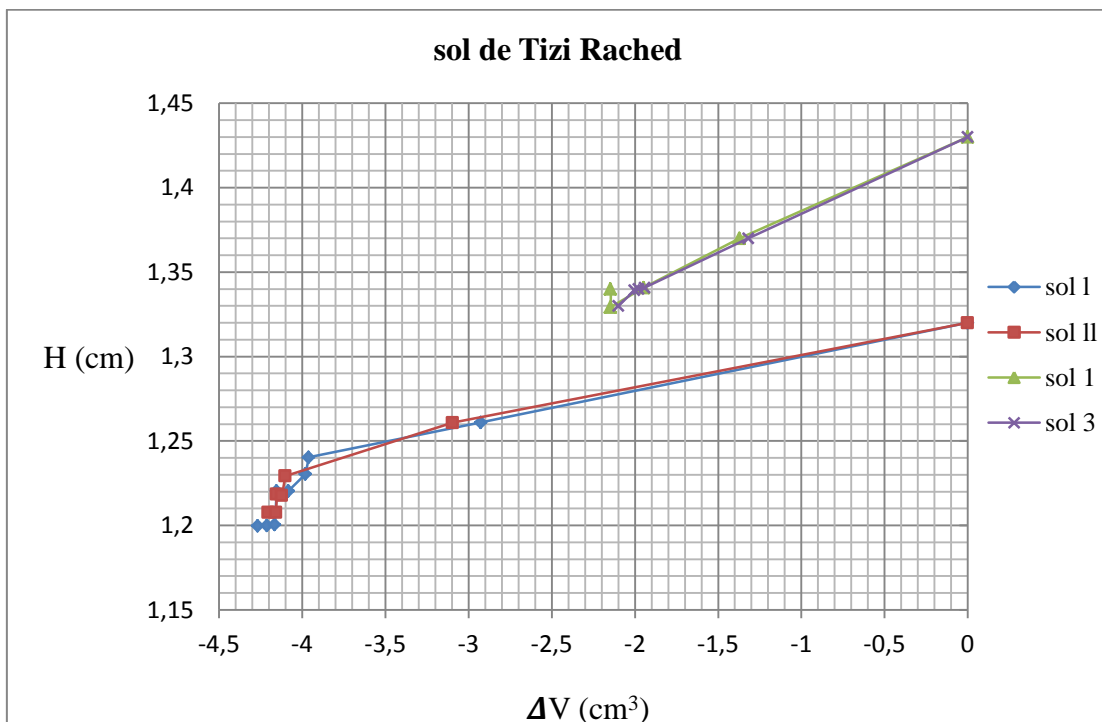


Figure 3.9 : Influence de la forme de l'échantillon : variation de la hauteur H en fonction de la variation de volume ΔV . Comparaison des résultats obtenus

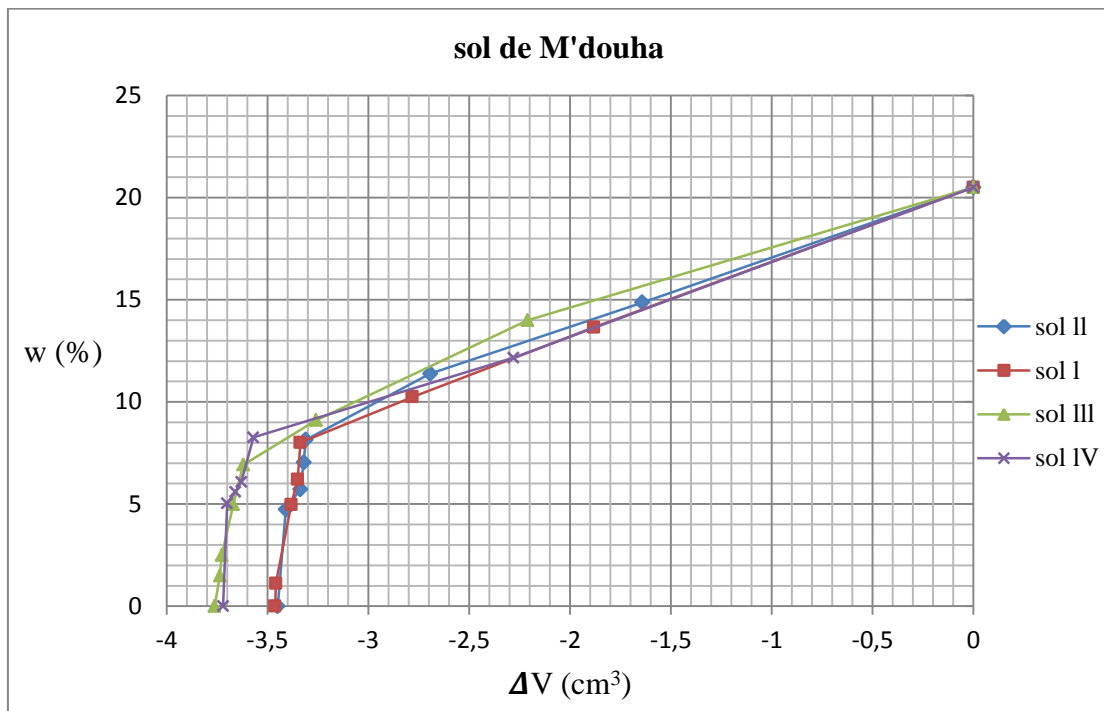


Figure 3.10 : Influence de la charge verticale sur les résultats de l'essai de retrait. Evolution de la teneur en eau $W(\%)$ en fonction de la variation de volume ΔV (cm^3). Echantillons I,II,III et IV

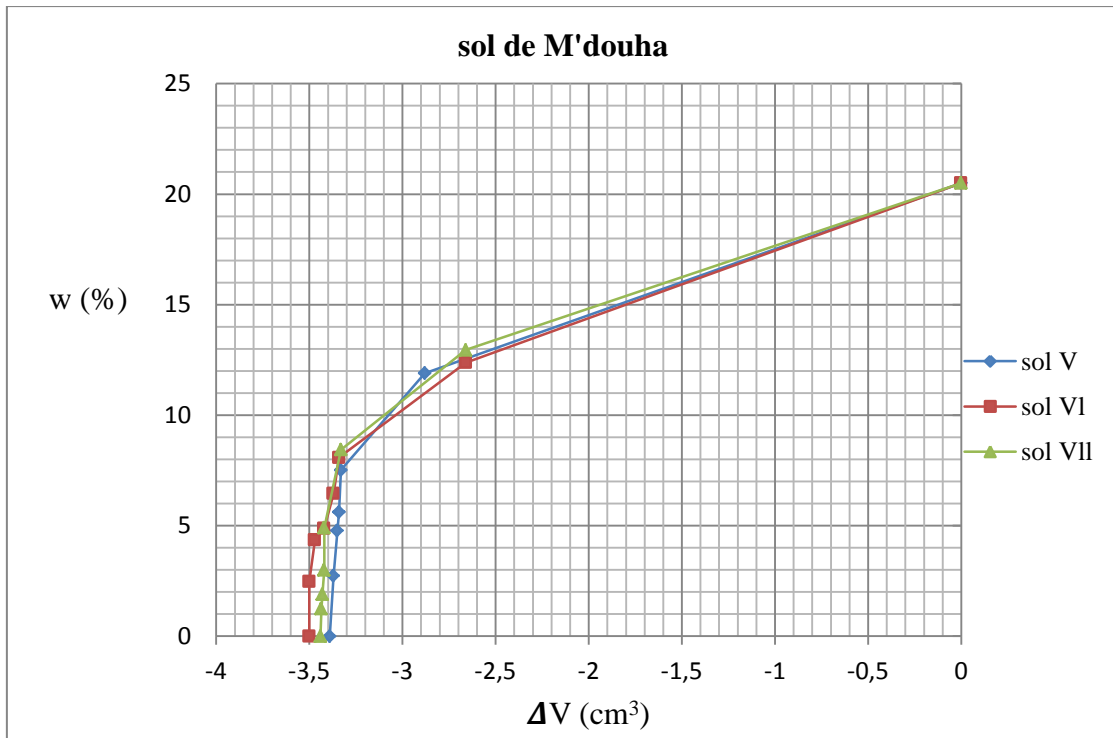


Figure 3.11 : Influence de la charge verticale sur les résultats de l'essai de retrait. Evolution de la teneur en eau $W(\%)$ en fonction de la variation de volume ΔV (cm^3). Echantillons V ,VI et VII

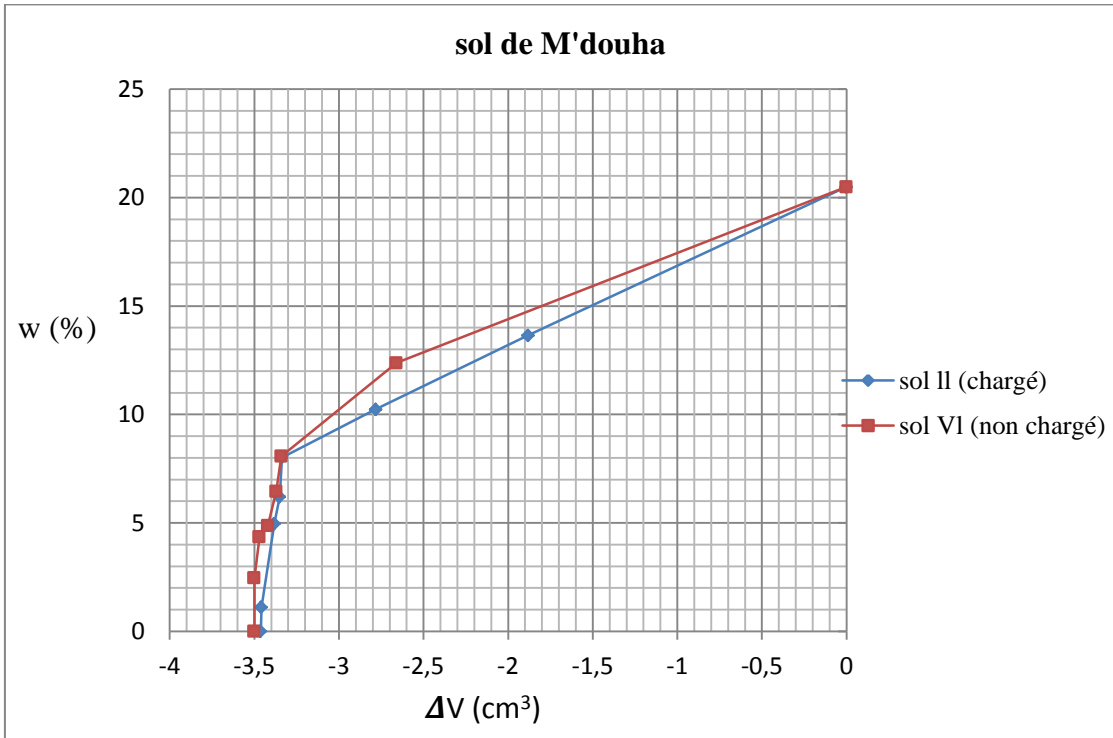


Figure 3.12 : Influence de la charge verticale sur les résultats de l'essai de retrait. Evolution de la teneur en eau $W(\%)$ en fonction de la variation de volume ΔV (cm^3). Comparaison des résultats.

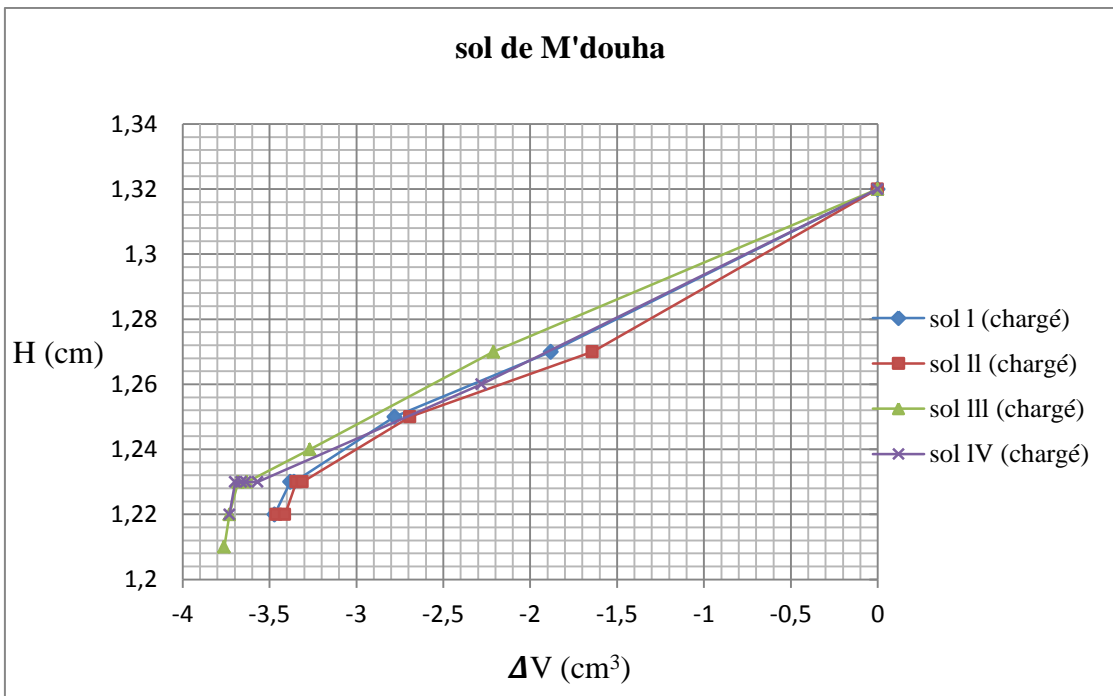


Figure 3.13 : Influence de la charge verticale sur les résultats de l'essai de retrait. Variation de la hauteur H (cm) en fonction de la variation de volume ΔV (cm^3). Echantillon I , II , III et IV

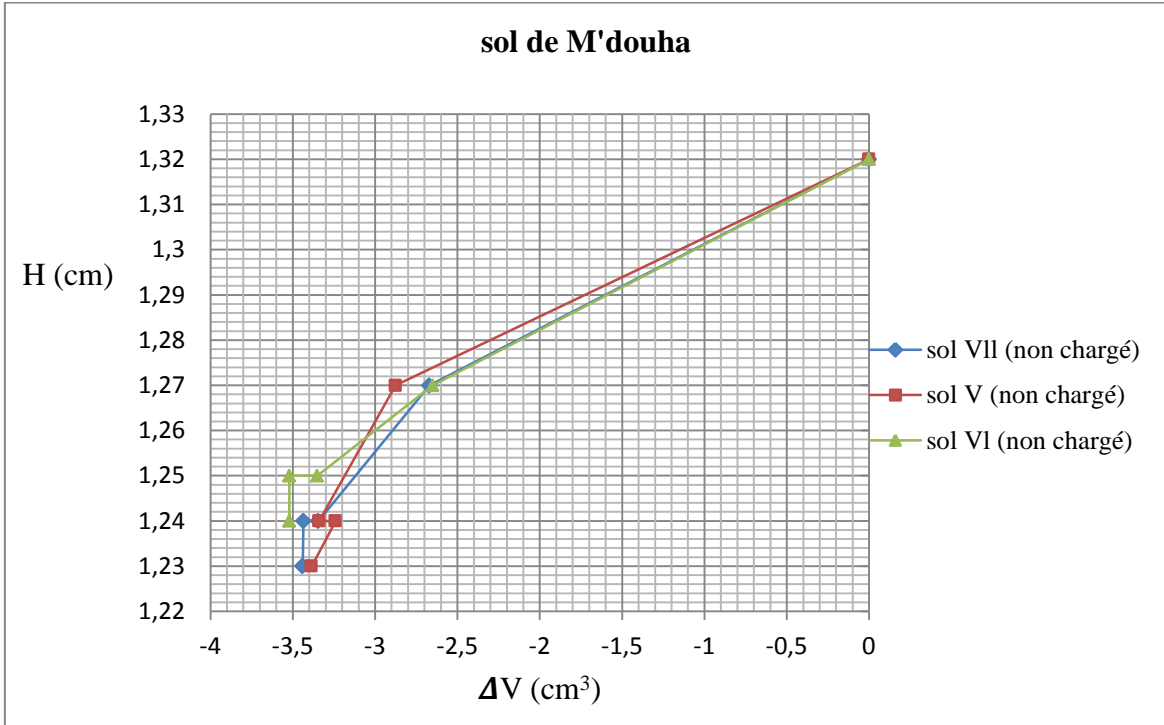


Figure 3.14 : Influence de la charge verticale sur les résultats de l'essai de retrait. Variation de la hauteur H (cm) en fonction de la variation de volume ΔV (cm^3). Echantillon V , VI et VII.

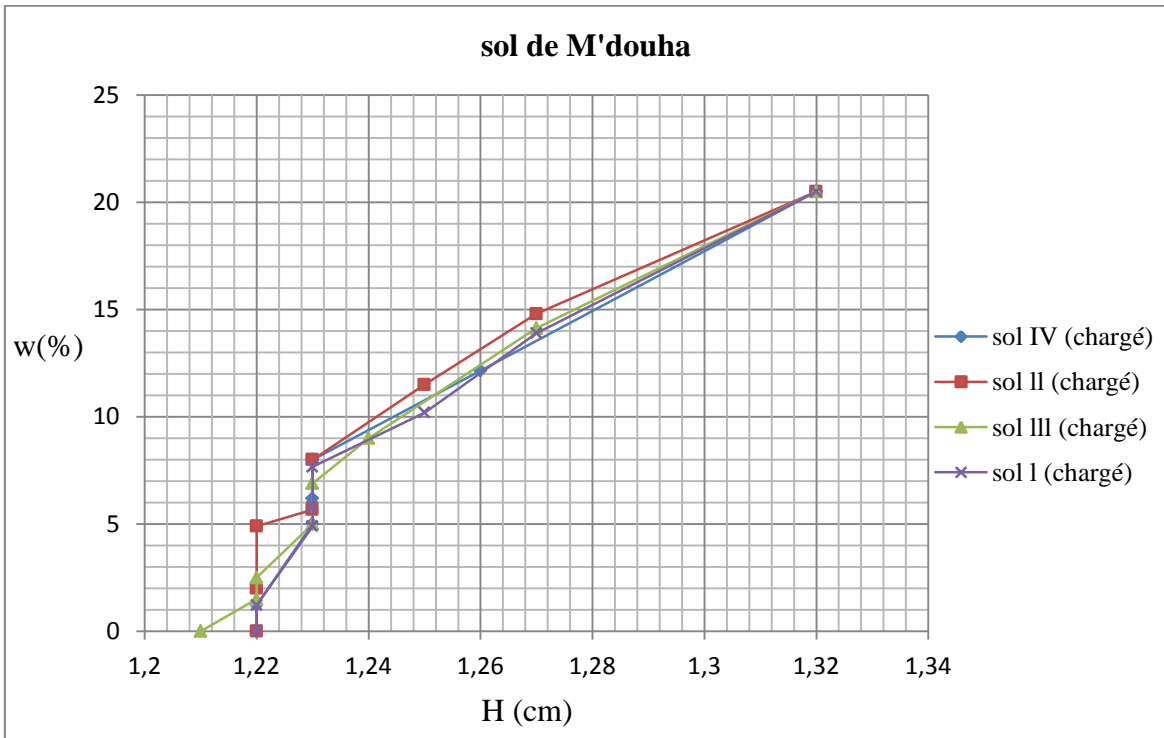


Figure 3.15 : Influence de la charge verticale sur les résultats de l'essai de retrait. Variation de la teneur en eau W(%) en fonction de la hauteur H (cm). Echantillons I , II,III et IV.

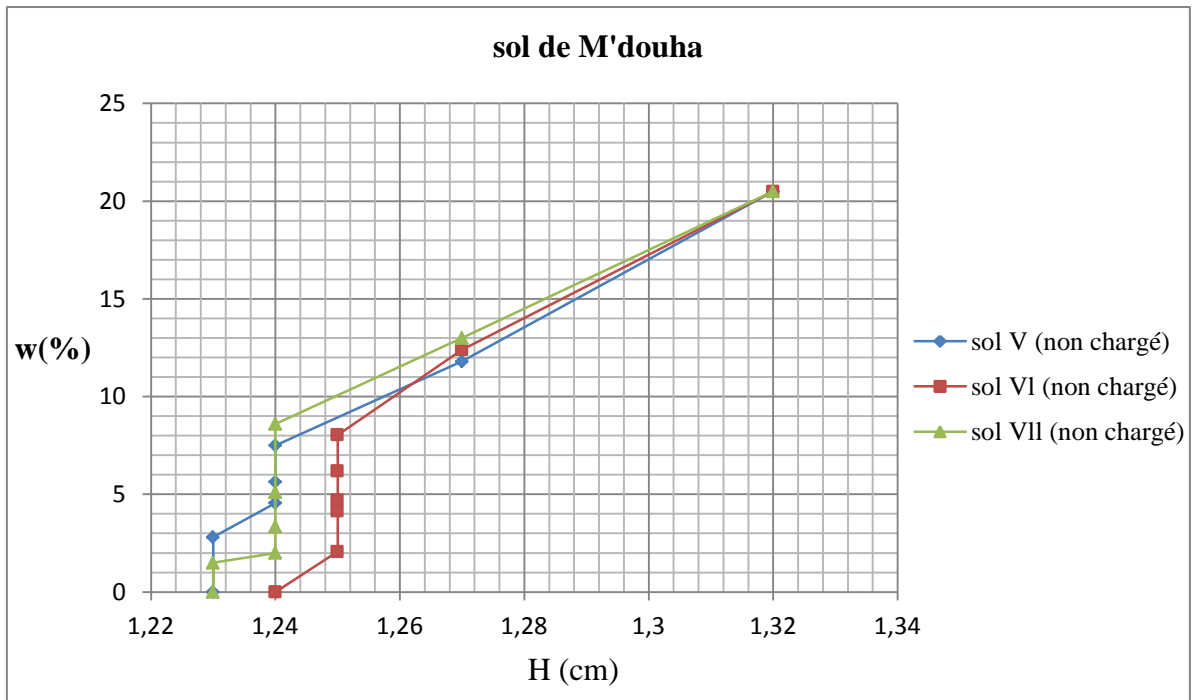


Figure 3.16 : Influence de la charge verticale sur les résultats de l'essai de retrait. Variation de la teneur en eau $W(\%)$ en fonction de la hauteur H (cm). Echantillons V, IV et VII

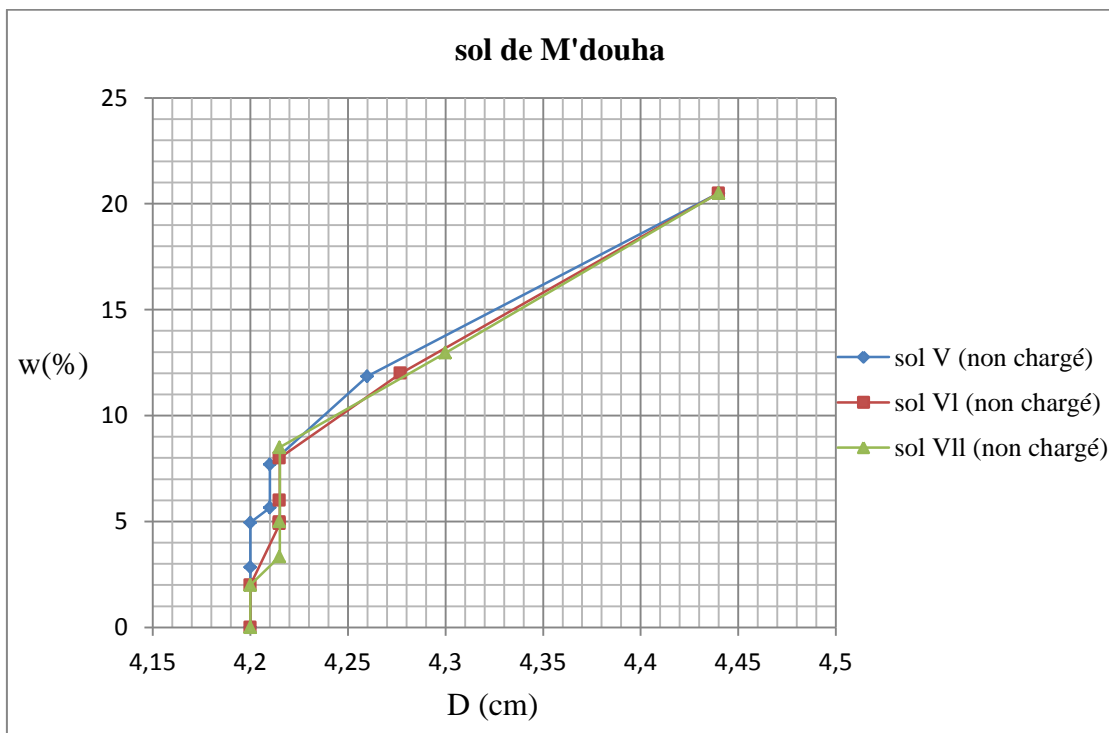


Figure 3.17 : Influence de la charge verticale : Variation de la teneur en eau $W(\%)$ en fonction du diamètre D (cm). Echantillons V, IV et VII.

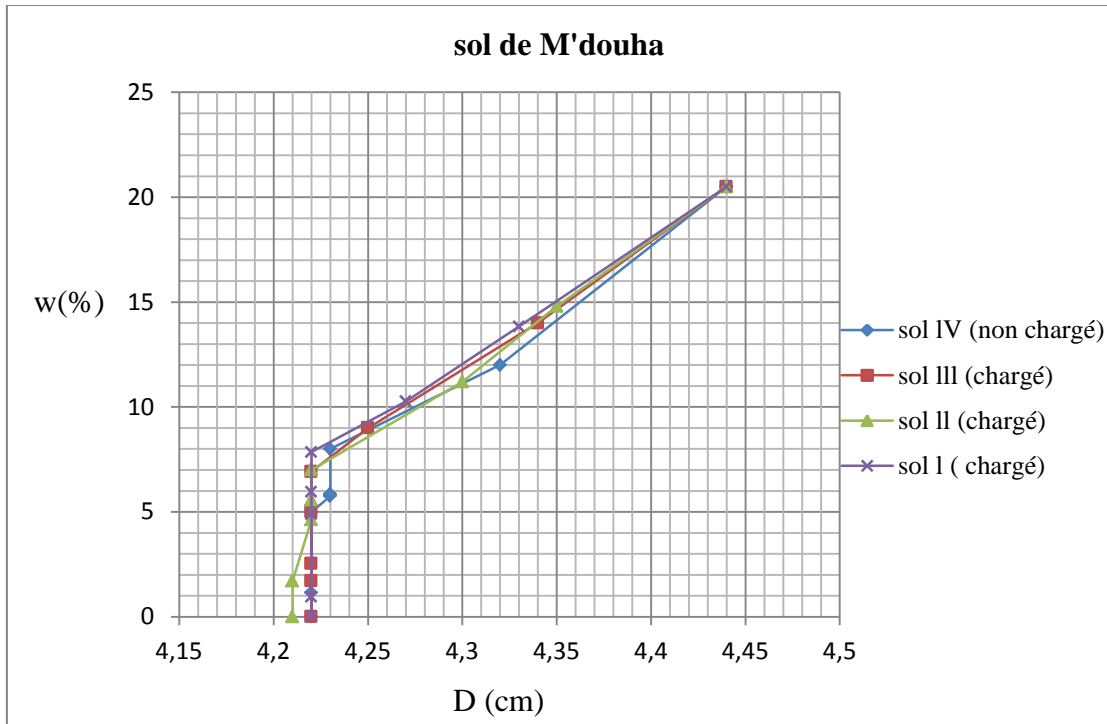


Figure 3.18 : Influence de la charge verticale : Variation de la teneur en eau W(%) en fonction du diamètre D (cm). Echantillons I , II , III et IV.

Les courbes présentées sur les figures 3.10 à 3.12 montrent que les pentes E_w sont sensiblement identiques. Il en est de même pour les pentes f des courbes des figures 8 et 9. Cela démontre que la pression verticale n'affecte pas E_w et f .

Il faut noter que E_w dépend de la teneur en eau initiale w_0 de l'échantillon, parce que le volume initial est impliqué dans la définition de E_w par conséquent, la valeur de E_w utilisée pour la prévision des déformations devrait être celle qui correspond à l'état initial du sol au moment de la construction de la fondation sur site

$$E_w = \frac{\Delta w}{\Delta V/V_0} \quad [3.23]$$

$$f = \frac{\Delta H/H_0}{\Delta V/V_0} \quad [3.24]$$

Par ailleurs, l'examen des courbes des figures 3.13 à 3.18 conduit à l'observation suivante : même si la pression extérieure n'affecte pas les paramètres E_w et f , donc la charge n'influe pas sur le comportement du sol vis-à-vis du retrait, l'échantillon non chargé évolue normalement, alors que l'échantillon chargé diminue plus en hauteur et diminue moins en diamètre.

La raison est double :

La majeure partie de la variation de volume se produit quand le sol est saturé ou presque.

La variation de volume, dans ce cas, est simplement, due à la perte ou au gain d'eau qui ne dépend pas de la pression créée par la charge, en considérant le sol et l'eau incompressibles.

En fait, si le sol est saturé, en employant les rapports de phase on aboutit à l'équation suivante :

$$E_w = \gamma_w / \gamma_d \quad [3.25]$$

Où γ_w représente le poids volumique de l'eau et γ_d le poids volumique du sol sec. Comme γ_d ne change pas de manière significative d'un sol à l'autre, le module E_w de retrait/gonflement ne change pas, non plus.

Le tableau III résume l'ensemble des résultats représentés sur les figures précédentes.

Tableau 3.3 : Résultat des essais sur l'argile de M'douha. Influence de la charge verticale

Argile de M'douha							
Echantillon	$V_0(cm^3)$	$H_0(cm)$	$D_0(cm)$	$W_0(\%)$	$W_s(\%)$	f	E_w
E_1	20.6	1,32	4,44	20,5	7,82	0,41	0,78
E_1	20.6	1,32	4,44	20,5	8,09	0,42	0,77
E_1	20.6	1,32	4,44	20,5	6,95	0,38	0,76
E_1	20.6	1,32	4,44	20,5	8,21	0,39	0,71
E_2	20.6	1,32	4,44	20,5	7,54	0,37	0,80
E_2	20.6	1,32	4,44	20,5	7,94	0,33	0,77
E_2	20.6	1,32	4,44	20,5	8,51	0,36	0,74

Tableau 3.4 : La variation de ν

ν	G/E_{oed}	K/E_{oed}	E/E_{oed}	Me/E_{oed}
0	0.5	0.33333333	1	1.27323954
0.1	0.44444444	0.40740741	0.97777778	1.25752054
0.15	0.41176471	0.45098039	0.94705882	1.23358849
0.2	0.375	0.5	0.9	1.19366207
0.25	0.33333333	0.55555556	0.83333333	1.13176848
0.3	0.28571429	0.61904762	0.74285714	1.03937922
0.35	0.23076923	0.69230769	0.62307692	0.90407542
0.4	0.16666667	0.77777778	0.46666667	0.7073553
0.45	0.09090909	0.87878788	0.26363636	0.42090563
0.5	0	1	0	0

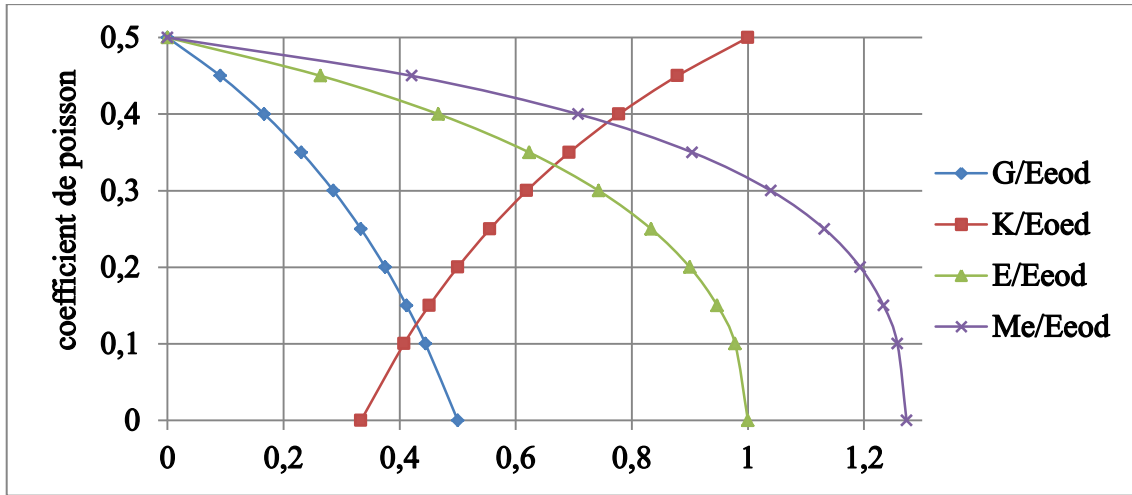


Figure 3.19 : la variation de ν

3.7 Interprétation d'un sol

Tableau 3.5 : Résultat d'essai oedométrique sol de Beni Smiel :

σ	$\Delta\sigma$	e	Δe	ΔH	E_{oed}	E	ct	cg
0.05	0	0.586	0	0	-	-	0.13	
0.125	0.075	0.583	0.003	0.02	39.65	26.4333333		
0.25	0.125	0.579	0.004	0.05	49.46875	32.9791667		
0.625	0.375	0.567	0.012	0.13	49.34375	32.8958333		
1.25	0.625	0.543	0.024	0.3	40.8072917	27.2048611		
2.5	1.25	0.504	0.039	0.57	49.4551282	32.9700855		
5	2.5	0.456	0.048	0.905	78.3333333	52.2222222		
10	5	0.402	0.054	1.28	134.814815	89.8765432	0.017	
5	5	0.408	0.006	1.29	1168.33333	778.888889		
1.25	3.75	0.417	0.009	1.18	586.666667	391.111111		
0.25	1	0.428	0.011	1.1	128.818182	85.8787879		
0.05	0.2	0.44	0.012	1.015	23.8	15.8666667		

$H_0 = 12 \text{ mm}$, $e_0 = 0.586$

$$E_{oed} = \frac{\Delta\sigma}{\Delta e} (1 + e_0) = \frac{0.625 - 0.125}{0.567 - 0.583} (1 + 0.586) = 49.5625$$

$$E = E_{oed} \frac{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}{(1 - \nu)} \quad \nu = 0.33$$

$$E = 33.45098881$$

$$E_{oed-cycle} = \frac{\sigma_{1,chargement} - \sigma_{2,déchargement}}{\frac{h_{1,chargement} + h_{2,déchargement}}{2} - h_{déchargement}} \times H_0$$

$$E_{oed-cycle} = \frac{0.125 - 1.250}{\frac{12.02 + 12.05}{2} - 13.18} * 12$$

$$E_{oed-cycle} = 11.79$$

$$C_c = \frac{\Delta e}{\Delta \lg \sigma}$$

$$C_c = \frac{0.557 - 0.42}{\lg 10 - \lg 1} = 0.13$$

$$C_s = \frac{\Delta e}{\Delta \lg \sigma}$$

$$C_s = \frac{0.435 - 0.418}{\lg 0.1 - \lg 1} = 0.017$$

3.8 Conclusion :

La mesure directe de la déformation de des sols à la compressibilité en laboratoire est la façon la plus précise pour évaluer les risques associés au comportement des sols surtout les sols sensibles sous les constructions.

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

Les essais à l'oedomètre nous aident à déterminer le comportement à des déformations inférieure à 10^{-4} .

On a démontré que la pression verticale n'affecte pas E_w

EXPLORATION DE L'ESSAI PRESSIOMÉTRIQUE

4.1 Introduction

Qu'est-ce que le pressiomètre ?

C'est au milieu des années 1950 que Louis Ménard, Ingénieur Civil des Ponts et Chaussées et Master of Sciences de l'Université de l'Illinois, met au point un appareil de dilatation cylindrique qui, en dépit d'une théorie semi-empirique, est de nos jours l'essai géotechnique in situ le plus utilisé en France. Le pressiomètre Ménard est un essai de chargement de sol en place, réalisé à l'aide d'une sonde cylindrique dilatable, laquelle est disposée au sein du terrain, dans un forage préalable. Cette sonde, constituée de trois cellules, est gonflée par de l'eau et de l'air comprimé, exerçant ainsi sur la paroi du forage des pressions rigoureusement uniformes. Les déplacements de cette paroi s'accompagnent donc d'une augmentation de volume de la sonde qui est alors lue, pour chacune des pressions, en fonction du temps. Le pressiomètre représente un type d'essai géotechnique évolué puisqu'il permet d'obtenir une relation entre contrainte (pression appliquée) et déformation (variation du volume d'eau dans la sonde).

Le pressiomètre est un appareil délicat à manier, qui donne une loi rhéologique complète (E , P_f et P_L). Le module pressiométrique E_M qui définit le comportement pseudo-élastique du sol, la pression limite (P_L) qui caractérise la résistance de rupture du sol et la pression de fluage (P_f) qui définit la limite entre le comportement pseudo-élastique et l'état plastique. Toutefois, le pressiomètre ne permet pas de donner de solutions pour des problèmes de consolidation et de résistance au cisaillement.

Cet essai ne fournit qu'une reconnaissance ponctuelle (tous les mètres au mieux) au droit du forage préalable. De plus, c'est essentiellement l'expérience de l'opérateur qui garantit la qualité de ce type d'essai.



Figure 4.1 : Pressiomètre type Ménard (G100), d'après Eurogeo, (1986)

4.2 Essai pressiométrique :

Il s'agit d'un essai contrainte-déformation mené jusqu'à la rupture pour une configuration d'application des charges bien précise. Cet essai, mis au point par Ménard, consiste à mesurer l'augmentation de volume d'un cylindre dilatable, soumis à une augmentation de pression intérieure, et placé à la profondeur à laquelle on désire tester le sol. Il est donc nécessaire d'exécuter préalablement un forage dans lequel on introduit la sonde. Suivant la nature des terrains rencontrés, ce forage peut être réalisé à l'aide d'une tarière, d'un carottier, ou de tout autre forme de moyen mécanisé (tube lanterné : tube fendu longitudinalement donc déformable, mèche hélicoïdale, ...). Notons cependant qu'on ne réalise jamais un seul essai pressiométrique à une profondeur unique, mais on effectue une série d'essais espacés d'un mètre par exemple, constituant un sondage pressiométrique et variant le plus souvent de 5 à 30 m de profondeur. Par raison de précaution, on fait progresser le forage au fur et à mesure des essais jusqu'à la profondeur maximale à atteindre. (Guettafi, 2012)

4.2.1 Principe de l'essai

L'essai pressiométrique Ménard (Norme NF P 94-110-1) consiste à dilater radialement une sonde cylindrique tricellulaire placée dans le terrain, à mesurer et à enregistrer les pressions appliquées par la sonde et les variations volumiques de cette dernière afin de déterminer la relation entre la pression appliquée et l'expansion de la sonde.

4.2.2 Mode opératoire

Le chargement se fait par paliers de pression (Norme NF P 94-110-1), chacun durant 60 secondes. L'essai continue jusqu'à atteindre la pression limite, définie ci-après. Cependant, la norme stipule de finir l'essai s'il comporte au moins 8 paliers de pression et si une des conditions suivantes est vérifiée :

- la pression p_r de 5 MPa a été atteinte.
- le volume de liquide injecté dans la cellule centrale est d'au moins 600 cm^3 (450 cm^3 pour la sonde courte avec sa protection).

p_r : est la pression du liquide délivrée par le conditionneur de pression placé sur le tube relié à la cellule centrale dans la sonde pressiométrique.

Note : Si, lors d'un palier, le volume injecté dans la cellule de mesure dépasse 700 cm^3 (550 cm^3 pour la sonde courte avec tube fendu), l'essai peut être arrêté.

En cas d'éclatement de la sonde, l'essai est interrompu. Pour un niveau de pression donné, on lit au CPV le volume d'eau descendue dans la cellule de mesure, ce qui correspond à l'augmentation du volume de la cavité, la lecture se fait après 1, 15, 30 et 60 secondes du début de palier

Dans un même forage, la distance minimale entre deux essais consécutifs ne doit pas être inférieure à 0,75 m.

4.3 Domaine d'application

L'essai pressiométrique Ménard (Norme NF P 94-110-1) s'applique dans les sols naturels et les remblais traités ou non par certains procédés, dans les sols indurés et les roches tendres, tant en site terrestre qu'en site aquatique.

Note : L'essai peut être réalisé dans le rocher mais les caractéristiques obtenues sont alors affectées d'une plus grande incertitude compte tenu de l'appareillage et de très faibles déformations du terrain dans ce cas.

4.4 Eléments composants le pressiomètre

Comme l'illustre suivant la (figure 4.2), l'appareil standard est constitué des éléments suivants :

Un contrôleur pression-volume (C.P.V)

Il permet d'exercer les pressions dans la sonde et de mesurer la variation correspondante de volume de celle-ci. Il comprend un réservoir de liquide à niveau visible (eau additionnée d'un peu d'antigel coloré afin d'améliorer la visibilité du ménisque) ainsi qu'un système de mise en pression (manomètres pouvant atteindre 100 bars).

Une sonde pressiométrique

Cette sonde se présente sous la forme d'un unique cylindre en acier, dont la partie centrale de mesure est recouverte d'une membrane souple. Une gaine plus rigide recouvre ensuite l'ensemble de la sonde, isolant donc de part et d'autre de la cellule centrale deux petites cellules de garde. Lors de l'essai, l'opérateur met sous pression ces deux dernières grâce à un gaz comprimé, tandis que la cellule de mesure est remplie par le liquide du C.P.V.

Une tubulure de liaison

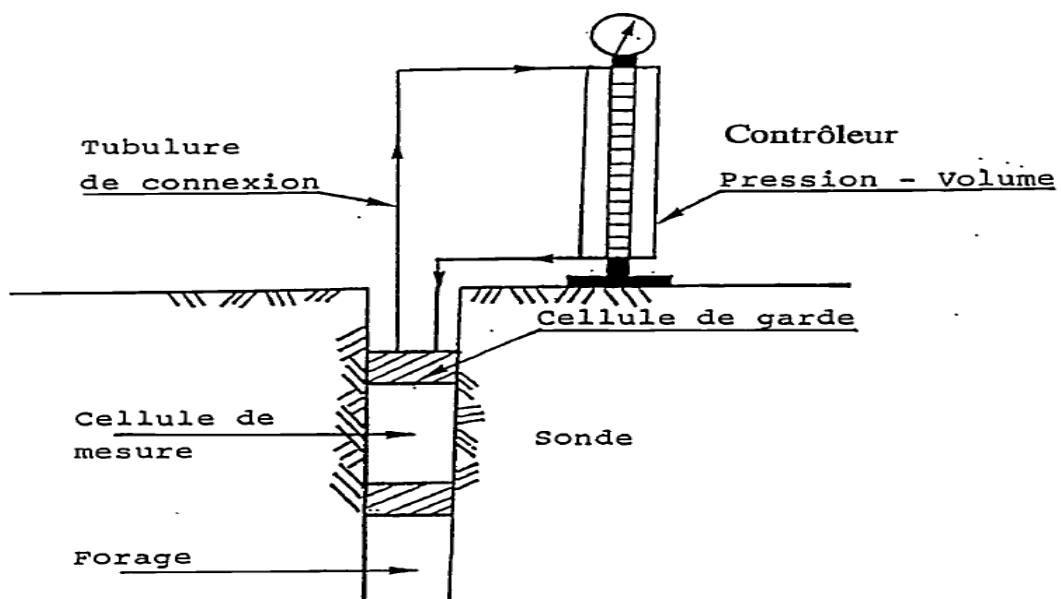


Figure 4.2 : Elément composant le pressiomètre, d'après Soegiri, (1991)

4.5 Détermination de la courbe pressiométrique

L'essai étant rapide, donc en conditions non drainées, il s'interprète en contraintes totales. Une courbe d'expansion type, représentée sur la (figure 4.3), permet d'obtenir le module pressiométrique E_M , la pression limite pressiométrique P_L , la pression de fluage P_f et la pression de contact avec le terrain P_0 . Se décompose habituellement en trois phases

- Une première phase de recompactage du sol autour de la sonde pressiométrique : ($0 \leq P \leq P_0$; $0 \leq V \leq V_0$) elle résulte de l'expansion de la membrane jusqu'au moment où celle ci vient épouser le contour du trou foré préalablement. D'après (Guettafi, 2012) P_0 , la pression lue sur la courbe pressiométrique qui correspond au volume V_0 comme le début de la partie linéaire sur cette courbe. Théoriquement la pression p_0 dans la sonde est alors la pression naturelle de terre au repos.
- Une deuxième phase dite pseudo-élastique : ($P_0 \leq P \leq P_f$; $V_0 \leq V \leq V_f$), caractérisée par une réponse approximativement linéaire du sol. La pression atteinte à la fin de cette phase est la pression de fluage P_f . Cette partie de la courbe permet de définir le module pressiométrique Ménard E_M donné par l'expression (figure 4.3).

Un module pressiométrique G_M est également déduit à partir de E_M

$$G_M = \frac{E_M}{2(1 + \nu)} \quad [4.1]$$

- Une troisième phase: ($P_f \leq P$; $V_f \leq V$), correspond à l'apparition d'une forte non-linéarité de la courbe d'expansion due à la mise en plasticité du sol. Pour les très grandes déformations, la pression tend vers une valeur limite. C'est la pression limite, notée $P_L \infty$ définie comme l'asymptote de la courbe pressiométrique quand le volume tend vers l'infini. En pratique il est difficile, voire impossible, d'accéder à cette valeur de la pression.

L'exploitation de cet essai est essentiellement basée sur une interprétation directe, et repose sur des formulations empiriques. Le rapport E_M/P_L permet notamment de classer les sols en différentes catégories.

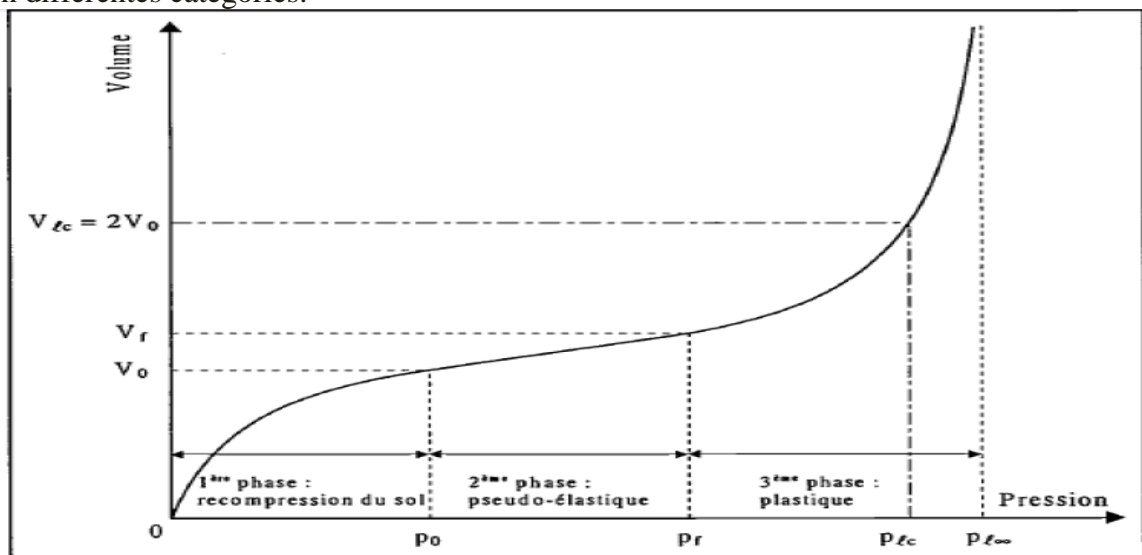


Figure 4.3: Pressiomètre avec forage préalable - Courbe d'expansion type, d'après Guettafi, (2012)

4.6 Détermination module pressiométrique Ménard (E_M)

De la courbe d'expansion et dans la phase pseudo-élastique, à partir de la pente de cette droite on calcule le module pressiométrique ou module de Ménard, noté E_M comme suit :

$$E_M = 2 (1 + \nu) \left[V_s + \left(\frac{V_1 + V_2}{2} \right) \right] \frac{(P_2 - P_1)}{(V_2 - V_1)} \quad [4.2]$$

Où :

ν est le coefficient de Poisson pris conventionnellement égal à 0,33. Le module E_M s'exprime en mégapascals.

V_s : est le volume initial conventionnel de la cellule centrale de mesure (y compris éventuellement son habillage).

V_1 : est le volume injecté dans la cellule centrale de mesure, après corrections, correspondant au début de la plage pressiométrique.

V_2 : est le volume injecté dans la cellule centrale de mesure, après corrections, correspondant à l'extrémité de la plage pressiométrique.

P_1 : est la pression corrigée correspondant à l'origine de la plage pressiométrique.

P_2 : est la pression corrigée correspondant à l'extrémité de la plage pressiométrique.

La détermination du module E_M est l'opération la plus délicate dans l'essai pressiométrique. du fait du remaniement du trou de forage, le module pressiométrique E_M sera toujours plus faible que le module réel du sol.

4.7 Détermination de la pression limite pressiométrique (P_L)

Par convention, la pression limite, exprimée en mégapascals, est la pression corrigée qui correspond à un volume de liquide injecté tel que :

$$V_l = V_s + 2V_1 \quad [4.3]$$

La pression limite est la pression qui correspond à la plastification de tout le massif. Dans la pratique, cette pression est difficile à atteindre, c'est pourquoi on adopte la pression limite conventionnelle correspondant au doublement du volume de la sonde.

4.8 Détermination de la pression de fluage pressiométrique (P_f)

La pression de fluage P_f est obtenue par exploitation graphique du diagramme $(P, DV^{60/30})$. P_f est l'abscisse de l'intersection des deux droites retenues pour schématiser le diagramme $(P, DV^{60/30})$, voir (Figure 4.4)

$DV^{60/30}$ est la variation de volume du liquide injecté dans la cellule centrale de mesure entre les temps $t = 30$ s et $t = 60$ s après le début du palier de pression P .

Note : La valeur P_f est en général peu différente de la valeur P_2 .

D'après (Bouafia, 2006) la fin de la partie quasi-rectiligne de la courbe pressiométrique coïncide avec la pression de fluage.

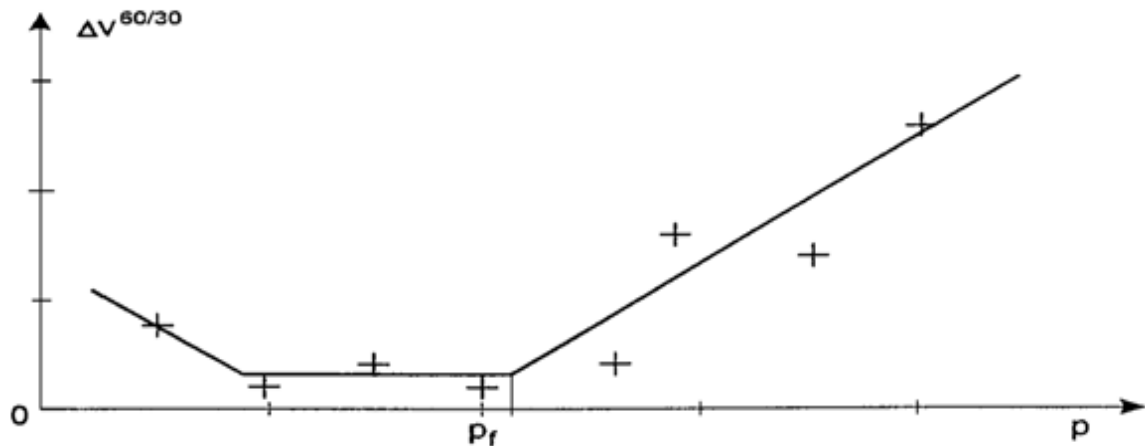


Figure 4.4 : Courbe de fluage pressiométrique, Exemple, d'après la norme NF P 94-110-1, (2000)

4.9 Détermination de la résistance au cisaillement des sols à l'aide du pressiomètre :

L'interprétation de l'essai pressiométrique en termes de résistance au cisaillement implique que plusieurs conditions soient satisfaites :

- le sol doit être intact autour de la sonde ;
- le champ de déformation doit être plan et connu.

Dans l'essai de Ménard, le sol autour de la sonde n'est pas intact : il est décomprimé au bord du trou et perturbé par l'opération de foration (trituration par l'outil et par le fluide d'injection). Quant au champ de déformation, il n'est connu que dans les sols cohérents : la déformation (pour la géométrie donnée de la sonde Ménard) est sensiblement plane et le champ de déformation est connu à chaque instant en raison de l'invariance du volume élémentaire si la sollicitation est non drainée.

Dans un sable, aucune de ces deux hypothèses n'est satisfaite : la déformation est non plane et la dilatance entraîne une variation non connue du volume élémentaire.

Il s'ensuit que l'essai Ménard ne peut être interprété de manière analytique en terme de résistance au cisaillement.

La seule approche réaliste, confirmée par l'expérience, consiste à déduire la cohésion non drainée C_u de la pression limite conventionnelle à partir de Ménard (1963) cité par (Guettafi, 2012), propose la relation empirique suivant telles que :

Pour $P_L \leq 0,05$ MPa :

$$C_u = \frac{P_l - P_0}{5,5} \quad [4.4]$$

Pour $P_L > 0,05$ MPa :

$$C_u = \frac{P_l - P_0}{5,5} + 0.025 \quad [4.5]$$

4.10 Détermination de la courbe pressiométrique corrigé

Les valeurs de pression P_r lues au manomètre et de volume V_r lues au CPV sont corrigées et permettent de tracer la courbe pressiométrique corrigée (Figure 4.5)

Pour les pressions, la pression réelle P appliquée par la cellule centrale au sol est égale à :

$$P = P_r + P_h - P_e \quad [4.6]$$

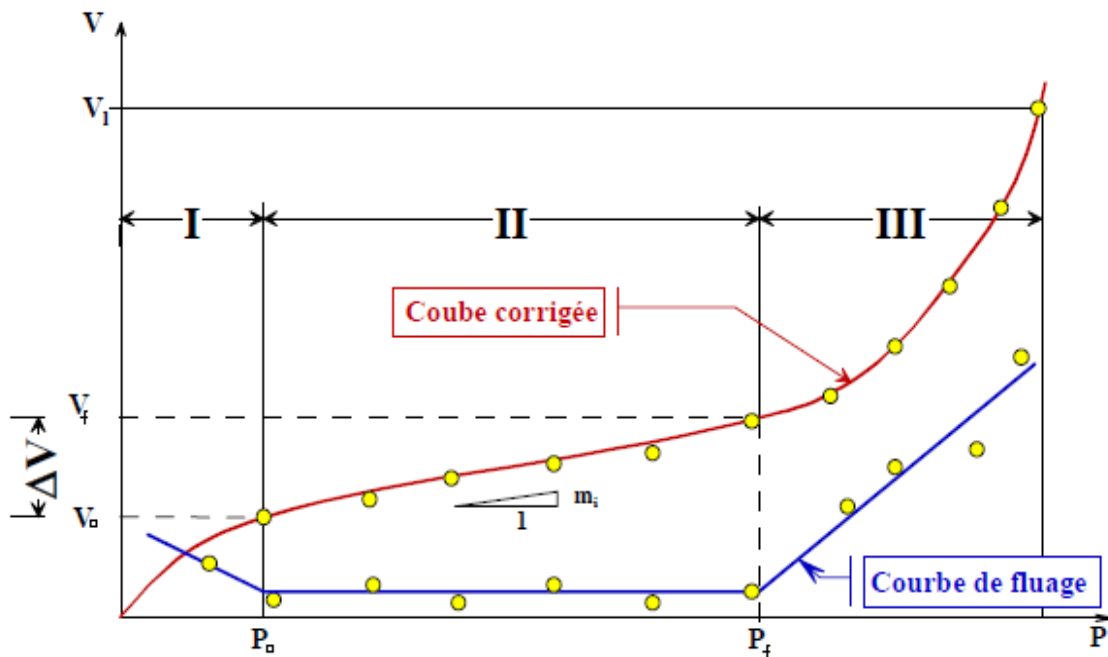
P_h : la pression hydrostatique au niveau de la cellule centrale.

P_e : résistance propre de l'ensemble membrane-gaine et éventuellement du tube lanterné.

Pour un volume donné (le volume V_r peut être corrigé de la dilatation propre des tubulures pour les pressions importantes $> 2,5$ MPa)

$$V = V_r - V_e \quad [4.7]$$

V_e : volume due à la déformabilité des différents éléments de l'appareil tubulures, corps de CPV



4.11 Relation entre E_M et P_L

Le rapport (E_M/ P_L) bien qu'il regroupe deux caractéristiques très différentes, du fait que l'une correspond aux petits déplacements du forage et l'autre aux grands, l'expérience a montré que celui-ci peut être un critère pratique pour apprécier et classer la raideur des matériaux étudiés.

On admet selon Ménard cité par (Gabin Michel, 2008) , la classification suivante :

Tableau 4.1 : Classification selon le rapport (E_M/P_L)

Argiles	$(E_M/P_L) < 5$	Argiles remaniées ou triturées
	$5 < (E_M/P_L) < 8$	Argiles sous-consolidées
	$8 < (E_M/P_L) < 12$	Argiles normalement consolidées
	$12 < (E_M/P_L) < 15$	Argiles légèrement surconsolidées
	$(E_M/P_L) > 15$	Argiles fortement surconsolidées
Sables	$(E_M/P_L) < 5$	Sable remaniées
	$6 < (E_M/P_L) < 8$	Sables et graviers immergés
	$(E_M/P_L) > 10$	Sables, sables et graviers secs et serrés

4.12 Relation entre le module pressiométrique E_M et le module oedométrique E_{oed}

L'essai pressiométrique est pratiquement, un essai non drainé et ne traduit pas le phénomène de consolidation.

À cet effet, Ménard cité par (Guettafi, 2012) a défini, un coefficient α appelé coefficient rhéologique ou coefficient de structure du sol. Ce coefficient fournit la corrélation entre le module pressiométrique et le module oedométrique.

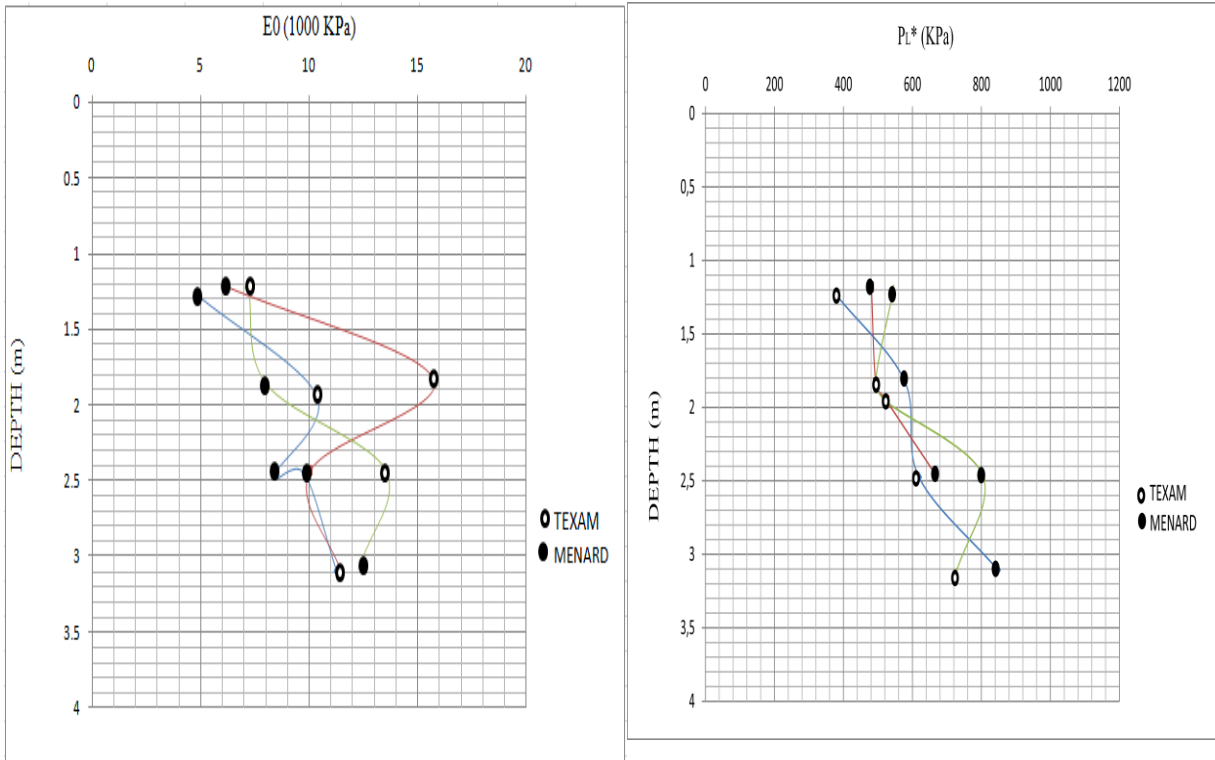
$$E_{oed} = E_M/\alpha \quad [4.8]$$

Tableau 4.2 : coefficient de structure α en fonction du type de sol et du rapport E_M/P_L

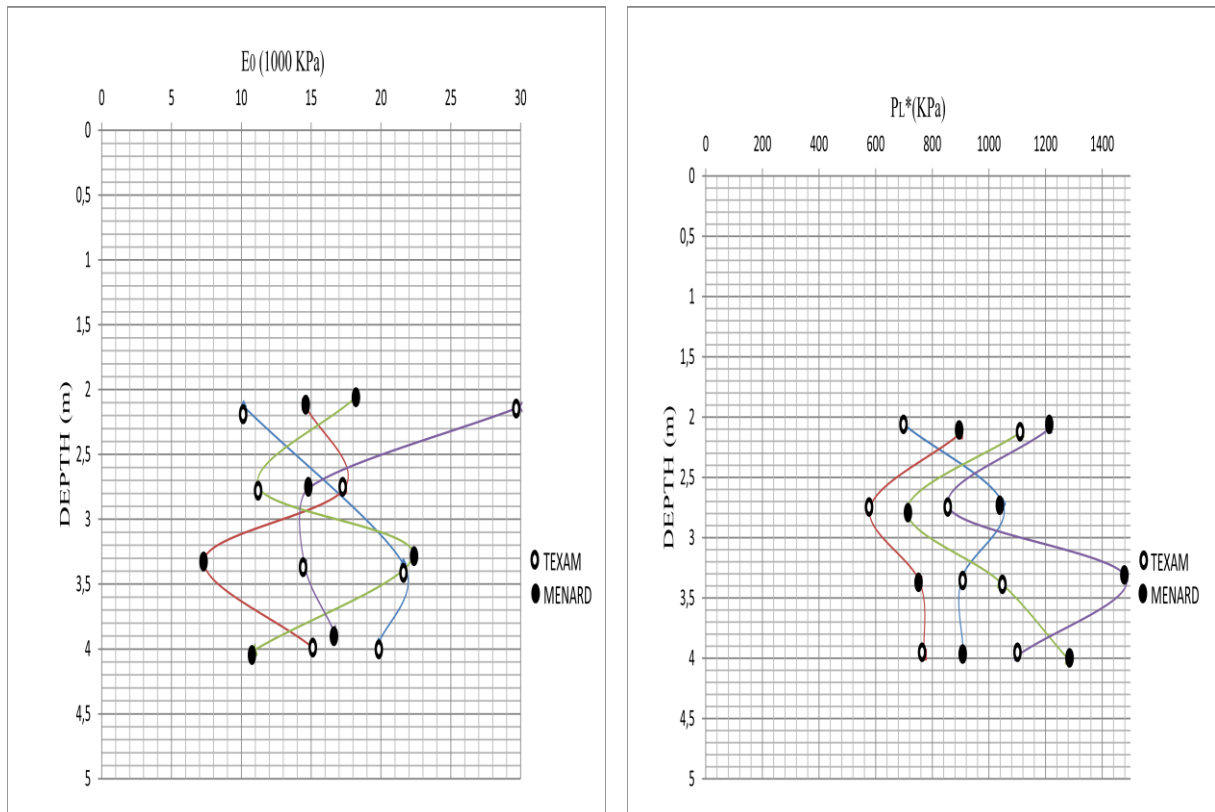
Type de sol	Argiles		Limons		Sables		Sables et graviers	
	E_M/P_L	α	E_M/P_L	α	E_M/P_L	α	E_M/P_L	α
Surconsolidé ou très serré	>16	1	>14	2/3	>12	1/2	>10	1/3
Normalement consolidé ou normalement serré	9 à 16	2/3	8 à 14	1/2	7 à 12	1/3	6 à 10	1/4
Sous-consolidé ou altéré et remanié ou lâche	7 à 9	1/2	5 à 8	1/2	5 à 7	1/3		

Notre travail consiste à l'exploitation des résultats des documents tiré à partir de volume 2 en particulier les travaux cité Dans le cas de la conférence internationale (50ans de pressiomètres) :

La figure 4.6 représenter ci avant montre l'évolution du module pressiométrique initial E_0 et la pression limite P_L^* en fonction de la profondeur, une comparaison entre deux type de pressiomètre Texam et Ménard est faite pour savoir la différence entre les deux appareils. Le premier c'est un site argileux très plastique surconsolidé et le deuxième c'est site sableux silteux surconsolidé



SITE ARGILEUX



SITE SABLEUX

Figure 4.6: Comparaison entre le pressiomètre Texam et Ménard dans un sol argileux et sableux

Dans figure 4.7 on a l'augmentation de la pression en fonction de $\Delta V/V_0$, deux type de courbe pressiométrique sont montré le pressiomètre autoforeur et le pressiomètre Ménard on voie que pressiomètre Ménard peut atteindre un $\Delta V/V_0$ jusqu'à 80 % pour donner une pression de 140 KPa au contraire du PAF (pressiomètre autoforeur) qu'il peut atteindre cette pression pour un $\Delta V/V_0$ de 20 %

Donc les modules déterminés par essais au pressiomètre autoforeur sont supérieurs à ceux du pressiomètre Ménard, ce qui peut être expliqué par le moindre remaniement des essais au pressiomètre autoforeur

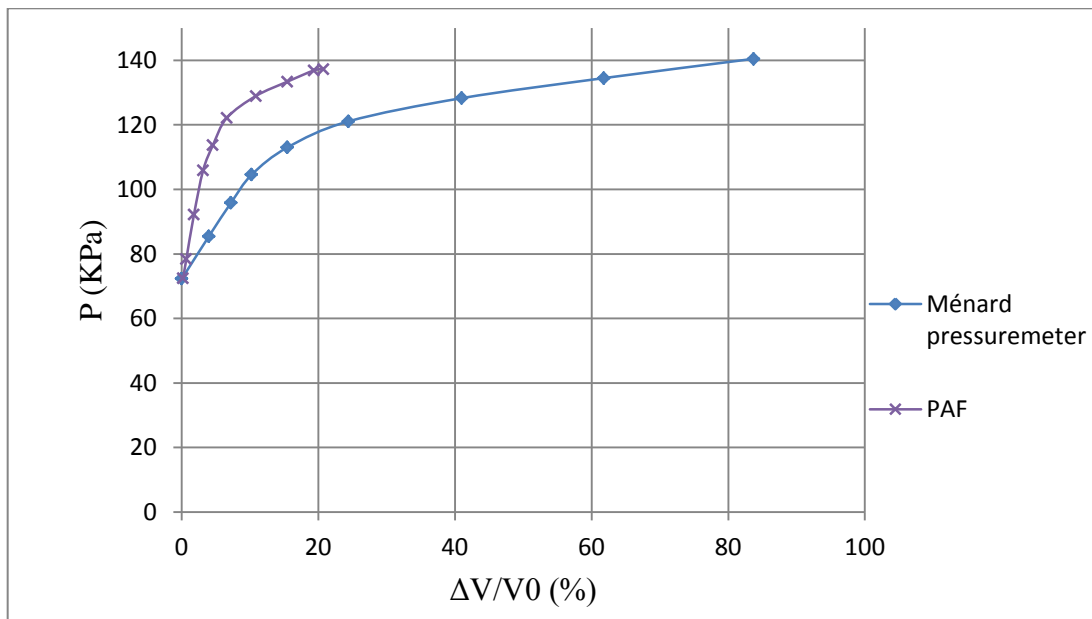


Figure 4.7 : Comparaison entre les courbes pressiométriques Ménard et PAF

L'objectif de ces essais montré sur les figures 4.8 et 4.9 est de calculer la portance d'un pieux foré à la tarière continue, soumis à une charge axiale concentrée, le pieux a un diamètre de $D=0,5\text{m}$ et une longueur de 12m, l'ouvrage est situé sur la commune de Merville (Nord, France) dans le périmètre de l'aérodrome. Cet ouvrage est placé dans un sol constitué d'une couche de limon en partie supérieure et d'une couche d'argile des Flandres en partie inférieure.

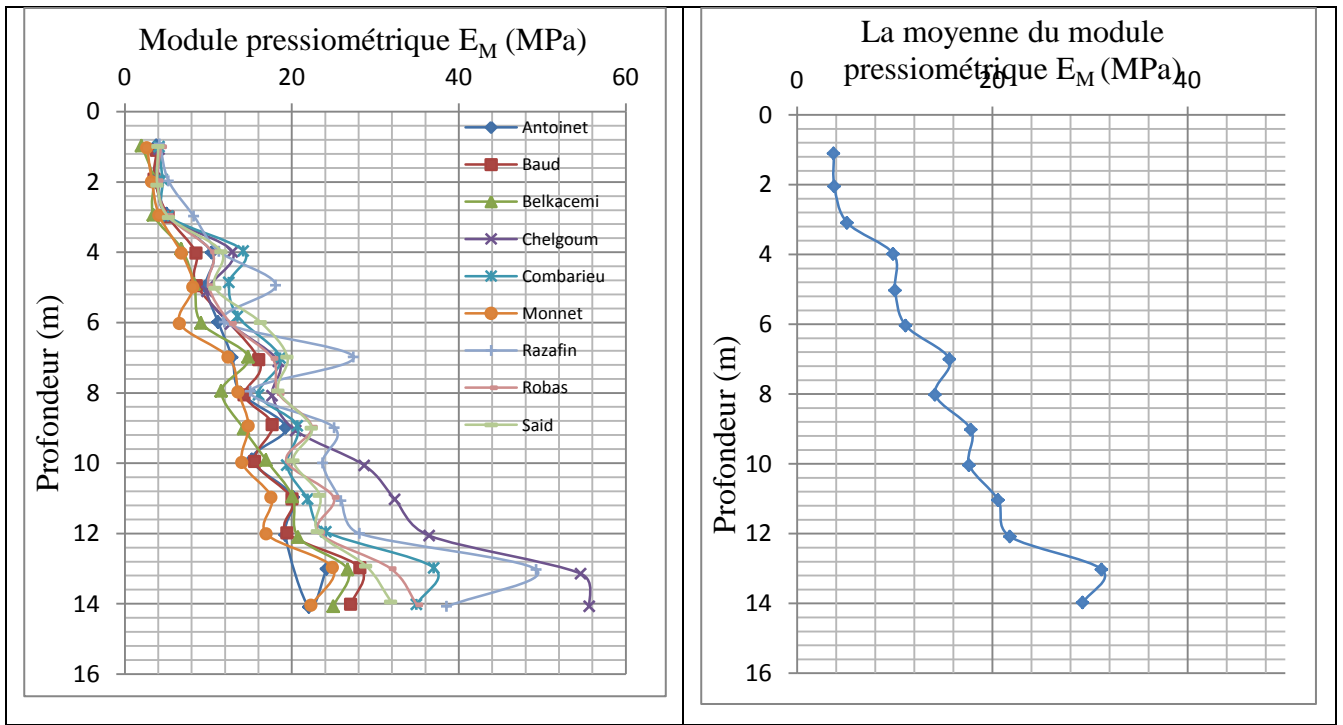


Figure 4.8 : Dépouillement des essais pressiométriques : calcul du module pressiométrique

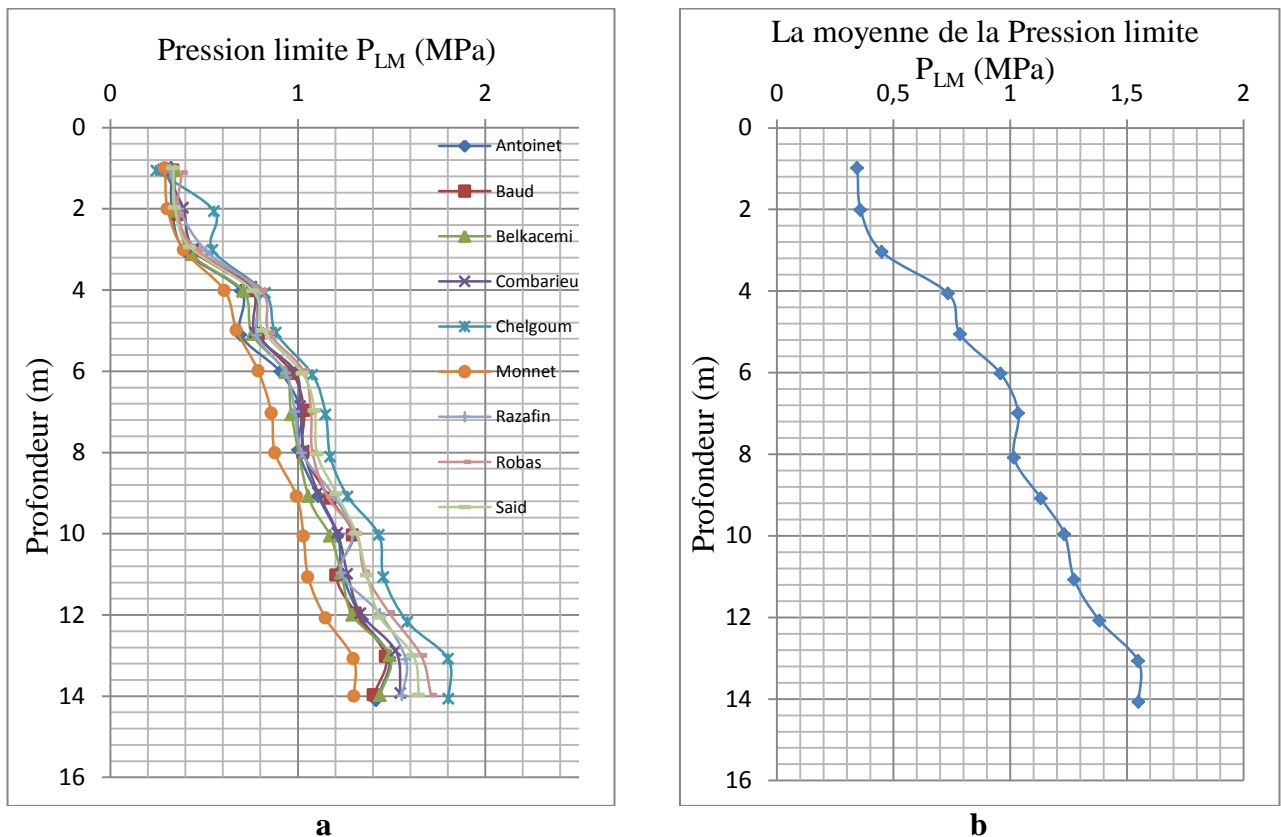


Figure 4.9 : Dépouillement des essais pressiométriques : calcul de la pression limite pressiométrique

On observe sur la figure 8b une certaine surestimation des valeurs obtenues pour le module pressiométrique sans doute due à l'absence des valeurs de fluage qui a gêné l'estimation des modules

La dispersion des valeurs des pressions limites peut être liée à la méthode utilisée pour représenter la courbe pressiométrique : inverse des volumes sur les points au delà de p_2 et hyperbole sur les points au delà de p_E , et à la sensibilité de ces méthodes à la réduction du nombre de points en fin d'essai due à la diminution des pas de pression par l'opérateur qui a réalisé ces essais.

Les figure 4.10 et 4.11 sont des essais faite par le pressiomètre de type G, volume de la sonde 535ml et le coefficient de poisson égale à 0,33.

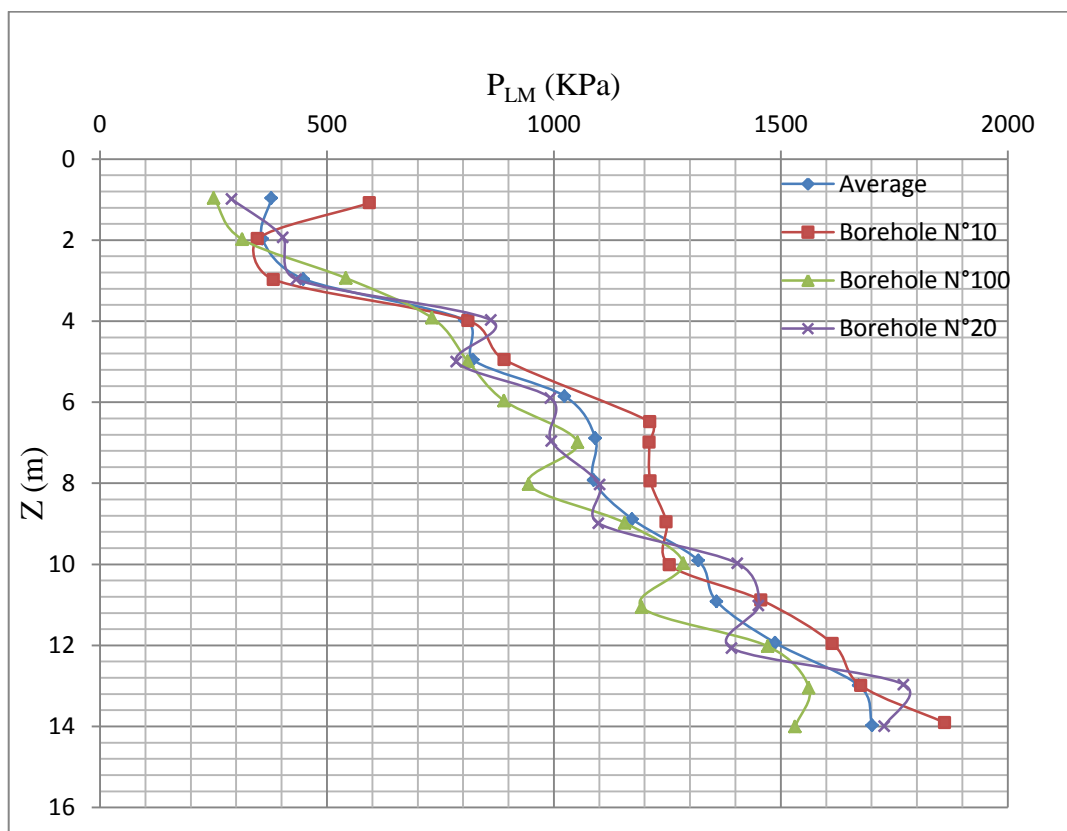


Figure 4.10 : Limite pressiométrique Ménard P_{LM} évaluée du pressiomètre pré-foré dans trois forages

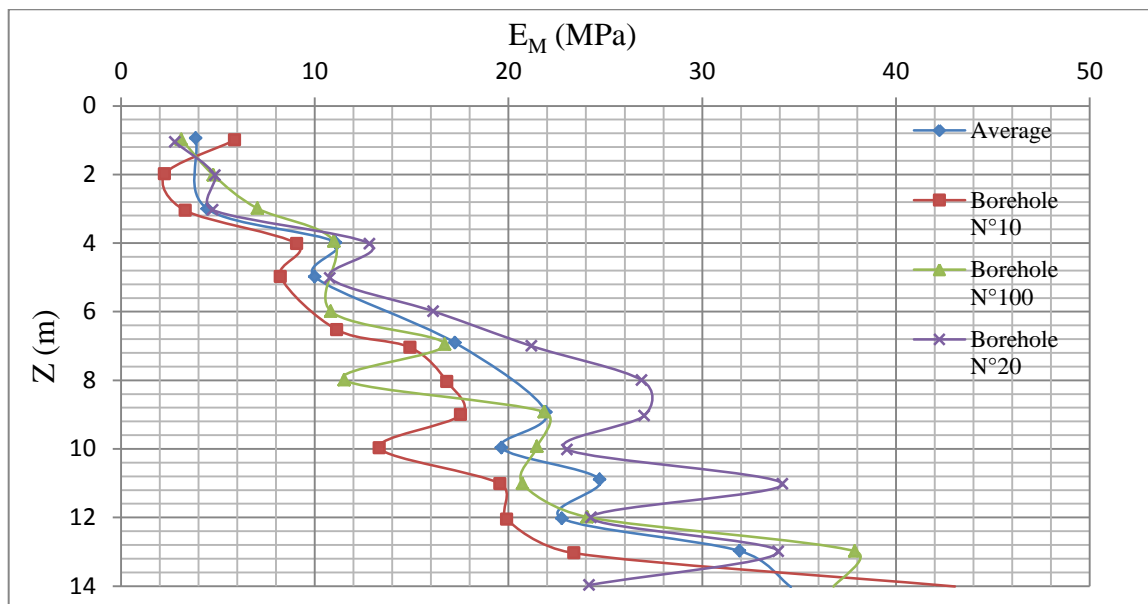


Figure 4.11 : Module pressiométrique Ménard E_M évaluée du pressiomètre préforé dans trois forages

Du fait que le module E_R n'est pas inclus dans les données nous avons choisi les valeurs de $2 \cdot E_M$ pour les sites argileux et $3 \cdot E_M$ pour les sites sableux pour le calcul de la capacité portante d'une pile isolé qui a de longueur de 12m et diamètre 0.5m

Lors de la campagne géotechnique, trois forage pressiométrique ont été exécuté (forage100, forage10 et forage20). Pour chaque forage l'essai d'expansion pressiométrique est effectué tous les mètre jusqu'à une profondeur $z=14$ m (figure 4.12)

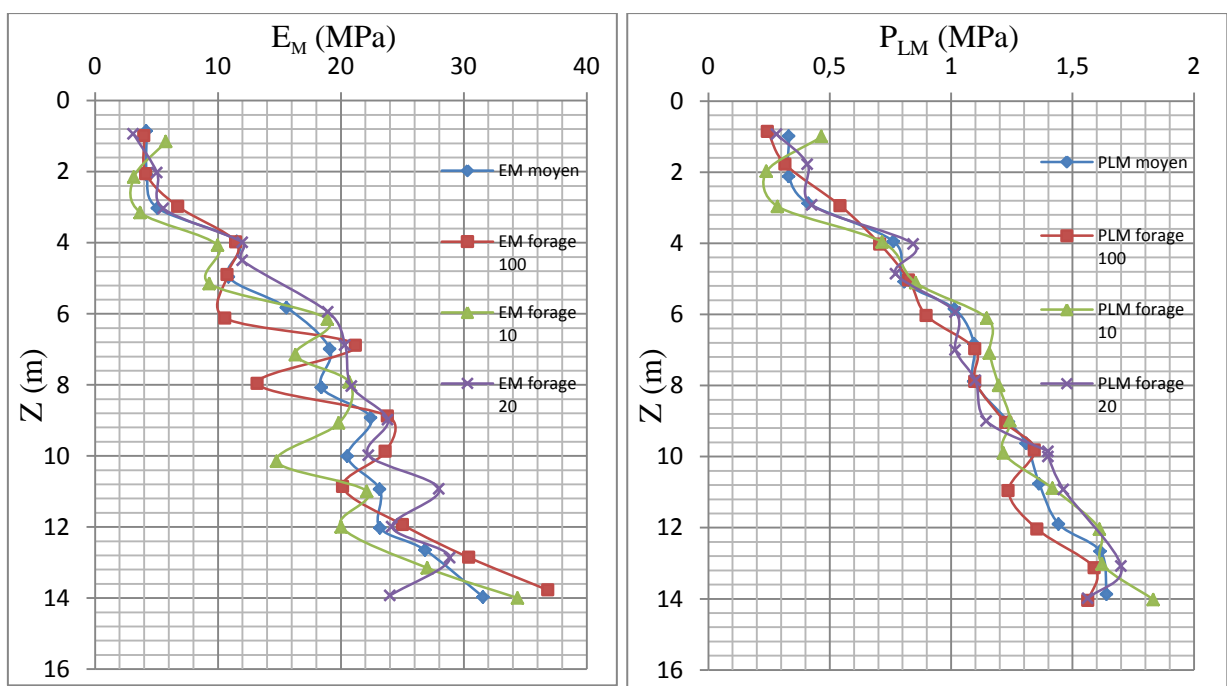


Figure 4.12 : Profils de E_M et P_{LM} pour les trois forages et leur moyenne

Une base de donnée de pressiomètre préforé et d'autre essais de sols sont organisée .la base de donnée est tiré à partir de 82 forage pressiométriques situé dans le sud, sudwest, West et le centre des états unis avec 36 sites sableux, 44 sites argileux et 2 sites silteux. Dans chaque forage et dans toutes les profondeurs, un enregistrement de tous les paramètres disponibles dans cette profondeur a été faite.

La somme de 426 enregistrements sont accumuler, le dépôt d'argile a une valeur de S_U qui varie de 9,6 KPa a 2490 KPa et de moyenne de 150 KPa, le dépôt de sable sont conter de 1 a 100 et de moyenne de 43. Meilleur régression ajuster sont performer de toute les base de donnée et ces conduit au tableau 4.3 et 4.4 .La différence de cette corrélation est très large qu'il est rend inutile dans le dimensionnement.

Tableau 4.3 : Coefficients de corrélation pour le sable

A	B	E0 (KPa)	ER (KPa)	p*L (KPa)	qc (KPa)	fs (KPa)	N (b1/30cm)
E0 (KPa)		1	0.125	8	1.15	57.5	383
ER (KPa)		8	1	64	6.25	312.5	2174
p*L (KPa)		0.125	0.0156	1	0.11	5.5	47.9
qc (KPa)		0.87	0.16	9	1	50	479
fs (KPa)		0.0174	0.0032	0.182	0.02	1	9.58
N (b1/30cm)		0.0026	0.00046	0.021	0.0021	0.104	1

Tableau 4.4 : Coefficients de corrélation pour l'argile

A	B	E0	ER	p*L	qc	fs	Su
E0		1	0.278	14	2.5	56	100
ER		3.6	1	50	13	260	300
p*L		0.071	0.02	1	0.2	4	7.5
qc		0.4	0.077	5	1	20	27
fs		0.079	0.0038	0.25	0.05	1	1.6
Su		0.01	0.0033	0.133	0.037	0.625	1

Tableau 4.5 : Valeurs du rapport E_R/E_M en fonction de la nature des sols

$\frac{E_R}{E_M}$	Nature des sols
1	Sols artificiels compactés
1 à 2	Sols a structures très stables(rocher)
2 à 3	Argile
3 à 5	Limons et sables

Ainsi d'après (Gabin Michel, 2008) on la corrélation :

$$E_M = N_{10}(0.25 + \alpha_t) \quad [4.9]$$

Tableau 4.6: Determination de α_t

Profondeur (m)	α_t
1	0.2
1.5	0.175
2	0.15
2.5	0.125
3	0.1
3.5	0.075
4	0.05
4.5	0.025
5.0-6.0	0

Tableau 4.7: E_M et P_L as linear functions of vane test shear strenght τ_f

Type de sol	pressuremeter modulus E_M [MPa]	Limit pressure p_L [MPa]
Cracow clay(miocene)	$71,0 \tau_f + 6,72$	$3,84 \tau_f + 0,155$
Poznan clays (pilocene)	$98,7 \tau_f + 0,77$	$3,66 \tau_f + 0,042$
Quaternary clays	$54,6 \tau_f + 4,21$	$4,18 \tau_f + 0,174$
Holocene Vistula river muds (warsaw area)	$27,7 \tau_f + 0,33$	$3,08 \tau_f + 0,012$

Ainsi d'après (Gabin Michel, 2008) on a la corrélation suivante :

$$E_{oed} = E_M \chi_P \quad [4.10]$$

Tableau 4.8: Les coefficient χ_p recommandé pour la transformation de E_M au E_{oed}

Type de sol	Etat de sol	χ_P	Remarque
sols non-cohésives : sables, graviers	Pour toute densité relative I_D	5,0	-
sols Cohésives :silt,argile	Indice de liquidité $I_L \leq 0$	4,0	Pour I_L intermédiaires La valeur de χ_p se cacul par interpolation linéaire
	Indice de liquidité $I_L = 1$	1,5	
sols Cohésives : argile	Indice de liquidité $I_L \leq 0$	3,0	
	Indice de liquidité $I_L = 1$	1,0	
Sols organiques	Dans tout les cas	1,0	-

Les essais pressiométriques ont été réalisés dans trois sondages. L'interprétation des essais a été réalisées conformément à la norme NF P 94-110-1 de janvier 2000.La sonde est supposée à gaine souple, de volume 412 cm². (Longueur 210 mm, de diamètre extérieur 58 mm et de diamètre intérieur 50 mm).Aucune corrélation liée au calibrage de la sonde n'est réalisée. Le niveau statique de la nappe est à 1,8 m de profondeur .Le tableau 4.9, 4.10 et 4.11 donne quelques valeurs de pression limite nette P_{LM}^* et de module pressiométrique E_M et quelque caractéristique mécaniques.

Tableau 4.9 : Interprétations des essais pressiométriques

Nature	Prof. (m)	Sondage 1		Sondage 2		Sondage 3		Moyenne	
		P_{LM}^* MPa	E_M MPa	P_{LM}^* MPa	E_M MPa	P_{LM}^* MPa	E_M MPa	P_{LM}^* MPa	E_M MPa
Limon	2	0,31	3,6	0,29	2,3	0,36	5,4	0,32	3,8
Argile	5	0,72	10,7	0,82	5,4	0,68	9,0	0,74	8,4
Argile	8	0,81	11,1	1,05	15,1	0,93	20,8	0,93	15,7
Argile	11	1,00	16,2	1,21	17,7	1,27	26,1	1,16	20,0
Argile	14	1,31	28,0	1,62	33,8	1,39	18,7	1,44	26,8

Tableau 4.10 : Paramètres pressiométriques et élasto-plastiques

Nature	Prof. (m)	γ_h (KN/m ³)	E_M MPa	P_{LM}^* MPa	$\frac{E_M}{P_{LM}^*}$	α	Classe Fas.62	E' MPa	ν	C' KPa	ϕ' °
Limon et Argile	0-3,5	18	4	0,35	11	1/2	Normal	6	0,3 0	10	21
Argile	3,5-8,5	19	11	0,8	14	2/3	Normal	12	0,3 0	20	21
Argile	8,5-11	19	18	1,1	16	2/3	Normal	19	0,3 0	30	21
Argile	>11	19	17	1,3	19	2/3	Surconsolidée	30	0,3 0	57	23

**Tableau 4.11 : Paramètres de calcul de la portance a partir du CCTG-Fasicule 62
Titre V**

Nature	Prof. m	Hauteur m	E_M MPa	P_{LM}^*e MPa	$\frac{E_M}{P_{LM}^*}$	α	Classe Fas.62	abaque	qs KPa
Limon et Argile	0-3,5	3,5	4	0,35	11	1/2	A	Q ₁	20
Argile	3,5-8,5	5,0	11	0,8	14	2/3	A	Q ₁	30
Argile	8,5-11	2,5	18	1,1	16	2/3	B	Q ₁	40
Argile	>11		27	1,3	19	2/3	B	Q ₁	40

Il s'agit de calculer la capacité portante d'un pieu foré en s'appuyant sur les analyses suivantes :

Tableau 4.12 : Valeurs des pressions limites et du module

Prof	Pression limites de Ménard				Module pressiométrique			
	S1	S2	S3	P_{LM}	S1	S2	S3	E_M
1	2.7	5.6	2.8	03.70	34	40	40	38.00
2	3.6	3.7	3.9	03.70	56	19	50	41.67
3	5.6	4.0	5.8	05.13	92	22	44	52.67
4	7.4	8.2	8.6	08.05	157	84	143	128.0
5	8.6	9.8	8.1	08.83	78	124	112	104.67
6	9.5	11.8	10.7	10.70	74	84	235	131
7	11.5	12.5	10.7	11.57	174	213	124	170.3
8	10.6	12.9	11.7	11.73	113	201	226	180
9	12.8	13.4	11.8	12.67	256	193	174	207.7
10	14	13.4	15.3	14.23	200	162	507	289.7
11	13.2	15.3	15.4	14.63	258	360	355	324.3
12	15.9	17.3	14.4	15.87	249	535	311	365
13	16.9	17.8	19.1	17.93	557	709	371	545.7
14	17.1	19.9	17.1	18.03	338	954	385	559

Pour le tableau 4.13 il s'agit de Réalisés trois forages, leur dépouillement a été effectué manuellement, conformément à la norme NF P 94-110-1 qui fournit les résultats de E_M (MPa) et P_{LM} (MPa) ($P_{LM}=P^*_L$) et les valeurs de calcul adoptées pour les prévisions.

Tableau 4.13 : Valeurs de E_M (MPa) et P_{LM} (kPa)

Z(m)	P_{LM}	E_M	P_{LM}	E_M	P_{LM}	E_M	P_{LM} (calcul) (KPa)		E_M (calcul)
1	330	3,5	590	5	330		350	} Sol de Catégo- rie A	4
2	350	4	400	4,5	380		350		4
3	620	7,6	400	4,5	390		400		6
4	690	16	790	15	810		700		12
5	750	10	870	14	750		750	} situé entre A et B	13
6	940	12	1040	15	970		950		15
7	1030	25	1080	15	950		1000		15
8	904	13	1090	16	1050		1000		16
9	1110	22	1150	18	1040		1100		18
10	1230	23	1090	14	1280		1150		20
11	1120	21	1290	23	1350		1200	} sol de catégorie B	22
12	1310	24	1430	26	1250		1300		24
13	1370	44	1430	35	1620		1400		32
14	1370	34	1610	37	1670		1450		34

Le tableau 4.14 a pour objectif de montrer le potentiel de PMT (pressiomètre préforé) pour évaluer la déformabilité de sables pyroclastiques de la région de Naples. L'étude a mis en évidence les difficultés que les ingénieurs rencontrent quand ils veulent utiliser les résultats de tels essais pour la caractérisation des sols, mais il a aussi montré que le module E_M peut être corrélé avec les paramètres obtenus au cours des essais pénétrométrique, plus connus dans la région.

Tableau 4.14: Résultats des essais

Essais	Profondeur (m)	P _L (MPa)	E _M (MPa)	E _M /P _L	φ'	Classe
V1	15	2.9	45	15.4	37	1
V2	22.5	1.2	6	4.9	31	1
P1	3.5	1.4	16	11.6	34	1
P2	7	2.4	45	18.6	36	1
C1	2.25	0.6	9	15.0	27.8	1
C2	6.65	1.3	20	15.4	32.9	1
E1	2.5	0.5	6	12.0	27.1	1
E2	6.1	1.2	17	14.2	32.2	1
E3	9.8	1.7	26	15.3	34.3	1
S1P1	3.3	3.3	54	16.4	37.9	4
S1P2	10.3	3.7	62	16.6	39	4
S1P3	14.7	3.2	39	12.0	38.3	4
S1P4	18	4.8	185	38.9	40.4	3
S1P5	21.6	5.0	178	35.5	40.9	3
S1P6	26.7	2.5	39	15.7	36.5	2
S1P7	30.5	2.0	37	18.1	35	2
S1P8	33.3	5.4	173	32.1	41.3	3
S1P9	37.8	4.2	95	22.7	39.6	2
S2P1	2.5	2.7	38	13.9	37.5	4
S2P2	10	2.4	35	14.7	36.6	4
S2P3	12.9	4.5	79	17.6	40.1	4
S2P4	17	2.9	38	13.1	37.7	4
S2P5	20.7	3.9	107	27.3	39.5	3
S2P6	26.5	5.7	167	29.2	41.6	3
S2P7	30	4.7	117	24.8	40.4	3
S2P8	32.7	4.1	79	19.1	39.5	2
S2P9	36	2.2	39	17.5	35.1	2
S2P10	38.3	2.7	49	17.8	36.8	2

Le tableau 4.15 montre une série de sept essais pressiométriques, réalisées dans le même forage, qui ont été simulée par le calcul, utilisant un modèle non linéaire avancé. Les paramètres matériels ont été calés sur le comportement réel des essais pressiométrique.

Tableau 4.15 : Résultats des essais pressiométriques

Profondeur (m)	Type de sol	P _{LM} (KPa)	E _M (Mpa)	E _{UR} (Mpa)
6.5	Gravier	2500	19.5	75
8.5	Gravier	2000	15	45
10.1	Gravier	1600	11.5	35
12.1	Gravier	4800	34.5	120
16.3	Argile	1740	32.6	80
22.3	Gravier	5500	66	240
24.6	Gravier	6000	75	300

4.13 Conclusion

Depuis sa mise au point par Louis Ménard en 1957, l'essai pressiométrique connaît un essor considérable. Ce succès est dû à de nombreux avantages, comme la simplicité relative d'exécution, la rapidité des mesures et la polyvalence de l'essai (essai praticable dans tous les types de sols).

- Le module pressiométrique, et la pression limite ne sont pas des caractéristiques mécaniques intrinsèques au sol, mais sont liées au terrain et à l'appareillage utilisé, ainsi qu'au mode de réalisation du forage.
- Le pressiomètre est le seul appareil d'essai in situ qui mesure à la fois une caractéristique de déformabilité, et une caractéristique de résistance du sol.
- Le pressiomètre C'est un essai rapide ne permettant pas d'aborder les problèmes de consolidation ou de stabilité à long terme.
- Le domaine privilégié d'utilisation du pressiomètre est le dimensionnement des fondations dans les sols.

CONCLUSION GÉNÉRALE

Les études menées lors de ce travail de mémoire de projet de fin d'études sur le sujet «Analyse des techniques de détermination des modules de déformation en géotechnique» ont conduit à identifier de nombreux paramètres mécaniques qui caractérisent le comportement des sols par différents types d'essais de laboratoire et en place.

Nous avons trouvé que la détermination des paramètres est un compromis entre les possibilités des essais et une représentation satisfaisante du comportement des ouvrages et des sols. Pour cela, il est nécessaire de bien choisir les types d'appareillages d'essais utilisés, le mode de chargement, la zone de déformation à exploitée.

Lors de nos recherches, nous avons remarqué que les modules de déformation dépendent de nombreux facteurs, notamment de la granulométrie des sols, de la densité, de niveau de confinement, de l'histoire de chargement et du mode de préparation des éprouvettes.

Nos études bibliographiques ont mis en évidence l'importance de prendre en compte l'évolution des lois de comportement. Les recherches sur le comportement des matériaux ont conduit au développement de lois de types élastique linéaire (Hooke), élasto-plastique avec élasticité linéaire (Mohr-Coulomb) ou élastique non linéaire (Fahey et Carter). Les notions d'état limite, et de surface de charge, d'état critique ont été développées afin de décrire la transition entre le comportement élastique, plastique ou à la rupture des matériaux. De nombreux modèles ont été élaborés pour décrire le comportement des sols remaniés (Cam Clay et Cam-Clay modifié) et des sols naturels (Mélanie, Larsson, Anpetal). Toutefois, la simplicité du comportement élastique ou élasto-plastique avec plasticité parfaite fait qu'il est encore très utilisé pour analyser les mouvements des massifs de sols et des ouvrages dans la pratique de l'ingénierie géotechnique.

Avec les études en laboratoire (Essai oedométrique), nous avons réussi à déterminer les différentes Zones de charge (I, II, III) qui limitent les zones de comportement différent : élastique linéaire et réversible, élastique non linéaire mais réversible, et irréversible. La première zone est très petite et elle est difficile à mettre en évidence.

Les essais en place (essai pressiométrique) sont de plus en plus employés en mécanique des sols grâce aux avantages liés à leur mode de mesure. Ils permettent de prendre en compte la variabilité spatiale naturelle des sols en place et, surtout, ils se déroulent de manière rapide et économique.

Lors de cette étude, nous avons remarqué que les modules de déformation dépendent de nombreux facteurs, notamment de la granulométrie des sols, de la densité, de niveau de confinement, de l'histoire de chargement et du mode de préparation des éprouvettes.

Références bibliographiques

- Borel S.** (2006). Caractérisation de la déformabilité des sols au moyen d'essais en place. Etude et recherche des laboratoires des ponts et chaussées.
- Bouafia A.** (2006). Les essais in-situ dans les projets de fondations. Ouvrage, Office des publications universitaire 1, place centrale de Ben Aknoun (alger).
- Coquillay S.** (2005). Prise en compte de la non linéarité du comportement des sols soumis à de petites déformations pour le calcul des ouvrages géotechniques. Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, France- Paris.
- Dysli M.** (1997). Géologie appliquée à l'ingénierie et à l'environnement. Cours.
- Feng Z.** (2005). Mécanique non linéaire, International journal of engineering science, France
- Ferber V.** (2003). Présentation des méthodes géophysiques, Rapport de recherche du LCPC, 41 pages.
- AFNOR.** (1997). Essai oedométrique, Norme Française XP P 94-090-1.
- AFNOR.** (2000). Essai pressiométrique Ménard, Norme Française NF P 94-110-1.
- Gambin M, Magnan J. P., Mestat Ph.** (2008). Actes du symposium international 50 ans de pressiomètres, Presse de l'ENPC/LCPC, France.
- Gambin M.** (2010). Quelques communications récentes. conférence Coulomb, comité français de mécanique des sols et de géotechnique (CFMS), Paris.
- Gambin M, Gomes C, Antao A.** (2002). Validité de la mesure du module dans le domaine des petites aux moyennes déformations par essais de chargement in-situ. Rapport.
- Guettafi N.** (2012). Comportement des sols mous lors d'un essai pressiométrique. Mémoire de magistère, Université El Hadj Lakhdar Batna.
- Hazmoune H.** (2003). Approche des études géotechniques liées à la pathologie des ouvrages: étude de cas, Mémoire de magistère, Université Mentouri Constantine.
- Jean-Michel V, Julien A, Seng Y.** (2010). Etude de corrélations entre les résultats d'essais pressiométriques et de pénétration statique. Journées nationales de géotechnique et de géologie de l'ingénieur, France.
- Magnan J. P., Roger F., Cui Y. J. et Mestat Ph.** (2008). Actes du Symposium international Sécheresse et constructions. France, Vol. 1.
- Jezequel J, Lemée E et Saintilan D.** (1974). Exploitation de l'essai pressiométrique normal par méthode numérique. Rapport de recherche.

- Léreau J.** (2006). Géotechnique 1, Cours, Instiut national des sciences appliquées, Toulouse
- Khaled Z.** (2012). Caractérisation d'un nouveau matériau et valorisation dans les barrières perméables réactives, Thèse de doctorat, France, École centrale de Lille.
- Meribout F.** (2008). Analyse de la transmission au sol des vibrations partir d'une structure vibrante. Thèse de doctorat, Universite Mentouri Constantine. pp. 1- 40.
- Mestat Ph.** (2006). Lois de comportement simples Algorithmes, Sesion de formation continue, LCPC,France.
- Nassira B.** (2010). Cractérisation des formations argileuses de la région de constantine. Thèse de doctorat, Universite Mentouri Constantine.pp. 53- 61.
- Nguyen P.** (2008). Etude en place et au laboratoire du comportement en petites deformations des sols argileux naturels. Thèse de doctorat, France pp.11-64.
- Pelissier L.** (2009). Etude des corrélations en géotechnique dans le cadre de la géologie toulousaine. Projet fin d'étude. Strasbourg.
- Reiffsteck Ph.** (2002). Nouvelles technologies d'essai en mécanique des sols. état de l'art, Rapport de recherche, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, France.
- Sadaoui O.** (2008). Analyse critique des résultats des essais in situ et calcul de capacité portante des fondations en utilisant le pénétromètre statique et le pressiomètre. Mémoire de magister , Bejaia.
- Schlosser F., Jezequel J., Lemasson H., Touze J.** (1968). Le preesiomètre Louis Ménard. quelques problèmes de mise en oeuvre et leur influence sur les valeurs pressiométriques. Rapport de recherche.
- Soegiri S.** (1991). Modélisation de l'essai pressiométrique avec prise en compte de l'interaction fluide solide.application a l'identification du comportement des sols. Thèse de doctorat, France, Ecole centrale de lyon.
- Welter P, Fiquet V.** (2011). L'essai pressiométrique état de l'art de sa conception et de sa réalisation. Rapport de recherche. Louvain-la-Neuve.
- Windal T.** (2001). Etude en laboratoire du gonflement des sols: mise au point d'un oedomètre flexible et étude du gonflement tridimensionnel. Thèse de doctorat, France, Laboratoire de mécanique de Lille.

Annexe A : Essais Oedométrique réalisés

PROJET : 400 places pédagogiques (3 Tranche) Mansourah

S N° : 1

Prof : 6,00-6,20 m

Nature : marne jaunâtre

Tableau A.1: Résultat d'essai oedométrique

σ	$\Delta\sigma$	e	Δe	ΔH	E_{oed}	E	c_c	c_g
0.05	0	0.733	0	0	-	-	0.16	
0.125	0.075	0.731	0.002	0.015	64.9125	43.275		
0.25	0.125	0.728	0.003	0.04	72	48		
0.625	0.375	0.718	0.01	0.105	64.425	42.95		
1.25	0.625	0.694	0.024	0.27	44.1145833	29.4097222		
2.5	1.25	0.662	0.032	0.495	64.921875	43.28125		
5	2.5	0.617	0.045	0.8	89.8333333	59.8888889		
10	5	0.567	0.05	1.145	156.7	104.466667		
5	5	0.575	0.008	1.09	984.375	656.25	0.07	
1.25	3.75	0.617	0.042	0.805	144.375	96.25		
0.25	1	0.659	0.042	0.515	39.5	26.3333333		
0.05	0.2	0.725	0.066	0.055	5.22727273	3.48484848		

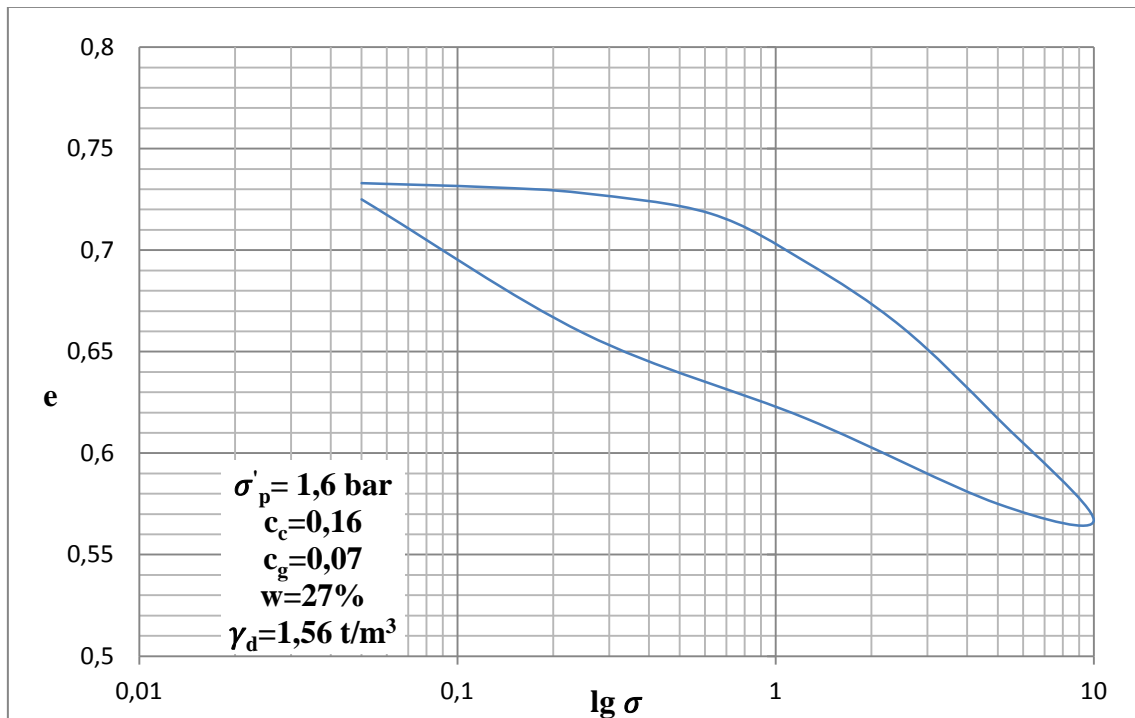
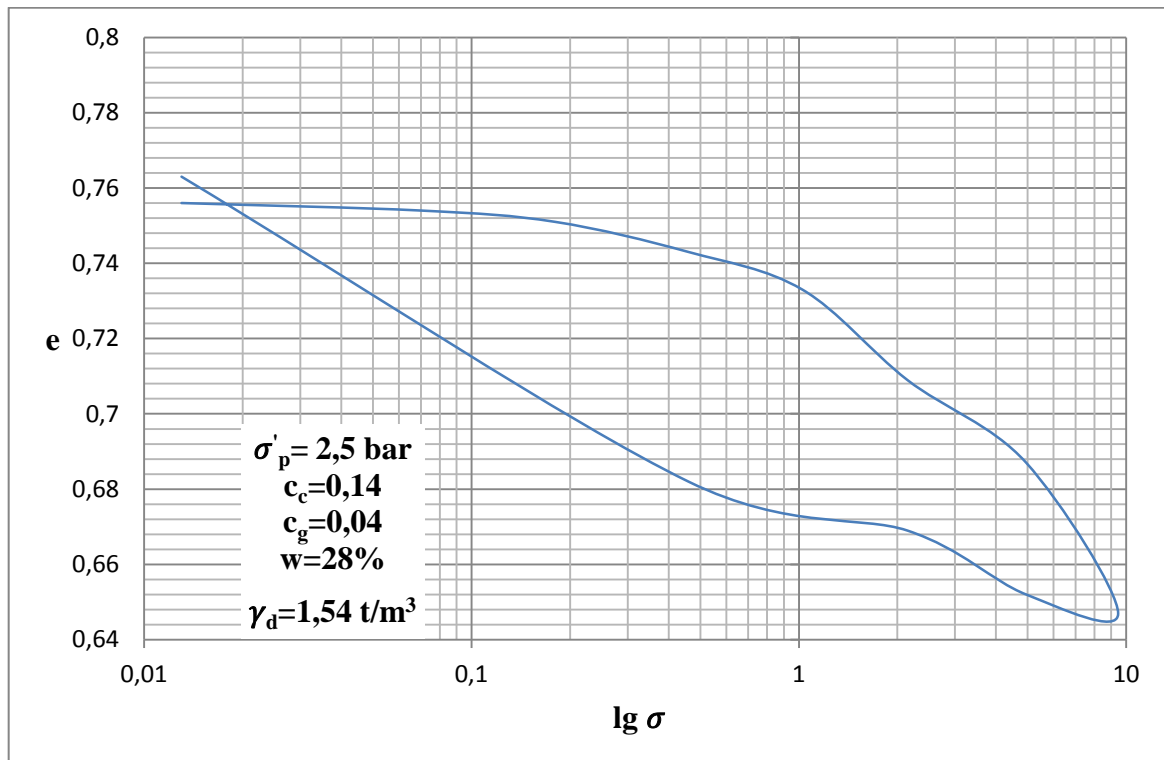


Figure A.1 : Courbe oedométrique de la marne jaunâtre.

PROJET : 400 places pédagogiques (3 Tranche) Mansourah
S N° : 5
Prof : 5,00 - 5,55 m
Nature : Marne jaunâtre

Tableau A.2: Résultat d'essai oedométrique

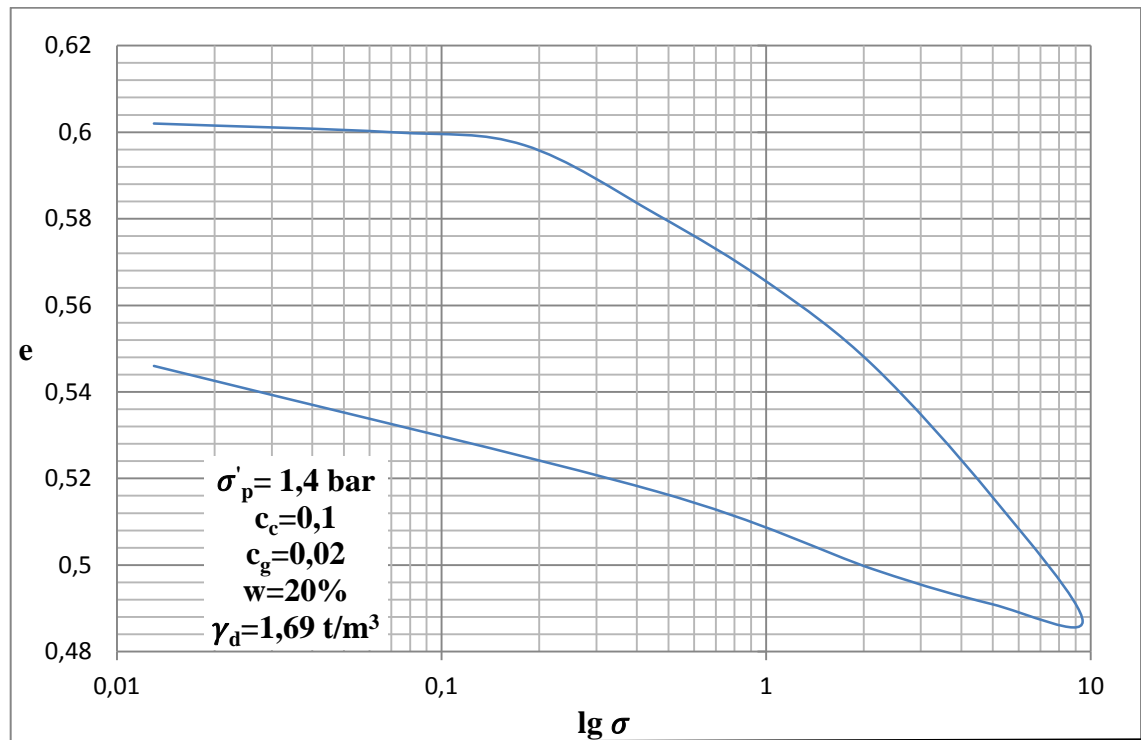
σ	$\Delta\sigma$	e	Δe	ΔH	E_{oed}	E	c_c	c_g
0.013	0	0.756	0	0	-	-	0.14	
0.07	0.057	0.754	0.002	0.02	50.046	33.364		
0.18	0.11	0.751	0.003	0.055	64.3133333	42.8755556		
0.46	0.28	0.743	0.008	0.14	61.285	40.8566667		
1.025	0.565	0.733	0.01	0.24	98.4795	65.653		
2.145	1.12	0.709	0.024	0.49	80.8733333	53.9155556		
4.95	2.805	0.687	0.022	0.725	217.8975	145.265		
9.45	4.5	0.647	0.04	1.145	189.7875	126.525		
4.95	4.5	0.652	0.005	1.09	1482.3	988.2	0.04	
2.145	2.805	0.669	0.017	0.91	272.58	181.72		
0.46	1.685	0.682	0.013	0.775	216.328077	144.218718		
0.013	0.447	0.763	0.081	0.07	9.28214815	6.18809877		

**Figure A.2 : Courbe oedométrique de la marne jaunâtre.**

PROJET : 400 places pédagogiques (3ème Tranche) Mansourah
S N° : 6
Prof : 4,00 - 4,20 m
Nature : Calcaire marneux

Tableau A.3: Résultat d'essai oedométrique

σ	$\Delta\sigma$	e	Δe	ΔH	E_{oed}	E	c_c	c_g
0.013	0	0.602	0	0	-	-	0.1	
0.07	0.057	0.6	0.002	0.02	45.657	30.438		
0.18	0.11	0.597	0.003	0.05	58.6666667	39.1111111		
0.46	0.28	0.581	0.016	0.23	27.9475	18.6316667		
1.025	0.565	0.565	0.016	0.4	55.8290625	37.219375		
2.145	1.12	0.546	0.019	0.615	92.2526316	61.5017544		
4.95	2.805	0.516	0.03	0.95	144.551	96.3673333		
9.45	4.5	0.487	0.029	1.27	235.241379	156.827586		
4.95	4.5	0.491	0.004	1.225	1672.875	1115.25	0.02	0.02
2.145	2.805	0.499	0.008	1.13	522.781875	348.52125		
0.46	1.685	0.517	0.018	0.93	140.323056	93.5487037		
0.013	0.447	0.546	0.029	0.615	23.3827241	15.5884828		

**Figure A.3 : Courbe oedométrique de calcaire marneux.**

PROJET : 400 places pédagogiques (3 Tranche) Mansourah

S N° : 8

Prof : 4,00 - 4,25 m

Nature : Calcaire marneux

Tableau A.4: Résultat d'essai oedométrique

σ	$\Delta\sigma$	e	Δe	ΔH	E_{oed}	E	c_c	c_g
0.013	0	0.566	0	0	-	-	0.09	
0.07	0.057	0.564	0.002	0.02	44.631	29.754		
0.18	0.11	0.562	0.002	0.05	86.02	57.3466667		
0.46	0.28	0.547	0.015	0.22	29.15733333	19.4382222		
1.025	0.565	0.531	0.016	0.41	54.6284375	36.4189583		
2.145	1.12	0.51	0.021	0.645	81.65333333	54.4355556		
4.95	2.805	0.488	0.022	0.9	192.525	128.35		
9.45	4.5	0.464	0.024	1.175	279	186	0.02	
4.95	4.5	0.469	0.005	1.12	1317.6	878.4		
2.145	2.805	0.477	0.008	1.03	515.068125	343.37875		
0.46	1.685	0.488	0.011	0.9	226.249545	150.83303		
0.013	0.447	0.518	0.03	0.555	22.1712	14.7808		

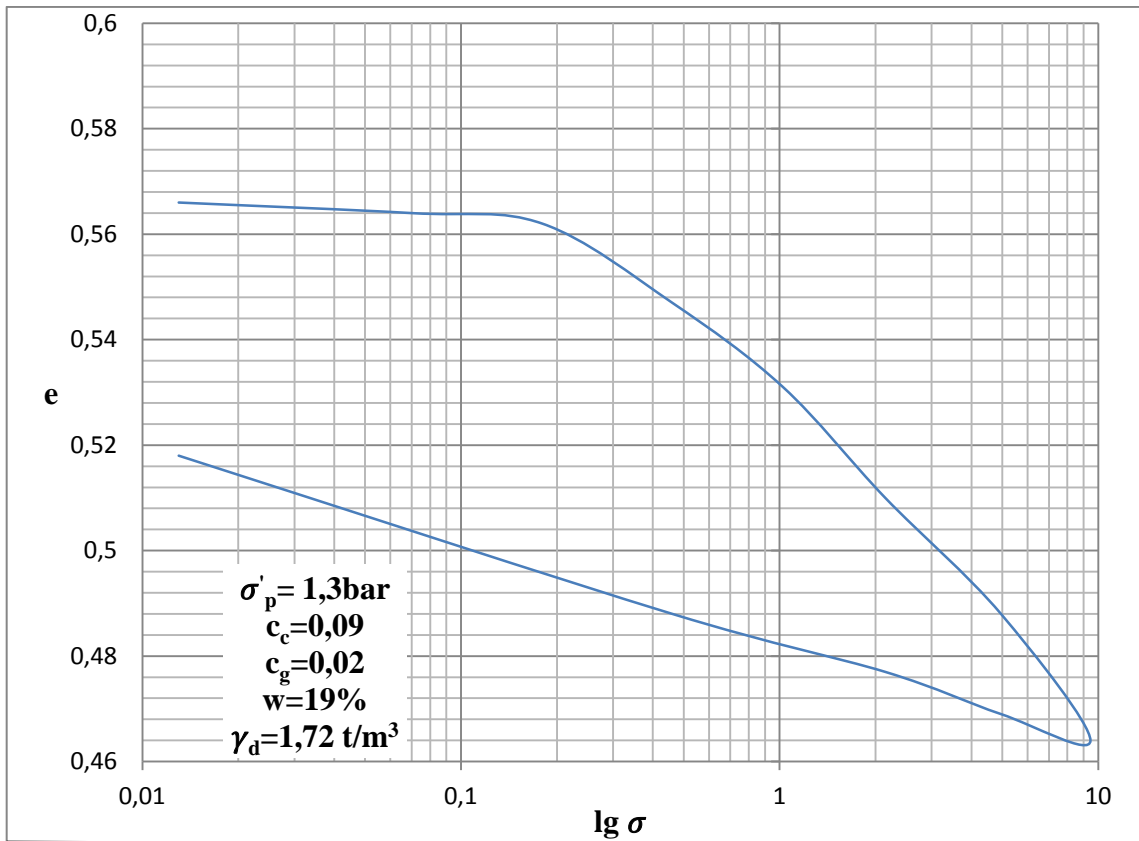


Figure A.4 : Courbe oedométrique de calcaire marneux.

PROJET : Siege APC Beni Smiel

S N° : 1

Prof : 1,75 - 2,00

Nature : Argile marron

Tableau A.5: Résultat d'essai oedométrique

σ	$\Delta\sigma$	e	Δe	ΔH	E_{oed}	E	c_c	c_g
0.05	0	0.801	0	0	-	-	0.21	
0.125	0.075	0.798	0.003	0.02	45.025	30.0166667		
0.25	0.125	0.793	0.005	0.05	44.95	29.9666667		
0.625	0.375	0.779	0.014	0.14	48.0267857	32.0178571		
1.25	0.625	0.747	0.032	0.345	34.7460938	23.1640625		
2.5	1.25	0.705	0.042	0.61	51.9940476	34.6626984		
5	2.5	0.655	0.05	0.93	85.25	56.8333333		
10	5	0.589	0.066	1.345	125.378788	83.5858586	0.04	
5	5	0.597	0.008	1.295	993.125	662.083333		
1.25	3.75	0.626	0.029	1.115	206.508621	137.672414		
0.25	1	0.653	0.027	0.94	60.2222222	40.1481481		
0.05	0.2	0.683	0.03	0.75	11.02	7.34666667		

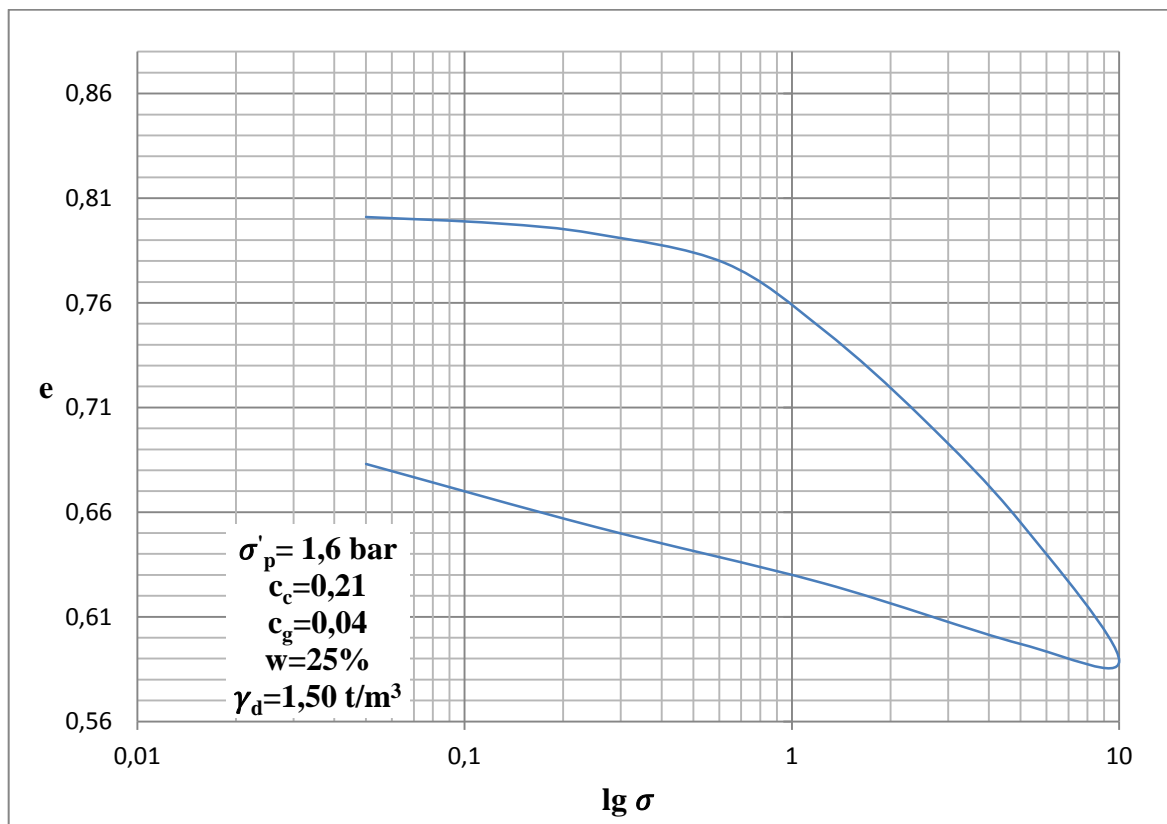


Figure A.5 : Courbe oedométrique de l'argile marron.

PROJET : Siege APC Beni Smiel

S N° : 2

Prof : 2,80 - 3,00

Nature : Argile marron

Tableau A.6: Résultat d'essai oedométrique

σ	$\Delta\sigma$	e	Δe	ΔH	E_{oed}	E	c_c	c_g
0.05	0	0.693	0	0	-	-	0.21	
0.125	0.075	0.691	0.002	0.015	63.4875	42.325		
0.25	0.125	0.686	0.005	0.045	42.275	28.1833333		
0.625	0.375	0.673	0.013	0.13	48.6346154	32.4230769		
1.25	0.625	0.638	0.035	0.365	29.875	19.9166667		
2.5	1.25	0.59	0.048	0.68	42.65625	28.4375		
5	2.5	0.536	0.054	1.035	73.6111111	49.0740741		
10	5	0.473	0.063	1.45	121.904762	81.2698413	0.03	
5	5	0.482	0.009	1.39	818.333333	545.555556		
1.25	3.75	0.499	0.017	1.28	326.911765	217.941176		
0.25	1	0.52	0.021	1.14	71.3809524	47.5873016		
0.05	0.2	0.547	0.027	0.96	11.2592593	7.50617284		

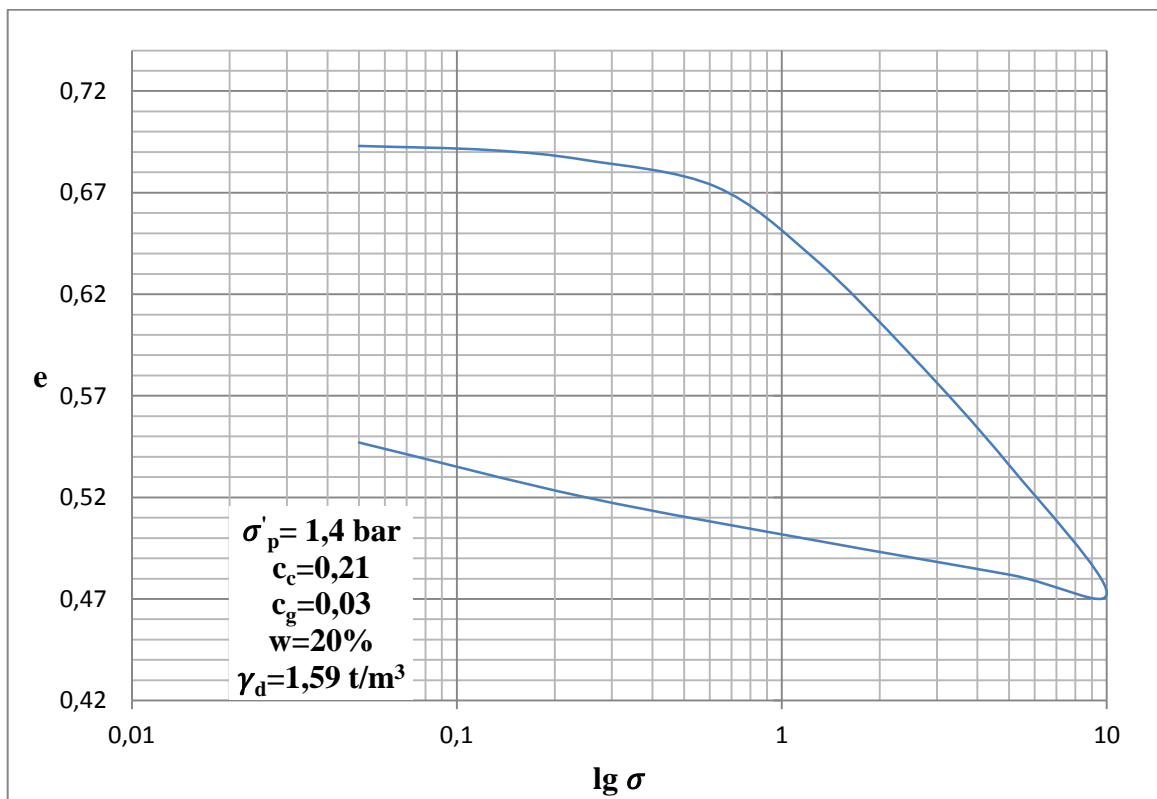


Figure A.6 : Courbe oedométrique de l'argile marron.

PROJET : Siege APC Beni Smiel

S N° : 1

Prof : 2,50 - 3,50

Nature : Argile marron

Tableau A.7: Résultat d'essai oedométrique

σ	$\Delta\sigma$	e	Δe	ΔH	E_{oed}	E	c_c	c_g
0.05	0	0.586	0	0	-	-	0.18	
0.125	0.075	0.583	0.003	0.02	39.65	26.4333333		
0.25	0.125	0.579	0.004	0.05	49.46875	32.9791667		
0.625	0.375	0.567	0.012	0.13	49.34375	32.8958333		
1.25	0.625	0.543	0.024	0.3	40.8072917	27.2048611		
2.5	1.25	0.504	0.039	0.57	49.4551282	32.9700855		
5	2.5	0.456	0.048	0.905	78.3333333	52.2222222		
10	5	0.402	0.054	1.28	134.814815	89.8765432		0.02
5	5	0.408	0.006	1.29	1168.33333	778.888889		
1.25	3.75	0.417	0.009	1.18	586.666667	391.111111		
0.25	1	0.428	0.011	1.1	128.818182	85.8787879		
0.05	0.2	0.44	0.012	1.015	23.8	15.8666667		

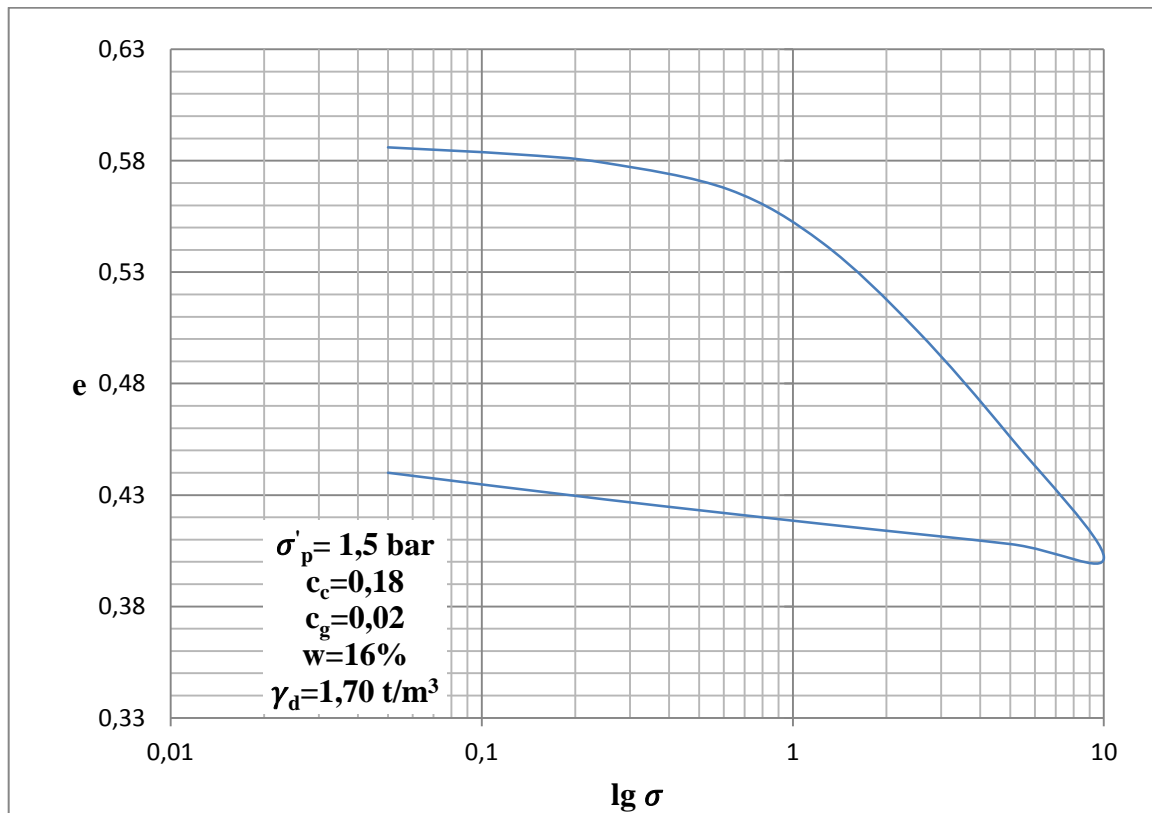


Figure A.7 : Courbe oedométrique de l'argile marron.

PROJET : Sidi Amar Ghazaouet

S N° : 1

Prof : 1,75 - 1,90 m

Nature : Argile

Tableau A.8: Résultat d'essai oedométrique

σ	$\Delta\sigma$	e	Δe	ΔH	E_{oed}	E	c_c	c_g
0.013	0	0.696	0	0	-	-	0.17	
0.07	0.057	0.693	0.003	0.03	32.224	21.4826667		
0.18	0.11	0.689	0.004	0.07	46.5575	31.0383333		
0.46	0.28	0.676	0.013	0.215	36.3784615	24.2523077		
1.025	0.565	0.662	0.014	0.36	67.6385714	45.092381		
2.145	1.12	0.637	0.025	0.63	74.4576	49.6384		
4.95	2.805	0.586	0.051	1.18	90.035	60.0233333		
9.45	4.5	0.54	0.046	1.68	155.152174	103.434783		
4.95	4.5	0.543	0.003	1.65	2310	1540	0.03	
2.145	2.805	0.549	0.006	1.58	721.3525	480.901667		
0.46	1.685	0.563	0.014	1.43	186.433214	124.28881		
0.013	0.447	0.601	0.038	1.02	18.3858158	12.2572105		

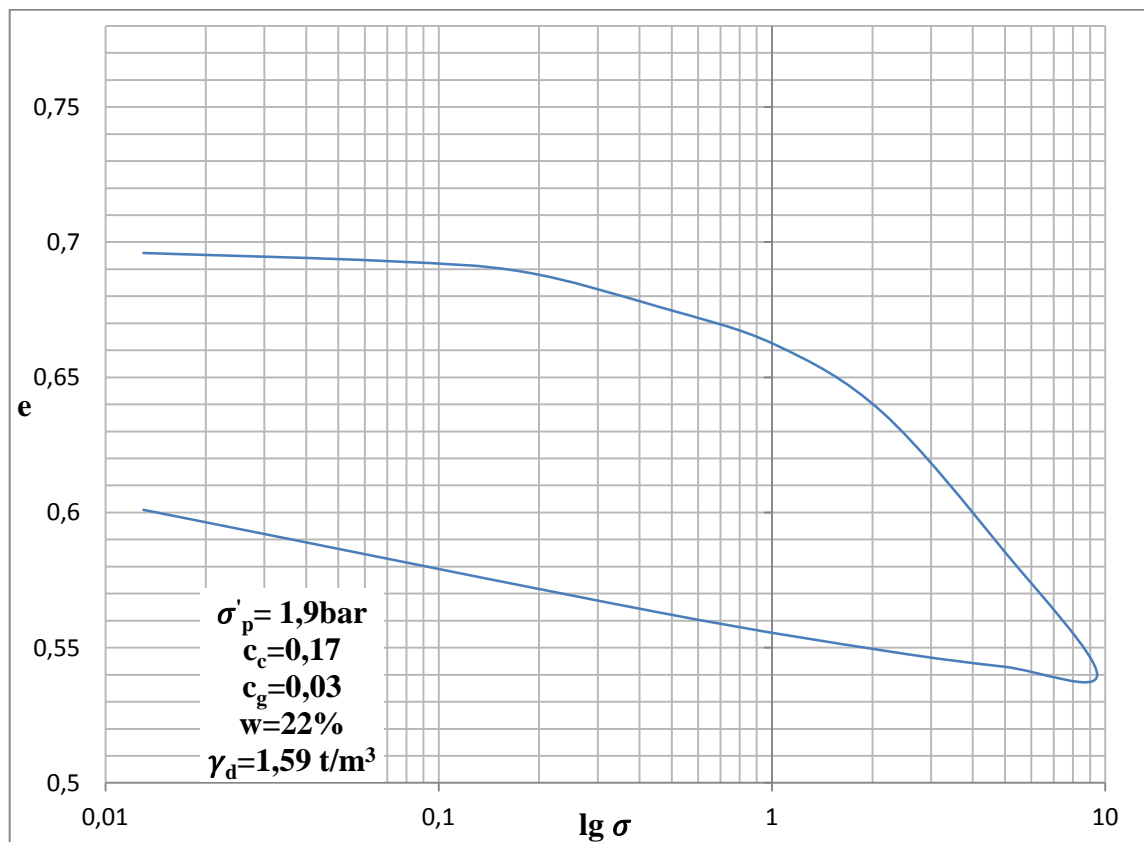


Figure A.8 : Courbe oedométrique de l'argile.

PROJET : Sidi Amar Ghazaouet

S N° : 2

Prof : 2,00 - 2,30 m

Nature : Argile

Tableau A.9: Résultat d'essai oedométrique

σ	$\Delta\sigma$	e	Δe	ΔH	E_{oed}	E	c_c	cg
0.013	0	0.67	0	0	-	-	0.18	
0.07	0.057	0.668	0.002	0.02	47.595	31.73		
0.18	0.11	0.664	0.004	0.055	45.87	30.58		
0.46	0.28	0.651	0.013	0.19	35.84	23.8933333		
1.025	0.565	0.633	0.018	0.38	51.8230556	34.5487037		
2.145	1.12	0.61	0.023	0.62	79.52	53.0133333		
4.95	2.805	0.559	0.051	1.16	88.55	59.0333333		
9.45	4.5	0.505	0.054	1.72	129.916667	86.6111111	0.03	
4.95	4.5	0.509	0.004	1.68	1693.125	1128.75		
2.145	2.805	0.514	0.005	1.63	846.549	564.366		
0.46	1.685	0.53	0.016	1.46	159.443125	106.295417		
0.013	0.447	0.567	0.037	1.075	18.4840541	12.3227027		

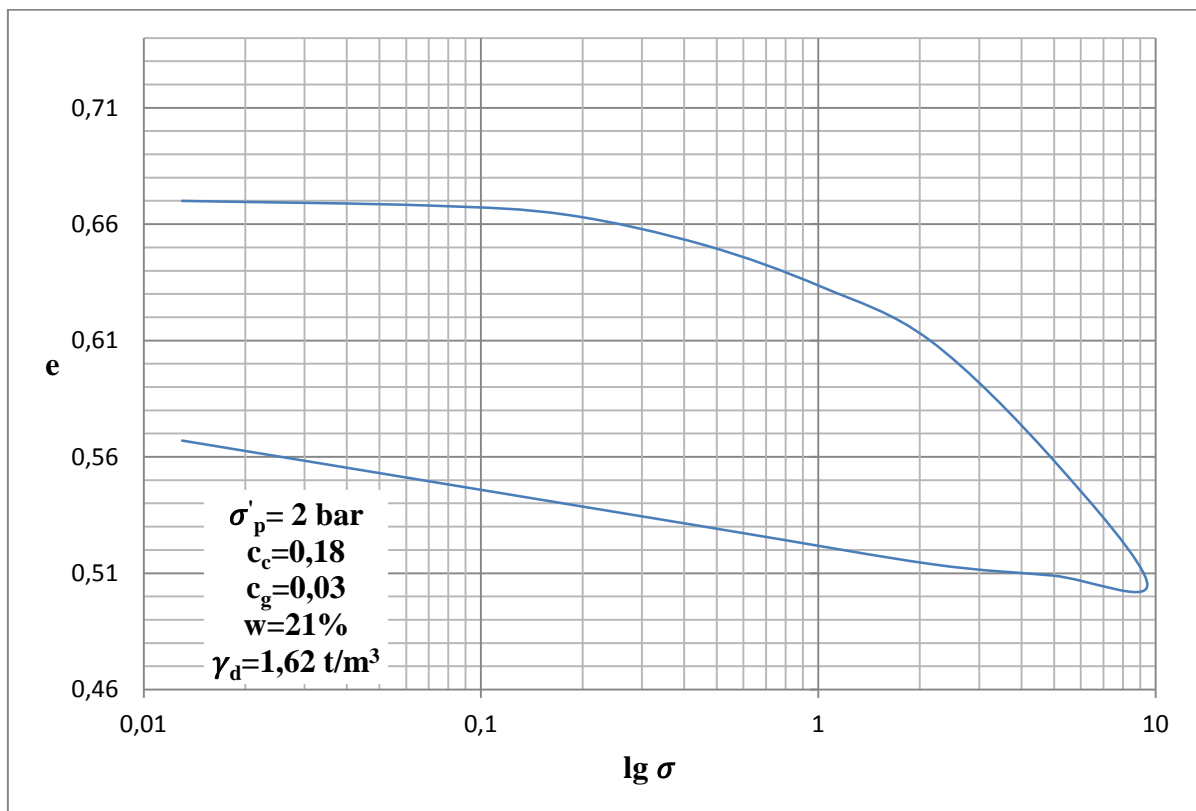


Figure A.9 : Courbe oedométrique de l'argile.

Tableau A.10 : Essai Oedométrique

Essai Oedométrique					
Essai de compressibilité sur sols fins saturés avec chargement par paliers					
Norme XP P 94-090-1					
Nature de sol : Argile				Sondage N°:	
Date de prélèvement :					
Caractéristiques de l'éprouvette			avant essai		après essai
Diamètre : D	en mm		D ₀ =	50	ρ _{df} = 1.93 W _f = S _r f =
Hauteur : H	en mm		H ₀ =	20	
Masse volumique sèche	en g/cm ³		ρ _d =	1.93	
Masse volumique des grains	en g/cm ³		ρ _s =	2.70	
Teneur en eau	en %		W ₀ =	14	
Degré de saturation	en %		S _{r0} =	98	
Date	Heure	Palier	Charge	Temps	Lecture
	(début)				
19/02/2013		1	250 g	15 s	
		2		30 s	
		3		1 min	
		4		2	
		5		4	
		6		8	
		7		15	
		8		30	
		9		1 H	
		10		2 H	
		11		4 H	
		12		8 H	
		13		24 H	
		14			
		15			
		16			
		17			

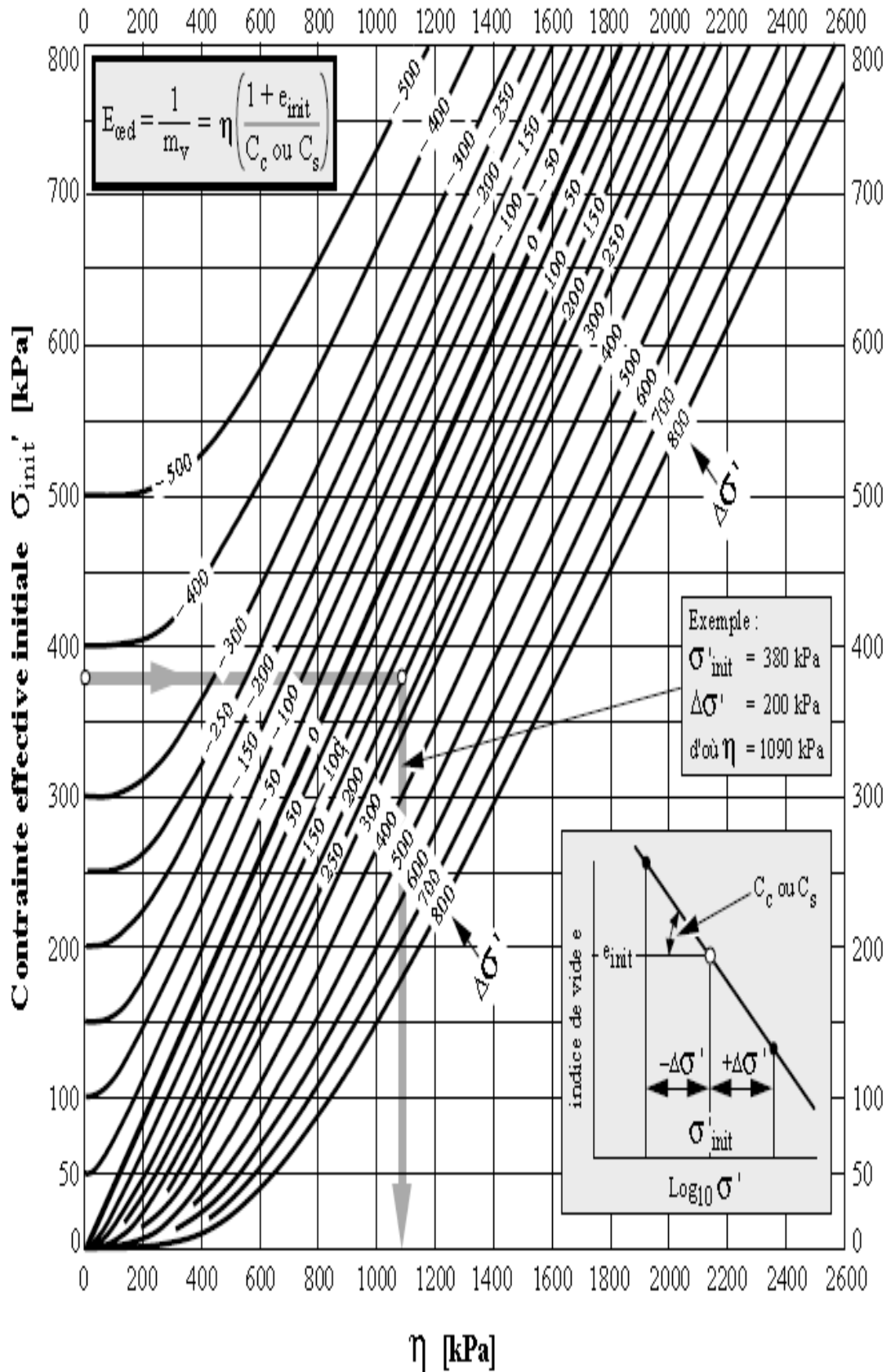


Figure A.1 : Abaque de détermination le module E_{oad} d'après, Dysli (1997).

Annexe B. Synthèse sur les essais pressiométriques

Tableau B.1: Valeurs caractéristiques de E_M et P_L des sols

Kind of soil	pressuremeter modulus E_M [MPa]		Limit pressure p_L [MPa]		Frequency				
	Results obtained	The most often Changeability range	Results obtained	The most often Changeability range					
Cracow clays (miocene)	$\frac{2,5 \div 22,0}{12,3}$	4,0 ÷ 22,0	$\frac{0,20 \div 1,80}{1,10}$	0,30 ÷ 1,50	340				
Poznan clays (pilocene)	$\frac{2,0 \div 20,0}{9,8}$	3,5 ÷ 16,0	$\frac{0,10 \div 1,80}{0,80}$	0,20 ÷ 1,30	228				
Limnoglacial Quaternary clays	$\frac{3,0 \div 36,0}{10,6}$	6,0 ÷ 15,0	$\frac{0,20 \div 2,00}{0,93}$	0,30 ÷ 1,20	145				
Sandy boulder Clays	$\frac{3,0 \div 32,0}{12,7}$	7,0 ÷ 24,0	$\frac{0,40 \div 2,80}{1,40}$	0,70 ÷ 2,10	398				
Glacial silts And sandy silts	$\frac{0,4 \div 24,0}{14,6}$	4,0 ÷ 13,0	$\frac{0,50 \div 12,10}{1,31}$	0,50 ÷ 1,60	207				
Loesses	$\frac{2,0 \div 21,0}{11,9}$	7,0 ÷ 17,0	$\frac{0,20 \div 1,24}{0,75}$	0,40 ÷ 1,10	259				
River muds	$\frac{0,5 \div 2,5}{1,8}$	0,8 ÷ 2,1	$\frac{0,05 \div 0,25}{0,18}$	0,07 ÷ 0,20	130				
Organic muds	$\frac{0,2 \div 5,6}{2,1}$	0,2 ÷ 3,1	$\frac{0,20 \div 0,70}{0,50}$	0,05 ÷ 0,30	127				
Silty Sands	Irrespective of origin	5,0 ÷ 21,0	$\frac{3,6 \div 28,0}{15,8}$	0,50 ÷ 2,00	136				
Fine Sands			$\frac{1,1 \div 36,0}{16,7}$			0,40 ÷ 2,20	393		
Meduim Sands			$\frac{2,4 \div 33,0}{18,4}$					0,40 ÷ 2,40	412
Gravels, sands et gravels			$\frac{6,0 \div 45,0}{22,1}$						

Tableau B.2: Essais pressiométrique

Sondage	Profondeur (m)				P _{lm} [Mpa]				E _p [Mpa]			
	1994	1997	2001	2004	1994	1997	2001	2004	1994	1997	2001	2004
V0		1,0				0,220				3,44		
			1,4				0,449				4,80	
	1,7	1,8	2,0		0,146	0,160	0,455		1,00	1,38	7,00	
	2,5	2,5	2,6	2,4	0,379	0,420	0,531	0,495	5,44	4,26	5,00	3,24
	3,2	3,2	3,2	2,9	0,356	0,490	0,437	0,305	2,96	5,88	2,00	1,31
	3,9	3,9	3,8	3,6	0,448	0,460	0,143	0,517	5,28	4,25	-	5,45
	4,6	4,6	4,4	4,2	0,485	0,280	0,539	0,373	4,29	1,47	8,13	3,23
		5,3	5,1	4,8		0,430	0,231	0,175		4,41	1,70	-
			5,7	5,6			0,252	0,467			1,30	3,96
		6,1	6,3	6,1		0,850	0,738	0,387		10,50	7,04	2,00
		7,0	6,8	6,7		0,790	0,603	0,548		12,84	4,85	2,85
			7,5				0,780				5,70	
V1	1,0	1,0			0,243	0,210			2,58	5,20		
	2,0	2,0	2,0	2,0	0,309	0,330	0,529	0,421	3,75	5,55	6,63	3,49
	2,8	2,8	2,7	2,6	0,187	0,280	0,516	0,302	2,11	2,62	4,90	1,99
	3,5	3,4	3,3	3,2	0,444	0,530	0,252	0,483	3,61	7,39	1,00	4,94
	4,2	4,7	4,0	3,8	0,351	0,420	0,098	0,464	1,95	4,84	-	4,59
	5,2	5,3		4,4	0,261	0,260		0,445	1,74	2,13		4,54
V3	1,0	1,2			0,100	0,130			0,73	1,71		
	1,7				0,116				0,65			
V5	1,0				0,229				1,88			
	1,7	1,4			0,126	0,120			0,75	0,25		
	2,5	2,3			0,134	0,110			0,89	0,73		
	3,2	3,2			0,171	0,280			1,12	3,92		
	4,1				0,130				0,47			
VES-2		1,0				0,190				3,92		
		2,0		1,9		0,240		0,320		6,33		2,08
			2,7	2,5			0,225	0,429			-	3,94
		3,2	3,2	3,1		0,540	0,405	0,522		8,64	9,10	5,16
		4,0	3,9	3,8		0,430	0,257	0,484		4,94	1,55	4,38
			4,4	4,5			0,782	0,481			9,10	5,54
		5,0	5,0	5,2		0,470	0,658	0,173		6,18	7,10	-
		6,0	5,7	5,9		0,210	0,258	0,600		1,38	2,10	4,19
			6,4	6,3			0,582	0,584			4,40	3,71
				7,0				0,206				-
				7,5				0,216				-
VES -3		1,0				0,150				1,10		
		1,7	2,1	2,0		0,140	0,456	0,191		1,33	5,10	-
		2,5	2,6	2,7		0,280	0,411	0,453		3,44	4,00	5,85
		3,2	3,2	3,3		0,120	0,317	0,504		0,89	1,50	3,79
		3,8	3,7	4,4		0,290	0,122	0,280		4,03	-	-
		4,2	4,3	5,0		0,150	0,218	0,278		0,62	1,05	1,50
		5,0	4,9	5,6		0,120	0,164	0,282		0,16	-	-

DOSSIER/FILE n° : 1 Chantier/Site : Exercice

Forage/Borehole N° : 100 Niveau d'eau/Groundwater depth 1.9m

Sonde a gain souple diamètre 60mm/Probe with flexible cover diameter 60mm

Correction en volume non nécessaire/No volume loss correction needed

H=0.8m N° CPV: 200

Pression en /pressure in : bars (daN/m²) Volume : cm³

Tableau B.3: Essais au pressiomètre Ménard

Etalonnage (pressure loss) N°1			G probe	0.8m		
pressure	0.0	0.2	0.5	0.7	1.0	1.2
volume	0.0	55	150	225	390	525
Etalonnage (pressure loss) N°2			G probe	0.8m		
pressure	0.0	0.2	0.5	0.7	1.0	1.2
volume	0.0	50	145	240	460	650

Etalonnage (pressure loss) N°1													
Prof	1	Points	11										
Press	0	0.2	0.5	0.7	1.0	1.2	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5		
Vol.	0	50	120	135	150	158	170	200	260	360	540		
Prof	2	points	12										
Press	0	0.2	0.5	0.7	1.0	1.2	1.5	2.0	2.5	3.0	4.0	4.5	
Vol.	0	50	115	120	129	135	147	173	212	275	495	790	
Prof	3	points	12										
Press	0	0.5	0.7	1.0	1.2	1.5	2.0	2.5	3.0	4.0	5.0	6.0	
Vol.	0	155	198	205	208	216	230	242	260	295	380	585	
Prof	4	points	12										
Press	0	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	4.0	5.0	6.0	7.0	8.0	
Vol.	0	120	130	140	145	150	160	188	218	275	415	710	
Prof	5	Points											
Press	0	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	4.0	5.0	6.0	7.0	8.0	8.5
Vol.	0	95	108	115	122	128	135	155	180	220	280	400	540
Prof	6	Points	14										
Press	0	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	4.0	5.0	6.0	7.0	8.0	9.0
Vol.	0	65	73	80	88	95	102	120	142	175	218	302	460
													620
Etalonnage (pressure loss) N°2													
Prof	7	Points	12										
Press	0	0.5	1.0	1.5	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	8.0	10.0	11.0	
Vol.	40	62	68	74	79	85	91	103	118	172	335	625	
Prof	8	Points	9										
Press	0	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	8.0	10.0				
Vol.	60	90	102	115	128	152	188	320	660				
Prof	9	Points	10										
Press	0	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	8.0	10.0	12.0			
Vol.	55	68	75	80	88	96	108	150	275	660			
Prof	10	Points	11										
Press	0	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	8.0	10.0	12.0	13.0		
Vol.	60	80	87	95	102	109	116	145	208	380	640		
Prof	11	Points	10										
Press	0	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	8.0	10.0	12.0			
Vol.	50	60	67	73	80	90	101	140	272	650			
Prof	12	Points	11										
Press	0	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	8.0	10.0	12.0	14.0		
Vol.	30	45	52	59	65	71	78	105	155	265	540		
Prof	13	Points1.0	12										
Press	0	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	8.0	10.0	12.0	14.0	15.0	
Vol.	55	65	70	73	76	80	83	95	115	155	310	530	
Prof	14	Points	12										
Press	0	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	8.0	10.0	12.0	14.0	15.0	
Vol.	20	30	35	40	43	47	52	72	110	180	350	570	

DOSSIER/FILE n° : 2 Chantier/Site : Exercice
 Forage/Borehole N° : 10 Niveau d'eau/Groundwater depth 1.5m
 Sonde a gain souple diamètre 60mm/Probe with flexible cover diameter 60mm
 Correction en volume non nécessaire/No volume loss correction needed
 H=0.5 m N° CPV: 100
 Pression en /pressure in: bars (daN/m²) Volume : cm³

Tableau B.4 : Essais au pressiomètre Ménard

Etalonnage 1			Z probe	0.5m			
Pressure	0.0	0.2	0.5	0.7	1.0	1.2	1.5
Volume	0.0	38	95	150	275	388	554
Etalonnage 2			Z probe	0.5m			
pressure	0.0	0.2	0.5	0.7	1.0	1.2	1.5
volume	0.0	65	156	240	398	515	699

Etalonnage 1															
Prof	1.	Points	13												
Press	0.0	.5	1.	1.5	2.	2.5	3.	3.5	4.	4.5	5.	6.	7.		
Vol.	0	116	156	169	183	195	215	232	255	287	345	460	672		
Prof	2.0	Points	11												
Press	0.0	.5	1.	1.5	2.	2.5	3.	3.5	4.	4.5	5.				
Vol.	0	52	77	99	132	174	241	336	426	551	710				
Prof	3.0	Points	11												
Press	0.0	.5	1.	1.5	2.	2.5	3.	3.5	4.	4.5	5.				
Vol.	0	119	145	165	191	223	258	332	433	542	681				
Prof	4.0	Points	15												
Press	0.5	1.	1.5	2.	2.5	3.	3.5	4.	4.5	5.	5.5	6.	7.	8.	9.
Vol.	146	162	174	185	195	203	212	222	230	254	276	299	366	471	678
Prof	5.0	Points	15												
Press	0.5	1.	1.5	2.	2.5	3.	3.5	4.	4.5	5.	6.	7.	8.	9.	10.
Vol.	34	42	50	56	61	71	81	92	103	116	146	200	286	396	574
Etalonnage 2															
Prof	0.5	Points	7												
Press	0.0	.2	.5	.7	1.	1.2	1.5								
Vol.	0	65	156	240	398	515	699								
Prof	6.5	Points	13												
Press	0.0	.5	1.	1.5	2.	2.5	3.	4.	5.	6.	8.	10.	12.		
Vol.	0	60	125	140	152	162	172	182	202	225	300	440	700		
Prof	7.0	Points	13												
Press	0.0	.5	1.	1.5	2.	2.5	3.	4.	5.	6.	8.	10.	12.		
Vol.	0	85	100	112	120	126	132	142	154	166	225	360	620		
Prof	0.8	Points	12												
Press	0.0	.5	1	1.5	2.	3.	4.	5.	6.	8.	10.	12.			
Vol.	0	62	75	80	90	100	106	116	125	162	250	530			
Prof	9.0	Points	13												
Press	0.0	.5	1.	1.5	2.	3.	4.	5.	6.	8.	10.	12.	13.		
Vol.	0	80	92	100	106	116	125	134	142	172	240	445	710		
Prof	10	points	12												
Press	0.0	.5	1.	1.5	2.	3.	4.	5.	6.	8.	10.	12.			
Vol.	0	70	82	92	98	110	120	135	146	198	305	550			
Prof	11.0	points	13												
Press	0.0	.5	1.	1.5	2.	3.	4.	5.	6.	8.	10.	12.	14.		
Vol.	0	78	84	92	96	104	112	116	126	144	195	310	590		
Prof	12.0	Points	14												
Press	0.0	.5	1.	1.5	2.	3.	4.	5.	6.	8.	10.	12.	14.	16.	
Vol.	0	80	90	100	104	116	122	128	136	154	177	230	370	650	
Prof	13.0	Points	14												
Press	0.0	.5	1.	1.5	2.	3.	4.	5.	6.	8.	10.	12.	14.	16.	
Vol.	0	62	66	75	74	78	82	88	95	110	132	202	330	575	
Prof	14.0	Points	15												
Press	0.0	.5	1.5	2.	2.5	3.	4.	5.	6.	8.	10.	12.	14.	16.	18.
Vol.	0	90	95	104	106	110	116	120	122	132	148	170	230	350	610

DOSSIER/FILE n° : 3 Chantier/Site : Exercice
 Forage/Borehole N° : 20 Niveau d'eau/Groundwater depth 1.5m
 Sonde a gain souple diamètre 60mm/Probe with flexible cover diameter 60mm
 Correction en volume non nécessaire/No volume loss correction needed
 H=0.5 m N° CPV: 100
 Pression en /pressure in: bars (daN/m²) Volume : cm³

Tableau B.5 : Essais au pressiomètre Ménard

Etalonnage 1			Z probe	0.5m			
Press	0.0	0.2	0.5	0.7	1.0	1.2	1.5
Vol	0.0	80	160	220	335	445	600
Etalonnage 2			Z probe	0.5m			
Press	0.0	0.2	0.5	0.7	1.0	1.2	1.5
Vol	0.0	35	112	175	306	405	572
Etalonnage 3			Z probe				
Press	0.0	0.2	0.5	0.7	1.0	1.2	1.5
Vol	0.0	38	95	150	275	388	554

Etalonnage 1															
Prof	1.	points	9												
Press	0.0	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0						
Vol.	0	163	191	218	244	292	350	460	605						
Prof	2.0	points	10												
Press	0.0	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0	4.5					
Vol.	0	212	242	260	276	300	330	357	400	490					
Prof	3.0	points	11												
Press	0.0	0.5	1.	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0				
Vol.	0	86	106	121	135	151	181	210	255	360	466				
Etalonnage 2															
Prof	4.0	points	12												
Press	0.0	0.5	1.0	1.5	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	7.0	8.0	9.0			
Vol.	0	121	145	156	163	176	190	205	255	274	372	570			
Prof	5.0	points	12												
Press	0.0	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	4.0	5.0	6.0	7.0	8.0			
Vol.	0	125	144	152	161	167	175	191	216	258	351	512			
Prof	6.0	points	13												
Press	0.0	0.5	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	7.0	8.0	9.0	10.0	10.5		
Vol.	0	147	160	175	185	195	206	225	251	293	366	502	585		
Prof	7.0	points	13												
Press	0.0	0.5	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	7.0	8.0	9.0	10.0	10.5		
Vol.	0	136	150	162	169	178	190	206	231	277	349	490	600		
Prof	8.0	points	13												
Press	0.0	0.5	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	7.0	8.0	9.0	10.0	11.0		
Vol.	0	151	161	170	175	181	190	203	217	245	296	381	540		
Prof	9.0	points	13												
Press	0.0	0.5	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	7.0	8.0	9.0	10.0	11.0		
Vol.	0	188	254	270	278	286	293	306	327	355	390	449	568		
Prof	10.0	points	15												
Press	0.0	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	7.0	8.0	9.0	10.0	11.0	12.0	13.0	14.0
Vol.	0	40	55	62	70	76	84	91	99	112	133	167	226	330	494
Prof	11.0	points	15												
Press	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	7.0	8.0	9.0	10.0	11.0	12.0	13.0	14.0	15.0
Vol.	11	120	126	131	136	142	147	153	160	172	196	226	297	457	712
Prof	12.0	points	15	1											
Press	0.0	0.5	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	7.0	8.0	9.0	10.0	11.0	12.0	13.0
Vol.	0	95	102	111	120	125	132	139	148	162	181	216	266	360	506
Etalonnage 3															
Prof	13.0	points													
Press	1.0	2.0		4.0	5.0	6.0	7.0	8.0	10.0	11.0	13.0	15.0	16.0	17.0	18.0
Vol.	55	64		74	79	84	88	95	110	124	158	234	314	443	658
Prof	14.0	points													
Press	0.0	0.5		2.0	3.0	4.0	6.0	8.0	9.0	10.0	11.0	12.0	13.0	14.0	15.0
Vol.	0	76		89	95	101	117	130	146	161	177	198	238	306	412

Tableau B.6: Résultats et donnée du calcul des 42 essais pressiométriques

Information sur l'essai		Paramètre fondamentaux			Paramètre complémentaire				Paramètre annexes			Condition d'essais						
Forage	Profondeur (m)	P _r (Mpa)	P ₁ (Mpa)	E _M (Mpa)	hs (Mpa)	p _i * (Mpa)	E/p _i	E/p _i *	E _{tmax} (Mpa)	P ₁ (Mpa)	P ₂ (Mpa)	erreur DH (cm3)	erreur Hyperbole LPC (cm3)	VL(cm3)	NB de points mesurés	P _{max} (Mpa)	V _{max} (cm3)	V _{max} /VL
100	1,00	0,21	0,23	2,3	0,009	0,23	9,9	10,3	3,3	0,07	0,12	3,2	9,7	885,39	10	0,23	536,8	0,606
100	2,00	0,24	0,28	3,1	0,018	0,27	11,0	11,8	5,0	0,4	0,11	2,0	18,0	816,36	11	0,28	785,9	0,963
100	3,00	0,38	0,51	6,4	0,027	0,48	12,6	13,3	8,9	0,06	0,22	1,2	7,0	981,87	11	0,49	579,7	0,590
100	4,00	0,58	0,68	6,9	0,036	0,64	10,2	10,8	13,3	0,11	0,30	1,9	3,1	845,39	11	0,67	703,2	0,832
100	5,00	0,67	0,78	7,9	0,045	0,74	10,1	10,7	9,7	0,12	0,41	5,1	7,3	801,39	12	0,77	532,9	0,665
100	6,00	0,70	0,87	8,3	0,054	0,82	9,5	10,1	13,1	0,09	0,52	6,2	7,0	716,36	13	0,86	612,2	0,885
100	7,00	0,85	1,07	12,1	0,063	1,00	11,4	12,1	30,6	0,10	0,54	1,6	16,3	710,36	11	1,06	616,2	0,867
100	8,00	0,60	0,99	10,6	0,072	0,92	10,7	11,6	17,8	0,15	0,44	0,6	15,8	765,39	8	0,96	651,9	0,852
100	9,00	0,83	1,19	16,9	0,081	1,10	14,2	15,3	32,2	0,17	0,56	0,6	19,1	721,39	9	1,17	650,6	0,902
100	10,00	1,02	1,30	15,0	0,090	1,21	11,5	12,4	39,9	0,17	0,66	1,3	8,9	745,39	10	1,28	630,0	0,845
100	11,00	0,84	1,21	16,9	0,099	1,11	14,0	15,3	31,9	0,19	0,68	1,5	19,3	705,39	9	1,19	640,6	0,908
100	12,00	0,99	1,46	17,7	0,108	1,35	12,1	13,1	35,2	0,30	0,69	0,3	22,0	687,52	10	1,42	529,4	0,770
100	13,00	1,23	1,55	27,9	0,117	1,44	18,0	19,4	64,4	0,21	0,90	1,1	17,0	715,39	11	1,53	518,9	0,725
100	14,00	1,19	1,55	17,8	0,126	1,42	11,5	12,5	71,0	0,23	0,72	1,7	52,6	645,39	11	1,53	558,9	0,866
10	1,00	0,30	0,60	6,2	0,009	0,59	10,3	10,5	8,8	0,04	0,18	2,7	14,7	919,00	12	0,55	666,0	0,725
10	2,00	0,15	0,36	3,0	0,021	0,34	8,4	8,9	19,3	0,04	0,12	4,0	66,0	711,96	10	0,36	705,5	0,991
10	3,00	0,20	0,41	3,6	0,035	0,37	8,9	9,7	5,0	0,07	0,15	4,5	31,5	897,00	10	0,37	676,5	0,754
10	4,00	0,54	0,82	7,9	0,049	0,77	9,6	10,2	11,5	0,07	0,40	2,1	11,2	931,00	15	0,78	670,5	0,720
10	5,00	0,53	0,93	9,2	0,063	0,87	9,9	10,6	12,3	0,08	0,36	1,9	34,2	675,96	15	0,90	565,9	0,837
10	6,00	0,62	1,20	11,5	0,054	1,15	9,6	10,1	16,4	0,31	0,41	1,5	25,3	947,34	12	1,11	690,6	0,729
10	7,00	0,69	1,21	15,3	0,063	1,15	12,6	13,3	25,2	0,19	0,62	0,7	22,4	830,06	12	1,14	610,6	0,736
10	8,00	0,91	1,20	14,0	0,072	1,13	11,6	12,4	26,4	0,25	0,64	0,8	8,4	785,13	11	1,16	520,6	0,663
10	9,00	1,01	1,26	13,2	0,081	1,18	10,5	11,2	25,3	0,21	0,65	0,6	24,8	806,06	12	1,24	700,0	0,868
10	10,00	0,78	1,25	13,9	0,090	1,16	11,2	12,0	19,4	0,22	0,66	0,7	10,9	790,06	11	1,18	540,6	0,684
10	11,00	0,97	1,43	20,9	0,099	1,33	14,6	15,7	40,5	0,23	0,87	0,8	23,3	790,06	12	1,38	579,4	0,733
10	12,00	1,13	1,63	21,5	0,108	1,52	13,2	14,1	44,4	0,24	1,07	2,0	15,7	806,06	13	1,58	638,3	0,792
10	13,00	1,05	1,67	28,7	0,117	1,56	17,2	18,5	55,2	0,26	0,90	1,6	32,0	746,06	13	1,60	563,3	0,755
10	14,00	1,30	1,87	31,1	0,126	1,74	16,7	17,9	74,2	0,31	0,90	1,0	33,0	813,13	14	1,81	597,3	0,735
20	1,00	0,17	0,29	2,6	0,009	0,28	8,8	9,1	3,5	0,01	0,14	3,0	12,7	809,27	8	0,26	601,3	0,743
20	2,00	0,28	0,37	4,0	0,018	0,35	10,8	11,4	4,6	0,05	0,14	1,7	5,7	966,31	9	0,34	485,9	0,503
20	3,00	0,29	0,43	4,0	0,027	0,40	9,3	10,0	5,6	0,06	0,24	5,5	13,4	655,27	10	0,41	461,5	0,704
20	4,00	0,58	0,83	10,6	0,036	0,79	12,8	13,3	19,9	0,13	0,47	1,8	5,4	793,37	11	0,80	562,5	0,709
20	5,00	0,49	0,77	9,7	0,045	0,73	12,6	13,4	13,7	0,09	0,38	1,5	6,0	770,31	11	0,71	505,2	0,656
20	6,00	0,65	1,02	13,1	0,054	0,96	12,9	13,6	21,0	0,10	0,48	2,3	10,8	802,31	12	0,96	576,5	0,719
20	7,00	0,72	1,01	12,5	0,063	0,94	12,4	13,3	20,7	0,11	0,50	1,4	13,9	782,31	12	0,97	591,5	0,756
20	8,00	0,76	1,09	16,9	0,072	1,02	15,5	16,6	37,0	0,12	0,51	1,0	11,9	804,31	12	1,04	531,2	0,660
20	9,00	0,77	1,14	16,5	0,081	1,06	14,5	15,6	27,3	0,20	0,59	1,4	7,7	1020,44	12	1,05	559,2	0,548
20	10,00	1,02	1,39	17,6	0,090	1,30	12,7	13,5	28,6	0,28	0,86	1,4	20,7	590,44	14	1,37	483,4	0,819
20	11,00	1,17	1,45	19,4	0,099	1,35	13,4	14,4	48,4	0,16	0,95	4,0	19,9	704,31	15	1,45	700,9	0,995
20	12,00	0,93	1,34	18,6	0,108	1,23	13,9	15,1	31,2	0,18	0,76	1,0	15,1	686,31	14	1,28	496,0	0,723
20	13,00	1,37	1,76	18,9	0,117	1,64	10,8	11,5	35,2	0,20	1,08	1,4	33,5	592,31	15	1,77	645,3	1,089
20	14,00	1,14	1,58	18,0	0,126	1,46	11,4	12,4	28,6	0,20	0,88	1,9	2,7	642,31	14	1,52	400,9	0,624