

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Abou Bekr Belkaid
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil



Mémoire pour l'Obtention du Diplôme
De Master en Génie Civil
Option : Géotechnique

Thème

**Analyse et interprétation des essais pressiométriques :
Etude de cas**

Présenté en Décembre 2020 par :

M. TALEB Mohammed El Amine

M. BENHABIB Chakib Soufiane

Devant le Jury composé de :

PR. ABOUBEKR Nabil

Président

DR. BENDIOUIS Assia

Examinatrice

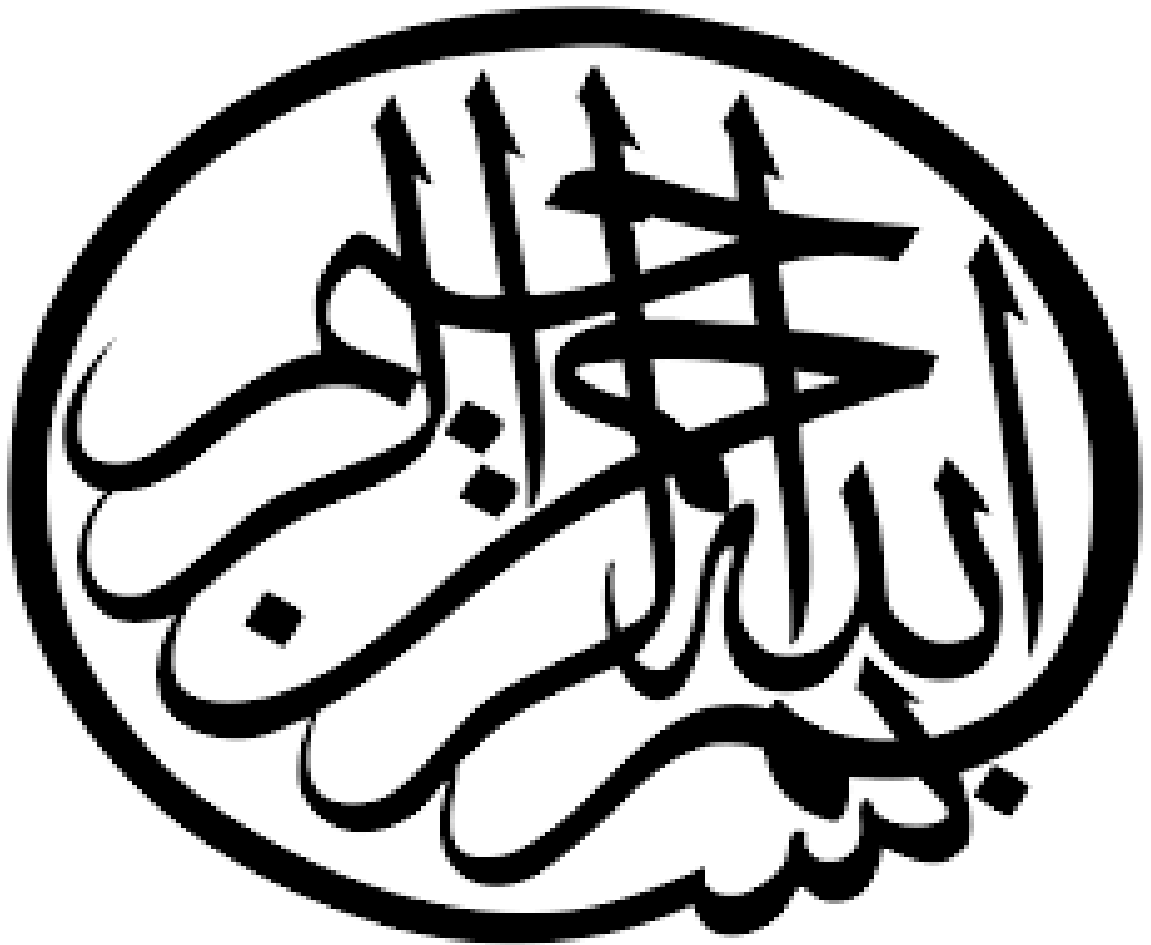
PR. ZADJAOUI Abdeldjalil

Encadrant

M. AISSAOUI Soufyane

Encadrant

2019-2020



REMERCIEMENTS

Nous tenons à exprimer nos plus vifs remerciements et notre sincère reconnaissance à nos encadrateurs :

Mr. ZADJAOUI. A, Professeur à l'université Aboubekr Belkaid, Tlemcen

Mr. AISSAOUI. S Doctorant à l'université Aboubekr Belkaid, Tlemcen

Pour leurs conseils et leurs motivations, ainsi que pour nous avoir accompagnés durant ce projet de fin d'études.

Nous exprimons notre profonde gratitude à :

Mr ABOUBEKRI, N, Professeur à l'université Abou Bekr Belkaid, Tlemcen

Mme BENDIOUIS. A, Maître de conférences classe A à l'université Abou Bekr Belkaid, Tlemcen

Pour avoir accepté de faire partie de notre jury et d'examiner ce travail.

Nous adressons nos vifs remerciements à Mr MCHERNEN. A et Mr BELAIDI.S. Pour leurs aides dans la partie expérimentation de caractérisation qui nous a été précieuse pour réussir ce modeste travail.

DEDICACES

Je dédie le présent travail à

Mes très chers parents pour leur amour et leur patience, ainsi que pour tout ce qu'ils ont fait pour que je réussisse.

Qu'ils trouvent à travers ces quelques lignes l'expression de ma profonde gratitude et de mon éternelle reconnaissance.

À mes frères Omar et Malik et mes sœurs Zahida, Nassima et Imene.

À toute ma famille et mes proches.

À mes chers neveux,

À tous mes ami(e)s et camarades qui m'ont aidé à réaliser ce travail, en particulier ceux de l'option GEOTECHNIQUE.

À mon camarade et binôme BENHABIB Chakib Soufiane et à sa famille.

À tous ceux qui me sont chers.

À tous les enseignants du Département de Génie Civil, en particulier mon

Encadreur Mr. ZADJAOUI A.

À tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à ma formation.

TALEB. M.A

DEDICACES

Je dédie ce modeste travail

À ma très chère mère que je ne saurai remercier assez pour les sacrifices

Qu'elle a consentis pour moi.

À mon très cher père qu'il a su se faire sentir dans les moments difficiles

ainsi

Que pour chaque instant de bonheur qu'il m'a procuré.

À ma sœur, mon frère et toute ma famille.

À tous mes amis (es).

À mon binôme TALEB Mohammed El Amine

Et à toute ma promotion du Département de Génie Civil-option

GEOTECHNIQUE.

À tous les enseignants du Département de Génie Civil en particulier mon

Encadreur Mr. ZADJAOUI A.

BENHABIB. C.S

Résumé

Le pressiomètre est utilisé en Algérie pour le dimensionnement des fondations de bâtiments et d'ouvrages d'art. C'est un essai de chargement du sol qui mesure en place à la fois une caractéristique de déformabilité, le module pressiométrique, et une caractéristique de résistance du sol, la pression limite. Ces deux caractéristiques sont usuellement utilisées directement pour déterminer la contrainte admissible (ELU) et le tassement des fondations (ELS) en utilisant des abaques ou des règles empiriques

Le manuscrit comporte deux parties complémentaires bibliographiques et une partie expérimentale. La première partie a porté sur l'intérêt de sujet et son utilisation dans la pratique de l'ingénieur. Elle comporte aussi des généralités, notions fondamentales et surtout les méthodes de calcul des fondations superficielles.

Dans la deuxième partie, une description générale concernant le site d'étude est donné, puis on présente la localisation des points d'essais et le choix de la technique de forage. Cette partie présente clairement l'exploitation, le dépouillement et l'interprétation des essais pressiométriques réalisés en vue d'une utilisation pratique dans l'ingénierie géotechnique

Mots clés : Pressiomètre, Essai in situ, Fondations, Pression limite, Module pressiométrique.

ملخص

يستخدم مقياس الضغط في الجزائر لتحجيم أسس المباني والهياكل. إنه اختبار تحميل التربة الذي يقيس كل من خاصية التشوه، ومعامل مقياس الضغط، وخاصية مقاومة التربة، الضغط المحدد. عادة ما يتم استخدام هاتين الخاصيتين مباشرة لتحديد الضغط المسموح به (حالة الحد الأقصى) وتسوية الأساسات (حالة حد الخدمة) باستخدام الرسوم البيانية أو القواعد العامة.

تحتوي المخطوطة على جزأين ببيوغرافيين متكاملين وجزء تجريبي. تناول الجزء الأول الموضوع واستخدامه في الممارسة الهندسية. ويشمل أيضًا العموميات والمفاهيم الأساسية وقبل كل شيء طرق الحساب للمؤسسات الضحلة. في الجزء الثاني، يتم تقديم وصف عام لموقع الدراسة، ثم يتم تقديم موقع نقاط الاختبار واختيار تقنية الحفر. يعرض هذا الجزء بوضوح تشغيل وتحليل وتفسير اختبارات مقياس الضغط التي تم إجراؤها للاستخدام العملي في الهندسة الجيوتقنية

الكلمات المفتاحية: مقياس الضغط، الاختبار في الموقع، الأساسات، الحد من الضغط، وحدة مقياس الضغط.

ABSTRACT

The pressuremeter is used in Algeria for sizing the foundations of buildings and structures. It is a soil loading test which measures in place both a deformability characteristic, the pressuremeter modulus, and a soil resistance characteristic, the limiting pressure. These two characteristics are usually used directly to determine the allowable stress (ELU) and settlement of foundations (SLS) using charts or rules of thumb.

The manuscript has two complementary bibliographical parts and an experimental part. The first part dealt with the subject matter and its use in engineering practice. It also includes generalities, fundamental notions and above all the calculation methods for shallow foundations.

In the second part, a general description of the study site is given, then the location of the test points and the choice of drilling technique are presented. This part clearly presents the operation, analysis and interpretation of pressuremeter tests performed for practical use in geotechnical engineering

Key words: Pressuremeter, In situ test, Foundations, Limit pressure, Pressuremeter module.

TABLE DES MATIERES

1	Chapitre 1 : Etude bibliographique présentant l'essai pressiométrique	5
1.1	Introduction.....	5
1.2	Historique et évolution des pressiomètres	5
1.3	Types d'appareillages pressiométrique.....	8
1.3.1	Le pressiomètre avec forage préalable.....	8
1.3.2	Le pressiomètre autoforeur	11
1.3.3	Le pressiomètre foncé	13
1.3.4	Le pressiomètre de fluage longue durée DIFLUPRESS.....	15
1.4	Les méthodes d'interprétation de l'essai pressiométrique.....	16
1.4.1	Les méthodes d'interprétation directes	16
1.4.2	Les méthodes d'interprétation analytiques	17
1.4.3	Les méthodes d'interprétation numériques	17
1.5	Estimation des propriétés du sol à partir d'essai pressiométrique	17
1.5.1	La pression horizontale en place σ_{h0}	17
1.5.2	Le module de cisaillement G	20
1.5.3	La cohésion non drainée C_u	21
1.5.4	L'angle de frottement des sols pulvérulents φ	24
1.5.5	Corrélations entre données pressiométrique et les données <i>SPT</i> et <i>CPT</i>	26
1.6	Conclusion	26
2	Chapitre 2 : Conception et calcul des fondations superficielles	29
2.1	Introduction	29
2.2	Généralité sur les fondations superficielles.....	29
2.2.1	Principaux types de fondations superficielles.....	30
2.2.2	Choix du type de fondation.....	31
2.3	Comportement d'une fondation superficielle	32
2.3.1	Courbe typique obtenue lors d'un chargement d'une fondation superficielle	32
2.3.2	Mode de rupture d'une fondation superficielle	32
2.4	Notions sur la capacité portante et le tassement.....	35

2.5	Méthodes de calcul de la portance des fondations superficielles	35
2.5.1	Méthodes basées sur les essais de laboratoire ou méthodes C-φ	35
2.5.2	Méthodes basées sur les essais in-situ	41
2.6	Estimation du tassement des fondations superficielles	49
2.6.1	Calcul du tassement en utilisant la théorie de l'élasticité	49
2.6.2	Calcul du tassement en utilisant les résultats de l'essai œdométrique.....	50
2.6.3	Application des essais de pénétration statique CPT	50
2.6.4	Application de la méthode pressiométrique	51
2.6.5	Application de l'essai à la table	53
2.7	Conclusion.....	54
3	Chapitre 3 : Etude expérimentale	56
3.1	Introduction	56
3.2	Présentation de la zone d'étude.....	56
3.2.1	Contexte géographique	56
3.2.2	Contexte géologique	58
3.2.3	Contexte sismique	58
3.3	Identification préliminaire des sols.....	59
3.3.1	Granulométrie selon la norme NF P 94-056 et NF P 94-057.....	59
3.3.2	Détermination des limites d'Atterberg selon la norme NF P94-051	62
3.3.3	Déterminer la masse volumique des particules solides selon la norme NF P 94-054	63
3.3.4	La masse volumique apparente par la méthode de l'immersion dans l'eau après paraffinage, NF P 94-053	64
3.3.5	La teneur en eau pondérale par la méthode de l'étuvage NF P 94-050	64
3.4	Techniques de forage et campagnes des reconnaissances mis en œuvre.....	65
3.4.1	Description de la sondeuse Sedidril S80.....	65
3.4.2	Méthodes de réalisation des forages pressiométriques et matériel utilisés .	67
3.4.3	Reconnaitances pressiométriques	69
3.5	Procédure de l'essai Pressiométrique Ménard standard.....	70
3.5.1	Description de la norme pressiométrique NF EN ISO 22476-4	70

3.5.2	Principe de l'essai PMT standard	70
3.5.3	Appareillage de l'essai pressiométrique	70
3.5.4	Préparation de la sonde pressiométrique.....	73
3.5.5	Interprétation de l'essai pressiométrique	75
3.6	Analyse et interprétation des résultats d'essais pressiométriques.....	80
3.6.1	Résultats de sondage SP1.....	80
3.6.2	Résultats sondage SP 2	87
3.6.3	Résultats sondage SP 3	92
3.6.4	Synthèse des résultats pressiométriques	92
3.7	Conclusion.....	93

LISTE DES FIGURES

Figure 1-1	Croquis de la sonde proposé par Kögler et la base de sa théorie (Baguelin et al., 1978).....	6
Figure 1-2	a) Le premier prototype développé par Ménard, b) Louis Menard (à droite) et la première sonde pressiométrique (Gambin, 1990).	7
Figure 1-3	Schéma de principe de l'essai pressiométrique Ménard avec forage préalable (Rangard, 2002).....	9
Figure 1-4	Allure d'une courbe pressiométrique issue d'un essai réalisé au pressiomètre avec forage préalable (Bornarel, 1999).	10
Figure 1-5	Les différents modèles de pressiomètres autoforeur ; a) LCPC PAF 76, b) Cambridge Camkometer, c) le pressiomètre autoforeur modèle BOREMAC (Schnaid, 2009).	11
Figure 1-6	Allure d'une courbe pressiométrique obtenue à partir d'essai réalisé au pressiomètre autoforeur (Amar et al, 1991).	12
Figure 1-7	Coefficient d'identification β du sol (Baguelin et al., 1978).....	13
Figure 1-8	Le pressiomètre à cône, Pencil (Farid et al, 2013).....	14
Figure 1-9	a) Push-in pressiomètre d'après Reid et al. (1982), b) Full-Displacement Pressuremeter d'après Withers et al. (1986).	14
Figure 1-10	Schéma de principe de fluage au Diflupress LD (Al Husein, 2001).	15
Figure 1-11	Résultats d'essais de fluage au Diflupress L.D.	16
Figure 1-12	: Illustration de la méthode lift-off pour la détermination de la contrainte horizontale en place (Dalton et Hawkins, 1982).	18
Figure 1-13	Types courbes pressiométriques (Mair et Wood, 1987).....	19

Figure 1-14 Procédure d'estimation de la contrainte horizontale in-situ (Marsland et Randolph, 1977).....	20
Figure 1-15 (a) Détermination des modules de cisaillement à partir d'un cycle de décharge-recharge ;(b) le profil de rigidité non linéaire.	21
Figure 1-16 Relation entre pressions limites conventionnelles et cohésions calculées à partir des essais pressiométriques (Cassan, 2005).	22
Figure 1-17 Abaque Ménard pour l'évaluation de la cohésion non drainée d'une argile saturée (Cassan, 2005).	23
Figure 2-1 Types de fondations (Frank, 1999).....	30
Figure 2-2 Les semelles filantes ou continues (Saadaoui et Saidia, 2018).	30
Figure 2-3 Les semelles isolées (Saadaoui et Saidia, 2018).	31
Figure 2-4 Semelles en radier (Saadaoui et Saidia, 2018).	31
Figure 2-5 Courbe typique obtenue lors du chargement d'une fondation superficielle.	32
Figure 2-6 Rupture par cisaillement général (Vesic, 1973).	33
Figure 2-7 Rupture par cisaillement local (Vesic, 1973).	34
Figure 2-8 Rupture par poinçonnement (Vesic, 1973).....	34
Figure 2-9 Schéma d'une semelle continue à proximité d'un talus (Bouafia, 2018).....	40
Figure 2-10 Schéma simplifié de variation de la portance avec la distance d (Bouafia, 2018).	41
Figure 2-11 Abaque de Peck pour le calcul à partir de l'essai SPT (Bouafia, 2018).....	43
Figure 2-12 Résistances équivalentes nette en zone utile selon le DTU 13-12.	46
Figure 2-13 Facteur de portance pressiométrique selon le DTU 13.12.	47
Figure 2-14 Valeurs de K_c selon le DTU 13-12 (Bouafia, 2018).	49
Figure 2-15 Abaque de la fonction $F(\sigma_v')$ (Rahmani et al., 2015).	51
Figure 2-16 Modules pressiométriques à considérer pour le calcul du tassement d'une fondation (Rahmani et al., 2015).....	53
Figure 3-1 a) La zone d'étude à campus de l'université Abou Bekr Belkaïd, b) photo réelle de la zone d'étude.	57
Figure 3-2 Situation géographique de la zone d'étude.....	57
Figure 3-3 Extrait de la carte géologique de Tlemcen N°270 - Echelle 1/50.000e (Doumergue, 1924).....	58
Figure 3-4 Carte de zonage sismique du territoire nationale (d'après RPA, 2003).	58
Figure 3-5 Dispositif d'essai granulométrie par tamisage	59
Figure 3-6 Dispositif de l'essai granulométrie par sédimentométrie	60

Figure 3-8 Courbe granulométrique.....	62
Figure 3-9 Coupelle de Casagrande	63
Figure 3-10 Pycnomètre	63
Figure 3-11 Architecture de machine de forage Sedidril S80.....	66
Figure 3-12 Forage à la tarière mécanique hélicoïdale continue.....	67
Figure 3-13 Les principaux outils utilisés dans le forage à la tarière hélicoïdale continue.	68
Figure 3-14 Implantation des sondages pressiométriques.....	69
Figure 3-15 Courbe type d'un essai pressiométrique Ménard.	70
Figure 3-16 Le contrôleur pression-volume CPV	71
Figure 3-17 Bouteille d'azote (gaz comprimé)	72
Figure 3-18 Sonde pressiométrique tri cellulaire	72
Figure 3-19 Les tubulures.	73
Figure 3-20 Essai d'expansion propre de l'appareillage	73
Figure 3-21 Courbe d'expansion d'une sonde pressiométrique dans un tube de calibrage.	74
Figure 3-22 Repérage de la sonde et du conditionneur de pression lors de l'essai de résistance propre de la membrane.	75
Figure 3-23 Courbe de résistance propre de la membrane obtenue	75
Figure 3-24 Courbe de fluage pressiométrique	79
Figure 3-25 Courbe pressiométrique corrigée et brute de l'essai SP 1-1	81
Figure 3-26 Courbe de la méthode inverse SP 1-1.....	82
Figure 3-27 Extrapolation hyperbolique SP 1-1	83
Figure 3-28 Courbes pressiométriques de l'essai SP 1-2.....	85
Figure 3-29 Courbes pressiométriques de l'essai SP 1-3.....	87
Figure 3-30 Courbes pressiométriques de l'essai SP 2-1.....	88
Figure 3-31 Courbes pressiométriques de l'essai SP 2-2.....	90
Figure 3-32 Courbes pressiométriques de l'essai SP 2-3.....	91
3-33 Membrane éclatée après augmentation brusque de la pression	92
Figure 3-34 évolution des paramètres pressiométriques en fonction de la profondeur.	93

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1-1 Historique et d'autres types de pressiomètres (Amar et al., 1991).	8
Tableau 1-2 classification des sols à partir du coefficient d'identification β (Amar et al, 1991).	13

Tableau 1-3 Relations empiriques entre la résistance au cisaillement non drainée et la pression limite nette D'après Clarke (1995).	24
Tableau 1-4 Corrélations des données PMT avec les données SPT, CPT et de laboratoire. ...	26
Tableau 2-1 Valeurs de facteur de portance en fonction de ϕ (Terzaghi, 1943).....	36
Tableau 2-2 Valeurs des facteurs ξ d'influence du substratum (Bouafia, 2018).	38
Tableau 2-3 Valeurs de la fonction η (Bouafia, 2018).....	39
Tableau 2-4 Valeurs du facteur F_c selon Davis et Booker (1973).	39
Tableau 2-5 Valeurs des facteurs de forme selon Vesic (1973).....	40
Tableau 2-6 Valeurs de la distance limite D_{lim} (Bouafia, 2018).....	40
Tableau 2-7 Coefficient de forme C_f (Rahmani et al, 2015).....	49
Tableau 2-8 Valeurs de coefficient rhéologique α (Rahmani et al, 2015).	52
Tableau 2-9 Valeurs de λ_c et λ_d (Rahmani et al, 2015).	52
Tableau 3-1 Résultats d'analyse granulométrique par tamisage.....	59
Tableau 3-2 Résultats de l'analyse granulométrique par sédimentométrie.....	60
Tableau 3-3 Résultats des essais de l'analyses granulométrique (tamisage et sédimentation). 61	
Tableau 3-6 Les limites de liquidité et de plasticité.....	63
Tableau 3-7 Masses volumiques des grains solides.	64
Tableau 3-8 Masses volumiques apparente.....	64
Tableau 3-9 Résultats de la teneur en eau	65
Tableau 3-10 Caractéristiques technique de la sondeuse Sedidrill modèle S80	67
Tableau 3-11 Adaptation de la technique de forage à la tarière hélicoïdale continue à sec.....	68
Tableau 3-12 Résultats pressiométriques brutes et corrigées de l'essai SP 1-1	80
Tableau 3-13 Résultats de la méthode de la courbe inverse SP 1-1	82
Tableau 3-14 Changement de variable pour la méthode hyperbolique.....	83
Tableau 3-15 Classification des sols à partir du rapport EM/Plm.....	84
Tableau 3-16 Résultats pressiométriques brutes et corrigées de l'essai SP 1-2.....	85
Tableau 3-17 Résultats de calculs SP 1-2	85
Tableau 3-18 Résultats pressiométriques brutes et corrigées de l'essai SP 1-3.....	86
Tableau 3-19 Résultats de calculs SP 1-3	87
Tableau 3-20 Résultats pressiométriques brutes et corrigées de l'essai SP 2-1	88
Tableau 3-21 Résultats de calculs SP 2-1	89
Tableau 3-22 Résultats pressiométriques brutes et corrigées de l'essai SP 2-2.....	89
Tableau 3-23 Résultats de calculs SP 2-2	90
Tableau 3-24 Résultats pressiométriques brutes et corrigées de l'essai SP 2-3.....	91

Tableau 3-25 Résultats de calculs SP 2-3	92
Tableau 3-26 Synthèse des résultats pressiométriques obtenus.	93

LISTE DES NOTATIONS

L : Longueur de semelle.

B : Largeur de semelle.

Q : Charge appliquée.

S : Déplacement vertical.

Q_u : Charge ultime.

D_f : Profondeur au-dessous de la surface du sol.

C : Cohésion.

φ : Angle de frottement.

q_l : Pression verticale limite.

γ_1 : Poids volumique du sol au-dessus de la base.

γ_1 : Poids volumique du sol au-dessous de la base.

N_q, N_c, N_γ : facteurs de portance.

δ : Angle de l'inclinaison par rapport à l'axe verticale.

B' : Largeur réduite.

H : Distance entre le substratum et la base de la fondation.

H_{lim} : Distance limite.

ξ_b, ξ_q, ξ_c : Facteurs d'influence du substratum.

C_u : Cohésion non drainée.

F_b, F_q, F_c : Facteurs de forme.

q_{adm} : Contrainte admissible.

K_d : Facteur tenant compte de l'effet favorable de la profondeur.

N_{spt} : Nombre de coup moyen.

P_l : Pression limite.

P_l^* : Pression limite nette.

P_{le}^* : Moyenne arithmétique des pressions limites nettes dans une zone épaisse.

P_0 : Pression des terres.

K_0 : Coefficient des pressions des terres.

K_p : Facteur de portance pressiométrique.

q_0 : Contrainte verticale initiale.

$q_c^*(z)$: Résistance pénétrométrique nette.

K_c : Facteur de portance pénétrométrique.

S : Le tassement.

E : Module de Young.

ν : Coefficient de poisson.

C_f : Coefficient qui dépend de la forme de la fondation.

S_{oed} : Tassement de consolidation unidimensionnelle.

σ_v' : Contrainte effective finale.

α : Coefficient rhéologique.

E_M : Module pressiométrique.

$S_{(10ans)}$: Tassement après dix ans.

S_c : Tassement sphérique.

S_d : Tassement déviatorique.

B_0 : Largeur de référence.

B_f : Largeur de fondation.

B_p : Largeur de la plaque.

S_f : Tassement de la fondation.

S_p : Tassement de la plaque.

Introduction générale



L'étude du comportement des sols est complexe et nécessite le développement d'un grand nombre d'essais en laboratoire et en place. Les essais en place présentent l'avantage de tester le sol dans son environnement en évitant le remaniement du prélèvement nécessaires aux essais de laboratoire. Ils ont reçu beaucoup d'attention grâce, d'une part, aux développements importants dans le champ de la mesure, des capteurs, de l'acquisition, du traitement et du stockage de données et d'autre part, à l'évolution des approches théoriques de plus en plus rigoureuses. Parmi ces essais, on s'intéresse dans ce projet de fin d'études au pressiomètre, appareil aujourd'hui couramment utilisé pour la plupart des projets géotechniques dans certains pays, en particulier pour les projets de fondation.

L'essai a été inventé par Kögler vers les années trente, mais ne prendra son essor actuel que sous l'impulsion de Ménard en 1955. Le principe de l'essai consiste à dilater radialement, dans un forage réalisé au préalable, une sonde cylindrique et à mesurer la relation entre la pression appliquée sur le sol et le déplacement de la paroi de la sonde. Parmi les informations qui peuvent être déduites directement de cet essai, on note en particulier le module pressiométrique E_M , la pression limite P_{LM} , et la pression de fluage P_f . Cet essai de reconnaissance du sol en place est associé à une méthode de calcul des fondations superficielles ou profondes. Il est utilisé pour évaluer la capacité portante des fondations et les tassements induits.

L'objectif est ainsi double : 1) la détermination des caractéristiques citées ci-dessus et 2) faire une exploitation pratique des résultats de l'essai pressiométrique sur un site d'étude dans la région de Tlemcen pour une utilisation dans dimensionnement des fondations.

Pour cela, notre mémoire est structuré en trois chapitres, une introduction et une conclusion qui reprend les principales observations, synthétise les recommandations et présente les différentes méthodes de calcul. Une liste des références intéressante est fournie à la fin de manuscrit.

Le premier chapitre, concerne l'historique, le développement et les types du pressiomètre, il nous renseigne aussi sur les méthodes d'interprétation et d'estimation des propriétés du sol à partir de l'essai pressiométrique.

Le deuxième chapitre de ce projet de fin d'études décrit des généralités sur les fondations superficielles, leurs comportements et les différentes méthodes de calcul de leurs portances en évoquant ainsi les notions sur la capacité portante des fondations, les tassements et leurs estimations dans les fondations superficielles.

Le troisième chapitre est consacré d'une part à l'expérimentation sur terrain comportant la localisation des points de sondage, la préparation des forages, et la réalisation des essais. D'autre part Une étude expérimentale de caractérisation physique de sol a été effectuée pour classification et les besoins ultérieurs dans ce projet de fin d'études. Une analyse et des interprétations de l'ensemble des résultats des essais pressiométriques effectués sont détaillées à la fin du chapitre.

En fin, et comme tout travail, ce mémoire sera achevé par une conclusion générale et des perspectives.

Chapitre

**Etude bibliographique
présentant l'essai
pressiométrique**

I



1 Chapitre 1 : Etude bibliographique présentant l'essai pressiométrique

1.1 Introduction

L'utilisation des essais de reconnaissance des sols en place est particulièrement développée dans le monde. Plusieurs instruments in-situ permettent en effet de s'affranchir des difficultés de prélèvement, de transport et de conservation des échantillons de sols. Parmi ces instruments in-situ, le pressiomètre est aujourd'hui couramment utilisé.

L'essai pressiométrique occupe une place très importante dans la panoplie des essais classiques de mécanique des sols relatifs aux études de fondation. C'est un essai de chargement rapide du sol en place. Il consiste à dilater une sonde cylindrique dans le terrain, ce qui permet de déterminer une relation pression-déformation de laquelle on déduit les caractéristiques mécaniques du sol nécessaires au calcul des ouvrages.

Ce chapitre de caractère bibliographique comporte un ensemble des informations de base, concernant l'historique et l'évolution du pressiomètre. Après une description détaillée des différents types d'appareillages pressiométrique, nous nous sommes intéressés aux méthodes d'interprétation de l'essai, et les différentes approches d'estimation des propriétés du sol à partir de l'essai. Ce chapitre se termine par une conclusion relative aux points évoqués ci-dessus.

1.2 Historique et évolution des pressiomètres

Le concept original du pressiomètre remonte à Kögler en (1933), qui a développé un appareil composé d'une sonde monocellulaire gonflée par une pression de gaz (Figure 1-1). Si on considère que le pressiomètre est une sonde que l'on gonfle dans un trou préalablement creusé en appliquant une pression d'eau ou de gaz. Kögler est la première personne a travaillé avec le pressiomètre (Schlosser, 1977). Cependant la paternité de cet appareil revient à Louis Ménard, peut-être à cause du faible impact de la machine de Kögler qui fait l'objet d'une expérimentation insuffisante (Gambin, 1990 ; Clarke, 1995).

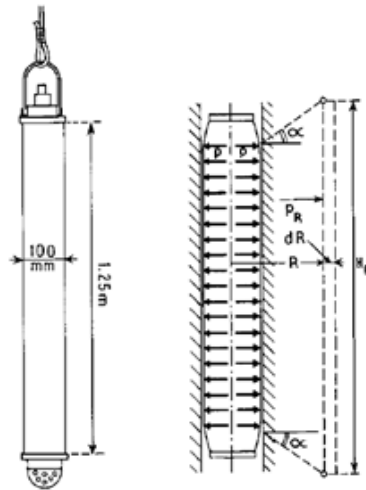
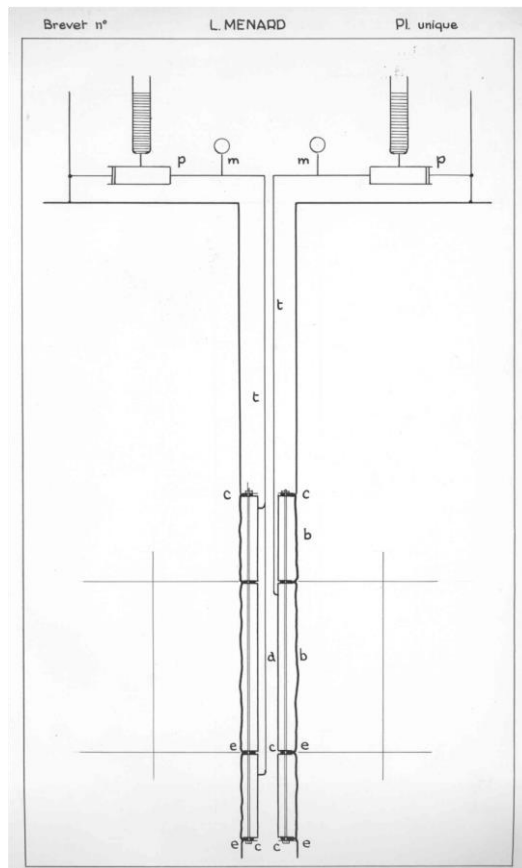


Figure 1-1 Croquis de la sonde proposé par Kögler et la base de sa théorie (Baguelin et al., 1978).

Louis Ménard un jeune étudiant en Génie Civil travaillant à l'Université de l'Illinois, USA eut l'idée, dès 1955, de mesurer la déformation d'un sol en gonflant une sonde cylindrique dans un trou préalablement fait (Gibson et Anderson, 1961 ; Briaud, 1992). Ménard avait remarqué, lors d'un stage dans une entreprise de génie civil, qu'il n'existait pas de méthode à la fois fiable et peu précise pour déterminer les propriétés de réponse d'un sol à un chargement. Il pensa qu'un moyen simple était de mesurer la résistance à l'expansion d'une sonde dans le sol. Ce fut le point de départ du pressiomètre et de travaux importants qui se poursuivent encore aujourd'hui.

Les premiers travaux de Ménard, se limitèrent à une approche purement théorique du problème de l'expansion de cavité cylindrique, le développement de l'appareillage demandant trop de temps. Ce n'est qu'en 1955 que fut construit le premier prototype de pressiomètre portant son nom (Ménard, 1955). Le principe de l'appareil est identique à celui de Kögler. La conception en revanche en est différente : la sonde est tri cellulaire. Les cellules situées en dessus et en dessous de la cellule centrale s'appellent « cellules de garde », ont pour objet de protéger la cellule centrale (cellule de mesure) des perturbations aux limites provoquées par la taille finie de l'appareil (Figure 1-2).



a)



b)

Figure 1-2 a) Le premier prototype développé par Ménard, b) Louis Menard (à droite) et la première sonde pressiométrique (Gambin, 1990).

Indépendamment de toutes les inventions collatérales de Louis Ménard, d'autres dispositifs très voisins du pressiomètre Ménard ou le complétant, ont été mis au point en France et dans le monde par plusieurs chercheurs citons : Wroth et Hughes, (1972), Baguelin et al., (1974), Briaud et Shields, (1979), Reid et al., (1982), Withers et al., (1986), Clarke et Smith (1992), Reiffsteck et al., (2005). Le tableau 1-1 résume la chronologie de ces développements.

Cependant, ces derniers développements sont très coûteux et ne peuvent être mis en œuvre dans tous les sols. Une voie d'amélioration est mise au point par Aissaoui et al. (2020), à l'université Aboubekr Belkaid, Tlemcen pour résoudre les problèmes de répétabilité et d'accumulation d'imprécisions dans l'essai. Il s'agit d'un appareil pressiométrique à pilotage électronique pour réaliser, dans tout forage spécifique adapté, un essai pressiométrique totalement automatique.

Tableau 1-1 Historique et d'autres types de pressiomètres (Amar et al., 1991).

Years	Types of pressuremeter
1933	Kögler's borehole side tester
1955	Menard's patent: a 3 cell pressuremeter: A type
1956	MPM B type
1957	MPM C type
1958-1959	MPM D types
1960	MPM E type
1963	MPM F type
1965	MPM G types
1970	Menard mini-pressuremeter
1970	LCPC self-boring pressuremeter for weak soils
1971	Oyo Elastmeter 100
1972	Cambridge self-boring pressuremeter
1973-1976	MPM GB, GC, GA types
1976	LCPC self-boring pressuremeter for weak rocks
1979	LCPC Menard cone pressuremeter for offshore jobs
1980	Oyo Elastmeter 200 Cambridge in-situ HPD
1982	Push-In pressuremeter PIP
1985	Calculator Assisted Pressuremeter PAC
1986	Full displacement pressuremeter FDPM
1989	Newcastle weak rocks self-boring pressuremeter (RSBP)
1992	pressuremeter with electronic data acquisition system SPAD
2005	A new generation of self-boring pressuremeter in France PAF2000
2020	Auto controlled pressuremeter (AUTOPMT)

1.3 Types d'appareillages pressiométrique

1.3.1 Le pressiomètre avec forage préalable

L'essai pressiométrique consiste à réaliser l'expansion horizontale d'une sonde cylindrique dans un forage exécuté au préalable à une profondeur donnée, sous des contraintes radiales jusqu'à la rupture du sol. Il permet d'obtenir une relation entre les contraintes appliquées et les déplacements horizontaux du forage ce qui présente un grand avantage par rapport à d'autres essais in-situ, du fait qu'il permet l'analyse du comportement du sol aussi bien en petits déplacements qu'à la rupture.

Le pressiomètre avec forage préalable est composé d'une sonde cylindrique à laquelle sont adjointes deux cellules de garde permettant de respecter au mieux des conditions de déformation plane. La cellule de mesure est reliée par un système de tubulures à un contrôleur pression-volume situé à la surface du terrain (Figure 1-3).

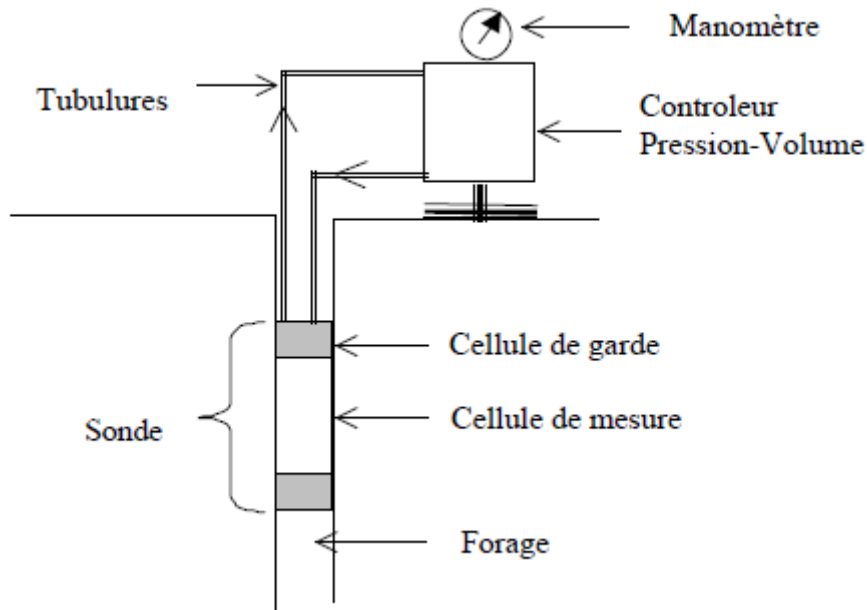


Figure 1-3 Schéma de principe de l'essai pressiométrique Ménard avec forage préalable (Rangeard, 2002).

On mesure, au cours de l'expansion, la variation de volume de la cellule centrale de mesure pour chaque incrément de pression appliquée. Les résultats obtenus sont ensuite tracés, après corrections (variation de volume parasite due aux tubulures, résistance de la membrane de la sonde, et hauteur entre le pressiomètre et le contrôleur pression-volume). L'allure générale de la courbe pressiométrique obtenue au pressiomètre avec forage préalable est présentée sur la Figure 1-4, cette courbe pressiométrique met en évidence trois parties :

- 1) $0 \leq P \leq P_0$; $0 \leq V \leq V_0$: une phase initiale qui correspond au repositionnement du sol autour de la sonde. Elle résulte de l'expansion de la membrane jusqu'au moment où celle-ci vient épouser le contour du trou foré préalablement. Fawaz (1993), Baguelin et al. (1978) définissent 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 cette pression est la pression naturelle de terre au repos P_0 .
- 2) $P_0 \leq P \leq P_f$; $V_0 \leq V \leq V_f$: une deuxième phase dite pseudo-élastique, 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 (1-1) :

$$E_M = 2(1 + \nu)(V_0 + V_m) \frac{dp}{dv} \quad (1.1)$$

Avec : ν : coefficient de poisson ; V_0 : volume initiale de la sonde au repos ; V_m : variation de volume correspondant à la valeur moyenne de la pression appliquée dans la phase pseudo-élastique ; $\frac{dp}{dv}$: l'inverse de la pente de la partie linéaire de la courbe.

- 3) $P > P_f$; $V > V_f$: une troisième phase 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 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, la pression limite est alors définie comme la pression provoquant le doublement du volume initial de la sonde ($V_l = 2V_0$) : c'est la pression limite conventionnelle, notée P_{lc}

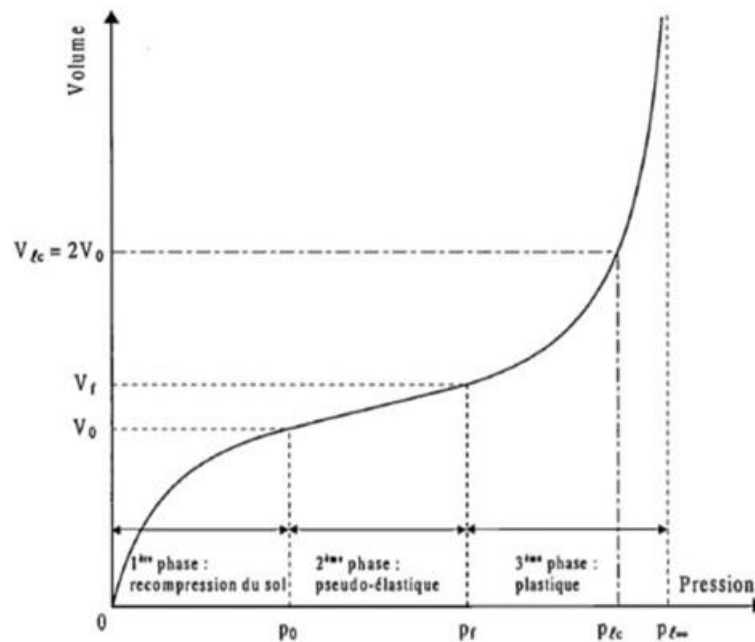


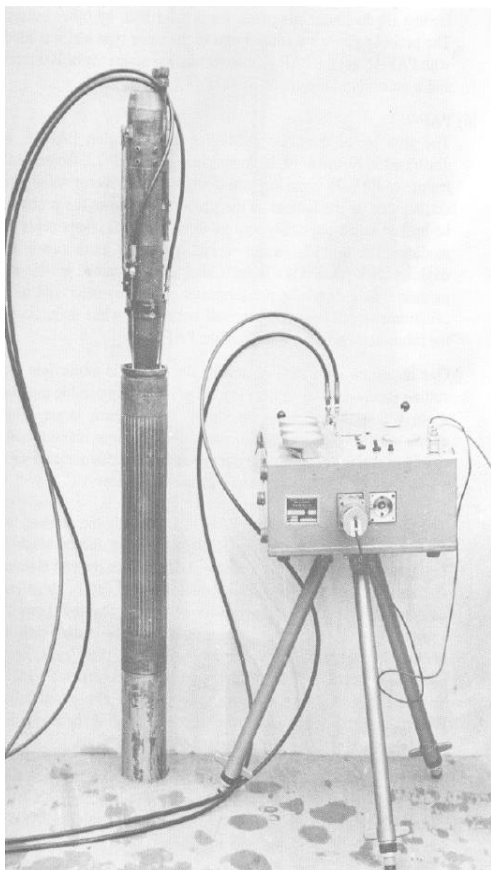
Figure 1-4 Allure d'une courbe pressiométrique issue d'un essai réalisé au pressiomètre avec forage préalable (Bornarel, 1999).

De nombreuses variantes de pressiomètre avec forage préalable existent sur le marché, et leurs différences consistent essentiellement en des dimensions des sondes et des amplitudes de pressions appliqués (Baguelin et al. 1978). Le premier type est celui le plus habituellement utilisé reconnu sous le nom de pressiomètre Ménard, composée de trois cellules (deux cellules de garde remplies de gaz et la cellule centrale remplies par de l'eau) ; le second, le troisième et le quatrième type connu sous le nom de OYO LLT, Texam de Roctest, et Tri-Mod de Roctest

respectivement et sont identique au premier type exceptant que la sonde est composée d'une seule cellule assez longue (Briaud,1992).

1.3.2 Le pressiomètre autoforeur

Les problèmes liés au remaniement du sol lors du préforage ont conduit au développement d'un pressiomètre autoforeur (Jézéquel et Touzé, 1970 ; Baguelin et Jézéquel, 1973, Baguelin et al., 1974) dans les Laboratoires des Ponts et Chaussées (Figures 1.5a). A la suite, Wroth et Hughes (1972), Hughes et al. (1977) ont développés à l'université de Cambridge un pressiomètre autoforeur de conception différente, connu sous le nom du « Camkometer » (Figure 1.5b), sa sonde est composée d'une seule cellule remplie de gaz. Un troisième type connu sous le de BOREMAC, de la société canadienne Roctest (Figure 1.5c) est développée pour déterminer in situ les propriétés mécaniques des sols fins et des sables.



(a)



(b)



(c)

Figure 1-5 Les différents modèles de pressiomètres autoforeur ; a) LCPC PAF 76, b) Cambridge Camkometer, c) le pressiomètre autoforeur modèle BOREMAC (Schnaid, 2009).

Le but de ces appareils est de s'affranchir des problèmes liés au préforage, notamment au déchargement des parois de la cavité qui a lieu dans la période située entre la fin du forage

et la mise en place de la sonde de mesure. Les pressiomètres autoforeurs sont équipés d'un système de forage et sont donc mis en place directement, avec le minimum de remaniement du sol testé. Les courbes pressiométriques obtenues à partir du PAF ne présentent pas la phase de rechargement observée sur les courbes issues du pressiomètre Ménard (Figure 1-6). La pression de départ est donc la pression totale horizontale des terres au repos (P_0), et la concavité de la courbe est monotone.

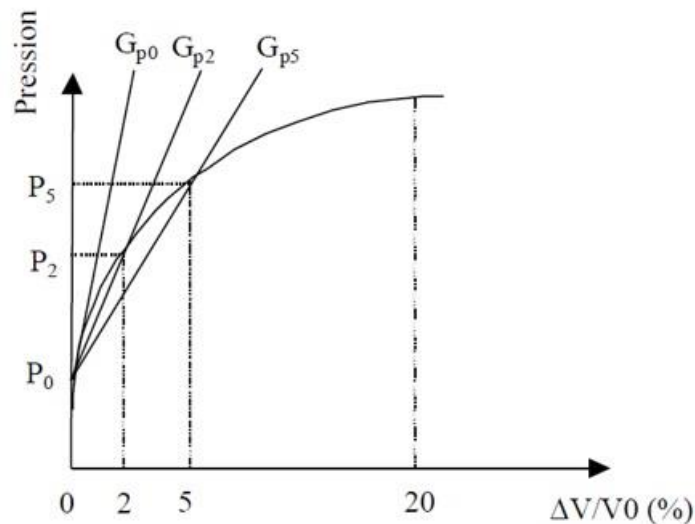


Figure 1-6 Allure d'une courbe pressiométrique obtenue à partir d'essai réalisé au pressiomètre autoforeur (Amar et al, 1991).

Pour une utilisation pratique de cette courbe, Baguelin et al. (1978), définissent certaines caractéristiques de pression et de déformation :

- Les pressions P_0 , P_2 , P_5 et P_{20} correspondant respectivement à 0, 2, 5 et 20 % de déformation volumique de la sonde et par convention : $P_l = P_{20}$.
- Le coefficient d'identification β (Figure 1-7) du sol défini par :

$$\beta = \frac{P_{20} - p_5}{P_{20} - p_0} \quad (1.2)$$

Ce coefficient est lié à la nature du sol étudié et permet, de différencier le type des sols (tableau 1-2). La valeur de β permet de caractériser le comportement plus ou moins dilatant du matériau, et déduire la susceptibilité du matériau à se liquéfier.

A partir de l'essai au pressiomètre autoforeur, il est possible de déterminer un module de cisaillement défini de la manière suivante :

$$G = \frac{1}{2} \frac{\Delta p}{\Delta \varepsilon} (\text{Camkometer}) \text{ ou } G = V \frac{\Delta p}{\Delta V} (\text{PAF}) \quad (1.3)$$

Où ε est la déformation radiale de la cavité $=\Delta R/R_0$

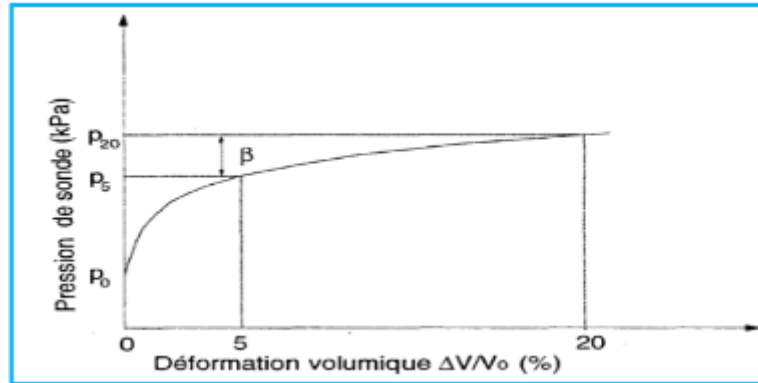


Figure 1-7 Coefficient d'identification β du sol (Baguelin et al., 1978).

Tableau 1-2 classification des sols à partir du coefficient d'identification β (Amar et al, 1991).

Plage de β en %	β moyen en %	Nature du sol
< 25		Argiles sensibles
$25 < \beta < 40$	32.5	Argiles
$35 < \beta < 50$	42.5	Silts et Sables compressibles
$45 < \beta < 60$	52,5	Sables dilatants
$\beta > 60$		Sables très dilatants

1.3.3 Le pressiomètre foncé

En 1979 à l'université d'Ottawa, Briaud et Shields ont développé un nouveau type de pressiomètre appelé le pressiomètre foncé ou à cône. Une sonde mono cellulaire placée par vérinage ou battage dans le sol, afin de caractériser les chaussées des aéroports et routes (the pavement pressurimeter). Le modèle le plus commercialisé de ce dernier c'est le Pencil pressiomètre fabriqué par la société canadienne Roc-test (Figure 1-8).



Figure 1-8 Le pressiomètre à cône, Pencil (Farid et al, 2013).

Avec l'intérêt croissant pour la conception offshore et le besoin conséquent d'obtenir des mesures de propriétés in-situ des argiles offshore, Reid et al. (1982) et Fyffe et al. (1986) ont développés un pressiomètre placé par refoulement (Push-In pressumeter) pour une utilisation offshore (Figure 1-9a). Juste après en 1986 Withers et al. en Angleterre ont développé le pressiomètre à déplacement total (Full-Displacement Pressuremeter Figure 1-9b).

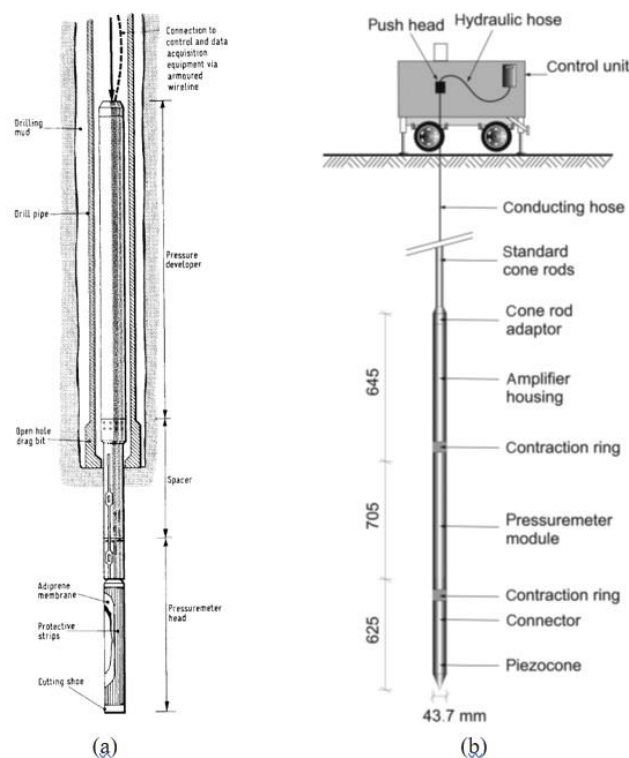


Figure 1-9 a) Push-in pressiomètre d'après Reid et al. (1982), b) Full-Displacement Pressuremeter d'après Withers et al. (1986).

1.3.4 Le pressiomètre de fluage longue durée DIFLUPRESS

Le pressiomètre de fluage longue durée a été développé par EDF-GDF dans le but d'étudier les tassements à très long terme des fondations des centrales nucléaires (Leidwanger, 1993). La sonde pressiométrique est similaire à celle des PAF (Figure 1-10). La différence entre ces deux types de pressiomètre provient du système de chargement qui permet dans le cas du DIFLUPRESS d'effectuer des essais à charge constante de très longue durée. Le piston est chargé par une série de poids permettant d'exercer une pression constante dans le temps, indépendamment de la déformation de la sonde. Cet appareil a été utilisé sur les sites de centrales nucléaires de St-Laurent-des-Eaux (Bufi, 1990) et Nogent-sur-Seine et le site d'aménagement hydraulique du Buech (Bufi, 1991).

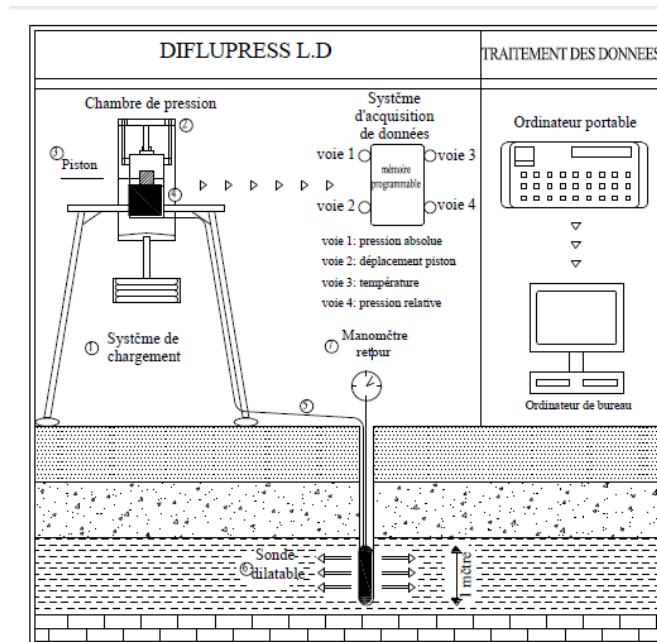


Figure 1-10 Schéma de principe de fluage au Diflupress LD (Al Husein, 2001).

L'essai de fluage a pour but d'évaluer le tassement secondaire lié au fluage du sol. L'avantage et l'intérêt de ce type d'essai par rapport aux essais classiques réalisés sur échantillon en laboratoire proviennent du fait que l'on teste en une seule fois une tranche de 1m du sol en place, et le remaniement du sol est réduit au minimum si les recommandations d'usage sont respectées. La figure 1-11 montre un exemple des résultats pour ce type d'essai.

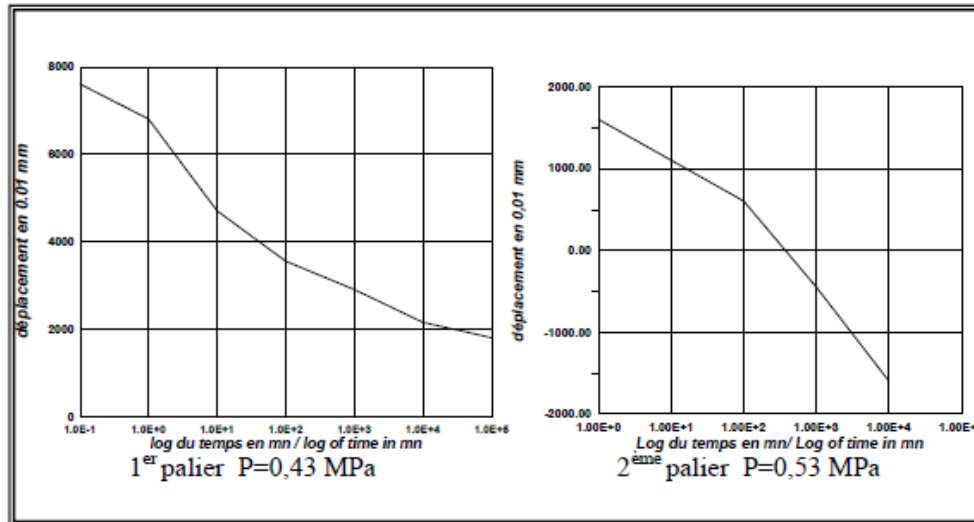


Figure 1-11 Résultats d'essais de fluage au Diflupress L.D.

1.4 Les méthodes d'interprétation de l'essai pressiométrique

L'essai pressiométrique est un essai de chargement de la paroi du forage jusqu'à la rupture. Il permet par conséquent d'étudier la phase des petits déplacements du sol en déterminant un module de déformation du forage, et celle des grands déplacements en déduisant la pression limite correspondant à la rupture du forage. On se propose dans ce qui suit de présenter quelques méthodes d'interprétation sans les décrire précisément.

Les différentes méthodes d'interprétation peuvent être séparées en trois catégories : les méthodes directes, les méthodes basées sur une étude analytique, et enfin les méthodes numériques.

1.4.1 Les méthodes d'interprétation directes

Dans le cas de problèmes directs, le système mécanique composé de la géométrie du problème, des conditions initiales, des conditions aux limites, d'un modèle de comportement et des paramètres de ce modèle, est parfaitement défini. Elles sont encore largement utilisées, notamment dans la réglementation relative au dimensionnement des ouvrages de fondations. Plusieurs auteurs ont proposé des règles empiriques basées sur des observations du comportement de fondations. On peut citer principalement les travaux de Ménard (1957), Amar et Jézéquel (1972), Baguelin et Jézéquel (1973). Ces méthodes permettent notamment d'évaluer la valeur de la cohésion non drainé C_u à partir de la pression limite P_l . Ce point sera traité en détails dans le paragraphe 1.5.3.

1.4.2 Les méthodes d'interprétation analytiques

Les méthodes analytiques sont principalement basées sur la solution de l'expansion d'une cavité cylindrique dans un milieu élasto-plastique. On peut différencier parmi ces méthodes celles prenant en compte une déformation sans variation de volume dans la phase plastique (Ménard, 1957 ; Gibson et Anderson, 1961 ; Houlsby et Withers, 1988 ; Monnet, 1995) et celles prenant en compte une déformation avec variation de volume (Ladany, 1963 ; Salençon, 1966 ; ; Hughes et al., 1977 ; Robertson et Hughes, 1986 ; Houlsby et al., 1986 ; Manassero, 1989).

1.4.3 Les méthodes d'interprétation numériques

Le développement des moyens informatiques a conduit à la mise au point de codes de calcul de plus en plus élaborés. Depuis quelques années, de nombreux travaux portent sur l'identification des paramètres de modèles de comportement à partir de l'essai pressiométrique. On peut citer notamment les travaux de Boubanga (1990) et Bahar (1992) menés à l'Ecole Central de Lyon sous la direction de Cambou. Un logiciel d'identification de paramètres de modèles de comportement (Pressident) à partir de l'essai pressiométrique a été développé et a été appliqué à différents modèles (Cambou et Boubanga, 1989 ; Cambou et al., 1990 ; Cambou et Bahar, 1993). De la même manière, Hicher et Michali (1995) utilisent le résultat d'essais pressiométriques et de laboratoire pour déterminer les paramètres d'une loi élastoplastique (Hujeux). Zentar (1999) a utilisé un logiciel d'optimisation couplé à un logiciel d'éléments finis pour identifier certains paramètres d'un modèle élasto-plastique (Cam-Clay modifié) à partir de résultats d'essais pressiométriques.

1.5 Estimation des propriétés du sol à partir d'essai pressiométrique

1.5.1 La pression horizontale en place σ_{ho}

La prévision de la déformation du sol dans des conditions de travail (par exemple, en utilisant des méthodes éléments finis) exige des hypothèses réalistes concernant l'état de contrainte in situ. L'estimation de la contrainte verticale in-situ est généralement simple, en connaissant l'unité des sols superposés. Cependant, l'estimation de la contrainte horizontale in-situ est une tâche très difficile. Plusieurs techniques de laboratoire permettant de mesurer la pression horizontale en place σ_{ho} , mais le pressiomètre reste l'appareil la plus utilisé qui donne la possibilité d'estimer σ_{ho} à partir d'observations in-situ.

1.5.1.1 Estimations par les méthodes de décollage (lift-off Methods)

La contrainte horizontale in situ est déterminée par la méthode du décollage qui ne s'applique qu'aux pressiomètres autoforeurs (Mair et Wood, 1987). Le point de décollage est détecté par une rupture de la pente initiale de la courbe contrainte-pression dans la cavité. Le

PAF est inséré dans le sol sans perturber le sol environnant. La pression dans la cavité est alors augmentée de zéro, jusqu'à ce qu'il atteigne la valeur de la contrainte horizontale totale in situ σ_{h0} . L'effort est supporté par le corps de la sonde, et la membrane est incapable de perdre contact avec la surface métallique sous-jacente. Lorsque la pression dans la cavité dépasse σ_{h0} , la cavité peut se dilater et le mouvement radial de la membrane est enregistré (Figure 1-12).

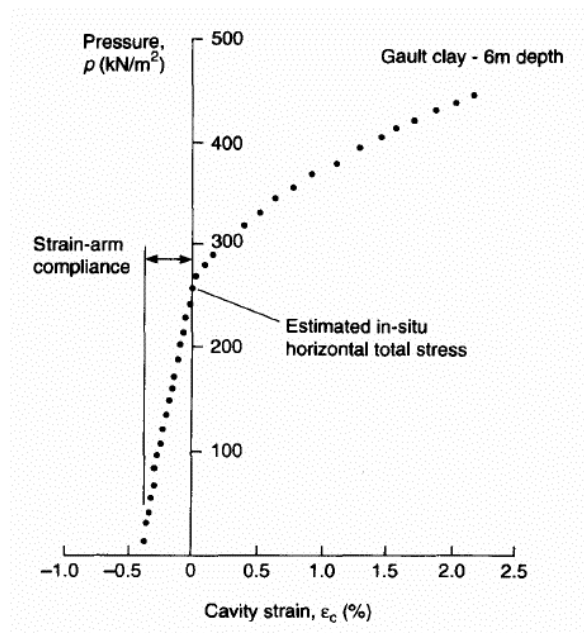


Figure 1-12 : Illustration de la méthode lift-off pour la détermination de la contrainte horizontale en place (Dalton et Hawkins, 1982).

1.5.1.2 Estimation par itération graphique

Un essai au pressiomètre autoforeur idéal devrait montrer le type de réponse illustré sur la figure 1-13a. Par contre un essai avec un pressiomètre au forage préalable donne généralement un résultat plus semblable à celui illustré à la figure 1-13b, ayant un section initiale AB, dans laquelle le pressiomètre a été mise au contact avec le sol et un anneau environnant de sol perturbé est recomprimé, suivi d'une courbe BCD ressemblant plus ou moins à la forme idéale. L'interprétation des essais pressiométriques avec forage préalable pris le point B d'inflexion de la courbe, comme indication de la pression de cavité de référence, P_0 et donc éventuellement σ_{h0} .

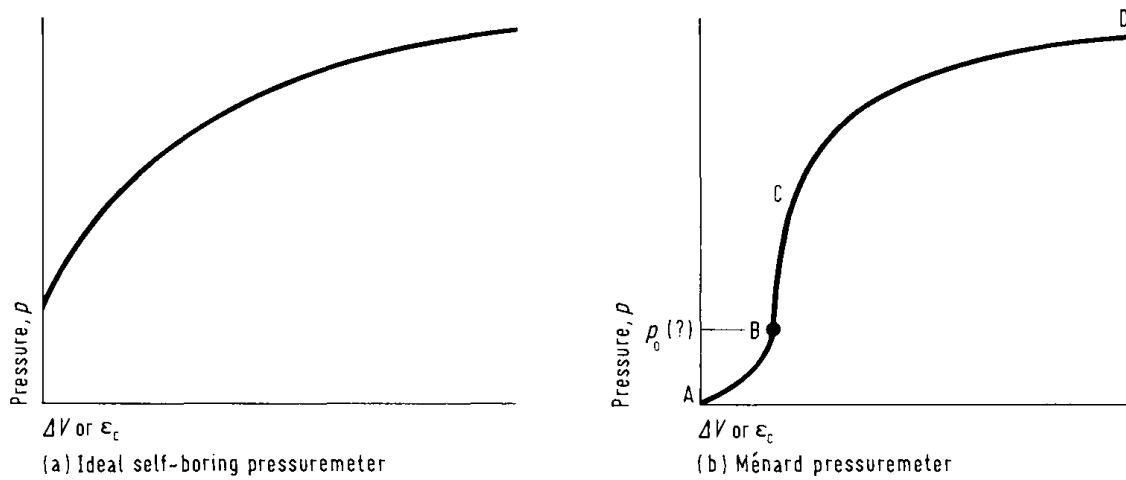


Figure 1-13 Types courbes pressiométriques (Mair et Wood, 1987).

Marsland et Randolph (1977) proposent une technique itérative pour estimer P_0 , principalement applicable aux essais avec forage préalable effectués dans des argiles rigides, mais applicable en principe à tous les types d'essais pressiométrique. Ils proposent que, à proximité de σ_{h0} , la relation P - V doit être linéaire (c'est-à-dire que le sol environnant se comporte de manière élastique). Pour les essais dans un forage réalisé préalablement, où le sol est complètement déchargé avant la cavité est dilatée, la pression de la cavité de référence P_0 , doit se trouver à l'intérieur de la section approximativement linéaire de la courbe P - V . Pour les essais pressiométriques autoforeurs, où la perturbation devrait être moindre, on s'attendrait à ce que P_0 se trouve plus près du début de la section linéaire de la courbe P - V . La réponse élastique du sol doit s'arrête lorsque la résistance non drainée du sol est atteinte dans la paroi de la cavité, c'est-à-dire lorsque :

$$P = P_0 + C_u \quad (1.4)$$

Où C_u est la résistance maximale non drainée.

Afin de tracer les valeurs de $\log(\Delta V/V)$, la connaissance du volume de référence, V_0 est nécessaire afin de calculer $\Delta V (= V - V_0)$. Une approche itérative est donc nécessaire, et elle est illustrée dans la figure 1-14.

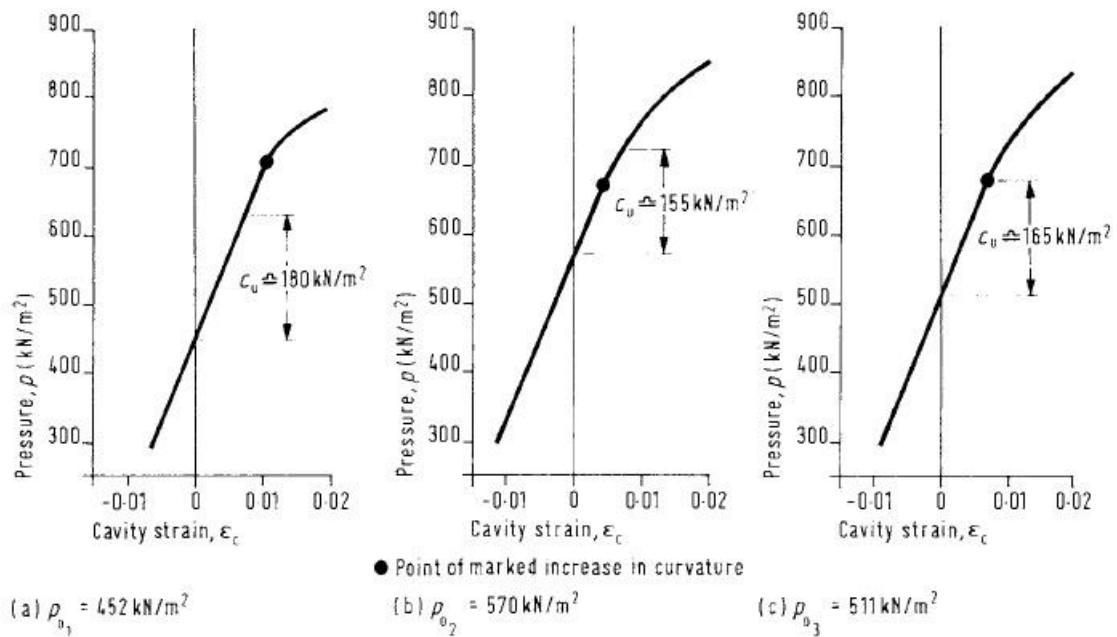


Figure 1-14 Procédure d'estimation de la contrainte horizontale in-situ (Marsland et Randolph, 1977).

Marsland et Randolph (1977) ont fait une première estimation de $K_0 = 2,4$ et $P_{01} = 452 \text{ kN/m}^2$ (figure 1-14a). Avec cette pression de référence et un volume de référence correspondant $V_0 = V_{01}$, une valeur pour la résistance non drainée $C_{u1} = 180 \text{ kN/m}^2$ peut être estimée à partir de la pente maximale de la courbe $P\text{-log}(\Delta V/V)$. Cependant, il est clair que la courbe $P\text{-}\epsilon$ pour cette condition de référence (figure 1-14a) est linéaire bien au-delà de la pression :

$$P = P_{01} + C_{u1} \tag{1.5}$$

1.5.2 Le module de cisaillement G

Le pressiomètre est un essai idéal pour déterminer la rigidité du sol (Clarke, 1995). Le module de cisaillement G est obtenu à partir de n'importe quelle courbe d'essai pressiométrique où le sol se comporte élastiquement. Bien que la partie initiale de la courbe d'essai pressiométrique montre un comportement élastique, elle illustre la rigidité du sol perturbé en raison de la perturbation lors de l'installation de la sonde. Le meilleur comportement élastique dans une courbe d'essai pressiométrique est celui du cycle décharge-recharge (Clarke et Ménard, 1996).

Deux techniques sont disponibles pour déterminer le module de cisaillement moyen à partir du cycle de déchargement-rechargement. Premièrement, la rigidité sécante moyenne est estimée en ajustant une ligne à toutes les données du cycle de décharge-recharge, comme le

montre la figure 1-15. Le module de cisaillement est égal à la moitié de la pente de la ligne la mieux adaptée. Ce module représente la rigidité moyenne du sol (Clarke, 1995). Le module de cisaillement peut être également déterminé à partir de la pente de la ligne unique tracée entre les deux sommets de la boucle (Houlsby et Schnaid, 1994). Cependant, cette méthode surestime les valeurs de rigidité de l'ordre de 20 à 30 % par rapport à la première méthode.

$$G = \frac{1dp}{2d\epsilon_c} \quad (1.6)$$

Où

$$G = V \frac{dp}{dV} \quad (1.7)$$

D'où ϵ_c et V sont respectivement la déformation de la cavité et le volume actuel de la cavité.

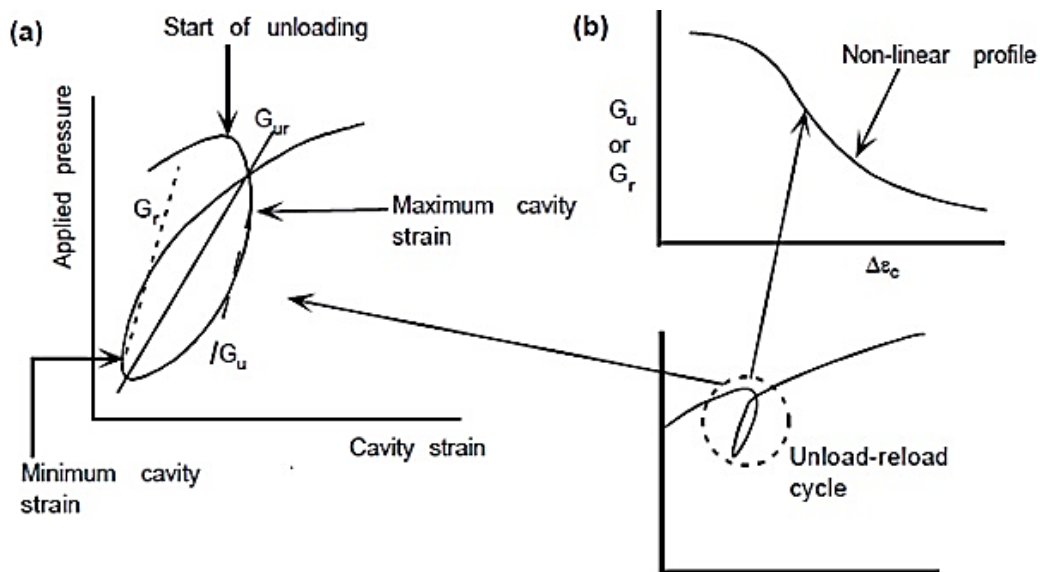


Figure 1-15 (a) Détermination des modules de cisaillement à partir d'un cycle de décharge-recharge ;(b) le profil de rigidité non linéaire.

1.5.3 La cohésion non drainée C_u

Dans le cas d'un sol saturé purement cohérent, la théorie de l'essai pressiométrique conduit à la relation suivante entre la pression et la déformation volumétrique :

$$P_{lm} = P_0 + C_u \left[1 + \ln \left[\frac{E_M}{2(1+\nu)C_u} \right] \right] \quad (1.8)$$

Cette relation est couramment utilisée sous la formule simplifiée suivante (Figure 1-16) :

$$C_u = \frac{P_{lm} - P_0}{4} \quad (1.9)$$

On disposerait donc ainsi d'une méthode très simple et très rapide pour calculer C_u dès lors que l'on connaît P_{LM} , mais malheureusement on trouve des valeurs nettement supérieures à celles obtenues non seulement en laboratoire, ce qui pourrait être imputé au remaniement des échantillons, mais également in situ au scissomètre qui est pourtant recommandé dans les études de stabilité de sols compressibles (déblais ou remblais) et dans les études de stabilité de pente moyennant l'application d'un coefficient minorateur fonction de l'indice de plasticité.

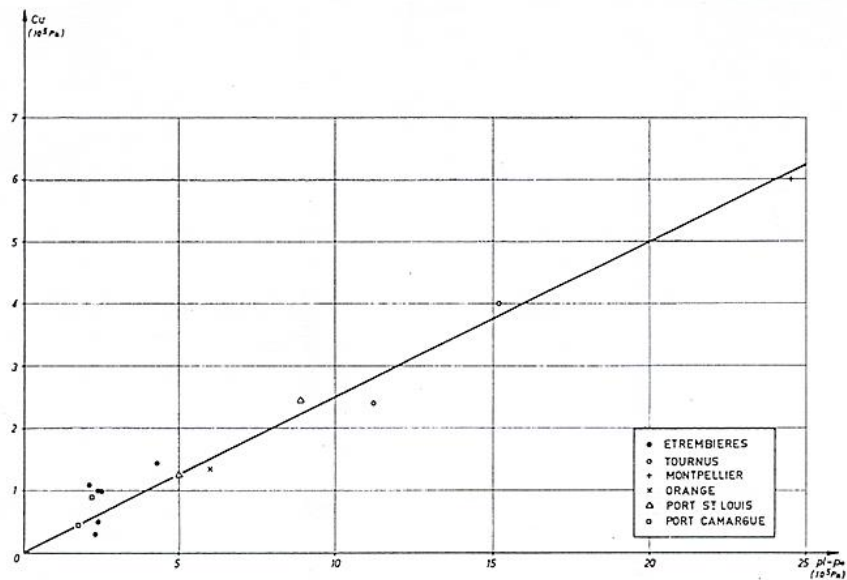


Figure 1-16 Relation entre pressions limites conventionnelles et cohésions calculées à partir des essais pressiométriques (Cassan, 2005).

Ménard s'est d'ailleurs très rapidement rendu compte que l'évaluation de la cohésion était fonction de la « raideur » du sol caractérisée par le rapport $\frac{E_M}{P_{LM}-p_0}$. Il avait donc donné des expressions plus réalistes :

$$C_u = \frac{P_{LM}-p_0}{5,5} \quad \text{Pour} \quad \frac{E}{P_{LM}-p_0} = 10 \quad (1.10)$$

$$C_u = \frac{P_{LM}-p_0}{6,4} \quad \text{Pour} \quad \frac{E}{P_{LM}-p_0} = 15 \quad (1.11)$$

Mais pour atténuer la contradiction entre l'évaluation de C_u à l'aide de la formule (1-9), qui peut être considérée comme une formule résultant de la théorie, et les valeurs expérimentales (scissomètre), Ménard a proposé d'affecter la formule (1-8) d'un coefficient α qu'il a appelé coefficient de structure ou coefficient rhéologique (Ménard, 1965 ; 1976), et qui a les valeurs suivantes :

- Argiles normalement consolidées : $\alpha = 2/3$.
- Limons et sables argileux : $\alpha = 1/2$.

Et il donne finalement la relation suivante :

$$P_{lm} - P_0 = C_u \left[1 + \ln \frac{E/\alpha}{2(1+\nu)C_u} \right] \quad (1.12)$$

À partir de cette relation, il a établi un abaque permettant d'évaluer C_u en fonction de E_M , α et $P_{LM} - p_0$ (Ménard, 1965). On donne, sur la figure 1-17, une reproduction de l'original de cet abaque avec les notations (σ = coefficient de Poisson) et les unités (le bar) de l'époque.

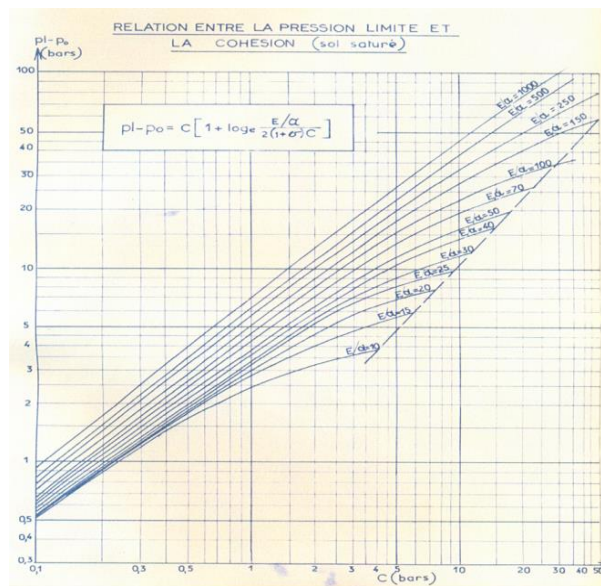


Figure 1-17 Abaque Ménard pour l'évaluation de la cohésion non drainée d'une argile saturée (Cassan, 2005).

Le tableau suivant résume les différentes corrélations entre la pression limite et la cohésion non drainé donnés par plusieurs chercheurs.

Tableau 1-3 Relations empiriques entre la résistance au cisaillement non drainée et la pression limite nette D'après Clarke (1995).

C_u	Type d'argile	Référence
$(P_{lm}-\sigma_h)/k$	K= 2 à 5	Ménard, (1976)
$(P_{lm}-\sigma_h)/5.5$	Argiles molles à ferme	Cassan, (1988) ; Amar et Jézéquel, (1972)
$(P_{lm}-\sigma_h)/8$	Argiles fermes à rigides	
$(P_{lm}-\sigma_h)/15$	Argiles rigides à très rigides	
$(P_{lm}-\sigma_h)/6.8$	Argiles raides	Marsland et Randolph, (1977)
$(P_{lm}-\sigma_h)/5.1$	Toutes les argiles	Lukas et Leclerc de Bussy, (1976)
$(P_{lm}-\sigma_h)/10+25$		Amar et Jézéquel, (1972)
$(P_{lm}-\sigma_h)/10$	Argiles raides	Martin et Drabo, (1986) d'après Clarke (1995)
$P_{lm}/ 10+25$	Argiles tendres à rigides	Johnson, (1986) d'après Clarke (1995)

1.5.4 L'angle de frottement des sols pulvérulents φ

Différents auteurs ont fourni des corrélations, donnant l'angle de frottement φ en fonction de la résistance de pointe q_c au pénétromètre statique ou en fonction de la valeur N au pénétromètre dynamique SPT. On peut aussi obtenir l'angle de frottement φ à partir de l'essai pressiométrique. D'après Combarieu (1996), une relation totalement théorique a été proposée par Gambin en (1977) entre l'angle de frottement mesuré à l'essai triaxial et la pression limite pressiométrique, relation qui est néanmoins dans bien des cas loin d'être vérifiée.

Il faut tout d'abord déterminer la pression limite conventionnelle $P_{l,c}$ pour accéder à tout calculs de l'angle de frottement φ . Dans tous les développements qui suivent, les pressions, contraintes sont exprimées en valeurs effectives. Le premier modèle théorique date des années 1950, il conduit pour les sols purement flottants à l'expression :

$$P_{l\infty} = P_0(1 + \sin \varphi) \left(\frac{E}{2(1 + \nu)P_0 \sin \varphi} \right)^{\left(\frac{\sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \right)} \quad (1.13)$$

Dans le cadre d'une loi élastoplastique simple. $P_{l\infty}$ est la pression limite pour une déformation infinie de la sonde de mesure, P_0 est la pression horizontale au repos du sol en place. L'essai pressiométrique conduit en fait à mesurer la pression d'expansion pour un doublement du volume initiale de la cavité cylindrique, c'est la pression limite conventionnelle, que nous dénommerons ici $P_{l,c}$ avec :

$$P_{l,c} = P_0(1 + \sin \varphi) \left(\frac{E}{4(1 + \nu)P_0 \sin \varphi} \right)^{\left(\frac{\sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \right)} \quad (1.14)$$

E est le module l'élasticité qui peut être mesuré, sur une courbe de second chargement, à l'aide d'un essai pressiométrique cyclique (c'est-à-dire comportant un cycle de chargement rechargement).

Dans l'intervalle $20^\circ < \phi < 50^\circ$, l'eq. (1-14) peut s'écrire avec une excellente approximation :

$$\frac{P_{l,c}}{P_0} = \frac{\pi}{2} \left(2 \frac{E}{P_{l,c}} \right)^{\sin \phi} \quad (1.15)$$

Une amélioration importante dans l'expression de $P_{l,\infty}$ ou $P_{l,c}$ est obtenue par l'introduction de l'angle de dilatance ψ du sable. On obtient alors :

$$P_{l,c} = P_0 (1 + \sin \phi) \left(\frac{E}{4(1 + \nu) P_0 \sin \phi} \right)^{\left(\frac{\sin \phi}{1 + \sin \phi} \right) (1 + \sin \psi)} \quad (1.16)$$

Ce qui, pour des mêmes caractéristiques de sol, augmente la valeur de $P_{l,c}$ donnée par l'eq (1-14). $P_{l,c}$ s'écrit aussi pour $20^\circ < \phi < 50^\circ$:

$$\left(\frac{P_{l,c}}{P_0} \right)^{1 - \sin \psi \sin \phi} = \left(\frac{\pi}{2} - 2 \sin \psi \sin \phi \right) \left(\frac{E}{2 P_{l,c}} \right)^{(1 + \sin \psi) \sin \phi} \quad (1.17)$$

Enfin dans une troisième étape, on introduit le rôle de la profondeur z . Il est montré qu'elle peut contribuer à une double plastification du sol lors de la sollicitation pressiométrique. Deux expressions alors s'imposent pour la pression limite :

Une première, déjà indiquée en (1-16) ou eq. (1-17) qui ne s'avère applicable que lorsque $K_0(1 + \sin \phi) > 1$;

Et une nouvelle, valable lorsque $K_0(1 + \sin \phi) < 1$. Elle s'écrit (avec $P_0 = K_0 * q_0$):

$$\frac{P_{l,c}}{P_0} = \left(\frac{E(1 + \sin \phi)}{4(1 + \nu) P_0 \sin(1 + \sin \psi)} \right)^{\left(\frac{\sin \phi}{1 + \sin \phi} \right) (1 + \sin \psi)} \quad (1.18)$$

Et pour $20^\circ < \phi < 50^\circ$

$$\left(\frac{P_{l,c}}{P_0} (1 + \sin \phi) \right)^{(1 + \sin \psi) \sin \phi} = \left(\frac{\pi}{2} - 2 \sin \phi \sin \psi \right) \left(\frac{E}{2 P_{l,c}} \right)^{(1 + \sin \psi) \sin \phi} \quad (1.19)$$

Après tant de résolutions d'équation et le calcul de K_0 on obtient les 2 terme de l'angle de frottement ϕ :

$$\sin \varphi = \frac{\ln \left(\frac{2P_{ic}}{\pi P_0} \right)}{\ln \left(\frac{E}{2P_{ic}} \right)} \quad (1.20)$$

Ces expressions peuvent d'ailleurs dans le domaine $25^\circ < \varphi < 50^\circ$ s'écrire sous la très bonne forme suivante :

$$\sin \varphi = \frac{\ln \frac{2P_{ic}}{\pi P_0}}{\ln \frac{E}{2P_{ic}} + \left(\ln \frac{E}{2P_0} - \frac{4}{\pi} \right) \sin(\varphi - \varphi_1)} \quad (1.21)$$

1.5.5 Corrélations entre données pressiométrique et les données SPT et CPT

Certains paramètres du sol nécessaires à la conception peuvent être obtenus directement à l'interprétation de la courbe pressiométrique. Toutefois, d'autres paramètres de conception intéressants peuvent être déterminés en utilisant les corrélations entre les données PMT et les données d'autres essais in-situ. Un problème d'utilisation de ces corrélations peut être dues au fait qu'elles sont spécifiques à un site et ne peuvent pas être applicables localement. L'utilisateur doit donc les utiliser avec prudence (Bowles, 1996). Le tableau 1-4 présente les corrélations de PMT, SPT, et CPT ainsi que leurs sources et le type de sol testé.

Tableau 1-4 Corrélations des données PMT avec les données SPT, CPT et de laboratoire.

Type de données	Paramètres	Type du sol	Corrélation	Référence
PMT-SPT	p_l, N	Argile sableuse et soyeuse	$P_l = 29.45 N_{cor} + 219.7$ P_l (kpa)	Yagiz et al.(2008)
PMT-CPT	p_l, q_c	Argile	$q_c = 3 p_l$	Van Wieringen (1982)
	p_l, q_c, φ'	Sable	$q_c = 15(\tan \varphi')^{1.75} p_l$	Van Wieringen (1982)
	p_l, q_c	Sable dense	$q_c / p_l = 10$	Schmertmann (1977)
		Sable meuble	$q_c / p_l = 5$	
		Limon	$q_c / p_l = 6$	
		Argile non sensible	$q_c / p_l = 3$	
Argile très sensible	$q_c / p_l = 1.5$			
PMT	G_{ur}, C_u	Argile	$G_{ur} = 40 C_u$	Schmertmann (1977)
SPT	N, D_r	Sable	$D_r = 25(\sigma'_{v0})^{-0.12}(N)^{0.42}$	Yoshida et al (1988)
	N, C_u	Argiles très douces a très rigide argiles très douces a rigide	$C_u = 6.64N$ $C_u = 7.86 N$	Terzaghi et peck (1967).
CPT	q_c, D_r	Sable	$D_r = -74 + 66 \log [q_c / (\sigma'_{v0})^{0.5}]$	Jamiolkowski et al (1988)
	q_c, φ'	Sable	$\Phi' = 29$ $2.5(q_c)^{0.5}$	Jamiolkowski et al (1988)

1.6 Conclusion

L'essai pressiométrique est devenu l'essai le plus répandu, puisqu'il permet de donner une relation contrainte déformation qui présente le comportement du sol, il permet aussi d'éviter certaines difficultés telles que le prélèvement des échantillons, le remaniement, qu'on rencontre avec les essais de l'laboratoire.

Le chapitre qui se suit, est consacré aux différentes méthodes de conception et calcul des fondations superficielles. Des généralités sur les fondations superficielles seront présenter avec les différentes méthodes de calcul de la capacité portante et des tassements.

Chapitre **II**

Conception et calcul des fondations superficielles



2 Chapitre 2 : Conception et calcul des fondations superficielles

2.1 Introduction

La fondation est un élément clé de toute construction dans le but d'assurer la stabilité d'un ouvrage. Les fondations des structures doivent être conçues de manière à ce que le sol ne subisse pas de rupture en cisaillement et qu'il n'y ait pas de tassement excessif. Selon la structure et le sol rencontré trois types de fondations sont utilisés : fondations superficielles, semi profondes et fondations profondes.

Dans ce chapitre, nous allons aborder les différentes méthodes de conception et calcul des fondations superficielles. Des généralités sur les fondations superficielles seront présenter avec les différentes méthodes de calcul de la capacité portante et des tassements.

2.2 Généralité sur les fondations superficielles

Un ouvrage s'appuie sur un sol d'assise et lui transmet un ensemble de charges. La partie inférieure d'une structure est généralement appelée la fondation. C'est la composante d'un ouvrage qui transmet au sol d'assise les efforts provenant de cet ouvrage. Les fondations ont en général une composante verticale prédominante, mais la composante horizontale est souvent non négligeable ; les efforts appliqués au sol sont donc inclinés (Das, 2017). Si les efforts sont reportés à la surface du sol les fondations seront dites superficielles ; si les efforts sont reportés en profondeur, il s'agira de fondations profondes.

Pour des raisons de coût, on cherche souvent à fonder un ouvrage superficiellement. Si cette solution n'est pas satisfaisante d'un point de vue technique (le sol ne peut pas supporter la charge appliquée ou les tassements sont trop importants) ou économique, une solution en fondation profonde est envisagée (figure 2-1).

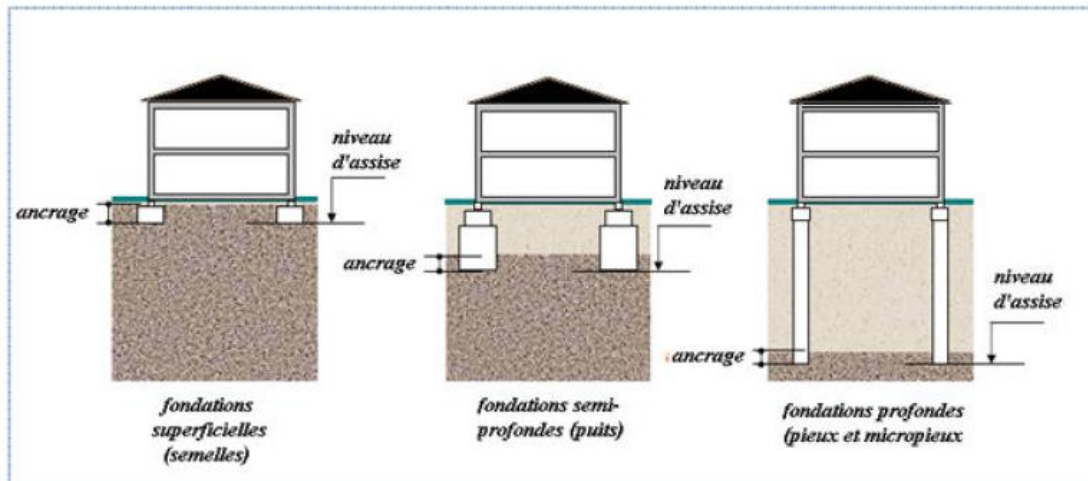


Figure 2-1 Types de fondations (Frank, 1999).

2.2.1 Principaux types de fondations superficielles

Si on désigne par D la profondeur d'encastrement de la fondation dans le sol, par B sa largeur et par L sa longueur, on distingue 3 types de fondations :

- 1) Fondation superficielle : $D/B \leq 4$ à 5 ;
- 2) fondation profonde : $D/B \geq 10$;
- et 3) fondation semi-profonde : $4 \leq D/B \leq 10$

Dans les fondations superficielles, on distingue trois types :

- Les semelles filantes, généralement de largeur B modeste et de grand L ($L/B > 10$), ce type de fondation peuvent être employée si, colonnes trop rapprochées et capacité de portance du sol variable.

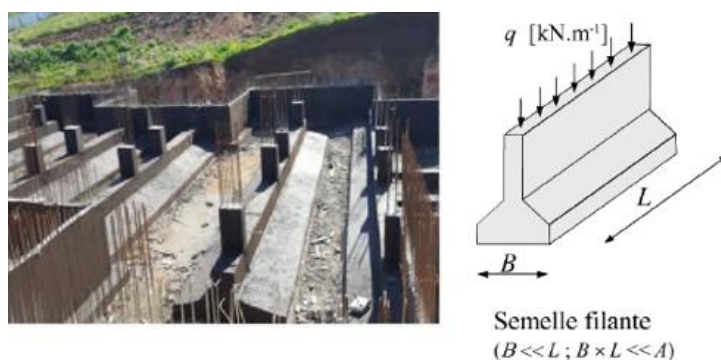


Figure 2-2 Les semelles filantes ou continues (Saadaoui et Saidia, 2018).

- Les semelles isolées dont les dimensions en plan B et L sont toutes deux au plus de quelques mètres ; cette catégorie inclut les semelles carrées ($B/L=1$) et les semelles circulaires (de diamètre B) ;

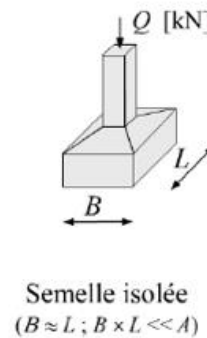


Figure 2-3 Les semelles isolées (Saadaoui et Saidia, 2018).

- Les radiers ou dallages de dimension B et L importantes ; cette catégorie inclut les radiers généraux.

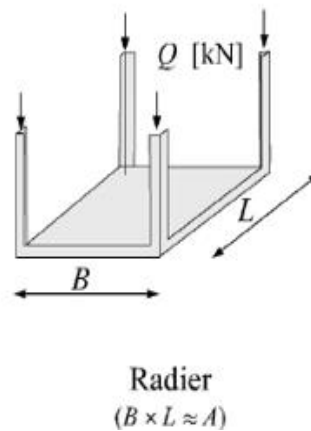


Figure 2-4 Semelles en radier (Saadaoui et Saidia, 2018).

2.2.2 Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation la plus appropriée est gouverné par certains facteurs importants tels que :

- La nature de la structure ;
- Les charges appliquées par la structure ;
- Les caractéristiques du sol sous la fondation ;
- Les coûts des fondations.

Cependant, afin de décider sur le type de fondation à utiliser, on doit d'abord explorer les couches de sol concernées, évaluer minutieusement les caractéristiques du sol sous la construction, puis évaluer par la suite la charge admissible que peut supporter le terrain. C'est à ce moment-là qu'on peut se prononcer sur le type de fondation, superficielle ou profonde, à utiliser.

2.3 Comportement d'une fondation superficielle

2.3.1 Courbe typique obtenue lors d'un chargement d'une fondation superficielle

Lors d'un chargement d'une fondation superficielle une courbe typique $Q-s$ a été obtenue où Q représente la charge appliquée à la fondation et s le déplacement vertical (figure 2-5).

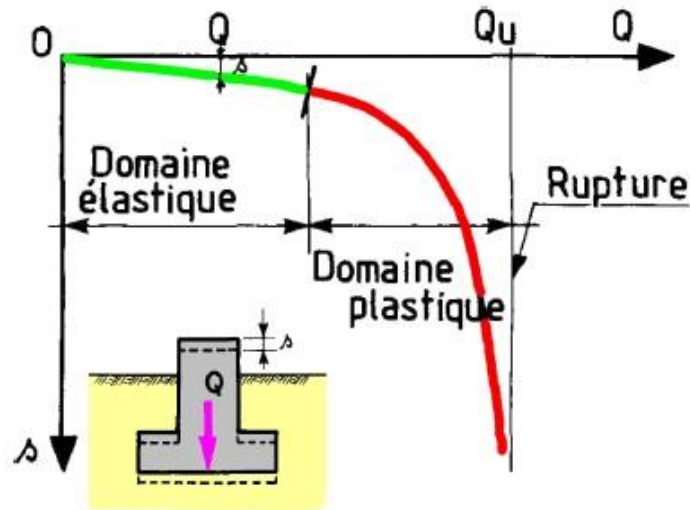


Figure 2-5 Courbe typique obtenue lors du chargement d'une fondation superficielle.

En réalisant un essai de chargement sur une fondation superficielle, on constate qu'au début du chargement, le comportement est linéaire. Le tassement augmente linéairement en fonction de la charge. Ensuite, on observe une accélération du tassement pour des accroissements de charges relativement faibles. On constate également l'existence d'une charge ultime Q_u pour laquelle le sol est poinçonné. Le sol ne peut pas supporter une charge supérieure à la charge ultime Q_u . On peut dire que l'on a atteint l'écoulement plastique libre. Cette charge est la capacité portante de la fondation (on parle aussi souvent de charge limite, de charge de rupture ou encore de charge ultime).

2.3.2 Mode de rupture d'une fondation superficielle

Soit une fondation superficielle de largeur B dont la base se trouvant à une profondeur D_f au-dessous de la surface du sol. Si on applique une charge $q=Q/A$, avec A l'aire de la semelle, d'une façon progressive sur cette semelle, on observe un tassement qui croît avec l'intensité de la charge. Au début du chargement, la déformation du sol sous la semelle augmente approximativement en fonction de la charge, il s'agit donc d'un équilibre pseudo élastique, puis la déformation prend des valeurs nettement plus grandes.

Si le sol sous la base de la fondation est formé d'un sol ferme, tel qu'un sable dense ou une argile raide, en appliquant la charge, il y a formation d'un coin sous la base de la fondation qui refoule le sol latéralement selon des surfaces de glissement qui débouchent à la surface du sol. L'enfoncement de la fondation provoque généralement un soulèvement du sol d'autant plus net que la structure est moins déformable.

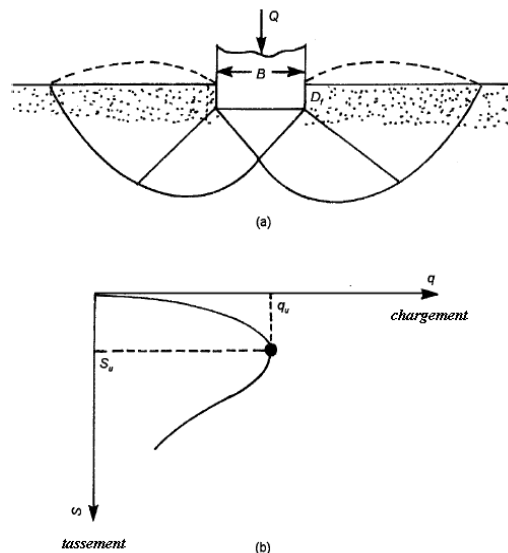


Figure 2-6 Rupture par cisaillement général (Vesic, 1973).

Dans ce cas, on observe un tassement qui croît jusqu'à une valeur limite ($q=q_u$) à partir de laquelle le tassement continue sans qu'il y ait accroissement dans l'effort, le sol subit alors une rupture brusque par cisaillement. La surface de rupture dans le sol est représentée dans la figure 2.6a et la courbe chargement-tassement est représentée dans la figure 2.6b. Ce type de rupture est appelée **rupture par cisaillement général**.

Si le sol supportant la fondation est constitué d'un sable moyennement dense ou d'une argile moyennement consistante (figure 2.7a), la courbe chargement-tassement prend la forme représentée dans la figure 2.7b. Si on augmente encore la charge, la courbe chargement-tassement devient plus rapide et plus irrégulière et la surface de rupture se prolonge suivant la courbe représentée en trait discontinu dans la figure 2.7b. Quand la valeur de q atteint q_u

(capacité limite ultime), la surface de rupture atteint la surface du sol et à ce moment-là, la courbe prend une forme linéaire dans laquelle aucun pic n'est observée. Ce type de rupture est appelé **rupture par cisaillement localisé**.

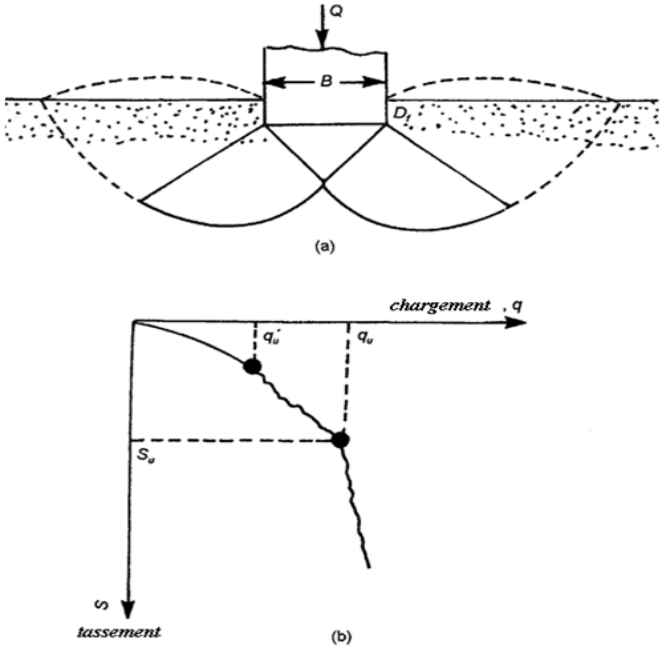


Figure 2-7 Rupture par cisaillement local (Vesic, 1973).

La figure 2.8a montre la même fondation posée sur un sable lâche ou une argile molle. Dans ce cas, la courbe chargement-tassement prend la forme représentée dans la figure-2.8b. La fondation pénètre verticalement dans le massif sans perturber le sol qui n'est pas directement sous la fondation et la surface de rupture n'atteint pas la surface du sol. Il s'agit d'une **rupture par poinçonnement**.

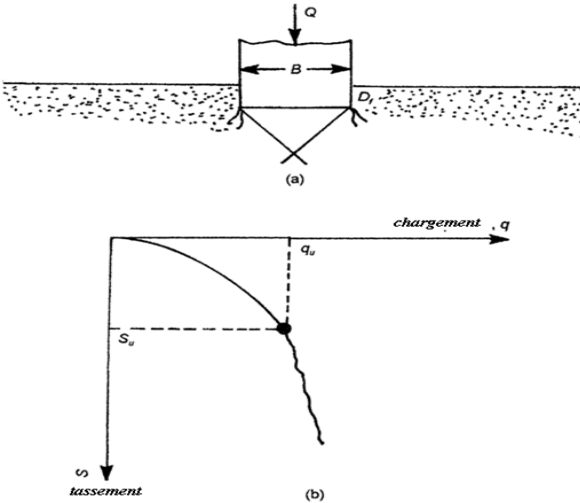


Figure 2-8 Rupture par poinçonnement (Vesic, 1973).

2.4 Notions sur la capacité portante et le tassement

La capacité portante et le tassement constituent deux éléments importants à considérer lors du dimensionnement d'une fondation. Le géotechnicien devra se préoccuper dans un premier temps de la capacité portante de sa fondation, c'est-à-dire vérifier que les couches de sol support peuvent effectivement supporter la charge transmise. Si le résultat est concluant, il doit alors s'assurer que son tassement (déformation verticale à la surface) est dans les limites admissibles.

La capacité portante d'un sol est définie comme la charge maximale par unité de surface qu'il peut supporter. Au-delà de cette charge, on observe la rupture du sol et l'apparition de surfaces de glissement dans le sol. Le dimensionnement d'une fondation consistera, notamment, à s'assurer que l'on reste en deçà de cette charge limite que l'on minore par des coefficients de sécurité.

A la majorité des études, pour calculer la capacité portante d'une fondation, on est souvent ramené à isoler la semelle et procéder au calcul de sa portance en faisant des hypothèses différentes sur la rugosité de la semelle et la forme de la zone en équilibre limite, Prandtl (1921) et Reissner (1924) ont présentés les premières solutions analytiques pour la capacité portante des fondations superficielles. Terzaghi (1943) a proposé la formule générale de la capacité portante d'une semelle filante soumise à une charge verticale centrée.

Dans la pratique, les calculs sont réalisés d'une manière approchée, compte-tenu de la complexité du comportement des sols. Dans de nombreux problèmes, la surface du sol est horizontale, les charges appliquées verticales et si la largeur de la surface chargée est importante par rapport à la hauteur de la couche déformable, la majorité des déformations sont verticales, il s'agit de tassements.

2.5 Méthodes de calcul de la portance des fondations superficielles

2.5.1 Méthodes basées sur les essais de laboratoire ou méthodes C-φ

2.5.1.1 Fondation continue exerçant une charge verticale centrée sur un sol homogène

Supposons en effet que q_l résulte de trois effets séparés : de la profondeur (ou de la surcharge q_0 ou $\gamma_1 D$ au niveau de la base de la fondation) q_l^q , de la cohésion q_l^c , et enfin la densité q_l^y :

$$q_l \approx q_l^q + q_l^c + q_l^y \quad (2.1)$$

La pression verticale limite, selon cette méthode est donnée par :

$$q_l = 0,5\gamma_2BN_\gamma + \gamma_1DN_q + CN_c \quad (2.2)$$

γ_1 est le poids volumique du sol au-dessus de la base et γ_2 est au-dessous ; N_q , N_c et N_γ sont appelés *facteurs de portance* et ne dépendent, dans le cadre de cette théorie, que de l'angle de frottement interne du sol (Das, 1987).

$$N_q = \frac{1 + \sin\varphi}{1 - \sin\varphi} \exp(\pi tg\varphi) \quad (2.3)$$

$$N_c = \begin{cases} \frac{N_q - 1}{tg\varphi} & \text{si } \varphi \neq 0 \\ \pi + 2 & \text{si } \varphi = 0 \end{cases} \quad (2.4)$$

N_γ n'a pas une formulation analytique unique mais peut être simplement calculé avec une bonne approximation par l'expression de Vesic (1973) :

$$N_\gamma \approx 2(N_q + 1)tg\varphi \quad (2.5)$$

Le tableau 2-1, issu du règlement Français DTU 13.1, donne les valeurs tabulées de ces facteurs. Il est à noter une légère différence entre les valeurs réglementaires de N_γ et celles calculées selon Vesic (1973), due à la différence des mécanismes de rupture adoptés.

Tableau 2-1 Valeurs de facteur de portance en fonction de φ (Terzaghi, 1943).

φ°	N_γ	N_q	N_c	φ°	N_γ	N_q	N_c
0	0.00	1.0	5.14	30	21.8	18.4	30.1
5	0.00	1.56	6.47	31	25.5	20.6	32.7
10	1.00	2.49	8.45	32	29.8	23.2	35.5
11	1.20	2.71	8.80	33	34.8	26.1	38.7
12	1.43	2.97	9.29	34	40.9	29.4	42.2
13	1.69	3.26	9.80	35	48.0	33.3	46.1
14	1.99	3.59	10.4	36	56.6	37.8	50.6
15	2.33	3.94	11.0	37	67.0	42.9	55.7
16	2.72	4.33	11.6	38	79.5	48.9	61.4
17	3.14	4.77	12.3	39	94.7	56.0	67.9
18	3.69	5.25	13.1	40	113.0	64.2	75.4
19	4.29	5.80	13.9	41	133.0	73.9	83.9
20	4.97	6.40	14.8	42	164.0	85.4	93.7
21	5.76	7.07	15.8	43	199.0	99.0	105.0
22	6.68	7.83	16.9	44	244.0	135.0	135.0

23	7.73	8.66	18.1
24	8.97	9.60	19.3
25	10.4	10.7	20.7
26	12.0	11.8	22.2
27	13.9	13.2	24.0
28	16.1	14.7	25.8
29	18.8	16.4	27.9

45	366.0	159.0	152.0
46	455.0	187.0	174.0
47	570.0	223.0	199.0
48	718.0	265.0	230.0
49	718.0	265.0	230.0
50	914.0	319.0	167.0

2.5.1.2 Fondation continue exerçant une charge inclinée centrée sur un sol homogène infiniment épais

En cas d'une charge centrée et inclinée de δ par rapport à l'axe vertical de la fondation, Meyerhof (1973) a recommandé de corriger l'expression précédente de q_l comme suit :

$$q_l = 0,5\gamma_2 B N_\gamma i_\gamma + \gamma_1 D N_q i_q + C N_c i_c \quad (2.6)$$

$$i_\gamma = (1 - \delta/\varphi)^2 \quad (2.7)$$

$$i_q = i_c = (1 - \delta/90)^2 \quad (2.8)$$

δ étant en degrés.

La condition de capacité portante doit faire intervenir la composante verticale de l'effort appliqué, comme suit :

$$q \cdot \cos\delta \leq q_{cal} \text{ (ou } q_{adm}) \quad (2.9)$$

2.5.1.3 Fondation continue exerçant une charge verticale excentrée sur un sol homogène infiniment épais

Dans le cas général d'une pression verticale excentrée de e par rapport à l'axe central de la fondation, on admet selon Meyerhof que la pression est centrée sur une fondation continue fictive ayant une largeur réduite B' , telle que :

$$B' = B - 2e \quad (2.10)$$

Ainsi, on aura :

$$q_l = 0,5\gamma_2 B' N_\gamma + \gamma_1 D N_q + C N_c \quad (2.11)$$

2.5.1.4 Fondation continue exerçant une charge verticale centrée sur un sol homogène de faible épaisseur

En cas où le sol est formé d'une couche ayant une épaisseur finie H sous la base de la fondation, reposant sur une couche très résistante (ou substratum), la capacité portante varie inversement avec la distance H entre le substratum et la base de la fondation.

A la limite, lorsque $H=0$, c'est à dire que la fondation est réalisée sur le substratum, on doit avoir $q_l=\infty$ et si $H=\infty$, le sol se comporte comme un massif infiniment épais et correspond ainsi aux cas présentés ci-dessus.

Mandel et Salençon (1972) ont montré qu'il existe une distance limite $H_{lim}=B\eta(\varphi)$ au-delà de laquelle le sol se comporte comme un massif infiniment épais. Selon que H est supérieur ou inférieur à H_{lim} , deux cas de calcul sont à envisager :

- $H/B > \eta(\varphi)$: Le sol se comporte comme un massif semi-infini et le substratum n'as aucune influence sur la capacité portante,
- $H/B < \eta(\varphi)$: La capacité portante se calcule comme suit :

$$q_l = 0,5\gamma_2BN_\gamma\xi_\gamma + \gamma_1DN_q\xi_q + CN_c\xi_c \quad (2.12)$$

Les facteurs ξ d'influence du substratum sont donnés au tableau 2-2, et la fonction η est tabulée au tableau 2-3 :

Tableau 2-2 Valeurs des facteurs ξ d'influence du substratum (Bouafia, 2018).

Φ°	40	36	30	20	10	0	
B/H=1	1.73	1.37	1.13	1.01	1.00	1.00	ξ_c
	1.05	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	ξ_γ
	1.72	1.36	1.12	1.01	1.00	1.00	ξ_q
2	11.1	5.25	2.50	1.39	1.11	1.02	ξ_c
	3.27	1.87	1.20	1.00	1.00	1.00	ξ_γ
	10.9	5.14	2.42	1.33	1.07	1.00	ξ_q
3	82.2	23.40	6.36	2.12	1.35	1.11	ξ_c
	16.6	5.60	2.07	1.07	1.00	1.00	ξ_γ
	80.9	22.80	6.07	1.95	1.21	1.00	ξ_q
4	721	115	17.4	3.29	1.62	1.21	ξ_c
	106	21	4.23	1.28	1.00	1.00	ξ_γ
	710	112	16.5	2.93	1.37	1.00	ξ_q
5	6396	604	50.2	5.17	1.95	1.30	ξ_c
	804	90	9.9	1.63	1.01	1.00	ξ_γ
	6296	588	47.5	4.52	1.56	1.00	ξ_q
6	6.23×10^4	3293	150	8.29	2.33	1.40	ξ_c
	6.15×10^4	407	24.8	2.20	1.04	1.00	ξ_γ
	6.13×10^4	3206	142	7.14	1.79	1.00	ξ_q
8	6.05×10^6	1.11×10^5	1444	22.0	3.34	1.59	ξ_c
	4.54×10^5	1.02×10^4	178	4.41	1.12	1.00	ξ_γ
	5.95×10^6	1.08×10^5	1370	18.7	2.39	1.00	ξ_q

10	6.26x10 ⁸	3.78x10 ⁶	14800	61.5	4.77	1.78	ξ_c
	3.90x10 ⁷	2.80x10 ⁵	1450	9.82	1.36	1.00	ξ_r
	6.16x10 ⁸	3.68x10 ⁶	14000	51.9	3.25	1.00	ξ_q

Tableau 2-3 Valeurs de la fonction η (Bouafia, 2018).

φ°	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50
η	0.71	0.79	0.89	1.01	1.16	1.35	1.59	1.90	2.35	3.00	4.03

2.5.1.5 Cas de fondation continue exerçant une charge verticale centrée sur un sol à caractéristiques variant linéairement avec la profondeur

L'expérience montre que les argiles saturées normalement consolidées sont couramment caractérisées par une augmentation linéaire de la cohésion non drainée C_u avec la profondeur, telle que :

$$C_u = C_u^0 + \lambda_z \quad (2.13)$$

Davis et Booker (1973) ont pu élaborer, par le biais de la méthode des caractéristiques de contraintes, une formulation simple de la capacité portante d'une semelle continue rigide en surface d'un sol purement cohérent ($\varphi_u=0$), comme suit :

$$q_l = F_c \left[(\pi + 2)C_u^0 + \frac{\lambda}{4}B \right] \quad (2.14)$$

2.5.1.6 Cas de fondation isolée exerçant une charge verticale centrée sur un sol homogène infiniment épais

Sous une semelle continue, le comportement du sol est bidimensionnel et ne fait pas intervenir la longueur de la fondation. Sous une fondation isolée, le comportement est plutôt tridimensionnel et dépend ainsi de la longueur. La capacité portante est ainsi entachée d'un effet de forme de la base de la fondation qu'il importe d'en tenir compte.

De-Beer (1967) et Vesic (1970) qui ont introduit des facteurs empiriques de correction de la capacité portante d'une semelle continue, comme suit :

$$q_l = 0.5\gamma_2 B N_\gamma F_\gamma + \gamma_1 D N_q F_q + C N_c F_c \quad (2.15)$$

Les expressions des facteurs f de forme sont données, selon Vesic, par les tableaux 2-4 et 2-5.

Tableau 2-4 Valeurs du facteur F_c selon Davis et Booker (1973).

$\lambda B/C_u^0$	0	4	8	12	16	20	25	33	50	100	∞
Fc rugueuse	1.0	1.50	1.64	1.71	1.75	1.77	1.77	1.76	1.74	1.46	1.0
Fc lisse	1.0	1.28	1.38	1.42	1.45	1.46	1.46	1.46	1.46	1.40	1.0

Tableau 2-5 Valeurs des facteurs de forme selon Vesic (1973).

Forme	L/B	f_c	f_q	f_γ
Rectangle	>5	1	1	1
Rectangle	<5	$1+N_q B/(N_c L)$	$1+\text{tg}\phi \cdot B/L$	$1-0.4B/L$
Cercle	1	$1+N_q/N_c$	$1+\text{tg}\phi$	0.60

2.5.1.7 Cas de fondation continue exerçant une charge verticale centrée sur un sol homogène en pente

Des recherches récentes ont montré qu'il existe une distance limite d_{lim} entre la fondation et la tête du talus, comme le schématise la figure (2-9), au-delà de laquelle la présence d'un terrain en pente n'a aucun effet sur la portance de la semelle, et cette dernière se comporte comme dans un sol sans pente (Bakir et al., 1993 ; Ait-Ikhlef, 2006).

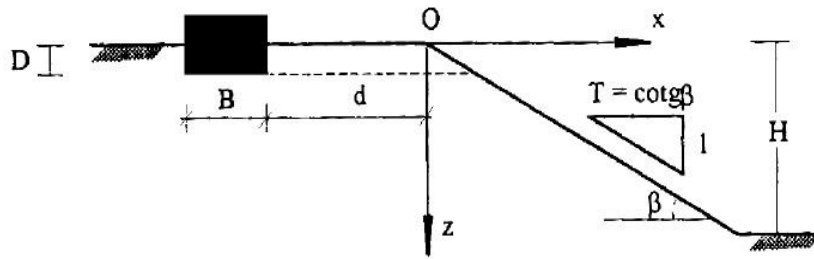


Figure 2-9 Schéma d'une semelle continue à proximité d'un talus (Bouafia, 2018).

Il a été aussi constaté que les tassements ne sont pas influencés par la proximité d'un terrain en pente. Le tableau 2.4 donne les valeurs de cette distance en fonction de l'angle de frottement du sol. Une démarche simplifiée consiste à supposer une variation linéaire de la capacité portante avec la distance relative d/B en deçà de la distance limite. A une distance d donnée, la capacité portante $q_l(d)$ s'obtient simplement par interpolation linéaire entre la capacité portante q_l^0 en tête du talus et celle d'un sol sans pente, soit $q_{l\infty}$.

Giroud et Tran-Vô-Nhiem (1971) ont utilisé la méthode des caractéristiques de contraintes pour calculer la portance d'une semelle continue en bord d'une pente :

$$q_l^0 = 0.5\gamma_2\beta BN_{\gamma\beta} + \gamma_1 DN_{q\beta} \cos \beta + CN_{c\beta} \tag{2.16}$$

Les facteurs de portance $N_{q\beta}$ et $N_{c\beta}$ sont formulés analytiquement par les équations ci-après, tandis que $N_{\gamma\beta}$ est donné par le tableau (2-6).

Tableau 2-6 Valeurs de la distance limite D_{lim} (Bouafia, 2018).

Φ	0	25	30	40

D_{lim}/B	1.0	1.5	2.0	2.5
-------------	-----	-----	-----	-----

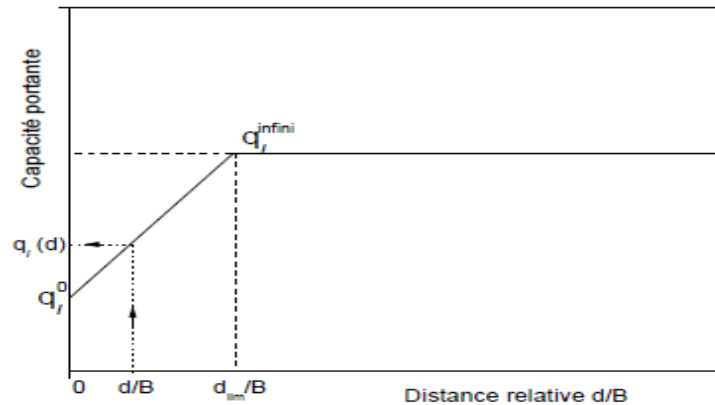


Figure 2-10 Schéma simplifié de variation de la portance avec la distance d (Bouafia, 2018).

$$N_{qb} = \frac{(1 + \sin\varphi)\cos\beta}{1 - \sin\varphi \cdot \cos(\Gamma - \delta')} \exp[\pi + \delta' - \Gamma - 2\beta] \cdot \text{tg}\varphi \quad (2.17)$$

$$N_{c\beta} = \frac{\frac{Nq\beta}{\cos\beta} - 1}{\text{tg}\varphi} \quad (2.18)$$

$$\sin\Gamma = \frac{\sin\delta'}{\sin\varphi} \quad (2.19)$$

$$\text{tg}\delta' = \frac{\sin\beta}{\cos\beta + \frac{c \cdot \cot\varphi}{\gamma d \cos\beta}} \quad (2.20)$$

En cas où $\varphi=0$: $N_{\gamma\beta}=0$, $Nq\beta=\cos\beta$ et $Nc\beta= \pi + 1 + \cos\omega - \omega - 2\beta$ (angles exprimés en radians)

avec :

$$\sin\omega = \frac{\gamma D}{C} \sin\beta \cos\beta \quad (2.21)$$

2.5.2 Méthodes basées sur les essais in-situ

2.5.2.1 Méthode de calcul au pénétromètre dynamique DPT

La complexité de l'interprétation théorique du comportement dynamique du sol avoisinant la pointe et la multitude des paramètres géométriques gouvernant l'énergie transmise de la pointe au sol font qu'il est rare de trouver en littérature une approche théorique du problème. Il est vrai que la standardisation de l'appareil en 1989 a permis d'unifier le langage des spécialistes de cet essai, mais il faut avouer qu'il est nécessaire de pousser les études théoriques pour espérer voir dans l'avenir un outil fiable de dimensionnement des fondations à partir de cet essai.

En pratique, les méthodes de dimensionnement à partir de l'essai DPT sont purement empiriques. La littérature de mécanique des sols présente l'essai comme étant un outil de reconnaissance qualitative du terrain, et il est recommandé lors du dimensionnement par le biais

de cet essai de garder la plus grande prudence envers les résultats de calcul (Cassan, 1978 ; Amar et Jézéquel, 1994).

Sanglerat (1965) a recommandé pour l'évaluation de la contrainte admissible pour une fiche de la fondation au moins égale à la largeur de la fondation, dans les sols pulvérulents ou purement cohérents, de prendre $q_d/20$, la résistance dynamique étant déduite de la formule de battage des hollandais. Le coefficient de sécurité correspondant est alors de l'ordre de 4.

Selon Amar et Jézéquel (1994) la contrainte admissible sous une fondation est égale à $q_d/15$ à 20 . Par contre, selon Nuyens (1973), si la distance de la base de la fondation au niveau de la nappe d'eau est au moins égale à une largeur B , il est recommandé d'estimer la contrainte admissible à $q_d/20$.

Sur le plan réglementaire, le document DTU 13.12 stipule que pour une semelle soumise à une charge verticale centrée de largeur B , de longueur L et d'une fiche D , la valeur ultime q_t peut être estimée à $q_d/5$ à 7 . Toutefois, l'interprétation des résultats obtenus avec cet appareil doit être faite avec une grande prudence, notamment dans les sols argileux. Ainsi, en adoptant un coefficient de sécurité de 3, la contrainte admissible se situe entre $q_d/15$ et $q_d/21$.

Il est remarquable qu'aucune règle de calcul de la capacité portante à partir de l'interprétation de l'essai DPT n'a été prescrite dans le règlement français CCTG (1993), ainsi que dans le règlement canadien (Canadian Foundation Engineering Manual).

En outre, on constate que dans les méthodes exposées ci-dessus, aucune définition n'a été proposée à la résistance pénétrométrique dynamique q_d équivalente intervenant dans les formules. On peut, par analogie avec les méthodes pressiométrique et pénétrométrique vues précédemment, calculer une résistance dynamique équivalente q_{de} en prenant la valeur moyenne sur une épaisseur de $3B/2$ sous la fondation, ceci après avoir écrêté les valeurs élevées par rapport à la valeur moyenne dans cette zone.

En conclusion, la contrainte admissible sous une fondation superficielle peut être approchée par :

$$q_{adm} = \frac{q_d^e}{20} \quad (2.22)$$

Cependant, cette formule est simpliste puisqu'elle ignore complètement plusieurs facteurs qui modifient notablement la capacité portante, notamment :

- la géométrie de la fondation,
- l'encastrement de la fondation dans le sol,

- l'effet la proximité d'une nappe phréatique,
- la consolidation du sol et évolution de la résistance du sol dans le temps.

2.5.2.2 Méthode de calcul au pénétromètre au carottier SPT

Les méthodes de calcul de la capacité portante relèvent de l'empirisme pur et résultent du cumul de l'expérience de calcul des fondations à partir de cet essai. C'est ce qui explique la diversité des approches de calcul recommandées dans la littérature.

On propose dans ce qui suit de faire une revue des différentes méthodes de dimensionnement, qui sont d'ailleurs orientées vers les sols pulvérulents. Peck (1970) (cité par Bouafia, 2018) a proposé de relier les valeurs des facteurs de portance N_q et N_γ au nombre de coups N_{spt} , en cas d'une fondation continue de largeur B et ancrée de D dans un sol pulvérulent. La figure (2-11) permet soit une estimation de l'angle de frottement et en déduire les facteurs de portance, à partir des équations (2-3) et (2-5), soit de déterminer directement les facteurs de portance.

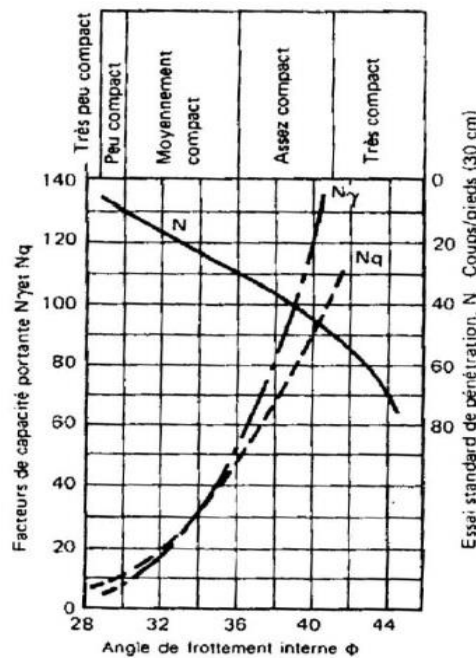


Figure 2-11 Abaque de Peck pour le calcul à partir de l'essai SPT (Bouafia, 2018).

Notons qu'il existe une certaine différence entre les valeurs de N_γ et N_q données par Peck et celles issues du DTU- 13.12, due à la définition du mécanisme de rupture sous la fondation.

Il s'agit en fait d'une méthode de calcul indirect basée sur la théorie classique de la capacité portante. Cette méthode a été adoptée par le règlement français DTU-13.12 et recommandée par le guide Veritas (1995).

La norme canadienne pour le calcul des fondations superficielles recommande deux méthodes de calcul de dimensionnement à partir de l'essai SPT. La première, due à Peck et al. (1974), est basée sur des abaques donnant q_{adm} en fonction de la largeur B , pour différentes valeurs de N_{spt} . La deuxième méthode, proposée par Meyerhof (1956), suggère la formule suivante pour le calcul de la contrainte admissible sous une semelle fichée dans le sable :

$$q_{adm} = 12N_{spt}K_d(kPa) \text{ Si } B < 1.2 \text{ m} \quad (2.23)$$

$$q_{adm} = 8N_{spt}K_d \left(1 + \frac{0.3}{B}\right) 2 \text{ Si } B \geq 1.20 \text{ m} \quad (2.24)$$

K_d est un facteur tenant compte de l'effet favorable de la profondeur. Il est évalué comme suit :

$$K_d = 1 + \frac{0.33xD}{B} \text{ Si } D/B < 1 \quad (2.25)$$

$$K_d = 1.33 \text{ si } D/B > 1 \quad (2.26)$$

N_{spt} est le nombre de coups moyen représentatif de la zone du sol intervenant dans la capacité portante. Cette zone s'étend de $B/2$ au-dessus de la base de la fondation à $2B$ en dessous.

La contrainte admissible ainsi calculée correspond à des tassements absolus limités à 25 mm. En cas où le calcul est mené pour un tassement absolu admissibles différent de 25mm, il est recommandé d'interpoler comme suit :

$$q_{adm} = q_{adm}(s' = 25)s'/25, \text{ s'étant en mm} \quad (2.52)$$

Selon Terzaghi et Peck (1948), lorsque la nappe d'eau se situe à une distance de la base de la fondation inférieure à B , ou si le terrain est immergé, il y'a lieu de diviser q_{adm} par 2.

Selon le CFEM, en cas où la nappe d'eau atteint le niveau de la base de la fondation, il faut diviser q_{adm} par 2. Il est à remarquer que l'ensemble des méthodes présentées ne précise pas la forme de la fondation.

2.5.2.3 Méthode de calcul pressiométrique

Une certaine analogie est à constater entre l'expansion d'une sonde pressiométrique transmettant un champ de contraintes cylindrique aux parois du forage et le comportement d'une semelle continue dans un sol homogène. On s'attend à priori à une proportionnalité entre la pression verticale limite q_l et la pression pressiométrique limite P_l .

La méthode exposée ci-dessous est d'origine semi empirique, formulée dès 1955 par Louis Ménard, inventeur de l'essai pressiométrique, suite à des essais de chargement des fondations en vraie grandeur, puis développée dans les décennies suivantes par la société qu'il avait créée en 1957 et par divers organismes privés

Concessionnaires du pressiomètre ainsi que par le Laboratoire Centrale de Ponts et Chaussées. Les prévisions de cette méthode, comparées aux valeurs expérimentales de la capacité portante sont très bonnes.

On propose dans ce qui suit d'exposer les grandes lignes de cette méthode, extraite du document DTU 13-12 et applicable aux projets de bâtiment en France. Afin de tenir compte de la non homogénéité du sol, la méthode se base sur le concept de l'homogénéisation, en remplaçant le système sol/fondation par un système équivalent dans lequel le sol est caractérisé par une pression limite P_{le}^* et la fondation a une fiche équivalente D_e . Comme le schématise la figure 2.12(a), P_{le}^* est une moyenne arithmétique des pressions limites nettes dans une zone épaisse de $1.5xB$ sous la fondation, dite zone utile de capacité portante.

La pression limite nette P_l^* est la différence entre P_l et la pression horizontale des terres au repos P_0 à une profondeur donnée, au moment de l'essai.

A une profondeur donnée dans la zone utile, si $P_l^* > 1.5x(P_l^*)_{\min}$, P_l^* est plafonnée et remplacée par $1.5x(P_l^*)_{\min}$ dans le calcul de P_{le}^* .

Dans les sols fins saturés, l'essai pressiométrique déclenche un comportement non drainé et les caractéristiques pressiométriques mesurées sont donc non drainées. La pression des terres doit se calculer en contraintes totales comme suit :

$$P_0 = u + K_0 \sigma'_{v0} \quad (2.28)$$

La capacité portante à calculer à partir de la méthode pressiométrique correspond ainsi à un comportement à court terme pour ce type de sol. Pour un sol pulvérulent saturé, le comportement du sol autour du pressiomètre est drainé et les caractéristiques pressiométriques mesurées sont drainées. La pression horizontale des terres se calcule en contraintes effectives comme suit :

$$P_0 = K_0 \sigma'_{v0} \quad (2.29)$$

La capacité portante à calculer à partir de la méthode pressiométrique correspond donc à un comportement drainé du sol. En cas d'un sol non saturé, la pression horizontale des terres au repos est à calculer par :

$$P_0 = K_0 \sigma_{v0} \quad (2.30)$$

K_0 est le coefficient de pressions des terres au repos qu'on peut prendre, sauf indication contraire, égal à 0.5 pour les sols pulvérulents, et 1.0 pour les sols purement cohérents saturés.

Il arrive qu'un horizon très résistant soit rencontré à moins de $1.5B$ sous la fondation. Dans ce cas, l'étude de la pression limite équivalente se limite au toit de cette couche dure, et on ne fait intervenir que les pressions au-dessus de cette couche.

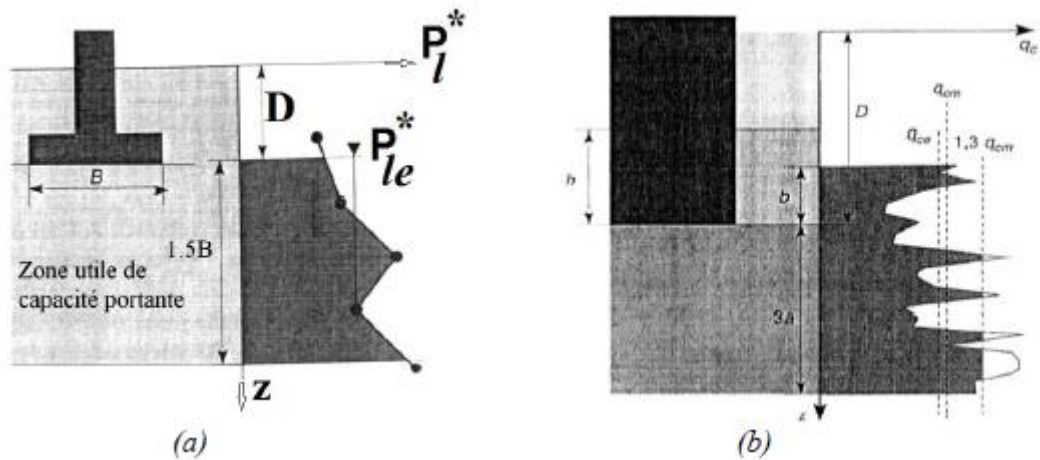


Figure 2-12 Résistances équivalentes nette en zone utile selon le DTU 13-12.

La capacité portante sous une fondation superficielle soumise à une charge verticale et centrée est donnée par :

$$q_l = K_p P_{le}^* + q_0 \quad (2.31)$$

q_0 est la contrainte verticale initiale à la base de la fondation après travaux de fondations.

K_p est dit Facteur de portance pressiométrique, fonction de la nature du sol juste sous la base de la fondation, et des dimensions de la fondation. Il est donné par la formule suivante :

$$K_p = K_p^1 \frac{B}{L} + K_p^0 \left(1 - \frac{B}{L}\right) \quad (2.32)$$

K_p^1 et K_p^0 correspondent respectivement à une semelle carrée et continue, et sont donnés par la figure 2.13 en fonction de l'élanement D/B et la nature du sol.

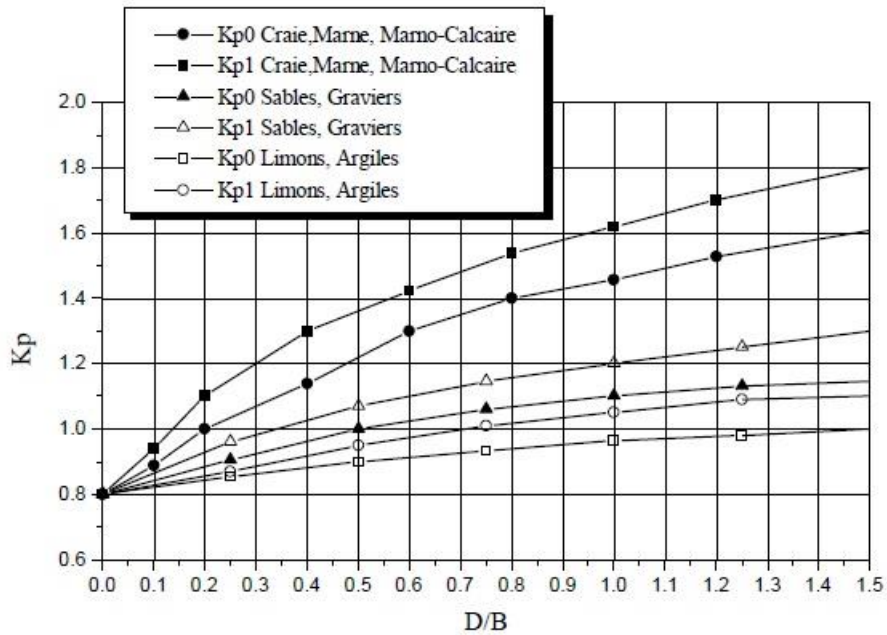


Figure 2-13 Facteur de portance pressiométrique selon le DTU 13.12.

2.5.2.4 Méthode de calcul au pénétromètre statique CPT

Les méthodes de calcul de la capacité portante basées sur l'essai de pénétration statique sont essentiellement empiriques. Ceci provient de la complexité de l'interprétation théorique de la pénétration d'un cône dans un massif de sol. L'essai pressiométrique est par contre plus facile à interpréter sur le plan théorique, et fournit par conséquent des approches semi-empiriques pour le calcul des fondations. Cette comparaison n'enlève en rien au pénétromètre statique sa valeur pratique. L'avenir est plutôt prometteur quant au développement de la théorie pénétrométrique.

On note que le calcul à partir de l'essai pénétrométrique correspond à un comportement non drainé dans les sols fins tels que l'argile et le limon. Or, l'expérience montre que dans le problème de capacité portante des fondations superficielles dans les sols fins saturés, le comportement à court terme est le plus défavorable. Le dimensionnement se fait donc selon le calcul exposé ci-dessous, et une vérification des dimensions de la fondation est à faire pour un comportement à long terme. Le calcul pénétrométrique ne permet pas d'effectuer cette vérification.

Pour un sol pulvérulent saturé, le comportement du sol autour du pénétromètre est drainé et la résistance pénétrométrique mesurée est drainée. La capacité portante à calculer à partir de la méthode pénétrométrique correspond donc à un comportement drainé. La méthode pénétrométrique du LCPC, basée sur des essais de chargement de fondations en vraie grandeur, a été intégrée aux deux règlements Français de calcul des fondations.

On présentera ci-après la méthode pénétrométrique du DTU 13.12. La méthode se base sur le concept de la résistance équivalente nette q_{ce} caractérisant le sol homogène équivalent. Elle est égale à la moyenne arithmétique des valeurs nettes q_c^* dans une zone épaisse de $3B/2$ sous la base de la fondation, et évaluée comme suit :

- Calcul de la résistance pénétrométrique nette :

$$q_c^*(z) = q_c(z) - \sigma_{v0}(z) \quad (2.33)$$

- Calcul de la moyenne q_{cm}^* des résistances pénétrométriques nettes q_c^* ,

- Si une valeur q_c^* est supérieure à $1.3xq_{cm}^*$, elle est plafonnée à $1.3xq_{cm}^*$,

- q_{ce}^* est la valeur moyenne recalculée après correction des valeurs de q_c^* .

La capacité portante sous une fondation superficielle soumise à une charge verticale et centrée est donnée par :

$$q_l = K_c q_{ce}^* + q_0 \quad (2.34)$$

Le Facteur de portance pénétrométrique K_c dépend des dimensions de la fondation, de son élancement D/B , ainsi que de la nature du sol. Il est donné par la formule suivante :

$$K_c = K_c^l \frac{B}{L} K_c^0 \left(1 - \frac{B}{L}\right) \quad (2.35)$$

K_c^l et K_c^0 correspondent respectivement à une semelle carrée et continue, et sont donnés par la figure (2-14).

En cas de présence d'une zone caractérisée par une résistance pénétrométrique inférieure à 500 kPa sur la hauteur de $3B/2$ sous la fondation, le DTU 13-12 recommande d'être prudent et d'envisager une étude complémentaire du sol de fondation.

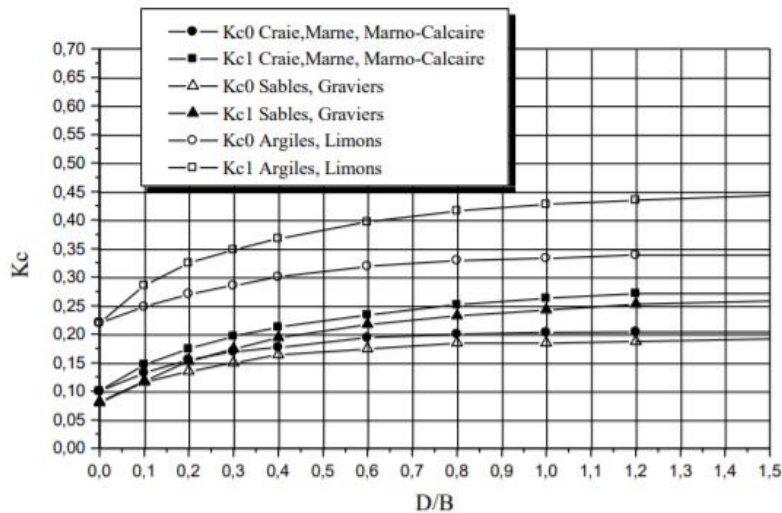


Figure 2-14 Valeurs de K_c selon le DTU 13-12 (Bouafia, 2018).

2.6 Estimation du tassement des fondations superficielles

2.6.1 Calcul du tassement en utilisant la théorie de l'élasticité

Le tassement s d'une fondation de forme circulaire, carrée ou rectangulaire, infiniment rigide (tassement uniforme) ou infiniment souple (contrainte uniforme), posée sur un massif semi-infini élastique linéaire et isotrope prend la forme générale suivante :

$$s = q \frac{1 - \nu^2}{E} BC_f \quad (2.36)$$

Avec : s est le tassement ; q est la contrainte appliquée sur la fondation (uniforme ou moyenne) ; E module d'Young du sol ; ν coefficient de Poisson du sol ; B largeur ou diamètre de la fondation ; C_f coefficient qui dépend de la forme de la fondation, de sa rigidité. Les valeurs de ce paramètre sont données par le tableau ci-dessous (Tableau 2-7) :

Tableau 2-7 Coefficient de forme C_f (Rahmani et al, 2015).

L/B		Circulaire	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	15	20
Fondation rigide		0,79	0,88	1,2	1,43	1,59	1,72	1,83	1,92	2,0	2,07	2,13	2,37	2,54
Fondation souple	Centre	1,00	1,12	1,53	1,78	1,96	2,10	2,22	2,32	2,4	2,48	2,54	2,80	2,99
	Bord	0,64	0,56	0,76	0,89	0,98	1,05	1,11	1,16	1,2	1,24	1,27	1,40	1,49

La théorie de l'élasticité peut être utilisée de différentes manières :

- On peut calculer directement le tassement (le tassement immédiat non drainé) ;

- On peut déterminer la distribution de l'accroissement de contrainte verticale $\Delta\sigma_z$ en fonction de la profondeur. Cette distribution pourrait être utilisée par la suite pour calculer le tassement à l'aide de la méthode œdométrique par exemple.

2.6.2 Calcul du tassement en utilisant les résultats de l'essai œdométrique

À partir de la distribution avec la profondeur de la contrainte verticale sous la fondation (généralement estimée sur la base de l'élasticité linéaire isotrope), on calcule le tassement de consolidation unidimensionnelle bien connu S_{oed} . Le calcul du tassement avec la méthode œdométrique se base sur la formule suivante pour chaque couche homogène :

$$s = \Delta H = \frac{\Delta e}{1 + e_0} H_0 = \frac{H_0}{1 + e_0} [c_s \lg \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}} + c_c \lg \frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_p}] \quad (2.37)$$

2.6.3 Application des essais de pénétration statique CPT

Le processus de définition de la méthode de calcul se base sur une multitude d'approximations (interprétation de la courbe de chargement œdométrique, ajustement, et analyse statistique), ce qui nécessite un calage des formules obtenues par rapport à la méthode conventionnelle basée sur l'essai œdométrique. Cette opération a été effectuée en lançant le calcul du tassement par les deux méthodes de trois fondations fichées à 1.5 m par rapport au terrain naturel et ayant les élancements $L/B=1, 2$ et 10 . Les cas d'étude sont ceux ayant servi à l'élaboration de la méthode pénétrométrique (Frank, 1999).

Il a été constaté que le rapport $\frac{s_c^{oed}}{s_c^{CPT}}$ diminue de 1.48 pour $L/B=1$ à 1.24 pour $L/B=10$ quelle que soit la pression verticale appliquée sur la fondation. Le coefficient de calage du tassement diminue ainsi légèrement avec l'élancement L/B , mais peut prendre une valeur moyenne de 1.35 avec un coefficient de variation de 9%, ce qui indique une assez faible dispersion.

On peut enfin reformuler l'équation de calcul du tassement s_c de consolidation unidimensionnelle d'une tranche du sol, épaisse de H_0 et soumise à une contrainte effective finale σ'_v à partir de l'essai CPT, en tenant compte de ce calage :

$$s_c = 0,6 \frac{H_0}{\frac{q_c}{\sigma'_{v0}}} F(\sigma'_v) \quad (2.38)$$

Est la résistance pénétrométrique statique normalisée, et $F(\sigma'_v)$ est adoptée fonction de répartition de contraintes verticales, donnée par :

$$F(\sigma'_v) = \frac{\frac{\Delta\sigma'_v}{\sigma'_{v0}}}{1 + d \frac{\Delta\sigma'_v}{\sigma'_{v0}}} \quad (2.39)$$

La figure (2-15) illustre la variation de la fonction F et sert en pratique comme un abaque pour l'évaluation graphique de F en fonction de la variation relative des contraintes :

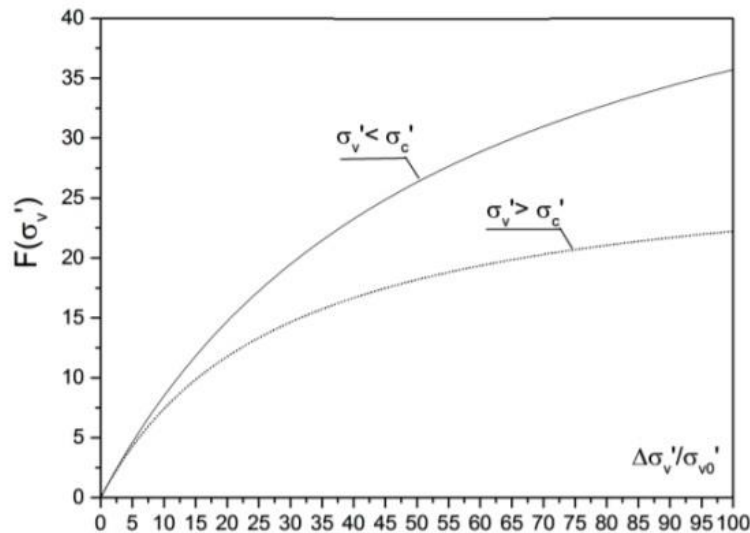


Figure 2-15 ABAQUE de la fonction $F(\sigma'_v)$ (Rahmani et al., 2015).

2.6.4 Application de la méthode pressiométrique

En 1962 Ménard et Rousseau ont proposé deux formules de tassement après les études de fondations et de remblais sur sols mous par des essais pressiométrique et ces deux dernières ont été reprises dans les documents réglementaires français, notamment le Fascicule 62 titre V (MELT, 1993).

Cette méthode est bien utile surtout pour les fondations étroites telles que les semelles de bâtiments et d'ouvrages d'art. Elle n'est pas bien adaptée pour les fondations de grandes dimensions relativement à la couche compressible telles que les radiers et les remblais.

L'essai pressiométrique nous a permis de connaître les deux formules de tassement, une formule de tassement des remblais ou radiers :

$$s = \frac{\alpha q H}{E_M} \quad (2.40)$$

Avec : q contrainte appliquée ; H épaisseur de la couche de sol ; α coefficient dit rhéologique, fonction de la nature et de l'état du sol (tableau 2-8) ; E_M module pressiométrique.

Tableau 2-8 Valeurs de coefficient rhéologique α (Rahmani et al, 2015).

Type	Tou	Argile		Limon		Sable		Sable et gravier		Type	Roche
	rbe	E/p ₁	α	E/p ₁	A	E/p ₁	α	E/p ₁	α		α
Sur consolidé ou très serré		>16	1	>14	2/3	>12	1/2	>10	1/3	Très peu fracturé	2/3
Normalement consolidé ou normalement serré	1	9 à 16	2/3	8 à 14	1/2	7 à 12	1/3	6 à 10	1/4	Normal	1/2
Sous-consolidé altéré et remanié ou lâche		7 à 9	1/2	5 à 8	1/2	5 à 7	1/3			Très fracturé	1/3
										Très altéré	2/3

Considérons une fondation ayant un encastrement supérieur ou égal à sa largeur B . Le tassement après dix ans de cette fondation est donné par :

$$S_{(10ans)} = s_c + s_d \quad (2.41)$$

Avec :

$$s_c = \left(\frac{\alpha_c}{9}\right) \left(\frac{q - \sigma_v}{E_c}\right) \lambda_c B \quad (2.42)$$

$$s_d = \left(\frac{2}{9}\right) \left(\frac{q - \sigma_v}{E_d}\right) B_0 \left(\frac{\lambda_d B}{B_0}\right)^\alpha \quad (2.43)$$

s_c tassement sphérique ; s_d tassement dévia torique ; q contrainte verticale appliquée par la fondation. σ_v contrainte verticale totale avant travaux au niveau de la base de fondation ; B largeur de la semelle ; B_0 largeur de référence = 0,60 m ; E_c et E_d modules pressiométriques pondérés ; λ_c , λ_d coefficients de forme, fonction de l'élancement L/B de la semelle (tableau 2-9). Si la fondation a un encastrement presque nul, il faut majorer le tassement obtenu de 20%.

Tableau 2-9 Valeurs de λ_c et λ_d (Rahmani et al, 2015).

L/B	Cercle	Carré	2	3	5	20
λ_c	1	1,10	1,20	1,30	1,40	1,50

λ_d	1	1,12	1,53	1,78	2,14	2,65
-------------	---	------	------	------	------	------

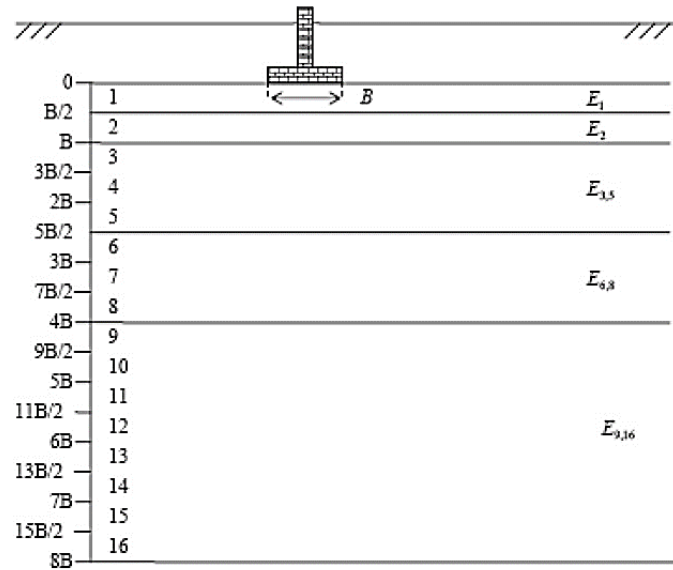


Figure 2-16 Modules pressiométriques à considérer pour le calcul du tassement d'une fondation (Rahmani et al., 2015).

Les modules E_c et E_d sont calculés de la manière présentée dans ce qui suit.

On note par E_1 le module mesuré dans la tranche d'épaisseur $B/2$ située sous la fondation : $E_c = E_1$

E_d est donné par la formule suivante :

$$\frac{4}{E_d} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0,85E_2} + \frac{1}{E_{3,5}} + \frac{1}{2,5E_{6,8}} + \frac{1}{2,5E_{9,16}} \quad (2.44)$$

E_{ij} étant la moyenne harmonique des modules mesurés dans les couches situées de la profondeur $i\frac{B}{2}$ à $j\frac{B}{2}$

2.6.5 Application de l'essai à la table

L'essai à la plaque nous permet aussi de calculer le tassement d'une fondation superficielle comme suit :

Pour les sols argileux :

$$S_f = S_p \times \frac{B_f}{B_p} \quad (2.45)$$

Pour les sols sableux :

$$S_f = S_p \left[\frac{\{B_f(B_p + 0,3)\}}{\{B_p(B_f + 0,3)\}} \right]^2 \quad (2.46)$$

D'où B_f et B_p sont les largeurs de fondation et de plaque ; S_f : tassement de la fondation (mm) ; S_p : tassement de la plaque (mm)

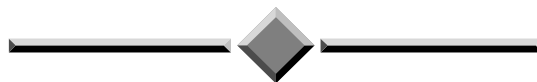
2.7 Conclusion

L'un des sujets les plus importants dans le domaine de la géotechnique est l'estimation de la capacité portante et le tassement des fondations superficielles. Ce chapitre est consacré respectivement à une synthèse bibliographique en énumérant la définition des fondations et la présentation des différentes méthodes de leurs calculs.

Le troisième chapitre sera consacré d'une part à l'expérimentation sur terrain comportant la localisation des points de sondage, la préparation du forage, et la réalisation des essais, et d'autre part au laboratoire en faisant des essais sur des échantillons prélevés de la zone de travail pour déterminer les paramètres mécaniques et classifier les différents sols rencontrés.

Chapitre **III**

Etude expérimentale



3 Chapitre 3 : Etude expérimentale

3.1 Introduction

Il s'agit dans cette partie de notre contribution proprement dite qui est une étude expérimentale au laboratoire et en place. Dans la première partie de ce chapitre une présentation détaillée de la zone d'étude choisie est donnée. Une identification préliminaire des sols rencontrés et prélevés au laboratoire a été effectuée. On aborde ensuite les méthodes de forage et compagnes des reconnaissances pressiométriques mis en œuvre. Dans la deuxième partie de ce chapitre, et après avoir présenté les différentes étapes de réalisation d'un essai pressiométrique Ménard selon la norme en vigueur, nous allons procéder à l'analyse et l'interprétation des résultats d'essais pressiométriques obtenus sur notre site d'étude.

3.2 Présentation de la zone d'étude

3.2.1 Contexte géographique

Le site proposé pour cette recherche est situé dans le campus de l'université Abou Bekr Belkaïd, faculté de technologie, commune de Chetouane, wilaya de Tlemcen, comme le montre la figure 3.1.



a)



b)

Figure 3-1 a) La zone d'étude à campus de l'université Abou Bekr Belkaïd, b) photo réelle de la zone d'étude.

Le territoire de la commune de Chetouane est situé au centre de la wilaya de Tlemcen, à environ 5 km au nord-est du centre-ville de Tlemcen. La commune représente la partie nord de l'agglomération de Tlemcen. La figure 3.2 montre la localisation géographique de la zone d'étude.

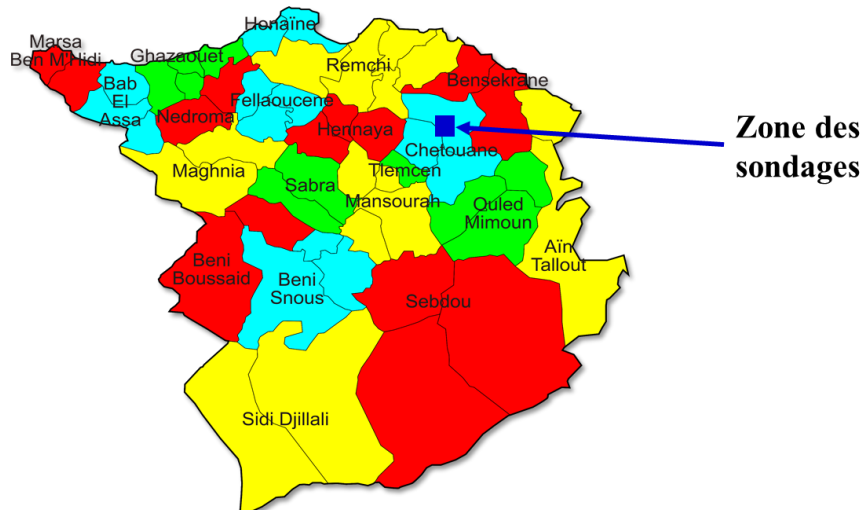


Figure 3-2 Situation géographique de la zone d'étude

3.2.2 Contexte géologique

D'après la carte géologique (Figure 3.3) de la wilaya de Tlemcen, établie à l'échelle 1/50.000^{ème}, la géologie de Chetouane est composée de calcaire échinide, marnes et grès helvétiques et des alluvions anciennes des vallées.

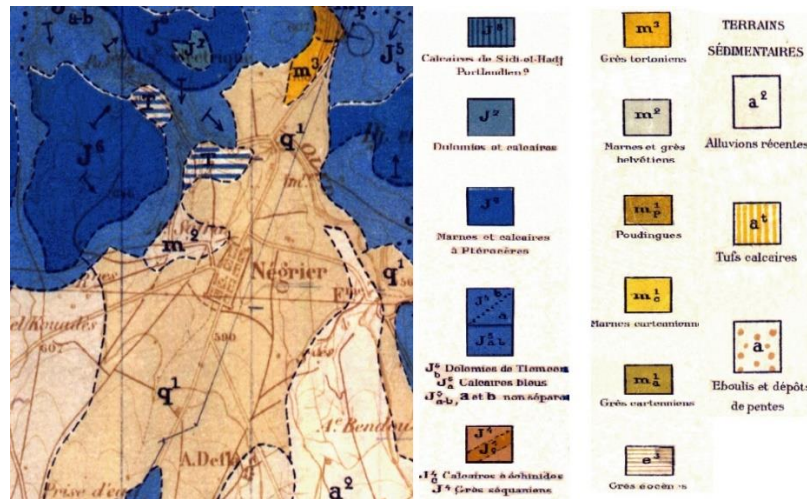


Figure 3-3 Extrait de la carte géologique de Tlemcen N°270 - Echelle 1/50.000e (Doumergue, 1924)

3.2.3 Contexte sismique

Selon la carte de zonage sismique de l'ALGERIE schématisée sur la Figure 3-4, établi par le centre national de recherches Appliquées en Génie Parasismique, la région de Tlemcen, s'intègre dans une zone d'activité sismique faible (zone I), ou les dégâts se résument le plus souvent à des fissures et lézardes. Jusqu'à l'heure actuelle, aucune secousse sismique de forte magnitude dans cette région n'a été enregistrée.

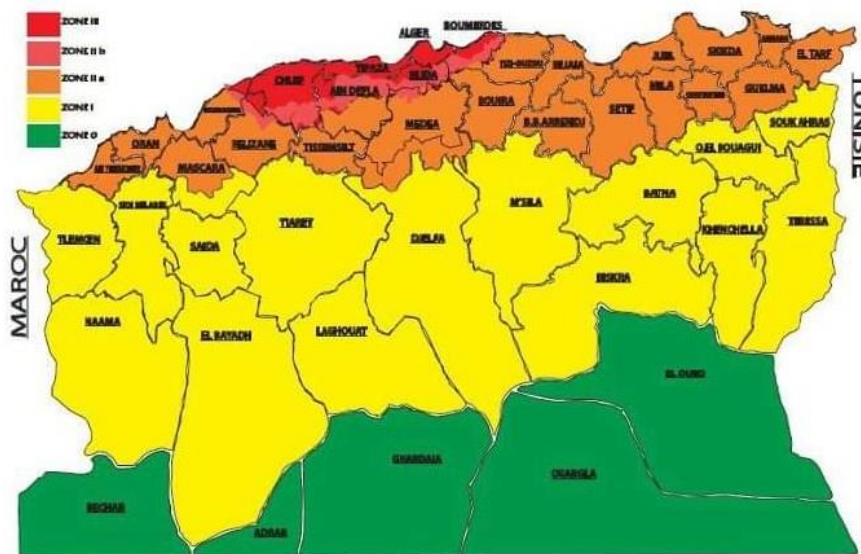


Figure 3-4 Carte de zonage sismique du territoire national (d'après RPA, 2003).

3.3 Identification préliminaire des sols

Vu les circonstances de la situation sanitaire internationale nous n'avons pas accédé au laboratoire dans le début notre étude expérimentale, par contre nous avons pu réaliser les essais en place après dérogation de nos encadreur et le Doyen de la faculté.

Donc c'est important de dire à ce niveau que nous nous sommes dirigés vers le LTPO pour qu'il nous fournisse des rapports des études de projets à proximité du notre lieu expérimental qui contient des informations d'identifications des sols. Cette identification préliminaire des sols, est inspirée du projet de la nouvelle clinique dentaire, situé à côté de la faculté technologique. Elle comporte les points suivants :

3.3.1 Granulométrie selon la norme NF P 94-056 et NF P 94-057

3.3.1.1 Analyse granulométrique par tamisage

L'analyse granulométrique permet de déterminer la répartition des grains suivant leur dimension. Les résultats sont reportés granulométriquement permettant d'obtenir les courbes granulométriques des matériaux, et qui se présentent par deux phénomènes :

- analyse granulométrique par tamisage : pour les gains $> 0,08$ mm.
- analyse granulométrique par sédimentométrie : pour les particules inférieures à $0,08$ mm et passants sont plus de 20%.



Figure 3-5 Dispositif d'essai granulométrie par tamisage

Les résultats de l'analyse granulométrique par tamisage des échantillons prélevés à des profondeurs 1 m et 3 m sont représentés dans le tableau ci-dessous.

Tableau 3-1 Résultats d'analyse granulométrique par tamisage

Tamis (mm)	Refus partiel	Refus cumulés (%)	Tamises cumulés
---------------	------------------	----------------------	--------------------

5	0,00	0,00	100
2,5	2,16	0,72	99,28
1,25	1,62	1,26	98,74
0,63	0,63	1,47	98,53
0,32	0,75	1,72	98,28
0,16	2,16	2,44	97,56
0,08	2,76	336	96,64

3.3.1.2 Analyse granulométrique par sédimentométrie

Le procédé suivi dans cette manipulation est celui de la norme NF P 94-057. Cette méthode est utilisée pour les particules de sols qui passent à travers le tamis à maille carrée de 80 μ m d'ouverture. Les particules sont mises en suspension dans l'eau et on mesure l'évolution de la densité de la suspension au cours du temps. Cela nous permettra de quantifier les particules présentes dans la solution à chaque instant. À l'aide de la loi de Stokes, on évalue la vitesse limite de décantation des particules sphériques en suspension dans un liquide au repos par rapport à la résistance que rencontre cette particule dans sa chute.



Figure 3-6 Dispositif de l'essai granulométrique par sédimentométrie

Les résultats de l'analyse granulométrique par sédimentométrie sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 3-2 Résultats de l'analyse granulométrique par sédimentométrie

Temps de lecture (min)	Température (C°)	Tamis (mm)	Tamisas cumulés
0,5	22,00	0,064	95,91
1	22,00	0,046	95,19
2	22,00	0,032	94,84
5	22,00	0,019	94,12
10	22,00	0,014	93,76

20	22,00	0,010	93,76
40	22,00	0,007	93,40
80	22,00	0,005	93,05
240	21,00	0,003	82,31
1440	1,0162	0,001	57,97

Tableau 3-3 Résultats des essais de l'analyse granulométrique (tamisage et sédimentation)

Tamis	Tamisas
5	100
2,5	99,28
1,25	98,74
0,63	98,53
0,32	98,28
0,16	97,56
0,08	96,64
0,064	95,91
0,046	95,19
0,032	94,84
0,019	94,12
0,014	93,76
0,010	93,76
0,007	93,40
0,005	93,05
0,003	82,31
0,001	57,97

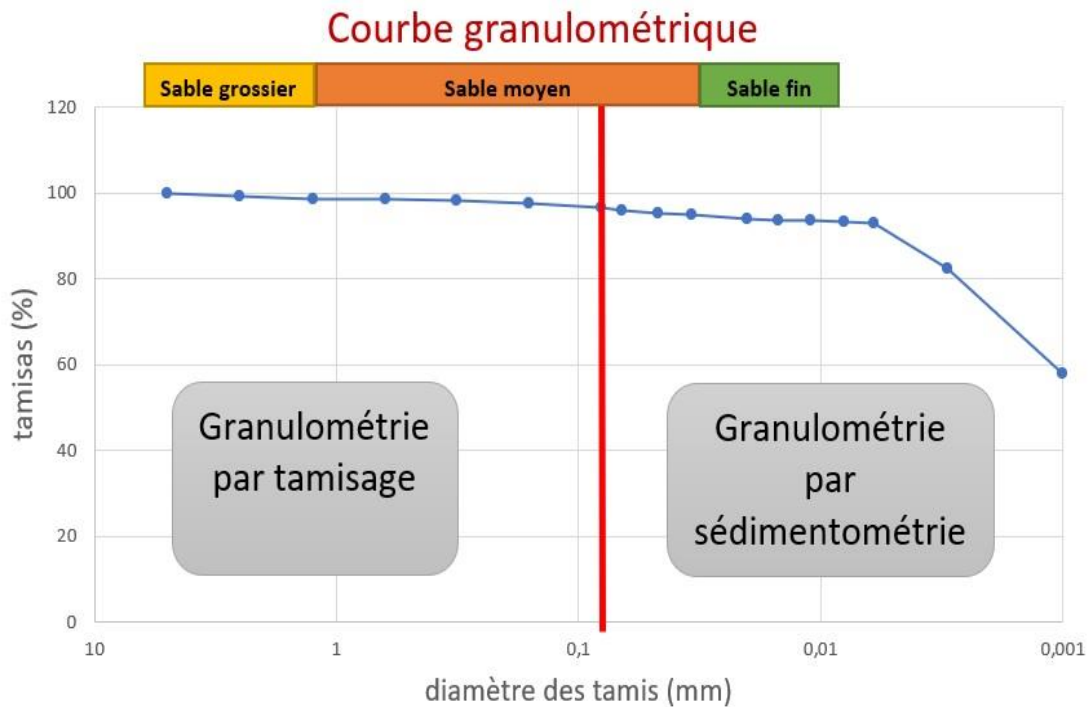


Figure 3-7 Courbe granulométrique.

Classification des sols grenus (selon L.C.P.C) :

Notre sol sableux à pour caractéristiques :

- Plus de 50% des éléments > 0,08 mm
- Plus de 50% des éléments < 2 mm
- Plus de 50% des éléments < 0,08 mm
- Limites d'Atterberg au-dessus de la ligne A

On déduit que notre sol est de type : sable argileux.

3.3.2 Détermination des limites d'Atterberg selon la norme NF P94-051

La limite de liquidité est déterminée à l'aide de l'appareil de Casagrande. C'est la teneur en eau qui correspond à une fermeture sur un centimètre des lèvres de la rainure après 25 chocs à l'appareil de Casagrande. Par contre, la limite de plasticité est déterminée par formation d'un rouleau de 3 mm de diamètre. En effet, on façonne avec la pâte un rouleau de 6 mm de diamètre pour une centaine de mm de longueur. Puis on atteint 3mm de diamètre en le roulant. La limite de plasticité est la teneur en eau du rouleau qui se fissure et se brise lorsqu'il atteint un diamètre de 3 mm.



Figure 3-8 Coupelle de Casagrande

Les résultats de l'essai sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 3-4 Les limites de liquidité et de plasticité

Sondage / puits	1
Profondeur (m)	1,00 – 3,00
W _L (%)	53
W _P (%)	21
I _P (%)	32
Degré de plasticité	Plastique

3.3.3 Déterminer la masse volumique des particules solides selon la norme NF P 94-054

La détermination de la masse volumique des grains solides consiste à mesurer le volume propre des grains à l'exclusion des vides à calculer le rapport entre leurs poids et leur volume.

$$\gamma_s = \frac{W_s}{V_s} \rightarrow \text{pesée}$$

→ à mesurer de façon précise (a) pycnomètre
(b) pesée hydrostatique

Pycnomètre

- sol séché puis pesé (W_s)
- sol dans le récipient contenant de l'eau distillée
- enlever les bulles d'air
- volume d'eau déplacé par le sol

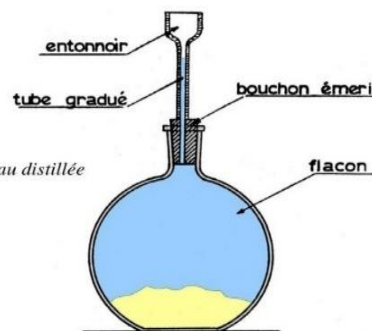


Figure 3-9 Pycnomètre

Tableau 3-5 Masses volumiques des grains solides.

Sondage / puits	1
Profondeur (m)	1,00 – 3,00
m ₁ (g)	35,54
m ₂ (g)	64,28
V ₁ (ml)	11,21
V ₂ (ml)	21,7
ρ _s (g/cm ³)	2,74

3.3.4 La masse volumique apparente par la méthode de l'immersion dans l'eau après paraffinage, NF P 94-053

Les résultats de l'essai sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 3-6 Masses volumiques apparente.

Sondage / puits	1
Profondeur (m)	1,00 – 3,00
W (%)	27
P ₁ (g)	1000
P ₂ (g)	1536
P ₃ (g)	427
V _e (ml)	513
ρ _h (t/m ³)	1,95
ρ _d (t/m ³)	1,53

3.3.5 La teneur en eau pondérale par la méthode de l'étuvage NF P 94-050

L'essai de la teneur en eau permet la détermination de la quantité d'eau existante dans le sol naturel (échantillon).

Tableau 3-7 Résultats de la teneur en eau

Sondage / puits	1		
Profondeur (m)	1,00 – 3,00		
M (g)	78,2	101,8	83
m(g)	62,5	75,2	68,5
W (%)	25	35	21
W _{moy} (%)	27		

3.4 Techniques de forage et campagnes des reconnaissances mis en œuvre

Lors des phases de conception et de réalisation d'un projet, la reconnaissance des terrains au droit de l'ouvrage projeté nécessite l'élaboration d'un programme d'investigations géotechniques. La nature des investigations (type de sondages et d'essais), la quantité des investigations (nombre de points de sondage ou d'essais) et l'extension des investigations (périmètre à reconnaître, profondeur, espacement entre points de sondage) ne peuvent pas être dissociés. La connaissance des techniques de forage et de sondage est donc indispensable à l'élaboration du projet.

Dans ce qui suit, on présente une description détaillée de la sondeuse de laboratoire géotechnique. On aborde ensuite le matériel utilisé pour la réalisation du forage, et on termine par les différents types de foration.

3.4.1 Description de la sondeuse Sedidrill S80

Les machines de forage possèdent toutes un point commun : elles sont dotées d'un mât et d'une tête de forage (figure 3.10). Suivant l'objectif du forage (pétrolier, minier, géologique, hydrogéologique, géotechnique), la taille du mât, les caractéristiques de la tête et le type de porteur (par exemple : remorque, camion, chenillette) sont adaptés.

La sondeuse de notre laboratoire géotechnique est une machine de forage de marque Sedidrill, modèle S80 a été employée pour les sondages destructifs utilisés pour les essais pressiométriques. La sondeuse est installée sur une remorque routière à un essieu, dont la stabilité du porteur est assurée par deux vérins de calages manuels.



Figure 3-10 Architecture de machine de forage Sedidrill S80.

Le mât assure les fonctions de 1) guidage, et 2) translation de la tête. Cette dernière fonction est réalisée par un moto-réducteur hydraulique ou pneumatique et une chaîne ou par un vérin monté encore parfois en direct mais le plus souvent mouflé avec des câbles ou surtout avec des chaînes. Ce moteur est donc pilotable principalement en pression sur outil par la maîtrise de la pression hydraulique et en vitesse d'avancement par la maîtrise du débit hydraulique ou d'air.

La tête de forage est composée principalement d'un moteur de rotation à faible vitesse (≈ 50 à 600 tr/min) auquel on adjoint dans le cas de la rotopercussion un marteau hydraulique (éventuellement pneumatique) d'une puissance de 100 à 300 joules par coups avec une fréquence de 700 à 3000 coups/min pour assurer la fonction de percussion.

Les principales caractéristiques techniques de la sondeuse Sedidrill S80 sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 3-8 Caractéristiques technique de la sondeuse Sedidril modèle S80

Moteur	18cv à 3600t/min
Type	Vanguard Essence
Réservoir	9 litres
Tête de rotation	80 kgm – 100tr/mn
Mât	1,70 m
Capacité d'enfoncement	1000 tonnes à 180 bars
Course	1,65 m
Vitesse maximum	1200 m/h
Tête de rotation	140 kgm – 70tr/mn
Type	Orbitrol

3.4.2 Méthodes de réalisation des forages pressiométriques et matériel utilisés

La méthode de foration utilisée c'est le forage à la tarière mécanique hélicoïdale continue de diamètre 63 mm. Une tarière hélicoïdale mécanique est une tarière à tige évidée, c'est-à-dire une tige creuse entourée d'une hélice longitudinale (Figure 3-11).



Figure 3-11 Forage à la tarière mécanique hélicoïdale continue.

C'est un type des forages en rotation qui ne nécessite pas la boue de forage, utilisé dans les terrains peu consolidés, du type argile, sable argileux, sable et gravier. Les tarières hélicoïdales forent rapidement dans les argiles et les terrains non consolidés à faible profondeur et à vitesse lente (Tableau 3-9). Lorsque cette tarière est visée dans le sol, les débris remontent dans son pas de vis.

Tableau 3-9 Adaptation de la technique de forage à la tarière hélicoïdale continue à sec.

Nature des terrains	Adaptation
Molle vase	-
Moyennement compacte	**
Compactes, Marnes raide	***
Au-dessus de la nappe	**
Sous la nappe	-
Lâches au-dessus de la nappe	**
Lâches sous la nappe	-
Moyennement compacts et compacts	**
Graviers, Galets argiles à silex	*
Tendres / Altérées	*
Dures	*
*** Recommandé ** Adapté *Toléré - Déconseillé	

La figure 3-13 présente les principaux outils utilisés dans le forage à la tarière hélicoïdale continue, et dans le tableau 3-10 est donné le rôle de chaque composante.



Figure 3-12 Les principaux outils utilisés dans le forage à la tarière hélicoïdale continue.

Outils	Objectif
Outil queue de carpe	Conçu pour éliminer toute « zone morte » au centre de l'outil. Il fore un des trous propres et droits dans les terrains moyennement consolidés tels que les argiles, les sables et les graviers
Cardon	Se trouve dans la tête du forage et a pour rôle de rotation de la tarière
Fourchette de sécurité (frein de tarière)	Pour éliminer le risque que la tarière tombe dans le trou, le temps de l'ajout d'une autre tarière au-dessus.
Clavette ou goupille	Sert à relier les tarières entre elles et avec la tête du forage
Outil bilame	Comporte deux plaquettes en carbure de tungstène afin de maximiser la vitesse de pénétration et de minimiser la poussée à la tête de la machine. Cet outil est recommandé pour les terrains moyennement durs et hétérogènes. Bon outil pour les petits forages horizontaux et les forages verticaux

3.4.3 Reconnaissances pressiométriques

La campagne expérimentale des essais comporte trois (03) sondages pressiométriques. La fréquence de mesures dans chaque sondage égale 01 mètre jusqu'à atteindre la profondeur 3 m. L'implantation de l'ensemble des investigations est reportée sur la figure 3-13.

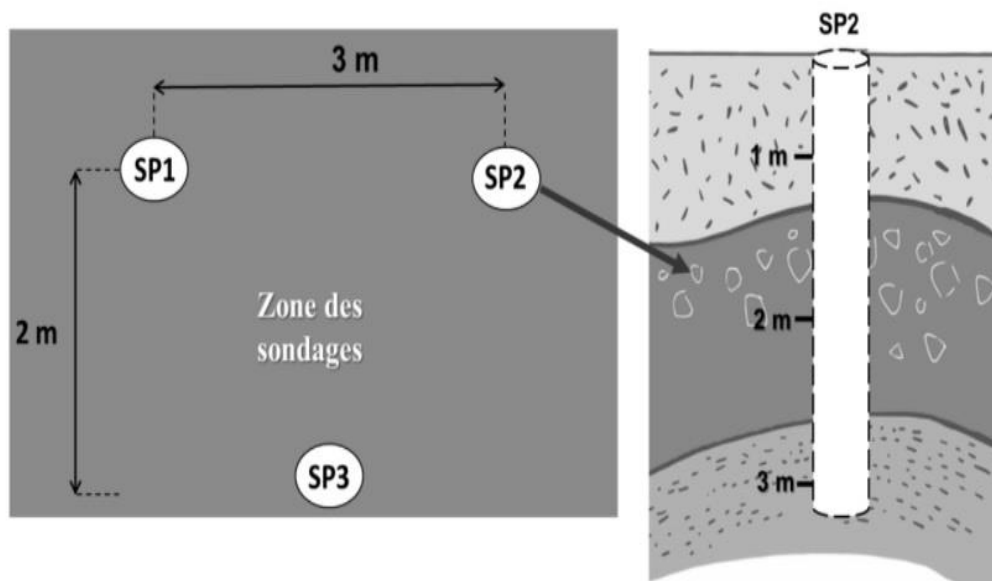


Figure 3-13 Implantation des sondages pressiométriques.

3.5 Procédure de l'essai Pressiométrique Ménard standard

3.5.1 Description de la norme pressiométrique NF EN ISO 22476-4

L'ISO 22476-4 répond aux exigences d'un essai au pressiomètre Ménard, en tant que partie de la reconnaissance et des essais géotechniques. Elle décrit la procédure pour conduire un essai au pressiomètre Ménard dans des sols naturels, dans des couches traitées ou non traitées et dans des roches fragiles, sur terre ou en milieu maritime. Les résultats des essais au pressiomètre de l'ISO 22476 permettent une détermination quantitative de la résistance du sol et des paramètres de déformation.

3.5.2 Principe de l'essai PMT standard

La sonde est fixée à la profondeur de l'essai en utilisant la méthode qui va produire le moins de perturbations au matériel d'essai (Pressiomètre pré-foré suggérant des méthodes de forage). Une fois en place, la sonde est soumise à des incréments égaux de pression croissante. Les changements de volume de la sonde sont enregistrés à 15, 30 et 60 secondes à partir du moment où chaque étape de pression est atteinte. A partir de l'essai pressiométrique standard, les données pression-volume sont tracées pour déterminer le module de déformation pressiométrique E_M et la pression limite P_L (Figure 3.14).

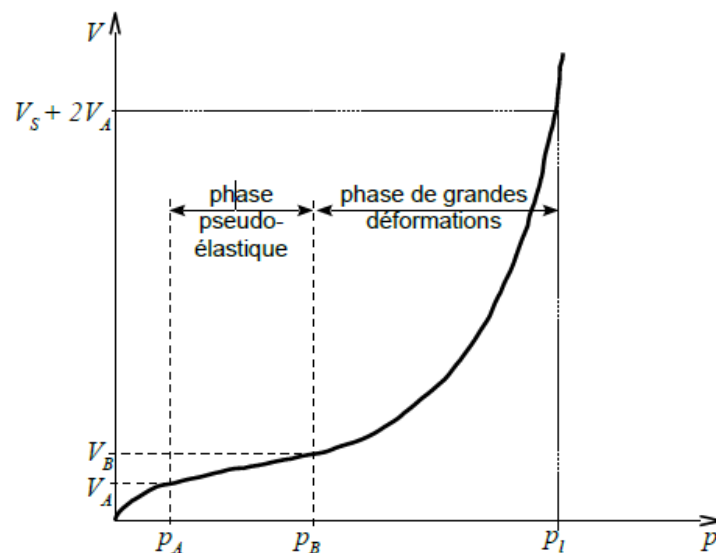


Figure 3-14 Courbe type d'un essai pressiométrique Ménard.

3.5.3 Appareillage de l'essai pressiométrique

L'appareillage du pressiomètre se compose des éléments suivants :

3.5.3.1 Contrôleur pression-volume CPV

Le contrôleur pression-volume (CPV) doit permettre d'assurer la dilatation des cellules de la sonde et de mesurer, en fonction du temps, les pressions du liquide et du gaz, ainsi que le volume de liquide injecté. Le système de mise en pression doit permettre :

- D'atteindre la pression limite pressiométrique ou une pression p_r d'au moins 5 MPa ;
- De maintenir constante la pression dans la cellule de mesure et les cellules de garde pendant la durée de chaque palier ;
- D'appliquer un pas de pression de 0,5 MPa, mesuré à la sortie du CPV, en moins de 20 s ;
- De réguler la différence de pression entre la cellule de mesure et les cellules de garde ;
- D'injecter un volume de liquide dans la cellule de mesure supérieur à 700 cm³.



Figure 3-15 Le contrôleur pression-volume CPV

3.5.3.2 Bouteille de gaz (Azote)

La bouteille d'air comprimé (Azote) permet de fournir du gaz à la sonde pressiométrique afin de dilater cette dernière pour le contact avec le sol.



Figure 3-16 Bouteille d'azote (gaz comprimé)

3.5.3.3 Une sonde tri cellulaire

Les plus utilisées sont les sondes AX de 44 mm et BX de 58 mm. Elles comportent trois cellules fermées par un unique cylindre métallique revêtu dans sa partie centrale d'une membrane en caoutchouc. Le cylindre étant lui-même recouvert par une gaine (figure 3-17). La division en trois cellules, deux cellules de garde entourant la cellule de mesure, permet d'assurer une déformation cylindrique plane de cette dernière. On distingue les sondes à gaine souple, des sondes avec tubes fendus. La sonde avec tube fendu est une sonde du type décrit précédemment, placée à l'abri d'un tube fendu longitudinalement selon six génératrices. L'usage du tube fendu ne doit pas être systématique mais réservé aux cas où les autres méthodes s'avèrent très difficiles à mettre en œuvre.



Figure 3-17 Sonde pressiométrique tri cellulaire

3.5.3.4 Tubulure

Les tubes flexibles assurant les connexions entre le contrôleur pression-volume et la sonde pour le passage du liquide jusqu'à la cellule de mesure et du gaz jusqu'aux cellules de garde, peuvent être jumelés au coaxiaux. Lorsque les tubes sont coaxiaux, le tube central permet

le passage du liquide alors que le tube de plus gros diamètre transmet le gaz aux cellules de garde.



Figure 3-18 Les tubulures.

3.5.4 Préparation de la sonde pressiométrique

La préparation de la sonde pressiométrique commence par un essai pressiométrique a vide pour que l'eau stagné dans la sonde pressiométrique s'échappe jusqu'à s'assurer qu'il n'y a plus de bulles d'air ensuite on ferme le robinet de contrôle de pression.

3.5.4.1 Essai d'expansion propre de l'appareillage

Comme représenté dans la Figure 3-19, la sonde est introduite dans le tube destiné à l'essai d'expansion propre de l'appareillage, mise en pression par pas de 100 kPa (ou 1 bar) jusqu'à obtenir le contact avec le tube, puis par paliers de 500 kPa (ou 5 bar) pour les sondes pouvant atteindre au moins 5MPa (50 bar).

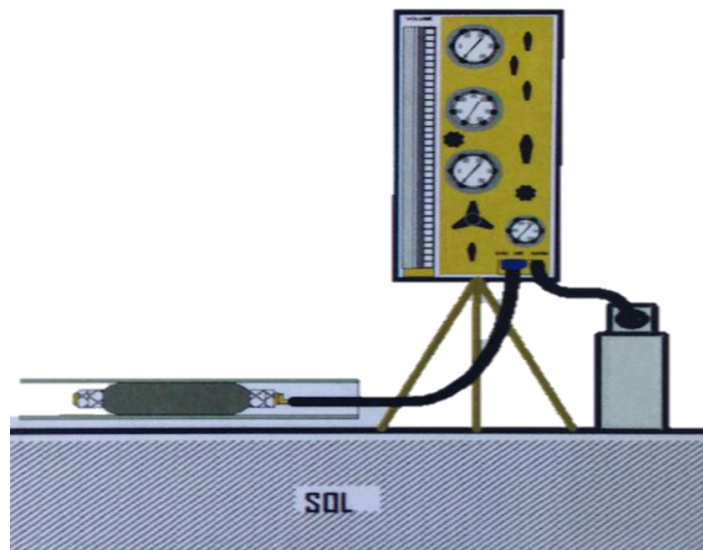


Figure 3-19 Essai d'expansion propre de l'appareillage

Lors de cette procédure il est possible de trouver le volume de contact V_c par exploitation de la courbe d'expansion comme la figure 3-20 suivant. V_c est l'ordonnée à l'origine de la droite

ajustée sur les points représentatifs de l'essai au-delà du contact entre la sonde et le tube. Avec cette valeur se détermine le volume de la cellule centrale de la sonde à partir de la formule suivante :

$$V_s = 0,25\pi l_s d_i^2 - V_c \quad (3.1)$$

Soit l_s la longueur de cellule centrale, d_i le diamètre intérieur du tube utilisé pour l'essai.

Le coefficient de compressibilité de l'appareillage ayant pour valeur la pente de la droite ajustée sur la partie linéaire de la courbe d'expansion :

$$a = \frac{\Delta V}{\Delta p} \quad (3.2)$$

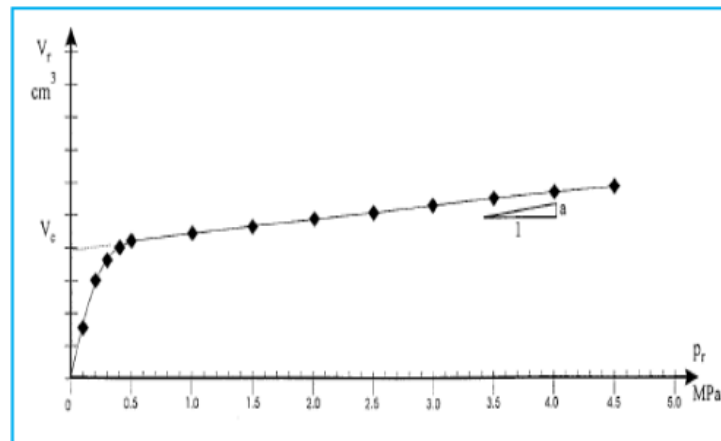


Figure 3-20 Courbe d'expansion d'une sonde pressiométrique dans un tube de calibrage.

Pour des pressions ne dépassent pas 25 bars, la compressibilité de l'eau, la variation de volume du CPV et des gaines sont négligeables par rapport à la compressibilité du sol. Cela n'est plus vrai pour les hautes pressions. A cet effet, nous n'avons pas tenant en compte cette correction due à l'expansion propre de l'appareillage.

3.5.4.2 Résistance propre de la membrane

La sonde est placée à proximité du CPV, puis la membrane est mise en pression par pas de pression Δp de 10 kPa. Chaque pression est maintenue pendant une durée de 60 s. Le volume du liquide V_{60} injecté en fin de palier est mesuré afin de tracer la courbe $V_{60} = f(p)$.



Figure 3-21 Repérage de la sonde et du conditionneur de pression lors de l'essai de résistance propre de la membrane.

La Figure 3.22 représente la courbe de la résistance propre de la membrane obtenue, ainsi que l'équation d'étalonnage.

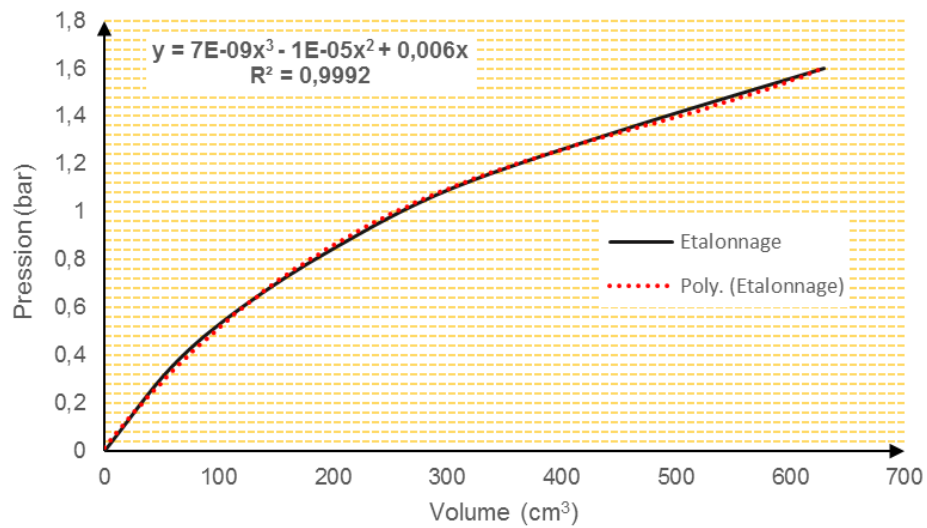


Figure 3-22 Courbe de résistance propre de la membrane obtenue

3.5.5 Interprétation de l'essai pressiométrique

3.5.5.1 Détermination des caractéristiques pressiométriques

Les valeurs des pressions et des volumes relevés au cours de l'essai doivent être corrigées afin de tenir compte de :

- La pression due à la charge hydraulique P_h ;

- La résistance propre de la membrane ;
- L'expansion propre de l'appareillage.

3.5.5.2 Courbe pressiométrique corrigée

Les valeurs corrigées de volume et de pression (mesurée à chaque palier au bout de 60 s) sont déterminées par les relations :

$$P = P_r + P_h - P_e \quad (3.3)$$

$$V_r - a P_r \quad (3.4)$$

Les volumes sont exprimés en centimètres cubes et les pressions en méga pascals ou bar. Les points de coordonnées (P, V) sont représentés sur un graphique avec en abscisses les pressions et en ordonnées les volumes.

3.5.5.3 Détermination de la plage de calcul des modules pressiométrique

La courbe pressiométrique corrigée est constituée d'une succession de segments de pente m_i où :

$$m_i = \frac{(V_i - V_{i-1})}{(P_i - P_{i-1})} \quad (3.5)$$

Avec :

P_i, V_i les coordonnées de l'extrémité du segment i . ($i \geq 1$).

On désigne par m_E la valeur m_i strictement positive, la plus faible. Les coordonnées de l'origine de ce segment sont notées (P_E, V_E) et celles de son extrémité (P'_E, V'_E) .

Par définition, la plage sur laquelle est déterminé le module pressiométrique est constituée de l'ensemble des segments consécutifs qui ont une pente inférieure ou égale à β fois la pente m_E la plus faible non nulle. Elle a pour origine, l'origine du premier segment, et pour extrémité, la fin du segment. La valeur conventionnelle de β est :

$$\beta = 1 + \frac{1}{100} * \frac{P'_E + P_E}{P'_E - P_E} + \frac{6}{V'_E - V_E} \quad (3.6)$$

Où les volumes sont exprimés en centimètres cubes.

Par convention les coordonnées de l'origine de la plage du module pressiométrique sont notées (P_1, V_1) et celle de son extrémité (P_2, V_2) .

3.5.5.4 Module pressiométrique Menard E_M et le module de cisaillement G

Par définition, le module pressiométrique est calculé à partir de la formule :

$$E_M = 2(1 + \nu) \left[V_s + \left(\frac{V_1 + V_2}{2} \right) \right] \frac{(P_2 - P_1)}{(V_2 - V_1)} \quad (3.7)$$

Où :

ν : Coefficient de poisson ; V_s : Volume initial conventionnelle de la cellule centrale de mesure.

$(V_1, V_2 ; P_1, P_2)$: Les paramètres qui caractérisent le début et la fin de la plage pseudo-élastique de la courbe pressiométrique corrigée.

Le module de cisaillement est calculé à partir de la formule :

$$G = \frac{E_M}{2(1 + \nu)} \quad (3.8)$$

3.5.5.5 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 :

$$V_l = V_s + 2V_1 \quad (3.9)$$

Lorsque le volume injecté au cours de l'essai est tel que le volume de la cavité a dépassé la valeur :

$$V_s + 2V_1 \quad (3.10)$$

La pression limite est déterminée par interpolation linéaire entre les valeurs des pressions des paliers qui encadrent ce volume.

Si la valeur du V_l dépasse la valeur du volume du dernier palier de la courbe corrigée on aura recours aux deux méthodes suivantes :

a) Méthode de la courbe « inverse »

Elle consiste à transformer les couples de valeur (P, V) en $(P, 1/V)$ et à effectuer une régression linéaire pour toutes les valeurs telles que $P \geq P_2$.

L'extrapolation est faite par la transformation :

$$Y = Ap + B \quad (3.11)$$

Avec :

$$Y = V - 1 \quad (3.12)$$

Où :

A et B sont les coefficients obtenus par la méthode « des moindres carrés » par rapport aux pressions sur les valeurs expérimentales (Y, P) au-delà (P₂, V₂) inclus.

La pression limite obtenue à partir de l'équation suivante :

$$P_l = -\frac{B}{A} + \frac{1}{[A(V_s + 2V_E)]} \quad (3.13)$$

b) Méthode d'extrapolation « hyperbolique »

L'extrapolation est faite avec toutes les valeurs mesurées telles que P > P_E par la transformation suivante :

$$Y = CX - D \quad (3.14)$$

Avec :

$$X = \frac{V^2 - V_E^2}{P - P_E} \quad (3.15)$$

$$Y = \frac{PV^2 - P_E V_E^2}{P - P_E} \quad (3.16)$$

Où :

C et D sont les coefficients obtenus par la méthode « des moindres carrés » par rapport au X sur les valeurs expérimentales (X, Y). La pression limite P_{lh} est obtenue par l'équation suivante :

$$P_{lh} = [P_E(V_E^2 + D) + C(V_l^2 + V_E^2)] / (V_l^2 + D) \quad (3.17)$$

Et puis on prend le P_l le plus petit des deux méthodes.

3.5.5.6 Pression de fluage pressiométrique P_f

La pression de fluage P_f est obtenue par exploitation graphique du diagramme (P, ΔV^{60/30}). P_f est l'abscisse de l'intersection des deux droites retenues pour schématiser le diagramme (P, ΔV^{60/30}), comme est montré dans la Figure 3.23. ΔV^{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 P₂.

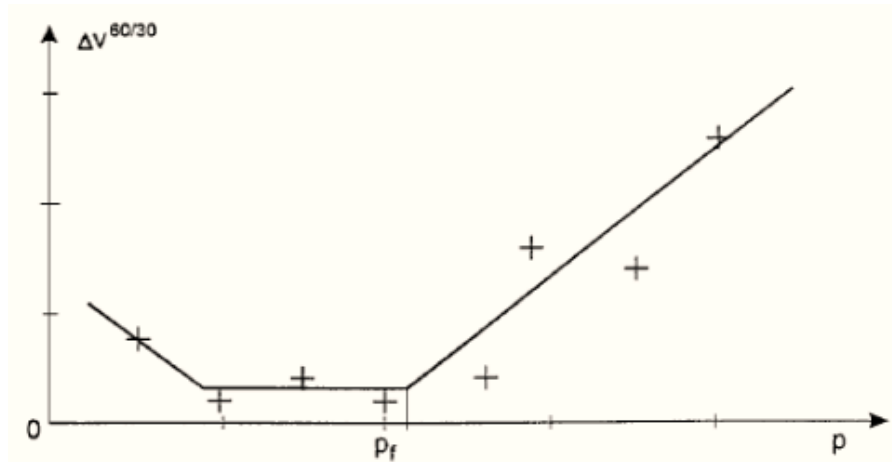


Figure 3-23 Courbe de fluage pressiométrique

3.5.5.7 Pression limite nette P_l^* et pression de fluage nette P_f^*

La pression nette P^* est la pression comptée par rapport à la contrainte totale horizontale régnant dans le terrain avant introduction de la sonde pressiométrique au même niveau :

- Pression limite pressiométrique nette :

$$P_l^* = P_l - \sigma_{hs} \quad (3.18)$$

- Pression de fluage pressiométrique nette :

$$P_f^* = P_f - \sigma_{hs} \quad (3.19)$$

3.5.5.8 Contrainte horizontale en place σ_{h0}

Par définition c'est le premier contact de la sonde avec le sol et elle est égale à P_0 :

$$\sigma_{h0} = P_0 \quad (3.20)$$

3.5.5.9 Cohésion non drainée C_u

Par définition C_u est la différence entre la pression limite P_l et la pression horizontale en place P_0 ou σ_{h0} le tout divisé par un coefficient varie d'un chercheur à un autre:

$$C_u = \frac{P_{lim} - P_0}{5,5} \quad (3.21)$$

$$C_u = \frac{P_{lim} - P_0}{6,4} \quad (3.22)$$

3.5.5.10 Angle de frottement des sols pulvérulents φ

Pour le calcul de l'angle de frottement on peut utiliser que l'équation de Ménard suivante :

$$P_l^* = b * 2^{(\varphi-24)/4} \quad (3.23)$$

Après développement Mathématique de l'équation de Ménard nous avons tiré φ :

$$\varphi = \left(\frac{\ln P_{lim}^* - \ln b}{\ln 2} \right) * 4 + 24 \quad (3.24)$$

Avec

$b = 1,8$ pour les sols humides à structure meuble, et $b = 3,5$ pour un sol sec et structuré.

3.6 Analyse et interprétation des résultats d'essais pressiométriques

3.6.1 Résultats de sondage SP1

L'essai est réalisé en augmentant la pression par palier. A chaque palier, on note les valeurs de l'augmentation de volume ΔV au bout de 15s, 30s et 60s après la fin de la mise à la pression. On trace la courbe : $V_{60} = f(P)$.

3.6.1.1 Essai SP 1-1

Cet essai a été réalisé selon les données suivantes :

- Cote altimétrique du conditionneur de pression $Z_c = 1$ m
- Cote altimétrique de l'essai $Z_s = -1$ m

Le tableau 3-11 représente les résultats de l'essai effectué à SP 1-1. Les valeurs des pressions brutes, corrigés ainsi que les paramètres calculés après dépouillement sont représentés sur le même tableau.

Tableau 3-10 Résultats pressiométriques brutes et corrigées de l'essai SP 1-1

Palier	P_r (bar)	V_{30} (cm^3)	V_{60} (cm^3)	P_h (bar)	P_e (bar)	$P_{(corrigée)}$ (bar)	$V_{60}-V_{30}$ (cm^3)
1	0	0	0	0,2	0,000	0,200	0
2	0,75	16	60	0,2	0,326	0,624	44
3	1,5	30	90	0,2	0,464	1,236	60
4	2	105	115	0,2	0,568	1,632	10
5	2,5	138	143	0,2	0,674	2,026	5
6	3,00	162	168	0,2	0,759	2,441	6
7	3,75	198	205	0,2	0,870	3,080	7
8	4,50	235	240	0,2	0,961	3,739	5
9	5,50	280	292	0,2	1,074	4,626	12
10	6,75	410	465	0,2	1,332	5,618	55
11	7,5	530	625	0,2	1,553	6,147	95

a) Détermination de la plage élastique

La plage pseudo élastique de l'essai SP 1-1 est déterminé suivant le paragraphe (3.5.5.3). Les couples de valeurs (P_1, V_1) ; (P_2, V_2) qui caractérisent cette plage sont (1,632 ; 115) et (4,626 ; 292).

b) Détermination du module pressiométrique Ménard (E_M) et module de cisaillement G

- Par définition, le module pressiométrique est calculé à partir de la formule :

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

Application numérique : $E_M = 2(1 + 0,33) \left[530 + \left(\frac{115+292}{2} \right) \right] \frac{(4,626-1,632)}{(292-115)}$

$$E_M = 3,324 \text{ MPa}$$

- Par définition, le module de cisaillement est calculé à partir de la formule :

$$G = \frac{E_M}{2(1 + \nu)}$$

Application numérique : $G = \frac{3,324}{2(1+0,33)}$ soit $G = 1,25 \text{ MPa}$

c) Détermination de la pression du fluage P_f

La pression de fluage est l'abscisse de l'intersection des deux droites qui schématisent la courbe de fluage $\Delta V^{60/30} = f(p)$. D'après la courbe pressiométrique de l'essai SP 1-1, la pression de fluage est de 0,462 MPa.

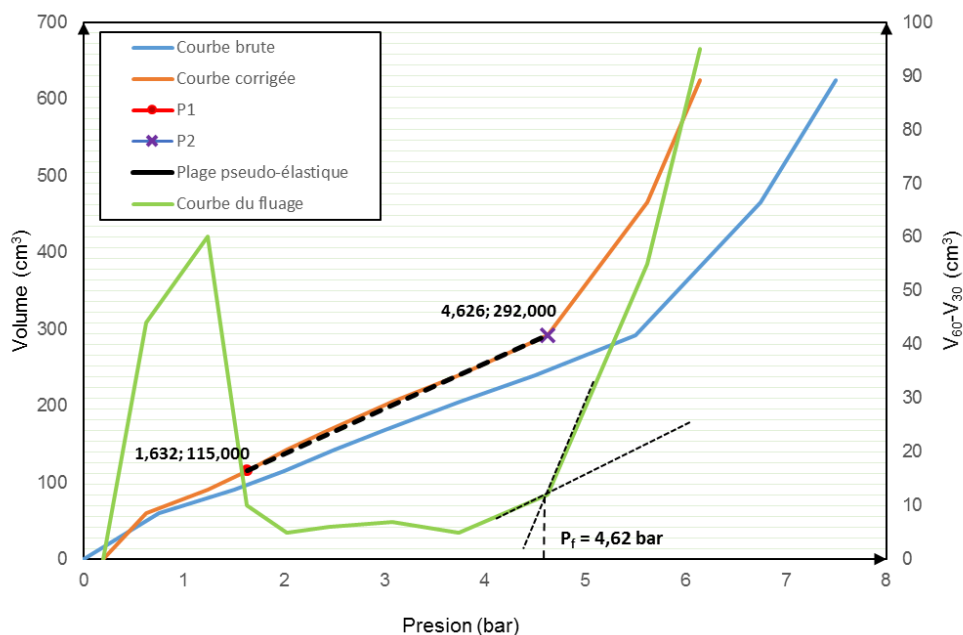


Figure 3-24 Courbe pressiométrique corrigée et brute de l'essai SP 1-1

d) Détermination de la pression limite P_{lm}

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

$$V_l = V_s + 2V_1 \quad V_l = 530 + 2 * 115 \quad V_l = 760 \text{ cm}^3 > 625 \text{ cm}^3$$

La variation de volume est supérieure à la dernière pression appliquée dans l'essai. Il faut donc extrapoler la courbe expérimentale par l'une des méthodes normalisées.

- **Méthode de la courbe inverse**

La méthode de la courbe inverse conduit aux résultats suivants :

Tableau 3-11 Résultats de la méthode de la courbe inverse SP 1-1

P (bar)	V (cm ³)	1/V	A	B	P _{lim} (bar)
4,626	292	0,00340	-0,0012	0,009	6,75
5,618	465	0,0021			
6,147	625	0,0016			

$$P_{lim} = -\frac{B}{A} + \left(\frac{1}{A(V_s + 2 * V_2)} \right) = 6,75 \text{ bar}$$

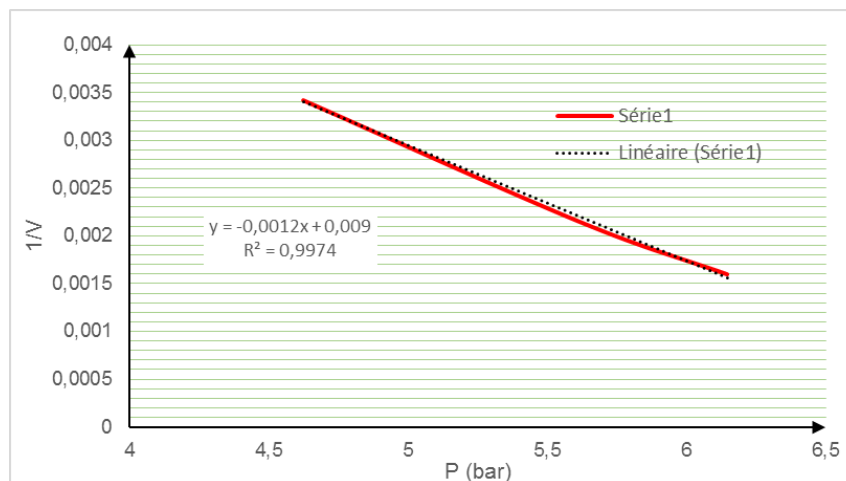


Figure 3-25 Courbe de la méthode inverse SP 1-1

- **Méthode de l'extrapolation hyperbolique :**

On obtient les résultats rassemblés dans le tableau suivant :

Tableau 3-12 Changement de variable pour la méthode hyperbolique

P	V	V ₂	P ₂	X	Y	C	D	V ₁	P _{lim}
4,626	292	292	4,626	-	-	6,5305	8980,2	760	8,123
5,618	465	292	4,626	132017,137	826936,276				
6,147	625	292	4,626	200736,314	1359356,09				

$$P_{lim} = \frac{P_2 * (V_2^2 + D) + C(V_l^2 + V_2^2)}{V_l^2 + D} = 8,12 \text{ bar}$$

La pression limite à retenir est la pression limite minimale, soit celle de la méthode de la courbe inverse : $P_{lim} = 6,75 \text{ bar}$.

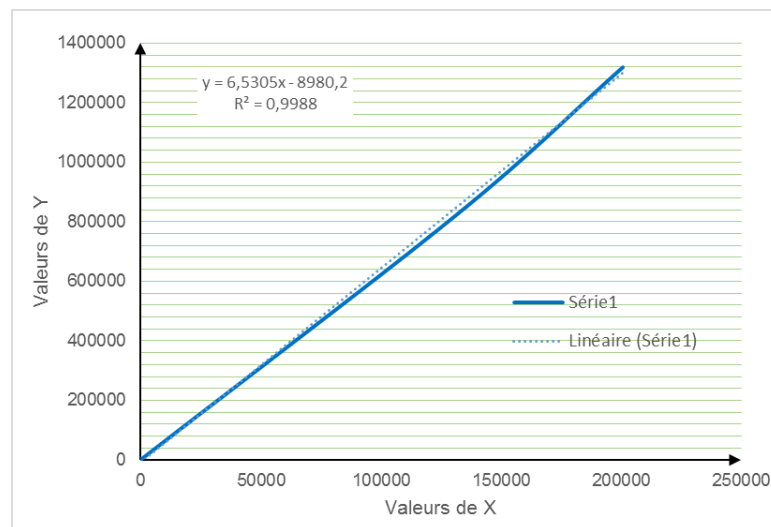


Figure 3-26 Extrapolation hyperbolique SP 1-1

- e) Déterminations de la pression limite pressiométrique nette et la pression de fluage nette
- Pression limite pressiométrique nette :

$$P_l^* = P_l - \sigma_{hs} \quad P_l^* = 0,675 - 0,163 \quad P_l^* = 0,512 \text{ MPa}$$

- Pression de fluage pressiométrique nette :

$$P_f^* = P_f - \sigma_{hs} \quad P_f^* = 0,462 - 0,163 \quad P_f^* = 0,299 \text{ MPa}$$

- f) Détermination de la cohésion non drainé C_u

$$C_u = \frac{P_{lim} - P_0}{5,5} \quad C_u = \frac{0,675 - 0,163}{5,5} = 0,09 \text{ MPa}$$

$$C_u = \frac{P_{lim} - P_0}{6,4} \quad C_u = \frac{0,675 - 0,163}{6,4} = 0,08 \text{ MPa}$$

- d) Détermination de l'angle de frottement φ

$$\varphi = \left(\frac{\ln P_{lim}^* - \ln b}{\ln 2} \right) * 4 + 24$$

$$\varphi = \left(\frac{\ln 0,512 - \ln 1,8}{\ln 2} \right) * 4 + 24$$

$$\varphi = 16,74^\circ$$

e) 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.

$$\frac{E_M}{P_{lm}} = \frac{3,324}{0,675} = 4,92$$

Tableau 3-13 Classification des sols à partir du rapport E_M/P_{lm}

Argiles	$(E_M/P_{lm}) < 5$	Argiles remaniées ou triturées
	$5 < (E_M/P_{lm}) < 8$	Argiles sous-consolidées
	$8 < (E_M/P_{lm}) < 12$	Argiles normalement consolidées
	$12 < (E_M/P_{lm}) < 15$	Argiles légèrement consolidées
	$(E_M/P_{lm}) > 15$	Argiles fortement consolidées
Sables	$(E_M/P_{lm}) < 5$	Sables remaniés
	$6 < (E_M/P_{lm}) < 8$	Sable et graviers immergés
	$(E_M/P_{lm}) > 10$	Sable, sables et gravier sec et serrés

$\frac{E_M}{P_{lm}} = 4,92 < 5$ et donc le sol est de type : Argiles remaniées ou triturées.

Note : le même raisonnement sera appliqué pour l'ensemble des essais suivants

3.6.1.2 Essai SP 1-2

Dans un souci d'alléger le document nous donnons ci-après que les résultats obtenus pour l'ensemble des essais réalisés, sans explication en détail.

Tableau 3-14 Résultats pressiométriques brutes et corrigées de l'essai SP 1-2

Palier	P_r (bar)	V_{30} (cm ³)	V_{60} (cm ³)	P_h (bar)	P_e (bar)	$P_{(corrigée)}$ (bar)	$V_{60}-V_{30}$ (cm ³)
1	0,000	0,000	0,000	0,3	0,000	0,300	0,000
2	1,000	16,000	35,000	0,3	0,198	1,102	19,000
3	1,500	30,000	80,000	0,3	0,420	1,380	50,000
4	2,000	105,000	120,000	0,3	0,588	1,712	15,000
5	2,500	145,000	156,000	0,3	0,719	2,081	11,000
6	3,000	169,000	180,000	0,3	0,797	2,503	11,000
7	3,500	189,000	200,000	0,3	0,856	2,944	11,000
8	4,500	235,000	245,000	0,3	0,973	3,827	10,000
9	5,500	280,000	290,000	0,3	1,070	4,730	10,000
10	6,750	410,000	460,000	0,3	1,325	5,725	50,000
11	7,250	530,000	615,000	0,3	1,536	6,014	85,000

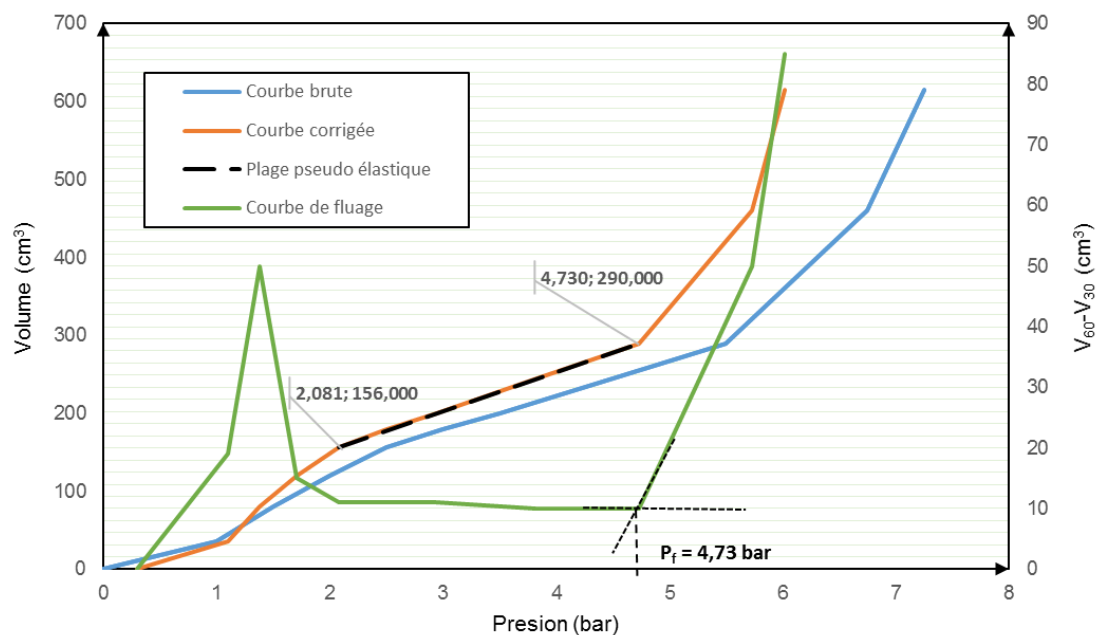


Figure 3-27 Courbes pressiométriques de l'essai SP 1-2

Le tableau 3-16 expose une synthèse de l'ensemble des paramètres pressiométrique déterminés à cette profondeur.

Tableau 3-15 Résultats de calculs SP 1-2

E_M (MPa)	G (MPa)	P_f (MPa)	P_f^*	P_{lm} (MPa)	P_1^* (MPa)	C_u (MPa)	ϕ°	E_M/P_1
3,987	1,498	0,473	0,265	0,65	0,442	0,08	15,89	6,134

On a :

$$\frac{E_M}{P_{lm}} = \frac{3,987}{0,65} = 6,134$$

$$5 < \frac{E_M}{P_{lm}} = 6,134 < 8$$

On peut dire que le type du sol dans cette profondeur de 2m est une argile sous-consolidée.

3.6.1.3 Essai SP 1-3

Tableau 3-16 Résultats pressiométriques brutes et corrigées de l'essai SP 1-3

Palier	P_r (bar)	V_{30} (cm^3)	V_{60} (cm^3)	P_h (bar)	P_e (bar)	$P_{(corrigée)}$ (bar)	$V_{60}-V_{30}$ (cm^3)
1	0,000	0,000	0,000	0,4	0,000	0,400	0,000
2	1,250	170,000	200,000	0,4	0,856	0,794	30,000
3	1,500	255,000	280,000	0,4	1,050	0,850	25,000
4	2,200	329,000	345,000	0,4	1,167	1,433	16,000
5	2,500	355,000	365,000	0,4	1,198	1,702	10,000
6	3,000	390,000	385,000	0,4	1,227	2,173	-5,000
7	3,750	410,000	420,000	0,4	1,275	2,875	10,000
8	4,750	435,000	445,000	0,4	1,307	3,843	10,000
9	6,600	490,000	500,000	0,4	1,375	5,625	10,000
10	7,000	525,000	535,000	0,4	1,420	5,980	10,000
11	8,000	590,000	600,000	0,4	1,512	6,888	10,000
12	9,250	691,000	725,000	0,4	,761	7,889	34,000
13	10,000	780,000	832,000	0,4	2,101	8,299	52,000

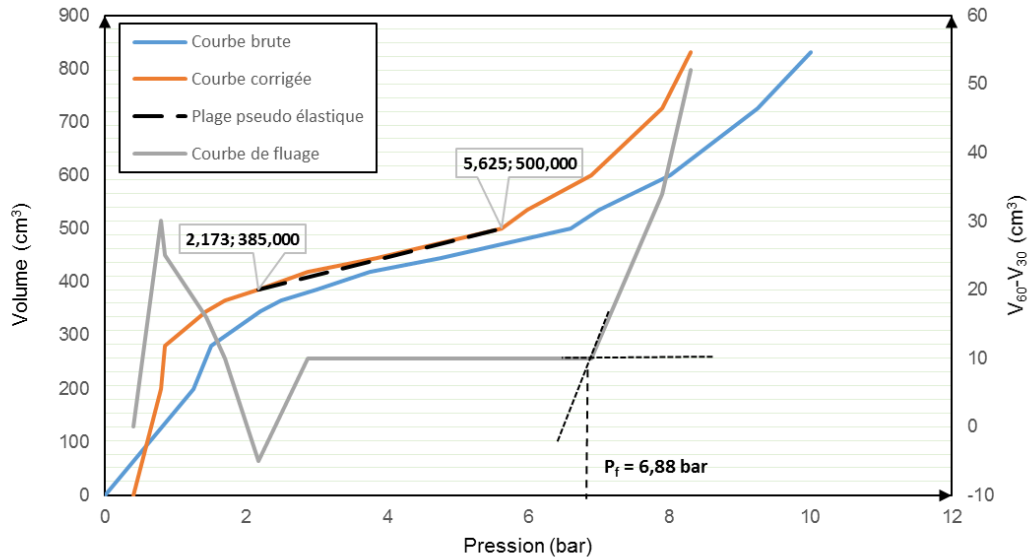


Figure 3-28 Courbes pressiométriques de l'essai SP 1-3.

Tableau 3-17 Résultats de calculs SP 1-3

E_M (MPa)	G (MPa)	P_f (MPa)	P_f^*	P_{lm} (MPa)	P_1^* (MPa)	C_u (MPa)	ϕ°	E_M/P_1
7,805	2,93	0,688	0,471	0,982	0,765	0,126	18,53	7,948

On a :

$$\frac{E_M}{P_{lm}} = \frac{7,805}{0,982} = 7,948$$

$$5 < \frac{E_M}{P_{lm}} = 7,948 < 8$$

On peut dire que le type du sol dans cette profondeur de 3m est une argile sous-consolidée.

3.6.2 Résultats sondage SP 2

3.6.2.1 Essai SP 2-1

Tableau 3-18 Résultats pressiométriques brutes et corrigées de l'essai SP 2-1

Palier	P_r (bar)	V_{30} (cm^3)	V_{60} (cm^3)	P_h (bar)	P_e (bar)	$P_{(corrigée)}$ (bar)	$V_{60}-V_{30}$ (cm^3)
1	0,000	0,000	0,000	0,2	0,000	0,200	0,000
2	0,250	55,000	75,000	0,2	0,397	0,053	20,000
3	0,500	115,000	130,000	0,2	0,626	0,074	15,000
4	1,000	185,000	190,000	0,2	0,827	0,373	5,000
5	1,500	203,000	215,000	0,2	0,897	0,803	12,000
6	2,250	252,000	260,000	0,2	1,007	1,443	8,000
7	3,250	300,000	305,000	0,2	1,098	2,352	5,000
8	4,250	340,000	345,000	0,2	1,167	3,283	5,000
9	5,500	395,000	400,000	0,2	1,248	4,452	5,000
10	6,750	420,000	425,000	0,2	1,281	5,669	5,000
11	8,500	450,000	455,000	0,2	1,319	7,381	5,000
12	10,250	485,000	495,000	0,2	1,369	9,081	10,000
13	13,250	555,000	575,000	0,2	1,475	11,975	20,000
14	15,250	615,000	640,000	0,2	1,579	13,871	25,000

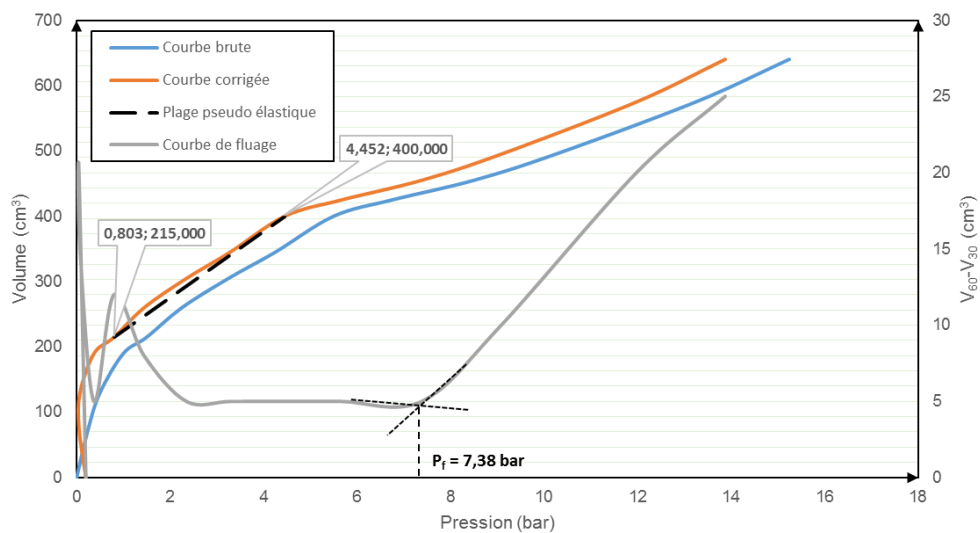


Figure 3-29 Courbes pressiométriques de l'essai SP 2-1

Tableau 3-19 Résultats de calculs SP 2-1

E_M (MPa)	G (MPa)	P_f (MPa)	P_f^*	P_{lm} (MPa)	P_l^* (MPa)	C_u (MPa)	ϕ°	E_M/P_l
4,421	1,662	0,738	0,658	1,85	1,77	0,342	24,26	2,39

On a :

$$\frac{E_M}{P_{lm}} = \frac{4,421}{1,85} = 2,39$$

$\frac{E_M}{P_{lm}} = 2,39 < 5$ donc le sol est de type : Argiles remaniées ou triturées.

3.6.2.2 Essai SP 2-2

Tableau 3-20 Résultats pressiométriques brutes et corrigées de l'essai SP 2-2

Palier	P_r (bar)	V_{30} (cm^3)	V_{60} (cm^3)	P_h (bar)	P_e (bar)	$P_{(corrigée)}$ (bar)	$V_{60}-V_{30}$ (cm^3)
1	0,00	0	0	0,3	0,000	0,300	0
2	0,25	50,00	75,00	0,3	0,397	0,153	25
3	0,60	115,00	135,00	0,3	0,645	0,255	20
4	1,00	165,00	182,00	0,3	0,803	0,497	17
5	1,50	215,00	225,00	0,3	0,923	0,877	10
6	2,00	245,00	252,00	0,3	0,989	1,311	7
7	2,50	280,00	285,00	0,3	1,060	1,740	5
8	3,00	297,00	300,00	0,3	1,089	2,211	3
9	3,50	325,00	330,00	0,3	1,143	2,657	5
10	4,00	345,00	350,00	0,3	1,175	3,125	5
11	4,75	370,00	375,00	0,3	1,213	3,837	5
12	5,50	403,00	408,00	0,3	1,259	4,541	5
13	6,25	440,00	445,00	0,3	1,307	5,243	5
14	7,00	479,00	490,00	0,3	1,363	5,937	11
15	8,00	535,00	550,00	0,3	1,440	6,860	15
16	9,00	605,00	625,00	0,3	1,553	7,747	20
17	10,00	680,00	715,00	0,3	1,736	8,564	35

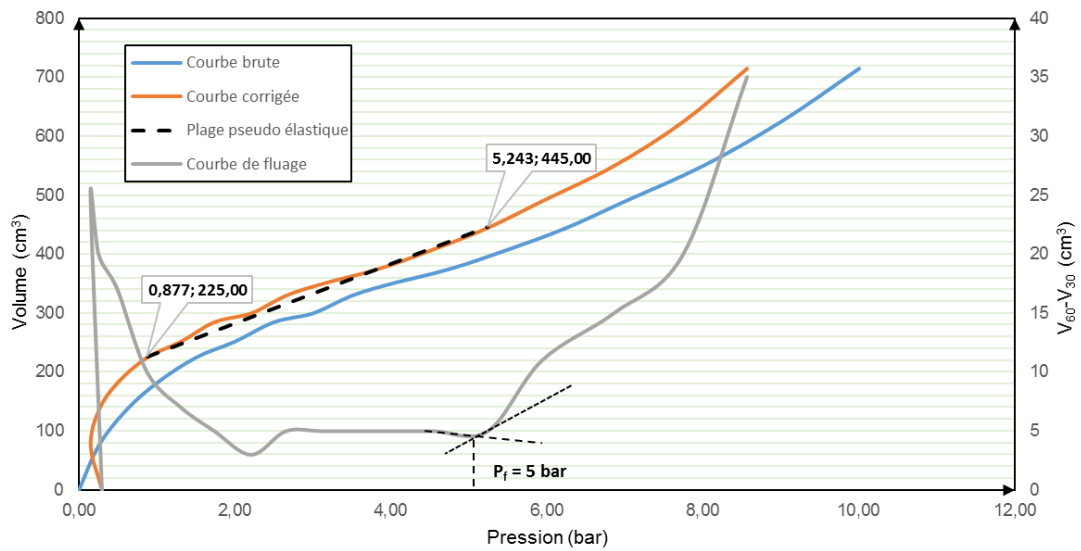


Figure 3-30 Courbes pressiométriques de l'essai SP 2-2

Tableau 3-21 Résultats de calculs SP 2-2

E_M (MPa)	G (MPa)	P_f (MPa)	P_f^*	P_{lm} (MPa)	P_i^* (MPa)	C_u (MPa)	ϕ°	E_M/P_i
4,594	1,727	0,5	0,42	1,266	1,186	0,215	21,59	3,629

On a :

$$\frac{E_M}{P_{lm}} = \frac{4,594}{1,26} = 3,629$$

$\frac{E_M}{P_{lm}} = 3,629 < 5$ et donc le sol est de type : Argiles remaniées ou triturées.

3.6.2.3 Essai SP 2-3

Tableau 3-22 Résultats pressiométriques brutes et corrigées de l'essai SP 2-3

Palier	P_r (bar)	V_{30} (cm^3)	V_{60} (cm^3)	P_h (bar)	P_e (bar)	$P_{(corrigée)}$ (bar)	$V_{60}-V_{30}$ (cm^3)
1	0,00	0	0	0,4	0,000	0,400	0
2	0,25	65,00	115,00	0,4	0,568	0,082	50
3	0,75	215,00	260,00	0,4	1,007	0,143	45
4	1,25	320,00	335,00	0,4	1,151	0,499	15
5	2,00	355,00	365,00	0,4	1,198	1,202	10
6	2,25	375,00	380,00	0,4	1,220	1,430	5
7	2,75	395,00	400,00	0,4	1,248	1,902	5
8	3,50	415,00	420,00	0,4	1,275	2,625	5
9	4,25	432,00	435,00	0,4	1,294	3,356	3
10	5,25	455,00	460,00	0,4	1,325	4,325	5
11	6,50	480,00	485,00	0,4	1,356	5,544	5
12	7,50	507,00	510,00	0,4	1,388	6,512	3
13	8,75	540,00	550,00	0,4	1,440	7,710	10
14	9,75	580,00	595,00	0,4	1,504	8,646	15
15	11,00	635,00	655,00	0,4	1,607	9,793	20

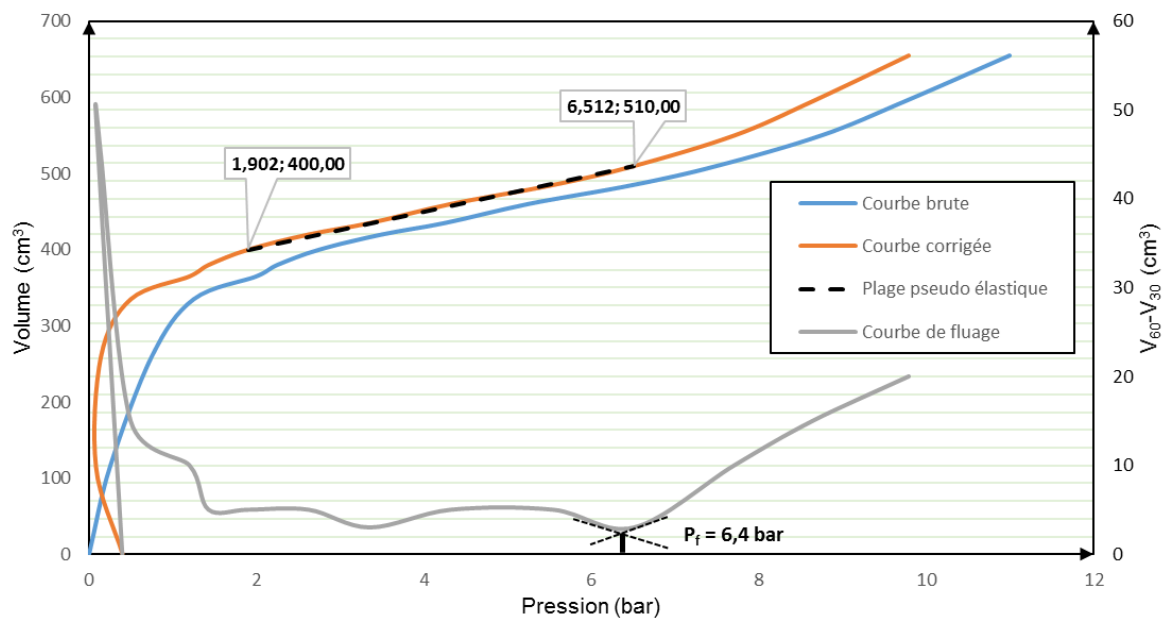


Figure 3-31 Courbes pressiométriques de l'essai SP 2-3

Tableau 3-23 Résultats de calculs SP 2-3

E_M (MPa)	G (MPa)	P_f (MPa)	P_f^*	P_{lm} (MPa)	P_l^* (MPa)	C_u (MPa)	φ°	E_M/P_l
11,037	4,149	0,64	0,45	1,78	1,59	0,248	23,28	6,201

On a :

$$\frac{E_M}{P_{lm}} = \frac{11,037}{1,59} = 6,201$$

$$5 < \frac{E_M}{P_{lm}} = 6,201 < 8$$

On peut dire que le type du sol dans cette profondeur de 3m est une argile sous-consolidée.

3.6.3 Résultats sondage SP 3

Malheureusement, nous avons eu un éclatement de la membrane (figure 3-32) au cours du premier essai dans ce sondage SP 3, suite à une augmentation brusque de pression, ce qui nous a obligé d'arrêter la série des essais.



3-32 Membrane éclatée après augmentation brusque de la pression

3.6.4 Synthèse des résultats pressiométriques

L'ensemble des valeurs des paramètres déterminés pour les différents essais réalisés sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau 3-24 Synthèse des résultats pressiométriques obtenus.

Sondage	Profondeur (m)	σ_{h0}	P_f	P_{lim}	E_M	G	C_u	φ°
SP 1	1	0,163	0,462	0,675	3,324	1,25	0,09	16,74
	2	0,208	0,473	0,65	3,987	1,49	0,08	15,89
	3	0,217	0,688	0,982	7,805	2,93	0,12	18,53
SP 2	1	0,08	0,738	1,85	4,421	1,66	0,34	24,26
	2	0,08	0,5	1,266	4,594	1,72	0,21	21,59
	3	0,19	0,64	1,78	11,03	4,14	0,29	23,28

L'évolution de chaque paramètre en fonction de la profondeur de chaque sondage est donnée dans la figure suivante :

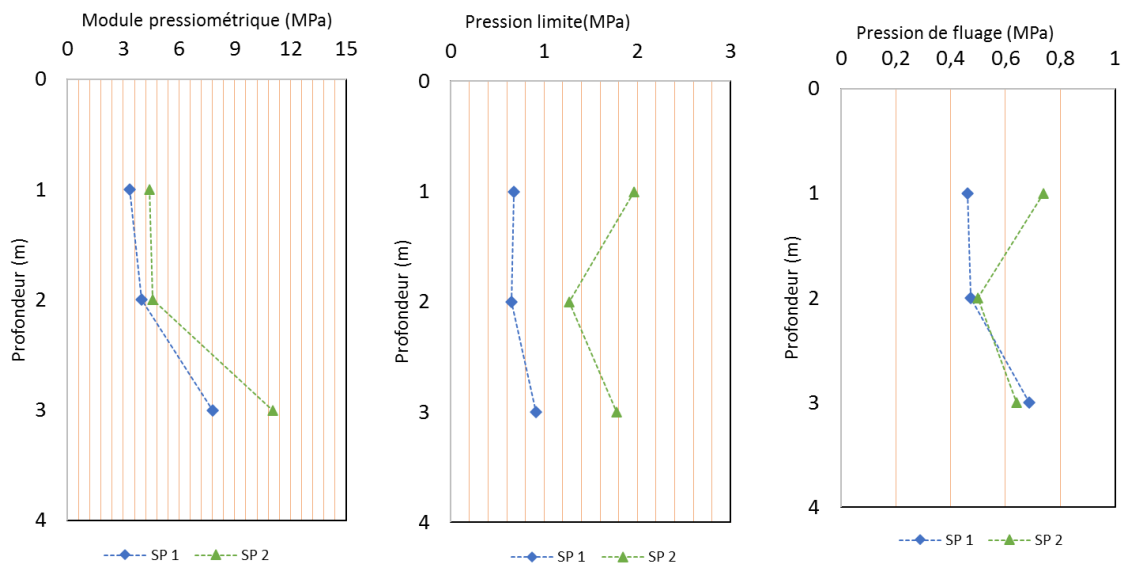


Figure 3-33 évolution des paramètres pressiométriques en fonction de la profondeur.

La pression de fluage a évolué en fonction de la profondeur des deux sondages jusqu'à ce qu'elle soit arrivée à la même valeur presque pour les 2 sondage aux environs des 3m de profondeur. Cependant, le module pressiométrique à le même comportement pour les deux sondages, plus la profondeur augmente plus la valeur du module augmente.

3.7 Conclusion

L'exécution des différents essais, nous a permis au mieux de comprendre l'essai pressiométrique sur le plan pratique et théorique et ainsi d'être capable d'exploiter les résultats

expérimentaux afin d'élaborer une interprétation, ce qui nous donnera la capacité de calculer les différents ouvrages de génie civil en se basant sur cet essai.

Conclusions et perspectives



Ce projet de fin d'études fut une expérience et un apprentissage très enrichissant car il nous a permis :

- ❖ D'abord, de se rapprocher, de découvrir le travail dans le domaine pratique et nous initier avec les matériels des essais géotechniques (pressiomètre, sondeuse, etc...).
- ❖ Ensuite, grâce aux objectifs fixés au départ, nous avons pu utiliser puis exploiter l'essai pressiométrique pour le calcul des ouvrages géotechniques en partant primo à un recensement des méthodes qui nous ont permis par la suite de comprendre l'évaluation des tassements, secundo nous nous sommes intéressés entièrement à la méthode du pressiomètre dont la théorie nous a aidé à mieux exploiter l'essai par la détermination des paramètres pour le calcul des tassements, ce qui nous a conduit tertio à réaliser les forages puis l'exécution des essais pressiométriques proprement dits.
- ❖ Outre de cela, nous avons pu à travers cette étude nous familiariser avec les calculs géotechniques (calcul de tassement, capacité portante, pression de fluage, la pression limite, le module pressiométrique, etc...) et élargir nos connaissances dans les essais in situ notamment sur leur aspect technique et économique dans la réalisation d'un projet de construction.
- ❖ Nous nous ravissons une fois de plus d'avoir bénéficié de cette expérience, l'essai pressiométrique qui depuis le début des années soixante-dix a permis de dimensionner et de prévoir le comportement des fondations de très grands ouvrages.

Enfin, ce projet nous a permis d'approfondir et de compléter nos connaissances acquises tout au long de notre cycle de formation, ainsi que de bénéficier des connaissances et l'expérience des gens du domaine.

**Références
bibliographiques**



AFNOR (1991). Soils: investigation and testing—Determination of particle density—Pycnometer method. NF P 94-054

AFNOR (1993). Détermination des limites d'Atterberg - Limite de liquidité à la coupelle - Limite de plasticité au rouleau. NF P94-051. AFNOR.

AFNOR (1995). Analyse granulométrique par sédimentométrie. NF P 94-057.

AFNOR (1995). Détermination de la teneur en eau pondérale des matériaux. (Méthode par étuvage). NF P 94-050.

AFNOR (1995). La masse volumique apparente par la méthode de l'immersion dans l'eau après paraffinage. NF P 94-053

AFNOR (1996). Analyse granulométrique, Méthode de tamisage à sec après lavage. NF P 94-056.

AFNOR (2015). NF EN ISO 22476-4 Reconnaissance et essais géotechniques — Essais en place — Partie 4 : Essai au pressiomètre Ménard.

Aissaoui S., Zadjajoui A., Reiffsteck P. (2020). A new protocol for measuring small strains with a pressuremeter probe: Development, design, and initial testing. *Measurement*, 169, 108507.

Ait-Ikhlef N. (2006). Modélisation numérique de l'effet de la proximité d'un talus sur le comportement d'une fondation superficielle, Mémoire de post-graduation (magister) en génie civil, Université de Blida, Algérie.

Alhussain M., (2001). Étude du comportement différé des sols et ouvrages géotechniques. Sciences de l'ingénieur. Université Joseph-Fourier - Grenoble I, France.

Amar S., Clarke B.G., Gambin M., Orr T.L.L. (1991). The application of pressuremeter test results to foundation design in Europe. European Regional Technical Committee N°4, Pressuremeters, A.A Balkema, Ed., pp. 1-24.

Amar S., Jézéquel J.F. (1972). Essais en place et en laboratoire sur sols cohérents : comparaison des résultats. *Bulletin de Liaison des Ponts et Chaussées*, N°58, Paris, pp. 97-108.

Amar S., Jézéquel J.F. (1994). Propriétés mécaniques des sols déterminées en place, Extrait de la collection technique de l'ingénieur C-220, 18 pages.

Baguelin F., Jézéquel J. (1973). Le pressiomètre autoforeur. Supplément au *Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, N°67, Paris, pp. 9-30

Baguelin F., Jézéquel J., Le Mehaute A. (1974). Self-boring placement method of soil characteristic measurements. Proceeding ASCE Special Conference On Subsurface Exploration For Underground Excavation And Heavy Construction, New Hampshire, pp. 312-332.

Baguelin F., Jézéquel J.F., Shield D.H. (1978). The pressuremeter and foundation engineering. Transtech publications, 618 pages.

Bahar R. (1992). Analyse numérique de l'essai pressiométrique : application à l'identification de paramètres de comportement des sols. Thèse de doctorat. Lyon.

Bakir N.E., Garnier J., Canepa Y. (1993). Etude sur mod les centrifuges de la capacité portante de fondations superficielles, Collection Etudes et Recherches, Série Geotechnique GT59, LCPC, 188 pages.

Bornarel B. (1999). Fondations superficielles sur pente et essai pressiométrique : Approche numérique. Thèse de doctorat. Lyon.

Bouafia A. (2018). Conception et Calcul des ouvrages géotechniques. Pages Bleues Internationales, 436 pages.

Boubanga A. (1990). Identification de paramètres de comportement à partir de l'essai pressiométrique. Thèse de doctorat. Lyon.

Bowles L. E. (1996). Foundation analysis and design. Mc Graw-hill.

Briaud J.L., (1992). The Pressuremeter. A. A. Balkema, Rotterdam, Netherlands, 322 pages.

Briaud J.L., Shields D.H. (1979). A Special Pressuremeter and Pressuremeter Test for Pavement Evaluation and Design. *Geotechnical Testing Journal*, Vol.2, N°3, pp. 143-151. <https://doi.org/10.1520/GTJ10446J>

Bufi G., (1990). New long-term pressuremeter creep test. Proceeding of the Third international Symposium on Pressuremeters. Thomas Telford, London, April, pp. 95- 104.

Bufi G., (1991). Compte-rendu des essais de fluage au Diflupress. Digue de Lazer, Le Buëch. E.D.F. Direction de l'Equipement, Division Géologie-Géotechnique.

Cambou B., Bahar R. (1993). Utilisation de l'essai pressiométrique pour l'identification de paramètres intrinsèques du comportement d'un sol. *Revue Française de Géotechnique*, n° 63, pp. 39-50.

Cambou B., Bahar R., Chapeau C., Kazarian E. (1990). Numerical analysis of pressuremeter tests. Application to the identification of constitutive models, 2nd European Specialty Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering, Santander Cedex Editions, pp. 369-380.

Cambou B., Boubanga A. (1989). Président, un logiciel d'aide à la caractérisation des sols à partir de l'essai pressiométrique. Journées Universitaires de Génie Civil, Rennes (France).

Cassan M. (1978). Les essais in situ en mécanique des sols. Paris, France.

Cassan M. (1988). Les essais in situ en mécanique des sols. Vol N°1 : réalisation et interprétation. 2^{ème} édition, Eyrolles, Paris.

Cassan, M. (2005). Le pressiomètre et la résistance au cisaillement des sols-Cas particulier des Argiles saturées. In ISP5-International Symposium (Vol. 50, pp. 699-714).

CCTG (1993). Décret relatif à la composition du cahier des clauses techniques générales applicables aux marchés publics de travaux et approuvant ou modifiant divers fascicules NOR : ECOX9300618D.

Clarke B. G., Ménard. (1996). pressuremeter testing in ground investigation. part 1-site operations. proceedings of the institution of civil engineers-geotechnical engineering, 119(2), 96-108.

Clarke B.G. (1995). Pressuremeters in geotechnical design. Blackie Academic and Professional, London, 364 pages.

Clarke B.G., Smith A. (1992) Self-boring pressuremeter test in weak rocks. Construction and building materials, Vol. 6, No.2, pp. 91-96.

Combarieu O. (1996). A propos de la détermination de l'angle de frottement des sols Pulvérulents au pressiomètre. Revue française de géotechnique, (77), 51-57.

Dalton J.C.P., Hawkins P.G. (1982). Some measurements of the in-situ stress in a meadow in the cambridge shire country side, Ground Engineering vol. 15, N°4, pp.15-23

Das B. (1987). Theoretical Foundation Engineering. Developments in Geotechnical Engineering, Elsevier, Amsterdam, 440 pages.

Das B. (2017). Shallow foundations bearing capacity and settlement: 3rd edition - CRC Press. 408 p.

Davis E.H., Booker J.R. (1973). The effect of increasing strength with depth on bearing capacity of clays, pp. 551-563.

De Beer E.E. (1967). Contribution expérimentale à l'étude du sable sous fondations sur acier, Magazine des travaux publics de la capacité de charge limite de Beige Nos. Pays bas.

Doumergue M. (1924). Extrait de la carte géologique de Tlemcen 1/50 000e.

DTU 13.1. (2019). Travaux de bâtiment - Fondations superficielles - Partie 1-1 : cahier des clauses techniques types - Partie 1-2 : critères généraux de choix des matériaux - Partie 2 : cahier des clauses administratives spéciales types.

DTU 13.12. (1988). Règles pour le calcul des fondations superficielles.

Farid M., Salah N. M., Cosentino P. J. (2013). Pencil Pressuremeter Testing to Determining PY Curves for Laterally Loaded Deep Foundations. Procedia Engineering, 54, 491-504.

Fawaz A., (1993). Etude expérimentale et numérique du pressiomètre en milieu pulvérulent. Thèse de Doctorant, Univ de Joseph Fourier, Grenoble-France.

Frank R. (1999). Calcul des fondations superficielles et profondes, Techniques de l'Ingénieur et Presses de l'ENPC, Paris.

Fyffe S., Reid, W.M., Summers J.B. (1986). The Push-In Pressuremeter: 5 Years of Offshore Experience. The 2nd International Symposium of the Pressuremeter and its Marine Application, Briaud e Audibert (Eds), ASTM STP 950, Texas, USA, pp. 22-37.

Gambin M. (1990). The History of Pressuremeter Practice in France. Third International Symposium on Pressuremeters, ISP3, Edition Thomas Telford, London, UK, pp. 5-24.

Gambin, M. P. (1977). Le pressiomètre et la détermination de l'angle de frottement et de la cohésion d'un sol. In Geoprojekt XXV Lat. Colloque de Halin (Vol. 26).

Gibson R.E., Anderson W.F. (1961). In situ measurement of soil properties with the pressuremeter. Civil Engineering and Public Works Review, Vol.56, N°658, pp. 615-618.

Giroud Tran-Vô-Nhiem. (1971). Force portante d'une fondation sur une pente. Annales d'Institute technique Bâtiment et des travaux publique : série - théorie et méthodes de calcul, paris, France.

Hicher P. Y., Michali A. (1995). Utilisation de pressiomètre pour l'identification des paramètres d'un modèle élastoplastique. In The Pressuremeter and Its New Avenues:

Proceedings/Compètes rendus: 4th international symposium, Sherbrooke, Québec, 17-19 May 1995 (p. 169). CRC Press.

Houlsby G.T., Clarke B.G., Wroth C.P. (1986). Analysis of the unloading of a pressuremeter in sand. The 2nd International Symposium of the Pressuremeter and its Marine Application, Briaud e Audibert (Eds), ASTM STP 950, Texas, USA, pp. 254-264.

Houlsby G.T., Withers N.J., (1988). Analysis of the cone pressuremeter test in clay, Leidschendam, Holland, pp. 575-587.

Houlsby, G. T., & Schnaid, F. (1994). Interpretation of shear moduli from cone pressuremeter tests in sand. *Géotechnique*, 44(1), 147-164.

Hughes J.M.O., Wroth C.P., Windle D.J. (1977). Pressuremeter tests in sands. *Géotechnique*, Vol.27, N°4, pp. 453-477. <https://doi.org/10.1680/geot.1977.27.4.455>

Jamiolkowski, M., Ghionna, V. N., Lancellotta, R., & Pasqualini, E. (1988). New correlations of penetration tests for design practice. In International Symposium on penetration testing; ISOPT-1. 1 (pp. 263-296).

Jézéquel J.F., Touzé J. (1970). Sonde foreuse pressiométrique. Brevet d'invention N°.1.596.747, 5 pages.

Kögler F. (1933). Baugrunprüfung im Borloch. *Der Bauingenieur*, Berlin Heft N°. 19/20.

Ladanyi B. (1963). Expansion of a cavity in a saturated clay medium. *ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundation Engineering Division*, Vol.89, N°4, pp. 127-161.

Leidwanger C., (1993). Etude des tassements différés à partir de résultats d'essais au Diflupress Longue Durée. Thèse de Doctorat, Laboratoire Sols, Solides, Structures de Grenoble,

Lukas GL and LeClerc de Bussy B (1976) Pressuremeter and laboratory test correlations for clays. *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE 102(GT9): 954–963*

Mair R.J., Wood D.M., (1987). Pressuremeter testing. London. 159 pages.

Manassero M. (1989). Stress-strain relationships from drained self-boring pressuremeter tests in sands. *Géotechnique*, Vol.39, N°2, pp. 293-308. <https://doi.org/10.1680/geot.1989.39.2.293>

Mandel J., Salençon J. (1972). Force portante d'un sol sur une assise rigide (étude théorique Géotechnique), pp. 79-93

Marsland A., Randolph M. F., (1977). Comparisons of the results from pressuremeter tests and large in situ plate tests in London Clay. London, pp. 217-243.

MELT (1993). Règles techniques de calcul et de conception des fondations des ouvrages de génie civil, C.C.T.G fascicule 62, titre V, Textes officiels N° 93-3, éditions Eyrolles, Paris, 182 pages.

Ménard L. (1955). Pressiomètre. Brevet d'invention N : 1.117.983, 3 pages.

Ménard L. (1965) Rules for the Calculation and Design of Foundation Elements on the Basis of Pressuremeter Investigations in the Ground, proceeding of the 6 ICSMFE, vol. 2.

Ménard L. (1976). Règles relatives à l'exécution des essais pressiométriques. Sols Soils N° 27, pp. 7-20.

Ménard L., (1957). Mesures in situ des propriétés physiques des sols. Annales des ponts et chaussées, 357-377.

Ménard L., Rousseau J. (1962). L'évaluation des tassements - Tendances nouvelles. Sols-Soils, No 1, pp.13-30.

Meyerhof G.G. (1973). The Up-lift Capacity of Foundations Under Oblique Loads. Canadian Geotechnical Journal 10(1), pp. 64-7.

Meyerhof G.G., (1956). Penetration Test and Bearing Capacity of Cohesionless Soils, Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol.82, N°. SM1, pp. 1-19.

Monnet J., (1995). Analyse théorique et expérimentale de l'équilibre élasto-plastique d'un sol cohérent autour du pressiomètre. Rotterdam, 360 pages.

Nuyens J. (1973). Capacité portante et tassement des fondations à partir d'essais in-situ. Paris, France.

Peck R.B., Hanson W.E., and Thornburn, T.H., (1974). Foundation Engineering, 2nd ed., John Wiley and Sons, New York.

Prandtl L. (1921). Über die Eindringungsfestigkeit (Härte) plastischer Baustoffe und die Festigkeit von Schneiden. Zeit. angew. Math. Mech. 1, 15-20.

Rahmani K., Aouali N., Mir M., Bouafia A. (2015). Tassement des fondations superficielles dans les sols fins à partir des essais de pénétration statique (CPT) et dynamique (DPT), Blida, Algeria. pp5.

Rangeard D. (2002). Identification des caractéristiques hydromécaniques d'une argile par analyse inverse d'essais pressiométriques. Thèse de Doctoral dissertation, Nantes.

Reid W.M., John H.D., Fyffe S., Rigden W.J. (1982). The Push-In Pressuremeter. Proceedings of the Symposium on the Pressuremeter and Its Marine Applications, Editions Technip, Paris. pp. 247-261.

Reiffsteck Ph., Reverdy G., Vincelas G., Sagnard N. (2005) Pressiomètre autofeur de nouvelle génération-PAF2000. Symposium International, 50 ans de pressiomètres, Gambin et al. (eds.), Vol. 1, Presses de l'ENPC/LCPC, pp. 113-126.

Reissner H. (1924). Zum Erddruckproblem. Proc. 1st Int. Conf. Appl. Mech., Delft, 295-311.

Robertson P.K., Hughes J.M.O. (1986). Determination of properties of sand from self-boring pressuremeter tests. The 2nd International Symposium of the Pressuremeter and its Marine Application, Briaud e Audibert (Eds), ASTM STP 950, Texas, USA, pp. 222-244.

RPA-Règles Parasismiques Algériennes (2003). RPA 99—version 2003, Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Algiers, Algeria.

Saadaoui A., Saidia O. (2018). Détermination de la capacité portante des sols par différentes méthodes. Mémoire de Master, 118 pages.

Salençon J., (1966). Comments on determination of the tensile strength of rock by a compression test of an irregular test piece. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, pp. 349-350.

Sanglerat G. (1965). Le pénétromètre et la reconnaissance des sols. Paris.

Schlosser F. (1977). Développement récent dans le domaine des essais en place. Bulletin de liaison des laboratoires des Ponts et Chaussées, pp. 11-39.

Schmertmann, J. H. (1977). Guidelines for cone penetration test: performance and design (No. FHWA-TS-78-209). United States. Federal Highway Administration.

Schnaid F. (2009). In Situ Testing in Geomechanics. Canada, 352 pages.

Terzaghi K. (1943). Theoretical soil mechanics. New York: Wiley.

Terzaghi K., Peck R.B., (1948). Soil mechanics in Engineering Practice. John Wiley and Sons.

Terzaghi K., Peck, R. B.L. (1967). Soils mechanics in engineering practice. John

Van Wieringen, J.B.M. (1982), "Relating Cone Resistance and Pressuremeter Test Results," Proc. 2nd Eur. Symp. Penetration Testing, Amsterdam, pp. 951-955.

Vesic A.S. (1970). Tests on instrumented piles geechee river site. Proceed, of the ASCE 96. SM.2, pp. 561-584.

Vesic A.S. (1973). Analysis of ultimate loads of shallow foundations. Journal of the soil mechanics and foundations division, American

Withers N.J., Schaap L.H.J., Dalton C.P. (1986). The development of a full displacement pressuremeter. The 2nd International Symposium of the Pressuremeter and its Marine Application, Briaud e Audibert (Eds), ASTM STP 950, Texas, USA, pp. 38-56.

Wroth C.P., Hughes J.M.O. (1972). An instrument for the in situ measurement of the properties of soft clays. Report of departement of engineering, University of cambridge, CUED/C, Soils TR13, 29 pages.

Yagiz S., Akyol E., Sen G. (2008). Relationship between the standard penetration test and the pressuremeter test on sandy silty clays: a case study from Denizli. Bull Eng Geol Environ 67, 405 pages.

Yoshida Y., Ikemi M., Kokusho T. (1988). Empirical formulas of SPT blow-counts for gravelly soils. Netherlands, pp. 381-387.

Zentar R. (1999). Analyse inverse des essais pressiométriques : application à l'argile de Saint-Herblain. Thèse de doctorat. Nantes.