

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République algérienne démocratique et populaire
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
جامعة عين تموشنت بلحاج بوشعيب
Université –Ain Temouchent- Belhadj Bouchaib
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie Civil et Travaux Publics



Projet de Fin d'Etudes
Pour l'obtention du diplôme de Master en : Génie civil
Domaine : Science et technologie
Filière : Génie civil
Spécialité : Structure
Thème

**Détermination du coefficient des terres au repos (K_0)
à l'aide d'un pressiomètre innovant**

Présenté Par :

M. SIALI Ayman

M. BENKADDOUR Khalil

Devant le jury composé de :

Mme. MENAA Rabha	MCB	Université d'Aïn Témouchent	Présidente
M. CHALABI Youssouf	MCB	Université d'Aïn Témouchent	Examineur
M. AISSAOUI Soufyane	MCB	Université d'Aïn Témouchent	Encadrant
M. ZADJAOUI Abdeldjalil	Pr	Université de Tlemcen	Encadrant

Année Universitaire 2025/2026

REMERCIEMENTS

Nous tenons à remercier tout d'abord « ALLAH » le tout puissant et miséricordieux de nous avoir donné la force et la volonté pour accomplir ce travail, et de nous avoir aidé jusqu'à la fin de nos études.

On remercie toute personne ayant collaboré à la réalisation de ce mémoire en particulier : Nos parents et nos familles qui nous ont apporté leur support moral et leurs aides.

À notre aimable encadreur, Dr. AISSAOUI S. Nous tenons à vous exprimer notre profonde gratitude pour votre guidance, votre aide précieuse, votre soutien constant et vos conseils avisés durant toutes nos années de formation. Un grand merci tout particulier pour avoir généreusement pris de votre temps pour nous accompagner sur le terrain lors des essais expérimentaux. Nous saluons votre présence et votre aide précieuse pour manipuler les équipements, malgré les difficultés de ces tâches qui étaient particulièrement fatigantes et chronophages. Votre engagement à nos côtés a été une source de motivation essentielle pour la réussite de ce travail.

Nous tenons à exprimer nos chaleureux remerciements et notre profonde gratitude à Pr. ZADJAOUI A. pour son soutien précieux et sa générosité. Nous lui sommes extrêmement reconnaissants de nous avoir fourni les équipements nécessaires à la réalisation de ce travail. Nous le remercions également pour sa disponibilité constante, son suivi rigoureux à distance et par e-mail, ainsi que pour ses précieux conseils qui nous ont guidés tout au long de ce projet.

Nos vifs remerciements s'adressent à l'ensemble des membres du laboratoire de mécanique des sols de la Faculté de Technologie - Université Abou Bekr Belkaïd de Tlemcen pour leur accueil et leur accompagnement durant ce PFE. Un grand merci pour leur confiance et pour avoir mis à notre disposition tout le matériel pressiométrique indispensable à la réussite de notre projet. Nous tenons à exprimer notre profonde reconnaissance à Mlle Sahi, responsable du laboratoire, ainsi qu'aux ingénieurs, M. Mostapha, Abdelatif et Mohammed, pour leur bienveillance. Nous remercions également le chef de département du Génie Civil de l'Université de Tlemcen pour son accueil.

RÉSUMÉ

La connaissance du coefficient des terres au repos (K_0) à l'aide de mesures in situ est très utile pour la modélisation géotechnique des ouvrages. En effet, ce paramètre intervient dans l'évaluation de la stabilité des pentes, des poussées latérales sur les structures de soutènement ainsi que des phénomènes de soulèvement lors des travaux d'excavation. Toutefois, sa détermination demeure difficile, même avec les essais spécifiquement développés à cette fin. Le coefficient K_0 peut être mesuré à l'aide du pressiomètre autoforeur (SBPMT), qui minimise le remaniement du sol lors de sa mise en place. Cependant, cette technique reste coûteuse et complexe à mettre en œuvre. Les méthodes utilisant des appareils installés par refoulement, telles que le dilatomètre plat de Marchetti (DMT), la lame étagée K_0 ou encore le capteur de pression foncé, conduisent généralement à une surestimation de K_0 en raison des perturbations engendrées dans le sol. Ainsi, le pressio-pénétrromètre (FDPMT), caractérisé par un fort refoulement, n'est pas recommandé pour ce type de mesure.

Ce projet de fin d'études s'inscrit dans les efforts visant à déterminer le coefficient des terres au repos K_0 de manière simple, reproductible, plus précise et à moindre coût. Le travail comprend une étude bibliographique consacrée à la détermination de K_0 à partir de méthodes in situ, d'essais de laboratoire et de corrélations empiriques. Une présentation d'un appareil pressiométrique innovant, conçu pour dépasser certaines limites des pressiomètres Ménard conventionnels et améliorer la qualité des mesures obtenues lors des essais, fait également partie des travaux développés dans ce mémoire.

Une campagne expérimentale a été réalisée sur un site d'étude situé à Tlemcen à l'aide du nouvel appareillage pressiométrique. Des comparaisons avec les essais effectués au pressiomètre Ménard classique ont été menées sur des sols en place entre 1 et 15 m de profondeur. Les résultats obtenus avec le nouveau pressiomètre montrent qu'il est possible de déterminer la contrainte horizontale initiale σ_{h0} en place et, par conséquent, le coefficient des terres au repos K_0 , de manière simple et précise. L'appareil proposé, associé à un programme de chargement spécifique, constitue une alternative prometteuse pour la mesure des états de contraintes initiales dans les sols.

Mots clés :

Coefficient des terres au repos (K_0), Reconnaissance des sols, Mesures in situ, Contrainte horizontale en place, Pressiomètre.

ABSTRACT

Knowledge of the coefficient of lateral earth pressure at rest (K_0) obtained through in situ measurements is highly valuable for the geotechnical modeling of structures. Indeed, this parameter plays a crucial role in evaluating slope stability, lateral earth pressures on retaining structures, as well as heave phenomena during excavation works. However, its determination remains challenging, even with testing methods specifically developed for this purpose. The K_0 coefficient can be measured using the self-boring pressuremeter (SBPMT), which minimizes soil disturbance during installation. Nevertheless, this technique remains costly and complex to implement. Methods employing displacement-based devices installed by driving or pushing such as the Marchetti flat dilatometer (DMT), the K_0 stepped blade, or the push-in pressure cell generally lead to an overestimation of K_0 due to the induced soil disturbance. Consequently, the full-displacement pressuremeter (FDPMT), characterized by high soil displacement, is not recommended for this type of measurement.

This master's thesis partakes in the ongoing efforts aimed at determining the coefficient of earth pressure at rest K_0 in a simple, reproducible, more accurate, and cost-effective manner. This work includes a literature review dedicated to the determination of K_0 using in situ methods, laboratory tests, and empirical correlations. Furthermore, this research presents an innovative pressuremeter device designed to overcome certain limitations of conventional Ménard pressuremeters and to enhance the quality of measurements obtained during testing.

An experimental field campaign was carried out at a study site located in Tlemcen using this new pressuremeter equipment. Comparisons with conventional Ménard pressuremeter tests were performed on in situ soils at depths ranging from 1 to 15 meters. The results obtained with the new pressuremeter demonstrate that it is possible to determine the initial in situ horizontal stress σ_{h0} and, consequently, the coefficient of earth pressure at rest K_0 in a simple and accurate manner. The proposed device, combined with a specific loading program, constitutes a promising alternative for measuring initial stress states in soils.

Key words:

Coefficient of earth pressure at rest (K_0), Site characterization, In situ measurements, Initial horizontal stress, Pressuremeter.

ملخص

تعتبر معرفة معامل ضغط التربة في حالة السكون باستخدام القياسات في الموقع (in situ) مفيدة جداً للنمذجة الجيوتقنية للمنشآت. حيث يتدخل هذا المعامل في تقييم استقرار المنحدرات، وحساب الضغط الجانبي للتربة على جدران السند، بالإضافة إلى دراسة ظاهرة انتفاخ التربة (الرفع) أثناء أعمال الحفر. ومع ذلك، فإن تحديده لا يزال أمراً صعباً، حتى مع الاختبارات التي طُوِّرت خصيصاً لهذا الغرض. يمكن قياس المعامل باستخدام مقياس الضغط ذي التنقيب الذاتي (SBPMT)، والذي يقلل من تشويه واضطراب التربة أثناء وضعه، إلا أن هذه التقنية تظل مكلفة ومعقدة التنفيذ. أما الطرق التي تستخدم أجهزة يتم إدخالها عن طريق الإزاحة (الخلخلة)، مثل مقياس التمدد المسطح لماركيتي (DMT)، أو الشفرة المتدرجة (K_0 Step Blade Test)، أو حتى مستشعر الضغط المغروز (Earth pressure cell)، فإنها تؤدي عموماً إلى تضخيم (تقدير مفرط) لقيمة بسبب الاضطرابات التي توجدها في التربة. وبالتالي، لا يُنصح باستخدام مقياس الضغط الاختراقي (FDPMT) نظراً للإزاحة الكبيرة التي يسببها للتربة.

يندرج مشروع نهاية الدراسة هذا ضمن الجهود الرامية إلى تحديد معامل ضغط التربة في حالة السكون بطريقة بسيطة، وقابلة للتكرار، وأكثر دقة، وبتكلفة أقل. ويتضمن هذا العمل دراسة مرجعية (ببليوغرافية) مخصصة لتحديد استناداً إلى الاختبارات الحقلية، والاختبارات المخبرية، والعلاقات الارتباطية التجريبية. كما تشمل الأعمال المطورة في هذه المذكرة تقديم جهاز ضغط (بريسيومتر) مبتكر، تم تصميمه لتجاوز بعض عيوب ومحدودية أجهزة "مينار" التقليدية (Ménard pressuremeter)، وتحسين جودة القياسات التي يتم الحصول عليها أثناء الاختبار.

وقد أجريت حملة تجريبية في موقع دراسة يقع بمدينة تلمسان باستخدام هذا الجهاز الجديد، حيث عُقدت مقارنات مع الاختبارات التي أُجريت بواسطة جهاز "مينار" الكلاسيكي على تربة الموقع عند أعماق تتراوح بين 1 و15 متراً. وتظهر النتائج المستخلصة من جهاز الضغط الجديد أنه من الممكن تحديد الإجهاد الأفقي الأولي في الموقع، وبالتالي حساب معامل ضغط التربة في حالة السكون بطريقة بسيطة ودقيقة. إن الجهاز المقترح، مدمجاً مع برنامج تحميل محدد، يمثل بديلاً واعداً لقياس حالات الإجهاد الأولية في التربة.

الكلمات المفتاحية:

معامل ضغط التربة في حالة السكون، استكشاف التربة، القياسات في الموقع، الإجهاد الأفقي الأولي، مقياس الضغط (البريسيومتر)

TABLE DES MATIÈRES

REMERCIEMENTS.....	ii
RÉSUMÉ.....	iii
ABSTRACT.....	iv
ملخص.....	v
TABLE DES MATIÈRES.....	vi
LISTE DES TABLEAUX.....	ix
LISTE DES FIGURES.....	x
INTRODUCTION GÉNÉRALE.....	1

Chapitre 1 : Mesure du coefficient K_0 des sols : essais in situ et en laboratoire

1.1. Introduction.....	4
1.2. Définition du coefficient K_0	4
1.3. Techniques expérimentales in situ pour mesurer K_0	5
1.3.1. Les méthodes directes.....	5
1.3.1.1. Le pressiomètre autoforeur PAF	5
1.3.1.2. Cellule de pression des terres	11
1.3.1.3. Fracturation hydraulique (Hydraulic Fracturing).....	15
1.3.2. Les méthodes par extrapolation inverse	17
1.3.2.1. Essai à la lame étagée (Stepped blade Test)	17
1.3.3. Les méthodes indirectes.....	18
1.3.3.1. Essai de pénétration au piézocône CPTu	18
1.3.3.2. Dilatomètre plat Marchetti DMT	18
1.3.3.3. L'essai pressiométrique avec forage préalable.....	21
1.4. Techniques expérimentales en laboratoire pour mesurer K_0	22
1.4.1. Essai œdométrique K_0	22
1.4.2. Essai triaxial K_0	25
1.5. Méthodes empiriques et corrélations pour l'estimation du K_0	26
1.5.1. Sols normalement consolidés.....	26
1.5.2. Sols surconsolidés.....	27
1.6. Conclusion	28

Chapitre 2 : Moyens d'investigation : description et fonctionnement du nouveau pressiomètre

2.1.	Introduction	30
2.2.	Concept général du pressiomètre innovant.....	30
2.2.1.	Principe de fonctionnement.....	30
2.2.2.	Motivations et avantages par rapport au pressiomètre Ménard classique	32
2.3.	Composants du dispositif	34
2.3.1.	Le contrôleur pression-volume CPV	34
2.3.2.	La sonde modèle 60.....	35
2.3.3.	Système de mesure de la déformation du sol : palpeur de mesure	35
2.3.4.	La tubulure de liaison sonde-CPV	36
2.3.5.	Source de pression et alimentation en azote	37
2.3.6.	Capteurs.....	38
2.3.6.1.	Capteur de déformation (effet Hall).....	38
2.3.6.2.	Capteur de pression	38
2.3.7.	Système d'asservissement de pression : électrovanne.....	39
2.4.	Chaîne d'acquisition de données et système de pilotage	40
2.5.	Procédures d'étalonnage et vérifications préliminaires sur site	42
2.5.1.	Etalonnage du capteur de déplacement	42
2.5.2.	Etalonnage capteur de pression.....	43
2.5.3.	Etalonnage de l'électrovanne	44
2.6.	Mise en œuvre de l'appareillage in situ.....	45
2.7.	Réalisation du forage et installation de la sonde	47
2.7.1.	Machine de forage.....	47
2.7.2.	Outils et tiges de forage.....	49
2.7.3.	Mise en place de la sonde pressiométrique	50
2.8.	Conclusion	51

Chapitre 3 : Essais et analyses des résultats

3.1.	Introduction	53
3.2.	Présentation du site d'étude	53
3.2.1	Situation géographique.....	53
3.2.2	Contexte géologique	55
3.2.3	Classification sismique du site.....	55
3.3.	Compagnes des reconnaissances mis en œuvre et planning expérimental.....	56

3.3.1. Essais pressiométrique Ménard classique – NF EN ISO 22476-4	58
3.3.2. Essais avec le nouveau pressiomètre.....	58
3.4. Caractérisation des sols	58
3.4.1. Analyse granulométrique.....	59
3.4.2. Masses volumiques.....	59
3.4.3. Teneur en eau pondérale par la méthode de l'étuvage.....	60
3.4.4. Limites d'Atterberg.....	60
3.4.5. Classification USCS/LCPC des sols.....	61
3.5. Analyse et interprétation des résultats	61
3.5.1. Résultats des essais au pressiomètre Ménard classique	61
3.5.1.1. Les vérifications	62
3.5.1.2. La réalisation d'un essai	63
3.5.1.3. Les corrections	63
3.5.2. Résultats des essais avec le nouveau pressiomètre	64
3.6. Détermination du coefficient des terres au repos K_0	66
3.6.1. Détermination avec le pressiomètre Ménard classique.....	66
3.6.2. Détermination de K_0 à l'aide du nouveau pressiomètre.....	68
3.6.3. Synthèse comparative des valeurs de K_0 obtenus.....	70
3.7. Conclusion	72
CONCLUSION GÉNÉRALE ET PERSPECTIVES.....	73
RÉFÉRENCES.....	75
ANNEXES.....	80

LISTES DES TABLEAUX

Tableau 2.1 : Historique et d'autres types de pressiomètres	31
Tableau 2.2 : Spécifications techniques de capteur KELLER	39
Tableau 2.3 : Caractéristiques de l'électrovanne	40
Tableau 2.4 : Caractéristiques de la sondeuse Sedidrill modèle S80.....	49
Tableau 2.5 : Adaptation de la technique de forage à la tarière hélicoïdale continue à sec	50
Tableau 3.1 : Programme de reconnaissance mis en œuvre sur le site expérimental	58
Tableau 3.2 : Synthèse des caractéristiques physiques	61
Tableau 3.3 : Synthèse des techniques de détermination de la contrainte horizontale à partir des essais pressiométriques.....	69

LISTES DES FIGURES

Figure 1.1 : Essai au pressiomètre autoforeur (Reiffsteck et al., 2002).....	6
Figure 1.2 : Les débuts du pressiomètre autoforeur au LR de St Brieuc (Baguelin et al., 1978) .	6
Figure 1.3 : Pressiomètre autoforeur Cambridge Insitu (Clarke, 1995 ; Mair et Wood, 1987)	6
Figure 1.4 : Comparaison de l'essai pressiométrique Ménard et autoforé (Nguyen Pham, 2008)	7
Figure 1.5 : Les différentes sondes : P.A.F. 68, P.A.F. 76	7
Figure 1.6 : P.A.F (Reiffsteck et al., 2005).....	8
Figure 1.7 : Comparaison des outils utilisés pour l'autoforage (Baguelin et al., 1978)	8
Figure 1.8 : CPV manuel	9
Figure 1.9 : CPV 1000 de 1976	9
Figure 1.10 : Courbe pressiométrique type obtenue à partir autoforeur (Amar et al., 1991).....	10
Figure 1.11 : Exemple de dispositif de cellule de pression des terres ancienne, sans capteur à corde vibrante (Ryley et Carder, 1995).....	12
Figure 1.12 : Cellule de pression des terres de type Glötzl	12
Figure 1.13 : Procédure d'installation d'une cellule de pression des terres (type Glötzl) par fonçage en fond de forage et saturation du filtre poreux.	13
Figure 1.14 : Évolution temporelle de la contrainte totale horizontale et de la pression interstitielle mesurées par la cellule de pression type Glötzl (Lindgard et Ofstad, 2016).....	14
Figure 1.15 : Comparaison des profils de contrainte horizontale obtenus par cellules de pression des terres, pressiomètre autoforeur Camkometer, cellule autoforeuse Camkometer et essais de laboratoire (Tedd et Charles, 1982).....	15
Figure 1.16 : Dispositif expérimental utilisé pour les essais de fracturation hydraulique (Bjerrum et Anderson, 1972).....	16
Figure 1.17 : Courbe caractéristique d'évolution de la pression en fonction du temps ; noter le sens inversé de l'axe des abscisses (Lefebvre et al., 1991)	16
Figure 1.18 : a) Dispositif de la lame étagée et b) méthode d'extrapolation graphique utilisée pour déterminer la contrainte horizontale in situ (Lutenegger et Timian, 1986).....	17
Figure 1.19 : Vue schématique du piézocône sismique de contrainte latérale (lateral stress seismic piezocone) (Lunne et L'Heureux, 2016).....	18
Figure 1.20 : <i>Équipement dilatomètre Marchetti, a) L'unité de contrôle ; b) La lame DMT et procédure d'essai (Marchetti et Monaco, 2004).</i>	19

Figure 1.21 : Types de pressiomètres avec forage préalable : a) Type Ménard ; b) Pressiomètre OYO LTT ; c) Pressiomètre TEXAM ; d) Pressiomètre TRI-MOD	21
Figure 1.22 : Courbes typiques et positions du point σ_{h0} les types de pressiomètres.....	22
Figure 1.23 : Oedomètre K_0 à haute pression.....	23
Figure 1.24 : Évolution du travail volumique cumulé en fonction de la contrainte effective lors d'un essai œdométrique (Becker et al., 1987)	24
Figure 1.25 : Equipement triaxial K_0	25
Figure 2.1 : Architecture du nouvel appareillage pressiométrique (Aissaoui et al., 2018).....	31
Figure 2.2 : Différences de fonctionnement entre le pressiomètre Ménard classique et le nouveau pressiomètre (Aissaoui, 2021)	33
Figure 2.3 : Comparaison de la détection du point de contact membrane-sol : Mesure volumétrique indirecte (pressiomètre Ménard classique) versus mesure directe par palpeurs internes (Nouvel appareil pressiométrique)	34
Figure 2.4 : Contrôleur de Pression Volume (CPV) du nouvel appareil pressiométrique.....	34
Figure 2.5 : La sonde pressiométrique (Aissaoui et al, 2018)	35
Figure 2.6 : Palpeur de mesure de la déformation et sa position sur la sonde (Aissaoui, 2021).....	36
Figure 2.7 : Tubulure haute pression	37
Figure 2.8 : a) Bouteille d'azote comprimé et b) manodétendeur	37
Figure 2.9 : Capteur à effet Hall type Honeywell SS94A2 monté sur le palpeur de mesure	38
Figure 2.10 : Tension de Hall en fonction du déplacement relative capteur / champs magnétique (Aissaoui, 2021)	38
Figure 2.11 : Capteur de pression KELLER utilisé et régulateur numérique EV-6.....	39
Figure 2.12 : Electrovanne utilisée	40
Figure 2.13 : boîtiers d'acquisition le NI DAQPad-6015 et le NI USB-6000.....	41
Figure 2.14 : Architecture du programme d'asservissement et vue de l'écran en mode essai ..	42
Figure 2.15 : Interface de configuration sous NI SignalExpress : Implémentation de l'équation mathématique d'étalonnage pour la conversion du signal (Volt vers mm).....	43
Figure 2.16 : Courbe d'étalonnage du capteur de pression et sa droite de régression linéaire ..	44
Figure 2.17 : Interface de configuration sous NI SignalExpress : Implémentation de l'équation mathématique d'étalonnage pour la conversion du signal (Volt vers bars).....	44
Figure 2.18 : Courbe d'étalonnage de l'électrovanne et sa droite de régression linéaire.....	45
Figure 2.19 : Architecture matérielle et configuration du système d'essai	46
Figure 2.20 : Configuration du dispositif sur le site expérimental	47
Figure 2.21 : Sondeuse géotechnique Sedidrill S80 employée	48
Figure 2.22 : Transport de la sondeuse Sedidrill S80 - Remorquage par véhicule de tourisme ..	48
Figure 2.23 : Les principaux outils utilisés dans le forage à la tarière hélicoïdale continu	50

Figure 2.24 : a) Sonde pressiométrique assemblée ; b) Insertion de la sonde pressiométrique à la profondeur d'essai	51
Figure 3.1 : Localisation géographique du site d'étude	53
Figure 3.2 : Vue d'ensemble des talus avant la construction des murs de soutènement, mettant en évidence les dégradations de surface	54
Figure 3.3 : Murs de soutènement en béton armé finalisés, assurant la stabilisation des talus de la faculté de médecine.....	54
Figure 3.4 : Extrait de la carte géologique de la région de Tlemcen N°270 - Echelle 1/50.000e (Doumergue, 1924)	55
Figure 3.5 : Zonage sismique de l'Algérie (RPA, 2024)	56
Figure 3.6 : Implantation des sondages pressiométriques et carottés.....	57
Figure 3.7 : Fréquence de mesure dans chaque sondage pressiométrique	57
Figure 3.8 : Programme de chargement selon la norme NF EN ISO 22476-4	58
Figure 3.9 : Procédure des essais pressiométriques avec le nouvel appareillage.....	58
Figure 3.10 : Courbes granulométriques des sols étudiés	59
Figure 3.11 : Classification des sols fins selon l'abaque de plasticité de Casagrande.....	61
Figure 3.12 : Réalisations d'un étalonnage de la membrane	62
Figure 3.13 : Réalisation d'un calibrage de la sonde	62
Figure 3.14 : Courbe d'étalonnage de la membrane.....	65
Figure 3.15 : Courbes pressiométriques brutes obtenus dans le sondage SP4	65
Figure 3.16 : Courbes pressiométriques corrigées obtenus dans le sondage SP4	66
Figure 3.17 : Comparaison entre le signal de consigne et la pression mesurée (asservie) pour essai SP4-2m.....	66
Figure 3.18 : Méthode pour obtenir la contrainte horizontale totale au repos (Briaud, 1992) ...	67
Figure 3.19 : Application de la méthode de Briaud (1992) pour la détermination de σ_{h0} : Exemple sur l'essai SP1 à 9 mètres de profondeur	67
Figure 3.20 : Méthode de détermination de la contrainte horizontale totale in situ σ_{h0} avec le nouveau pressiomètre	69
Figure 3.21 : Évolution de la contrainte horizontale en place au site de Tlemcen : Analyse comparative entre pressiomètres Ménard classique et le nouvel appareillage.....	70
Figure 3.22 : Profils de K_0 en fonction de la profondeur : Comparaison entre le pressiomètre Ménard classique et le nouvel appareil.....	72

INTRODUCTION GÉNÉRALE

En ingénierie géotechnique, la connaissance approfondie de l'état de contrainte in situ est une condition préalable fondamentale pour la planification rigoureuse des essais en laboratoire, ainsi que pour la réalisation des calculs de dimensionnement et de modélisation des ouvrages. Cet état de contrainte initial se divise traditionnellement en deux composantes : une composante verticale et une composante horizontale. Si la contrainte verticale est généralement bien définie par le poids des terres (contrainte géostatique) et les surcharges permanentes, la détermination de la contrainte horizontale en place σ_{h0} s'avère beaucoup plus complexe. Le rapport entre ces deux entités diminuées de la pression interstitielle est exprimé par un paramètre clé, le coefficient des terres au repos, noté K_0 . Ce paramètre joue un rôle majeur et direct dans l'évaluation de la stabilité des pentes, le calcul des poussées latérales sur les structures de soutènement, la prédiction des déformations des tunnels, des pieux et des barrages, ainsi que dans l'analyse des risques de soulèvement du fond de fouille lors des travaux d'excavation.

Malgré son importance cruciale, la détermination exacte de K_0 reste l'un des défis les plus persistants de la mécanique des sols, car elle est influencée par des facteurs complexes tels que l'histoire des contraintes, les processus géologiques antérieurs comme la surconsolidation et les effets du temps. À ce jour, il n'existe pas de méthode universellement acceptée pour son estimation. Les techniques actuelles se heurtent à un compromis difficile entre le coût et la précision. D'un côté, le pressiomètre autoforeur permet de mesurer K_0 en minimisant le remaniement du sol, mais il s'agit d'une technologie onéreuse. D'un autre côté, les appareils introduits dans le sol par refoulement ou fonçage tels que le dilatomètre plat de Marchetti, la lame étagée, le capteur de pression foncé ou le pressio-pénétrromètre perturbent fortement la structure du sol environnant. Ces perturbations induisent de nombreuses incertitudes et conduisent généralement à une surestimation systématique de la contrainte horizontale réelle in situ et par conséquent le coefficient des terres au repos K_0 .

C'est dans ce contexte que s'inscrit ce projet de fin d'études, dont l'ambition est de contribuer au développement d'une méthode de mesure du coefficient des terres au repos (K_0) qui soit à la fois simple, reproductible, précise et économiquement avantageuse. Pour ce faire, notre mémoire est structuré de la façon suivante :

Le premier chapitre présente une revue bibliographique fondamentale sur la caractérisation des contraintes latérales et la détermination de K_0 . Il analyse d'abord les essais in situ menés directement dans l'environnement réel du sol, puis examine les protocoles de laboratoire offrant un contrôle rigoureux des chemins de contraintes, avant de recenser les principales corrélations empiriques de la littérature basées sur les propriétés courantes du sol.

Le deuxième chapitre expose le concept général, le principe de fonctionnement et l'ensemble des éléments constitutifs de notre nouveau dispositif pressiométrique innovant (sonde, capteurs et système d'acquisition). Il décrit également les étapes cruciales de préparation, de montage et d'étalonnage nécessaires à la fiabilité des mesures, pour finir sur les conditions optimales de forage et d'installation de l'appareillage sur le terrain.

Le troisième chapitre est consacré à la description détaillée du site expérimental de Tlemcen retenu pour valider notre démarche. Il expose une synthèse globale des résultats obtenus lors de la campagne d'essais, suivie d'une analyse rigoureuse et d'une discussion approfondie des données, notamment à travers des comparaisons directes avec le pressiomètre Ménard classique.

Enfin, ce mémoire se clôture par une conclusion générale qui résume les principaux apports de cette étude, tout en ouvrant des perspectives pour de futures recherches dans ce domaine.

Chapitre 1

Mesure du coefficient K_0 des sols : essais in situ et en laboratoire

1.1. Introduction

La caractérisation de l'état de contraintes latérales des sols, et plus précisément la détermination du coefficient de pression des terres au repos (K_0), constitue un enjeu majeur de l'ingénierie géotechnique. Ce paramètre s'avère indispensable à la modélisation rigoureuse et au dimensionnement des structures en interaction avec le terrain, telles que les ouvrages de soutènement, les tunnels, les fondations profondes, ou encore lors de l'analyse de la stabilité des pentes.

La pratique géotechnique s'appuie sur trois approches pour la détermination de coefficient de pression des terres au repos (K_0). L'objectif de ce premier chapitre est de présenter de manière exhaustive l'état de l'art de ces différentes méthodes d'évaluation. Nous débuterons notre chapitre par l'analyse des essais in situ, qui permettent de mesurer le comportement du sol directement dans son environnement réel en minimisant le remaniement. Ensuite, nous détaillerons les protocoles de mesure en laboratoire, qui offrent un contrôle rigoureux des chemins de contraintes malgré les perturbations inhérentes au prélèvement. Enfin, nous passerons en revue les relations et corrélations empiriques issues de la littérature, ces approches théoriques constituent des outils précieux pour valider les données expérimentales ou estimer K_0 à partir des propriétés physiques et mécaniques courantes du sol. Ce chapitre se terminera par une conclusion relative aux points évoqués ci-dessus.

1.2. Définition du coefficient K_0

La relation liant les contraintes horizontales in situ et verticale est conventionnellement exprimé par un paramètre adimensionnel dénommé le coefficient de pression des terres au repos (Sivakumar et al., 2002). Historiquement, cette relation sous sa forme en contraintes totales formalisée par l'équation (1.1), a été proposée pour la première fois par A.D. Donath dans ses travaux publiés en 1891 (Brooker et Ireland, 1965 ; Hamouche et al., 1995) :

$$K_0 = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} \quad (1.1)$$

Afin d'établir une relation physique rigoureuse entre les contraintes horizontales et verticales, il est nécessaire de s'affranchir de l'influence de la pression interstitielle (U_w) en appliquant le concept de contrainte effective de Terzaghi. L'expression du coefficient de pression des terres au repos en contraintes effectives, présentée dans l'équation (1.2), constitue la définition de référence qui sera adoptée tout au long de ce travail de PFE ($K'_0 = K_0$). Il convient de noter que dans la littérature, de nombreux auteurs utilisent indifféremment la notation K_0 ou K'_0 pour désigner explicitement ce rapport en contraintes effectives (Schmertmann, 1983 ; Mesri et Castro, 1987 ; Mesri et Hayat, 1993) :

$$K'_0 = K_0 = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} \quad (1.2)$$

Sur le plan de la mécanique des milieux continus, le coefficient K'_0 est strictement défini par le rapport de l'équation (1.2) sous les conditions exclusives d'un chargement vertical s'exerçant en l'absence totale de déformation latérale ($\varepsilon_h = 0$) (Mesri et Hayat, 1993). L'essai œdométrique en laboratoire constitue l'analogue expérimental parfait de cette condition de confinement latéral strict.

1.3. Technique expérimentales in situ pour mesurer K_0

Il est désormais bien établi que plusieurs facteurs distincts, ainsi que de très faibles déformations horizontales, sont susceptibles de modifier l'état de contrainte horizontale (Fioravante et al., 1998 ; Hamouche et al., 1995 ; Ryley et Carder, 1995). Par conséquent, toute installation d'appareil impliquant un déplacement de sol peut altérer l'état de contrainte horizontale, rendant la mesure in situ de la contrainte horizontale (σ_{h0}) particulièrement délicate (Hamouche et al., 1995 ; Lefebvre et al., 1991). C'est pourquoi les méthodes in situ sont généralement classées en fonction du degré de remaniement associé à leur mise en œuvre (Hamouche et al., 1995 ; Fioravante et al., 1998).

La majorité des méthodes in situ sont intrusives, impliquant la pénétration d'un équipement dans le sol. Cela est susceptible de modifier l'état de contrainte et peut également provoquer une augmentation locale de la pression interstitielle. L'impact de ce remaniement sur les mesures reste souvent difficile à prévoir. À l'inverse, le pressiomètre autoforeur constitue l'exemple le plus documenté d'une méthode moins intrusive, permettant de réduire l'ampleur des perturbations imposées au sol (Hamouche et al., 1995 ; Fahey et Randolph, 1984 ; Law et Eden, 1980). Cette section est dédiée à une sélection de méthodes in situ permettant de déterminer K_0 .

1.3.1. Les méthodes directes

1.3.1.1. Le pressiomètre autoforeur PAF

Au cours des années 1960, la généralisation du pressiomètre Ménard au sein du réseau des Laboratoires des Ponts et Chaussées (LPC) a conduit les praticiens à développer des innovations pour réduire le remaniement du sol lors du forage (Baguelin et Jézéquel, 1973 ; Baguelin et al., 1972 ; Baguelin et al., 1974). C'est dans ce contexte que Jézéquel et Touzé (1968), du Laboratoire Régional de Saint-Brieuc, ont déposé le 2 décembre 1968 le brevet de la « sonde foreuse pressiométrique ». Cette invention marque l'apparition du pressiomètre autoforeur (PAF), conçu pour insérer l'outil de mesure tout en préservant l'état de contrainte initial du terrain (Figure 1.1).

Jézéquel et al. (1968) décrivent ce dispositif comme une sonde pressiométrique dilatable (monocellulaire ou multicellulaire). Sa structure comprend un corps de sonde muni d'une membrane souple extérieure et d'une tige centrale creuse, couplé à sa base à un outil coupant (Figure 1.2). Cet outil pénètre le sol en le désagrégeant, permettant aux déblais de remonter par l'intérieur de la gaine, évitant ainsi de perturber le massif environnant.

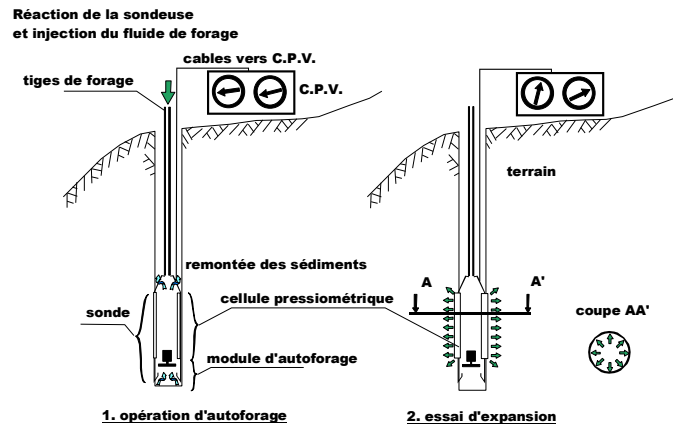


Figure 1.1 : Essai au pressiomètre autoforeur (Reiffsteck et al., 2002)



Figure 1.2 : Les débuts du pressiomètre autoforeur au LR de St Brieuc (Baguelin et al., 1978)

Parallèlement aux développements menés en France, cette même démarche émerge au Royaume-Uni au début des années 1970, sous l'impulsion de l'Université de Cambridge. Ces travaux de recherche ont abouti à la conception du Camkometer, un modèle de pressiomètre autoforeur britannique développé par Wroth et Hughes (1972) puis optimisé par Hughes et al. (1977) et Wroth (1982) (Figure 1.3). Les perturbations induites sur la paroi du forage lors de la mise en œuvre du pressiomètre Ménard classique sont clairement mises en évidence par la divergence observée dans la première partie des courbes de la Figure 1.4. Afin de pallier ce problème majeur de remaniement, les concepteurs du pressiomètre autoforeur (PAF) ont développé cette technique de l'autoforage.

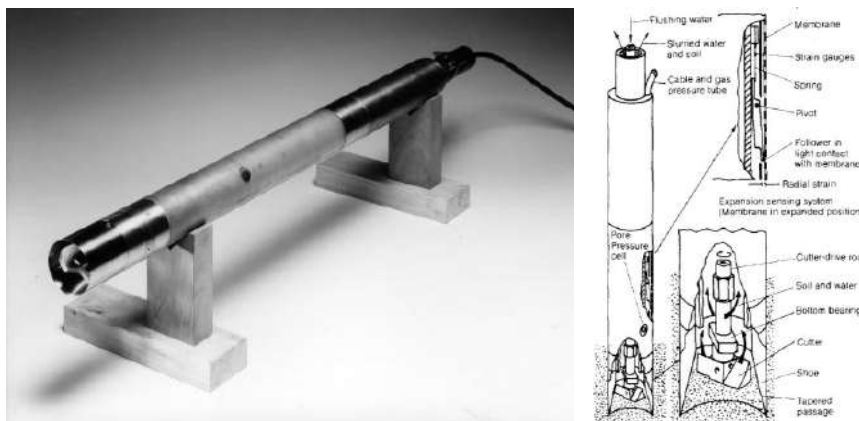


Figure 1.3 : Pressiomètre autoforeur Cambridge Insitu (Clarke, 1995 ; Mair et Wood, 1987)

Cette méthode permet une pénétration de la sonde dans le massif par désagrégation progressive du sol à l'avancement, le matériau pénétrant directement à l'intérieur d'une trousse coupante (Baguelin et al., 1973 ; Jézéquel et al., 1968 ; Jézéquel et al., 1968 en France ; Windle et al., 1977). Un outil rotatif interne assure la destruction mécanique du sol, tandis que les débris sédimentaires sont transportés et remontés vers la surface par l'injection d'un fluide de forage sous pression.

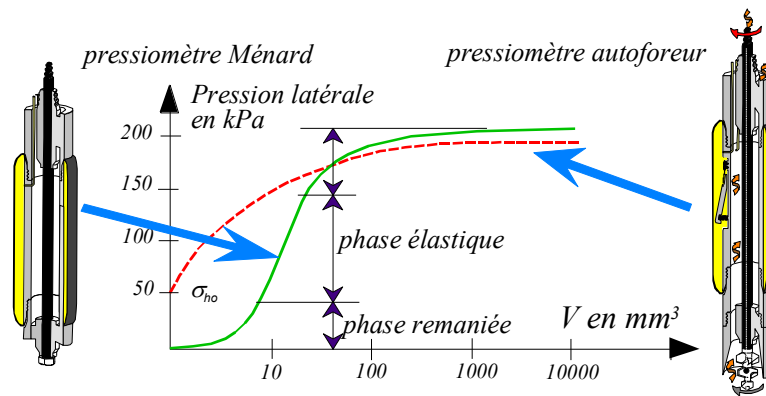


Figure 1.4 : Comparaison de l'essai pressiométrique Ménard et autoforé (Nguyen Pham, 2008)

De ce fait, l'appareil réalise son propre forage au fur et à mesure de sa progression, permettant au sol d'entrer en contact avec le module de mesure avec un remaniement minimal, limité uniquement aux effets du frottement latéral. Dans sa configuration générale, il s'agit d'une sonde monocellulaire présentant un rapport d'élanement égal à 4. En plus d'éliminer la nécessité de remonter l'outil après chaque niveau d'essai, ce dispositif prévient le décompactage et la décompression du terrain (Borel et Reiffsteck, 2006). Dans les méthodes traditionnelles avec forage préalable, ces phénomènes altèrent inévitablement le massif en raison du délai temporel qui s'écoule entre la fin du forage et la mise en place de la sonde pressiométrique (Reiffsteck et al., 2012).

Conçu pour abriter l'outil de désagrégation et son entraînement, le corps de la sonde est creux. La mise en rotation de l'outil, d'abord manuelle, a évolué vers un entraînement par moteur hydraulique positionné au-dessus de l'appareil.



Figure 1.5 : Les différentes sondes : P.A.F. 68, P.A.F. 76

La dernière version, plus modulaire, intègre le mécanisme d'autoforage à sa base (Figure 1.6). Pour faciliter l'évacuation des sédiments, le diamètre de la sonde a été élargi à 132 mm sur ce modèle, dénommé P.A.F. 76. Cette configuration impose l'usage d'une sondeuse de forte capacité, telle que celle exploitée aujourd'hui par l'équipe du LR de Saint-Brieuc.

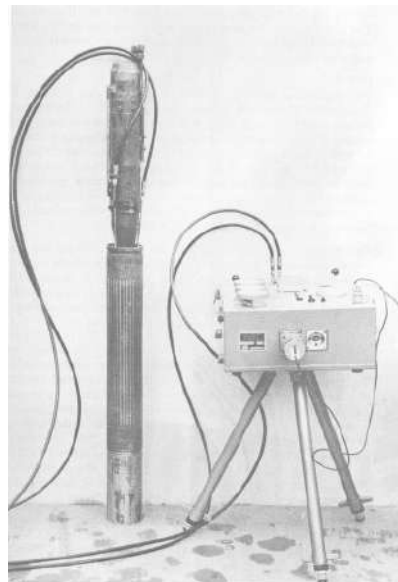
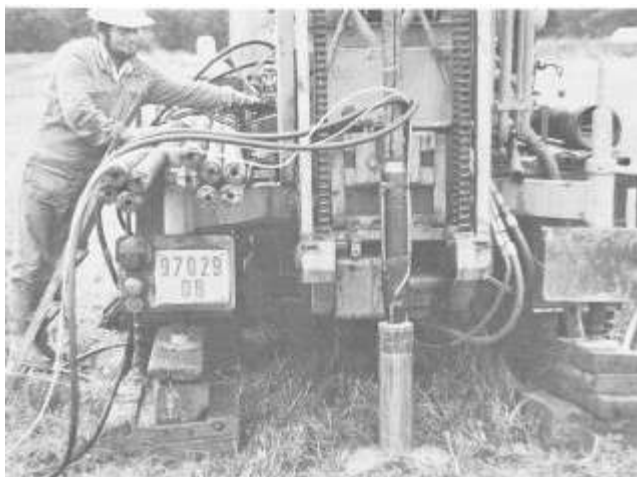
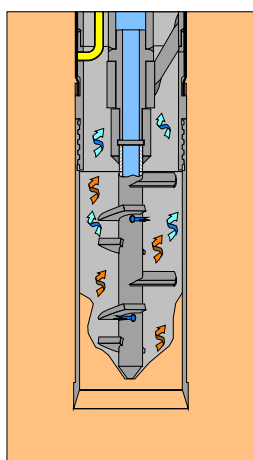


Figure 1.6 : P.A.F (Reiffsteck et al., 2005)

L'appareil a existé en trois versions : une sonde tricellulaire d'élancement 2, une sonde monocellulaire d'élancement 4 (munie d'une membrane sans gaine), et une sonde monocellulaire d'élancement 2. Par ailleurs, le système dispose de deux types d'outils désagrégateurs adaptés soit aux sols raides, soit aux sols mous (Figure 1.7). L'adaptation à la consistance du terrain est réalisée en ajustant le calage en hauteur de l'outil rotatif par rapport à l'extrémité de la trousse coupante.



outil pour sols raides



outil pour sols mous

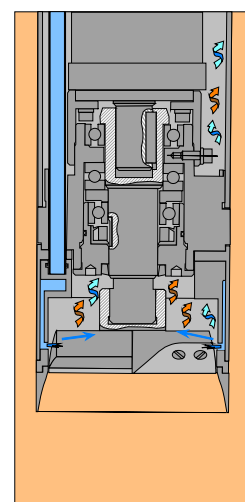


Figure 1.7 : Comparaison des outils utilisés pour l'autoforage (Baguelin et al., 1978)

Dans le cas des sols raides, l'outil désagrégateur est positionné en saillie par rapport à la trousse coupante. Afin de s'adapter aux contextes géologiques locaux, plusieurs variantes de ce dispositif ont vu le jour dans les différents laboratoires régionaux (Baguelin et al., 1978 ; Bigot et al., 1976)



Figure 1.8 : CPV manuel

Le système de mesure initial du pressiomètre autoforeur, le contrôleur pression-volume (CPV), était à commande manuelle. En 1976, le modèle CPV 1000 (1 000 cm³) a été conçu pour le P.A.F. 76.

Connecté à la sonde par une double tubulure coaxiale, le dispositif utilise un piston à vitesse constante dans un cylindre hydraulique pour appliquer des déformations contrôlées au terrain. Le mouvement du piston est actionné soit manuellement, soit par un moto-réducteur électrique.



Figure 1.9 : CPV 1000 de 1976

L'allure générale de la courbe issue de l'essai au pressiomètre autoforeur est représentée sur la figure 1.10. Après correction des pressions et des déformations de l'appareillage, on obtient la courbe pressiométrique ($\Delta V/V_0, p$), où : V_0 le volume initial de la cavité provoquée par la mise en place de la sonde dans le sol ; ΔV la variation de volume de cette cavité en cours d'essai, égale à la variation de volume de la sonde ; p la pression totale au bord de la cavité pour la déformation $\Delta V/V_0$ considérée, usuellement représentée en % et p en kPa.

À partir de cette courbe, il est possible de déduire les caractéristiques suivantes :

1) p_0 pression totale horizontale des terres au repos, c'est la pression qui correspond à l'état de repos de la cavité initiale. Cette valeur est utilisée pour la détermination du coefficient de pression des terres au repos K_0 suivant la relation :

$$K_0 = \frac{P'_0}{q_0} \quad (1.3)$$

où : p'_o est la pression horizontale effective des terres au repos et q_o la pression verticale effective des terres au repos calculées par les relations ci-après :

$$p'_o = p_o - u_w = p_o - \gamma_w (z - h_w) \quad (1.4)$$

$$q'_o = q_o - u_w = \Sigma(h \cdot \gamma) - \gamma_w (z - h_w) \quad (1.5)$$

z étant la profondeur de l'essai, u_w la pression neutre, h_w la profondeur de la nappe, γ_w le poids volumique de l'eau, γ le poids volumique du sol dans la couche d'épaisseur h .

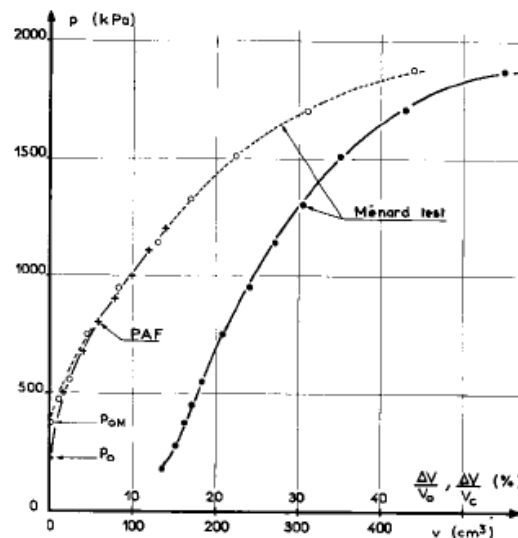


Figure 1.10 : Courbe pressiométrique type obtenue à partir autoforeur (Amar et al., 1991)

2) G_{px} module de cisaillement correspondant à la déformation $\Delta V/V_o = x$ %. Il est obtenu par la relation :

$$G_{px} = \frac{P_x - P_0}{x} \cdot 100 \quad (1.6)$$

p_x pression totale correspondant à la déformation de la cavité $\Delta V/V_o = x$ %. On calcule usuellement la valeur de G pour $x = 0$ % ou G représente un module de cisaillement tangent à la pression p_o , et pour $x = 2$ % et $x = 5$ % ou G représente un module de cisaillement sécant entre la pression p_o et les pressions p_2 et p_5 .

3) La résistance au cisaillement du sol τ_{ap} est obtenue par application de la relation :

$$\tau_{ap} = \frac{\Delta V}{V_0} \cdot \left(1 + \frac{\Delta V}{V_0} \right) \cdot \frac{\partial p}{\partial \left(\frac{\Delta V}{V_0} \right)} \quad (1.7)$$

D'où la courbe correspondante $(\Delta V/V_o, \tau_{ap})$, dite courbe de cisaillement, qui permet de déterminer les caractéristiques de rupture $(\Delta V/V_o)_f$, p_f et τ_f lequel est égal à la cohésion Cu si l'expansion était non drainée (essai rapide dans un sol cohérent). Les valeurs de la cohésion déterminées sont souvent supérieures à celles obtenues par les autres méthodes.

Malgré la dispersion inhérente aux résultats expérimentaux, la littérature s'accorde à présenter le pressiomètre autoforeur (PAF), les cellules de pression totale et les essais de fracturation hydraulique comme les outils les plus rigoureux pour évaluer l'état de contrainte horizontale in situ (Mayne et Martin, 1998 ; Ku et Mayne, 2013, 2015). Néanmoins, des divergences peuvent apparaître selon l'historique de contraintes du site. À cet égard, Hamouche et al. (1995) ont mis en évidence un écart d'environ 20 % entre les valeurs issues de la fracturation hydraulique et celles du PAF dans des dépôts argileux fortement surconsolidés ($OCR > 5$). Ce phénomène s'explique principalement par la déviation de la direction de propagation de la fracture au sein de ces structures fortement surconsolidées, ce qui peut altérer l'interprétation des mesures.

1.3.1.2. Cellule de pression des terres

La cellule de pression des terres se présente sous la forme d'un capteur plat et mince, configuré pour mesurer la contrainte totale perpendiculaire à la direction de fonçage (σ_{h0}) ainsi que la pression interstitielle (U_w). Les versions plus anciennes de ce dispositif ne disposaient pas de capteur de pression interstitielle intégré, la mesure de U_w devait alors être réalisée via un piézomètre installé à proximité immédiate de la cellule (Massarsch, 1975). Une fois la contrainte effective horizontale (σ'_{h0}) calculée à partir des données de l'essai, le coefficient (K_0) peut être déterminé directement, à condition que la contrainte effective verticale (σ'_{v0}) soit connue au préalable par le biais de la densité et de la profondeur des couches de sol sus-jacentes.

Sur le plan mécanique, la cellule de pression des terres est constituée d'un système hydraulique étanche et rempli d'huile, dont la pression interne varie en fonction de la contrainte totale exercée par le sol sur ses parois. Les modèles anciens intègrent une soupape qui s'ouvre dès que la pression pneumatique ou hydraulique injectée depuis la surface, via un flexible, équilibre la pression de l'huile interne, un manomètre connecté à ce circuit permet alors de relever la valeur de la contrainte (Lunne et L'Heureux, 2016).

Sur les instruments modernes, ce mécanisme à soupape est remplacé par un capteur à corde vibrante miniature, qui mesure de façon continue et directe la pression de l'huile (Lunne et L'Heureux, 2016) ainsi que la pression interstitielle. Le dispositif expérimental correspondant à une cellule de pression de première génération, dépourvue de capteur à corde vibrante, est illustré sur la Figure 1.11.

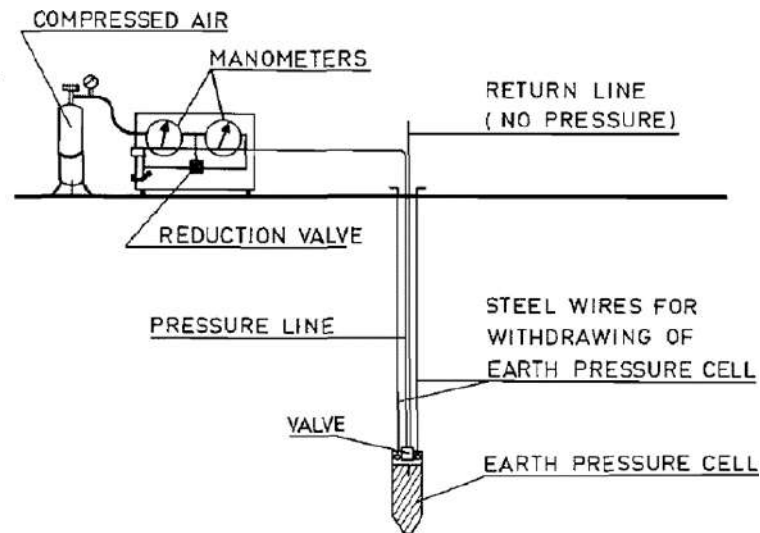


Figure 1.11 : Exemple de dispositif de cellule de pression des terres ancienne, sans capteur à corde vibrante (Ryley et Carder, 1995).

À titre d'exemple moderne, les cellules de pression des terres de type Glötzl (Figure 1.12) illustrent parfaitement cette évolution technologique. Ce type d'instrument intègre de manière coaxiale deux capteurs distincts sur le même dispositif : un capteur de pression interstitielle et un coussinet de mesure de la pression des terres.



Figure 1.12 : Cellule de pression des terres de type Glötzl

La mise en œuvre de la cellule s'effectue par fonçage mécanique, souvent couplé à un pré-forage pour s'affranchir des horizons résistants (Ryley et Carder, 1995). L'instrument est foncé verticalement dans le sol à l'aide d'un train de tiges de forage, de manière à ce que les faces planes de grande dimension du coussinet de pression soient rigoureusement alignées avec le vecteur de gravité (Figure 1.13). À titre d'exemple, Tedd et Charles (1981) ont réussi à fonder ces capteurs sur 0,5 m dans l'argile raide de Londres. D'autres configurations intègrent un fourreau protecteur facilitant la traversée directe des limons mous ou des sables lâches (Massarsch, 1975). Dans tous les cas, la phase terminale du fonçage doit impérativement positionner le capteur dans le sol intact. Pour ce faire, les recommandations varient d'un enfouissement de 0,5 m sous le fond du forage (Tedd et Charles, 1981 ; Ryley et Carder, 1995) à une pénétration de 0,3 m hors du capot protecteur (Massarsch, 1975).

Après le fonçage, un temps de repos est nécessaire pour dissiper les surpressions interstitielles générées par le serrage du sol (Hamouche et al., 1995). Si une semaine suffit dans les argiles molles (Massarsch, 1975), un mois est requis dans les argiles raides de Londres, de

légères fluctuations résiduelles persistant en profondeur (Ryley et Carder, 1995 ; Tedd et Charles, 1981).

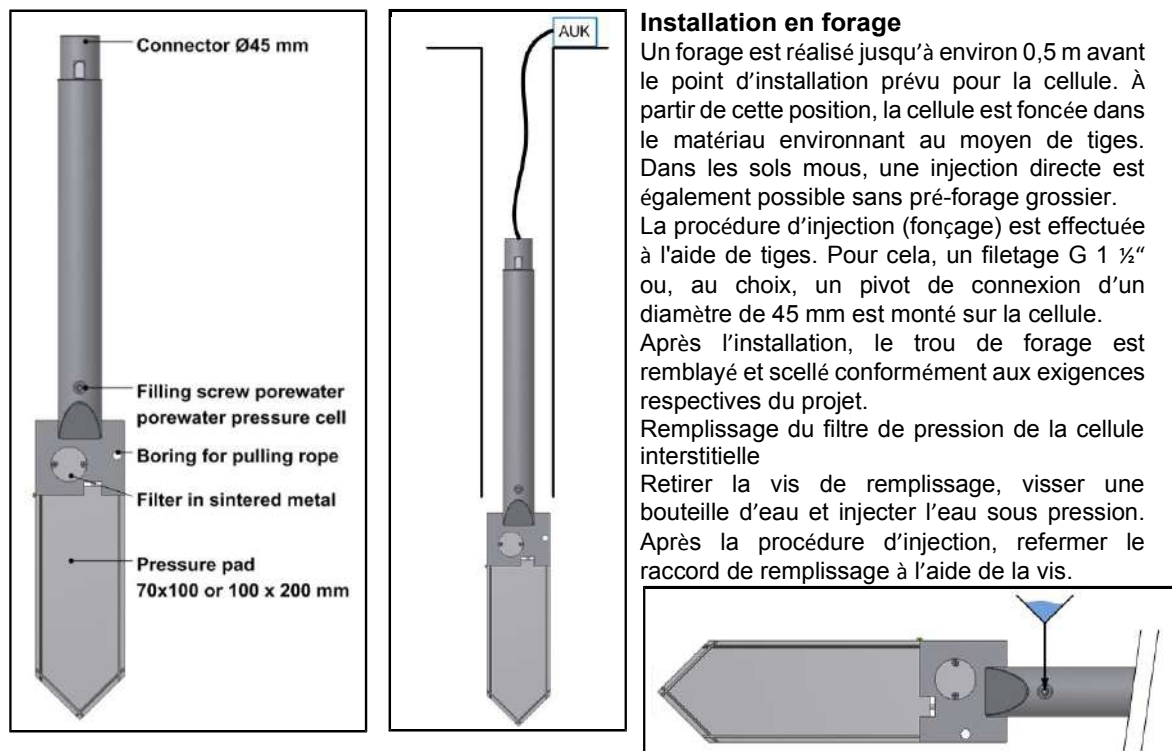


Figure 1.13 : Procédure d'installation d'une cellule de pression des terres (type Glötzl) par fonçage en fond de forage et saturation du filtre poreux.

Pour exploiter les données issues de ces cellules de pression (telles que les cellules de type Glötzl), le traitement des mesures brutes doit être rigoureusement exécuté conformément aux directives des manuels d'instruction constructeurs. L'analyse pratique consiste à convertir les lectures électriques initiales, généralement acquises en milliampères (*mA*), en pressions physiques (*kPa*) à l'aide des fiches d'étalonnage propres à chaque capteur. Ces fiches fournissent les coefficients correcteurs nécessaires pour l'intégration des données dans un protocole de calcul automatisé. L'évolution temporelle globale de ces mesures permet ensuite de suivre la stabilisation des pressions dans le massif après le fonçage de l'outil.

La conversion des lectures électriques en contraintes physiques s'appuie sur deux équations fondamentales. La première permet de déterminer la contrainte totale horizontale (σ_{h0}) relative à la pression atmosphérique :

$$\sigma_{h0} = 100. \frac{EE_{mesuré} - pV}{EE_{sens}} \quad (1.8)$$

Dans cette expression, ($EE_{mesuré}$) correspond à la valeur de l'intensité électrique lue sur le terrain (en *mA*), tandis que (EE_{sens}) représente la sensibilité moyenne du capteur spécifiée sur sa fiche de calibration. Le terme (pV) est un facteur correctif d'étalonnage essentiel, introduit pour prendre en compte la pré-excitation de la lame métallique induite lors des opérations de soudage

en usine. La seconde équation régit le calcul de la pression interstitielle (U_w) relative à la pression atmosphérique, enregistrée simultanément par les cellules de nouvelle génération :

$$U_w = 100. \frac{PWD_{mesuré} - PWD_0}{PWD_{sens}} \quad (1.9)$$

Ici, ($PWD_{mesuré}$) désigne l'intensité du courant mesurée (en mA) et (PWD_{sens}) correspond à la sensibilité moyenne du capteur de pression interstitielle définie lors de l'étalonnage. La constante (PWD_0) représente quant à elle le courant de référence mesuré sous la simple pression atmosphérique. L'application conjointe de ces deux équations permet d'accéder directement à la contrainte effective horizontale (σ'_{ho}) et, par extension, d'évaluer le profil du coefficient de pression au repos K_0 le long du forage.

Un exemple typique des résultats issus de ces mesures est illustré sur la figure 1.14, qui représente l'évolution de la contrainte horizontale et de la pression interstitielle en fonction du temps (sur une échelle logarithmique), avec des contraintes rapportées à une valeur de référence de 100 kPa. Ce graphique permet de suivre l'historique des pressions dans le sol depuis l'instant du fonçage. La phase de relaxation et de dissipation des surpressions interstitielles induites par l'introduction de la cellule y est clairement visible, marquant le retour progressif du milieu vers son état d'équilibre stationnaire indispensable au calcul du coefficient K_0 .

Les cellules de pression des terres se déclinent en plusieurs géométries. Si Massarsch (1975) a employé une cellule Glötzl de 200 mm × 100 mm × 4 mm, Vaslestad (1989) s'est orienté vers un format réduit (140 mm × 70 mm × 4 mm). Des épaisseurs de 5 mm (Tedd et Charles, 1981) et 6 mm (Ryley et Carder, 1995) existent également. Réduire l'épaisseur de l'appareil est crucial pour limiter le remaniement du sol. En effet, le compactage du terrain lors de l'introduction de la lame tend à surestimer la contrainte mesurée (Ryley et Carder, 1995). Les modèles miniatures limitent toutefois ce phénomène de surévaluation par rapport aux dimensions classiques (Vaslestad, 1989).

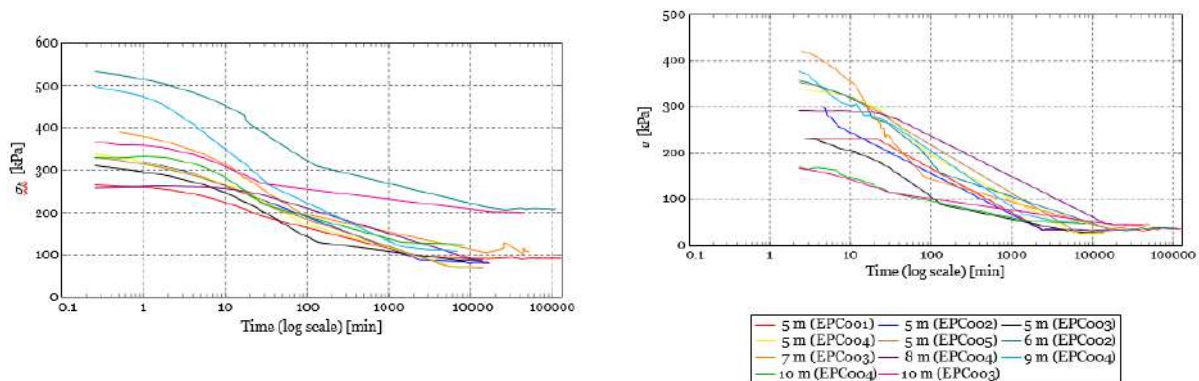


Figure 1.14 : Évolution temporelle de la contrainte totale horizontale et de la pression interstitielle mesurées par la cellule de pression type Glötzl (Lindgard et Ofstad, 2016)

Sur le plan comparatif, Tedd et Charles (1981) ont confronté la cellule de pression des terres (earth pressure cell) au pressiomètre autoforeur (self-boring pressuremeter) et à la cellule

Camkometer autoforeuse (self-boring load cell) en milieu argilo-sableux. En prenant les outils autoforeurs comme référence, la cellule de pression surestime systématiquement la contrainte horizontale réelle en raison du serrage mécanique induit par son fonçage, bien qu'elle offre une meilleure reproductibilité.

Cette tendance a été confirmée en laboratoire (Tedd et Charles, 1982), où les contraintes obtenues sur éprouvettes s'inscrivent dans la dispersion du pressiomètre autoforeur (Figure 1.15). De plus, l'application d'une correction pour le remaniement des échantillons (sampling disturbance) réduirait ces valeurs de laboratoire, accentuant davantage leur écart avec les mesures maximales fournies in situ par les cellules de pression des terres.

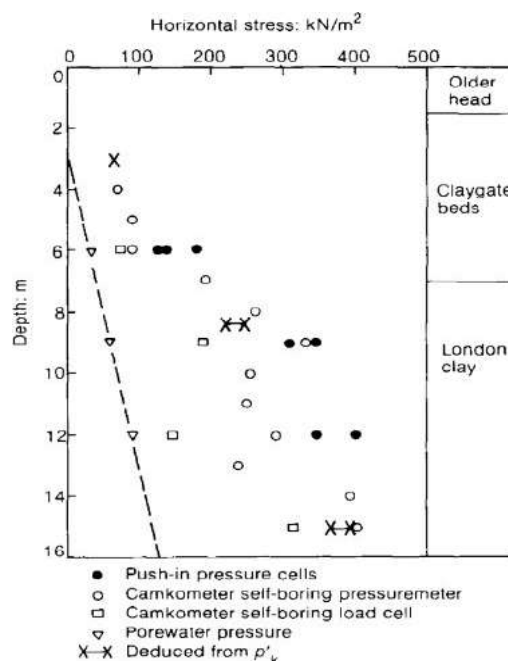


Figure 1.15 : Comparaison des profils de contrainte horizontale obtenus par cellules de pression des terres, pressiomètre autoforeur Camkometer, cellule autoforeuse Camkometer et essais de laboratoire (Tedd et Charles, 1982).

1.3.1.3. Fracturation hydraulique (Hydraulic Fracturing)

La méthode de fracturation hydraulique s'est révélée être une technique particulièrement polyvalente, adaptée aux applications tant dans les roches que dans les sols (Bjerrum et Anderson, 1972). Au travers de plusieurs investigations, cette méthode a acquis la réputation d'être l'une des approches les plus fiables pour déterminer le coefficient de pression des terres au repos (K_0), en particulier dans les argiles molles (Lunne et L'Heureux, 2016).

Le principe technique de la fracturation hydraulique repose sur un concept simple, l'injection d'eau dans un forage élève la pression interne jusqu'à la création d'une fissure (Bjerrum et Anderson 1972). L'ouverture de cette fissure exige que la pression de l'eau surmonte la résistance à la traction du sol et dépasse la contrainte totale horizontale. Sous la nappe, cette dernière englobe la contrainte effective horizontale et la pression interstitielle, qui agissent en contre-pression face à l'injection. Par conséquent, cette méthode requiert un matériau à faible

perméabilité, ce qui limite son usage aux sols fins. Dans les sols grossiers, l'eau injectée se dissipe par drainage sans parvenir à provoquer de rupture franche (Lefebvre et al., 1991 ; Bjerrum et Anderson 1972).

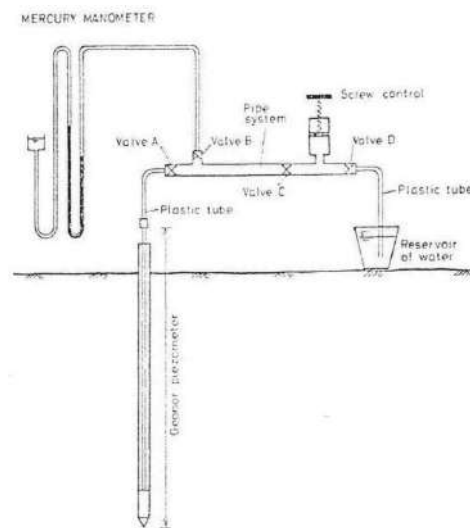


Figure 1.16 : Dispositif expérimental utilisé pour les essais de fracturation hydraulique (Bjerrum et Anderson, 1972).

Les premières investigations par fracturation hydraulique pour évaluer la contrainte horizontale in situ reviennent à Bjerrum et Anderson (1972). Leur méthode reposait sur l'utilisation d'un piézomètre pour injecter un fluide sous pression dans un forage. Tout comme pour les cellules de pression, un temps de repos est requis après l'installation du piézomètre pour dissiper les surpressions interstitielles initiales (Bjerrum et Anderson, 1972 ; Lefebvre et al., 1991). L'appareillage correspondant est présenté sur la Figure 1.16. Lors de l'essai, l'élévation de la pression d'eau provoque une fissure qui accroît fortement le débit et fait chuter la pression jusqu'à la refermeture de la fracture. Le suivi combiné et continu du débit et de la pression interne permet de localiser les seuils d'ouverture et de fermeture de la fissure (Bjerrum et Anderson, 1972) (Figure 1.17). Pour limiter l'impact du remaniement du sol lié au fonçage de l'outil, Bjerrum et Anderson (1972) ont démontré que la pression de fermeture (closing pressure) constituait l'indicateur le plus rigoureux de la contrainte totale horizontale.

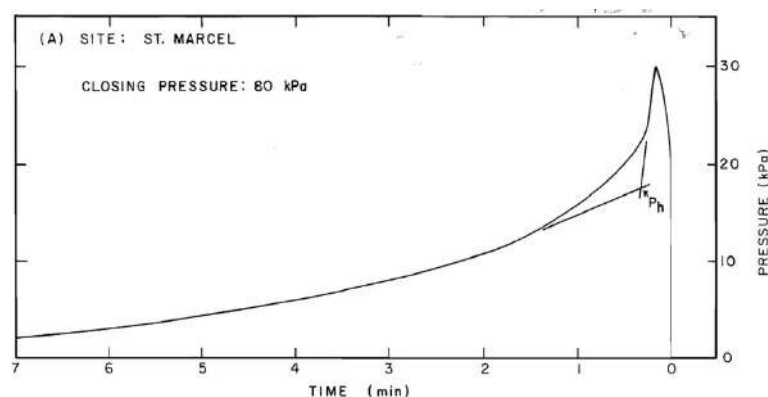


Figure 1.17 : Courbe caractéristique d'évolution de la pression en fonction du temps ; noter le sens inversé de l'axe des abscisses (Lefebvre et al., 1991)

1.3.2. Les méthodes par extrapolation inverse

1.3.2.1. Essai à la lame étagée (Stepped blade Test)

Un concept présentant des similitudes notables avec la cellule de pression des terres est la lame étagée de l'Iowa (Iowa Stepped Blade), introduite pour la première fois par Richard Handy dans les années 1980 (Lunne & L'Heureux, 2016). Cet instrument est constitué d'une lame allongée présentant plusieurs segments d'épaisseurs croissantes. Chaque palier d'épaisseur intègre une membrane de mesure de pression identique à celle qui équipe les cellules de pressions (Vaslestad, 1989). Le principe méthodologique repose sur une extrapolation mathématique des pressions enregistrées afin de déterminer graphiquement la contrainte correspondant à une épaisseur de lame théoriquement nulle (Figure 1.18). Cette contrainte extrapolée à l'origine est supposée représenter la pression totale horizontale des terres in situ (Handy et al., 1990 ; Hamouche et al., 1995).

Cependant, plusieurs investigations ont mis en évidence que ce processus d'extrapolation mathématique ne permet pas toujours de converger vers une valeur à l'origine clairement définie, ce qui rend la détermination de la contrainte horizontale délicate et incertaine (Lunne et L'Heureux, 2016). De plus, bien que Handy et al. (1990) soutiennent que cette lame est adaptée à une large gamme de sols incluant les argiles, les limons et les sables, d'autres retours d'expérience rapportent que le dispositif s'avère particulièrement vulnérable aux dommages mécaniques et aux déformations lors du fonçage (Lutenegger & Timian, 1986).

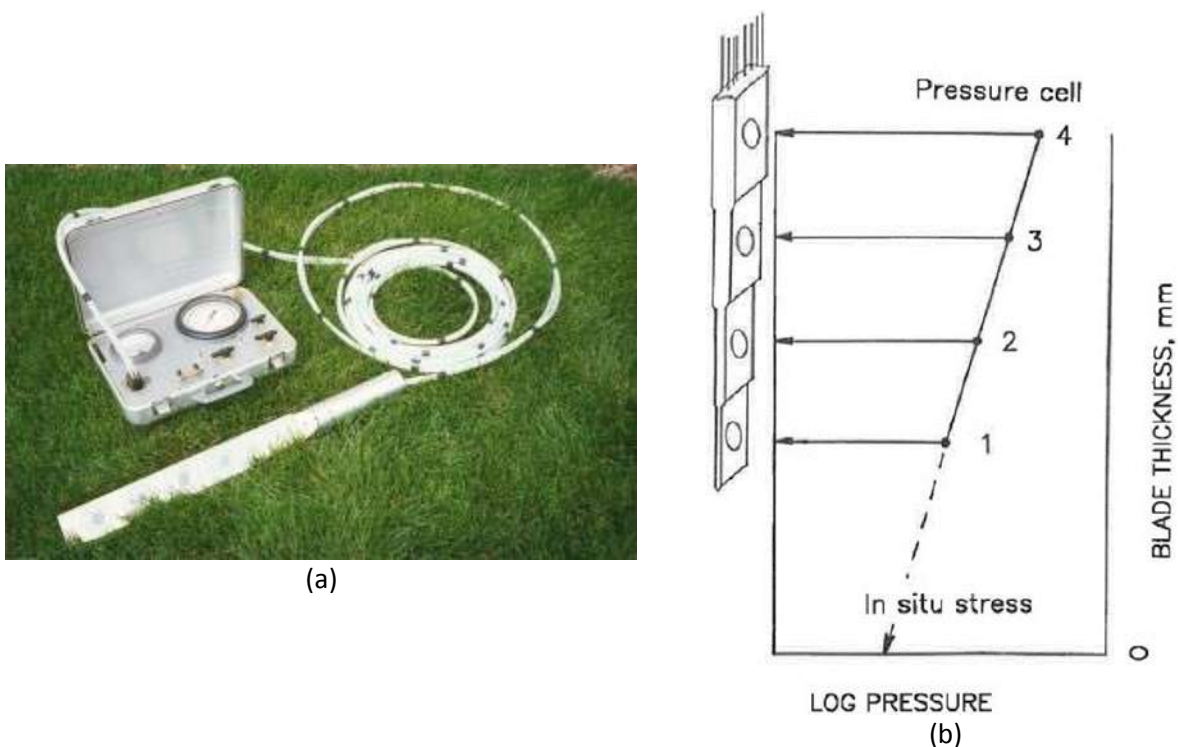


Figure 1.18 : a) Dispositif de la lame étagée et b) méthode d'extrapolation graphique utilisée pour déterminer la contrainte horizontale in situ (Lutenegger et Timian, 1986)

1.3.3. Les méthodes indirectes

1.3.3.1. Essai de pénétration au piézocône CPTu

Au cours des années 1980, plusieurs tentatives ont été menées afin de corréler la contrainte latérale mesurée sur le manchon de frottement d'une pointe de pénétromètre statique (CPT) au coefficient K_0 . Néanmoins, aucun de ces essais n'a été suffisamment probant pour s'imposer dans la pratique actuelle (Lunne & L'Heureux, 2016). Plus récemment, en 2014, des chercheurs de l'Université de la Colombie-Britannique ont développé un piézocône sismique de contrainte latérale (lateral stress seismic piezocone), dont une vue schématique du dispositif est présentée sur la Figure 1.19. Cet appareil intègre un capteur de type « bouton » spécialement conçu pour mesurer la contrainte latérale. Bien que les concepteurs estiment que cette méthode puisse fournir des valeurs fiables de la contrainte latérale, un grand nombre d'investigations complémentaires demeure indispensable avant de pouvoir valider si la contrainte ainsi mesurée peut être corrélée à K_0 de manière pleinement satisfaisante (Lunne & L'Heureux, 2016).

Sully et Campanella (1991) ont examiné la possibilité de corréler le coefficient K_0 à la variation de pression interstitielle mesurée entre la pointe (u_1) et l'arrière de la pointe (u_2), normalisée par la contrainte effective verticale initiale de couverture (σ'_{v0}). Leurs conclusions indiquent que, pour un site donné, il semble exister une relation linéaire entre K_0 et le paramètre de pression interstitielle normalisé ($\frac{u_1 - u_2}{\sigma'_{v0}}$). Cependant, la dispersion des mesures observée d'un site à l'autre s'est avérée trop importante pour pouvoir statuer sur une relation linéaire universellement valide (Sully et Campanella, 1991).

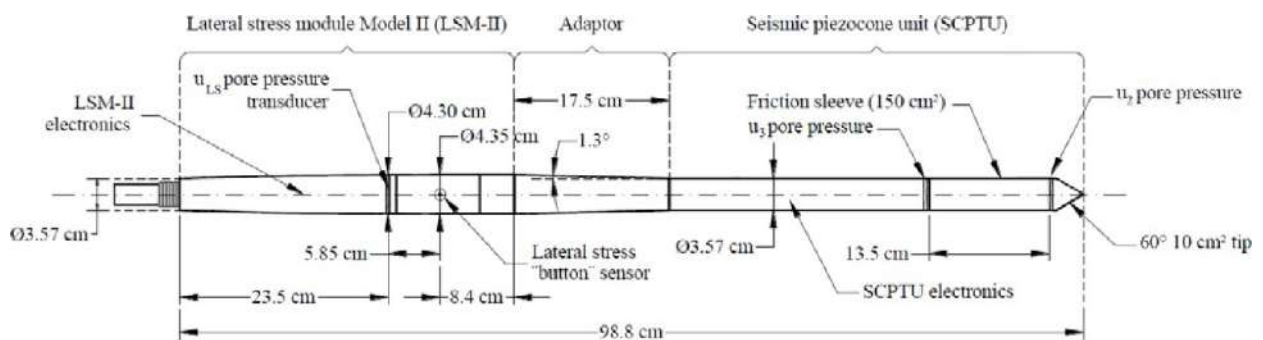


Figure 1.19 : Vue schématique du piézocône sismique de contrainte latérale (lateral stress seismic piezocone) (Lunne et L'Heureux, 2016).

1.3.3.2. Dilatomètre plat Marchetti DMT

Le dilatomètre plat Marchetti (DMT) est un outil d'essai in situ simple d'utilisation (Figure 1.20). Conçu en Italie par le professeur Silvano Marchetti, il s'est rapidement diffusé en Europe et en Amérique du Nord (Marchetti, 1980 ; Baldi et al., 1986).

La sonde standard consiste en une lame effilée de 14 mm d'épaisseur, 96 mm de largeur et 220 mm de hauteur. Sa face plane est munie d'une membrane métallique (épaisseur 0,2 mm,

diamètre 60 mm) logée au-dessus d'une chambre de pression et d'un capteur de déplacement. L'ensemble est introduit dans le sol par fonçage à l'aide de tiges creuses.

Un ombilical étanche (pneumatique et électrique) relie la lame à une unité de contrôle pour véhiculer le gaz et le courant. Le gonflement de la membrane est assuré par une bouteille d'azote comprimé. Pour piloter l'essai, l'unité de contrôle intègre un régulateur de pression, des manomètres, des vannes de flux et un signal sonore calibré pour suivre les mouvements de la membrane.

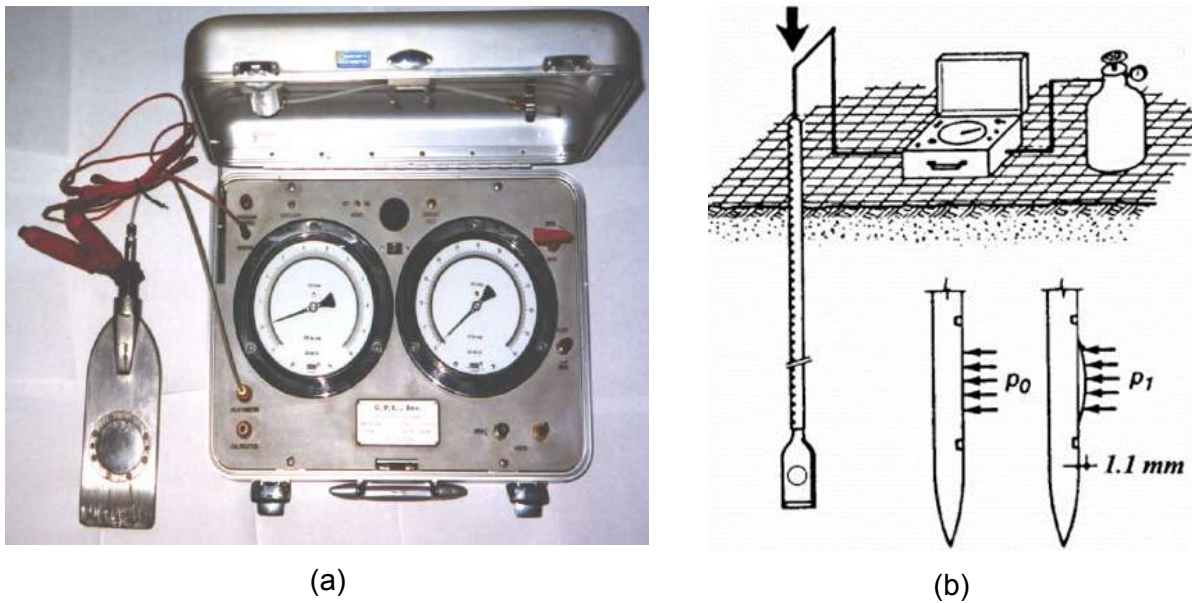


Figure 1.20 : Equipement dilatomètre Marchetti, a) L'unité de contrôle ; b) La lame DMT et procédure d'essai (Marchetti et Monaco, 2004).

Pendant un essai au dilatomètre la lame est enfoncée dans le sol à la profondeur d'essai et l'opérateur fournit du gaz pour gonfler la membrane. Environ une minute plus tard il reçoit trois mesures de pression : la pression « lift-off » pour commencer à dilater la membrane contre le sol (p_0) ; la pression de dégonflement (p_{0d}) ; et la pression nécessaire pour déplacer le centre de la membrane de 1,1 mm contre le sol (p_1) (Figure 1.20b).

La pression « lift-off » au gonflement est corrélée à la contrainte horizontale in situ. Le module dilatométrique E_D est déterminé grâce à la différence des pressions p_1 et p_0 . Les valeurs des pressions p_1 et p_0 sont des valeurs corrigées, déterminées par étalonnage avant l'essai pour tenir en compte de la rigidité de la membrane :

$$P_1 = P_{1,lue} - \Delta P_{1,corrigée} \quad (1.10)$$

La pression p_0 est déterminée par une extrapolation linéaire entre les deux déflexions de la membrane (0,05 mm et 1,10 mm) en utilisant la relation suivante :

$$P_0 = (1.10 - 0.05)(p_{0,lue} - \Delta p_{0,corrigée}) - 0.05p_1 \quad (1.11)$$

Avec : $P_{1, lue}$ pression lue à 1.1 mm de gonflement ; $\Delta P_{1, corrigée}$ correction de la membrane pour 1.1 mm de gonflement ; $P_{0, lue}$ pression lue à la position « lift-off » ; $\Delta P_{0, corrigée}$ correction de la membrane à la position « lift-off ».

Le module mesuré avec DMT est appelé module dilatométrique E_D , qui est n'est pas le même que le module de Young E . E_D est calculé à partir de la théorie élastique comme suit :

$$E_D = 34,7(p_1 - p_0) \quad (1.12)$$

L'indice du matériau I_D et l'indice de contrainte horizontale K_D est donné par :

$$I_D = (p_1 - p_0)/(p_0 - u_0) \quad (1.13)$$

$$K_D = (p_0 - u_0)/\sigma'_{v0} \quad (1.14)$$

Sur la base de l'équation 1.14, l'équation 1.15 initiale corrélant l'indice de contrainte horizontale au coefficient de poussée au repos s'écrit de la manière suivante (Marchetti, 1980). Cette formulation, conçue à l'origine pour les sables, permet également d'obtenir une valeur approchée de K_0 dans les argiles (Marchetti, 2015).

$$K_0 = \left(\frac{K_D}{\beta_k}\right)^{0,47} - 0,6 \quad (1.15)$$

où β_k varie de 3 à 0,9. La valeur de 1,5, recommandée à l'origine par Marchetti (1980), est adaptée aux argiles intactes peu sensibles (Hamouche et al., 1995), tandis qu'une valeur de 2 a été introduite par Hamouche et al. (1995) pour les argiles intactes sensibles. Par ailleurs, s'appuyant sur des investigations en laboratoire et in situ sur plusieurs sites de l'NGI, Lacasse et Lunne (1989) ont établi que la corrélation initiale de Marchetti (Équation 1.15) a tendance à surestimer K_0 . Ils ont ainsi développé l'Équation 1.16 pour les argiles norvégiennes, en définissant $m = 0,44$ pour les argiles très plastiques et $m = 0,64$ pour les argiles peu plastiques (Lacasse et Lunne, 1989).

$$K_0 = 0,34(K_D)^m \quad (1.16)$$

Par ailleurs, Marchetti et al. (2006) ont formulé l'équation 1.17 pour évaluer l'OCR sur la base de l'indice de contrainte horizontale (K_D) issu de l'essai dilatométrique.

$$OCR_{DMT} = (0,50K_D)^{1,25} \quad (1.17)$$

Depuis le lancement du dilatomètre, l'effort de recherche s'est focalisé sur l'établissement de corrélations générales avec les propriétés d'identification des sols (Mayne et Martin, 1998). Néanmoins, la principale faiblesse du dilatomètre demeure l'incertitude liée à l'usage de relations empiriques pour évaluer l'état de contrainte et les paramètres du sol (Lacasse et Lunne, 1989). Plusieurs études soulignent que ces corrélations s'exportent mal d'un site à l'autre (Ku et Mayne, 2013) et dépendent étroitement de l'histoire géologique du dépôt (Roque et al., 1988). Malgré ces disparités, Marchetti a conservé sa corrélation initiale (Équation 1.15) (Lunne et L'Heureux, 2016). Par conséquent, Mayne et Martin (1998) recommandent de recourir au pressiomètre auto-

foreur, à la cellule de pression totale ou à la fracturation hydraulique pour mesurer K_0 , ces méthodes offrant une approche directe sans biais empirique. Ils indiquent également que le dilatomètre est optimal dans les argiles molles, car il a tendance à surévaluer les contraintes dans les argiles raides (Mayne et Martin, 1998 ; Lunne et L'Heureux, 2016). D'un autre côté, plusieurs campagnes d'essais montrent une bonne convergence, Hamouche et al. (1995) ont ainsi observé une forte concordance entre les profils de K_0 du dilatomètre et ceux du pressiomètre auto-foreur (Hamouche et al., 1995 ; Kulhawy et Mayne, 1990).

1.3.3.3. L'essai pressiométrique avec forage préalable

Initié par Kögler en 1933, l'emploi d'une sonde cylindrique pour mesurer les caractéristiques mécaniques des sols ne prendra son essor actuel que sous l'impulsion de Louis Ménard. Le 19 janvier 1955, ce dernier dépose à Paris le brevet d'invention n° 1.117.983 d'un appareil dénommé « pressiomètre », destiné à l'expérimentation des terrains in situ.

L'essai consiste à dilater radialement une sonde cylindrique au sein d'un massif de sol et à déterminer la relation entre la pression appliquée sur la paroi de la cavité et le déplacement de cette dernière. Cet essai présente l'avantage majeur de pouvoir être réalisé dans la quasi-totalité des terrains. La sonde est descendue dans un avant-trou préalablement réalisé à l'aide d'une tarière manuelle ou d'un outil de forage adapté à la nature du terrain. L'objectif fondamental de cette phase est de minimiser le remaniement des parois de la cavité et d'ajuster son diamètre pour qu'il corresponde le plus fidèlement possible à celui de la sonde (Ménard, 1976 ; Baguelin et al., 1978 ; Amar et al., 1991).

Il existe de nombreuses variantes de pressiomètres avec forage préalable sur le marché, dont la différence réside principalement dans les dimensions des sondes et les amplitudes des pressions appliquées (Figure 1.21). Le premier type, le plus couramment utilisé, connu sous le nom de pressiomètre Ménard. Les autres types incluent le OYO LTT, le Texam, et le Tri-Mod de RocTest.

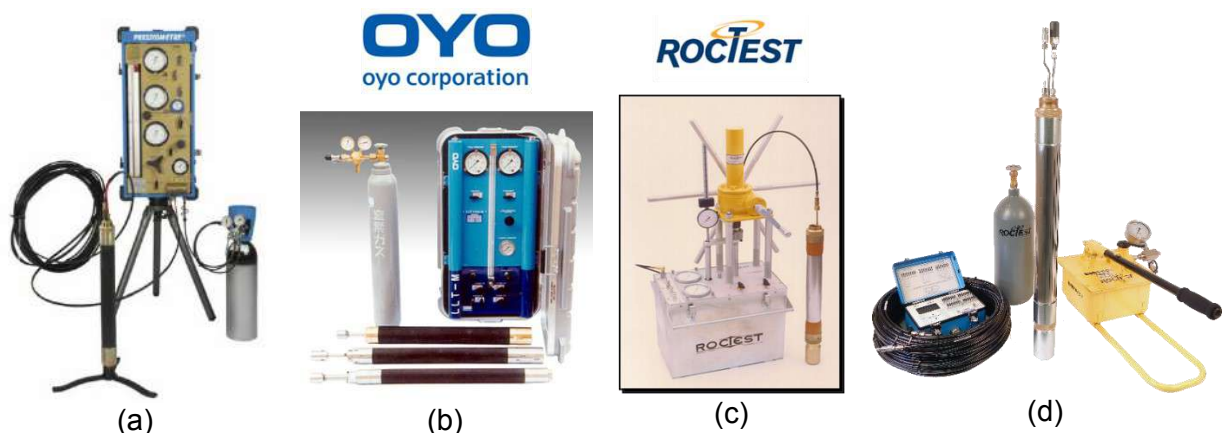


Figure 1.21 : Types de pressiomètres avec forage préalable : a) Type Ménard ; b) Pressiomètre OYO LTT ; c) Pressiomètre TEXAM ; d) Pressiomètre TRI-MOD

Bien que l'essai pressiométrique soit l'un des outils de référence permettant d'estimer directement la contrainte horizontale in situ (σ_{h0}), son évaluation reste délicate et en partie subjective puisqu'elle repose sur l'identification graphique d'un point singulier sur la courbe brute. Comme l'illustre la Figure 1.22, la pression s'exerçant sur la paroi pour un rayon initial a_0 de la cavité avant perturbation correspond théoriquement à cette contrainte (σ_{h0}). Pour la déterminer, Clarke (1995) répertorie plusieurs approches : la méthode du décollage (lift-off), spécifiquement adaptée au pressiomètre autoforeur, identifie l'instant précis où la membrane s'écarte de l'âme de la sonde pour obtenir une mesure directe de (σ_{h0}); à l'inverse, pour les pressiomètres avec forage préalable, les méthodes s'appuient soit sur la résistance au cisaillement en exploitant la portion pseudo-élastique de la courbe, soit sur des procédures d'essai spécifiques à l'aide de paliers de stabilisation ou de cycles de chargement-déchargement, ou encore sur l'ajustement mathématique de fonctions analytiques pour caler numériquement l'état de contrainte initial du sol. Une description détaillée de ces différentes méthodes est disponible dans l'ouvrage de Clarke (1995).

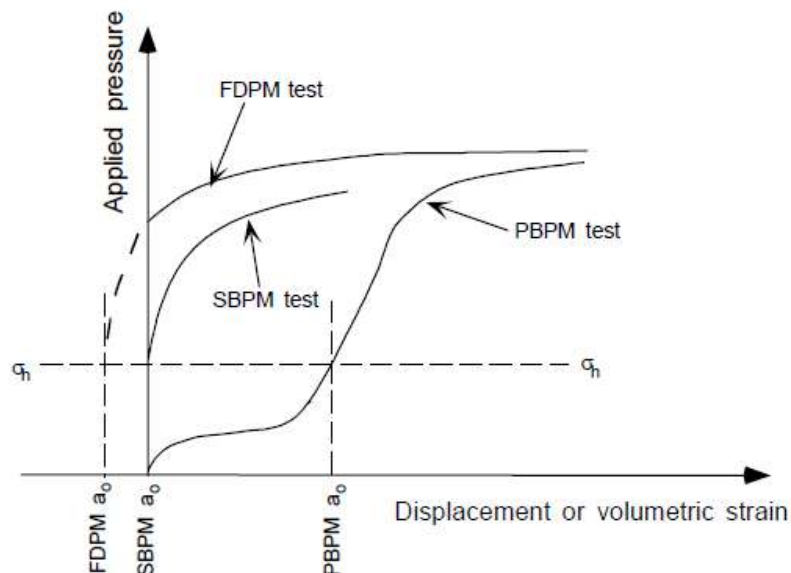


Figure 1.22 : Courbes typiques et positions du point σ_{h0} les types de pressiomètres

1.4. Techniques expérimentales en laboratoire pour mesurer K_0

Plusieurs méthodes permettant de déterminer la valeur du coefficient K_0 en laboratoire ont été développées (Ku et Mayne, 2015). Cette section se concentrera principalement sur l'oedomètre k_0 , et la procédure triaxial K_0 . Afin de pouvoir exploiter ces méthodes de laboratoire pour prédire la valeur de K_0 in situ, l'état de contrainte des éprouvettes doit être préservé au maximum de tout remaniement (Ku et Mayne, 2015). Cela requiert fréquemment l'utilisation d'équipements d'échantillonnage à la fois coûteux et chronophages (Fioravante et al., 1998).

1.4.1. Essai œdométrique K_0

L'oedomètre K_0 à haute pression est conçu pour l'étude des sols soumis à de fortes contraintes axiales pouvant atteindre 20 MPa, appliquées par cycles lors d'un chargement continu

drainé avec suivi de la contrainte radiale. Le dispositif utilise une bague latérale mince munie de jauges de déformation, la déformation de cette paroi génère un signal proportionnel à la pression radiale totale induite par le sol. Le choix de l'épaisseur de la bague permet d'allier une haute sensibilité de mesure à un déplacement radial quasi nul (inférieur à 10^{-5}), garantissant ainsi les conditions de déformation latérale empêchée. Cette approche technique offre un appareillage simple, capable de maintenir la condition œdométrique et de mesurer la contrainte radiale sans nécessiter de boucle d'asservissement (Serratrice et Flavigny, 1993).

La cellule K_0 HP adopte l'architecture d'une cellule triaxiale (Figure 1.23). L'éprouvette y est installée à l'intérieur de la bague capteur, entre une embase et une tête hémisphérique dotées chacune d'une plaque poreuse de drainage. L'application de la charge axiale s'effectue sur la tête au moyen d'un piston guidé par une pièce en bronze. La bague capteur est supportée aux extrémités par ce guide et par l'embase via des joints toriques d'étanchéité. Le dispositif comprend un double circuit de drainage à la base et un second double circuit en tête, ce dernier transitant par le guide à travers une chambre interne. L'étanchéité entre le piston et son guide est assurée par un joint à lèvres. Des vannes d'arrêt terminent les conduits de drainage pour permettre le raccordement aux systèmes hydrauliques externes. Protégé par un capot, l'ensemble de l'appareillage est monté sur un bâti robuste en forme de col de cygne.

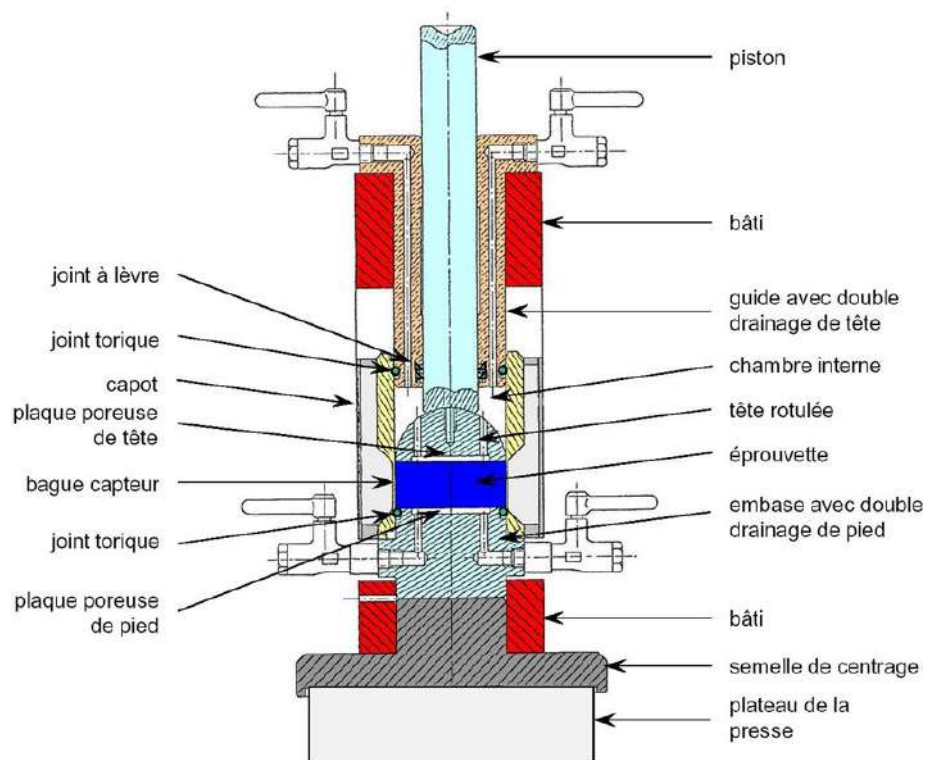


Figure 1.23 : Oedomètre K_0 à haute pression

Le chargement continu est appliqué au moyen d'une presse triaxiale. L'effort axial est mesuré par un anneau dynamométrique muni d'un capteur de déplacement, tandis que le déplacement axial est suivi par un second capteur de déplacement solidaire du piston. Durant toute la durée de l'essai, le déplacement axial Δh , l'effort axial F et la contrainte radiale totale σ_r ,

sont enregistrés en continu. Ces mesures permettent ensuite de déduire, à partir de Δh et F , la déformation axiale ε_a ainsi que la contrainte axiale totale σ_a .

Becker et al. (1987) ont proposé une méthode permettant de déterminer la contrainte horizontale in situ et la contrainte de comportement critique (yield stress) à partir d'un critère de travail appliqué aux essais œdométriques. Dans la mesure où cette approche permet d'évaluer la contrainte effective horizontale in situ, le coefficient K_0 peut être directement calculé lorsque la contrainte verticale effective est connue. Cette méthode consiste à tracer le travail cumulé par unité de volume en fonction de la contrainte effective, comme l'illustre la Figure 1.24. Les incréments de travail mécanique sont calculés à partir de l'Équation 2.15 :

$$\Delta W_{oed} = \frac{\sigma'_i + \sigma'_{i+1}}{2} (\varepsilon_{i+1} - \varepsilon_i) \quad (1.18)$$

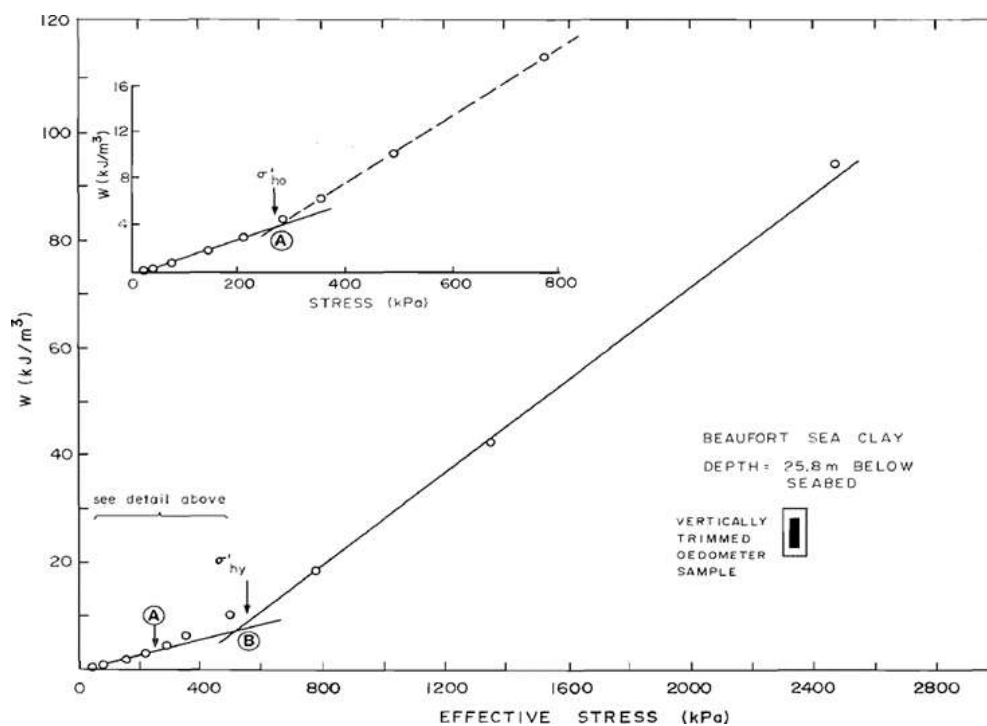


Figure 1.24 : Évolution du travail volumique cumulé en fonction de la contrainte effective lors d'un essai œdométrique (Becker et al., 1987)

Dans la méthode illustrée à la Figure 1.24, la courbe est décomposée en trois segments linéaires. Le premier décrit la phase initiale de l'essai jusqu'à la contrainte in situ. Le deuxième segment (en pointillés) marque le début de la divergence des points expérimentaux par rapport à la linéarité initiale. L'intersection de ces deux segments permet ainsi de localiser la contrainte in situ. Selon Becker et al. (1987), cette identification repose sur le fait que le sol présente une rigidité plus élevée sous l'état de contrainte d'origine, en raison du remaniement et du changement de chemin de contrainte subis par l'échantillon. Pour une explication détaillée de cette méthode, le lecteur pourra se référer à l'article de Becker et al. (1987).

Selon Tavenas et al. (1975), le coefficient K_0 peut s'exprimer par le rapport des contraintes de préconsolidation horizontale et verticale (Équation 1.19). Pratiquement, ces contraintes sont

mesurées lors d'essais œdométriques sur des éprouvettes découpées selon l'axe vertical ou horizontal du massif en place. Cette approche a ensuite été adoptée par plusieurs chercheurs, notamment Jamiolkowski et al. (1985) ainsi que Mesri et Castro (1987).

$$K_0 = \frac{\sigma'_{ph}}{\sigma'_{pv}} \quad (1.19)$$

Cependant, Hamouche et al. (1995) ont démontré les limites de cette méthode, la qualifiant d'erronée. Alors que les données *in situ* indiquent une croissance claire de K_0 avec l'élévation de l'état de surconsolidation (*OCR*), le rapport de l'Équation 1.19 demeure quant à lui globalement invariant face aux fluctuations de l'*OCR*. Cette divergence majeure indique qu'il n'existe aucun lien direct entre K_0 et $\sigma'_{ph}/\sigma'_{pv}$ infirmant de ce fait le postulat de Tavenas et al. (1975).

1.4.2. Essai triaxial K_0

L'appareil d'essai triaxial permet également de réaliser des procédures de consolidation sous condition K_0 (Watabe et al., 2003 ; Janbu et Senneset, 1995). Durant cette phase de consolidation, la section transversale de l'éprouvette est maintenue rigoureusement constante, de manière analogue à un essai œdométrique, en ajustant en continu la pression de confinement dans la cellule. Cette pression de cellule est régulée de sorte que le volume d'eau interstitielle expulsé corresponde exactement au changement de volume induit par la seule déformation verticale (Figure 1.25).



Figure 1.25 : Equipement triaxial K_0

L'Équation 1.20 définit la relation fondamentale entre le volume d'eau interstitielle expulsé (ΔV) et la déformation verticale (ε_v). Dans ce protocole, la section transversale initiale de l'éprouvette est fixée à 2,29 cm², de plus, la hauteur initiale de l'éprouvette étant de 10 cm, la valeur numérique de la déformation verticale exprimée en pourcentage est rigoureusement identique à celle du déplacement vertical mesuré en millimètres. Il convient de souligner que

L'Équation 1.20 n'est valide que si l'éprouvette est parfaitement saturée au début de l'essai. Dans le cas contraire, la compressibilité de l'air occlus au sein du sol fausserait significativement les résultats de la mesure.

$$\Delta V = 2,29\varepsilon_v \quad (1.20)$$

La pente de la courbe expérimentale dans un diagramme représentant la masse d'eau expulsée en fonction de la déformation axiale (ε_{axial}) peut être utilisée pour vérifier si l'essai s'est déroulé dans de strictes conditions œdométriques. Sous l'hypothèse d'une saturation complète de l'éprouvette dès le début du processus, l'essai triaxial K_0 respecte les conditions œdométriques si l'inclinaison de cette courbe est conforme aux prédictions de l'Équation 1.20.

La phase de consolidation étant menée en condition drainée, la pression de cellule correspond exactement à la contrainte effective horizontale au sein de l'éprouvette. De même, la somme de la contrainte induite par la force du piston et de la pression de cellule est égale à la contrainte effective verticale. À partir des valeurs mesurées de l'effort au piston et de la pression de confinement, la valeur du coefficient K_0 peut alors être calculée par l'Équation 1.21 (Janbu et Senneset, 1995).

$$K_0 = \frac{\sigma'_{30} + a}{\sigma'_{10} + a} = \frac{1}{1 + 2S_0} \quad (1.21)$$

Dans cette expression, S_0 représente la pente du chemin de contrainte œdotriaxial, a désigne l'attraction, tandis que σ'_{10} et σ'_{30} correspondent respectivement aux contraintes effectives verticale et radiale initiales. Selon l'équation précédente, la droite de pente S_0 doit intercepter l'axe σ'_{30} à la valeur, a (Janbu et Senneset, 1995).

1.5. Méthodes empiriques et corrélations pour l'estimation du K_0

En raison des difficultés et des coûts élevés associés aux investigations sur site et en laboratoire, la contrainte horizontale initiale des massifs de sol est souvent approchée par des lois théoriques ou empiriques. Diverses formules plus ou moins complexes permettent ainsi de calculer K_0 . Parmi elles, certaines s'appliquent aux sols normalement consolidés, alors que d'autres visent à prendre en compte les effets de l'histoire des contraintes (le passé géologique du matériau).

1.5.1. Sols normalement consolidés

L'une des équations les plus simples a été initialement proposée par Jaky en 1944 (Jaky, 1944), puis simplifiée en 1948 (Jaky, 1948). L'Équation 1.22 énonce que le coefficient K_{onc} d'un sol normalement consolidé dépend exclusivement de son angle de frottement effectif φ' .

$$K_{onc} = 1 - \sin\varphi' \quad (1.22)$$

L'Équation 1.22 a été validée par diverses investigations de laboratoire et de terrain. Les études expérimentales de Mayne et Kulhawy (1982), Diaz-Rodriguez et al. (1992) et Watabe et al. (2003) en ont d'abord démontré l'exactitude en milieu contrôlé. Par la suite, les essais in situ

menés à par Hamouche et al. (1995) ont confirmé que la formule restait tout à fait adaptée pour estimer K_0 dans le cas d'argiles quasi normalement consolidées ($OCR = 1$). Aujourd'hui, cette méthode jouit d'un large consensus dans la pratique géotechnique et sert de référence pour évaluer K_0 , étant par exemple intégrée par défaut dans le logiciel d'éléments finis Plaxis.

Cependant, diverses recherches ont abouti à des variantes de l'Équation 1.22. Notamment, Brooker et Ireland (1965) ont proposé l'Équation 1.23, estimant qu'elle décrivait plus fidèlement le comportement des sols fins (cohérents). Néanmoins, la représentativité de cette formule est à nuancer en raison d'une dispersion significative des mesures et d'un échantillonnage restreint lors de leurs travaux.

$$K_{0nc} = 0,95 - \sin\varphi' \quad (1.23)$$

$$K_{0nc} = \frac{1 - \sin(\varphi' - 11,5)}{1 + \sin(\varphi' - 11,5)} \quad (1.24)$$

$$K_{0nc} = \frac{\sqrt{2} - \sin\varphi'}{\sqrt{2} + \sin\varphi'} \quad (1.25)$$

Par ailleurs, Bolton (1991) a formulé l'Équation 1.24 tandis que Simpson (1992) a proposé l'Équation 1.25. Les écarts entre les différentes estimations du coefficient K_{0nc} obtenues par ces formules s'avèrent relativement minimes (Sivakumar et al., 2002). Mayne et Kulhawy (1982) ont d'ailleurs indiqué que de très légères modifications apportées à l'équation d'origine de Jaky suffisaient à obtenir une excellente corrélation avec un ensemble de 121 échantillons d'argiles et de sables testés. L'Équation 1.26 présente cette variante modifiée par Mayne et Kulhawy (1982).

$$K_{0nc} = 1 - 1,003\sin\varphi' \quad (1.26)$$

Mayne et Kulhawy (1982) ont rapporté que de nombreuses tentatives ont été faites pour corréler le coefficient K_{0nc} avec les propriétés d'identification des sols (propriétés index), telles que l'indice de plasticité, la limite de liquidité, l'indice des vides ou encore la fraction argileuse. À cet égard, Larsson (1977) a mis en évidence que, pour les argiles scandinaves inorganiques, un grand nombre d'essais montraient une relation directe entre l'indice de plasticité (I_p) et K_{0nc} , ou alternativement entre la limite de liquidité (W_L) et K_{0nc} . Les corrélations établies par Larsson (1977) font l'objet des Équations 1.27 et 1.28. L'existence d'un lien manifeste entre l'indice (I_p) et K_{0nc} , avait également été avancée par Brooker et Ireland (1965).

$$K_{0nc} = 0,31 + 0,71(W_L - 0,2) \quad (1.27)$$

$$K_{0nc} = 0,315 + 0,77I_p \quad (1.28)$$

1.5.2. Sols surconsolidés

Brooker et Ireland (1965) ont établi que la valeur du coefficient K_0 dépendait fortement de l'histoire des contraintes du sol, un constat validé par la suite par de nombreuses études, notamment celles de Sivakumar et al. (2002) et de Mayne et Kulhawy (1982). Dans leur article

de référence, Brooker et Ireland (1965) ont examiné en détail la relation entre la pression des terres au repos et le passé géologique du matériau. En réalisant des essais de compression œdométrique sous forte contrainte sur cinq sols cohérents différents, les auteurs ont démontré que l'histoire des contraintes d'un dépôt sédimentaire constitue le facteur prédominant régissant le coefficient de pression des terres au repos. Sur le plan théorique, à mesure que le degré de surconsolidation (OCR) s'élève, la valeur de K_0 doit tendre vers le coefficient de poussée passive des terres, K_p (Brooker et Ireland, 1965). Par la suite, Schmidt (1966) a formulé l'Équation 1.29, qui formalise l'influence de la surconsolidation pour les sols soumis à un premier cycle de déchargement.

$$K_{0oc} = K_{0nc} \cdot OCR^\alpha \quad (1.29)$$

Dans cette expression, α représente la pente de la courbe obtenue en traçant $\log K_{0oc}$ en fonction de $\log OCR$. Pour pouvoir exploiter cette relation, il est nécessaire de réaliser des investigations en laboratoire afin de déterminer précisément la pression de pré-consolidation (Fioravante et al., 1998). En analysant cette corrélation entre K_{0oc} et l'OCR sur une base de données de plus de 170 échantillons d'argiles et de sables, Mayne et Kulhawy (1982) ont démontré que :

$$\alpha = \sin\varphi' \quad (1.30)$$

En combinant l'Équation 1.30 avec les Équations 1.22 et 1.29, on obtient l'Équation 1.31.

$$K_{0oc} = (1 - \sin\varphi') OCR^{\sin\varphi'} \quad (1.31)$$

1.6. Conclusion

Ce chapitre de revue bibliographique a posé les bases théoriques et méthodologiques indispensables à l'étude du coefficient de pression des terres au repos (K_0). Sa caractérisation pratique reste un défi complexe, nécessitant un arbitrage délicat entre la représentativité des essais in situ et le contrôle rigoureux des essais en laboratoire. L'analyse des corrélations empiriques a également mis en lumière le rôle prédominant de l'histoire des contraintes sur l'évolution de ce paramètre. Le chapitre suivant sera consacré à la description d'un nouvel appareillage pressiométrique. Ce dispositif sera utilisé dans le cadre de ce projet de fin d'études afin de déterminer expérimentalement le coefficient de pression des terres au repos (K_0).

Chapitre 2

**Moyens d'investigation : description et
fonctionnement du nouveau pressiomètre**

2.1. Introduction

Dans le cadre de la caractérisation géotechnique des sols, le recours à des dispositifs d'investigation in situ de plus en plus performants s'impose comme une nécessité pour accéder à une description plus fine et plus fiable de leur comportement mécanique. C'est dans cette perspective que s'inscrit le présent chapitre, consacré à présentation d'un pressiomètre innovant développé afin de dépasser certaines limites des appareils pressiométriques Ménard conventionnels et d'améliorer la qualité des mesures obtenues au cours de l'essai.

Ce chapitre présente le concept général du dispositif, son principe de fonctionnement ainsi que les motivations scientifiques et techniques ayant conduit à son développement. Il expose ensuite, de manière structurée, l'ensemble des éléments constitutifs du système, depuis la sonde pressiométrique et le circuit d'application de la pression jusqu'aux capteurs, au système de commande et aux moyens d'acquisition des données.

Il s'attache également à décrire les étapes de préparation, de montage et de raccordement du dispositif, avant d'aborder les opérations d'étalonnage et les vérifications préliminaires indispensables à la maîtrise de la chaîne de mesure et à la fiabilité des résultats. Enfin, les conditions de réalisation du forage et d'installation de la sonde sont examinées, dans la mesure où elles influencent directement le bon déroulement de l'essai et la pertinence des données recueillies.

2.2. Concept général du pressiomètre innovant

2.2.1. Principe de fonctionnement

L'essai pressiométrique occupe une place prépondérante parmi les essais de mécanique des sols appliqués aux études d'ouvrages géotechniques. Au-delà des inventions collatérales de Louis Ménard, plusieurs chercheurs à travers le monde ont développé des dispositifs similaires ou complémentaires au pressiomètre Ménard classique. On peut notamment citer les travaux de 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), Thorel et al. (2007), Jacquard et al. (2013), Johnston et al. (2013), ainsi que Shaban et Cosentino (2017). La chronologie de ces développements ainsi que les distinctions techniques entre ces différents appareils sont synthétisées dans le Tableau 2.1.

Cependant, ces récents développements s'avèrent onéreux et ne s'adaptent pas à tous les types de sols. Pour pallier ces limites, une voie d'amélioration a été développée par Aissaoui et al. (2018, 2020). Ces recherches ont abouti à la conception d'une nouvelle génération de pressiomètre, permettant de réaliser des essais in situ sous conditions contrôlées.

Contrairement aux systèmes hydrauliques conventionnels, cet appareil utilise un système pneumatique (Aissaoui et al., 2021). La pression cellulaire y est appliquée au moyen d'une

membrane remplie d'air, et la déformation radiale du sol est mesurée directement à l'aide d'un palpeur de mesure, évitant ainsi de déduire les déplacements à partir des variations de volume d'un fluide (Figure 2.1). Ce pressiomètre développé présente la possibilité de mesurer la contrainte horizontale en place $\sigma_{ho} (K_0)$ avec une manière très précise. Un paramètre très utile dans la modélisation des ouvrages lors de l'évaluation de la stabilité des pentes, des poussées ou de soulèvement.

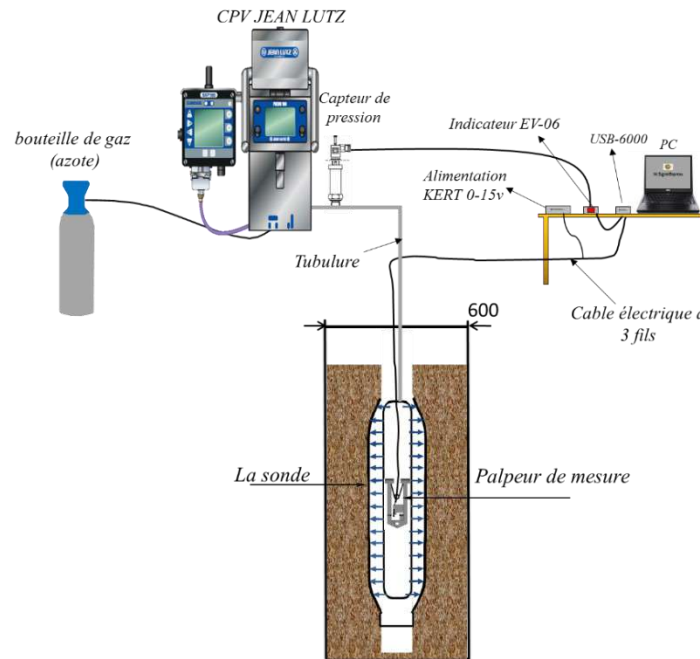


Figure 2.1 : Architecture du nouvel appareillage pressiométrique (Aissaoui et al., 2018)

Tableau 2.1 : Historique et d'autres types de pressiomètres

Years	Types of pressuremeter	Method of strain measurement
1933	Kögler's borehole side tester	--
1955	Menard's patent: a 3 cell pressuremeter: A type	Volume variation
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	3 diameter strain gauged springs
1971	Oyo Elastmeter 100	
1972	Cambridge self-boring pressuremeter	Volume variation
1973-1976	MPM GB, GC, GA types	
1976	LCPC self-boring pressuremeter for weak rocks	
1979	LCPC Menard cone pressuremeter for offshore jobs	3 diameter strain gauged springs
1980	Oyo Elastmeter 200 Cambridge in-situ HPD	
1982	Push-In pressuremeter PIP	Volume variation

1985	Calculator Assisted Pressuremeter CAP	
1986	Full displacement pressuremeter FDPM	3 diameter strain gauged springs
1989	Newcastle weak rocks self-boring pressuremeter (RSBP)	1 strain gauged
1992	pressuremeter with electronic data acquisition system SPAD	Volume variation
2005	A new generation of self-boring pressuremeter in France PAF2000	3/6 strain arms
2007	A cone pressuremeter for soil characterisation in the centrifuge	Volume variation
2013	A new probe for measuring the pressuremeter limit pressure of soils without extrapolation	Volume variation
2013	Development of a laboratory-scale pressuremeter	Two strain gauged
2017	Development of the Miniaturized Pressuremeter Test to Evaluate Unbound Pavement Layers	Volume variation
2020	Contribution of modification of a pressuremeter for an effective prediction of soil deformability	Hall effect strain transducer

2.2.2. Motivations et avantages par rapport au pressiomètre Ménard classique

Le développement de cette nouvelle génération d'appareil pressiométrique par Aissaoui et al. (2020, 2021) s'inscrit dans une démarche d'optimisation des essais in situ, motivée par des défis géotechniques majeurs et des limites technologiques propres aux outils conventionnels. En ingénierie géotechnique, la mesure rigoureuse du coefficient de pression des terres au repos (K_0) reste un défi complexe. Bien que plusieurs méthodes de référence existent dans la littérature, à l'image des cellules de pression, de la fracturation hydraulique ou du pressiomètre auto-foreur, elles s'avèrent souvent onéreuses, délicates à mettre en œuvre et modifient inévitablement l'état de contrainte initial du sol lors de l'introduction de la sonde. Ce projet de fin d'études vise donc à proposer un protocole d'essai et à utiliser un appareillage innovant, conçu pour évaluer de manière fiable ce coefficient tout en garantissant une structure matérielle suffisamment robuste pour intervenir dans tous les types de sols. L'objectif est également de maintenir des procédures de chantier simples, permettant de déterminer de manière très précise la contrainte horizontale in situ (σ_{h0}), et par conséquent le coefficient de pression des terres au repos (K_0).

Sur le plan de l'instrumentation, ce nouveau dispositif se distingue fondamentalement du pressiomètre Ménard traditionnel par sa configuration interne et son mode de détection du contact membrane-sol. Dans le pressiomètre Ménard classique, la déformation du sol est évaluée de manière indirecte par voie volumétrique, en mesurant depuis la surface la quantité d'eau injectée dans la cellule centrale (Figure 2.3a). Ce processus, sujet à l'inertie du fluide et aux déformations parasites des conduites, occulte le comportement initial du sol. À l'inverse, ce nouvel appareil applique une pression pneumatique fluide et continue via une membrane remplie d'air, couplée à des palpeurs électroniques internes en contact direct avec la paroi de la membrane-sol (Figure 2.3b). Cette transition technologique offre des avantages pratiques considérables sur le terrain, le fait de faire fonctionner les pièces électriques et mécaniques à sec limite drastiquement les

risques de court-circuit ou de corrosion précoce. De plus, l'utilisation du gaz élimine le besoin d'appliquer des corrections complexes dues à la charge hydraulique ou à la hauteur piézométrique entre l'unité de surface et la sonde en profondeur.

Surtout, la mesure directe de la déformation radiale de la paroi du forage par les palpeurs s'affranchit totalement des erreurs liées à l'expansion propre et à la compressibilité de l'appareillage de surface (Figure 2.2). Lors de la phase initiale de chargement, ces palpeurs mesurent le déplacement radial avec une précision micrométrique. Le point d'inflexion exact, qui marque l'instant où la membrane commence à repousser les parois du forage sans pour autant plastifier le sol, correspond précisément à la pression de contact d'équilibre, c'est-à-dire à la contrainte horizontale totale in situ (σ_{h0}). En déduisant la pression interstitielle (U_w) mesurée à cette profondeur, on obtient fidèlement la contrainte horizontale effective (σ'_{h0}). Le coefficient de pression des terres au repos (K_0) est alors calculé directement par le rapport entre cette contrainte effective horizontale et la contrainte verticale effective, offrant une précision jusqu'alors inaccessible avec les systèmes volumétriques traditionnels.

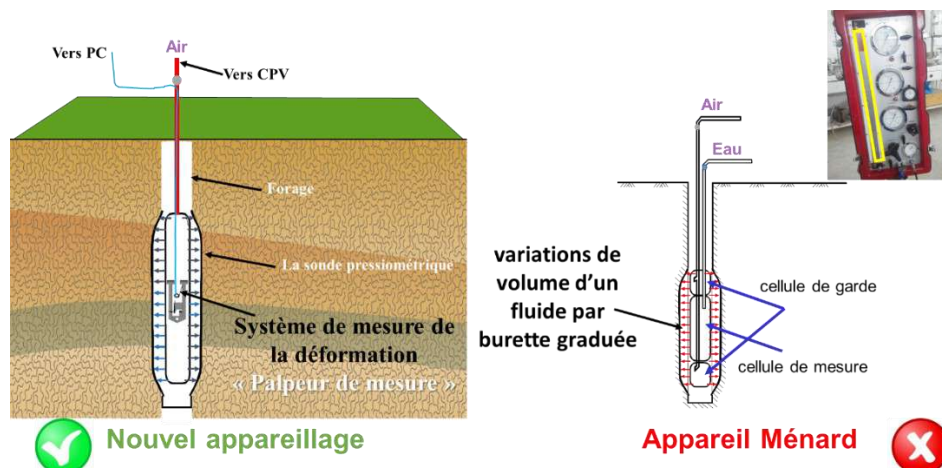


Figure 2.2 : Différences de fonctionnement entre le pressiomètre Ménard classique et le nouveau pressiomètre (Aïssaoui, 2021)

Malgré ces avancées notables, l'intégration de technologies électroniques et pneumatiques de pointe engendre certaines exigences opérationnelles qu'il convient de prendre en compte par rapport à l'essai Ménard standard. L'utilisation de composants électroniques de précision sur un chantier exige une alimentation électrique stable pendant toute la durée de l'essai ainsi qu'une maintenance méticuleuse face à la poussière et à l'humidité. De plus, l'espace interne à l'intérieur de cette sonde monocellulaire reste confiné pour loger les capteurs, et son entretien comme son étalonnage requièrent des procédures spécifiques dans un environnement propre. Enfin, l'appareil montre une sensibilité accrue à la qualité du forage, car dans un trou mal calibré ou présentant un surprofil important, l'expansion maximale de la membrane peut s'avérer insuffisante pour atteindre la pression limite du sol. Ce nouveau pressiomètre se positionne néanmoins comme un outil intermédiaire performant et prometteur entre la complexité des essais de laboratoire et la rusticité du pressiomètre Ménard classique.

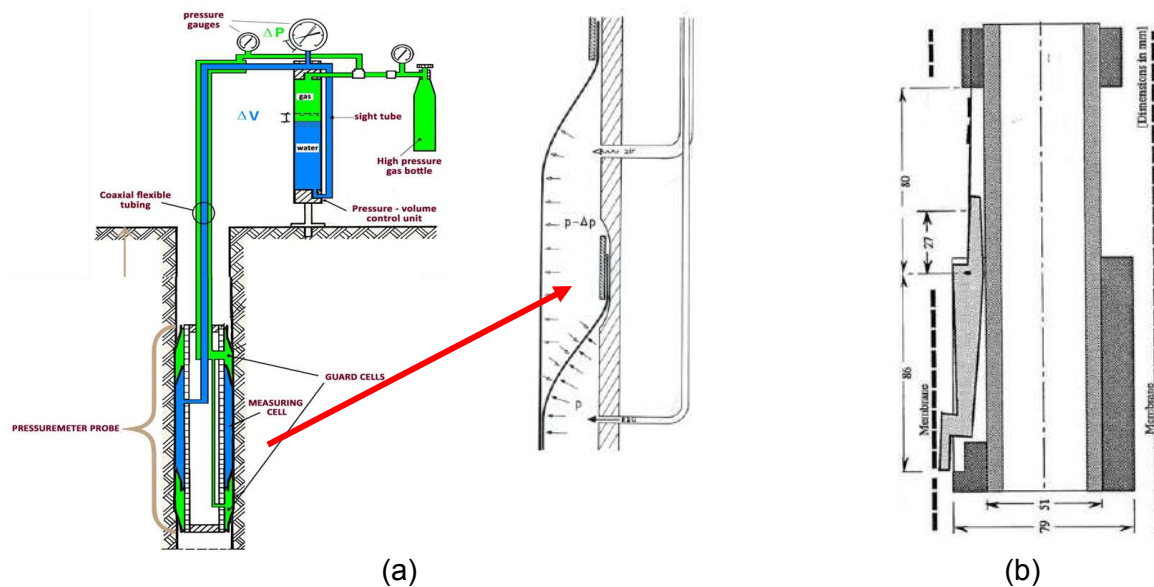


Figure 2.3 : Comparaison de la détection du point de contact membrane-sol : Mesure volumétrique indirecte (pressiomètre Ménard classique) versus mesure directe par palpeurs internes (Nouvel appareil pressiométrique)

2.3. Composants du dispositif

2.3.1. Le contrôleur pression-volume CPV

Sur le plan structurel, le CPV se présente sous la forme d'une boîte portable compacte, logée dans un coffret en aluminium robuste muni d'un couvercle et d'un trépied amovible pour faciliter sa mise en station sur le terrain. Le panneau avant, sur lequel sont regroupés l'ensemble des manomètres et des vannes de régulation, est entièrement amovible afin de garantir un accès rapide et ergonomique à la tuyauterie de liaison interne. Conçu pour supporter une configuration de pression s'étendant de 0 à 5 MPa (soit 0 à 50 bars), ce système est alimenté en toute sécurité par une bouteille d'azote externe. Une vue d'ensemble du CPV est présentée dans la Figure 2.4 ci-dessous.

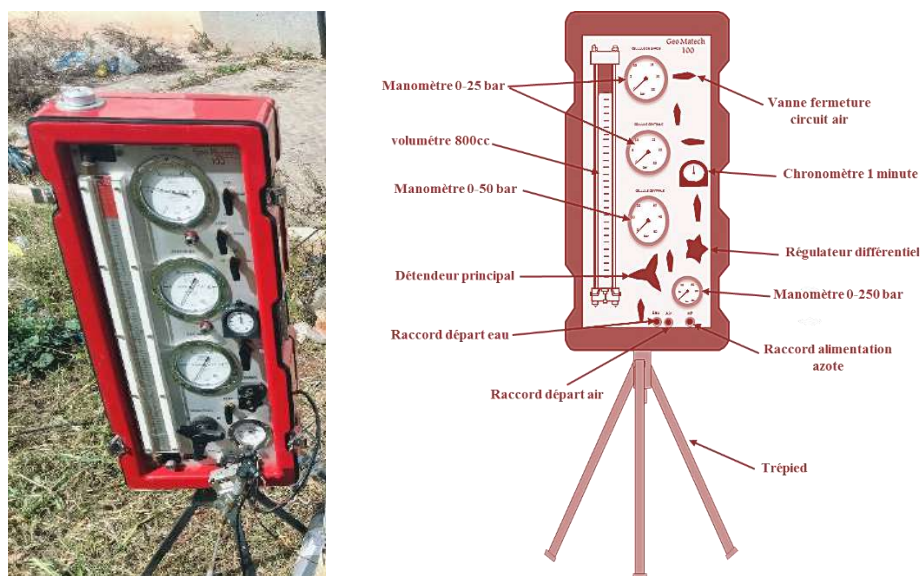


Figure 2.4 : Contrôleur de Pression Volume (CPV) du nouvel appareil pressiométrique

2.3.2. La sonde modèle 60

Le corps principal de la sonde est fabriqué en acier inoxydable à haute résistance. Son âme est constituée d'un unique cylindre métallique qui sert de support à trois cellules distinctes : deux cellules de garde, d'une longueur de 120 mm chacune, et une cellule centrale de mesure mesurant 210 mm de long. L'ensemble de ces trois cellules est revêtu d'une gaine de protection en caoutchouc (Aissaoui, 2021). Concernant ses caractéristiques géométriques, la sonde présente un diamètre intérieur de 31 mm et un diamètre extérieur avec membrane de 58 mm. Les deux extrémités du corps principal possèdent une conception identique. L'une d'elles est raccordée au contrôleur de pression et de volume (CPV) par l'intermédiaire de tubulures semi-rigides, assurant ainsi l'acheminement du gaz jusqu'à la cellule centrale de mesure, tandis que l'extrémité opposée est protégée par un sabot de protection (Figure 2.5).

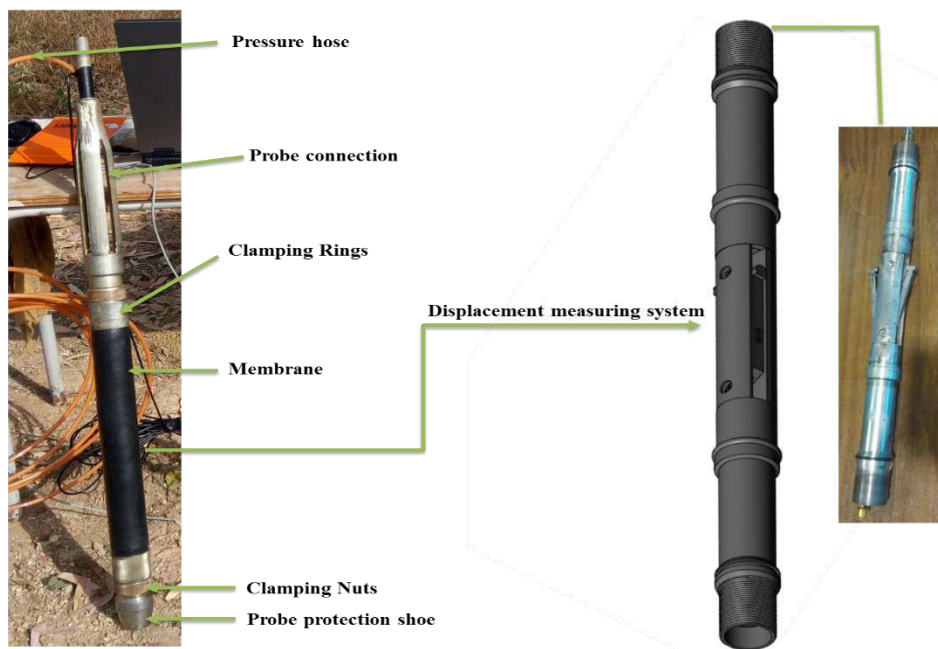


Figure 2.5 : La sonde pressiométrique (Aissaoui et al, 2018)

2.3.3. Système de mesure de la déformation du sol : palpeur de mesure

Le dispositif utilisé pour mesurer et contrôler la déformation du sol lors de l'essai pressiométrique est un palpeur de mesure de haute précision. Fabriqué en acier inoxydable, ce dernier est composé de deux bras articulés et d'un siège conçu pour accueillir un capteur à effet Hall. À la position initiale, c'est-à-dire en l'absence d'expansion de la membrane, la distance entre les extrémités extérieures des bras inférieur et supérieur correspond exactement au diamètre intérieur de la sonde, soit 41,5 mm (Aissaoui et al., 2020). Lors de l'essai, ces bras peuvent s'écarter radialement depuis cette position initiale jusqu'à une ouverture maximale de 71,5 mm.

Le capteur à effet Hall est positionné sur un support spécifique, inséré entre les deux aimants du premier bras. Les dimensions géométriques du siège du capteur sont calibrées pour couvrir une plage de mesure d'environ 30 mm (Figure 2.6). Cette amplitude correspond à la limite

cinématique maximale de l'appareillage, atteinte lorsque la partie supportant le second aimant vient directement en contact avec le siège du capteur.



Figure 2.6 : Palpeur de mesure de la déformation et sa position sur la sonde (Aissaoui, 2021)

Les mesures pression-déformation au cours d'un essai pressiométrique sont prises électroniquement à la surface du sol en reliant la sonde à l'unité de contrôle par des fils électriques. La sonde est connectée au convertisseur analogique-numérique ou la déformation du sol est souvent exprimée en déformation radiale, ε_r , qui est le changement du rayon de la membrane (ΔR) divisé par son rayon initial (R_0).

$$\varepsilon_r = \frac{\Delta R}{R_0} \quad (2.1)$$

2.3.4. La tubulure de liaison sonde-CPV

La liaison entre le Contrôleur Pression-Volume (CPV) situé en surface et la sonde pressiométrique positionnée en profondeur est assurée par une ligne de raccordement spécifique, communément appelée gaine ou tubulure de liaison. Ce conduit haute pression a pour fonction principale de véhiculer le gaz azote depuis le panneau de régulation du CPV jusqu'à la sonde, garantissant ainsi l'expansion continue et contrôlée de la membrane face aux parois du forage. Afin d'éviter toute perte de charge ou déformation parasite susceptible d'altérer la précision de l'essai, cette tubulure est conçue à partir de matériaux semi-rigides à haute résistance mécanique, capables de supporter les pressions élevées sans subir de dilatation volumétrique notable. De plus, sa structure externe est renforcée pour résister aux agressions mécaniques (abrasion, frottements contre les parois du trou) et aux conditions rigoureuses du chantier, assurant ainsi une étanchéité parfaite et une transmission fluide du flux pneumatique tout au long de la phase de chargement (Figure 2.7).



Figure 2.7 : Tubulure haute pression

2.3.5. Source de pression et alimentation en azote

La sollicitation mécanique exercée par la sonde (consistant en la dilatation radiale de la membrane en caoutchouc) est générée par une source de pression de gaz azote comprimé (Figure 2.8a). Ce gaz est stocké dans une bouteille industrielle initialement conditionnée à une pression nominale de 200 bars et équipée d'un manodétendeur de précision (Figure 2.8b). Ce dispositif de régulation intègre deux manomètres distincts, le premier indique en temps réel la pression résiduelle disponible à l'intérieur du cylindre d'azote, tandis que le second affiche la pression de service délivrée en entrée du Contrôleur CPV. L'utilisation exclusive d'un gaz parfaitement sec est impérative, la moindre présence d'humidité dans le circuit pneumatique pourrait altérer les performances ou endommager de manière irréversible le capteur de déplacement à effet Hall logé au cœur de la sonde.



(a)



(b)

Figure 2.8 : a) Bouteille d'azote comprimé et b) manodétendeur

2.3.6. Capteurs

2.3.6.1. Capteur de déformation (effet Hall)

L'évaluation des déformations avec ce nouveau dispositif pressiométrique repose sur l'intégration de capteurs à effet Hall pour le suivi du déplacement radial de la membrane (Figure 2.9). D'après les travaux d'Aissaoui (2021), l'atout majeur de cette technologie réside dans sa capacité à mesurer une position ou un déplacement à travers une paroi non ferromagnétique, isolant ainsi hermétiquement les composants internes de la sonde de l'élément mobile supportant l'aimant.

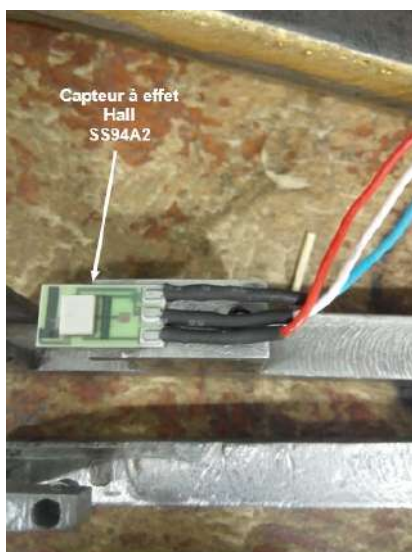


Figure 2.9 : Capteur à effet Hall type Honeywell SS94A2 monté sur le palpeur de mesure

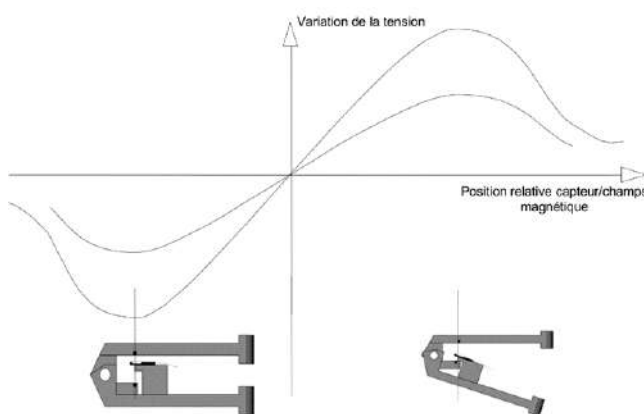


Figure 2.10 : Tension de Hall en fonction du déplacement relatif capteur / champs magnétique (Aissaoui, 2021)

L'effet Hall se traduit par l'apparition d'une différence de potentiel transversale aux bornes d'un conducteur ou d'un semi-conducteur, lorsque celui-ci est traversé par un courant électrique et soumis à un champ magnétique perpendiculaire. Cette tension, dite « tension de Hall », correspond à une force électromotrice induite par la déviation des porteurs de charge sous l'action de la force de Lorentz, générant ainsi une anisotropie de la densité de charge.

Le principe de fonctionnement du capteur exploite cette propriété physique, lorsqu'une plaquette semi-conductrice, parcourue par un courant constant, est excitée par un champ d'induction magnétique induit par un aimant mobile, tout déplacement relatif modifie le flux magnétique orthogonal traversant la plaque. Cette variation génère une tension continue directement proportionnelle à l'intensité du champ magnétique local, et donc corrélable au déplacement (Figure 2.10).

2.3.6.2. Capteur de pression

La recherche d'une bonne précision dans les mesures a porté essentiellement sur la mesure de la pression appliquée au sol, pour cela un capteur de marque KELLER a remplacé les

manomètres à lames utilisés habituellement, et qui a pour fonction d'acquérir la pression et de transmettre cette information à un enregistreur EV-06 comme le montre la Figure 2.11.

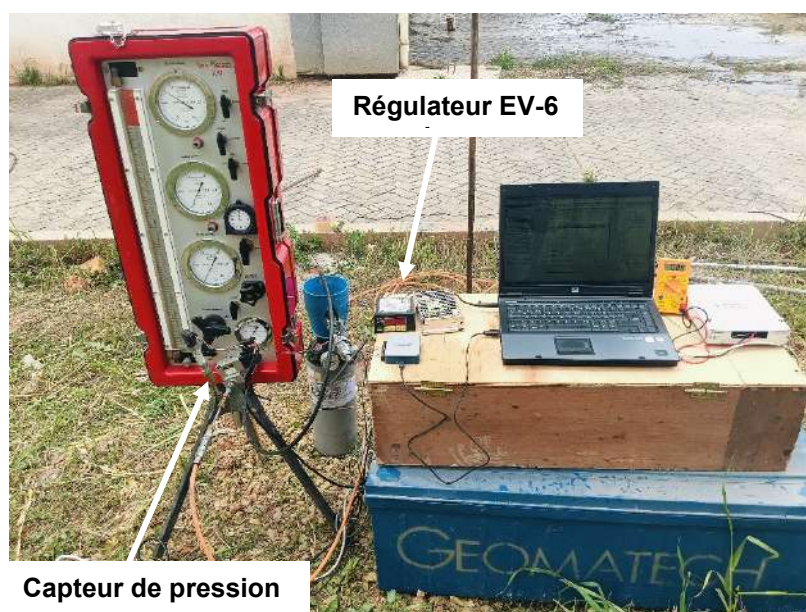


Figure 2.11 : Capteur de pression KELLER utilisé et régulateur numérique EV-6

Cette gamme de capteur de pression offre de bonne caractéristique de précision, de stabilité et de fiabilité. Les spécifications techniques de ce capteur sont regroupées dans le tableau 2.2 ci-dessous. La pression pneumatique appliquée est contrôlée à l'aide d'un logiciel d'asservissement qui permet de faire varier la pression avec précision et à un rythme déterminé.

Tableau 2.2 : Spécifications techniques de capteur KELLER

Caractéristiques	Valeur
Modèle	PAA-21S/100
Signal de sortie	0-10 V c.c.
Tension d'alimentation	13-28 V c.c
Consommation	4 mA max.
Type	03 fils
Linéarité	$\pm 0,2 \%$ typ. / $\pm 0,5 \%$ max.
Température de service	-20...80 °C
Gamme de mesure	0– 10 MPA

2.3.7. Système d'asservissement de pression : électrovanne

Une électrovanne ou électrovalve est une vanne commandée électriquement. Grâce à cet organe il est possible d'agir sur le débit d'un fluide dans un circuit par un signal électrique. Le rôle de l'électrovanne est de transformer le signal électrique de commande en un signal pneumatique destiné à provoquer l'inversion du distributeur.

Il existe deux types d'électrovannes ; les électrovannes dites normalement ouvertes, sont entièrement ouvertes en l'absence d'alimentation électrique (absence de tension) et se ferment lorsqu'elles sont alimentées électriquement et les électrovannes dites normalement fermées, qui sont entièrement fermées en l'absence d'alimentation électrique et qui s'ouvrent lorsqu'elles sont

alimentées, donc n'y a pas de circulation de gaz à travers le distributeur en position repos ou initiale.

Nous avons utilisé une électrovanne normalement fermée référence VY1200-00-X6 de marque SMC (Figure. 2.12). Elle fonctionne en 24 volts, son alimentation se fait au moyen de deux câbles électriques reliés à une alimentation stable. Les caractéristiques techniques de ce dernier est résumé dans le tableau 2.3.

Tableau 2.3 : Caractéristiques de l'électrovanne

Caractéristiques	Valeur
Référence	VY1200-00-X6
Fabricant	SMC
Temps de réponse	30 ms
Fluide	Air
Température ambiante du fluide	0 à 50°C
Signal de commande	0 à 10V
Alimentation	24V



Figure 2.12 : Electrovanne utilisée

2.4. Chaîne d'acquisition de données et système de pilotage

Le système de commande de processus et d'acquisition de données comprend deux composantes principales, d'une part, un ordinateur portable qui permet de superviser, de visualiser et d'enregistrer en temps réel l'ensemble des paramètres relatifs à l'essai pressiométrique, d'autre part, une architecture matérielle d'acquisition articulée autour des modules de la gamme National Instruments, combinant le NI DAQPad-6015 et le boîtier NI USB-6000 (Figure 2.13), tous deux reliés au PC par des liaisons USB. Ce système assure non seulement la numérisation des signaux de mesure, mais gère également la partie commande, l'ouverture et la fermeture de l'électrovanne s'effectuent de manière automatisée en réponse aux ordres et aux signaux électriques générés par l'unité NI DAQPad-6015.

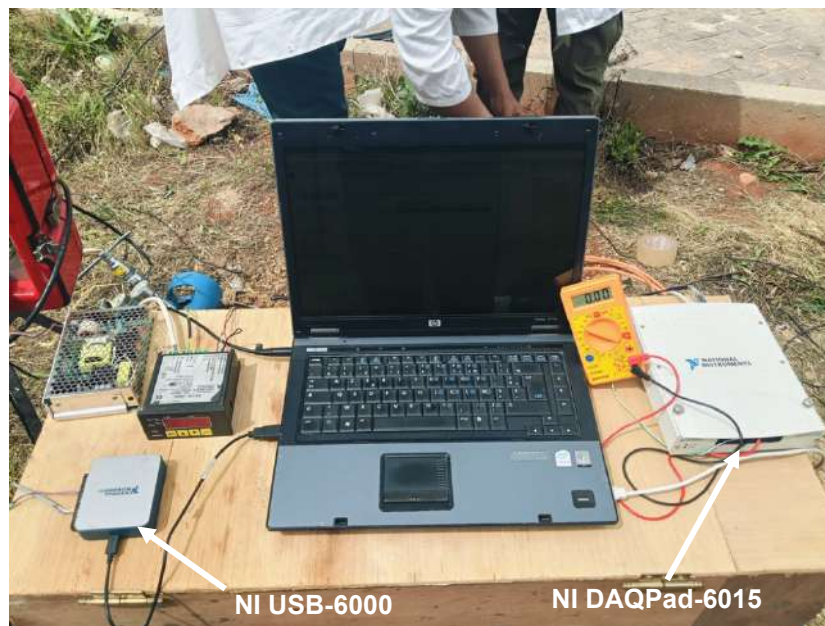


Figure 2.13 : boîtiers d'acquisition le NI DAQPad-6015 et le NI USB-6000

L'acquisition en continu des données provenant des deux capteurs du dispositif, à savoir le capteur de pression et le capteur de déplacement à effet Hall logé dans la sonde, est assurée spécifiquement par le boîtier National Instruments USB-6000. L'intégration de ce module constitue un choix technologique particulièrement avantageux, car il s'agit d'un matériel peu onéreux offrant un excellent compromis entre coût et performance. Ce boîtier fournit des fonctionnalités d'acquisition de données élémentaires et fiables, parfaitement dimensionnées pour des applications ciblées telles que l'enregistrement de données simples, les mesures portables sur site géotechnique, ou encore les travaux pratiques et de recherche dans l'enseignement supérieur.

Afin de piloter l'intégralité de cette procédure d'essai pressiométrique et d'assurer un archivage automatisé des mesures, un programme dédié a été développé sous l'environnement logiciel NI SignalExpress (Figure 2.14). Cette application logicielle est conçue pour exécuter le contrôle de processus (asservissement par micro-ordinateur) en dialoguant en temps réel avec l'électrovanne via l'unité NI DAQPad-6015 selon un protocole numérique prédéfini. Le profil de chargement (succession des paliers de pression) peut être configuré manuellement par l'opérateur ou, alternativement, initialisé par chargement d'une séquence de référence issue d'essais antérieurs. Pour garantir une excellente résolution temporelle du comportement du sol, les données issues des différentes phases de l'essai sont échantillonnées et enregistrées à une fréquence d'une seconde (1 Hz) tout au long du test, incluant les phases de transition et les paliers de chargement incrémentiels.

Dans le système de pilotage et d'acquisition proposé, la procédure d'essai est entièrement contrôlée et enregistrée en continu par l'ordinateur. Cela élimine les erreurs humaines dans une large mesure et fournit des données objectives pour un contrôle qualité a posteriori.

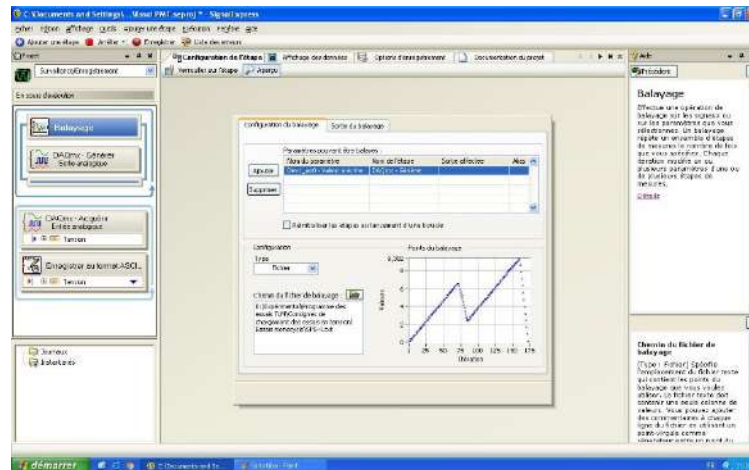


Figure 2.14 : Architecture du programme d'asservissement et vue de l'écran en mode essai

2.5. Procédures d'étalonnage et vérifications préliminaires sur site

2.5.1. Etalonnage du capteur de déplacement

La première phase des vérifications métrologiques concerne le capteur de déplacement à effet Hall. Sur le plan électrique, le capteur est alimenté par une tension continue de 9 volts appliquée sur sa broche positive (+). La deuxième broche (-) est raccordée à la masse commune du système, tandis que la troisième broche (0) délivre le signal analogique de mesure, référencé par rapport à cette même masse. La liaison physique entre l'extrémité de la sonde, la source d'alimentation stabilisée et le boîtier d'acquisition de données NI USB-6000 est assurée par un câble blindé à trois conducteurs, limitant ainsi l'impact des parasites électromagnétiques environnants. L'objectif de cet étalonnage est de corrélér rigoureusement le mouvement radial des bras du palpeur avec la variation de la tension de sortie du capteur. Cette opération est impérativement effectuée à blanc, c'est-à-dire avant le montage de la membrane protectrice en caoutchouc sur la sonde.

La loi mathématique ainsi établie (Tension/Déplacement) sera ensuite implémentée dans le programme développé sous NI SignalExpress, permettant la conversion instantanée et automatique des signaux électriques en déplacements physiques exprimés en millimètres (mm). L'étalonnage est effectué sur un seul bras mobile du palpeur, le second bras étant maintenu rigoureusement fixe. Un pied à coulisse digital de haute précision est utilisé pour mesurer et imposer le déplacement relatif du bras par incréments successifs depuis la position initiale jusqu'à l'amplitude maximale de la course, fixée à 30 mm. À chaque palier millimétrique, la variation de la tension de Hall correspondante est mesurée et enregistrée en continu via le pilote NI-DAQmx, la carte de lecture NI USB-6000 et l'environnement logiciel NI SignalExpress. Les données expérimentales ainsi recueillies permettent de tracer la caractéristique électrique du capteur en représentant la tension mesurée (en Volts) en fonction du mouvement radial appliqué (en mm). Une courbe de tendance (généralement une régression polynomiale) est ensuite superposée aux points de mesure. L'affichage de son équation mathématique et de son coefficient de corrélation

(R^2) permet de valider la sensibilité, la linéarité et la précision du capteur sur l'ensemble de sa plage utile, comme l'illustre la courbe obtenue.

Une fois l'équation polynomiale d'étalonnage extraite de cette courbe, ses coefficients numériques sont directement injectés et paramétrés au sein de la chaîne de traitement informatique. Cette configuration est réalisée sous l'environnement logiciel NI SignalExpress via les options de mise à l'échelle (scaling) du pilote NI-DAQmx (Figure 2.15). Cette étape logicielle essentielle assure la conversion automatique et instantanée, en temps réel lors de l'essai, de la tension brute (V) reçue du boîtier NI USB-6000 en données de déplacement physique directement exploitables exprimées en millimètres (mm).

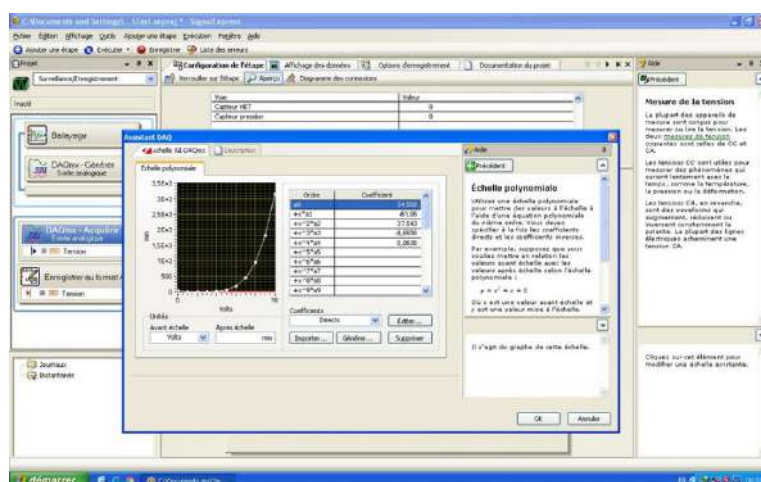


Figure 2.15 : Interface de configuration sous NI SignalExpress : Implémentation de l'équation mathématique d'étalonnage pour la conversion du signal (Volt vers mm)

2.5.2. Etalonnage capteur de pression

La procédure appliquée pour l'étalonnage du capteur de pression suit une méthodologie analogue à celle mise en œuvre pour le capteur de déplacement à effet Hall. L'objectif fondamental de cette opération est d'établir la relation quantitative exacte entre la pression physique régnant dans le circuit et le signal électrique de sortie sous forme de tension transmis à la chaîne d'acquisition. Pour ce faire, les différents incréments de pression sont générés de manière contrôlée à l'aide du détendeur principal de la bouteille d'azote, tandis que la valeur de la pression de consigne injectée est relevée visuellement sur le manomètre mécanique de référence du Contrôleur de Pression et de Volume (CPV).

À chaque palier de chargement, la pression est maintenue rigoureusement constante pendant une durée de 30 secondes afin de stabiliser le fluide pneumatique et de s'affranchir totalement des effets transitoires. La tension électrique délivrée par le capteur est alors mesurée simultanément via l'indicateur numérique EV-06 et enregistrée par la centrale d'acquisition.

Les résultats expérimentaux issus de cet étalonnage sont reportés sur un graphique représentant la tension mesurée en fonction de la pression appliquée (Figure 2.16).

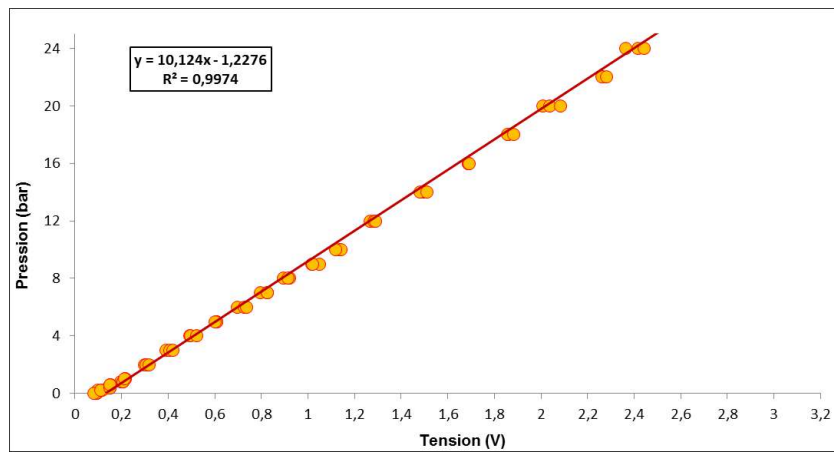


Figure 2.16 : Courbe d'étalonnage du capteur de pression et sa droite de régression linéaire

Une analyse par régression linéaire est appliquée à ce nuage de points afin d'en extraire l'équation de la droite d'étalonnage ainsi que son coefficient de détermination. Tout comme pour le capteur de déplacement, cette équation de transfert linéaire est directement implémentée dans le logiciel NI SignalExpress, assurant ainsi la conversion logicielle instantanée et automatique, en temps réel lors des futurs essais, du signal de tension brute en valeurs de pression exprimées en bars (Figure 2.17).

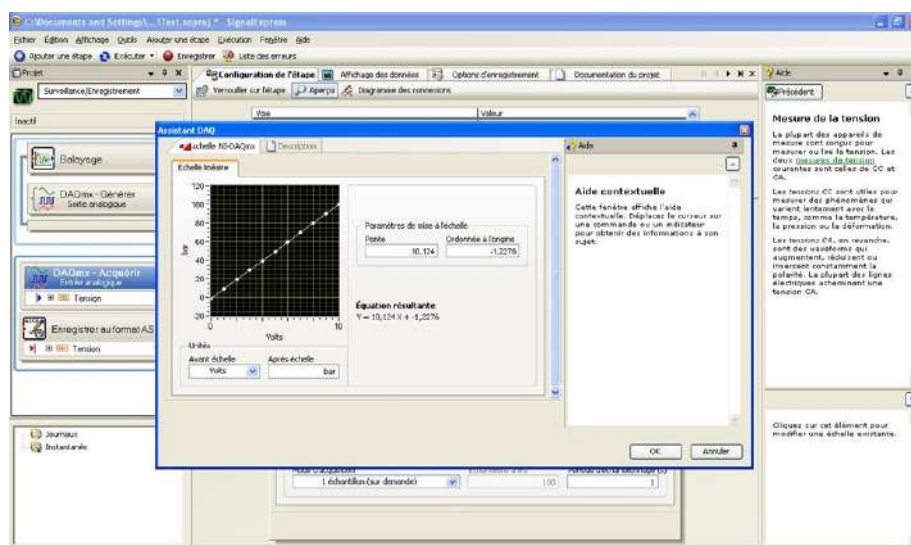


Figure 2.17 : Interface de configuration sous NI SignalExpress : Implémentation de l'équation mathématique d'étalonnage pour la conversion du signal (Volt vers bars)

2.5.3. Etalonnage de l'électrovanne

L'étalonnage de l'électrovanne est réalisé afin de modéliser mathématiquement la transformation du signal électrique de commande (tension) en un signal pneumatique effectif (pression de gaz). L'objectif fondamental est d'établir la relation quantitative exacte entre la tension de commande appliquée à l'électrovanne et la valeur de la pression correspondante générée dans le circuit. Cette fonction de transfert s'avère indispensable pour convertir automatiquement toute valeur de pression de consigne souhaitée en un signal électrique de pilotage adapté.

Sur le plan opératoire, la pression maximale pouvant être asservie par l'électrovanne étant de 8 bars, cette valeur limite de 8 bars a été fixée et stabilisée au niveau du Contrôleur de Pression et de Volume (CPV). La procédure a ensuite consisté à faire varier la tension de commande de l'électrovanne de manière incrémentielle sur une plage de 0 à 10 V, tout en mesurant avec précision la pression pneumatique induite correspondant à chaque palier de tension. Afin de garantir la répétabilité et la cohérence métrologique des résultats, cet essai a été réitéré de manière indépendante à trois reprises.

Les données expérimentales ainsi recueillies ont permis de tracer la courbe caractéristique représentant la tension de commande en fonction de la pression appliquée (Figure 2.18). L'analyse graphique met en évidence une variation rapide et sensiblement linéaire sur l'ensemble de la plage d'étude. Une régression linéaire appliquée à ce nuage de points a permis d'extraire l'équation de la droite d'étalonnage. C'est précisément cette équation mathématique de conversion que nous allons ensuite utiliser afin de traduire n'importe quel signal de consigne de pression souhaité en un signal de tension équivalent. L'ensemble de ces valeurs converties est alors structuré sous la forme d'un fichier consigne, qui est par la suite introduit directement dans le logiciel NI SignalExpress pour piloter automatiquement et en temps réel l'ouverture de l'électrovanne lors de l'essai.

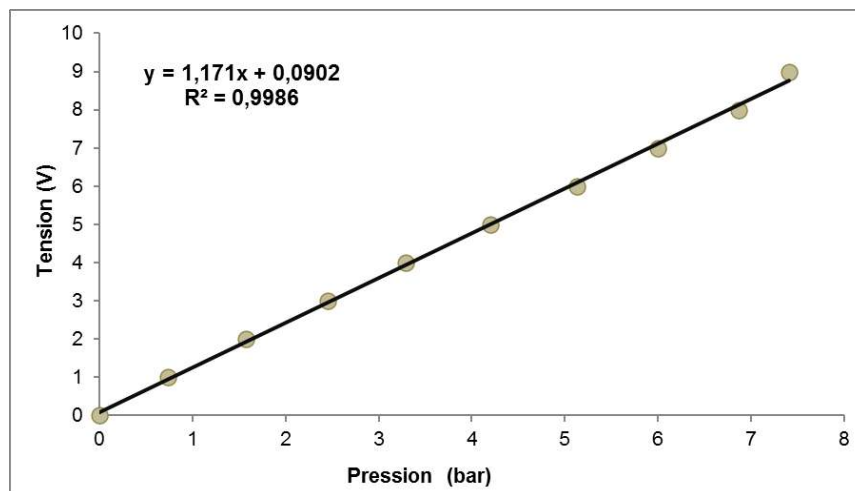


Figure 2.18 : Courbe d'étalonnage de l'électrovanne et sa droite de régression linéaire

2.6. Mise en œuvre de l'appareillage in situ

Le schéma de montage configuré pour l'aménagement du poste de travail sur le terrain est illustré sur la Figure 2.19. Ce diagramme fonctionnel détaille de manière exhaustive l'architecture des réseaux pneumatiques, électriques et d'acquisition requis pour l'exécution des différentes phases de l'essai pressiométrique. Au niveau de la cavité, une extrémité de la tubulure d'alimentation en azote est raccordée de manière parfaitement étanche à la tête de la sonde pressiométrique. À cet emplacement précis, les fils du palpeur de mesure à effet Hall logé dans la sonde sont solidement soudés aux lignes du câble électrique. Afin de prévenir tout phénomène de frottement, d'accrochage ou de détérioration prématurée contre les parois rugueuses du

forage lors de la descente ou de la remontée du train d'outils, la tubulure pneumatique et le câble électrique sont solidement solidarités aux tiges de poussée au moyen de colliers de serrage en plastique à attaches rapides.

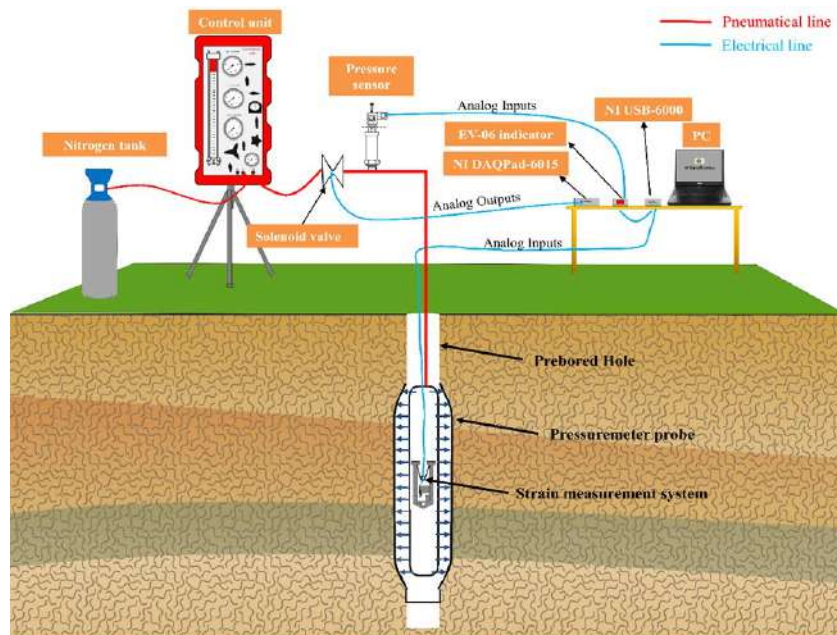


Figure 2.19 : Architecture matérielle et configuration du système d'essai

En surface, la distribution et l'interconnexion des différentes liaisons s'articulent de façon méthodique. La seconde extrémité du câble électrique provenant du palpeur de déplacement est connectée directement aux entrées analogiques du boîtier d'acquisition de données NI USB-6000. Parallèlement, la tubulure de pression est raccordée au capteur de pression principal via un coupleur rapide mâle-femelle. Ce capteur de pression est lui-même vissé sur le corps de l'électrovanne par l'intermédiaire d'un adaptateur structurel dédié. Les trois conducteurs de ce capteur sont câblés sur l'indicateur-régulateur numérique EV-06, qui se trouve lui-même interfacé avec le module NI USB-6000 pour assurer la centralisation et l'enregistrement continu des mesures de pression à la surface.

Une fois les deux capteurs intégrés à la chaîne métrologique, l'électrovanne est raccordée directement sur le départ d'air du Contrôleur de Pression et de Volume (CPV) Géomatech G100 via son coupleur femelle. La source de fluide, constituée par une bouteille d'azote haute pression, est connectée en amont sur le raccord rapide femelle d'alimentation générale du CPV. Le pilotage automatique et l'asservissement en temps réel de la pression au cours de l'essai sont opérés par le module NI DAQPad-6015, connecté directement à la bobine de commande de l'électrovanne. Les deux boîtiers d'acquisition de la gamme National Instruments sont centralisés et reliés à l'ordinateur portable de terrain par des liaisons USB indépendantes.

L'électrovanne est alimentée par une source stabilisée de 24 V à découpage intégrée, le palpeur de mesure requiert une tension continue régulée de 9 V, tandis que le micro-ordinateur de supervision et le régulateur numérique EV-06 sont alimentés par le réseau électrique 220 V

disponible sur le site expérimental. La Figure 2.20 illustre l'implantation réelle de l'instrumentation mise en œuvre lors des campagnes d'essais menées sur le site expérimental de Tlemcen, où l'ensemble des composants physiques décrits précédemment est répertorié et légendé de manière concrète.



Figure 2.20 : Configuration du dispositif sur le site expérimental

2.7. Réalisation du forage et installation de la sonde

Lors des phases de conception et de réalisation d'un projet de génie civil, la reconnaissance des terrains au droit de l'ouvrage nécessite l'élaboration d'un programme d'investigations géotechniques rigoureux. La nature des essais, leur quantité et leur extension spatiale (profondeur, périmètre, espacement) sont indissociables pour appréhender correctement la variabilité du sous-sol. La maîtrise des techniques de forage est donc indispensable à la réussite du projet.

Cette section présente d'abord une description détaillée de la sondeuse géotechnique employée sur le site. Elle aborde ensuite les principaux matériels utilisés pour l'exécution du forage, avant de détailler le protocole de mise en place de la sonde pressiométrique au sein de forage.

2.7.1. Machine de forage

La machine de forage utilisée dans le cadre de nos travaux est une sondeuse de marque Sedidrill S80, appartenant au Laboratoire de Mécanique des Sols de l'Université de Tlemcen. Cet équipement compact et polyvalent a été spécifiquement mis en œuvre pour réaliser les forages destructifs préliminaires nécessaires à l'insertion de la sonde pressiométrique (Figure 2.21). Sur le plan de la mobilité, cette sondeuse est montée sur une remorque routière à un essieu, dont la stabilité structurelle lors des phases de perforation est garantie par le déploiement de deux vérins de calage manuels.



Figure 2.21 : Sondeuse géotechnique Sedidrill S80 employée

Il convient de souligner que le transport et le remorquage de la sondeuse au moyen d'un véhicule de tourisme équipé d'un crochet d'attelage ont constitué une contrainte logistique majeure au cours de ce projet (Figure 2.22). Le déplacement et la mise en station de sondeuse de forage sur le site d'expérimentation ont nécessité des manœuvres complexes en raison du poids de la machine et des contraintes d'accès au terrain.



Figure 2.22 : Transport de la sondeuse Sedidrill S80 - Remorquage par véhicule de tourisme

Les machines de forage (sondeuses) possèdent toutes un point commun, le mât principal assure la transmission et le contrôle de deux mouvements fondamentaux et le guidage axial des

tiges (mouvement de rotation) et la translation verticale de la tête de forage (mouvement d'avance ou de retrait). Cette cinématique de translation est opérée par un moto-réducteur hydraulique couplé à une chaîne de transmission haute résistance. Ce système de motorisation permet un contrôle rigoureux des paramètres, notamment la pression exercée sur l'outil via la régulation de la puissance hydraulique, ainsi qu'une maîtrise de la vitesse d'avancement linéaire par le contrôle du débit du fluide. Les principales caractéristiques techniques de la sondeuse Sedidrill S80 sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 2.4 : Caractéristiques de la sondeuse Sedidrill modèle S80

Composant / Système	Paramètres techniques	Spécifications
Moteur thermique (Essence)	Marque / Modèle	Briggs & Stratton / Vanguard
	Type de motorisation	Bicylindre en V (4 temps)
	Puissance nominale	18 cv (à 3600 tr/min)
	Capacité du réservoir	9 litres
Système Hydraulique	Capacité du réservoir d'huile	40 litres
Distribution & Commandes	Mode de pilotage	Commande manuelle directe
	Fonctions asservies	Rotation et translation de la tête de forage
Système de Translation	Mécanisme de transmission	Couplage mécanique « Moteur et chaîne
	Guidage du chariot	Glissières mixtes (métalliques et plastiques)
	Course utile du mât	1700 mm
	Équipement de pied	Guide de centrage amovible
	Diamètre du guide	Ø 64 mm

2.7.2. Outils et tiges de forage

La méthode de forage retenue pour nos investigations est le forage à la tarière mécanique hélicoïdale continue, présentant un diamètre nominal de 63 mm. D'un point de vue structurel, la tarière continue est constituée d'un train de tiges évidées (creuses) enveloppé sur toute sa longueur d'une hélice longitudinale continue. Lors de la rotation, cette configuration géométrique permet non seulement la destruction mécanique du sol au niveau du front de taille, mais assure également la remontée mécanique continue des débris de forage (cuttings) vers la surface, sans nécessiter l'injection d'un fluide de circulation. De plus, la présence des spires le long des parois de la cavité contribue temporairement au maintien des parois du forage avant l'insertion de la sonde. Les principaux composants, outils de coupe et accessoires caractéristiques mis en œuvre pour cette méthode de forage à la tarière hélicoïdale continue sont illustrés sur la Figure 2.23.

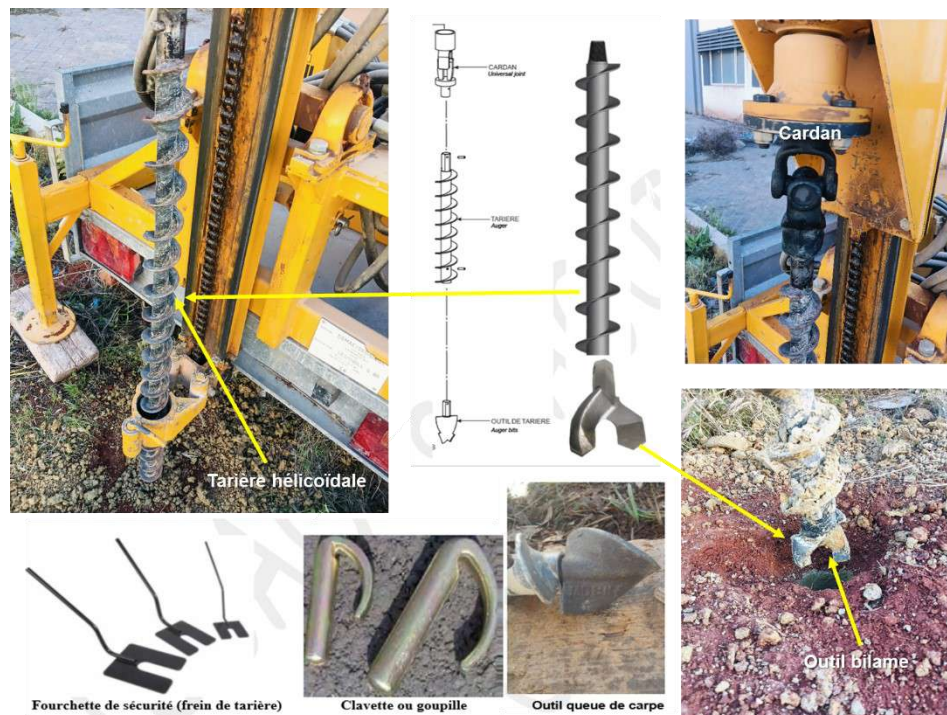


Figure 2.23 : Les principaux outils utilisés dans le forage à la tarière hélicoïdale continu

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 2.5).

Tableau 2.5 : Adaptation de la technique de forage à la tarière hélicoïdale continue à sec

TECHNIQUES DE FORAGE	MOLLE VASE	MOYENNE- MENT COMPACTES	COMPACTES, MARNES RAIDES	AU DESSUS DE LA NAPPE	SOUS LA NAPPE	LÂCHES AU DESSUS DE LA NAPPE	LÂCHES SOUS LA NAPPE	MOYENNE- MENT COMPACTS ET COMPACTS	GRAVIERS, GALETS ARGILES À SILEX...	TENDRES/ ALTERÉES	DURES
THC Tarière hélicoïdale continue à sec	-	**	***	**	-	**	-	**	*	*	*

*** Recommandé
 ** Adapté
 * Toléré
 - Déconseillé

2.7.3. Mise en place de la sonde pressiométrique

La sonde pressiométrique est mise en place dans un forage réalisé préalablement, de diamètre d_t tel que :

$$d_t < 1,15 d_s \quad (2.2)$$

Avec : d_s diamètre extérieur maximal de la cellule centrale.

Une vue plus détaillée est représentée sur la Figure 2.24, où l'on peut voir la phase de la mise en place de la sonde pressiométrique.

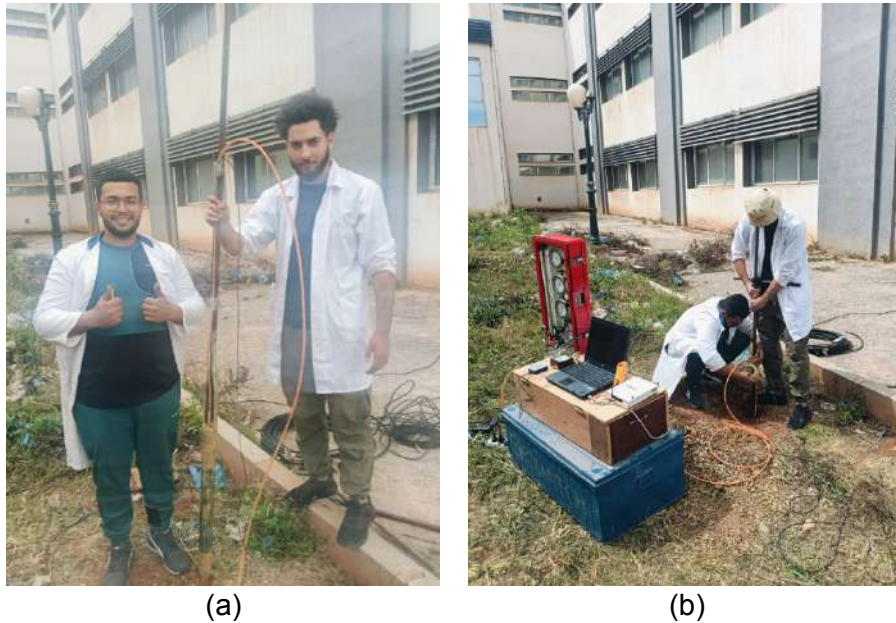


Figure 2.24 : a) Sonde pressiométrique assemblée ; b) Insertion de la sonde pressiométrique à la profondeur d'essai

2.8. Conclusion

Ce chapitre a présenté les moyens matériels, instrumentaux et méthodologiques mis en œuvre pour la réalisation des essais in situ. Il a permis de décrire le nouveau pressiomètre utilisé, ses innovations technologiques ainsi que la chaîne métrologique associée, incluant le système d'acquisition des données et l'étalonnage des capteurs. La méthode de forage utilisé pour la réalisation des sondages pressiométrique a également été exposée afin de garantir des conditions d'essai conformes. L'ensemble de ces éléments assure la fiabilité du protocole expérimental et constitue une base solide pour l'exploitation et l'interprétation des résultats d'essais pressiométriques présentés dans le chapitre suivant.

Chapitre 3

Essais et analyses des résultats

3.1. Introduction

Le présent chapitre est structuré en trois parties complémentaires. Tout d'abord, nous présentons une description détaillée du site d'étude, incluant ses contextes géographiques, géologique et sismique. Ensuite, nous exploitons les résultats d'une campagne d'essais en laboratoire afin d'identifier et de caractériser les différents types de sols présents. Enfin, nous procédons à l'analyse et à l'interprétation des essais pressiométriques réalisés à l'aide du pressiomètre Ménard classique et du nouveau dispositif afin de répondre à la problématique soulevée dans l'introduction générale de ce projet de fin d'études.

3.2. Présentation du site d'étude

3.2.1 Situation géographique

La partie expérimentale de ce projet de fin d'études comprend plusieurs séries d'essais en vraie grandeur, menés sur un seul site d'étude. Ce dernier est implanté au sein du campus de l'université Abou Bekr Belkaïd, plus précisément dans la partie nord-ouest du nouveau pôle de la faculté de médecine (commune de Chetouane, wilaya de Tlemcen). La localisation géographique de cette zone d'étude est illustrée par la Figure 3.1.

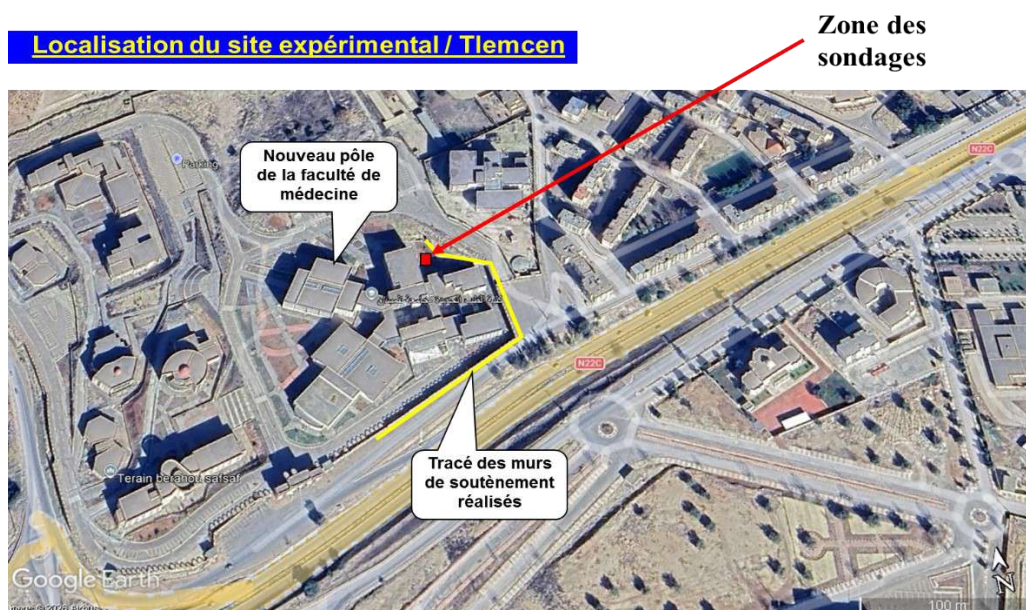


Figure 3.1 : Localisation géographique du site d'étude

Le site d'étude a accueilli des travaux de réalisation des murs de soutènement périphériques des différents blocs de la faculté de médecine. Ces ouvrages ont été construits afin de stabiliser les talus environnants et de prévenir tout risque de glissement de terrain vers les bâtiments. Ces talus étaient issus des terrassements en grande masse initialement requis pour le nivellement de l'assiette des blocs, selon leurs côtes altimétriques d'implantation. La dénivelée maximale de ces versants atteignait 5 mètres.

Avant la mise en œuvre des murs, le talus présentait en crête (dans sa partie supérieure) des signes d'instabilité, matérialisés par de petites niches d'arrachement inclinées vers les blocs

de la faculté. Ces ruptures locales restaient toutefois mineures, avec une largeur maximale de 3 mètres. La Figure 3.2 illustre cet état de dégradation initial qui avait motivé la réalisation des travaux de confortement.



Figure 3.2 : Vue d'ensemble des talus avant la construction des murs de soutènement, mettant en évidence les dégradations de surface

Afin de remédier définitivement à ces désordres géotechniques et de sécuriser les infrastructures de la faculté de médecine, des travaux de confortement ont été menés à leur terme. Ils ont consisté en la réalisation de murs de soutènement périphériques en béton armé, ancrés au pied des talus instables. La Figure 3.3 illustre l'état final du site après l'achèvement complet des travaux. On y observe une stabilisation parfaite des versants, éliminant ainsi tout risque de glissement ou d'effondrement à proximité immédiate des blocs de faculté.

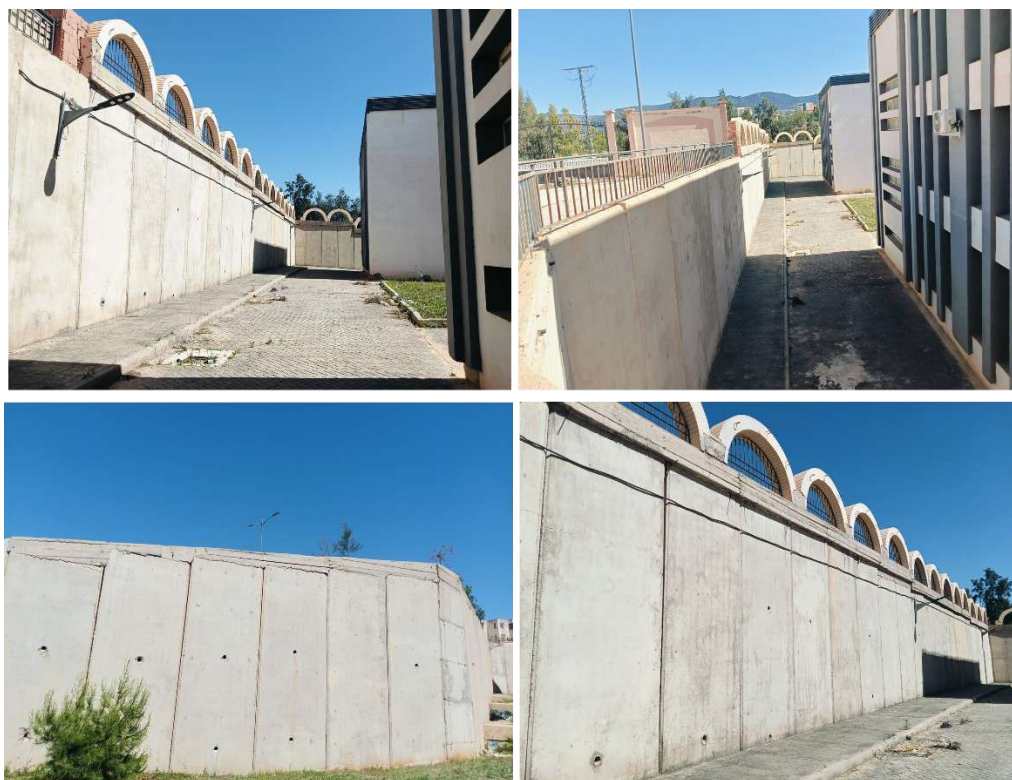


Figure 3.3 : Murs de soutènement en béton armé finalisés, assurant la stabilisation des talus de la faculté de médecine

3.2.2 Contexte géologique

Sur le plan régional, Tlemcen fait partie de l'Atlas tellien et s'insère entre les monts des Traras au nord et les monts de Tlemcen au sud. Cette zone est caractérisée par des séries de terrains sédimentaires s'étendant du Jurassique (ère mésozoïque), représenté par des calcaires et des dolomies, jusqu'au Quaternaire, constitué de dépôts alluvionnaires.

Le site d'étude se situe à la limite nord-ouest de la commune de Chetouane. Cette localité est marquée par une topographie en pente, sillonnée par un réseau de chaâbas et d'oueds (notamment l'Oued Sekak) dont l'écoulement s'effectue globalement vers le nord. Ces cours d'eau ont profondément entaillé un substratum meuble, constitué essentiellement de marnes.

D'un point de vue géologique local, le sous-sol du site est caractérisé par une importante formation de marnes verdâtres à grisâtres, de structure schistoïde. Stratigraphiquement attribuée au Miocène (ère cénozoïque), cette formation repose par endroits sur le substrat calcaire du Jurassique, matérialisant ainsi une transition géologique majeure entre les ères secondaire et tertiaire dans cette zone (Figure 3.4).

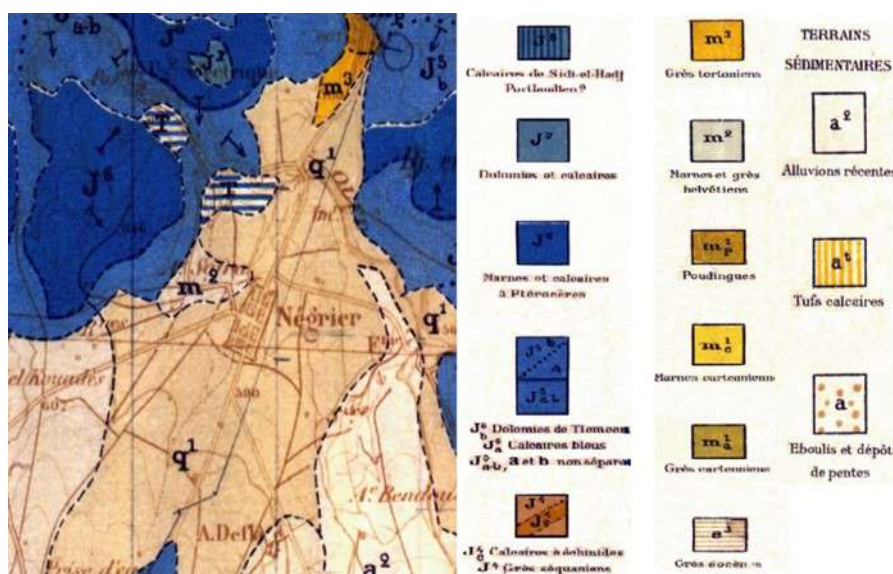


Figure 3.4 : Extrait de la carte géologique de la région de Tlemcen N°270 - Echelle 1/50.000e (Doumergue, 1924)

3.2.3 Classification sismique du site

Selon la carte de zonage sismique de l'Algérie (Figure 3.5), établie par le Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique (CGS), la région de Tlemcen est classée en zone d'activité sismique moyenne (Zone 3). Dans cette zone, les dommages potentiels se limitent généralement à des fissures et des lézardes. À ce jour, aucune secousse sismique de forte magnitude n'y a été enregistrée.

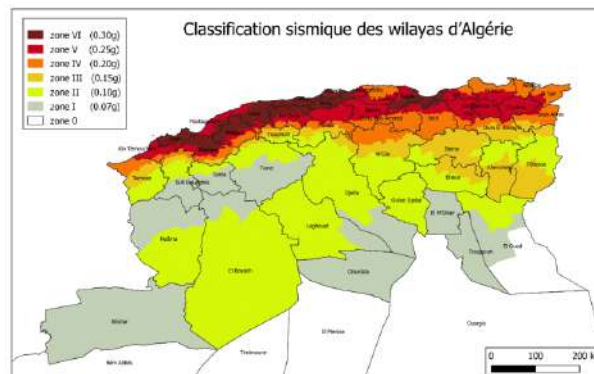


Figure 3.5 : Zonage sismique de l'Algérie (RPA, 2024)

3.3. Campagnes des reconnaissances mis en œuvre et planning expérimental

Un programme de reconnaissance géotechnique a été réalisé par le Laboratoire des Travaux Publics de l'Ouest (LTPO) afin d'étudier le problème de glissement de talus en question. Ce programme de caractérisation comprend les investigations et essais suivants :

- a) La réalisation de trois (03) sondages carottés, notés SC0, SC1 et SC2, exécutés en forage rotatif à l'aide d'un carottier de grand diamètre, pour des profondeurs s'étendant de 15,0 à 20,0 mètres. Au droit de ces forages, trois (03) piézomètres ont été installés afin de localiser la présence d'eau souterraine et de suivre l'évolution des niveaux hydrostatiques, dont l'eau constituant un facteur clé dans le déclenchement de l'instabilité du versant.
- b) La réalisation de deux sondages pressiométriques notés SP1 et SP2 implantés respectivement en niveau supérieur et inférieur du talus et parallèlement aux deux sondages SC1 et SC2.
- c) La réalisation à partir des échantillons intacts et paraffinés prélevés des sondages SC0, SC1 et SC2 des essais et analyses de laboratoire suivants : Huit (08) essais d'identification physique, comprenant la détermination de la teneur en eau naturelle, de la densité apparente, des limites d'Atterberg ainsi que des analyses granulométriques et sédimentométriques. Huit (08) essais mécaniques de cisaillement rectiligne direct selon la procédure Non Consolidé Non Drainé (essais UU) pour évaluer la résistance au cisaillement à court terme du talus. Et trois (03) analyses chimiques du sol pour déterminer précisément les teneurs en carbonates CaCO_3 , en sulfates et en chlorures afin d'évaluer l'agressivité du milieu.

Afin de compléter et d'approfondir le programme expérimental initialement mené par le LTPO, et de répondre précisément aux problématiques de ce projet de fin d'études, une campagne de reconnaissance complémentaire a été réalisée à l'aide d'un nouvel appareillage pressiométrique, cette phase a comporté :

- d) L'exécution de deux sondages pressiométriques supplémentaires, notés SP3 et SP4, réalisés en forage rotatif à un diamètre de 63 mm. Au total, 07 essais pressiométriques ont été effectués dans le sondage SP3 et 10 essais dans le sondage SP4. Il convient de souligner que les nouveaux sondages complémentaires (SP3 et SP4), exécutés à l'aide de notre

nouvel appareillage pressiométrique, ont été implantés à proximité immédiate et disposés en couronne autour du sondage SP1. Ce choix d'implantation stratégique a été spécifiquement adopté afin de comparer, dans des conditions géologiques rigoureusement identiques, les valeurs du coefficient des terres au repos (K_0) obtenues avec notre nouvel équipement par rapport à celles issues du pressiomètre Ménard classique préalablement réalisé au droit du profil SP1. Cette approche permet de valider la précision de notre matériel pour la détermination de l'état de contrainte horizontale naturelle du massif.

L'implantation des différents sondages pressiométriques et carottés est reportée sur la figure suivante. La fréquence de mesure spécifique à chaque sondage pressiométrique (SP1, SP2, SP3 et SP4) est détaillée et illustrée de manière synthétique dans la Figure 3.7. Le Tableau 3.1 présenté ci-après, donne un aperçu détaillé de l'ensemble des essais pressiométriques mises en œuvre sur le site.

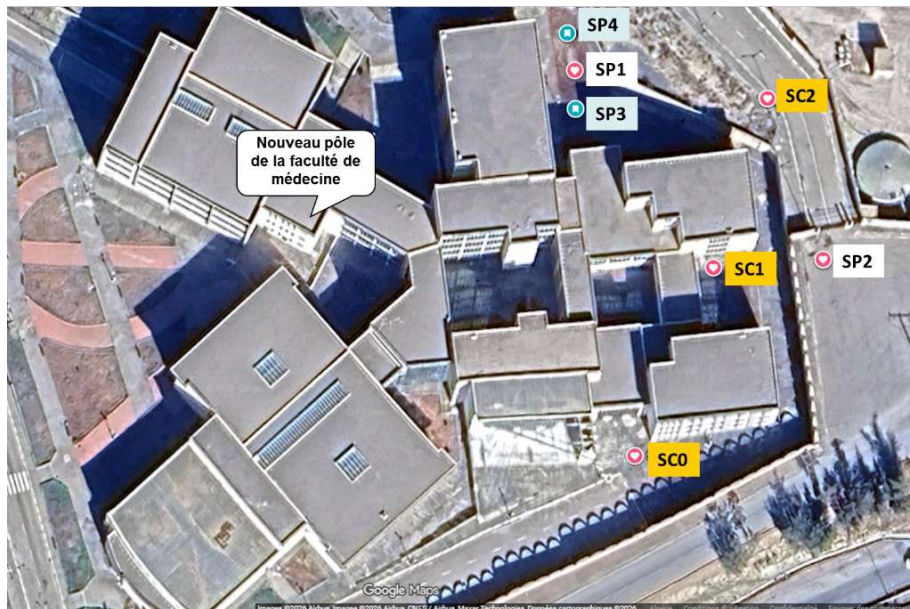


Figure 3.6 : Implantation des sondages pressiométriques et carottés

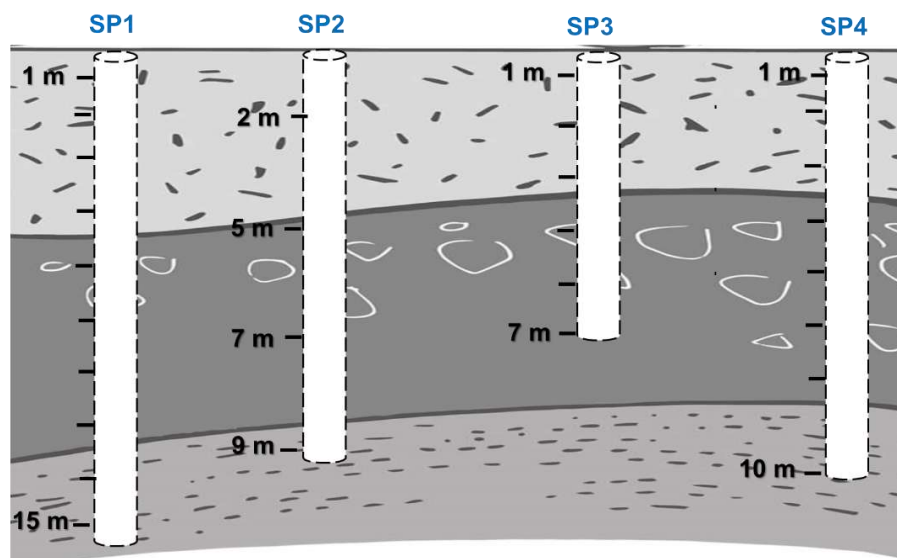


Figure 3.7 : Fréquence de mesure dans chaque sondage pressiométrique

Tableau 3.1 : Programme de reconnaissance mis en œuvre sur le site expérimental

MPMT : Appareillage Ménard classique. NPMT : Nouvel Appareillage pressiométrique. SP : Sondage pressiométrique			
Appareillage	Sondage	Profondeur (m)	Type de Sollicitation
MPMT	SP1	1 à 15 m	Essais monotones selon la norme européenne NF EN ISO 22476-4
	SP2	2 à 9 m	
NPMT	SP3	1 à 7 m	Essais d'expansion à vitesse de chargement constante avec une boucle de déchargement-rechargement
	SP4	1 à 10 m	

3.3.1. Essais pressiométrique Ménard classique – NF EN ISO 22476-4

Les essais pressiométriques de type Ménard classique, exécutés au droit des sondages SP1 et SP2, ont été réalisés en conformité avec la norme européenne en vigueur NF EN ISO 22476-4. Le programme de chargement appliqué suit le protocole illustré sur la Figure 3.8, la pression y est augmentée par paliers successifs d'égale amplitude, et chaque niveau de pression est maintenu constant pendant une durée déterminée Δt fixée.

3.3.2. Essais avec le nouveau pressiomètre

Au droit des sondages SP3 et SP4, des essais de chargement continu intégrant une boucle de déchargement-rechargement ont été effectués avec le nouvel appareillage pressiométrique. Ces essais ont été conduits conformément au protocole proposé par Briaud (1992) ainsi qu'au projet de norme européenne de l'essai au pressiomètre autoforeur (CEN, 2012), en appliquant une vitesse de chargement constante de 0,02 bar/s. Le programme de chargement associé est illustré sur la Figure 3.9.

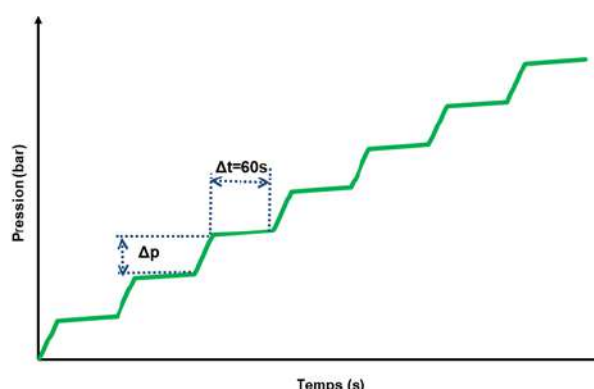


Figure 3.8 : Programme de chargement selon la norme NF EN ISO 22476-4

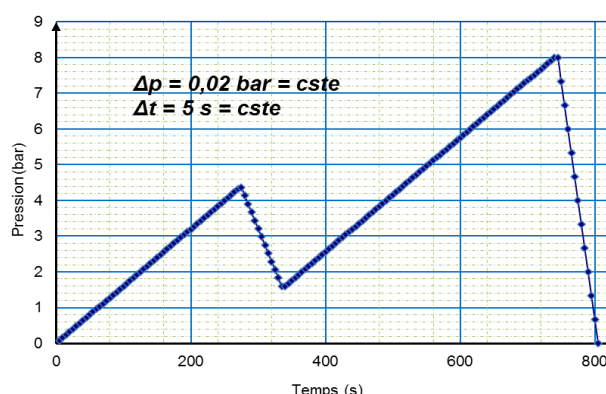


Figure 3.9 : Procédure des essais pressiométriques avec le nouvel appareillage

3.4. Caractérisation des sols

L'identification physique des sols rencontrés sur le site d'étude repose sur l'exploitation et l'analyse des différents résultats de laboratoire, obtenus à partir des échantillons prélevés au droit du sondage SC1 réalisés par le laboratoire LTPO. Le choix s'est focalisé sur le profil SC1 car il s'agit du sondage carotté le plus proche de la zone d'implantation de nos propres essais

pressiométriques. Il offre ainsi un aperçu réel et représentatif de la stratigraphie des sols dans notre zone d'essai.

Les propriétés physiques et d'identification des sols ont été déterminées selon les normes en vigueur, la teneur en eau par étuvage (NF P 94-050), la masse volumique des particules solides par pycnomètre à eau (NF P 94-054), et la masse volumique totale par immersion après paraffinage (NF P 94-053), permettant d'en déduire la masse volumique sèche (ρ_d). Enfin, les limites d'Atterberg (w_L et w_p) ont été établies par la méthode de la coupelle et du rouleau (NF P 94-051). La classification des sols qui en découle est présentée ci-après

3.4.1. Analyse granulométrique

L'analyse granulométrique est fondamentale pour déterminer la distribution dimensionnelle des grains au sein de la matrice du sol, les résultats étant traduits sous forme de courbes granulométriques permettant de visualiser la répartition des différentes fractions granulaires. Cette caractérisation s'appuie sur deux essais complémentaires, à savoir l'analyse granulométrique par tamisage selon la norme NF P 94-056 pour la fraction d'éléments de diamètre supérieur à 0,08 mm, et l'analyse par sédimentométrie selon la norme NF P 94-057 pour les particules fines de diamètre inférieur à ce même seuil. Dans le cadre de cette étude, une analyse par sédimentométrie a été spécifiquement réalisée par le laboratoire LTPO sur trois échantillons distincts issus du sondage carotté SC1, prélevés respectivement entre 2,40 et 2,60 m de profondeur (noté Éch. SC1-1), entre 3,55 et 3,90 m (noté Éch. SC1-2) et enfin entre 19,40 et 19,80 m (noté Éch. SC1-3). Les résultats de l'analyse granulométrique par sédimentométrie des échantillons prélevés du sondage carotté SC1 sont représentés dans les graphes ci-dessous

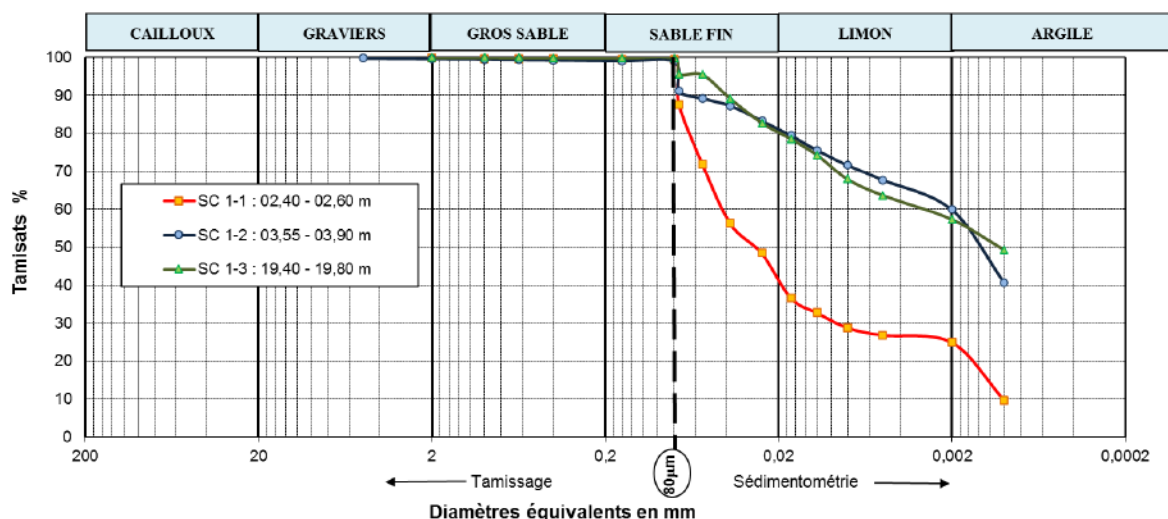


Figure 3.10 : Courbes granulométriques des sols étudiés

3.4.2. Masses volumiques

La mesure des masses volumiques effectuées à différents niveaux du sol a donné lieu aux résultats suivants :

- La masse volumique des particules solides : $\rho_s = 2,65 \text{ g/cm}^3$
- La masse volumique humide : $1,73 \text{ g/cm}^3 < \rho < 1,82 \text{ g/cm}^3$
- La masse volumique sèche : $1,37 \text{ g/cm}^3 < \rho_d < 1,64 \text{ g/cm}^3$

3.4.3. Teneur en eau pondérale par la méthode de l'étuvage

Les mesures de la teneur en eau naturelle (w) effectuées sur les échantillons d'argile issus du sondage SC1 révèlent des valeurs initialement homogènes dans les horizons superficiels, avec 25,03 % pour le prélèvement Éch. SC1-1 (2,40–2,60 m) et 25,89 % pour l'échantillon Éch. SC1-2 (3,55–3,90 m), avant de marquer une diminution brutale en profondeur où la valeur chute à 10,93 % au niveau de l'échantillon Éch. SC1-3 (19,40–19,80 m). Ces résultats mettent en évidence deux comportements distincts au sein du profil lithologique, d'une part, les fortes teneurs en eau observées jusqu'à 4 m sont caractéristiques d'un horizon argileux meuble à moyennement plastique, fortement soumis aux infiltrations ou aux variations de la nappe superficielle, d'autre part, la faible valeur enregistrée à près de 20 m de profondeur traduit un phénomène de surconsolidation naturelle, où la forte pression de confinement géostatique a resserré la matrice du sol en expulsant l'eau interstitielle, confirmant la présence d'un horizon marneux ou argileux très compact et mécaniquement plus résistant.

3.4.4. Limites d'Atterberg

L'état de consistance des sols fins est défini par les limites d'Atterberg, notamment la limite de liquidité (w_L), qui marque la transition entre les états liquide et plastique et se détermine à l'aide de la coupelle de Casagrande, ainsi que la limite de plasticité (w_P), qui délimite les états plastique et solide. Par définition, cette dernière correspond à la teneur en eau en dessous de laquelle il devient impossible de confectionner des rouleaux de sol de 3 mm de diamètre et d'environ 10 cm de longueur sans qu'ils ne se fissurent où se rompent.

Les essais réalisés sur les trois échantillons du sondage SC1 révèlent des caractéristiques de plasticité remarquablement homogènes sur l'ensemble du profil, avec des indices de plasticité très élevés $I_p = 40$ % pour SC1-1 ($w_L = 71$ %, $w_P = 31$ %), $I_p = 41$ % pour SC1-2 ($w_L = 71$ %, $w_P = 30$ %) et $I_p = 39$ % pour SC1-3 ($w_L = 73$ %, $w_P = 34$ %). Ces valeurs d'indice de plasticité supérieures à 40 % permettent de classer formellement ces trois horizons dans la catégorie des argiles très plastiques.

L'analyse conjointe avec l'indice de consistance (I_c) met toutefois en évidence une évolution notable de leur comportement mécanique en profondeur, les niveaux superficiels SC1-1 et SC1-2 affichent des indices de consistance proches ($I_c = 1,14$ et $1,09$), traduisant un sol à l'état plastique mais déjà ferme à raide ($I_c > 1$), en parfaite cohérence avec leurs teneurs en eau naturelle de l'ordre de 25 %. En revanche, l'échantillon profond SC1-3 présente un indice de consistance exceptionnellement élevé ($I_c = 1,59$), ce qui confirme un état solide à comportement prédominant semi-solide à dur, cette transition s'explique par la forte chute de la teneur en eau

naturelle observée à cette profondeur (10,93 %), bien en deçà de sa limite de plasticité ($w_P = 34$ %), induite par le fort serrage géostatique du massif argilo-marneux.

3.4.5. Classification USCS/LCPC des sols

L'analyse des courbes granulométriques, combinée aux classifications USCS/LCPC et à la norme NF EN ISO 14688-2 (Figure 3.11), permet de définir formellement ce matériau comme une argile très plastique. Les analyses chimiques viennent compléter cette caractérisation en révélant une teneur en carbonate de calcium (CaCo_3) comprise entre 33 % et 65 %, ce qui attribue plus précisément à ce sol la nature d'une argile marneuse à marne franche.

Les caractéristiques physiques moyennes des différentes couches de sol identifiées sur le site d'étude sont synthétisées dans le Tableau 3.2. Le détail ainsi que l'intégralité des résultats issus des essais d'identification physiques sont dans l'Annexe A de ce projet de fin d'études.

Tableau 3.2 : Synthèse des caractéristiques physiques

Profondeur (m)	% < 80µm	w (%)	ρ _s	ρ	ρ _d	S _r	w _L	w _p	I _p	Classification
			(g/cm ³)			(%)				
2,40 à 2,60	99,33	25,03	2,65	1,808	1,446	80,15	71	31	40	Argiles très plastiques At
3,55 à 3,90	98,90	25,89	2,65	1,733	1,376	74,55	71	30	41	Argiles très plastiques At
19,40 à 19,80	99,77	10,93	2,65	1,822	1,643	47,79	73	34	39	Argiles très plastiques At

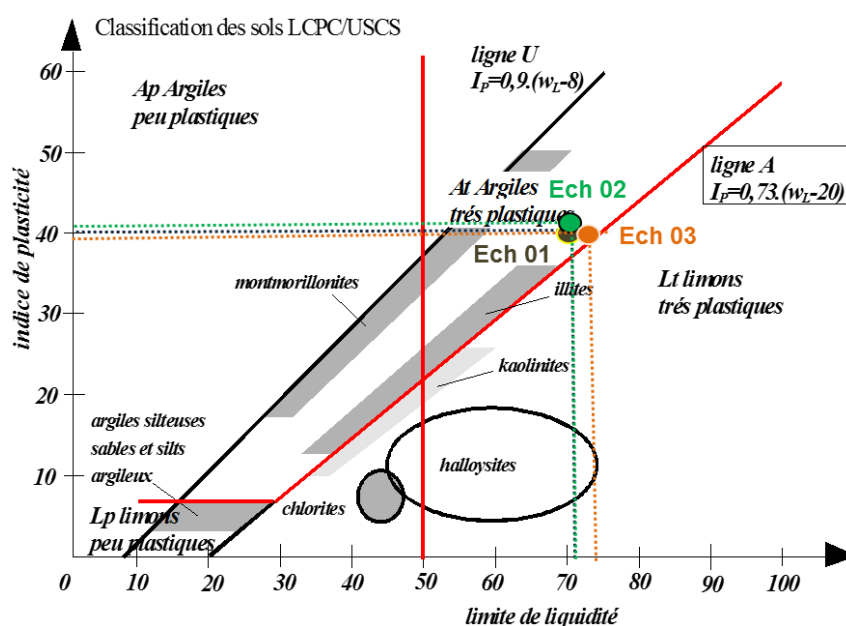


Figure 3.11 : Classification des sols fins selon l'abaque de plasticité de Casagrande

3.5. Analyse et interprétation des résultats

3.5.1. Résultats des essais au pressiomètre Ménard classique

Dans ce qui suit, nous allons exploiter et interpréter les résultats des essais pressiométriques Ménard classiques réalisés dans le sondage SP1, afin de déterminer l'ensemble des paramètres pressiométriques.

3.5.1.1. Les vérifications

Chaque type de membrane équipant la cellule centrale de mesure possède une résistance propre limite, déterminée par un essai d'étalonnage. Pour ce faire, la sonde est placée à l'air libre, à proximité du contrôleur pression-volume (CPV), dans des conditions de température identiques à celles de l'essai en terrain (Figure 3.12). La gaine est alors dilatée par paliers de pression successifs d'une durée de 60 secondes. L'amplitude de ces pas de pression (Δp) est généralement fixée à 10 kPa (0,1 bar), ou calibrée pour valoir le cinquième de la résistance propre limite conventionnelle de la membrane. L'injection de liquide se poursuit jusqu'à atteindre un volume maximal de 700 cm³. Le relevé du volume injecté en fin de chaque palier (V_{60}) permet de tracer la courbe d'étalonnage de la résistance propre de la membrane, indispensable pour corriger ultérieurement les mesures de pression obtenues in situ.

La deuxième étape de vérification consiste à réaliser le calibrage de la sonde. Comme l'illustre la Figure 3.13, la sonde est introduite dans un tube rigide d'étalonnage. Elle est d'abord mise en pression par pas de 100 kPa (1 bar) jusqu'à entrer en contact avec la paroi interne du tube, puis par paliers de 500 kPa (5 bar) pour les sondes conçues pour atteindre au moins 5 MPa (50 bar). Cette procédure permet de déterminer le volume de contact (V_c) par l'exploitation de la courbe d'expansion. Graphiquement, V_c correspond à l'ordonnée à l'origine de la droite ajustée sur les points représentatifs de l'essai, une fois le contact établi entre la sonde et le tube. À partir de cette valeur, le volume de la cellule centrale de la sonde (V_s) est calculé à l'aide de la formule suivante :

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

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 :

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

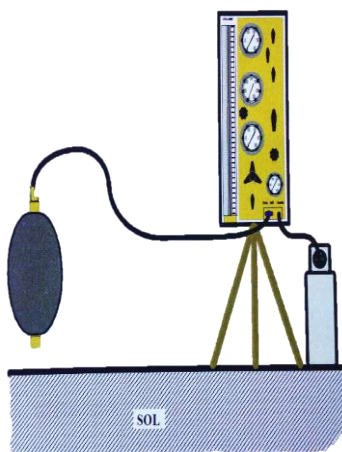


Figure 3.12 : Réalisations d'un étalonnage de la membrane

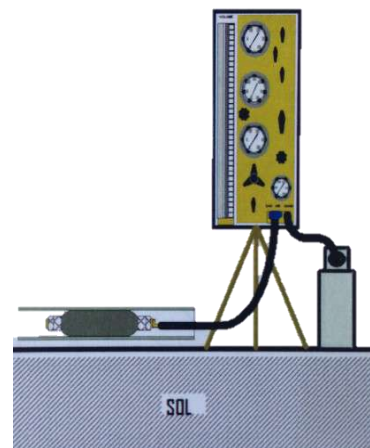


Figure 3.13 : Réalisation d'un calibrage de la sonde

Les résultats de l'étalonnage de la membrane et du calibrage de la sonde sont consignés dans le procès-verbal (PV) d'étalonnage (Annexe B). À l'issue de ces opérations, le volume initial de la cellule centrale de la sonde a été calculé à $V_s = 757,6 \text{ cm}^3$ et le coefficient de compressibilité de l'appareillage est de $a = 2,286 \text{ cm}^3/\text{MPa}$. De plus, la loi d'étalonnage de la membrane obtenue pour la correction des pressions se traduit par un polynôme de degré trois, présentant un coefficient de détermination $R^2 = 0,9949$, ce qui atteste d'une excellente corrélation.

3.5.1.2. La réalisation d'un essai

Lors de l'arrivée sur le chantier, la priorité absolue est la réalisation du forage pressiométrique. Cette excavation cylindrique à section circulaire est conçue pour recevoir la sonde. Les outils de foration doivent être rigoureusement adaptés à la nature du terrain rencontré, le choix de la technique s'appuyant sur les recommandations C de la norme NF EN ISO 22476-4. Une fois le forage stabilisé, la sonde préalablement étalonnée et calibrée est descendue jusqu'à la profondeur d'essai programmée. L'opérateur procède ensuite à la mise en pression par paliers successifs et égaux (Δp), maintenus chacun pendant 60 secondes, le temps d'application de chaque incrément devant être inférieur à 20 secondes. Pour chaque palier, les volumes d'eau injectés depuis le contrôleur pression-volume (CPV) sont relevés à 15, 30 et 60 secondes. Le mode opératoire recommande d'atteindre la pression limite du sol en une dizaine de paliers. En pratique, l'opérateur doit donc estimer cette valeur a priori en se basant sur sa connaissance du terrain, les observations faites lors du forage et son expérience. La Figure 3.8 illustre ce programme de chargement, représentant la pression appliquée au sol en fonction du temps. La fin de l'essai d'expansion peut être considérée comme achevée si les conditions suivantes sont satisfaites :

- Un minimum de huit paliers ;
- La pression p_r de 5 MPa a été atteinte ;
- Le volume de liquide injecté dans la cellule centrale est d'au moins 600 cm^3 ;

3.5.1.3. Les corrections

La pression mesurée au niveau de la cellule centrale de mesure est la valeur de la pression indiquée par le conditionneur de pression augmentée de la pression hydrostatique existant entre le niveau de la prise de pression et le milieu de la sonde pressiométrique, lorsque la cote altimétrique est donnée.

$$p_h = \gamma_i (z_{CPV} - z_{sonde}) \quad (3.3)$$

Soit γ_i le poids volumique du liquide injecté dans la cellule centrale de mesure.

Les variations parasites de volume (dilatation du CPV et des canalisations diverses, compressibilité de l'eau) sont mesurées par la réalisation d'un calibrage. Pour chaque pression lue il faut procéder à une correction de la valeur du volume lue, afin d'éliminer les dilatations additionnelles de la sonde, de la tubulure et du système de mesure.

$$V = V_r(p_r) - a \cdot p_r \quad (3.4)$$

Selon la norme AFNOR la deuxième correction de pression prend en compte la résistance propre de la sonde pressiométrique comme indiqué dans la vérification et la réalisation d'un étalonnage.

$$p_{(corrigée)} = p_r(V_r) - p_e(V_r) \quad (3.5)$$

La courbe corrigée est construite à partir des valeurs de pressions et volume après applications des corrections. Les relations suivantes déterminent les valeurs corrigées :

$$p = p_r + p_h - p_e \quad (3.6)$$

$$V = V_r - a \cdot p_r \quad (3.7)$$

p_r pression brute lue sur le manomètre du CPV , p_h la hauteur de colonne d'eau, $p_e(V_r)$ la relation obtenue lors de l'essai de résistance propre, a le coefficient de compressibilité de l'appareillage.

L'ensemble des résultats pressiométriques obtenus au droit du sondage SP1 est présenté en fonction de la profondeur dans l'Annexe B de ce projet de fin d'études. L'analyse de chaque courbe de chargement permet de déterminer les caractéristiques pressiométriques clés suivantes : le module pressiométrique (E_M) qui caractérise le comportement élastique du sol, la pression limite (p_L) qui définit la résistance du sol à la rupture et la pression de fluage (p_f) qui marque la transition entre la phase pseudo-élastique et la phase plastique. Pour de plus amples détails concernant les méthodes de calcul de chacun de ces paramètres, le lecteur est invité à se référer à la norme pressiométrique en vigueur (NF EN ISO 22476-4).

3.5.2. Résultats des essais avec le nouveau pressiomètre

Le protocole opératoire de l'essai s'inspire directement des étapes de chargement détaillées au paragraphe 3.3.2. Les données acquises en temps réel via le logiciel NI SignalExpress sont ensuite exportées et traitées sous Microsoft Excel pour leur dépouillement. Afin de suivre avec précision l'expansion de la cavité, l'enregistrement des mesures est configuré à une fréquence d'une seconde. La déformation radiale du sol est alors caractérisée par la déformation de la cavité (ϵ_r), calculée en divisant la variation du rayon de la membrane (ΔR) par son rayon initial (R_0), tandis que la pression cellulaire est mesurée en continu par un capteur dédié. Contrairement au pressiomètre Ménard classique, le nouveau dispositif utilisé dans ce travail repose sur un système pneumatique plutôt qu'hydraulique. L'expansion est ainsi assurée par une membrane gonflée à l'air, et les déplacements radiaux sont mesurés directement à l'aide d'un palpeur intégré, évitant ainsi d'avoir à les déduire indirectement des variations de volume de fluide. Cette configuration technologique simplifie considérablement le traitement des données, elle élimine le besoin de procéder aux corrections classiques liées à la charge hydraulique ou à l'expansion propre de l'appareillage. Par conséquent, la contrainte réelle exercée par la membrane sur le sol correspond à la pression brute relevée par le capteur, corrigée uniquement

pour compenser la rigidité propre de la membrane. Cette correction est effectuée selon l'expression suivante :

$$p_c = p_r - p_e \quad (3.8)$$

Avec : p_c : pression corrigée ; p_r : pression au niveau du contrôleur ; p_e : Pression due à la résistance de la membrane

La Figure 3.14 représente la courbe de résistance propre de la membrane. Elle figure aussi la courbe qui schématise l'allure de la forme de la courbe d'étalonnage. La correction est donnée par l'expression polynomiale de degré 4 suivante :

$$p = -5.10^{-7}x^4 + 3.10^{-5}x^3 - 0.0009x^2 + 0.012x + 0.0221 \quad (3.9)$$

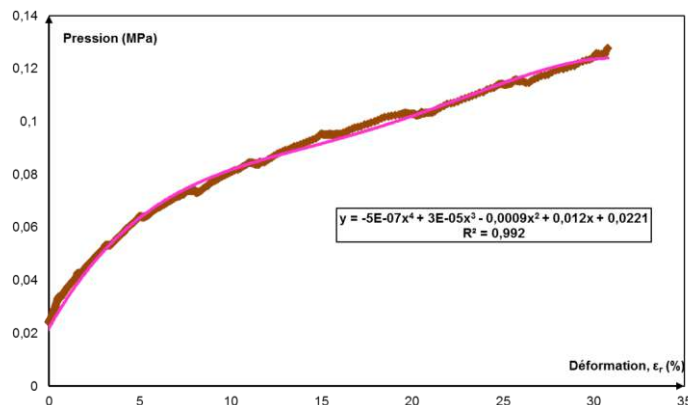


Figure 3.14 : Courbe d'étalonnage de la membrane

Nous ne présentons par la suite que quelques résultats à titre indicatif, obtenus à l'aide du nouveau pressiomètre. À cet effet, les Figures 3.15 illustrent certains résultats bruts spécifiques mesurés dans le sondage SP4 à différentes profondeurs.

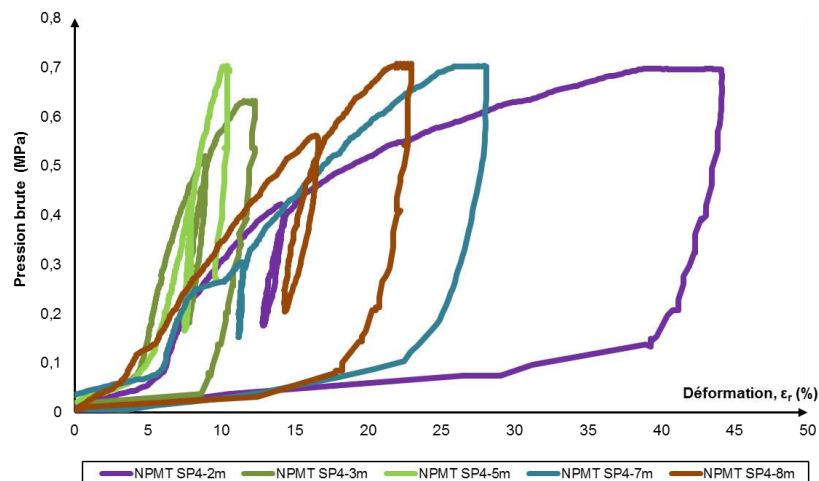


Figure 3.15 : Courbes pressiométriques brutes obtenus dans le sondage SP4

Les courbes des essais d'expansion du sondage SP4, après correction de la raideur de la membrane, sont illustrées dans les figures suivantes (Figure 3.16). On constate que l'impact de cette correction reste modéré et qu'il est directement lié au type de membrane utilisé.

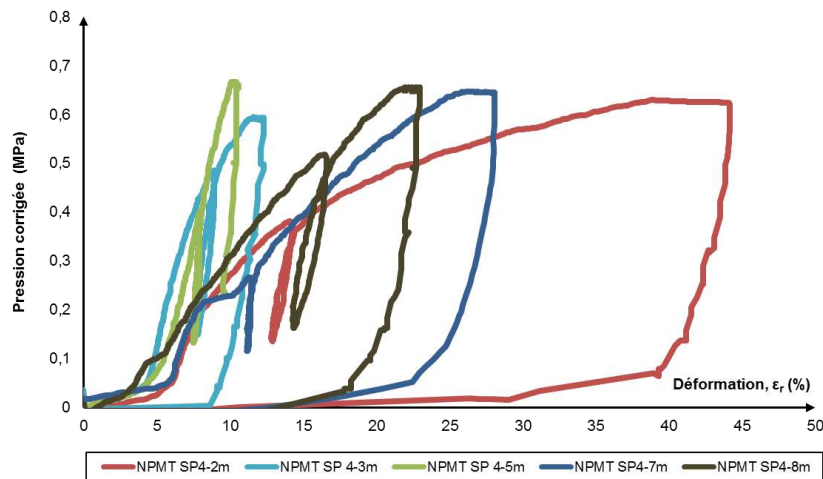


Figure 3.16 : Courbes pressiométriques corrigées obtenus dans le sondage SP4

Comme l'illustre la Figure 3.17, la pression mesurée suit fidèlement le signal de consigne, ce qui valide l'efficacité du protocole d'asservissement utilisé. Le zoom sur la phase de déchargement confirme la réactivité et la précision du système face aux commandes de régulation. L'automatisation de la procédure d'essai pressiométrique s'avère ainsi être une solution performante, elle s'affranchit des erreurs systématiques liées à l'opérateur, garantit la reproductibilité des essais et s'affranchit des dérives matérielles qui altèrent habituellement la précision et la fiabilité des mesures.

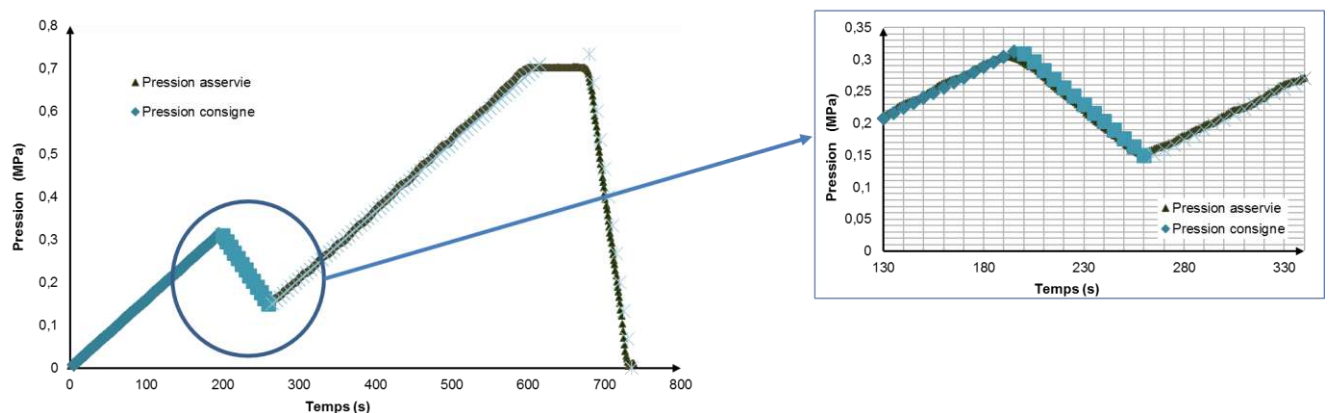


Figure 3.17 : Comparaison entre le signal de consigne et la pression mesurée (asservie) pour l'essai SP4-2m

3.6. Détermination du coefficient des terres au repos K_0

3.6.1. Détermination avec le pressiomètre Ménard classique

Dans son ouvrage « The pressuremeter », Briaud (1992) propose une méthode pour évaluer le coefficient des terres au repos, K_0 , directement à partir du début de la courbe pressiométrique, sans altérer le protocole de chargement initial. L'auteur décrit le comportement des parois du forage selon le mécanisme suivant : « Avant l'exécution du forage, la contrainte horizontale en place correspond à la contrainte horizontale au repos, σ_{h0} . Lors du creusement par l'outil, la paroi de la cavité se déplace vers l'intérieur, entraînant une diminution de cette

contrainte horizontale. [...]. Après l'introduction de la sonde et lors de son gonflage par paliers successifs, la paroi du trou est repoussée vers sa position initiale, puis au-delà. Au cours de cette phase, la contrainte horizontale augmente et franchit un seuil spécifique correspondant à la contrainte au repos σ_{h0} . Il est ainsi admis que σ_{h0} se situe sur la première partie de la courbe pressiométrique, précisément au point de courbure maximale (noté point A sur la Figure 3.18). Avant ce point A, le sol subit une phase de recompression, après le point A, il entre dans un comportement vierge. L'identification de ce point de transition est aisée si le forage est de bonne qualité, mais devient complexe si les parois ont été remaniées par le processus de creusement. En effet, lorsque le forage est correctement préparé, la transition entre la recompression et le comportement vierge est nette. En revanche, un forage perturbé génère une transition progressive, caractérisée par un début de courbe arrondi qui rend difficile la localisation du point de courbure maximale.

Pour accentuer cette inflexion et faciliter la détermination du point A, Briaud préconise de représenter les données dans un repère semi-logarithmique, en traçant la pression en fonction de $\log(\Delta R/R_0)$. La pression associée au point A correspond à la contrainte horizontale totale au repos, σ_{h0} . D'après Gan et Briaud (1987), les valeurs de K_0 ainsi déduites s'avèrent cohérentes et comparables à celles obtenues par d'autres techniques, telles que le pressiomètre autoforeur (SBPMT). Il convient toutefois de préciser que l'approche de Briaud considère un forage à sec, dans le cas général, la présence d'un fluide de forage tend à limiter la chute de la contrainte horizontale.

En somme, le coefficient K_0 est déterminé par la localisation du point de contact (ou point de collage) entre la gaine et le sol. Néanmoins, le faible nombre de points de mesure disponibles lors de cette phase initiale, combiné au remaniement inhérent au creusement, peut restreindre la précision de cette évaluation. Finalement, la contrainte horizontale totale obtenue est corrigée de la pression interstitielle, puis normalisée par la contrainte verticale effective en place pour calculer K_0 selon la formule (1.2) présentée au Chapitre 1.

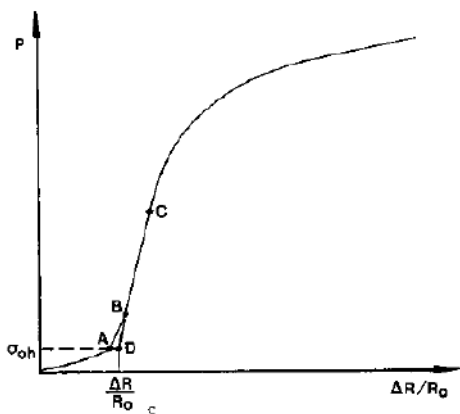


Figure 3.18 : Méthode pour obtenir la contrainte horizontale totale au repos (Briaud, 1992)

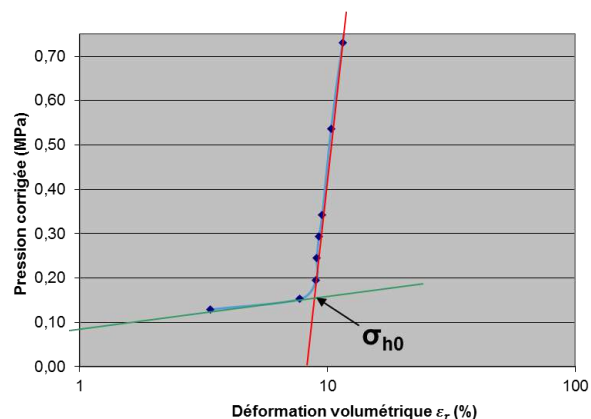


Figure 3.19 : Application de la méthode de Briaud (1992) pour la détermination de σ_{h0} : Exemple sur l'essai SP1 à 9 mètres de profondeur

Dans le cadre de ce travail, la méthodologie proposée par Briaud (1992) a été rigoureusement appliquée à l'ensemble de nos essais pressiométriques Ménard classiques afin de déterminer le coefficient des terres au repos, K_0 . Pour chaque essai, le point de courbure maximale (point de collage de la gaine) a été systématiquement recherché dans le repère semi-logarithmique $[P - \log(\Delta R/R_0)]$. À titre d'illustration, un exemple de cette méthode appliqué à l'essai SP1 à 9 mètres de profondeur est présenté sur la Figure 3.19. Cette approche systématique a permis de standardiser l'exploitation de la phase initiale du chargement et d'obtenir des valeurs de σ_{ho} cohérentes, qui ont ensuite été corrigées de la pression interstitielle et normalisées par la contrainte verticale effective pour le calcul final de K_0 .

La déformation du terrain au bord de la cavité est mesurée. Elle est directement reliée à la déformation volumétrique de la cavité par l'expression suivante :

$$\varepsilon_r = \frac{\Delta R}{R_0} = \sqrt{1 + \frac{\Delta V}{V_s}} - 1 \quad (3.10)$$

ou : ΔR : est la variation du rayon de la cavité

R_0 : est le rayon initial de la cavité

V_s : est le volume initial de la cavité

3.6.2. Détermination de K_0 à l'aide du nouveau pressiomètre

Plusieurs méthodes ont été développées pour faciliter la sélection de la contrainte horizontale à partir des courbes d'essais pressiométriques. Ces approches incluent notamment :

- a) La méthode du décollage de la membrane (lift-off) (Wroth, 1982),
- b) Les méthodes fondées sur la résistance au cisaillement (Marsland et Randolph, 1977 ; Hawkins et al., 1990 ; Newman, 1991 ; Dendy et Hughes, 1980 ; Fahey et Randolph, 1984),
- c) Les méthodes basées sur la procédure d'essai elle-même (Lacasse et Lunne, 1982 ; Wroth, 1982 ; Jefferies et al., 1987),
- d) Et l'ajustement de fonctions mathématiques sur la courbe d'essai (Arnold, 1981 ; Dendy et Clough, 1980 ; Jefferies, 1988 ; Ferreira et Robertson, 1992 ; Withers et al. 1989) .

Bien qu'une grande partie de ces méthodes ait été spécifiquement conçue pour les pressiomètres mis en place dans des forages préalables (PBP) ou par fonçage direct (FDP), elles s'avèrent également très utiles pour vérifier la valeur de σ_{ho} issue d'essais au pressiomètre autoforeur (SBP). L'ensemble de ces méthodes est résumé dans le tableau suivant :

Tableau 3.3 : Synthèse des techniques de détermination de la contrainte horizontale à partir des essais pressiométriques

Technique	Référence(s)	Type de sol	Sonde
Décollage de la membrane (Lift off)	Wroth (1982)	Tous sols	SBP
Résistance au cisaillement (Strength)	Marsland et Randolph (1977)	Argiles raides	SBP PBP
	Hawkins et al. (1990)	Argiles raides	SBP
	Newman (1991)	Sables	SBP
	Denby et Hughes (1980)	Argiles	SBP
	Fahey et Randolph (1984)	Sables	SBP
Procédure d'essai (Test procedure)	Lacasse and Lunne (1982)	Tous sols	SBP
	Wroth (1982)	Argiles molles	SBP
	Jefferies et al. (1987)	Toutes argiles	SBP
Ajustement de courbe (Curve fitting)	Arnold (1981)	Argiles	SBP PBP
	Denby and Clough (1980)	Argiles	SBP
	Jefferies (1988)	Argiles	SBP
	Ferreira and Robertson (1992)	Argiles	SBP
	Withers et al. (1989)	Sables	SBP

Dans notre cas, la contrainte horizontale en place, σ_{h0} , a été déterminée selon la méthode proposée par Marsland et Randolph (1977). Cette contrainte correspond au point de courbure maximale situé sur la phase initiale de la courbe pressiométrique (Figure 3.20). En amont de ce point, le sol subit une recompression, tandis qu'au-delà, il entre dans son domaine de comportement vierge. L'identification de cette transition s'avère aisée lorsque la qualité de la paroi du forage est préservée, mais devient complexe si le processus de creusement a induit un remaniement des parois de la cavité.

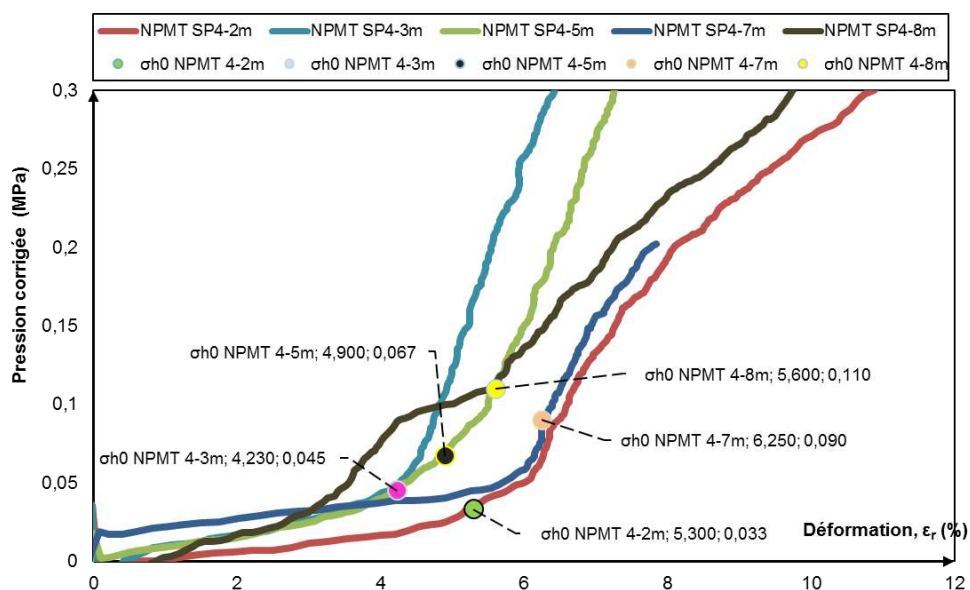


Figure 3.20 : Méthode de détermination de la contrainte horizontale totale in situ σ_{h0} avec le nouveau pressiomètre

3.6.3. Synthèse comparative des valeurs de K_0 obtenus

La Figure 3.21 représente pour le site d'étude les profils de la contrainte horizontale en place σ_{ho} obtenus au moyen du pressiomètre Ménard classique et à l'aide du pressiomètre développé pour les sondages SP1 et quelques essais au SP4. Les essais au pressiomètre classique ont été effectués avec toutes les précautions imposées par la norme NF EN ISO 22476-4. On constate que les résultats des essais sont assez groupés, mais que l'incidence du système de mesure de la pression et de déformation dans le pressiomètre classique est relativement élevée. Il convient de ne pas considérer la valeur de p_0 (ou p_1 , correspondant à la pression de début de la plage pseudo-élastique) comme étant systématiquement égale à la contrainte horizontale in situ (σ_{ho}) pour le pressiomètre Ménard classique. Pour obtenir une estimation plus rigoureuse et représentative de (σ_{ho}), il est fortement recommandé d'utiliser la méthode de Briaud, (1992). En effet, cette valeur est presque toujours surestimée par rapport à la contrainte mesurée avec le nouveau matériel pressiométrique.

Le nouveau pressiomètre mesure avec précision la pression du contact sol-membrane, et à cet effet, la contrainte horizontale in situ. Cet avantage technologique découle directement de la conception de son système de mesure de la déformation et de la pression, qui permet d'évaluer de manière extrêmement précise l'état de ce contact. On observe que σ_{ho} augmente quasi linéairement avec la profondeur. La valeur moyenne de σ_{ho} croît de 33 kPa à 110 kPa respectivement entre 2 et 8 m de profondeur pour l'appareillage développé. Par contre, l'augmentation est plus importante, allant de 37 kPa à 123 kPa pour le pressiomètre Ménard classique.

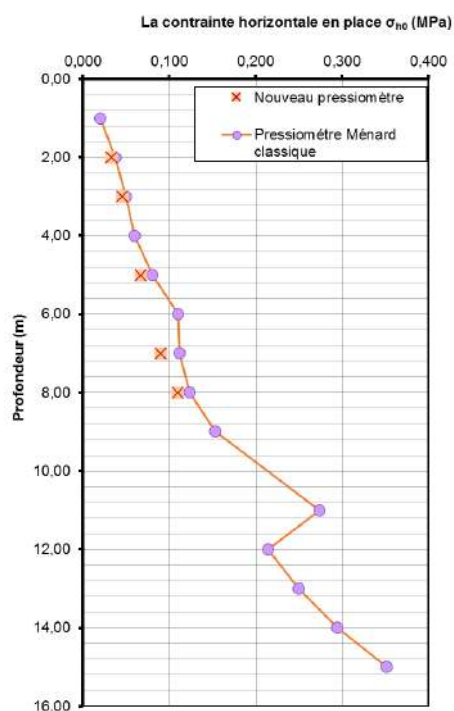


Figure 3.21 : Évolution de la contrainte horizontale en place au site de Tlemcen : Analyse comparative entre pressiomètres Ménard classique et le nouvel appareillage

L'augmentation progressive de la contrainte horizontale totale in situ σ_{ho} avec la profondeur s'explique fondamentalement par le principe de la contrainte géostatique et le mécanisme de transfert de charge latéral au sein de la matrice du sol. En s'enfonçant dans le sol, la contrainte verticale totale σ_{vo} croît de manière proportionnelle au poids cumulé des couches géologiques situées au-dessus. Le sol se comportant comme un milieu semi-élastique confiné, une fraction de cette charge verticale est redistribuée horizontalement vers les terres environnantes. Cette transmission latérale est régie par le coefficient des terres au repos, tel que $\sigma_{ho} = \sigma_{vo} * K_0$.

Entre 1 et 9 mètres de profondeur, le profil montre une croissance quasi linéaire, ce qui traduit une traversée de couches relativement homogènes où les caractéristiques physiques du sol demeurent constantes. En revanche, la forte accélération de cette contrainte constatée entre 9 et 15 mètres de profondeur indique un changement manifeste d'horizon géologique, le milieu y devient nettement plus dense, compact ou surconsolidé, ce qui se traduit par une élévation conjointe du poids volumique et du coefficient K_0 propulsant ainsi la contrainte σ_{ho} à sa valeur maximale de 0,352 MPa à 15 mètres.

La connaissance du poids spécifique du matériau, déterminé à partir d'échantillons carottés, permet de déduire le coefficient des terres au repos K_0 par l'application de la formulation théorique associée. Jusqu'à une époque récente, la détermination des contraintes horizontales naturelles in situ constituait un défi majeur en géotechnique. Ce problème était principalement abordé de manière indirecte via l'évaluation de K_0 , un paramètre dont la mesure restait restreinte aux essais de laboratoire (notamment à l'appareil triaxial) ou, sur le terrain, à l'usage complexe du pressiomètre autoforeur.

La mise au point du nouveau pressiomètre dans le cadre de cette étude apporte une solution expérimentale innovante à cette problématique. Comme l'illustre la Figure 3.22, les valeurs de K_0 obtenues avec notre appareillage oscillent de manière régulière et se révèlent presque systématiquement inférieures à celles fournies par l'appareil Ménard classique. Cette convergence et cette stabilité démontrent que ce nouveau dispositif permet d'accéder aux pressions horizontales des terres et aux coefficients K_0 correspondants avec une précision nettement supérieure.

L'écart systématique mis en évidence confirme la tendance du pressiomètre Ménard classique à surévaluer le coefficient K_0 . Cette divergence s'explique par les ruptures technologiques intégrées au nouveau pressiomètre. Grâce à un système perfectionné de contrôle et de mesure de la déformation et de la pression, ce dernier évalue avec une grande rigueur l'état de contact initial entre le sol et la membrane. En minimisant l'impact du remaniement des parois du forage et en s'affranchissant des effets de la décompression du sol inhérents à la méthodologie classique, le nouvel appareillage élimine ce biais de surévaluation. Il permet ainsi d'approcher, avec une fiabilité accrue, la véritable valeur intrinsèque du coefficient K_0 du sol à son état de repos naturel.

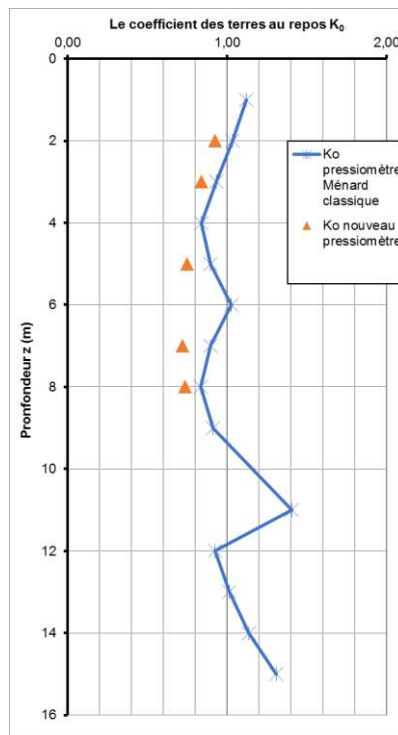


Figure 3.22 : Profils de K_0 en fonction de la profondeur : Comparaison entre le pressiomètre Ménard classique et le nouvel appareil

3.7. Conclusion

L'intérêt d'évaluer précisément le coefficient des terres au repos (K_0) à l'aide de mesures in situ s'avère fondamental pour la modélisation rigoureuse des ouvrages géotechniques. Ce paramètre s'avère en effet crucial lors de l'analyse de la stabilité des pentes, ainsi que pour l'estimation des forces de poussée ou des phénomènes de soulèvement de fond de fouille lors des travaux d'excavation.

La campagne d'essais in situ réalisée sur le site de Tlemcen a mis en évidence la faisabilité technique de déterminer la contrainte horizontale naturelle et, par conséquent, le coefficient K_0 . L'utilisation du nouveau dispositif pressiométrique dans le cadre de cette étude permet d'accéder à ces grandeurs de manière simple, reproductible et nettement plus précise qu'avec l'appareil Ménard classique.

En somme, l'état actuel des connaissances et les performances métrologiques observées légitiment dès à présent l'intégration de cet essai innovant dans les programmes standards de reconnaissance des sols. Néanmoins, la réalisation d'une campagne d'essais in situ complémentaire, étendue à d'autres contextes géologiques, demeure nécessaire afin de consolider la validation du nouvel appareillage et d'en généraliser l'usage en ingénierie.

CONCLUSION GÉNÉRALE ET PERSPECTIVES

1. Eléments de synthèse

Ce projet de fin d'études s'est inscrit dans une démarche d'optimisation méthodologique et technologique pour l'estimation du coefficient des terres au repos (K_0), un paramètre fondamental mais historiquement complexe à appréhender en ingénierie géotechnique. L'objectif principal était de s'affranchir des limites des outils conventionnels souvent restreints par des coûts prohibitifs ou des biais de mesure induits par le refoulement du sol en évaluant un nouveau système pressiométrique innovant.

Le travail s'est d'abord appuyé sur une revue de la littérature approfondie, mettant en lumière la dualité entre la précision des essais peu remaniant et la praticité des méthodes destructives. Cette base théorique a permis de justifier le développement et l'implémentation du nouveau dispositif pressiométrique présenté dans ce mémoire. Les phases cruciales d'étalonnage, de montage et de maîtrise de la chaîne d'acquisition, rigoureusement détaillées, ont garanti la fiabilité technique du système avant son déploiement sur le terrain.

La validation expérimentale menée sur le site d'étude de Tlemcen, entre 1 et 15 mètres de profondeur, a apporté des résultats particulièrement prometteurs. L'analyse comparative avec le pressiomètre Ménard classique a démontré la capacité du nouvel appareillage, couplé à un programme de chargement spécifique, à déterminer de manière reproductible et précise la contrainte horizontale en place (σ_{h0}) et par conséquent le coefficient K_0 . Ce travail confirme qu'il est possible d'accéder à ce coefficient de façon simple, précise et économiquement avantageuse, offrant ainsi une alternative concrète et opérationnelle pour l'ingénierie des fondations et des ouvrages de soutènement.

2. Perspectives

Bien que les résultats obtenus au cours de ce travail soient validés et encourageants, ils ouvrent la voie à plusieurs axes de recherche et d'amélioration pour l'avenir :

- Il serait particulièrement enrichissant de tester ce nouveau dispositif sur d'autres types de sols (argiles molles, sols hautement surconsolidés, sables) afin de vérifier la polyvalence de l'appareil et d'évaluer l'impact de la texture du sol sur la qualité du contact sonde-paroi.
- Des études complémentaires pourraient être menées pour affiner le protocole de chargement afin de standardiser la méthode d'interprétation graphique ou numérique de la contrainte horizontale en place.
- Une perspective intéressante consisterait à réaliser une analyse par éléments finis (2D ou 3D) simulant l'interaction entre la sonde et le sol lors de l'expansion. Cela permettrait de mieux quantifier le faible remaniement résiduel et de consolider théoriquement les valeurs de K_0 déduites des essais.

RÉFÉRENCES

Aissaoui S. (2021). Détermination de la dégradation des caractéristiques mécaniques des sols à court terme lors des séismes ou des ruptures d'ouvrages. Thèse de doctorat, Université Abou Bekr Belkaid, Tlemcen, 296 pages.

Aissaoui S., Zadjoui A., Reiffsteck P. (2018). Cyclic Tests with a New Pressuremeter Apparatus. In Proceedings of China-Europe Conference on Geotechnical Engineering (pp. 663-667). Springer, Cham. https://doi.org/10.1007/978-3-319-97112-4_148

Aissaoui S., Zadjoui A., Reiffsteck P. (2020). Contribution of modification of a pressuremeter for an effective prediction of soil deformability. *Geomechanics and Engineering*, 23(4), 381-392. <http://dx.doi.org/10.12989/gae.2020.23.4.381>

Aissaoui S., Zadjoui A., Reiffsteck P. (2021). A new protocol for measuring small strains with a pressuremeter probe: Development, design, and initial testing. *Measurement*, 169, 108507. <https://doi.org/10.1016/j.measurement.2020.108507>

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.

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., Le Mée E., Le Méhauté A. (1972). Expansion of cylindrical probes in cohesive soils. *ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, Vol.98, N°11, pp. 1129-1142.

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

Baldi G., Bellotti R., Ghionna V., Jamiolkowski M., Marchetti S., Pasqualini E. (1986). Flat Dilatometer Tests in calibration chambers. Use of in situ tests in geotechnical engineering, Geotechnical Special Publication, N°6, pp. 431-446.

Becker D., Crooks J., Been K., Jefferies M. (1987). Work as a criterion for determining in situ and yield stresses in clays. *Canadian Geotechnical Journal*, 24 (4), 549-564.

Bjerrum L. Anderson K. (1972). In-situ measurement of lateral pressures in clay. Norwegian Geotechnical Institute Publication 91.

Bolton M. (1991). Geotechnical stress analysis for bridge abutment design.

Borel S., Reiffsteck Ph. (2006). Caractérisation de la déformabilité des sols au moyen d'essais en place. Etudes et recherches des laboratoires des ponts et chaussées, série géotechnique, 132 pages.

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

- Brooker E. W. Ireland H. O. (1965).** Earth Pressures at Rest Related to Stress History. *Canadian Geotechnical Journal*, 2 (1), 1–15. [doi:10.1139/t65-001](https://doi.org/10.1139/t65-001)
- CEN (2012).** Reconnaissance et essais géotechniques — Essais en place — Partie 6 : Essai pressiométrique autoforé, projet, EN ISO 22476-6
- 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. [https://doi.org/10.1016/0950-0618\(92\)90057-6](https://doi.org/10.1016/0950-0618(92)90057-6)
- Diaz-Rodriguez J., Leroueil S., Aleman J. (1992).** Yielding of Mexico City clay and other natural clays. *Journal of Geotechnical Engineering*, 118 (7), 981–995.
- Doumergue M. (1924).** Extrait de la carte géologique de Tlemcen 1/50 000e.
- Fahey M. Randolph M. F. (1984).** Effect of disturbance on parameters derived from self-boring pressuremeter tests in sand. *Géotechnique*, 34 (1), 81–97.
- Fioravante V., Jamilokowski M., Lo Presti D., Manfredini G., Pedroni S. (1998).** Assessment of the coefficient of the earth pressure at rest from shear wave velocity measurements. *Géotechnique*, 48 (5), 657–666.
- Gan K.C., Briaud J.L. (1987).** Use of the Stepped Blade in Foundation Design and Comparison with the Pressuremeter, Research Report 7032 to Iowa State Univ. and the Federal Highway Administration, Civil Engineering, Texas A&M University
- Hamouche K., Leroueil S., Roy M., Lutenecker A. (1995).** In situ evaluation of K_0 in eastern Canada clays. *Canadian Geotechnical Journal*, 32 (4), 677–688.
- Handy R. L., Mings C., Retz D., Eichner D. (1990).** Field Experience with the Back- pressured K_0 Stepped Blade. *Transportation Research Record*, (1278).
- 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>
- Jacquard, C., Rispal, M., Puech, A., Geisler, J., Durand, F., Cour, F., Burlon, S., Reiffsteck, P. (2013).** Une nouvelle sonde permettant de mesurer sans extrapoler la pression limite pressiométrique des sols. In 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Paris.
- Jaky J. (1944).** The coefficient of earth pressure at rest. *Journal of the Society of Hungarian Architects and Engineers*, 78 (22), 355–358.
- Jaky J. (1948).** Pressure in silos. In *Proceedings of the 2nd International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering* (Vol. 1, pp. 103–107).
- Jamiolkowski M., Ladd C., Germaine J., Lancellotta R. (1985).** New development in field and laboratory testing of soils. In *Proceedings of the 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering* (Vol. 1, pp. 57–153). A.A. Balkema.
- Janbu N. Senneset K. (1995).** Soil parameters determined by triaxial testing. In *Proceedings of the 11th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering* (Vol. 3, pp. 101–106).
- Jézéquel J.F., Lemasson H., Touzé J. (1968).** Le pressiomètre Louis Ménard : Quelques problèmes de mise en œuvre et leur influence sur les valeurs pressiométriques. *Bulletin de Liaison du Laboratoire routiers des Ponts et Chaussées*, N°32, pp. 97-120.
- Jézéquel J.F., Touzé J. (1968).** 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.
- Ku T. Mayne P. W. (2013).** Evaluating the In Situ Lateral Stress Coefficient (K_0) of Soils via Paired Shear Wave Velocity Modes. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 139 (5), 775–787.

- Ku T. Mayne P. W. (2015).** In Situ Lateral Stress Coefficient (K_0) from Shear Wave Velocity Measurements in Soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 141 (12), 06015009.
- Kulhawy F. H. Mayne P. W. (1990).** Manual on estimating soil properties for foundation design. Electric Power Research Inst., Palo Alto, CA (USA); Cornell Univ., Ithaca, NY (USA). Geotechnical Engineering Group.
- Lacasse S. Lunne T. (1989).** Calibration of dilatometer correlations. Norwegian Geotechnical Institute Publication 177, 1–10.
- Law K. T. Eden W. (1980).** Influence of cutting shoe size in self-boring pressuremeter tests in sensitive clays. *Canadian Geotechnical Journal*, 17 (2), 165–173.
- Lefebvre G., Bozozuk M., Philiber A., Hornych P. (1991).** Evaluating K_0 in Champlain clays with hydraulic fracture tests. *Canadian Geotechnical Journal*, 28 (3), 365–377. [doi:10.1139/t91-047](https://doi.org/10.1139/t91-047)
- Lindgård A. Ofstad C. S. (2016).** An evaluation of methods to determine K_0' in clays - Literature study and pilot experiments conducted at Tiller in connection with NGTS. Project work, Geotechnical Engineering NTNU.
- Lunne T. L'Heureux J.-S. (2016).** SP8 – Geotekniske dimensjoneringsparametere (GEODIP): Evaluation of K_0 in soft lightly OC Clays from in situ tests. Norwegian Geotechnical Institute Report, (20150030-05).
- Lutenegger A. J. Timian D. A. (1986).** In Situ Tests with K_0 Stepped Blade. In *Use of In Situ Tests in Geotechnical Engineering* (pp. 730–751). ASCE.
- Mair R.J., Wood D.M. (1987).** Pressuremeter testing: methods and interpretation. CIRIA Ground Engineering Report: In-situ testing, Butterworths, London, 160 pages.
- Marchetti S. (1980).** In situ tests by flat dilatometer. *ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division*, Vol.106, N°3, pp. 299-321.
- Marchetti S. (2015).** Some 2015 updates to the TC16 DMT Report 2001. In *The 3rd International Conference on the Flat Dilatometer DMT-15*, Rome (pp. 43–68).
- Marchetti S., Monaco P. (2004).** Short Course on Flat Dilatometer (DMT). Course Proceedings, Bali.
- Marchetti S., Monaco P., Totani G., Calabrese M. (2006).** The flat dilatometer test (DMT) in soil investigations - A report by the ISSMGE committee TC16. In *2nd International Conference on the Flat Dilatometer* (pp. 7–48). Reprint official version approved by the ISSMGE Technical Committee TC16 (May 2001).
- Marsland A. Randolph M.F. (1977).** Comparisons on the results from pressuremeter tests and large in-situ plate tests in London clay, *Geotechnique*, 27(2), 217–243.
- Massarsch K. R. (1975).** New Method for Measurement of Lateral Earth Pressure in Cohesive Soils. *Canadian Geotechnical Journal*, 12 (1), 142–146. [doi:10.1139/t75-013](https://doi.org/10.1139/t75-013)
- Mayne P. Martin G. (1998).** Commentary on Marchetti Flat Dilatometer Correlations in Soils. *Geotechnical Testing Journal*, 21 (3).
- Mayne P. W. & Kulhawy, F. (1982).** K_0 -OCR Relationships in Soil. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 108 (6), 851–872.
- Ménard L. (1976).** Règles relatives à l'exécution des essais pressiométriques. *Sols* N°27, pp. 7-20.
- Mesri G. Castro A. (1987).** C_α/C_c concept and K_0 during secondary compression. *Journal of Geotechnical Engineering*, 113 (3), 230–247.
- Mesri G. Hayat T. (1993).** The coefficient of earth pressure at rest. *Canadian Geotechnical Journal*, 30 (4), 647–666.
- NF EN ISO 14688-2 (2018).** Reconnaissance et essais géotechniques - Identification et classification des sols - Partie 2 : principes pour une classification

NF EN ISO 22476-4 (2021). Reconnaissance et essais géotechniques - Essais en place - Partie 4 : essai pressiométrique dans un forage préalable selon la procédure Ménard

NF P 94-050 (1995). Sols : Reconnaissance et Essais – Détermination de la teneur en eau pondérale des matériaux – Méthode par étuvage.

NF P 94-051 (1993). Sols : reconnaissance et essais - Détermination des limites d'Atterberg - Limite de liquidité à la coupelle - Limite de plasticité au rouleau.

NF P 94-053 (1991). Sols : reconnaissance et essais - Détermination de la masse volumique des sols fins en laboratoire - Méthodes de la trousse coupante, du moule et de l'immersion dans l'eau.

NF P 94-054 (1991). Reconnaissance et essais géotechniques - Essais de laboratoire sur les sols - Partie 3 : détermination de la masse volumique des particules solides.

NF P 94-056 (1996). Sols : reconnaissance et essais - Analyse granulométrique - Méthode par tamisage à sec après lavage.

NF P 94-057 (1992). Sols : reconnaissance et essais - Analyse granulométrique des sols - Méthode par sédimentation.

Nguyen Pham P.T. (2008). Etude en place et au laboratoire du comportement en petites déformations des sols argileux naturels. Thèse de doctorat, École Nationale des Ponts et Chaussées, France, 233 pages.

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., Dubreucq Th., Rouxel N., Reverdy G. (2002). Cahier des charges du Pressiomètre Autoforeur PAF. 2000 – partie 1 : sonde. Rapport de recherche LCPC, 69 pages.

Reiffsteck Ph., Lossy D., Benoît J. (2012). Forages, Sondages et Essais In Situ Géotechniques – les outils pour la reconnaissance des sols et des roches. France: Presses des Ponts.

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

Roque R., Janbu N., Senneset K. (1988). Basic interpretation procedures of flat dilatometer tests. In Proceedings of 1st International Symposium on Penetration Testing, Orlando, Florida (Vol. 1).

Ryley M. Carder D. (1995). The performance of push-in spade cells installed in stiff clay. *Géotechnique*, 45 (3), 533–539.

Schmertmann J. H. (1983). A simple question about consolidation. *Journal of Geotechnical Engineering*, 109 (1), 119–122.

Schmidt B. (1966). Earth pressures at rest related to stress history. *Canadian Geotechnical Journal*, 3 (4), 239–242.

Serratrice J.F., Flavigny E. (1993). Mesure en laboratoire du coefficient K_0 d'une marne, Actes du Symposium International sur les Sols Indurés et les Roches Tendres, Athènes, 20-23 Septembre 1993, vol. 1, pp. 787-793.

Shaban, A.M., Cosentino, P.J. (2017). Development of the Miniaturized Pressuremeter Test to Evaluate Unbound Pavement Layers. *Journal of Testing and Evaluation*, Vol.45, No.2, pp. 521–533. <https://doi.org/10.1520/JTE20150322>

Simpson B. (1992). Retaining Structures: Displacement and Design. *Géotechnique*, 42 (4), 541–576.

Sivakumar V., Doran I., Graham J., Navaneethan T. (2002). Relation between K_0 overconsolidation ratio: a theoretical approach. *Géotechnique*, 52 (3), 225–230.

Sully J. Campanella R. (1991). Effect of lateral stress on CPT penetration pore pressures. *Journal of Geotechnical Engineering*, 117 (7), 1082–1088.

Tavenas F., Blanchette G., Leroueil S., Roy M., Rochelle P. L. (1975). Difficulties in the In Situ Determination of K_0 in Soft Sensitive Clays. In *In Situ Measurement of Soil Properties* (p. 450). ASCE.

- Tedd P. Charles J. A. (1981).** In situ measurement of horizontal stress in overconsolidated clay using push-in spade-shaped pressure cells. *Géotechnique*, 31 (4), 554–558. [doi:10.1680/geot.1981.31.4.554](https://doi.org/10.1680/geot.1981.31.4.554)
- Tedd P. Charles J. A. (1982).** Discussion: In situ measurement of horizontal stress in overconsolidated clay using push-in spade-shaped pressure cells. *Géotechnique*, 32 (3), 285–286. [doi:10.1680/geot.1982.32.3.285](https://doi.org/10.1680/geot.1982.32.3.285)
- Thorel, L., Gaudin, C., Rault, G., Garnier, J., Favraud, C. (2007).** A cone pressuremeter for soil characterisation in the centrifuge. *International Journal for Physical Modelling in Geotechnics* 7(1), pp. 25–32,. <https://doi.org/10.1680/ijpmg.2007.070103>
- Vaslestad J. (1989).** K_0 -måling: Hensikt og metoder (in Norwegian). Norwegian Public Roads Administration Internal Report, (1410).
- Watabe Y., Tanaka M., Tanaka H., Tsuchida T. (2003).** K_0 -consolidation in a triaxial cell and evaluation of in-situ K_0 for marine clays with various characteristics. *Soils and Foundations*, 43 (1), 1–20. [doi:10.3208/sandf.43.1](https://doi.org/10.3208/sandf.43.1)
- Windle D., Wroth C.P. (1977).** In situ measurement of the properties of stiff clays. *Proceedings, of the 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo*, pp. 347–352.
- Withers N.J., Schaap L.H.J., Dalton C.P. (1986).** The development of a full displacement pressuremeter. *International Symposium on Pressuremeter and its Marine Applications*, Briaud et Audibert (Eds), ASTM STP 950, Texan, pp. 38–56.
- Wroth C. P. (1982).** British Experience with the Self-boring Pressuremeter. *Proc. Int. Symp. Pressuremeter and its Marine Appl.* Paris, pp. 143–164.
- Wroth C.P., Hughes J.M.O. (1972).** An instrument for the in-situ measurement of the properties of soft clays. Report of department of engineering, University of Cambridge, CUED/C, Soils TR13, 29 pages.

Annexes

Annexe A :

**Procès-verbaux des essais d'identification et de caractérisation des
sols**



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
جامعة بلحاج بوشعيب – عين تموشنت – Université BELHADJ Bouchaib-Ain Témouchent
كلية التكنولوجيا – Faculté de Technologie
قسم الهندسة المدنية و الأشغال العمومية – Département de Génie Civil et Travaux Publiques

RAPPORT D'ESSAI

Teneur en eau pondérale
Masse volumique apparente des sols fins

Projet : Mémoire de fin d'étude Master 2 Structure

Client : Université BELHADJ Bouchaib-Ain Témouchent

Lieu : Chetouane - Tlemcen

N° Dossier : ST/26

Sondage : SC 1-1

Profondeur : 02,40 - 02,60 m

Date essai : 11/04/2026

Température étuve : 106°C

Nature Sol : ARGILE VERDATE

TENEUR EN EAU PONDERALE (NF P 94-050)

N°Echant	1				
Poids total humide (g)	50,31				
Poids total sec (g)	46,51				
Poids de la tare (g)	31,33				
Poids d'eau (g)	3,8				
Poids du sol sec (g)	15,18				
Teneur en eau w (%)	25,03				
Teneur en eau moyenne w %	25,03				

MASSE VOLUMIQUE DES SOLS FINS (NF P 94-053) - METHODE D'IMMERSION DANS L'EAU

N°Echant	1	2			
Poids total sans paraffine "m" (g)	329,83	321,4			
Poids total avec paraffine "m _p " (g)	347,3	339,8			
Poids total dans l'eau "m' _p " (g)	144,3	141,91			
Volume brute (cm ³)	203,00	197,89			
Volume de la paraffine (cm ³)	19,85	20,91			
Volume net "v" (cm ³)	183,15	176,98			
Masse volumique apparente (g/cm ³)	1,80	1,82			
ρ (kg/m ³)	1808,46				
ρ _d (kg/m ³)	1446,42				
Sr (%)	80,15				

$$\rho = \frac{m}{V} \quad V = \frac{(m_p - m'_p)}{\rho_w} - \frac{(m_p - m)}{\rho_p}$$

* Densité Paraffine = 0,88 g/cm³

* Densité de l'eau = 1 g/cm³



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
جامعة بلحاج بوشعيب – عين تموشنت – Université BELHADJ Bouchaib-Ain Témouchent
كلية التكنولوجيا – Faculté de Technologie
قسم الهندسة المدنية و الأشغال العمومية – Département de Génie Civil et Travaux Publiques

RAPPORT D'ESSAI

Teneur en eau pondérale
Masse volumique apparente des sols fins

Projet : Mémoire de fin d'étude Master 2 Structure

Client : Université BELHADJ Bouchaib-Ain Témouchent

Lieu : Chetouane - Tlemcen

N° Dossier : ST/26

Sondage : SC 1-2

Profondeur : 03,55 - 03,90 m

Date essai : 11/04/2026

Température étuve : 105°C

Nature Sol : ARGILE VERDATE

TENEUR EN EAU PONDERALE (NF P 94-050)

N°Echant	1				
Poids total humide (g)	50,98				
Poids total sec (g)	47,71				
Poids de la tare (g)	35,08				
Poids d'eau (g)	3,27				
Poids du sol sec (g)	12,63				
Teneur en eau w (%)	25,89				
Teneur en eau moyenne w %	25,89				

MASSE VOLUMIQUE DES SOLS FINS (NF P 94-053) - METHODE D'IMMERSION DANS L'EAU

N°Echant	1	2			
Poids total sans paraffine "m" (g)	243,61	269,32			
Poids total avec paraffine "m _p " (g)	254,5	278,32			
Poids total dans l'eau "m' _p " (g)	99,5	114,9			
Volume brute (cm ³)	155,00	163,42			
Volume de la paraffine (cm ³)	12,38	10,23			
Volume net "v" (cm ³)	142,63	153,19			
Masse volumique apparente (g/cm ³)	1,71	1,76			
ρ (kg/m ³)	1733,05				
ρ _d (kg/m ³)	1376,63				
Sr (%)	74,55				

$$\rho = \frac{m}{V} \quad V = \frac{(m_p - m'_p)}{\rho_w} - \frac{(m_p - m)}{\rho_p}$$

* Densité Paraffine = 0,88 g/cm³

* Densité de l'eau = 1 g/cm³



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
جامعة بلحاج بوشعيب - عين تموشنت - Université BELHADJ Bouchaib-Ain Témouchent
كلية التكنولوجيا - Faculté de Technologie
قسم الهندسة المدنية و الاشغال العمومية - Département de Génie Civil et Travaux Publics

RAPPORT D'ESSAI

Teneur en eau pondérale
Masse volumique apparente des sols fins

Projet : Mémoire de fin d'étude Master 2 Structure

Sondage : SC 1-3

Client : Université BELHADJ Bouchaib-Ain Témouchent

Profondeur : 19,40 - 19,80 m

Lieu : Chetouane - Tlemcen

Date essai : 11/04/2026

N° Dossier : ST/26

Température étuve : 105°C

Nature Sol : ARGILE VERDA

TENEUR EN EAU PONDERALE (NF P 94-050)

N°Echant	1				
Poids total humide (g)	50,08				
Poids total sec (g)	48,49				
Poids de la tare (g)	33,94				
Poids d'eau (g)	1,59				
Poids du sol sec (g)	14,55				
Teneur en eau w (%)	10,93				
Teneur en eau moyenne w %	10,93				

MASSE VOLUMIQUE DES SOLS FINS (NF P 94-053) - METHODE D'IMMERSION DANS L'EAU

N°Echant	1	2			
Poids total sans paraffine "m" (g)	259,79	276,4			
Poids total avec paraffine "m _p " (g)	277	293,3			
Poids total dans l'eau "m' _p " (g)	114,4	123			
Volume brute (cm ³)	162,60	170,30			
Volume de la paraffine (cm ³)	19,56	19,20			
Volume net "v" (cm ³)	143,04	151,10			
Masse volumique apparente (g/cm ³)	1,82	1,83			
ρ (kg/m ³)	1822,74				
ρ _d (kg/m ³)	1643,17				
Sr (%)	47,79				

$$\rho = \frac{m}{V} \quad V = \frac{(m_p - m'_p)}{\rho_w} - \frac{(m_p - m)}{\rho_p}$$

* Densité Paraffine = 0,88 g/cm³

* Densité de l'eau = 1 g/cm³



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
جامعة بلحاج بوشعيب – عين تموشنت – Université BELHADJ Bouchaib-Ain Témouchent
كلية التكنولوجيا Faculté de Technologie
قسم الهندسة المدنية و الأشغال العمومية - Département de Génie Civil et Travaux Publiques

RAPPORT D'ESSAI

DETERMINATION DE LA MASSE VOLUMIQUE DES PARTICULES SOLIDES DES SOLS

METHODE DU PYCNOMETRE A EAU - REALISE SELON LA NORME NF P 94-054

Projet : Mémoire de fin d'étude Master 2 Structure

Client : Université BELHADJ Bouchaib-Ain Témouchent

Lieu : Chetouane - Tlemcen

N° Dossier : ST/26

Sondage : SC 1

Profondeur : 00,00 - 19,80 m

Date essai: 06/05/2026

Température étuve : 105°C

Nature Sol :

Conditions :

Concassage du sol :

oui

non

Procédé de désaération utilisé : ébullition

Résultats :

**Masse volumique des particules
solides des sols :**

$\rho_{s \text{ moyen}} = 2650 \text{ kg/m}^3$

Prises d'essai :

$\rho_{s1} =$

$\rho_{s2} =$

Observations :

Nom de l'expérimentateur :

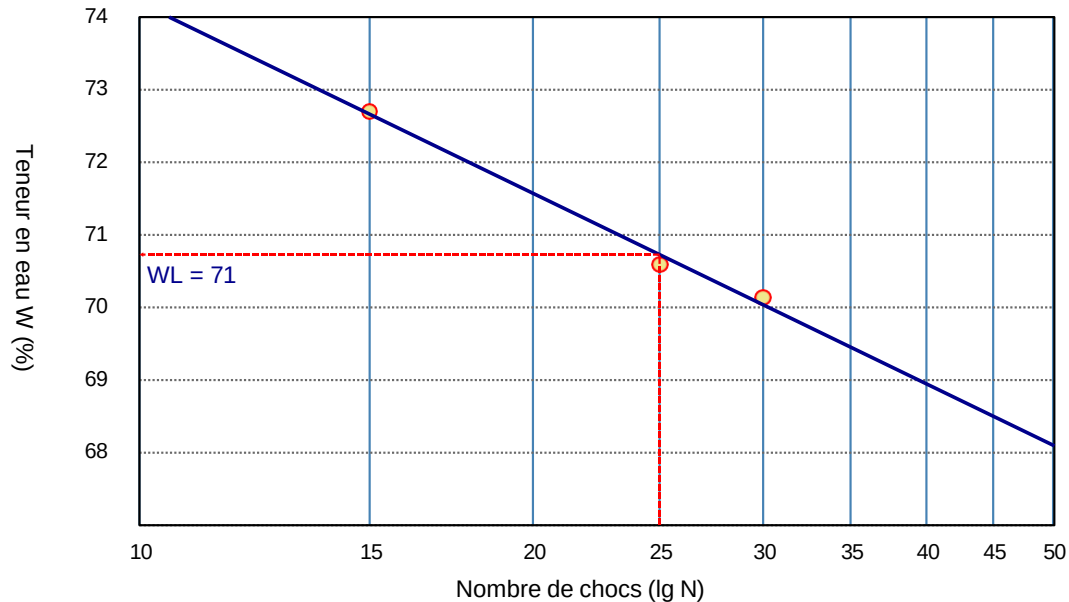
RAPPORT D'ESSAI

Les Limites d'Atterberg: NF P94-051

Projet : Mémoire de fin d'étude Master 2 Structure
Client : Université BELHADJ Bouchaib-Ain Témouchent
Lieu : Chetouane - Tlemcen
N° Dossier : ST/26

Sondage : SC 1-1
Profondeur : 02,40- 02,60 m
Date Essai : 01/05/2026
Température étuve : 105 °C
Nature Sol : Marne

Détermination de la limite de Liquidité



Consistance

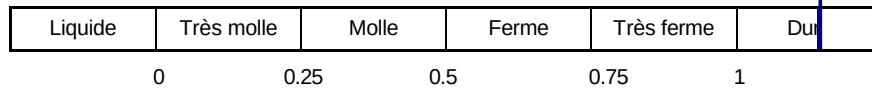
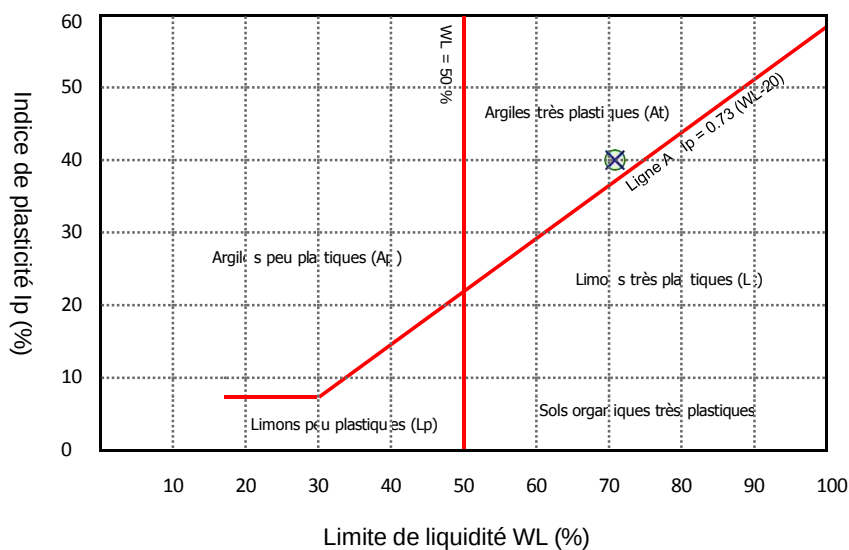


Diagramme de Casagrande



Limite de liquidité $WL = 71 \%$
Limite de plasticité $Wp = 31 \%$
Indice de plasticité $I_p = 40 \%$
Teneur en eau $W = 25,03 \%$
Indice de consistance $I_c = 1,14$

Remarque :

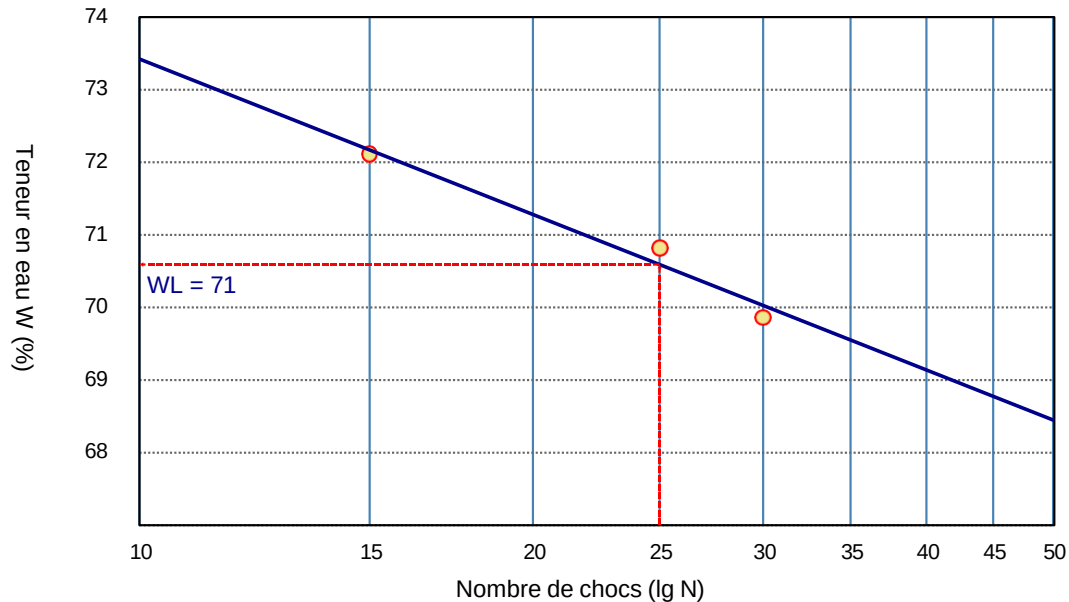
RAPPORT D'ESSAI

Les Limites d'Atterberg: NF P94-051

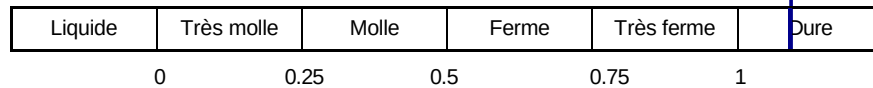
Projet : Mémoire de fin d'étude Master 2 Structure
Client : Université BELHADJ Bouchaib-Ain Témouchent
Lieu : Chetouane – Tlemcen
N° Dossier : ST/26

Sondage : SC 1-2
Profondeur : 03,55- 03,90 m
Date Essai : 19/05/2026
Température étuve : 105 °C
Nature Sol : Marne

Détermination de la limite de Liquidité

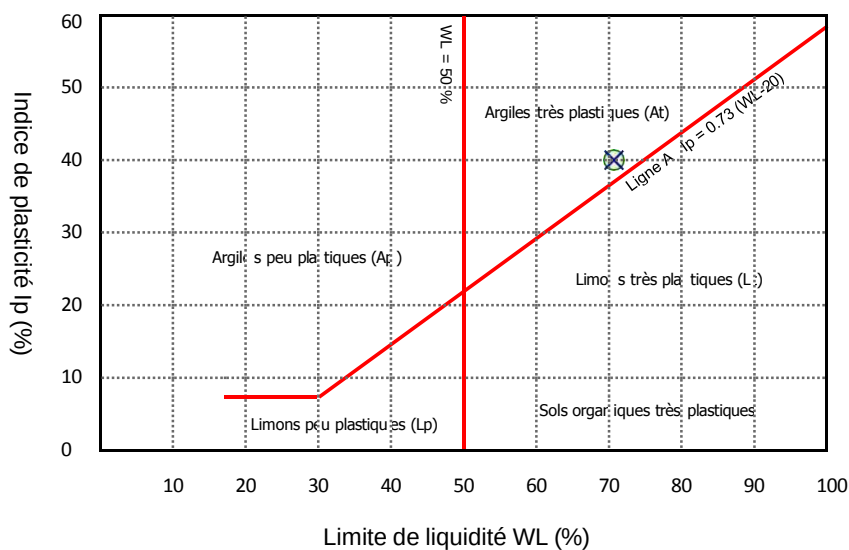


Consistance



$I_c = 1,09$

Diagramme de Casagrande



Limite de liquidité WL = 71 %
Limite de plasticité Wp = 30 %
Indice de plasticité Ip = 41 %
Teneur en eau W = 25,89 %
Indice de consistance Ic = 1,09

Remarque :

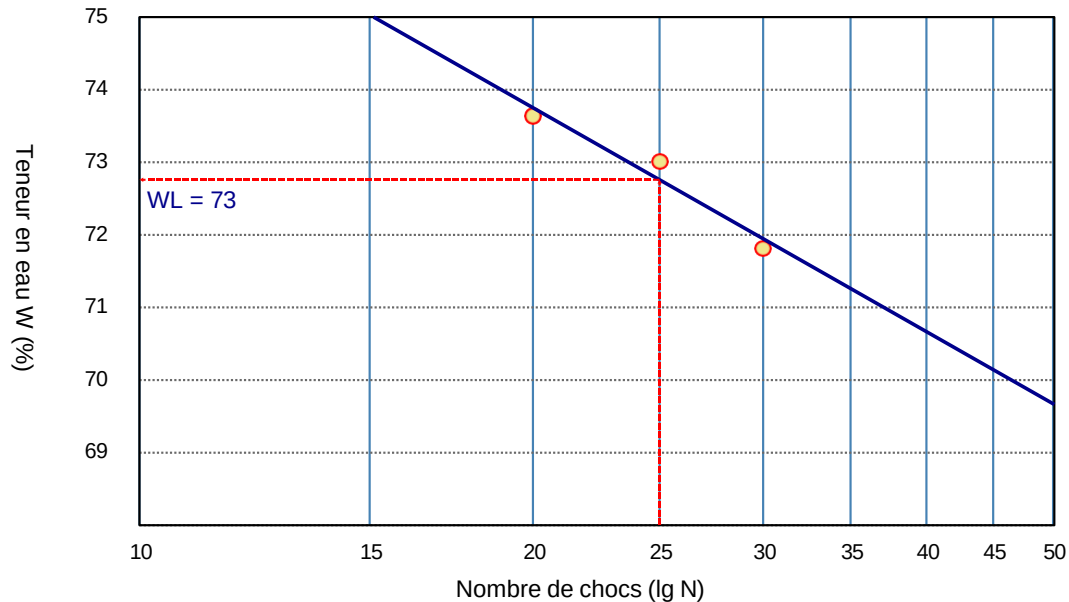
RAPPORT D'ESSAI

Les Limites d'Atterberg : NF P94-051

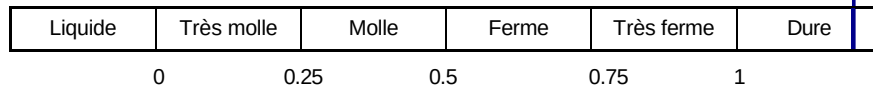
Projet : Mémoire de fin d'étude Master 2 Structure
Client : Université BELHADJ Bouchaib-Ain Témouchent
Lieu : Chetouane - Tlemcen
N° Dossier : ST/26

Sondage : SC 1-3
Profondeur : 19,40- 19,80 m
Date Essai : 15/05/2026
Température étuve : 105 °C
Nature Sol : Marne

Détermination de la limite de Liquidité

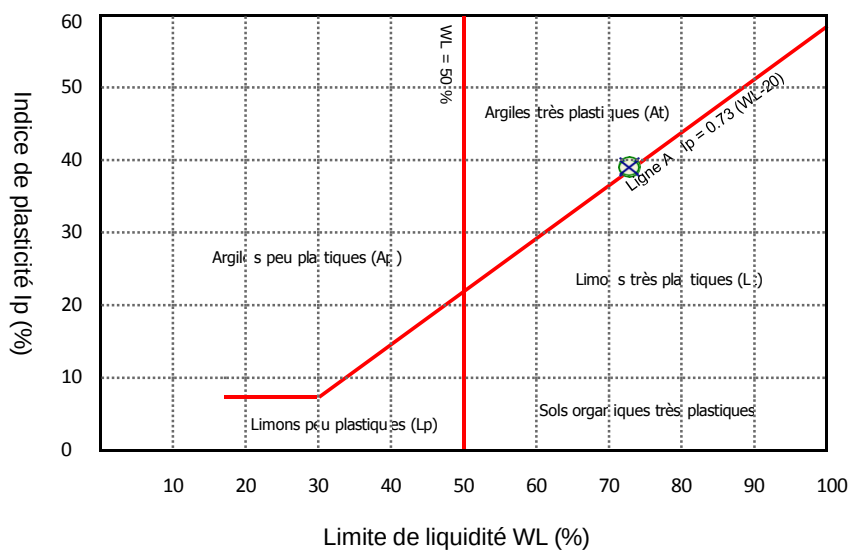


Consistance



$I_c = 1,59$

Diagramme de Casagrande



Limite de liquidité WL = 73 %
Limite de plasticité Wp = 34 %
Indice de plasticité Ip = 39 %
Teneur en eau W = 10,93 %
Indice de consistance Ic = 1,59

Remarque :



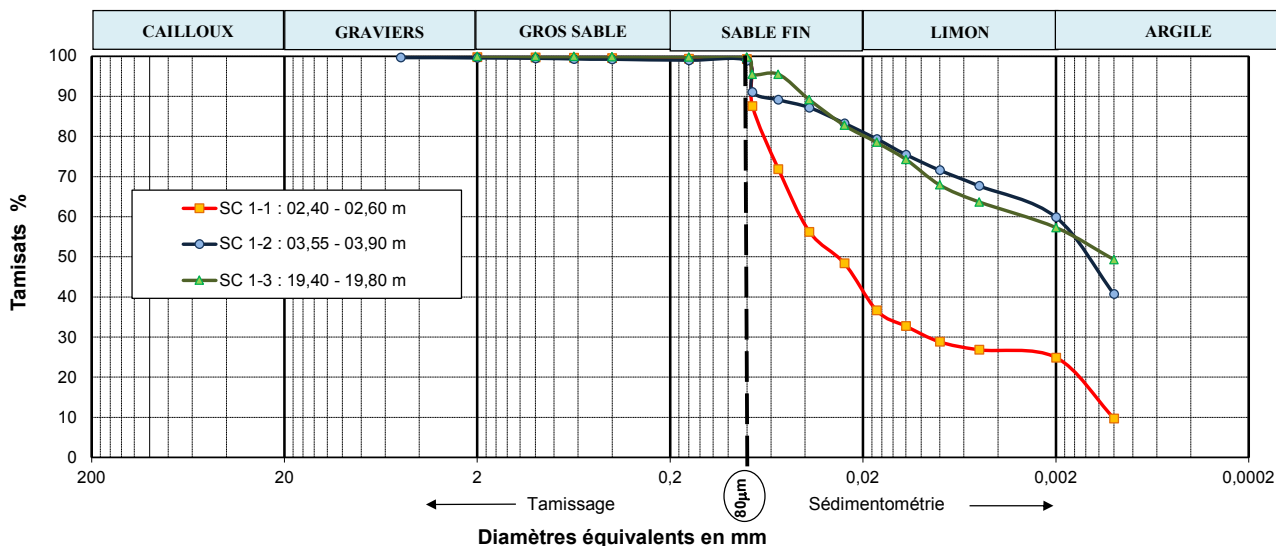
PROCES VERBAL D'ESSAI
ANALYSE GRANULOMETRIQUE PAR TAMISAGE A SEC APRES LAVAGE
ET SEDIMENTATION

(réalisé selon les normes NF P 94-056 et NF P 94-057)

CLIENT : Université BELHADJ Bouchaib-Ain Témouchent					Date d'essai granulométrie : 06/04/2026
PROJET : Mémoire de fin d'étude Master 2 Structure					
Désignation des échantillons	{ (1)		SC : 1-1	Profondeur : 02,40 - 02,60 m	Date d'essai sédimentométrie : 07/04/2026
	{ (2)		SC : 1-2	Profondeur : 03,55 - 03,90 m	
	{ (3)		SC : 1-3	Profondeur : 19,40 - 19,80 m	
N° Dossier : 16/ST/26		Lieu : Chetouane - Tlemcen		Mode de prélèvement : TAM	

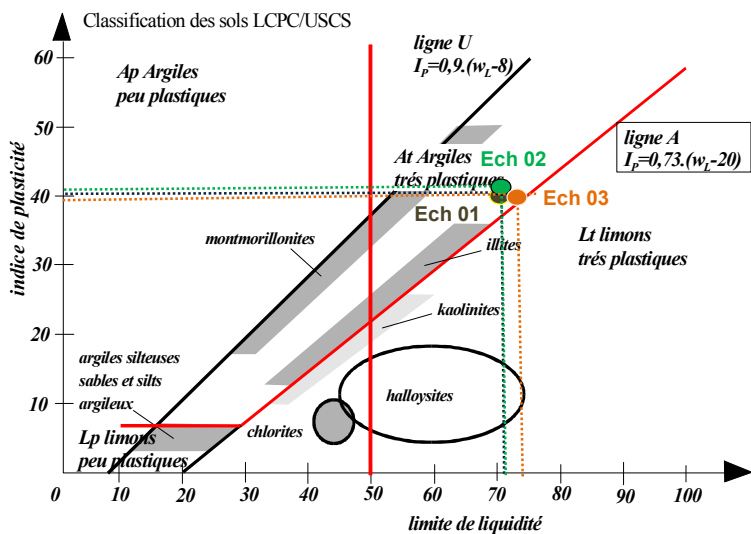
Graphique :

COURBES GRANULOMETRIQUES



	% de passant à :						Limites d'Atterberg		
	50 mm	20 mm	5 mm	2 mm	80 µm	2 µm	W _L (%)	W _P (%)	I _P (%)
Echantillon N° 01	100%	100%	100%	99,82%	99,33%	25%	71%	31%	40%
Echantillon N° 02	100%	100%	100%	99,60%	98,90%	59,90%	71%	30%	41%
Echantillon N° 03	100%	100%	100%	99,99%	99,77%	57,31%	73%	34%	39%

Nature du sol selon classification granulométrique NF EN ISO 14688-2	Echantillon N° 01 : Argiles très plastiques
	Echantillon N° 02 : Argiles très plastiques
	Echantillon N° 03 : Argiles très plastiques



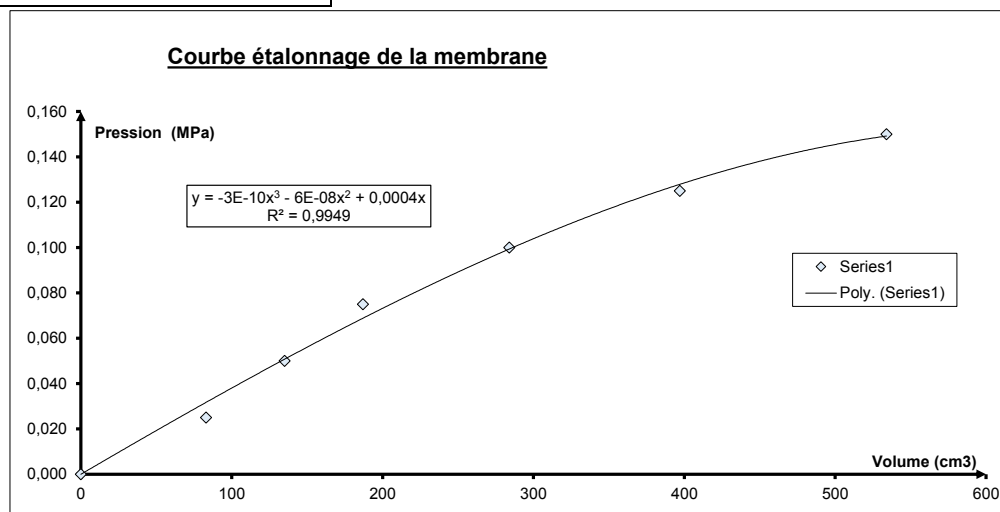
Observations :

Annexe B :
Procès-verbaux des essais pressiométrique Ménard classique

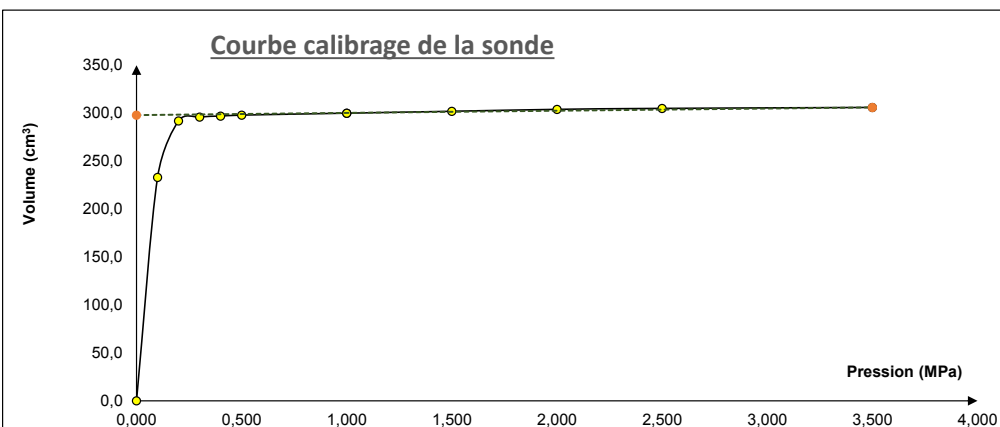


Etude : Projet fin d'étude Master 2 STR

Numéro de palier	Pressions (MPa)	Volumes (cm³)
1	0,000	0,0
2	0,025	83,0
3	0,050	135,0
4	0,075	187,0
5	0,100	284,0
6	0,125	397,0
7	0,150	534,0



Numéro de palier	Pressions (MPa)	Volumes (cm³)
1	0,000	0,0
2	0,1	233,0
3	0,2	292,0
4	0,3	296,0
5	0,4	297,0
6	0,5	298,0
7	1,0	300,0
8	1,0	300,0
9	1,5	302,0
10	2,0	304,0
11	2,5	305,0
12	3,5	306,0



Longueur de cellule centrale l_s (mm) **210,0**

Diamètre intérieur du tube d_i (mm) **80,0**

Volume de la sonde V_s (cm³) **757,6**

V_c (cm³) **298,0**

a **2,286**



PROCES VERBAL - ESSAI PRESSIOMETRIQUE MENARD

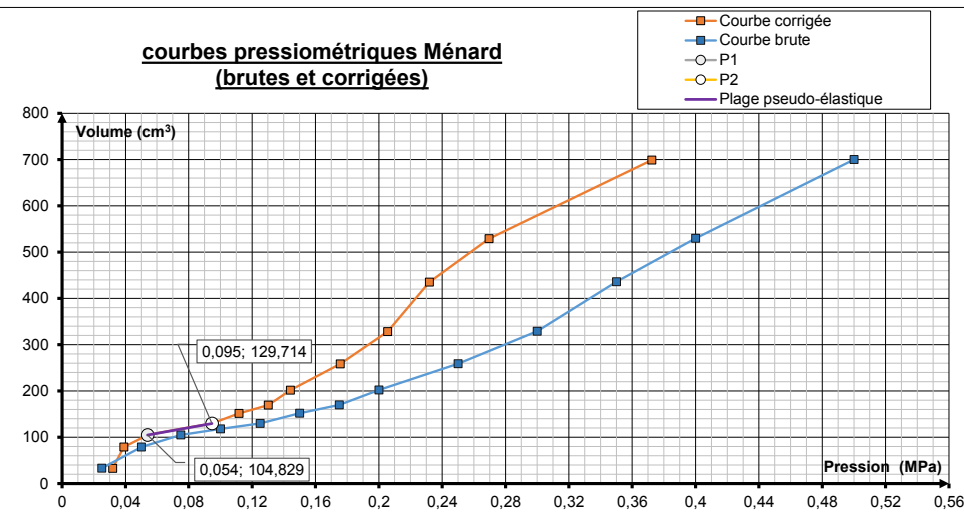
Essai d'expansion en forage conforme à la norme NF EN ISO 22476-4

- DONNEES -

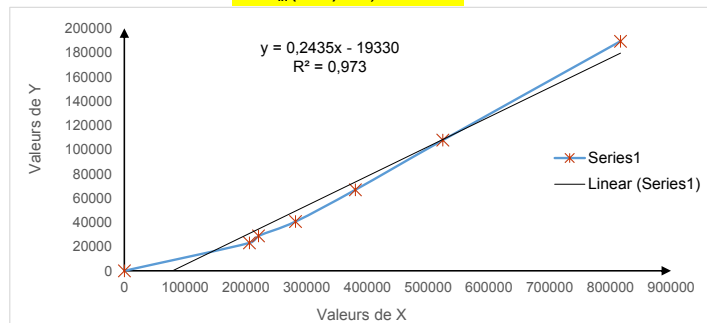
Etude : Projet fin d'étude Master 2 STR			
Désignation sondage: SP1-1			
Niveau CPV (m)	1,00	Correction hydraulique (MPa)	0,020
Cote de l'essai (m)	-1,00		
Niveau d'eau (m)	-7,00		

Numéro de palier	P _r (MPa)	V ₃₀ (cm ³)	V ₆₀ (cm ³)	Pression corrigée P _c (MPa)	Volume corrigé V _c (cm ³)	ΔV 60/60	G (MPa)
1	0,025	22,0	33,0	0,0319	32,9428		
2	0,050	61,0	79,0	0,0389	78,8857	45,943	0,125
3	0,075	102,0	105,0	0,0540	104,8285	25,943	0,494
4	0,100	116,0	118,0	0,0741	117,7714	12,943	1,351
5	0,125	126,0	130,0	0,0947	129,7143	11,943	1,516
6	0,150	145,0	152,0	0,1116	151,6571	21,943	0,695
7	0,175	165,0	170,0	0,1302	169,6000	17,943	0,950
8	0,200	188,0	202,0	0,1441	201,5428	31,943	0,411
9	0,250	244,0	259,0	0,1756	258,4285	56,886	0,547
10	0,300	292,0	329,0	0,2056	328,3142	69,886	0,450
11	0,350	283,0	436,0	0,2319	435,1999	106,886	0,280
12	0,400	498,0	530,0	0,2695	529,0856	93,886	0,497
13	0,500	600,0	700,0	0,3723	698,8570	169,771	0,830

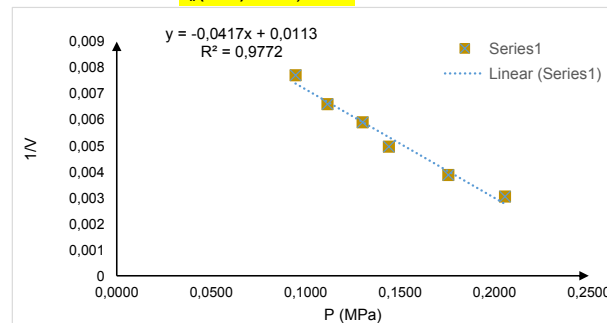
courbes pressiométriques Ménard (brutes et corrigées)



Méthode d'extrapolation hyperbolique					
P	V	V _E	P _E	X	Y
0,0947	129,71			#DIV/0!	#DIV/0!
0,1116	151,66			206 018,628	22999,87598
0,1302	169,60			220 909,359	28764,14304
0,1441	201,54			281 843,104	40619,50023
0,1756	258,43			380 246,014	66785,28961
0,2056	328,31	129,71	0,0947	524 327,934	107790,2139
0,2319	435,20			816 831,410	189398,953
0,2695	529,09			1 038 641,207	279931,5721
0,3723	698,86			1 311 848,258	488401,1064
C = 0,2435		D = 19330		V _i = 967,26	
P _{ih} (MPa) = 0.246					



Méthode de la courbe inverse	P	V	1/V
	0,0947	129,71	0,00771
	0,1116	151,66	0,00659
	0,1302	169,60	0,00590
	0,1441	201,54	0,00496
	0,1756	258,43	0,00387
	0,2056	328,31	0,00305
	0,2319	435,20	0,00230
	0,2695	529,09	0,00189
	0,3723	698,86	0,00143
	A	-0,0417	
	B	0,0113	
P _h (MPa) = 0,247			



RESULTATS CALCULES, SP1-1

σ _{h0}	(MPa)	0,02
p ₁	(MPa)	0,054
p ₂	(MPa)	0,095
V ₁	(cm ³)	104,829
V ₂	(cm ³)	129,714
p _r	(MPa)	0,09
p _{im}	(MPa)	0,246
p _{im}	(MPa)	0,226
E _M	(MPa)	3,80
E _M / p _{im}		15,430
E _M / p _{im}		16,793
σ _{v0}	(MPa)	0,0179
U _w	(MPa)	0
K ₀		1,12



PROCES VERBAL - ESSAI PRESSIOMETRIQUE MENARD

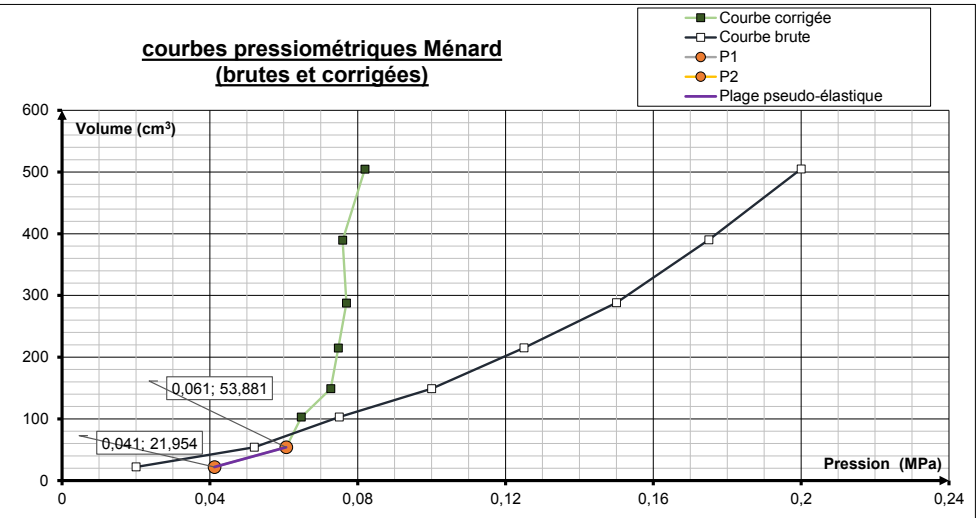
Essai d'expansion en forage conforme à la norme NF EN ISO 22476-4

- DONNEES -

Etude : Projet fin d'étude Master 2 STR			
Désignation sondage: SP1-2			
Niveau CPV (m)	1,00	Correction hydraulique (MPa)	0,030
Cote de l'essai (m)	-2,00		
Niveau d'eau (m)	-7,00		

Numéro de palier	P _r (MPa)	V ₃₀ (cm³)	V ₆₀ (cm³)	Pression corrigée P _c (MPa)	Volume corrigé V _c (cm³)	ΔV 60/60	G (MPa)
1	0,020	11,0	22,0	0,0412	21,9543		
2	0,052	43,0	54,0	0,0606	53,8811	31,927	0,483
3	0,075	81,0	103,0	0,0648	102,8286	48,947	0,071
4	0,100	127,0	149,0	0,0727	148,7714	45,943	0,153
5	0,125	185,0	215,0	0,0748	214,7143	65,943	0,029
6	0,150	259,0	288,0	0,0769	287,6571	72,943	0,030
7	0,175	345,0	390,0	0,0759	389,6000	101,943	-0,011
8	0,200	477,0	505,0	0,0819	504,5428	114,943	0,063
9							
10							
11							
12							
13							

courbes pressiométriques Ménard (brutes et corrigées)



Méthode d'extrapolation hyperbolique

P	V	V _E	P _E	X	Y
0,0606	53,88			#DIV/0!	#DIV/0!
0,0648	102,83			163 264,348	10573,7107
0,0727	148,77			304 339,614	22132,92946
0,0748	214,71			616 710,607	46102,20915
0,0769	287,66	53,88	0,0606	1 075 427,335	82746,60718
0,0759	389,60			1 999 271,895	151788,121
0,0819	504,54			3 106 789,246	254563,437
C = 0,0812		D = 3199,2		V _i = 801,51	

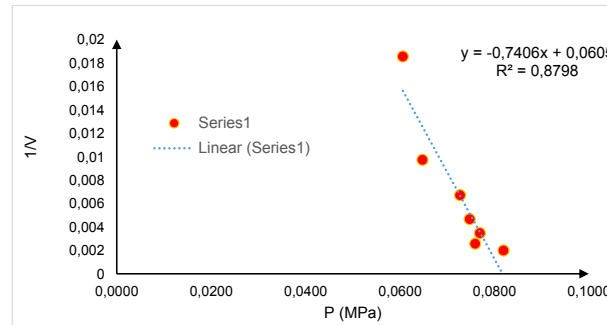
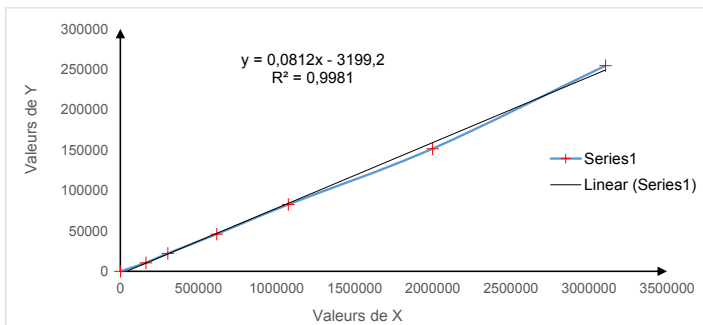
P_{ih} (MPa) = 0,082

Méthode de la courbe inverse

P	V	1/V
0,0606	53,88	0,01856
0,0648	102,83	0,00972
0,0727	148,77	0,00672
0,0748	214,71	0,00466
0,0769	287,66	0,00348
0,0759	389,60	0,00257
0,0819	504,54	0,00198
A	-0,7406	
B	0,0605	
P _{ih} (MPa) = 0,080		

RESULTATS CALCULES, SP1-2

σ _{h0} (MPa)	0,037
p ₁ (MPa)	0,041
p ₂ (MPa)	0,061
V ₁ (cm³)	21,954
V ₂ (cm³)	53,881
p _r (MPa)	0,061
p _{im} (MPa)	0,080
p _{im} (MPa)	0,043
E _M (MPa)	1,29
E _M / p _{im}	16,038
E _M / p _{im}	29,797
σ _{v0} (MPa)	0,0357
U _w (MPa)	0
K ₀	1,04





PROCES VERBAL - ESSAI PRESSIOMETRIQUE MENARD

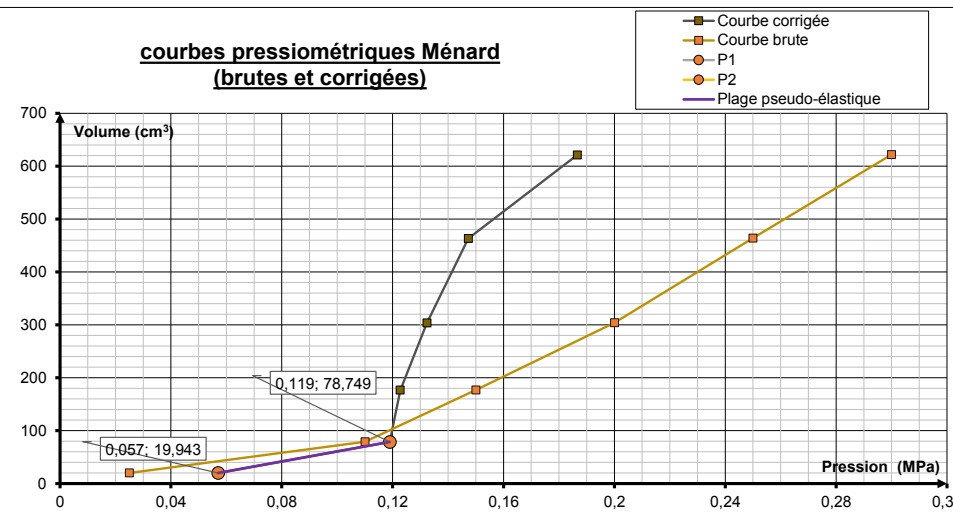
Essai d'expansion en forage conforme à la norme NF EN ISO 22476-4

- DONNEES -

Etude : Projet fin d'étude Master 2 STR			
Désignation sondage: SP1-3			
Niveau CPV (m)	1,00	Correction hydraulique (MPa)	0,040
Cote de l'essai (m)	-3,00		
Niveau d'eau (m)	-7,00		

Numéro de palier	P _r (MPa)	V ₃₀ (cm³)	V ₆₀ (cm³)	Pression corrigée P _c (MPa)	Volume corrigé V _c (cm³)	ΔV 60/60	G (MPa)
1	0,025	5,0	20,0	0,0570	19,9429	58,806 97,909 126,886 159,886 157,886	0,849 0,035 0,076 0,106 0,324
2	0,110	54,0	79,0	0,1189	78,7485		
3	0,150	129,0	177,0	0,1227	176,6571		
4	0,200	235,0	304,0	0,1324	303,5428		
5	0,250	383,0	464,0	0,1473	463,4285		
6	0,300	503,0	622,0	0,1866	621,3142		
7							
8							
9							
10							
11							
12							
13							

courbes pressiométriques Ménard (brutes et corrigées)



Méthode d'extrapolation hyperbolique

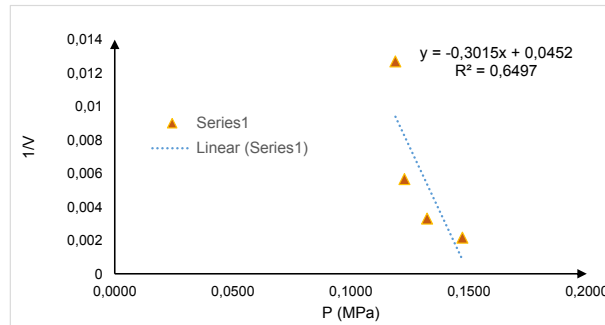
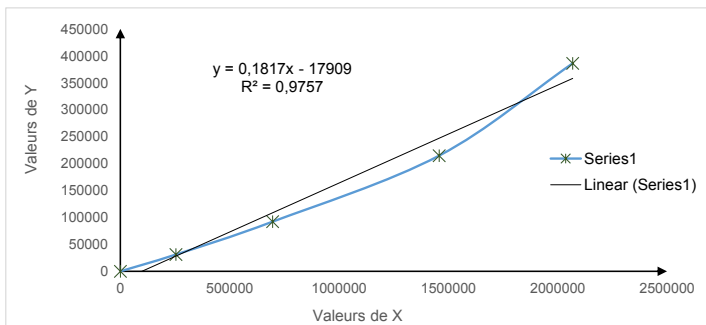
P	V	V _E	P _E	X	Y
0,1189	78,75			#DIV/0!	#DIV/0!
0,1227	176,66			254 251,991	31207,73098
0,1324	303,54			696 048,463	92138,23143
0,1473	463,43			1 458 146,532	214765,9746
0,1866	621,31			2 068 701,833	386031,3351
		78,75	0,1189		
C = 0,1817		D = 17909		V _i = 797,49	

Méthode de la courbe inverse

P	V	1/V
0,1189	78,75	0,0127
0,1227	176,66	0,00566
0,1324	303,54	0,00329
0,1473	463,43	0,00216
0,1866	621,31	0,00161
A	-0,3015	
B	0,0452	
P _{ii} (MPa) = 0,146		

RESULTATS CALCULES, SP1-3

σ _{h0} (MPa)	0,05
p ₁ (MPa)	0,057
p ₂ (MPa)	0,119
V ₁ (cm³)	19,943
V ₂ (cm³)	78,749
p _r (MPa)	0,119
p _{im} (MPa)	0,146
p _{im} (MPa)	0,096
E _M (MPa)	2,26
E _M / p _{im}	15,444
E _M / p _{im}	23,463
σ _{v0} (MPa)	0,0536
U _w (MPa)	0
K ₀	0,93





PROCES VERBAL - ESSAI PRESSIOMETRIQUE MENARD

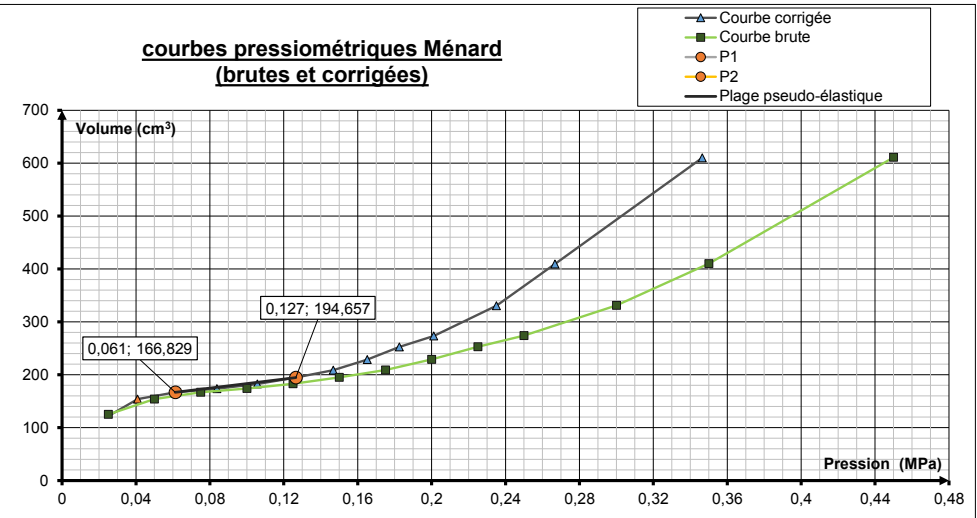
Essai d'expansion en forage conforme à la norme NF EN ISO 22476-4

- DONNEES -

Etude : Projet fin d'étude Master 2 STR			
Désignation sondage: SP1-4			
Niveau CPV (m)	1,00	Correction hydraulique (MPa)	0,050
Cote de l'essai (m)	-4,00		
Niveau d'eau (m)	-7,00		

Numéro de palier	P _r (MPa)	V ₃₀ (cm³)	V ₆₀ (cm³)	Pression corrigée P _c (MPa)	Volume corrigé V _c (cm³)	ΔV 60/60	G (MPa)
1	0,025	89,0	125,0	0,0265	124,9429		
2	0,050	154,0	154,0	0,0409	153,8857	28,943	0,446
3	0,075	163,0	167,0	0,0613	166,8286	12,943	1,443
4	0,100	171,0	174,0	0,0838	173,7714	6,943	3,011
5	0,125	181,0	183,0	0,1056	182,7143	8,943	2,287
6	0,150	191,0	195,0	0,1265	194,6571	11,943	1,653
7	0,175	205,0	209,0	0,1468	208,6000	13,943	1,393
8	0,200	222,0	229,0	0,1651	228,5428	19,943	0,900
9	0,225	241,0	253,0	0,1825	252,4857	23,943	0,723
10	0,250	266,0	274,0	0,2011	273,4285	20,943	0,905
11	0,300	308,0	331,0	0,2351	330,3142	56,886	0,633
12	0,350	375,0	410,0	0,2668	409,1999	78,886	0,453
13	0,450	550,0	611,0	0,3464	609,9713	200,771	0,503

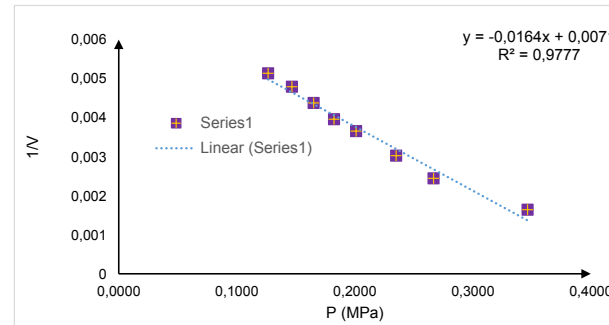
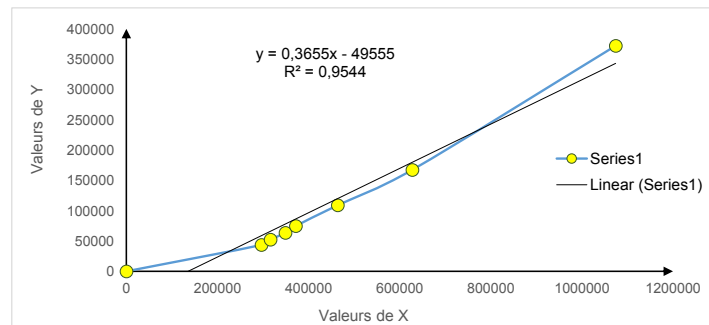
courbes pressiométriques Ménard (brutes et corrigées)



Méthode d'extrapolation hyperbolique					
P	V	V _E	P _E	X	Y
0,1265	194,66			#DIV/0!	#DIV/0!
0,1468	208,60			296 497,958	43513,93914
0,1651	228,54			316 270,531	52231,81143
0,1825	252,49			349 311,861	63749,00346
0,2011	273,43	194,66	0,1265	371 815,713	74763,14461
0,2351	330,31			464 182,289	109107,4707
0,2668	409,20			627 691,987	167444,5582
0,3464	609,97			1 074 000,697	372064,9868
C = 0,3655		D = 49555		V _i = 1 091,26	

Méthode de la courbe inverse	P	V	1/V
	0,1265	194,66	0,00514
	0,1468	208,60	0,00479
	0,1651	228,54	0,00438
	0,1825	252,49	0,00396
	0,2011	273,43	0,00366
	0,2351	330,31	0,00303
	0,2668	409,20	0,00244
	0,3464	609,97	0,00164
	A	-0,0164	
	B	0,0071	
	P _{th} (MPa) = 0,380		

RESULTATS CALCULES, SP1-4		
σ _{h0}	(MPa)	0,06
p ₁	(MPa)	0,061
p ₂	(MPa)	0,127
V ₁	(cm³)	166,829
V ₂	(cm³)	194,657
p _r	(MPa)	0,147
p _{im}	(MPa)	0,371
p _{im}	(MPa)	0,311
E _M	(MPa)	5,85
E _M / p _{im}		15,772
E _M / p _{im}		18,815
σ _{v0}	(MPa)	0,0715
U _w	(MPa)	0
K ₀		0,84





PROCES VERBAL - ESSAI PRESSIOMETRIQUE MENARD

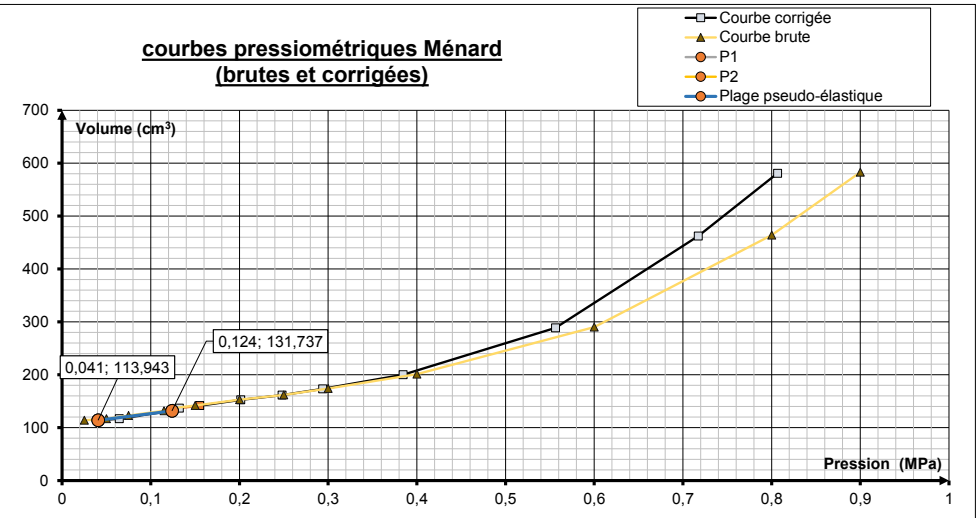
Essai d'expansion en forage conforme à la norme NF EN ISO 22476-4

- DONNEES -

Etude : Projet fin d'étude Master 2 STR			
Désignation sondage: SP1-5			
Niveau CPV (m)	1,00	Correction hydraulique (MPa)	0,060
Cote de l'essai (m)	-5,00		
Niveau d'eau (m)	-7,00		

Numéro de palier	P _r (MPa)	V ₃₀ (cm³)	V ₆₀ (cm³)	Pression corrigée P _c (MPa)	Volume corrigé V _c (cm³)	ΔV 60/60	G (MPa)
1	0,025	112,0	114,0	0,0406	113,9429		
2	0,050	116,0	117,0	0,0645	116,8857	2,943	7,083
3	0,075	122,0	123,0	0,0873	122,8286	5,943	3,361
4	0,115	130,0	132,0	0,1239	131,7371	8,909	3,642
5	0,125	136,0	137,0	0,1321	136,7143	4,977	1,463
6	0,150	141,0	142,0	0,1553	141,6571	4,943	4,204
7	0,200	152,0	153,0	0,2013	152,5428	10,886	3,824
8	0,250	161,0	162,0	0,2481	161,4285	8,886	4,814
9	0,300	171,0	174,0	0,2938	173,3142	11,886	3,560
10	0,400	196,0	201,0	0,3845	200,0856	26,771	3,198
11	0,600	275,0	290,0	0,5564	288,6284	88,543	1,945
12	0,800	414,0	464,0	0,7173	462,1712	173,543	1,051
13	0,900	552,0	583,0	0,8066	580,9426	118,771	0,962

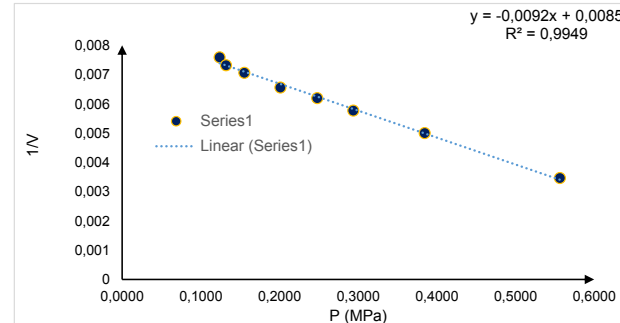
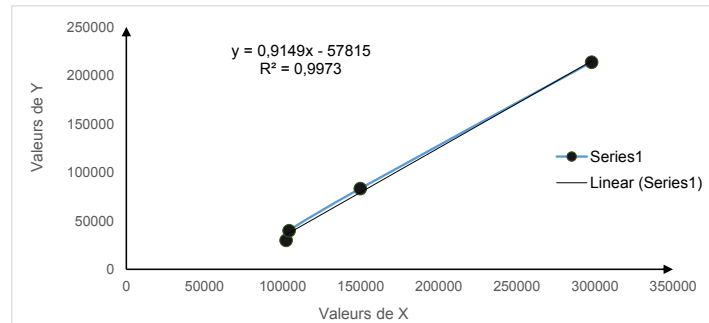
courbes pressiométriques Ménard (brutes et corrigées)



Méthode d'extrapolation hyperbolique					
P	V	V _E	P _E	X	Y
0,1239	131,74			#DIV/0!	#DIV/0!
0,1321	136,71			141 492,304	18690,78615
0,1553	141,66			129 238,653	20066,73398
0,2013	152,54			115 607,213	23269,30583
0,2481	161,43			105 056,038	26059,16061
0,2938	173,31	131,74	0,1239	102 240,034	30037,81192
0,3845	200,09			104 131,047	40034,24733
0,5564	288,63			149 733,894	83306,35329
0,7173	462,17			297 791,859	213602,2181
C = 0,9149		D = 57815		V _i = 985,49	
		P _m (MPa) = 0,888			

Méthode de la courbe inverse	P	V	1/V
	0,1239	131,74	0,00759
	0,1321	136,71	0,00731
	0,1553	141,66	0,00706
	0,2013	152,54	0,00656
	0,2481	161,43	0,00619
	0,2938	173,31	0,00577
	0,3845	200,09	0,005
	0,5564	288,63	0,00346
	0,7173	462,17	0,00216
	A	-0,0092	
	B	0,0085	
P _{ii} (MPa) = 0,817			

RESULTATS CALCULES, SP1-5		
σ _{h0}	(MPa)	0,08
p ₁	(MPa)	0,041
p ₂	(MPa)	0,124
V ₁	(cm³)	113,943
V ₂	(cm³)	131,737
p _r	(MPa)	0,556
p _{im}	(MPa)	0,817
p _{im}	(MPa)	0,737
E _M	(MPa)	10,96
E _M / p _{im}		13,413
E _M / p _{im}		14,868
σ _{v0}	(MPa)	0,0894
U _w	(MPa)	0
K ₀		0,90





PROCES VERBAL - ESSAI PRESSIOMETRIQUE MENARD

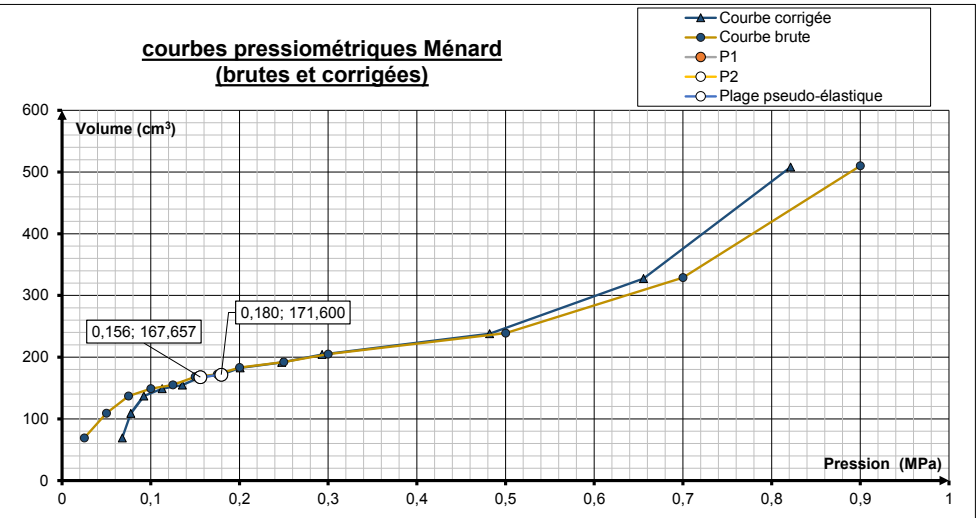
Essai d'expansion en forage conforme à la norme NF EN ISO 22476-4

- DONNEES -

Etude : Projet fin d'étude Master 2 STR			
Désignation sondage: SP1-6			
Niveau CPV (m)	1,00	Correction hydraulique (MPa)	0,070
Cote de l'essai (m)	-6,00		
Niveau d'eau (m)	-7,00		

Numéro de palier	P _r (MPa)	V ₃₀ (cm³)	V ₆₀ (cm³)	Pression corrigée P _c (MPa)	Volume corrigé V _c (cm³)	ΔV 60/60	G (MPa)
1	0,025	54,0	69,0	0,0678	68,9429		
2	0,050	95,0	109,0	0,0775	108,8857	39,943	0,206
3	0,075	127,0	137,0	0,0921	136,8286	27,943	0,460
4	0,100	148,0	149,0	0,1127	148,7714	11,943	1,555
5	0,125	154,0	155,0	0,1356	154,7143	5,943	3,494
6	0,150	167,0	168,0	0,1559	167,6571	12,943	1,445
7	0,175	171,0	172,0	0,1795	171,6000	3,943	5,547
8	0,200	181,0	183,0	0,2006	182,5428	10,943	1,806
9	0,250	188,0	192,0	0,2475	191,4285	8,886	4,984
10	0,300	202,0	205,0	0,2931	204,3142	12,886	3,379
11	0,500	231,0	239,0	0,4819	237,8570	33,543	5,509
12	0,700	277,0	329,0	0,6556	327,3998	89,543	2,017
13	0,900	410,0	510,0	0,8214	507,9426	180,543	1,079

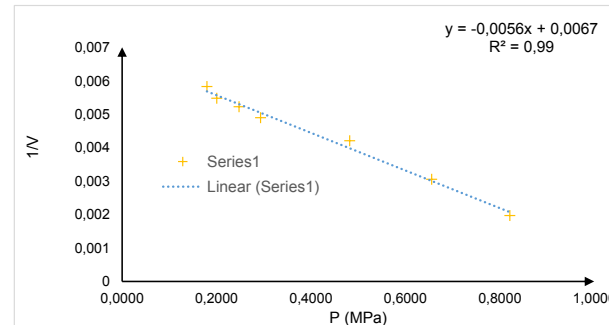
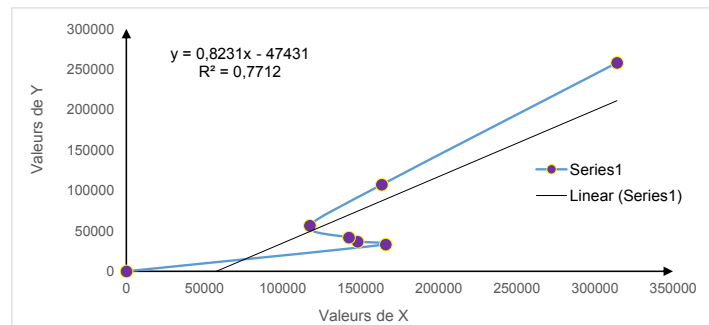
courbes pressiométriques Ménard (brutes et corrigées)



Méthode d'extrapolation hyperbolique					
P	V	V _E	P _E	X	Y
0,1795	171,60			#DIV/0!	#DIV/0!
0,2006	182,54			166 071,392	33321,87383
0,2475	191,43			148 039,025	36644,87061
0,2931	204,31			142 420,445	41744,29232
0,4819	237,86			117 396,289	56575,95245
0,6556	327,40	171,60	0,1795	163 505,569	107190,629
0,8214	507,94			314 104,306	258005,6849
C = 0,8231		D = 47431		V _i = 1 092,91	
		P _m (MPa) = 0,822			

Méthode de la courbe inverse	P	V	1/V
	0,1795	171,60	0,00583
	0,2006	182,54	0,00548
	0,2475	191,43	0,00522
	0,2931	204,31	0,00489
	0,4819	237,86	0,0042
	0,6556	327,40	0,00305
	0,8214	507,94	0,00197
	A	-0,0056	
	B	0,0067	
P _{ih} (MPa) = 1,034			

RESULTATS CALCULES, SP1-6		
σ _{h0}	(MPa)	0,11
p ₁	(MPa)	0,156
p ₂	(MPa)	0,180
V ₁	(cm³)	167,657
V ₂	(cm³)	171,600
p _r	(MPa)	0,180
p _{im}	(MPa)	0,822
p _{im}	(MPa)	0,712
E _M	(MPa)	14,75
E _M / p _{im}		17,942
E _M / p _{im}		20,713
σ _{v0}	(MPa)	0,1072
U _w	(MPa)	0
K ₀		1,03



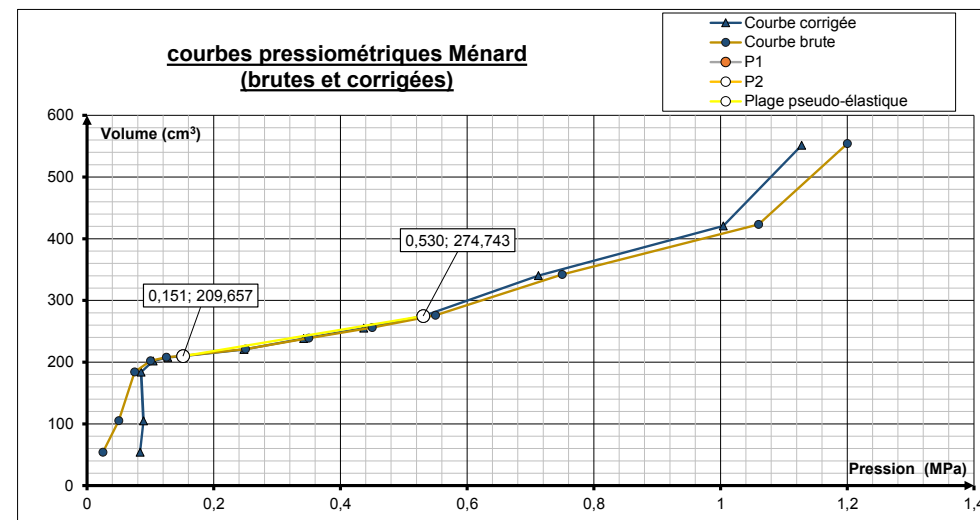


Essai d'expansion en forage conforme à la norme NF EN ISO 22476-4

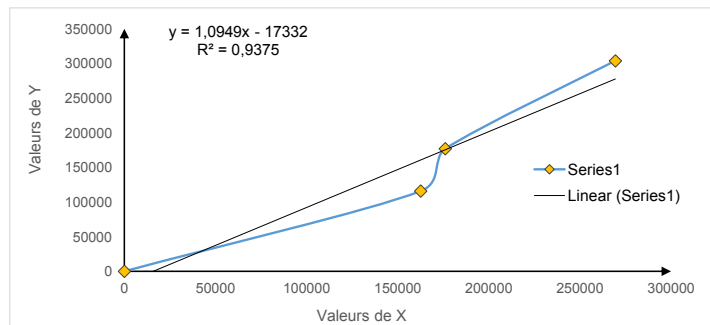
- DONNEES -

Etude : Projet fin d'étude Master 2 STR			
Désignation sondage: SP1-7			
Niveau CPV (m)	1,00	Correction hydraulique (MPa)	0,080
Cote de l'essai (m)	-7,00		
Niveau d'eau (m)	-7,00		

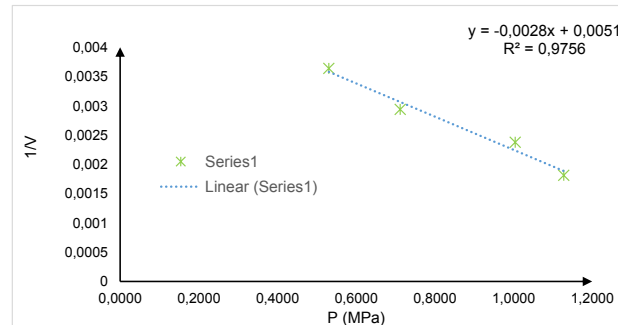
Numéro de palier	Niveau d'eau (m)		V ₆₀ (cm³)	Pression corrigée P _c (MPa)	Volume corrigé V _c (cm³)	ΔV 60/60	G (MPa)
	P _r (MPa)	V ₃₀ (cm³)					
1	0,025	36,0	54,0	0,0836	53,9429		
2	0,050	86,0	105,0	0,0890	104,8857	50,943	0,089
3	0,075	154,0	184,0	0,0853	183,8286	78,943	-0,042
4	0,100	200,0	202,0	0,1041	201,7714	17,943	0,997
5	0,125	207,0	208,0	0,1271	207,7143	5,943	3,720
6	0,150	210,0	210,0	0,1514	209,6571	1,943	12,100
7	0,250	220,0	221,0	0,2478	220,4285	10,771	8,700
8	0,350	236,0	239,0	0,3419	238,1999	17,771	5,229
9	0,450	254,0	256,0	0,4366	254,9713	16,771	5,667
10	0,550	273,0	276,0	0,5305	274,7427	19,771	4,857
11	0,750	333,0	342,0	0,7122	340,2855	65,543	2,953
12	1,060	372,0	423,0	1,0042	420,5768	80,291	4,139
13	1,200	492,0	554,0	1,1278	551,2568	130,680	1,176



Méthode d'extrapolation hyperbolique					
P	V	V _E	P _E	X	Y
0,5305	274,74			#DIV/0!	#DIV/0!
0,7122	340,29			162 582,475	115794,2215
1,0042	420,58			176 137,732	176884,8783
1,1278	551,26			269 442,707	303884,0595
		274,74	0,5305		
C = 1,0949		D = 17332		V _i = 1 176,91	
		P _{th} (MPa) = 1,175			



Méthode de la courbe inverse	P	V	1/V
	0,5305	274,74	0,00364
	0,7122	340,29	0,00294
	1,0042	420,58	0,00238
	1,1278	551,26	0,00181
A	-0,0025		
B	0,0051		
P _{fl} (MPa) =		1,734	



RESULTATS CALCULES, SP1-7		
σ_{h0}	(MPa)	0,112
p_1	(MPa)	0,151
p_2	(MPa)	0,530
V_1	(cm ³)	209,657
V_2	(cm ³)	274,743
p_f	(MPa)	0,712
p_{fm}	(MPa)	1,175
p_{fm}	(MPa)	1,063
E_M	(MPa)	15,49
E_M / p_{fm}		13,177
E_M / p_{fm}		14,565
σ_{v0}	(MPa)	0,1251
U_W	(MPa)	0
K_0		0,90



PROCES VERBAL - ESSAI PRESSIOMETRIQUE MENARD

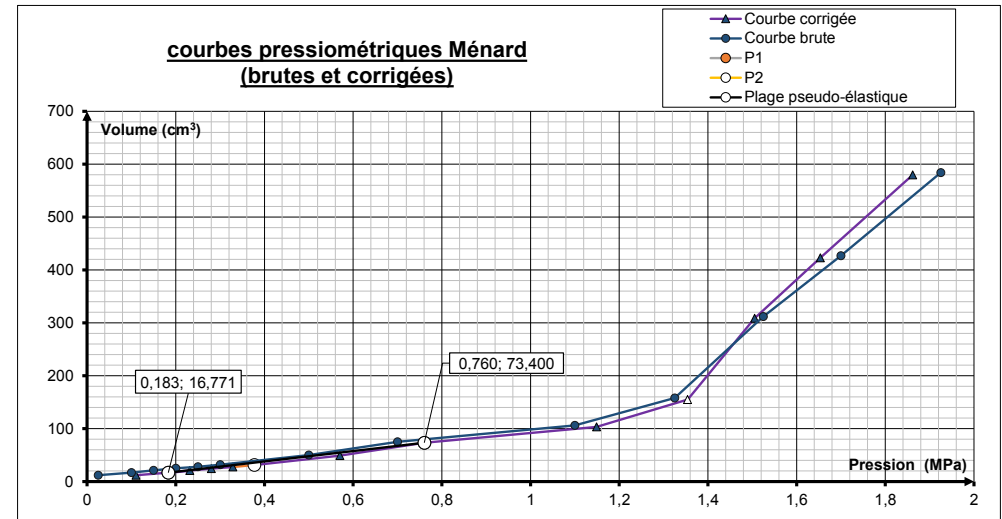
Essai d'expansion en forage conforme à la norme NF EN ISO 22476-4

- DONNEES -

Etude : Projet fin d'étude Master 2 STR			
Désignation sondage: SP1-8			
Niveau CPV (m)	1,00	Correction hydraulique (MPa)	0,090
Cote de l'essai (m)	-8,00		
Niveau d'eau (m)	-7,00		

Numéro de palier	P _r (MPa)	V ₃₀ (cm³)	V ₆₀ (cm³)	Pression corrigée P _c (MPa)	Volume corrigé V _c (cm³)	ΔV 60/60	G (MPa)
1	0,025	12,0	12,0	0,1102	11,9429		
2	0,100	16,0	17,0	0,1832	16,7714	4,829	11,672
3	0,150	20,0	21,0	0,2316	20,6571	3,886	9,672
4	0,200	23,0	25,0	0,2800	24,5428	3,886	9,721
5	0,250	27,0	28,0	0,3289	27,4285	2,886	13,254
6	0,300	31,0	32,0	0,3773	31,3142	3,886	9,806
7	0,500	46,0	50,0	0,5702	48,8570	17,543	8,772
8	0,700	69,0	75,0	0,7605	73,3998	24,543	6,347
9	1,100	104,0	106,0	1,1486	103,4854	30,086	10,916
10	1,325	145,0	158,0	1,3545	154,9711	51,486	3,546
11	1,525	279,0	312,0	1,5052	308,5139	153,543	0,971
12	1,700	374,0	427,0	1,6535	423,1138	114,600	1,454
13	1,925	513,0	584,0	1,8616	579,5995	156,486	1,674

courbes pressiométriques Ménard (brutes et corrigées)



Méthode d'extrapolation hyperbolique

P	V	V _E	P _E	X	Y
0,7605	73,40			#DIV/0!	#DIV/0!
1,1486	103,49			9 323,467	10709,22801
1,3545	154,97			17 730,794	24016,02634
1,5052	308,51			63 236,665	95180,79564
1,6535	423,11			108 270,766	179025,2878
1,8616	579,60	73,40	0,7605	180 453,679	335935,5224

C = 1,8515

D = 9477,5

V_i = 791,14

P_{th} (MPa) = 1,857

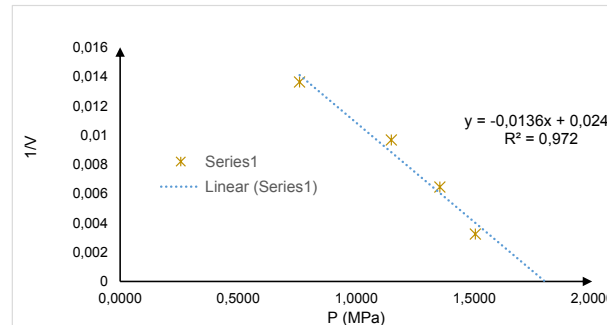
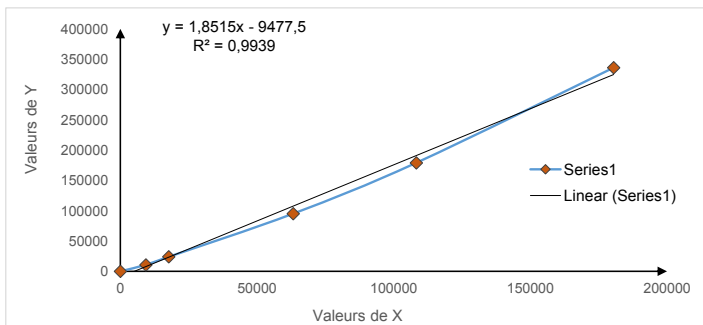
Méthode de la courbe inverse

P	V	1/V
0,7605	73,40	0,01362
1,1486	103,49	0,00966
1,3545	154,97	0,00645
1,5052	308,51	0,00324
1,6535	423,11	
1,8616	579,60	
A	-0,0136	
B	0,0244	

P_{th} (MPa) = 1,713

RESULTATS CALCULES, SP1-8

σ _{h0}	(MPa)	0,123
p ₁	(MPa)	0,183
p ₂	(MPa)	0,760
V ₁	(cm³)	16,771
V ₂	(cm³)	73,400
p _r	(MPa)	1,149
p _{im}	(MPa)	1,713
p _{im}	(MPa)	1,590
E _M	(MPa)	21,76
E _M / p _{im}		12,707
E _M / p _{im}		13,690
σ _{v0}	(MPa)	0,1455
U _w	(MPa)	0,01
K ₀		0,83





PROCES VERBAL - ESSAI PRESSIOMETRIQUE MENARD

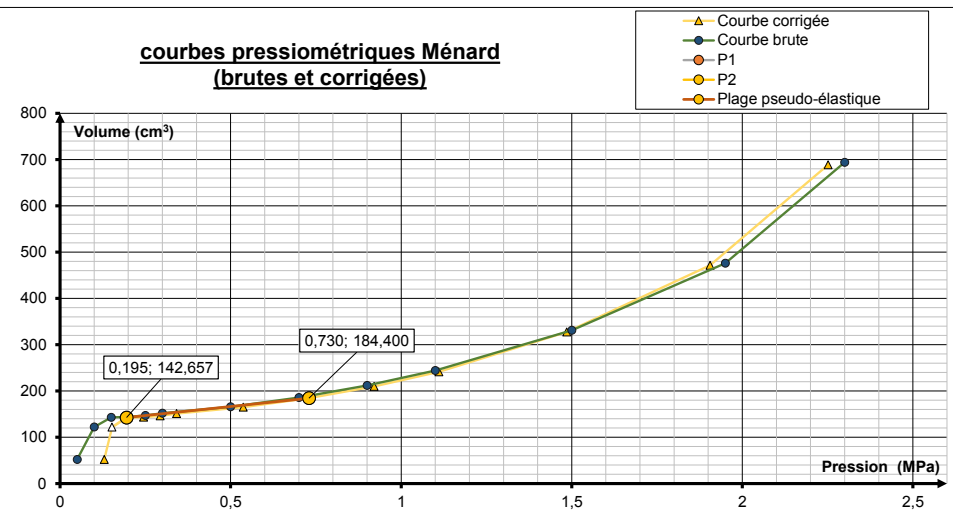
Essai d'expansion en forage conforme à la norme NF EN ISO 22476-4

- DONNEES -

Etude : Projet fin d'étude Master 2 STR			
Désignation sondage: SP1-9			
Niveau CPV (m)	1,00	Correction hydraulique (MPa)	0,100
Cote de l'essai (m)	-9,00		
Niveau d'eau (m)	-7,00		

Numéro de palier	P _r (MPa)	V ₃₀ (cm³)	V ₆₀ (cm³)	Pression corrigée P _c (MPa)	Volume corrigé V _c (cm³)	ΔV 60/60	G (MPa)
1	0,050	41,0	52,0	0,1294	51,8857		
2	0,100	94,0	122,0	0,1526	121,7714	69,886	0,281
3	0,150	142,0	143,0	0,1949	142,6571	20,886	1,801
4	0,200	143,0	144,0	0,2445	143,5428	0,886	50,476
5	0,250	146,0	147,0	0,2934	146,4285	2,886	15,298
6	0,300	151,0	152,0	0,3416	151,3142	4,886	8,941
7	0,500	164,0	166,0	0,5366	164,8570	13,543	13,184
8	0,700	184,0	186,0	0,7296	184,3998	19,543	9,206
9	0,900	209,0	212,0	0,9208	209,9426	25,543	7,145
10	1,100	242,0	244,0	1,1103	241,4854	31,543	5,910
11	1,500	306,0	331,0	1,4851	327,5710	86,086	4,536
12	1,950	405,0	476,0	1,9055	471,5423	143,971	3,380
13	2,300	595,0	694,0	2,2516	688,7422	217,200	2,131

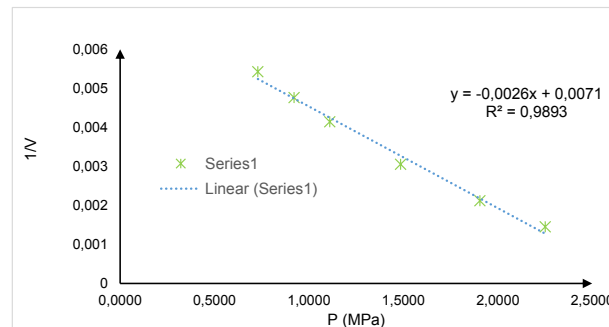
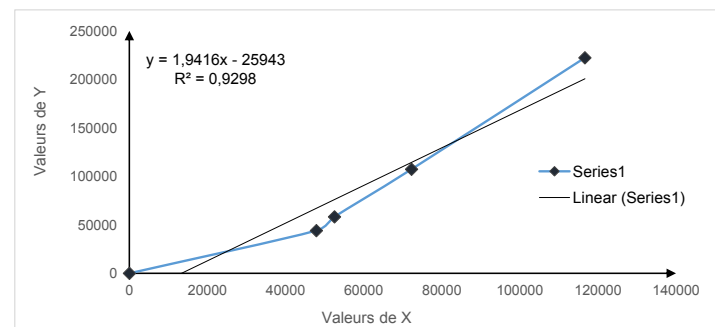
courbes pressiométriques Ménard (brutes et corrigées)



Méthode d'extrapolation hyperbolique					
P	V	V _E	P _E	X	Y
0,7296	184,40			#DIV/0!	#DIV/0!
0,9208	209,94			47 869,294	44075,89529
1,1103	241,49			52 520,591	58315,19841
1,4851	327,57			72 255,169	107302,76
1,9055	471,54			116 686,618	222352,1407
2,2516	688,74	184,40	0,7296		
C = 1,9416		D = 25943		V _i = 1 042,91	
P _{ih} (MPa) = 1,995					

Méthode de la courbe inverse	P	V	1/V
	0,7296	184,40	0,00542
	0,9208	209,94	0,00476
	1,1103	241,49	0,00414
	1,4851	327,57	0,00305
	1,9055	471,54	0,00212
	2,2516	688,74	0,00145
	A	-0,0026	
	B	0,0071	
P _{ih} (MPa) = 2,389			

RESULTATS CALCULES, SP1-9		
σ _{h0}	(MPa)	0,153
p ₁	(MPa)	0,195
p ₂	(MPa)	0,730
V ₁	(cm³)	142,657
V ₂	(cm³)	184,400
p _r	(MPa)	1,110
p _{im}	(MPa)	1,995
p _{im}	(MPa)	1,842
E _M	(MPa)	31,39
E _M / p _{im}		15,733
E _M / p _{im}		17,040
σ _{v0}	(MPa)	0,1659
U _w	(MPa)	0,02
K ₀		0,91





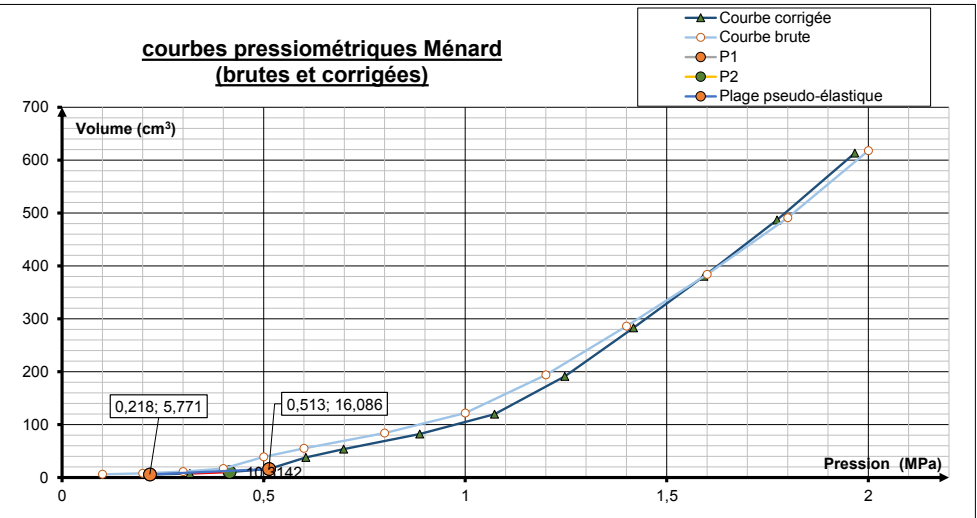
PROCES VERBAL - ESSAI PRESSIOMETRIQUE MENARD

Essai d'expansion en forage conforme à la norme NF EN ISO 22476-4

- DONNEES -

Etude : Projet fin d'étude Master 2 STR							
Désignation sondage: SP1-11							
Niveau CPV (m)			1,00	Correction hydraulique (MPa)		0,120	
Cote de l'essai (m)			-11,00				
Niveau d'eau (m)			-7,00				
Numéro de palier	P _r (MPa)	V ₃₀ (cm³)	V ₆₀ (cm³)	Pression corrigée P _c (MPa)	Volume corrigé V _c (cm³)	ΔV 60/60	G (MPa)
1	0,100	5,0	6,0	0,2176	5,7714	1,771	42,800
2	0,200	7,0	8,0	0,3168	7,5428		
3	0,300	9,0	11,0	0,4156	10,3142	2,771	27,328
4	0,400	13,0	17,0	0,5132	16,0856	5,771	13,036
5	0,500	33,0	39,0	0,6045	37,8570	21,771	3,290
6	0,600	54,0	55,0	0,6982	53,6284	15,771	4,774
7	0,800	79,0	84,0	0,8870	82,1712	28,543	5,459
8	1,000	109,0	122,0	1,0726	119,7140	37,543	4,245
9	1,200	172,0	194,0	1,2468	191,2568	71,543	2,223
10	1,400	238,0	286,0	1,4175	282,7996	91,543	1,854
11	1,600	339,0	384,0	1,5922	380,3424	97,543	1,951
12	1,800	440,0	491,0	1,7736	486,8852	106,543	2,028
13	2,000	557,0	618,0	1,9665	613,4280	126,543	1,994

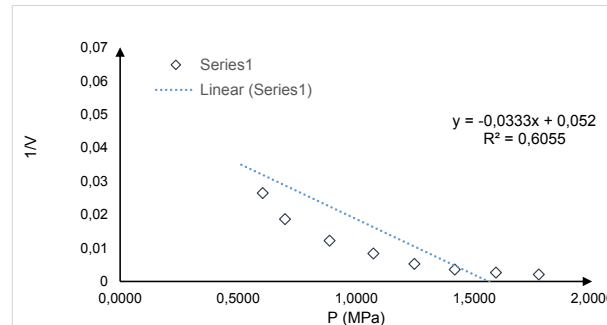
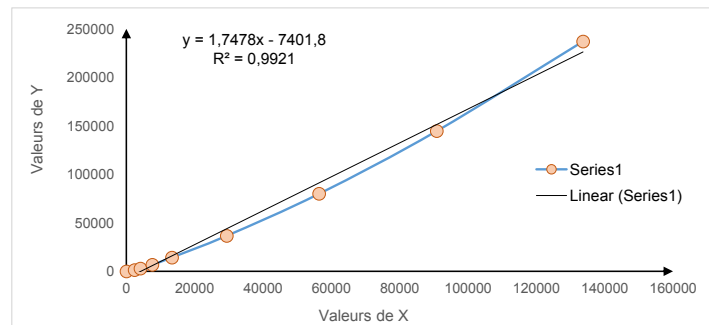
courbes pressiométriques Ménard (brutes et corrigées)



Méthode d'extrapolation hyperbolique					
P	V	V _E	P _E	X	Y
0,5132	16,09			#DIV/0!	#DIV/0!
0,6045	37,86			2 370,771	1433,152449
0,6982	53,63			4 118,986	2876,005287
0,8870	82,17			7 612,285	6752,106109
1,0726	119,71			13 360,933	14331,4418
1,2468	191,26	16,09	0,5132	29 337,294	36579,16355
1,4175	282,80			56 419,157	79975,61376
1,5922	380,34			90 853,678	144660,3412
1,7736	486,89			133 660,574	237057,198
C = 1,7478		D = 7401,8		V _i = 769,14	

Méthode de la courbe inverse	P	V	1/V
	0,5132	16,09	0,06217
	0,6045	37,86	0,02642
	0,6982	53,63	0,01865
	0,8870	82,17	0,01217
	1,0726	119,71	0,00835
	1,2468	191,26	0,00523
	1,4175	282,80	0,00354
	1,5922	380,34	0,00263
	1,7736	486,89	0,00205
	A	-0,0333	
	B	0,052	
P _{ii} (MPa) = 1,524			

RESULTATS CALCULES, SP1-11		
σ _{h0}	(MPa)	0,274
p ₁	(MPa)	0,218
p ₂	(MPa)	0,513
V ₁	(cm ³)	5,771
V ₂	(cm ³)	16,086
p _r	(MPa)	1,073
p _{im}	(MPa)	1,524
p _{im}	(MPa)	1,250
E _M	(MPa)	58,59
E _M / p _{im}		38,458
E _M / p _{im}		46,891
σ _{v0}	(MPa)	0,2067
U _w	(MPa)	0,04
K ₀		1,40





PROCES VERBAL - ESSAI PRESSIOMETRIQUE MENARD

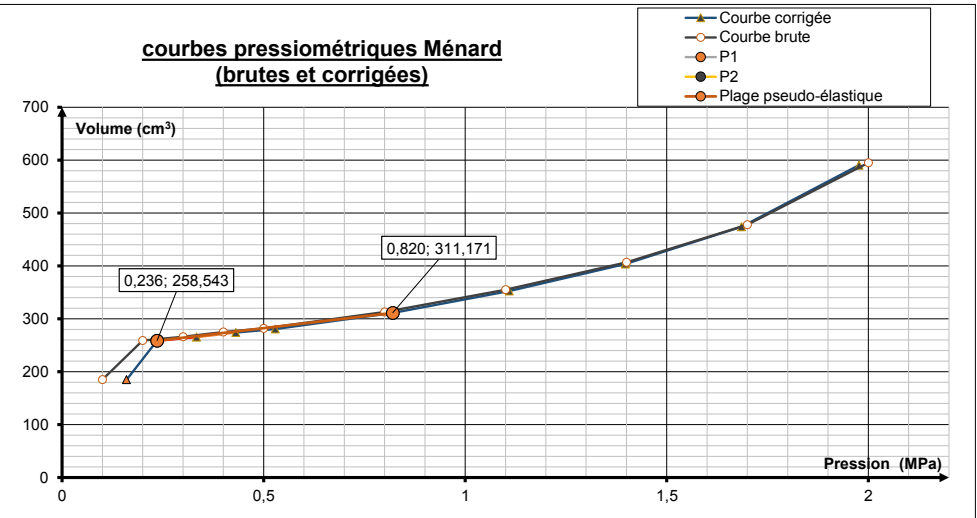
Essai d'expansion en forage conforme à la norme NF EN ISO 22476-4

- DONNEES -

Etude : Projet fin d'étude Master 2 STR			
Désignation sondage: SP1-12			
Niveau CPV (m)	1,00	Correction hydraulique (MPa)	0,130
Cote de l'essai (m)	-12,00		
Niveau d'eau (m)	-7,00		

Numéro de palier	P _r (MPa)	V ₃₀ (cm³)	V ₆₀ (cm³)	Pression corrigée P _c (MPa)	Volume corrigé V _c (cm³)	ΔV 60/60	G (MPa)
1	0,100	80,0	185,0	0,1600	184,7714		
2	0,200	244,0	259,0	0,2356	258,5428	73,771	1,005
3	0,300	265,0	266,0	0,3335	265,3142	6,771	14,733
4	0,400	273,0	275,0	0,4308	274,0856	8,771	11,394
5	0,500	280,0	282,0	0,5287	280,8570	6,771	14,968
6	0,800	310,0	313,0	0,8199	311,1712	30,314	10,120
7	1,100	350,0	355,0	1,1090	352,4854	41,314	7,624
8	1,400	398,0	407,0	1,3974	403,7996	51,314	6,383
9	1,700	455,0	478,0	1,6853	474,1138	70,314	4,899
10	2,000	544,0	595,0	1,9764	590,4280	116,314	3,229

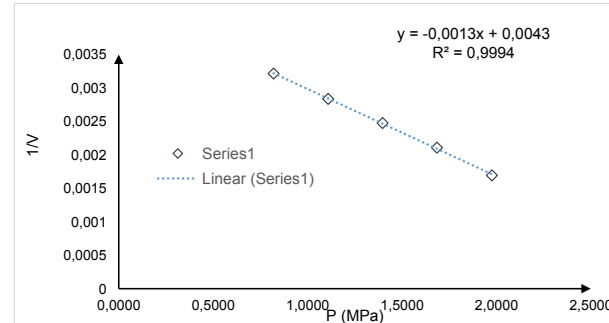
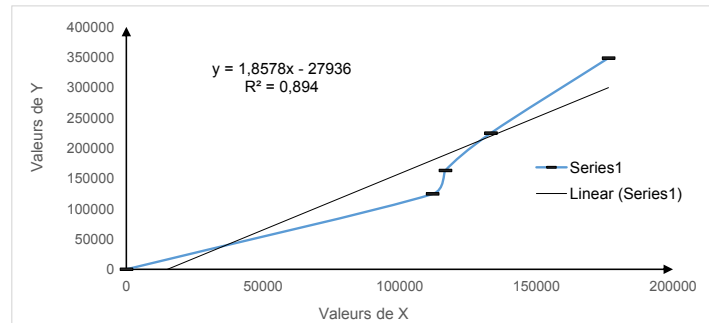
courbes pressiométriques Ménard (brutes et corrigées)



Méthode d'extrapolation hyperbolique					
P	V	V _E	P _E	X	Y
0,8199	311,17			#DIV/0!	#DIV/0!
1,1090	352,49			112 035,928	124245,9572
1,3974	403,80			116 686,874	163054,117
1,6853	474,11			133 381,244	224783,8954
1,9764	590,43			176 380,822	348605,2232
		311,17	0,8199		
C = 1,8578		D = 27936		V _i = 1 274,69	
		P _m (MPa) = 1,997			

Méthode de la courbe inverse	P	V	1/V
	0,8199	311,17	0,00321
	1,1090	352,49	0,00284
	1,3974	403,80	0,00248
	1,6853	474,11	0,00211
	1,9764	590,43	0,00169
	A	-0,0013	
	B	0,0043	
P _{th} (MPa) = 2,750			

RESULTATS CALCULES, SP1-12		
σ _{h0}	(MPa)	0,214
p ₁	(MPa)	0,236
p ₂	(MPa)	0,820
V ₁	(cm³)	258,543
V ₂	(cm³)	311,171
p _r	(MPa)	1,397
p _{im}	(MPa)	1,997
p _{im}	(MPa)	1,783
E _M	(MPa)	30,78
E _M / p _{im}		15,414
E _M / p _{im}		17,263
σ _{v0}	(MPa)	0,2271
U _w	(MPa)	0,05
K ₀		0,93





PROCES VERBAL - ESSAI PRESSIOMETRIQUE MENARD

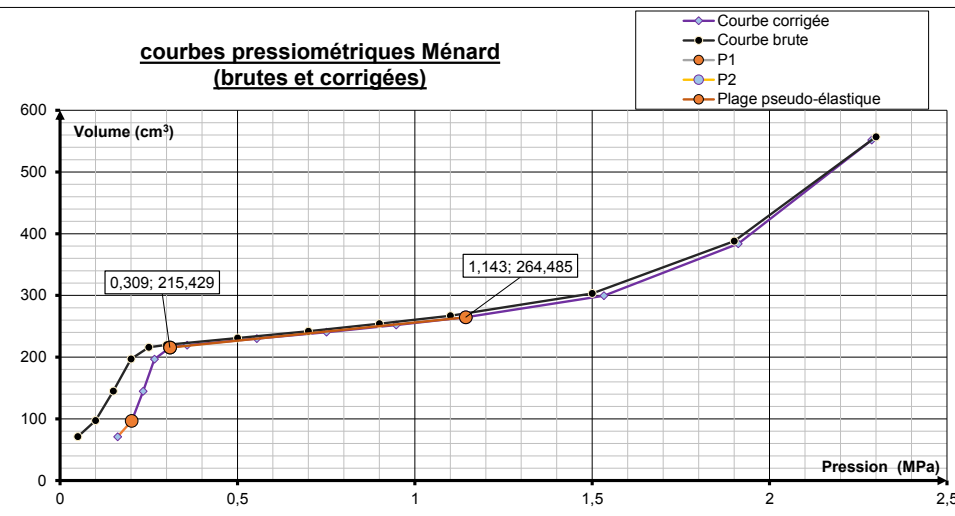
Essai d'expansion en forage conforme à la norme NF EN ISO 22476-4

- DONNEES -

Etude : Projet fin d'étude Master 2 STR			
Désignation sondage: SP1-13			
Niveau CPV (m)	1,00	Correction hydraulique (MPa)	0,140
Cote de l'essai (m)	-13,00		
Niveau d'eau (m)	-7,00		

Numéro de palier	P _r (MPa)	V ₃₀ (cm³)	V ₆₀ (cm³)	Pression corrigée P _c (MPa)	Volume corrigé V _c (cm³)	ΔV 60/60	G (MPa)
1	0,050	60,0	71,0	0,1620	70,8857		
2	0,100	80,0	97,0	0,2020	96,7714	25,886	1,301
3	0,150	130,0	145,0	0,2342	144,6571	47,886	0,589
4	0,200	176,0	197,0	0,2658	196,5428	51,886	0,566
5	0,250	213,0	216,0	0,3094	215,4285	18,886	2,225
6	0,300	210,0	220,0	0,3581	219,3142	3,886	12,213
7	0,500	230,0	231,0	0,5545	229,8570	10,543	18,297
8	0,700	240,0	242,0	0,7510	240,3998	10,543	18,500
9	0,900	250,0	254,0	0,9472	251,9426	11,543	17,064
10	1,100	264,0	267,0	1,1432	264,4854	12,543	15,874
11	1,500	297,0	303,0	1,5327	299,5710		
12	1,900	370,0	388,0	1,9114	383,6566		
13	2,300	477,0	557,0	2,2877	551,7422		

courbes pressiométriques Ménard (brutes et corrigées)



Méthode d'extrapolation hyperbolique

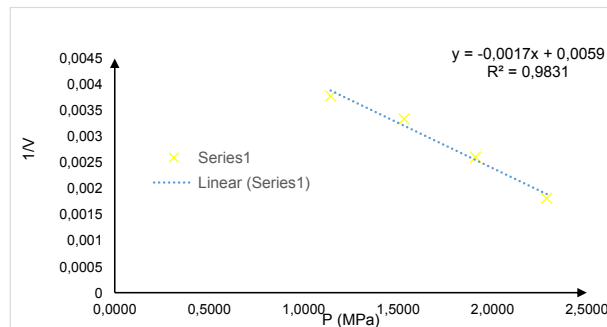
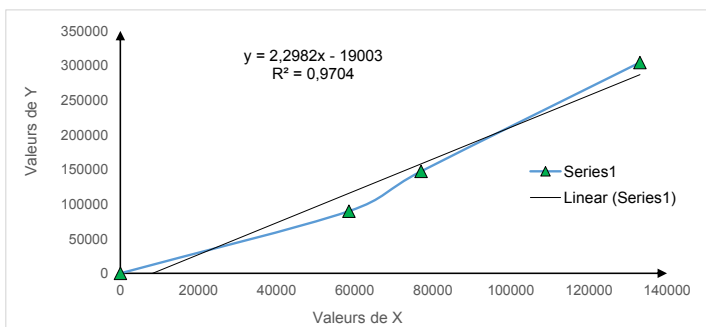
P	V	V _E	P _E	X	Y
1,1432	264,49			#DIV/0!	#DIV/0!
1,5327	299,57			58 553,845	89742,78404
1,9114	383,66			77 009,406	147192,3867
2,2877	551,74			133 070,378	304419,4553
		264,49	1,1432		
C = 2,2982		D = 19003		V _i = 1 188,46	
		P _m (MPa) = 2,451			

Méthode de la courbe inverse

P	V	1/V
1,1432	264,49	0,00378
1,5327	299,57	0,00334
1,9114	383,66	0,00261
2,2877	551,74	0,00181
A	-0,0017	
B	0,0059	
P _{th} (MPa) = 3,013		

RESULTATS CALCULES, SP1-13

σ _{h0}	(MPa)	0,25
p ₁	(MPa)	0,309
p ₂	(MPa)	1,143
V ₁	(cm³)	215,429
V ₂	(cm³)	264,485
p _r	(MPa)	1,143
p _{im}	(MPa)	2,451
p _{im}	(MPa)	2,201
E _M	(MPa)	45,10
E _M / p _{im}		18,400
E _M / p _{im}		20,490
σ _{v0}	(MPa)	0,2475
U _w	(MPa)	0,06
K ₀		1,01





PROCES VERBAL - ESSAI PRESSIOMETRIQUE MENARD

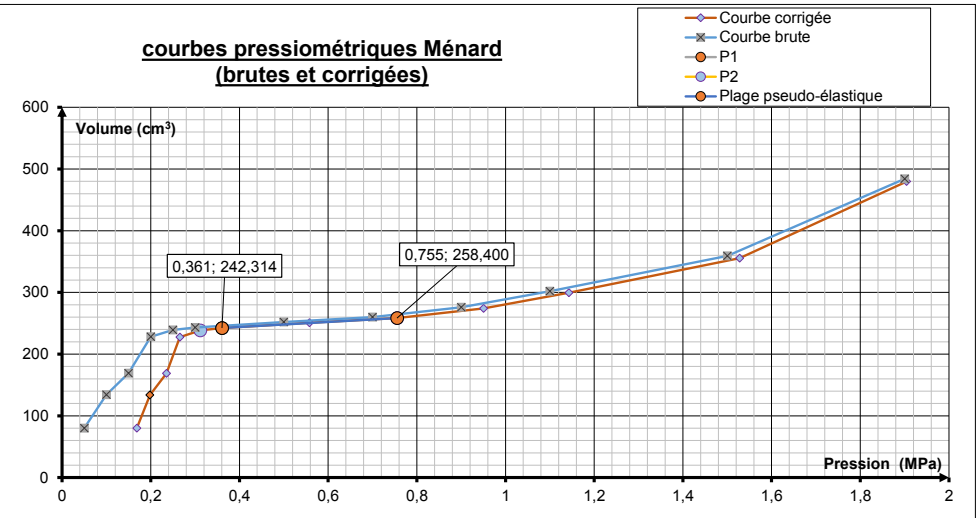
Essai d'expansion en forage conforme à la norme NF EN ISO 22476-4

- DONNEES -

Etude : Projet fin d'étude Master 2 STR			
Désignation sondage: SP1-14			
Niveau CPV (m)	1,00	Correction hydraulique (MPa)	0,150
Cote de l'essai (m)	-14,00		
Niveau d'eau (m)	-7,00		

Numéro de palier	P _r (MPa)	V ₃₀ (cm³)	V ₆₀ (cm³)	Pression corrigée P _c (MPa)	Volume corrigé V _c (cm³)	ΔV 60/60	G (MPa)
1	0,050	75,0	80,0	0,1685	79,8857		
2	0,100	118,0	134,0	0,1982	133,7714	53,886	0,476
3	0,150	148,0	169,0	0,2356	168,6571	34,886	0,973
4	0,200	210,0	228,0	0,2655	227,5428	58,886	0,485
5	0,250	237,0	239,0	0,3119	238,4285	10,886	4,227
6	0,300	240,0	243,0	0,3606	242,3142	3,886	12,514
7	0,500	251,0	252,0	0,5578	250,8570	8,543	23,176
8	0,700	259,0	260,0	0,7553	258,3998	7,543	26,506
9	0,900	273,0	276,0	0,9505	273,9426	15,543	12,854
10	1,100	299,0	302,0	1,1429	299,4854	25,543	7,869
11	1,500	342,0	359,0	1,5280	355,5710	56,086	7,450
12	1,900	430,0	484,0	1,9045	479,6566	124,086	3,565

courbes pressiométriques Ménard (brutes et corrigées)



Méthode d'extrapolation hyperbolique

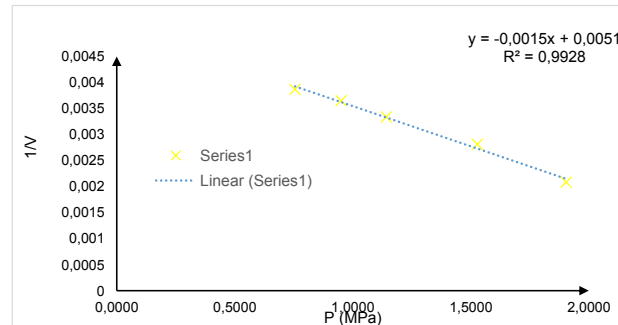
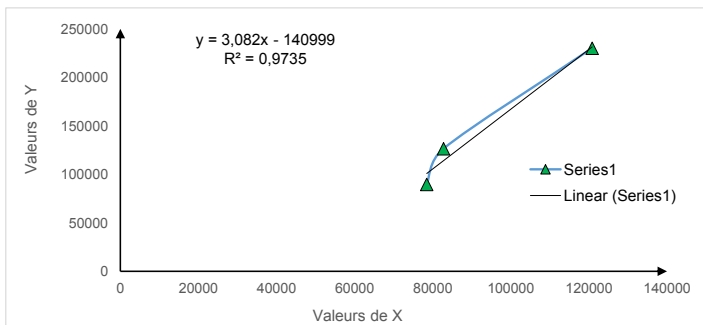
P	V	V _E	P _E	X	Y
0,7553	258,40			#DIV/0!	#DIV/0!
0,9505	273,94			78 954,540	75044,54809
1,1429	299,49			78 474,698	89691,50481
1,5280	355,57			82 741,906	126430,736
1,9045	479,66			120 805,544	230070,4539
		258,40	0,7553		
C = 3,082		D = 140999		V _i = 1 242,23	

Méthode de la courbe inverse

P	V	1/V
0,7553	258,40	0,00387
0,9505	273,94	0,00365
1,1429	299,49	0,00334
1,5280	355,57	0,00281
1,9045	479,66	0,00208
A	-0,0015	
B	0,0051	
P _{th} (MPa) = 2,877		

RESULTATS CALCULES, SP1-14

σ _{h0}	(MPa)	0,295
p ₁	(MPa)	0,361
p ₂	(MPa)	0,755
V ₁	(cm³)	242,314
V ₂	(cm³)	258,400
p _r	(MPa)	0,755
p _{im}	(MPa)	2,877
p _{im}	(MPa)	2,582
E _M	(MPa)	65,79
E _M / p _{im}		22,867
E _M / p _{im}		25,480
σ _{v0}	(MPa)	0,2679
U _w	(MPa)	0,07
K ₀		1,14





PROCES VERBAL - ESSAI PRESSIOMETRIQUE MENARD

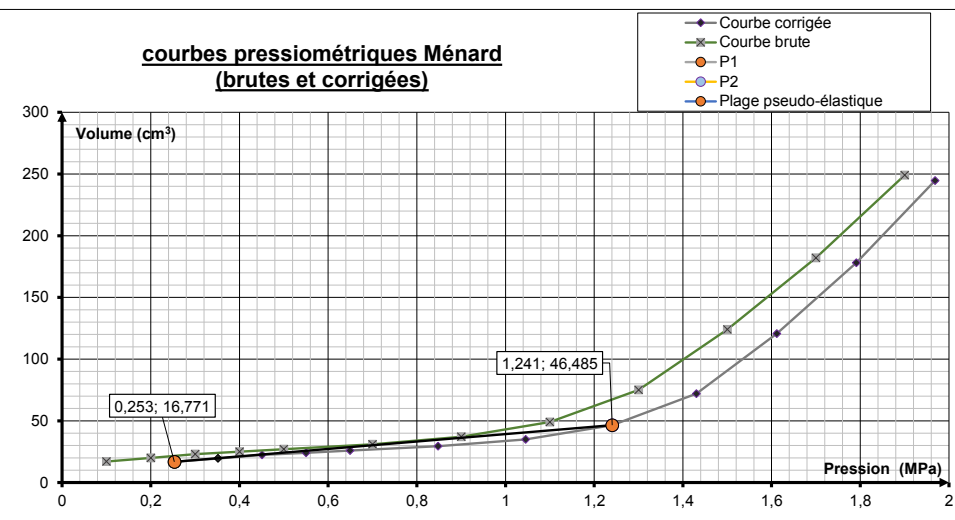
Essai d'expansion en forage conforme à la norme NF EN ISO 22476-4

- DONNEES -

Etude : Projet fin d'étude Master 2 STR			
Désignation sondage: SP1-15			
Niveau CPV (m)	1,00	Correction hydraulique (MPa)	0,160
Cote de l'essai (m)	-15,00		
Niveau d'eau (m)	-7,00		

Numéro de palier	P _r (MPa)	V ₃₀ (cm³)	V ₆₀ (cm³)	Pression corrigée P _c (MPa)	Volume corrigé V _c (cm³)	ΔV 60/60	G (MPa)
1	0,100	15,0	17,0	0,2532	16,7714		
2	0,200	19,0	20,0	0,3520	19,5428	2,771	27,658
3	0,300	22,0	23,0	0,4508	22,3142	2,771	27,757
4	0,400	24,0	25,0	0,5500	24,0856	1,771	43,728
5	0,500	26,0	27,0	0,6492	25,8570	1,771	43,828
6	0,700	29,0	31,0	0,8477	29,3998	3,543	43,977
7	0,900	33,0	37,0	1,0453	34,9426	5,543	28,160
8	1,100	46,0	49,0	1,2406	46,4854	11,543	13,506
9	1,300	72,0	75,0	1,4305	72,0282	25,543	6,072
10	1,500	102,0	124,0	1,6119	120,5710	48,543	3,191
11	1,700	156,0	182,0	1,7910	178,1138	57,543	2,823
12	1,900	219,0	249,0	1,9688	244,6566	66,543	2,588

courbes pressiométriques Ménard (brutes et corrigées)



Méthode d'extrapolation hyperbolique

P	V	V _E	P _E	X	Y
1,2406	46,49			#DIV/0!	#DIV/0!
1,4305	72,03			3 626,838	5188,061595
1,6119	120,57			9 018,807	14537,36604
1,7910	178,11			17 713,343	31724,52575
1,9688	244,66			30 403,457	59856,85192
		46,49	1,2406		
C = 2,1264		D = 5124,5		V _i =	791,14
		P _m (MPa) = 2,131			

Méthode de la courbe inverse

P	V	1/V
1,2406	46,49	0,02151
1,4305	72,03	0,01388
1,6119	120,57	0,00829
1,7910	178,11	0,00561
1,9688	244,66	0,00409
A	-0,0238	
B	0,049	
P _{th} (MPa) = 2,009		

RESULTATS CALCULES, SP1-15

σ _{h0}	(MPa)	0,352
p ₁	(MPa)	0,253
p ₂	(MPa)	1,241
V ₁	(cm³)	16,771
V ₂	(cm³)	46,485
p _r	(MPa)	1,241
p _{lm}	(MPa)	2,009
p _{im}	(MPa)	1,657
E _M	(MPa)	69,76
E _M / p _{lm}		34,716
E _M / p _{im}		42,089
σ _{v0}	(MPa)	0,2883
U _w	(MPa)	0,08
K ₀		1,31

