

ANALYSE D'ESSAIS PRESSIOMÉTRIQUES EN CHARGEMENT ET EN DÉCHARGEMENT DANS L'ARGILE

Vincenzo Silvestri, École polytechnique de Montréal, Canada

Sophie Pelletier, École polytechnique de Montréal, Canada

ABSTRACT

Interpretation of pressuremeter tests is usually carried using the expansion phase. However, some investigators suggested that using the unloading phase of the tests should lead to better results since this phase is not affected by initial unloading and disturbance. Pressuremeter tests were carried out on an experimental site in Mascouche (Quebec) by means of a Texam instrument. The results show that the values of the undrained shear strength S_u obtained from the loading phase are higher than those determined both in the unloading phase and by means of vane shear tests. However the values of S_u obtained in the loading phase are similar to those found with an instrumented sharp cone also used on the site. As far the shear modulus G , the values determined in loading are higher than the ones obtained in unloading.

RÉSUMÉ

L'interprétation des essais pressiométriques se fait habituellement avec la phase de chargement. Cependant, certains auteurs ont introduit des méthodes d'analyse qui incluent aussi la phase de déchargement. Puisque cette partie de l'essai est moins affectée par le remaniement initial du sol lors du forage, les paramètres de résistance du matériau déduits de cette phase devraient être de meilleure qualité. Une campagne d'essais pressiométriques, comportant aussi des phases de déchargement, a été effectuée sur un site expérimental à Mascouche (Québec) à l'aide d'un appareil Texam. Les valeurs de la résistance au cisaillement non drainé S_u , déterminées en utilisant un modèle élastique parfaitement plastique (Tresca), sont plus élevées en chargement qu'en déchargement, ainsi que de beaucoup supérieures à celles obtenues au scissomètre. Toutefois, les valeurs déduites des courbes pressiométriques en chargement se comparent bien à celles déterminées à l'aide d'essais pénétrométriques au cône effilé instrumenté, effectués également sur le même site. Quant aux valeurs du module de cisaillement G , celles obtenues en chargement sont encore une fois plus élevées que celles déterminées en déchargement.

1. INTRODUCTION

Lorsqu'un essai pressiométrique conventionnel est effectué dans un sol argileux, il est bien évident que malgré toutes les précautions prises pendant la réalisation du forage, le sol est toujours déchargé et légèrement remanié. Pour pallier cet inconvénient, des sondes spéciales dites « sondes autoforeuses » ont été développées dans les années '70 (Jézéquel 1968; Wroth et Hughes 1973). Toutefois, même si le remaniement et le déchargement du forage sont considérablement réduits avec ces sondes, il n'en demeure pas moins que les résistances au cisaillement non drainé des argiles, déduites des courbes d'expansion expérimentales sont, en général, fortement surestimées (Baguelin et al. 1978; Cassan 1978). Les raisons invoquées pour expliquer ces surestimations sont multiples et parfois contradictoires : le remaniement du sol, le déchargement des parois, le faible rapport d'éclatement des sondes utilisées, la consolidation partielle du sol et les vitesses d'expansion élevées.

En 1988, Jefferies, de même que Houlsby et Withers ont, séparément, trouvé la solution de l'expansion d'une cavité cylindrique dans l'argile en tenant compte de la courbe de contraction et en assimilant le sol à un matériau élastique parfaitement plastique. Or, la phase de contraction étant beaucoup moins affectée par le remaniement du sol et le déchargement initial des parois du forage, il s'ensuit que la prise en compte de cette phase devrait conduire à une meilleure évaluation des paramètres de résistance des

argiles, c'est-à-dire, le module de cisaillement G et la résistance au cisaillement non drainé S_u (Jefferies et Shuttle 1995). Ferreira et Robertson (1992) ont aussi développé une méthode d'interprétation basée sur un comportement non linéaire, en utilisant tant la portion de chargement que celle de déchargement. Par ailleurs, Pye (1995) a aussi présenté une comparaison des théories élastique parfaitement plastique et hyperbolique pour analyser les phases de chargement et de déchargement dans plusieurs types d'argile. Cet auteur a trouvé que, dans le cas des argiles molles, les valeurs de la résistance au cisaillement non drainé S_u , déduites du modèle élastique parfaitement plastique, étaient systématiquement plus faibles que celles prédites avec le modèle hyperbolique. Toutefois, l'inverse était vrai pour les argiles raides, bien que dans une moindre mesure.

Le présent article résume les résultats d'une campagne d'essais pressiométriques conventionnels (Pelletier 2004), effectués dans une argile raide de Mascouche (Québec), à l'aide d'un pressiomètre Texam (Folio et Briaud 1986). Tous les essais ont comporté une phase de contraction. Les résultats obtenus sont comparés à ceux déterminés à l'aide d'un scissomètre de chantier Nilcon et d'une sonde pénétrométrique équipée d'un cône effilé instrumenté.

Les données montrent que les valeurs de la résistance au cisaillement non drainé déterminées tant à partir de la phase de chargement que de celle de déchargement sont, d'une part, supérieures à celles déduites des essais

scissométriques, rejoignant ainsi les observations faites par d'autres chercheurs, et, d'autre part, comparables à celles obtenues au cône effilé instrumenté.

2. THÉORIES D'INTERPRÉTATION

La théorie utilisée pour l'interprétation des essais au cône effilé et des phases de chargement des essais pressiométriques est celle de Gibson et Anderson (1961), développée pour un matériau élastique parfaitement plastique (Tresca). Les équations qui régissent le comportement du matériau sont :

pour la phase élastique, avec $\varepsilon \leq S_u/2G$:

$$p = p_0 + 2G\varepsilon \quad [1]$$

et pour la phase plastique, avec $\varepsilon > S_u/2G$:

$$p = p_0 + S_u \left[1 + \ln \frac{2G}{S_u} \varepsilon \right] \quad [2]$$

où p est la pression appliquée par le pressiomètre, p_0 est la pression initiale totale, et ε est la déformation radiale ou tangentielle. Il s'ensuit de l'Éq. 2 que si la pression appliquée est portée en fonction du logarithme de la déformation radiale, alors la pente de la partie linéaire de la courbe expérimentale correspond à la résistance au cisaillement non drainé du sol. Il est à noter qu'une fois le paramètre S_u ainsi trouvé, la valeur du module de cisaillement G est déterminée par itération jusqu'à ce qu'il y ait une bonne concordance entre la courbe d'expansion expérimentale et celle prédite par les Éqs. 1 et 2, avec le dernier choix du module de cisaillement G .

En ce qui concerne la phase de déchargement, l'application du modèle élastique parfaitement plastique donne les équations suivantes (Jefferies 1988; Houlsby et Withers 1988) :

pour la phase élastique, avec $S_u/G \leq \varepsilon < \varepsilon_e$:

$$p = p_e + 2G(\varepsilon - \varepsilon_e) \quad [3]$$

et pour la phase plastique, avec $\varepsilon < S_u/G$:

$$p = p_e - 2S_u \left\{ 1 + \ln \left[\frac{2G}{S_u} (\varepsilon_e - \varepsilon) \right] \right\} \quad [4]$$

où p est la pression appliquée pendant la phase de déchargement, p_e est la pression maximale atteinte à la fin du chargement, ε_e est la déformation radiale ou tangentielle maximale, et ε est la déformation radiale correspondant à la pression p . L'analyse des équations précédentes indique que si la pression nette ($p_e - p$) est portée en fonction du logarithme de la déformation nette ($\varepsilon_e - \varepsilon$), alors la pente de la

partie linéaire de la courbe expérimentale est égale à $2S_u$. De plus, comme proposé par Pye (1995), la valeur de G est ajustée, encore une fois, par itération, jusqu'à l'obtention d'une concordance satisfaisante entre la courbe expérimentale et celle prédite par les Éqs. 3 et 4. Il est à noter que la valeur de la pente dans la partie linéaire de la courbe expérimentale, c'est-à-dire, ($p_e - p$) en fonction de $\ln(\varepsilon_e - \varepsilon)$, est supposée d'emblée être égale à $2S_u$, car la résistance au cisaillement non drainé est de S_u en chargement et aussi de S_u en déchargement. Ceci découle donc directement du modèle élastique parfaitement plastique (Tresca) retenu pour l'analyse de la courbe pressiométrique dans l'argile.

3. RECONNAISSANCE ET ESSAI

3.1 Site

L'étude s'est déroulée au cours de l'été 2002, sur le site expérimental de Mascouche (Québec), lequel se trouve dans la boucle de la sortie 34 de l'autoroute 25, près de Montréal. La figure 1 présente la stratigraphie des sols rencontrés sur le site. Le dépôt étudié est recouvert d'une couche superficielle d'argile brune raide, oxydée, altérée et fissurée, de 2.2 m d'épaisseur. Sous cette croûte se trouve la couche d'argile grise, ferme et uniforme étudiée dans le cadre de ce projet. Cette argile est sensible et plastique. L'épaisseur de cette couche n'a pas été déterminée et tous les essais pressiométriques ont été effectués entre 2.5 et 6.9m de profondeur.

D'après les analyses granulométriques, le sol est constitué de 60% d'argile et de 40% de silt. La teneur en eau naturelle de l'argile grise est de l'ordre de 70%, alors que la limite de liquidité varie entre 60 et 70%, et l'indice de plasticité entre 33 et 45%. D'après les essais effectués au scissomètre Nilcon, équipé de palettes de 65 mm de diamètre et de 130 mm de hauteur, la résistance au cisaillement non drainé S_u qui est de l'ordre de 150 kPa dans la couche superficielle d'argile raide, diminue fortement pour atteindre 50 à 75 kPa dans l'argile grise, située immédiatement sous la croûte oxydée. Par la suite, la résistance au cisaillement augmente pour atteindre 75 à 100 kPa à 6 m de profondeur. L'argile est surconsolidée et le rapport de surconsolidation (OCR) varie de 5 à 6. Le niveau de la nappe qui se situait à environ 1 m de profondeur à la fin du printemps 2002 avait atteint 2.2 m de profondeur à la fin de l'été.

3.2 Essais pressiométriques

Le pressiomètre utilisé est un appareil de type Texam (Felio et Briaud 1986) d'un diamètre D de 70 mm et d'une longueur L de 360 mm, résultant donc en un rapport d'élancement L/D égal à 5.1. La mise en place du pressiomètre se fait dans un forage de diamètre légèrement supérieur à celui de la sonde, en suivant les recommandations de Baguelin et al. (1978). L'analyse détaillée des essais et des données expérimentales se trouve dans Pelletier (2004).

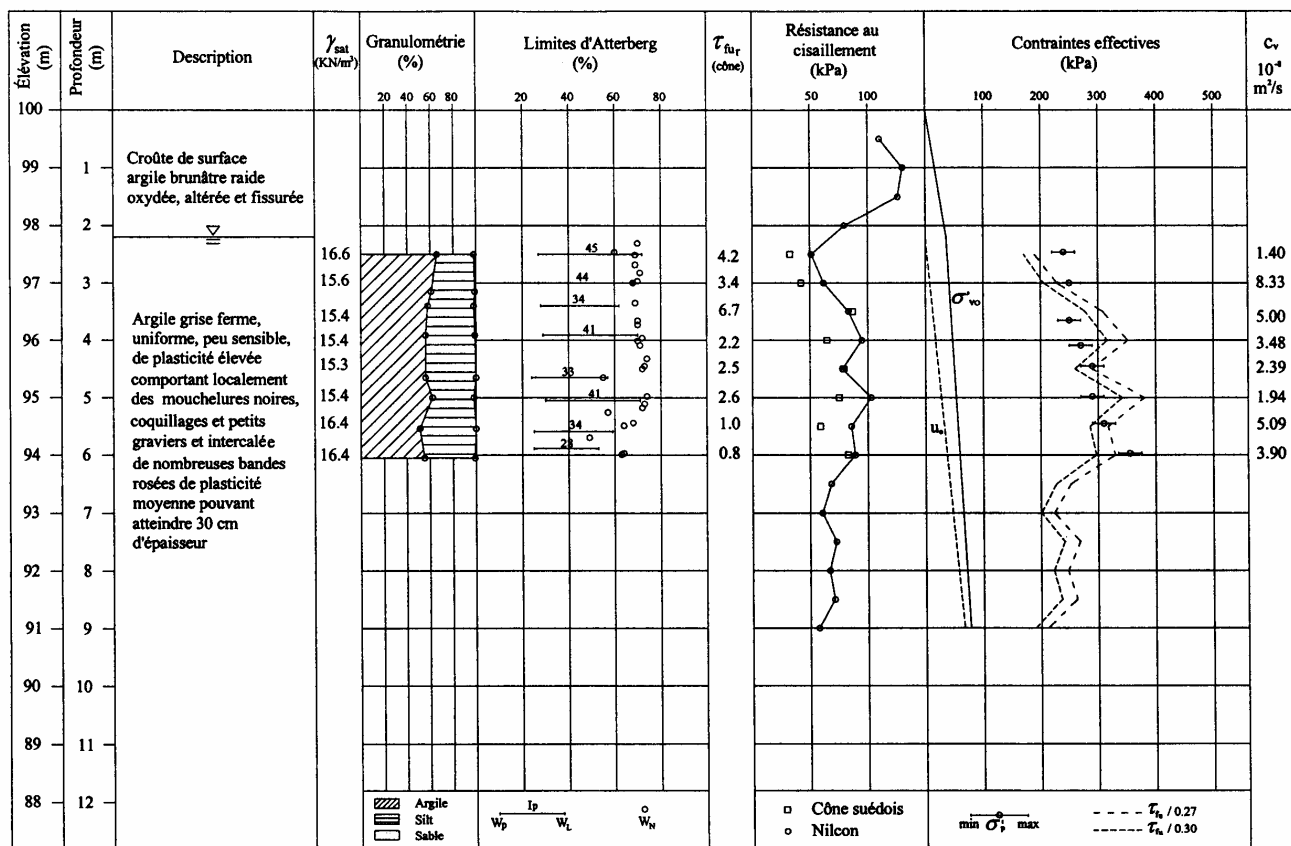


Figure 1. Stratigraphie des sols rencontrés sur le site de Mascouche

3.3 Essais au cône effilé instrumenté

Le cône effilé instrumenté utilisé a été développé à l'École Polytechnique de Montréal. La dernière version de l'appareil, montrée à la figure 2, consiste en une sonde légèrement conique sur laquelle sont fixés cinq capteurs de pression totale. Ces capteurs permettent de mesurer les pressions générées dans le sol lors de l'enfoncement, à



Figure 2. Cône effilé instrumenté

vitesse constante, de la sonde. Il est à noter que, pour les essais effectués sur le site de Mascouche, l'enfoncement de la sonde était précédé par le forage d'un trou pilote de 63.5 mm de diamètre. Ce diamètre était le même que celui de l'extrémité inférieure du cône effilé. De plus, comme les capteurs sont situés à des distances connues et croissantes à partir du centre de la cavité, les pressions mesurées correspondent à cinq points sur la courbe d'expansion pressiométrique. La description détaillée de la dernière version du cône effilé instrumenté ainsi que l'analyse des données recueillies sur le site apparaissent dans Longtin (2003).

4. DISCUSSION DES RÉSULTATS

La figure 3 présente les phases de chargement et de déchargement d'un essai pressiométrique effectué à 6.0 m de profondeur. En utilisant les approches de Gibson et Anderson (1961), Jefferies (1988) et Housby et Withers (1988), les phases de chargement et de déchargement sont également illustrées sur les graphiques semi-logarithmiques des figures 4 et 5. Ainsi, les pentes des parties linéaires des courbes expérimentales permettent de calculer les valeurs de la résistance au cisaillement non drainé mobilisées dans les phases de chargement (S_{u-ch}) et de déchargement ($S_{u-déch}$) de l'essai pressiométrique. Pour cet

essai, en particulier, les valeurs de S_u sont les suivantes: $S_{u-ch}=177$ kPa et $2S_{u-déch}=277$ kPa, d'où $S_{u-déch}=139$ kPa. De façon générale, les valeurs de S_{u-ch} obtenues par cette méthode ont toujours été supérieures à celles de $S_{u-déch}$, comme indiqué au tableau 1. Il est à noter que chaque donnée indiquée dans ce tableau représente la moyenne d'au moins cinq valeurs individuelles. Ces résultats semblent indiquer que le sol au début de la phase de déchargement avait probablement déjà subi une déstructuration partielle, ce qui a donné lieu à des résistances beaucoup moins élevées.

Par ailleurs, les valeurs des modules de cisaillement G ont été ajustées, tel qu'indiqué précédemment, de façon à ce que les courbes prédites concordent bien avec les observations. L'ajustement dans la phase de chargement s'est fait séparément de celui dans la phase de déchargement. Les résultats apparaissent au tableau 2.

Tableau 1. Comparaison des valeurs de S_u obtenues au pressiomètre.

Profondeur moyenne (m)	S_{u-ch} (kPa)	$S_{u-déch}$ (kPa)	$S_{u-ch}/S_{u-déch}$
2.5	104	36	2.89
4.5	183	119	1.54
6.5	209	110	1.90

Tableau 2. Modules de cisaillement.

Profondeur moyenne (m)	G_{ch} (MPa)	$G_{déch}$ (MPa)	$G_{ch}/G_{déch}$
2.5	8.0	5.2	1.5
4.5	26.2	12.7	2.1
6.5	20.0	9.4	2.2

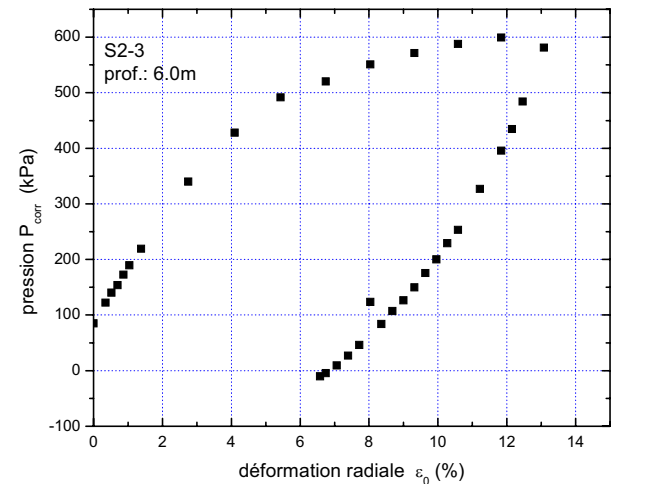


Figure 3. Phases de chargement et de déchargement d'un essai pressiométrique (tirée de Pelletier 2004).

L'examen des ces valeurs confirme le fait que le sol avait déjà été affecté par un endommagement de sa structure, avant la réalisation de la phase de déchargement. En effet, le rapport entre G_{ch} et $G_{déch}$ varie entre 1.5 et 2.2.

Le tableau 3 présente une comparaison entre les valeurs de S_u déterminées au scissomètre Nilcon et celles obtenues de la phase de chargement des essais pressiométriques.

Ces résultats confirment, encore une fois, le fait que les valeurs déduites des courbes pressiométriques (chargement) sont de beaucoup supérieures à celles obtenues au scissomètre de chantier.

Tableau 3. Comparaison des S_u déterminées au scissomètre et au pressiomètre.

Profondeur moyenne (m)	Pressiomètre S_{u-ch} (kPa)	Scissomètre $S_{u-sciss}$ (kPa)	$S_{u-ch}/S_{u-sciss}$
2.5	104	51	2.04
4.5	183	78	2.35
6.5	209	68	3.07

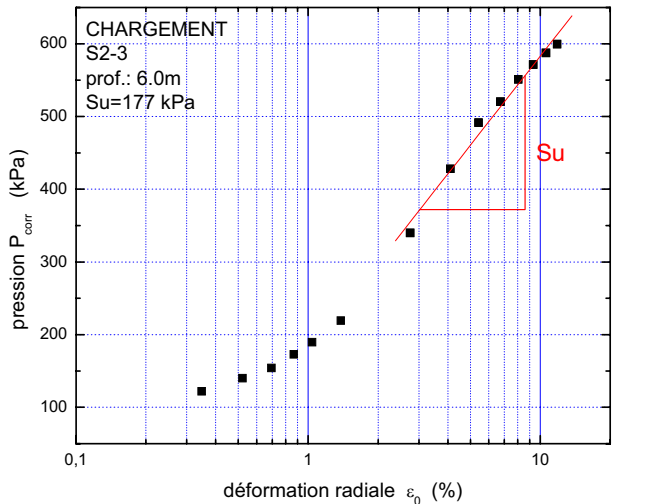


Figure 4. Détermination de S_u à partir de la phase chargement d'une courbe pressiométrique dans un graphique semi-logarithmique.

Parallèlement aux essais pressiométriques, des essais au cône effilé instrumenté ont été réalisés sur le site de Mascouche. Ces essais permettent également de déduire la résistance au cisaillement non drainé de l'argile. Puisque l'essai au cône effilé est considéré correspondre à un essai pressiométrique en chargement, la comparaison des S_u se fera uniquement avec les valeurs obtenues à partir de la phase d'expansion des essais pressiométriques. La méthode d'interprétation est celle proposée par Gibson et Anderson (1961). Le résumé des mesures effectuées au

cône effilé apparaît à la figure 6. Puisque le rayon de la sonde est connu au niveau de chaque capteur de pression, la déformation correspondant est également connue. Le rayon initial de la sonde est de 36.5 mm. Les rayons et les déformations volumétriques correspondant à chaque capteur sont donnés au tableau 4. Dans ce tableau, V_0 est le « volume initial » du trou et ΔV est l'augmentation de volume initial.

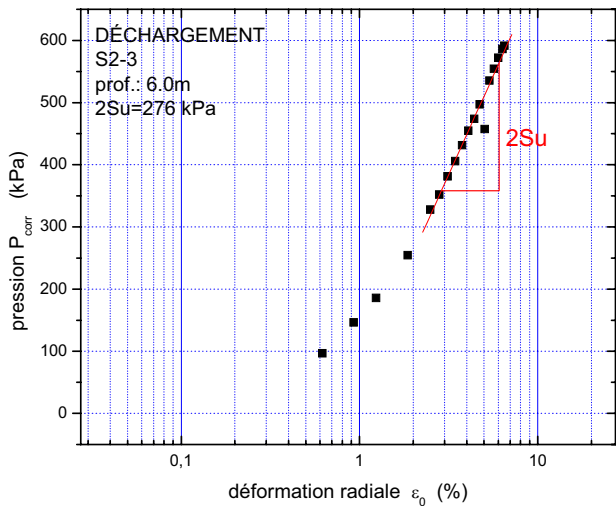


Figure 5. Détermination de S_u à partir de la phase déchargement d'une courbe pressiométrique dans un graphique semi-logarithmique

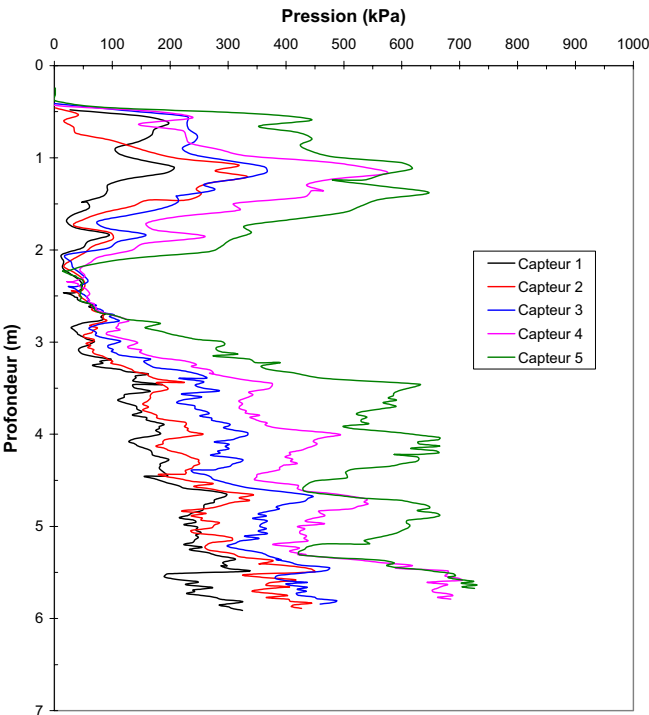


Figure 6. Mesures obtenues à partir d'un essai au cône effilé instrumenté

Tableau 4. Déformations volumétriques

Numéro du capteur	Rayon (mm)	Déformation volumétrique $\Delta V/V$ (%)
1	37.29	4.19
2	37.80	6.76
3	38.65	10.82
4	39.92	16.40
5	43.96	31.06

La figure 7 présente des résultats typiques obtenus à 4.5 m de profondeur. La comparaison des valeurs de S_u obtenues de l'essai au cône effilé avec celles déduites des essais pressiométriques à 4.5 m de profondeur est donnée au tableau 5.

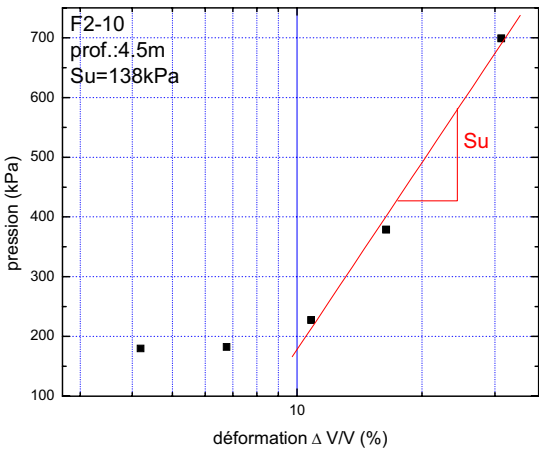


Figure 7. Résultats obtenus avec le cône effilé instrumenté

Tableau 5. Comparaison des S_u obtenues au cône effilé et au pressiomètre

Profondeur moyenne (m)	Cône $S_{u-cône}$ (kPa)	Pressiomètre S_{u-ch}	$S_{u-ch}/S_{u-cône}$
4.5	155	183	1.18

Ces valeurs semblent indiquer que l'essai au cône effilé simule assez bien un essai pressiométrique en chargement. L'avantage principal de l'essai au cône est la rapidité de l'exécution et la caractérisation en continu des couches rencontrées.

5. CONCLUSIONS

Lorsque comparés aux valeurs de S_u déterminées au scissomètre, les résistances au cisaillement non drainé, déduites des phases de chargement des essais pressiométriques sont beaucoup plus élevées. Par ailleurs, les dernières valeurs se comparent assez bien à celles déduites des essais au cône effilé instrumenté.

En ce qui concerne les valeurs de S_u et G obtenues des phases de chargement pressiométrique, elles sont beaucoup plus élevées que celles déduites des phases de déchargement, ce qui semble indiquer que le sol a subi une déstructuration à la fin de la phase d'expansion.

6. REMERCIEMENTS

Les auteurs remercient le Conseil National de Recherche du Canada pour l'aide financière reçue dans le cadre de ce projet.

7. RÉFÉRENCES

Baguelin, F., Jézéquel, J.F., and Shields, D.H. 1978. The pressuremeter and foundation engineering. Trans Tech Publications, Clausthal, Germany.

Cassan, M. 1978. Les essais in situ en mécanique des sols. 1-Réalisation et interprétation. Eyrolles, Paris.

Felio, G.Y., and Briaud, J.L. 1986. Conventional parameters from pressuremeter test data: Review of existing methods. Proceedings of the Second International Symposium on the Pressuremeter and its Marine Applications, College Station, Texas. ASTM STP 950, pp. 265-282.

Ferreira, R.S., and Robertson, P.K. 1992. Interpretation of undrained self-boring test results incorporating unloading. Canadian Geotechnical Journal, 29(6). pp. 918-928.

Gibson, R.E., and Anderson, W.F. 1961. In-Situ measurement of soil properties with the pressuremeter. Civil Engineering and Public Works Review, 56. pp. 615-618.

Houlsby, G.T., and Withers, N.J. 1988. Analysis of the cone pressuremeter test in clay. Géotechnique, 38. pp. 575-587.

Jefferies, M.G. 1988. Determination of horizontal geostatic stress in clay with self-bored pressuremeter. Canadian Geotechnical Journal, 25. pp. 559-573.

Jefferies, M.G., and Shuttle, D.A. 1995. Disturbance does not prevent obtaining parameters from SBP tests in clay. Comptes Rendus du 4ième Colloque International sur le Pressiomètre et ses Nouvelles Avenues, Sherbrooke, Québec, pp. 177-183.

Jézéquel, J.F. 1968. Essais in situ et fondations sur pieux. Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, 31. pp. 111-124.

Longtin, H. 2003. Caractérisation des sols argileux au moyen du cône effilé instrumenté. Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal, Canada.

Pelletier, S. 2004. Analyse d'essais pressiométriques en déchargement dans l'argile. Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal, Canada.

Pye, C.N. 1995. The influence of constitutive models on self-boring pressuremeter interpretation in clay. Canadian Geotechnical Journal, 32. pp. 420-427.

Wroth, C.P., and Hugues, J. 1973. An instrument for the in situ measurement of the properties of soft clays. Comptes Rendus de la 8ième Conférence Internationale de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations, Moscou, Vol. 2, pp. 487-494.