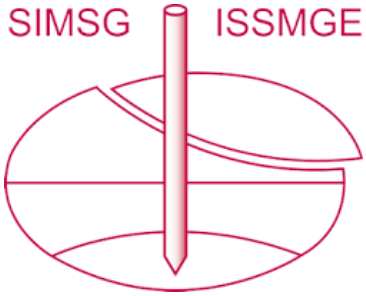
INTERNATIONAL SOCIETY FOR
SOIL MECHANICS AND
GEOTECHNICAL ENGINEERING



This paper was downloaded from the Online Library of the International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ISSMGE). The library is available here:

https://www.issmge.org/publications/online-library

This is an open-access database that archives thousands of papers published under the Auspices of the ISSMGE and maintained by the Innovation and Development Committee of ISSMGE.

Proceedings of the 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering
© 2005–2006 Millpress Science Publishers/IOS Press.
Published with Open Access under the Creative Commons BY-NC Licence by IOS Press.
doi:10.3233/978-1-61499-656-9-667

Comparaison des méthodes d'évaluation de la cohésion non drainée des argiles à partir d'essais in situ

Comparison of some methods to evaluate the undrained cohesion of clays from in situ tests

R. Bahar
Laboratoire de Géomatériaux, Environnement et Aménagement, Département de Génie Civil, Université de Tizi-Ouzou, Algérie
T. Aissaoui & S. Kelanemer
Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction, LNHC, Algérie

ABSTRACT
This proposed paper compares various methods used for assessing the undrained cohesion of soils from pressuremeter test. The Ménard pressuremeter tests carried out on clays in different regions of Algeria are analysed by the empirical method suggested by Amar and Jezequel, the numerical method called PRESSIDENT which is a numerical program taking into account the Duncan and Chang model and the method developed by Bahar and Olivari in order to determine the undrained shear strength. The last one uses the generalised Prager model associated to the Von Mises criterion.

RÉSUMÉ
La communication proposée présente une comparaison des méthodes d'évaluation de la cohésion non drainée des sols à partir de l'essai pressiométrique, On analyse, en particulier, la méthode numérique PRESSIDENT prenant en compte la loi hyperbolique de Duncan et Chang, l'approche proposée par Bahar et Olivari prenant en compte un modèle élasto-plastique qui dérive du modèle de Prager généralisé associé au critère de rupture de Von Mises, conçu pour décrire le comportement à court-terme des argiles et la méthode empirique de Amar et Jézéquel. Les essais pressiométriques utilisés, de type Ménard, sont réalisés sur des argiles algériennes.

1 INTRODUCTION

Le pressiomètre Ménard (Ménard, 1957) est très utilisé dans les projets de fondations d'ouvrages en Algérie. Il est le seul essai in situ qui mesure à la fois une caractéristique de déformabilité, le module pressiométrique, et une caractéristique de résistance du sol, la pression limite. Ces caractéristiques sont usuellement utilisées directement pour déterminer la contrainte admissible et le tassement des fondations en utilisant des abaques ou des règles empiriques. L'utilisation de plus en plus fréquente du pressiomètre en géotechnique et l'évolution des méthodes numériques en mécaniques des sols a stimulé le développement de méthodes d'interprétation de cet essai afin d'en déduire les propriétés mécaniques "intrinsèques" des sols in situ. De nombreuses études empiriques, analytiques et numériques, ont traité de la résolution du problème pressiométrique (Ménard, 1957 ; Gibson et Anderson, 1961 ; Salençon, 1966 ; Amar et Jézéquel, 1972; Baguelin et al, 1978 ; Boubanga, 1990 ; Cambou et Bahar, 1993 ; Bahar et Olivari 1993 ; etc...). Dans leur majorité, elles sont fondées sur l'analyse de l'expansion d'une cavité cylindrique dans un sol idéal.

Cette communication présente une comparaison des méthodes d'évaluation de la cohésion non drainée des argiles à partir de l'essai pressiométrique. On analyse, en particulier, la méthode numérique PRESSIDENT prenant en compte la loi hyperbolique de Duncan et Chang (Cambou et Bahar, 1993), l'approche proposée par Bahar et Olivari (Olivari et Bahar, 1995) prenant en compte un modèle élasto-plastique qui dérive du modèle de Prager généralisé associé au critère de rupture de Von Mises, conçu pour décrire le comportement à court-terme des argiles et la méthode empirique de Amar et Jézéquel (1972). Les essais pressiométriques de type Ménard ont été effectués sur des argiles algériennes par le Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction, LNHC.

2 METHODES D'INTERPRETATION DE L'ESSAI PRESSIOMETRIQUE

2.1 *Approche PRESSIDENT*

L'approche proposée par Boubanga (1990), Soegiri (1991) et Bahar (1992) permet une analyse rapide des résultats d'un essai pressiométrique considérant les hypothèses de déformation plane et de la symétrie axiale; elle permet aussi de prendre en compte les caractéristiques essentielles de l'essai pressiométrique à savoir une sollicitation non homogène dans un matériau au comportement non linéaire. Cette approche est générale et donc applicable pour toute loi de comportement. Un logiciel, baptisé PRESSIDENT, a été développé; il permet de déterminer certains paramètres d'une loi de comportement quelconque à partir des résultats de l'essai pressiométrique. Plusieurs modèles sont implantés dans ce code de calcul. C'est essentiellement sur le modèle hyperbolique de Duncan et Chang (1970) qu'une procédure d'identification pratique et utilisable est proposée. Ce modèle est simple avec quelques limitations mais, qui semble bien adapté à un certain nombre d'utilisations pratiques n'induisant pas de sollicitations trop complexes. Ce modèle fait apparaître sept paramètres : la cohésion c, l'angle de frottement φ, ainsi que les paramètres K_e, K_b, n, m et R_f. Une étude paramétrique menée sur ces sept constantes a permis de dégager les paramètres qui influent de façon importante sur les résultats d'un essai pressiométrique à savoir K_e, c et φ. Les paramètres K_b et R_f ont une influence plus faible et que n et m sont très peu influents. L'identification est donc réalisé essentiellement sur les trois paramètres K_e , c et φ. Le logiciel PRESSIDENT peut être utilisé de deux façons :

- les paramètres du modèle sont définis par l'utilisateur, le programme permet alors de simuler un essai pressiométrique à une profondeur donnée. Ce type d'utilisation est intéressant en particulier pour vérifier la validité des paramètres obtenus à partir d'autres essais (essais de laboratoire par exemple), ainsi que pour tester l'influence d'un paramètre difficile à identifier.

- la courbe expérimentale étant donnée, le logiciel, par une technique d'optimisation, évalue deux paramètres du modèle de Duncan et Chang (K_e, c ou φ) correspondant au meilleur calage possible entre la simulation et la courbe expérimentale. Dans le cas où l'on a à identifier le comportement d'une argile saturée (faible perméabilité), l'hypothèse d'un comportement non drainé est justifiée. Dans ce cas, on obtiendra les caractéristiques non drainées du sol c_u (φ=0). La figure 1 présente un exemple d'identification des paramètres du modèle de Duncan et Chang en utilisant PRESSIDENT.

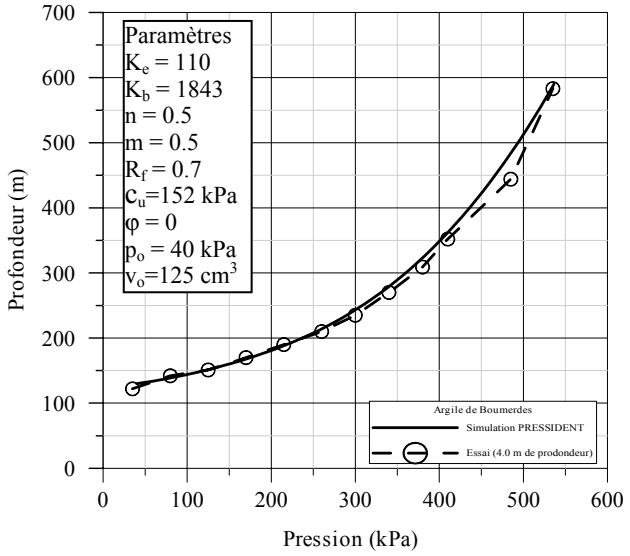


Figure 1. Exemple d'identification des paramètres du modèle hyperbolique de Duncan et Chang à partir d'un essai pressiométrique.

2.2 *Approche proposée par Bahar et Olivari*

Cette approche permet la détermination de la cohésion non drainée des argiles saturées. Elle utilise un modèle élastoplastique proposé par les auteurs dérivant du modèle de Prager généralisé (Iwan, 1967) en considérant une chaîne de n maillons élémentaires associés en série, chaque maillon étant un modèle de Prager classique. La déformation globale est donc la somme des déformations plastiques des maillons de la chaîne, certains d'entre eux pouvant ne pas se déformer si la sollicitation n'est pas suffisamment intense. Dans le cas tridimensionnel, le modèle de Prager classique fait intervenir un élément dissipatif défini par une surface charge convexe d'équation $f(s_{ij} - X_{ij}) = s^2$. Au cours de la sollicitation, la surface de charge subit une translation sans variation de volume (écrouissage cinématique). La condition d'incompressibilité impose de prendre ν=0.5 pour l'élément élastique, ce qui revient introduire comme seul paramètre élastique une raideur notée C. La loi d'évolution des variables d'écrouissage X_{ij}, s'écrit alors : $dX_{ij} = C\, d\varepsilon_{ij}^p$.

Le modèle est défini par la donnée des n complaisances des éléments élastiques et des n seuils des surfaces de charge qui leur sont associées. On peut éventuellement ajouter à la chaîne un élément élastique linéaire célibataire pour représenter l'élasticité initiale. Dans un tel cas le modèle est défini par 2n + 2 paramètres qui peuvent être représentés par un spectre discret de complaisances (Bahar et Olivari, 1993). Dans le cas de la modélisation du comportement de l'argile à court terme, le critère utilisé est le critère de Von Mises respectant la condition d'incompressibilité plastique:

$$\frac{2}{3}(s_{ij} - X_{ij})(s_{ij} - X_{ij}) - K^2 \le 0 \quad \text{avec} \quad K = 2\, c_u \qquad (1)$$

La réponse du modèle proposé sur un chemin triaxial est une ligne polygonale qui peut être considérée comme une discrétisation de la courbe expérimentale $R = f(\varepsilon_{ij}^p)$. Les auteurs (Bahar et Olivari, 1993 ; Olivari et Bahar, 1995) proposent une représentation analytique empirique pour définir les paramètres du modèle, définit par la relation 2 :

$$\varepsilon_d^p = -A\left(\ln(1 - R) + (1 - 2R)\frac{R}{1 - R}\right) \qquad (2)$$

$R = \dfrac{\sigma_1 - \sigma_3}{(\sigma_1 - \sigma_3)_r}$ et A une constante définie positive.

$\sigma_1 - \sigma_3$, $(\sigma_1 - \sigma_3)_r$ et ε_d^p sont respectivement le déviateur des contraintes, le déviateur des contraintes à la rupture et la déformation plastique déviatoire.

En définitive, le modèle est défini par 3 paramètres : le paramètre de courbure A, le module de Young E et la cohésion non drainée c_u.

La réponse du modèle sur un chemin pressiométrique est donnée par les équations suivantes :

$$d\varepsilon_r = C(r)\, ds_r \qquad d\varepsilon_\theta = -d\varepsilon_r \qquad d\varepsilon_z = 0 \qquad (3)$$

$$ds_r = \frac{d\varepsilon_r}{C(r)} \qquad ds_\theta = -ds_r \qquad ds_z = 0 \qquad (4)$$

$$C(r) = \frac{3}{2E} + 2\sum_{k=1}^{n^*} \frac{J_k}{S_k^2}\left(s_r - X_r^k\right)\left(s_r - X_r^k\right) \qquad (5)$$

ds et dε sont respectivement les tenseurs des incréments des contraintes déviatoires et des déformations.

S_k étant, à un coefficient près, le seuil associé au maillon d'indice k, qui s'exprime en fonction de c_u. Le coefficient C(r) est une fonction de r, car suivant la distance du point considéré à la paroi de la sonde, le nombre n^* de surface de charges activées est plus au moins grand.

Le problème est résolu complètement en introduisant une pression isotrope dp(r). Cette pression est déterminée à l'aide des équations d'équilibre et des conditions aux limites $d\sigma(r_o) = \Delta p_o$ et $d\sigma(r_e)=0$. On définit finalement :

$$d\sigma_r = dp(r) + ds_r \quad , \quad d\sigma_\theta = dp(r) + ds_\theta \quad , \quad d\sigma_z = dp(r) \qquad (6)$$

$$dp(r) = r_o\, dU_o\left[\left(\frac{1}{r^2\, C(r)}\right)_{r_e}^{r} + 2\int_r^{r_e} \frac{dr}{r^3\, C(r)}\right] \qquad (7)$$

$$dU_o = \frac{\Delta p_o}{\dfrac{r_o}{r_e^2\, C(r_e)} + 2\, r_o \displaystyle\int_r^{r_e} \frac{dr}{r^3\, C(r)}} \qquad (8)$$

dσ, est le tenseur des incréments des contraintes.

La détermination des trois paramètres du modèle proposé à partir de l'essai pressiométrique consiste en la résolution du problème inverse suivant : trouver un jeu de paramètres qui minimise l'écart entre des mesures expérimentales et la courbe simulée. La recherche du minimum requiert l'utilisation d'une technique d'optimisation. C'est la méthode simplexe qui est utilisée (Nelder et Mead, 1965). Un programme a été développé prenant en compte le modèle proposé. La figure 2 présente un exemple de simulation de l'essai pressiométrique et d'identification des paramètres du modèle du comportement proposé.

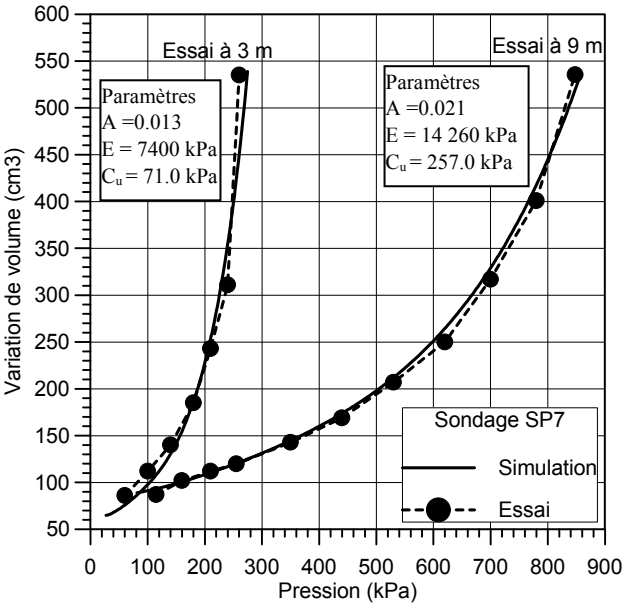


Figure 2. Exemple d'identification des paramètres du modèle proposé par Bahar et Olivari.

3 APPLICATION A QUELQUES ARGILES ALGERIENNES

3.1 *Description des sites*

3.1.1 *Site de Tissemsilt*

Les sondages carottés et pressiométriques effectués sur le site de Tissemsilt ont mis en évidence des argiles, des marnes légèrement graveleuses et des marnes altérées très gypseuses reposant sur un substratum marneux très raide. Le niveau d'eau est localisé à 2.0 m de profondeur. L'analyse des courbes granulométriques dénote un sol fin, dont le pourcentage de particules inférieures à 80 µm est de l'ordre de 98%, et 50% en moyenne des particules fines ont un diamètre inférieur à 2 µm. Le poids volumique du sol sec et la teneur en eau naturelle des échantillons testés varie respectivement entre 15.4 et 17.0 kN/m^3 et 19 et 30 %. Le degré de saturation avoisine les 100 %. Ces paramètres traduisent un sol moyennement dense, saturé et une teneur en eau élevée. Selon la classification de Casagrande, le sol étudié possède une plasticité très forte, la limite de liquidité et l'indice de plasticité sont respectivement compris entre 40 et 70% et 17 et 30 %. Le coefficient de consistance est en général supérieur à 1 traduisant un sol consistant. Les essais de cisaillement donnent une cohésion variant entre 15 et 50 kPa. Les résultats d'essais oedométriques mettent en évidence un sol normalement consolidé à surconsolidé, moyennement à fortement compressible.

Les pénétrogrammes ont mis en évidence des résistances de pointe statiques et dynamiques relativement faibles à très faibles sur les six premiers. Les essais pressiométriques ont fait apparaître deux couches de sol différentes : une couche caractérisée par des pressions limites inférieures à 800 kPa sur les premiers 5 à 6 m et une couche caractérisée par des pressions limites variant entre 1200 et 3000 kPa. Le rapport E_p/p_l passe de 10 à 15, montrant ainsi que le partie inférieure de site est surconsolidée.

3.1.2 *Site de Boufarik*

Les sondages carottés et pressiométriques révèlent un sol constitué de dépôts d'alluvions récentes avec matrice principale des argiles limoneuses à sableuses plus ou moins compactes en surfaces et molles à très molles en profondeur. Le niveau d'eau est localisé entre 4.0 et 9.0 m de profondeur à partir du terrain naturel en période sèche. Une remontée du plan d'eau de 2.0 m durant la période hivernale a été observée.

L'analyse des courbes granulométriques dénote un sol fin, dont le pourcentage de particules ayant un diamètre inférieur à 80 µm est de l'ordre de 75 à 95%, et plus de 50% en moyenne des particules fines (< 20 µm) sont inférieures à 2 µm. Les caractéristiques physiques des échantillons de sol analysés varient entre 14.5 et 17.1 kN/m^3 pour la densité sèche, entre 21.2 et 34.6 % pour la teneur en eau naturelle et les valeurs de degré de saturation sont très proches de 100%. Ces paramètres traduisent un sol de faible à moyenne densité, détrempé à saturé et une teneur en eau très élevée. Les argiles sont molles à miconsistantes moyennement à fortement plastiques, la limite de liquidité varie entre 40 et 61%, l'indice de plasticité est compris entre 17 et 30 % et le coefficient de consistance est inférieure à 1.0. Les essais de cisaillement donnent une cohésion variant entre 10 et 80 kPa. Les résultats d'essais oedométriques mettent en évidence un sol sous-consolidé, moyennement à fortement compressible.

Les valeurs des pressions limites p_l et des modules pressiométriques E_p sont variables. Les pressions limites des argiles varient entre 200 et 800 kPa sur la majorité des sondages pressiométriques. Le rapport E_p/p_l est souvent inférieur à 7. Selon la classification Ménard, le sol en place est classé dans la catégorie des terrains sous-consolidés et compressibles. Les valeurs de pénétration statique obtenues dans les argiles sont faibles à très faibles, elles oscillent entre 200 et 1500 kPa.

3.1.3 *Site de Boumerdes*

Le terrain est constitué d'un dépôt alluvionnaire récent formé d'argile plastique moyennement compressible recouverte par une couche sableuse. Le niveau de la nappe phréatique est localisé à partir de 2.0 m de profondeur. L'analyse des courbes granulométriques dénote un sol fin, 40 à 70% des particules ont un diamètre inférieur à 2 µm. Les identifications physiques réalisées donnent une densité sèche variant entre 17 et 18 kN/m^3, une teneur en eau naturelle de 22 % et un degré de saturation de 100%. La limite de liquidité varie entre 50 et 57% L'indice de plasticité est compris entre 25 et 30%. Ces paramètres traduisent un sol de moyenne densité, très plastique. Le coefficient de consistance varie entre 0.99 et 1.22 dénotant un sol moyennement consistant. Les essais de cisaillement donnent une cohésion variant entre 40 et 90 kPa. Les résultats d'essais oedométriques traduisent un sol sous-consolidé à normalement consolidé, moyennement compressible.

3.2 *Détermination de la cohésion non drainée*

Les figures 3a, 3b et 3c présentent les profils des cohésions non drainées obtenues à partir des deux approches présentées cidessus et celles obtenues à partir de la méthode empirique de Amar et Jézéquel (1972) donné par : $c_u = (p_l - p_o)/10 + 25$ (c_u en kPa). La figure 4 donne les cohésions non drainées issues des différentes méthodes en fonction la pression limite nette ($p_l - p_o$).

L'analyse de ces résultats montre clairement que les deux méthodes numériques donnent des résultats très proches pour des pressions limites variant entre 100 kPa et 1600 kPa. Pour le site de Tisemssilt, ces résultats sont en concordance avec ceux obtenus à partir de l'essais au pénétromètre statique (pour une pointe conique, $c_u = (q_c - p'_o)/N$, N = 10 à 15 (Cassan, 1988)). La corrélation linéaire entre la cohésion non drainée issue des deux méthodes numériques et la pression limite nette donne un rapport de $c_u/(p_l - p_o)$ de 3.23 pour la méthode de Bahar et Olivari et de 3.47 pour PRESSIDENT avec un coefficient de corrélation R respectivement de 0.98 et 0.97.

La confrontation des résultats obtenus à ceux issus à partir de la méthode empirique de Amar et Jézéquel indique clairement une différence pour des pressions limites supérieures à 0.3 MPa et restent assez proches pour des valeurs inférieures.

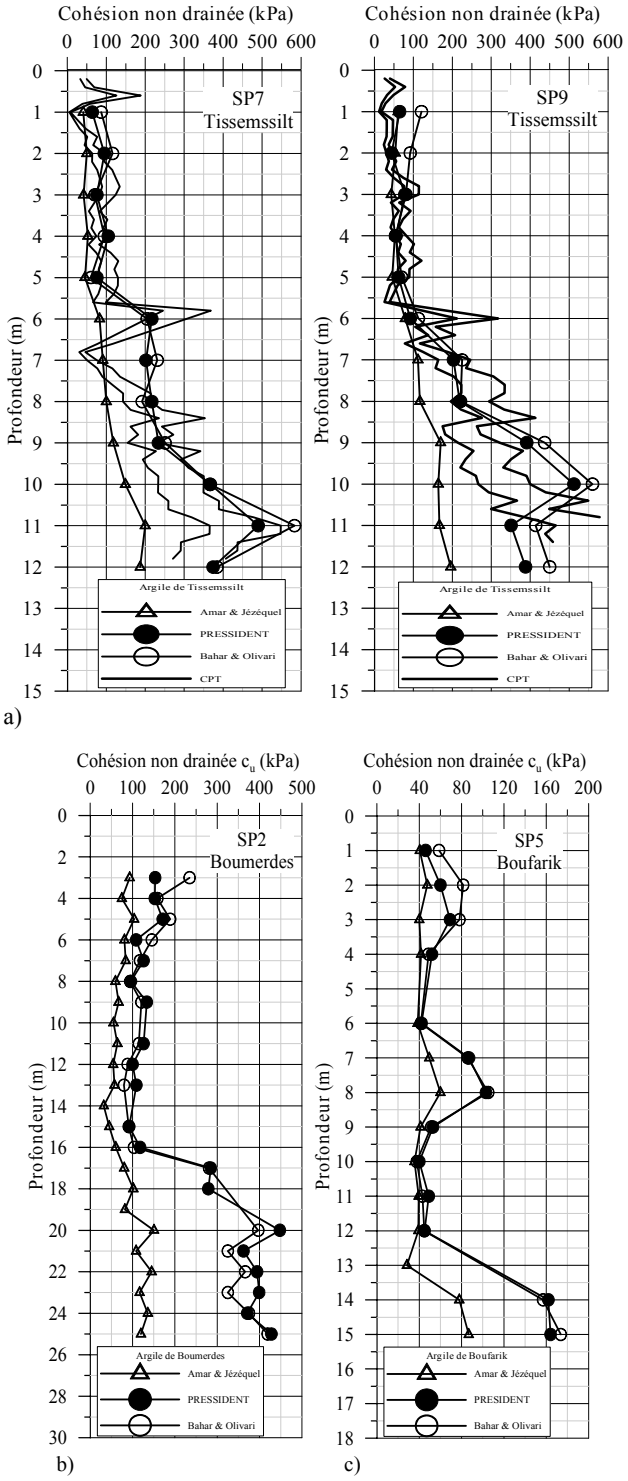


Figure 3. Profils des cohésions non drainées issues des différentes méthodes, sites : a) Tissemssilt, b) Boumerdes , c) Boufarik.

4 CONCLUSION

Les deux méthodes présentées dans cet article permettent de définir certains paramètres de comportement d'un sol à partir de l'essai pressiométrique. Ces deux méthodes permettent la prise en compte des caractéristiques essentielles de l'essai pressiométrique: sollicitation non homogène dans un matériau au comportement non linéaire. Leur utilisation pour l'identification de la cohésion non drainée de trois sites argileux saturés donne des résultats comparables.

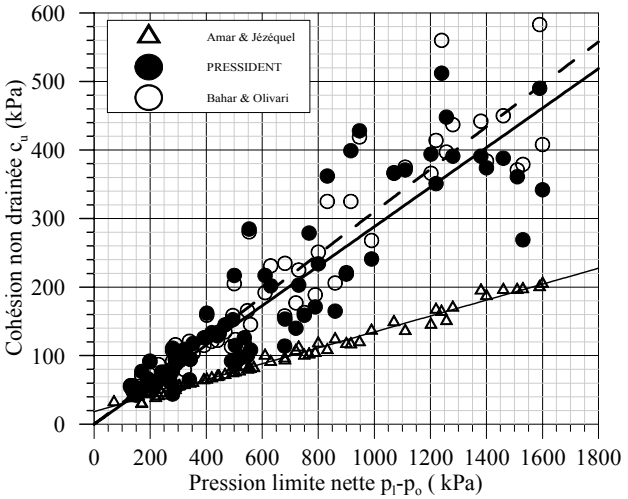


Figure 4. Cohésions non drainées issues des différentes méthodes en fonction la pression limite nette.

Pour le site de Tissemssilt, ces résultats sont assez proches à ceux issus des essais au pénétromètre statique. La comparaison des cohésions non drainées obtenues avec celles issues de la méthode empirique montre des différences importantes pour des pressions limites supérieures à 400 kPa.

REFERENCES

Amar, S. and Jézéquel, J.F. 1972. Essais en place et en laboratoire sur sols cohérents : comparaison des résultats. *Bulletin de Liaison des Ponts et Chaussée,* Paris, 58, 97-108.

Bahar, R. 1992. Analyse numérique de l'essai pressiométrique : application à l'identification de paramètres de comportement des sols, *Thèse de doctorat*, Ecole Centrale de Lyon

Bahar, R. and Olivari, G. 1993. Analyse de la réponse du modèle Prager généralisé sur chemin pressiométrique, *Actes du 6ème Colloque Franco-Polonais de Mécanique des Sols Appliquée*, 97-104, Douai, France.

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

Boubanga, A. 1990. Identification de paramètres de comportement des sols à partir de l'essai pressiométrique. *Thèse de doctorat.* Ecole Centrale de Lyon. France.

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

Cassan, M. 1978. *Les essais in situ en mécanique des sols*, vol. 1, Eyrolles (Eds).

Duncan, J.M. and Chang, C.V. 1970. Non linear analysis of stress and strain in soils. *Journal of the Mechanics and Foundations Engineering Division*, 96, SM5, 1629-1653.

Gibson, R.E. and Anderson, W.F. 1961. In situ measurement of soils properties with the pressuremeter, *Civ. Engng. Publ. Wks. Review* , 56, 658, 615-618.

Iwan, W.D. 1967. On a class of models for the yielding behaviour of continuous and composite systems. *J. of applied Mechanics*, 612-617.

Ménard L. 1957. Mesures in situ des propriétés physiques des sols, *Annales des Ponts et Chaussées*, l.3, 357-376.

Nelder, J..A. and Mead, R. 1965. A simplex method for function minimisation. *The computer journal*, 7, 308-313.

Olivari, G. and Bahar, R. 1995. Response of generalized Prager's model on pressuremeter path. *Proc. 4th Int. Sym. on pressuremeter*. A.A Balkema, 207-213, Sherbrooke, Canada.

Salençon, J. 1966. Expansion quasi-statique d'une cavité à symétrie sphérique ou cylindrique dans un milieu élastoplastique. *Annales des Ponts et Chaussées*, 3, 175-187.