

Caractérisation mécanique des sols par l'essai pressiométrique

Mechanical Characterization of the Soil from the Pressuremeter Test Results

J. Monnet

UJF-Grenoble 1 CNRS UMR 5521, Laboratoire 3SR, Grenoble, France

RÉSUMÉ : A partir d'une interprétation théorique élasto-plastique avec dilataance de l'essai pressiométrique, l'article propose une classification des sols en frottement d'après les mesures adimensionnelles G^e/p_0 (G^e : module de cisaillement élastique ; p_0 pression horizontale des terres au repos) et p_l/p_0 (p_l pression limite conventionnelle). Dans le cas des sols purement cohésifs, l'article propose une identification à partir du logarithme de G^e et de la pression limite nette $p_l - p_0$. Une application de ces méthodes d'identification est réalisée sur plusieurs campagnes de reconnaissance pressiométriques.

ABSTRACT: From a theoretical elastoplastic interpretation with dilation of the pressuremeter test, the paper presents a classification of friction soils based on dimensionless measurements G^e/p_0 (G^e : elastic shear modulus, p_0 horizontal earth pressure at rest) and p_l/p_0 (p_l standard limit pressure). In the case of purely cohesive soil, the paper proposes identification from the logarithm of G^e and net limit pressure $p_l - p_0$. An application of these methods of identification is carried out on several pressuremeter soil surveys.

MOTS-CLEFS: essai pressiométrique, frottement, cohésion, identification

KEYWORDS: pressuremeter test, friction, cohesion, identification

1. INTRODUCTION.

L'identification mécanique des sols est une démarche essentielle pour le bon déroulement des études géotechniques qui se font maintenant de plus en plus souvent par des moyens de calculs numériques (éléments finis, différences finies...). La détermination des caractéristiques mécaniques est souvent rendue difficile par l'impossibilité de prélever des échantillons intacts et représentatifs pouvant être testés au laboratoire. Ces contraintes ont amené l'utilisation courante des essais in situ pour caractériser les sols. Parmi ces essais, l'essai pressiométrique est le seul essai permettant de mesurer à la fois une caractéristique de déformation (E_M ou/et E^e) et une caractéristique de résistance p_l . Pour le pénétromètre, on connaît le diagramme de Robertson (1986) qui permet de classer l'origine géotechnique des sols à partir de la résistance de cône q_c et du frottement latéral R_f . Pour le pressiomètre, une première synthèse générale a été proposée (Baud 2005) pour classer les sols d'après les mesures adimensionnelles E_M/p_{LM}^* et p_{LM}^*/p_0 réalisées au pressiomètre. Cette approche ne permet pas de remonter aux caractéristiques mécaniques du sol.

Sur la base de la théorie développée précédemment pour le sable (Monnet et Khelif 1994, Monnet 2012) et pour l'argile (Monnet 2007), l'article propose une classification des sols d'après les mesures adimensionnelles G^e/p_0 (G^e : module de cisaillement élastique ; p_0 pression horizontale des terres au repos) et p_l/p_0 (p_l pression limite) réalisées au pressiomètre, mais aussi une détermination en terme de frottement des sols classés comme sableux et frottant et en terme de cohésion non drainée c_u des sols classés comme cohésifs.

2. THEORIE DU CISAILLEMENT PRESSIOMETRIQUE

2.1 Cas des sols frottant

Plusieurs chercheurs ont fait l'hypothèse d'une plasticité non standard pour représenter la cisaillement pressiométrique (Monnet 1990, Yu et Houlsby 1991, Allouani et al. 1995,

Cambou et Bahar 1993, Bahar et al. 1995). Cette hypothèse a été reprise (Monnet 2012) avec un potentiel plastique $H(\sigma')$ (Eq.1), un angle de dilataance Ψ (Eq.2) et un critère de Mohr-Coulomb (Eq.3):

$$H(\sigma') = (\sigma'_1 - \sigma'_3) - \sin \Psi \cdot (\sigma'_1 + \sigma'_3) \quad (1)$$

$$d\bar{\epsilon}^p = \xi(1 - \sin \psi, \quad 0, \quad -1 - \sin \psi)' \quad (2)$$

$$F(\sigma) = (\sigma'_1 - \sigma'_3) - \sin \Phi' \cdot (\sigma'_1 + \sigma'_3) \quad (3)$$

2.1.1 Expression théorique de la dilataance

Nous utilisons l'expression de l'écoulement plastique proposé par Frydman et al., (1973). On suppose que l'énergie dissipée par unité de volume pendant le chargement dW^p (Eq.4) est égale à l'énergie dissipée par le glissement entre les particules dans le plan octaédrique (Eq.5) avec Φ_μ la valeur moyenne de l'angle de frottement intergranulaire. Les variables σ_{oct} et τ_{oct} sont l'expression des contraintes dans la plan octaédrique, ϵ_m^p et ϵ_d^p sont l'expression des déformations plastiques correspondantes aux contraintes octaédriques :

$$dW^p = 3 \cdot \sigma_{oct} \cdot d\epsilon_m^p + 3 \cdot \tau_{oct} \cdot d\epsilon_d^p \quad (4)$$

$$dW^p = 3 \cdot \sigma_{oct} \cdot tg \Phi_\mu \cdot d\epsilon_d^p \quad (5)$$

Ceci permet de déterminer la relation entre la contrainte et la déformation plastique :

$$\frac{\tau_{oct}}{\sigma_{oct}} + \frac{d\epsilon_m^p}{d\epsilon_d^p} = tg \Phi_\mu \quad (6)$$

Au maximum de résistance à l'essai triaxial, le rapport N entre les contraintes est uniquement fonction de l'angle de frottement (Eq.7), et le rapport entre les contraintes octaédrique est une fonction de l'angle de frottement interne Φ (Eq.8):

$$N = \frac{\sigma_1}{\sigma_3} = \frac{1 + \sin \Phi}{1 - \sin \Phi} \quad (7)$$

$$\frac{\tau_{oct}}{\sigma_{oct}} = \frac{2 \cdot \sin \Phi \cdot \sqrt{2}}{3 - \sin \Phi} \quad (8)$$

La loi d'écoulement non associé (Eq.2) permet de définir le rapport entre les déformations plastiques volumétrique et de distorsion en fonction de l'angle de dilatance (Eq.9). On définit également le rapport de dilatance n (Eq.10) :

$$\frac{d\varepsilon_m^p}{d\varepsilon_d^p} = \frac{-4 \cdot \sin \Psi}{(3 - \sin \Psi) \cdot \sqrt{2}} \quad (9)$$

$$n = \frac{1 + \sin \Psi}{1 - \sin \Psi} \quad (10)$$

La connaissance du rapport entre les déformations plastiques volumétrique et de distorsion (Eq.9) ainsi que le rapport des contraintes (Eq.8) peuvent alors être introduit dans la relation de Frydman (Eq.6). Ceci permet d'atteindre une relation théorique (Eq.11) de la dilatance Ψ qui est liée à l'angle de frottement Φ et au frottement intergranulaire Φ_μ .

$$\sin \Psi = \frac{3 \cdot \sqrt{2} \cdot \left(\frac{2 \cdot \sin \Phi \cdot \sqrt{2}}{3 - \sin \Phi} - tg \Phi_\mu \right)}{4 + \sqrt{2} \cdot \left(\frac{2 \cdot \sin \Phi \cdot \sqrt{2}}{3 - \sin \Phi} - tg \Phi_\mu \right)} \quad (11)$$

Une relation entre la dilatance et l'angle de frottement a également été proposée par Bolton (1986) d'après des essais triaxiaux (Eq.12). Il existe également une expression de la dilatance (Eq.13) proposée par Rowe (1962) déduite de l'équilibre des particules dans un cisaillement triaxial

$$0,8 \cdot \Psi = \Phi - \Phi_{cv} \quad (12)$$

$$\sin \Psi = \frac{\left(\frac{1 + \sin \Phi}{1 - \sin \Phi} \right) \left(\frac{1 - \sin \Phi_{cv}}{1 + \sin \Phi_{cv}} \right) - 1}{\left(\frac{1 + \sin \Phi}{1 - \sin \Phi} \right) \left(\frac{1 - \sin \Phi_{cv}}{1 + \sin \Phi_{cv}} \right) + 1} \quad (13)$$

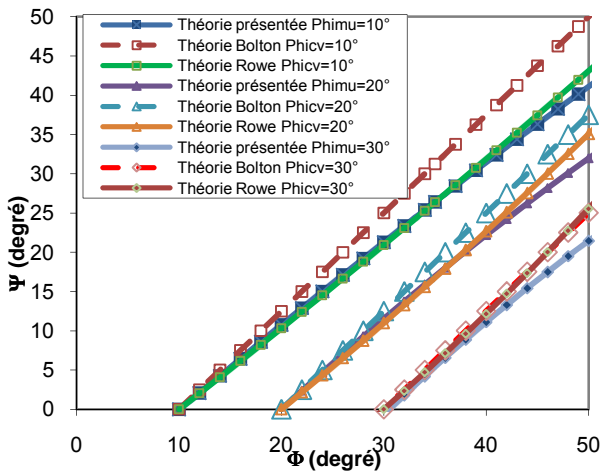


Figure 1 : Comparaison de l'angle de dilatance en fonction du frottement pour l'expression théorique proposée et les expressions de Bolton et de Rowe.

Sur la Figure 1, on compare les valeurs de la dilatance obtenues par l'expression théorique avec les résultats des expressions de Bolton (1986) et de Rowe (1962). Comme Biarez et Hicher (1994), nous supposons que l'angle correspondant à la contraction maximale de l'échantillon pendant l'essai triaxial est égal à l'angle de frottement critique Φ_{cv} et à l'angle de frottement intergranulaire Φ_μ . On voit que l'écart entre la dilatance théorique (Eq.11) et la dilatance de Rowe (Eq.13) est inférieure à 4°. L'expression théorique est également proche de l'expression expérimentale (Eq.12) pour la gamme usuelle d'angle de frottement (Φ : 20°-45°) et d'angle critique (Φ_{cv} : 20°-30°) mais donne une valeur plus petite de la dilatance pour des angles de frottement Φ supérieurs à 45° et

des petits angles critique (Φ_{cv} : 10°). La relation (Eq.11) qui est trouvée d'un point de vue théorique, peut être utilisée dans un état de contrainte tridimensionnel et sera choisi pour la présente étude.

2.1.2 Conditions d'équilibre élasto-plastique

L'évolution des contraintes principales le long du rayon présente trois d'équilibre élasto-plastique différents depuis la paroi du forage vers la rayon infini :

- première zone : la plasticité apparaît entre la contrainte radiale σ_r et la contrainte circonférentielle σ_θ dans le plan horizontal avec la condition d'équilibre (Eq.14). Cette première zone plastique s'étend entre le rayon a (paroi du forage) et le rayon b (rayon externe de la première zone plastique).
- seconde zone : la plasticité peut apparaître dans le plan vertical entre la contrainte verticale σ_r et la contrainte circonférentielle σ_θ avec la condition d'équilibre (Eq.15) dans une zone située entre les rayons b et c (rayon externe de ces deux domaines en plasticité). Ce résultat a également été constaté par Wood et Wroth (1977). Cette zone peut être étendue pour un sol dur où les différences initiales entre les contraintes radiale et verticale sont plus grandes.
- troisième zone : un équilibre élastique s'étend après le rayon c .

$$\sigma_r - \sigma_\theta + r \cdot \frac{d\sigma_r}{dr} = 0 \quad (14)$$

$$\frac{d\sigma_z}{dz} = \gamma \quad (15)$$

2.1.3 Pression limite conventionnelle

Les hypothèses précédentes permettent de trouver l'expression théorique de la courbe pressiométrique (Monnet 2012). Pour le doublement du volume de la sonde, on atteint une déformation du forage de $\sqrt{2}-1$. Cette valeur de la déformation peut être introduite dans l'expression théorique de l'expansion pressiométrique. Ceci conduit à la valeur théorique de la pression limite conventionnelle dans le cas général où la seconde zone plastique est absente :

$$p'_l = \frac{2 \cdot K_0 \cdot \gamma \cdot z}{(1+N)} \cdot \delta \cdot \sqrt{\frac{[(1+n) \cdot (\sqrt{2}-1) - C_1] \cdot 2 \cdot G^e \cdot (1+N)}{K_0 \gamma \cdot z \cdot [(1-N) \cdot (1+n) - 2 \cdot G^e \cdot C_1 \cdot (1+N)]}} \quad (16)$$

$$C_1 = \frac{2 \cdot K_0 \cdot \gamma \cdot z \cdot (1-N) \cdot (n-1)}{2 \cdot G^e \cdot (1+N)} \quad (17)$$

$$\delta = \frac{1+n}{1-N} \quad (18)$$

Cette relation théorique a été validée par une analyse numérique aux éléments finis (Monnet 2012) avec une étude paramétrique complète montrant l'importance des différentes variables de la relation théorique (Eq.16).

$$p'_l = 250 \cdot [2^{(\Phi-24)/4}] + K_0 \cdot \gamma \cdot z \quad (19)$$

Il apparaît que la pression limite (Eq.16) est proportionnelle à la contrainte horizontale au repos et à la profondeur. Elle dépend de l'angle de frottement à travers la variable N (Eq.7), de la dilatance à travers la variable n (Eq.10) et du module de cisaillement élastique G^e . Cette relation est assez différente de celle de Ménard (Eq.19) qui a été reprise par le CTR4 (Amar et al. 1991) et qui n'est pas proportionnelle à la profondeur.

2.2 Cas des sols cohérents

2.2.1 Condition d'équilibre élasto-plastique

Comme Baguelin et al. (1972) nous supposons un comportement élasto-plastique du sol avec une condition de plasticité standard liée à la cohésion non drainée c_u (Eq.20) :

$$G(\sigma) = (\sigma'_1 - \sigma'_3) - 2.c_u \quad (20)$$

La plasticité se développe sans dilatance avec un potentiel associé identique à la fonction de charge.

2.2.2 Pression limite conventionnelle

Les conditions d'équilibres dans le plan horizontal et dans le plan vertical permettent de trouver l'expression théorique de la courbe pressiométrique (Monnet 2007). En particulier pour le doublement du volume de la sonde, on atteint une déformation du forage de $\sqrt{2}-1$. Ceci conduit à l'expression théorique de la pression limite conventionnelle dans le cas usuel où une seule zone plastique se développe autour de la sonde (Eq.21) :

$$p_l = \gamma \cdot z + c_u \cdot \ln \left[\frac{2 \cdot G^e (\sqrt{2}-1) + c_u}{(1+K_0) \cdot \gamma \cdot z + c_u} \right] \quad (21)$$

Cette relation théorique a été validée par une analyse numérique aux éléments finis (Monnet 2007) avec une étude paramétrique complète montrant l'importance des différentes variables de la relation théorique (Eq.21).

La pression limite est proportionnelle à la cohésion non drainée c_u . Cette relation est assez différente de la relation expérimentale de Ménard (Eq. 22 et 23) qui a été reprise par le Regional Technical Committee 4 (Amar et al. 1991) :

$$p_l = 5,5 \cdot c_u + K_0 \cdot \gamma \cdot z \quad (22)$$

Pour $p_l - p_0$ inférieur à 300kPa

$$p_l = 10 \cdot (c_u - 25) + K_0 \cdot \gamma \cdot z \quad (23)$$

Pour $p_l - p_0$ supérieur à 300kPa

3. CARACTERISATION MECANIQUE DES SOLS PAR L'ESSAI PRESSIOMETRIQUE

3.1 Démarche de construction d'un abaque pressiométrique

La démarche de construction d'un abaque d'interprétation pressiométrique se développe en 3 étapes successives :

3.1.1 Résolution de l'équilibre élasto-plastique autour du pressiomètre

Les conditions d'équilibre élastoplastique ont permis de déterminer l'expression théorique de la pression limite dans le cas du sol pulvérulent (Eq.16) et du sol cohérent (Eq.21).

3.1.2 Validation numérique par Plaxis

Ces relations montrent que la pression limite pour le sable dépend de 5 paramètres (K_0 : coefficient des terres au repos, σ'_z : contrainte verticale, G^e : module élastique de cisaillement, Φ : angle de frottement interne, Ψ : angle de dilatance). La simulation numérique par Plaxis de l'essai pressiométrique a permis de valider l'expression de la pression limite pour le sol pulvérulent. Une variation systématique de chacun des paramètres a montré l'influence de chacun de ces paramètres sur la valeur de la pression limite (Monnet, 2012). Cette étude conduit à la conclusion que K_0 a peu d'importance sur la variation de la pression limite. Dans la suite de l'article nous prenons une valeur moyenne de 0,67 pour le sable.

Pour l'argile, l'expression théorique de la pression limite dépend de 4 paramètres (K_0 : coefficient des terres au repos, σ'_z : contrainte verticale, G^e : module élastique de cisaillement, c_u : cohésion non drainée). La simulation numérique par Plaxis de l'essai pressiométrique a permis de valider l'expression de la pression limite pour le sol cohérent. Une étude numérique paramétrique de validation a montré l'influence relative de chacun des paramètres (Monnet, 2007). On trouve que K_0 a une faible influence sur la variation de la pression limite. Dans la suite de l'article nous prenons une valeur constante égale à 0,9.

3.1.3/ Construction des deux abaques pressiométriques:
Pour construire de telles abaques, il faut mettre en relation 3 variables, dont l'une d'entre elle est la pression limite. Cette simplification est abordée dans les deux paragraphes suivants.

3.2 Cas des sols frottant

Dans le cas des sols frottant, la pression limite p_l dépend de la contrainte horizontale p_0 , du module de cisaillement élastique G^e , de l'angle de dilatance Ψ (par le rapport n) et de l'angle de frottement Φ (par le rapport N).

Une première simplification peut être réalisée en utilisant la relation théorique de la dilatance (Eq.11). La dilatance devient alors une fonction unique du frottement. La valeur du frottement intergranulaire est indépendante du frottement interne du sol et de l'état de densité. Cet angle ne dépend que de l'état de surface des grains et peut être lié à l'indice de plasticité ainsi qu'à la nature du sol (Tab.1). Il s'exprime avec un critère de Drucker et correspond à la notion d'angle de frottement critique Φ_{CV} lié au critère de Mohr-Coulomb. L'expérience montre qu'un frottement intergranulaire Φ_μ moyen de 29° peut être supposé pour tous les sols non plastiques. C'est l'hypothèse utilisée ici.

Pour éliminer encore une variable et permettre de construire un abaque pressiométrique, nous pouvons remarquer que la pression limite (Eq.11) est proportionnelle à la contrainte horizontale p_0 . Si on divise les deux membres de la relation par p_0 , on obtient alors une équation entre 2 variables adimensionnelles.

La valeur de la contrainte horizontale au repos peut être mesurée par plusieurs méthodes, notamment par l'inversion du fluage au déchargement (Hughes 2012).

La valeur du module de cisaillement élastique peut être mesurée sur le cycle déchargement-chargeement par la relation (Eq.24) dans le cas de la sonde Ménard, ou alors par la pente du cycle de la courbe entre la contrainte appliquée au forage et la déformation de celui-ci. Il y a au moins deux avantages à utiliser le module élastique G^e , d'une part G^e est la variable qui intervient dans les équations théoriques et d'autre part c'est une variable directe de l'essai pressiométrique qui ne nécessite pas une hypothèse sur le coefficient de Poisson du sol.

$$G^e = \left[V_s + \frac{(V_f - V_i)}{2} \right] \cdot \left[\frac{(p_f - p_i)}{(V_f - V_i)} \right] \quad (24)$$

Tableau 1 : Valeur usuelle du frottement intergranulaire

Classe de sol	Ip (%)	Φ_μ (degré)	Φ_{cv} (degré)
Sable, grave	-	29°	29,4
Limon, classe A1	0-12	28°	28,3°
Argile peu plastique A2	12-25	20°	20°
Argile plastique, A3	25-40	15°	15°
Argile très plastique, A4	>40	10°	10,1°

L'angle de frottement du sol peut alors être déterminé directement (Fig.2) par la relation entre les variables adimensionnelles G^e/p_0 et $(p_l - u_0)/p_0$ issue de la relation théorique (Eq.16). Dans cette figure l'angle de frottement intergranulaire est pris égal à 29° pour les courbes d'iso frottement supérieur ou égal à 30°, ce qui introduit un terme de dilatance dans l'interprétation. Pour les courbes d'iso-frottement inférieures à 30° l'angle de frottement intergranulaire est choisi égal à l'angle de frottement interne, ce qui correspond à une dilatance nulle. L'abaque est construit en faisant varier la contrainte verticale σ'_z entre 20 et 1020kPa, avec K_0 constant

égal à 0,67 ce qui fait que p_0 varie en proportion de σ_z , G^e varie de 384 à 134615kPa, Φ varie de 20 à 50°. Les courbes de lissage des points théoriques sont construites par régression polynomiale avec des coefficients de corrélation compris entre 0,996 et 1.

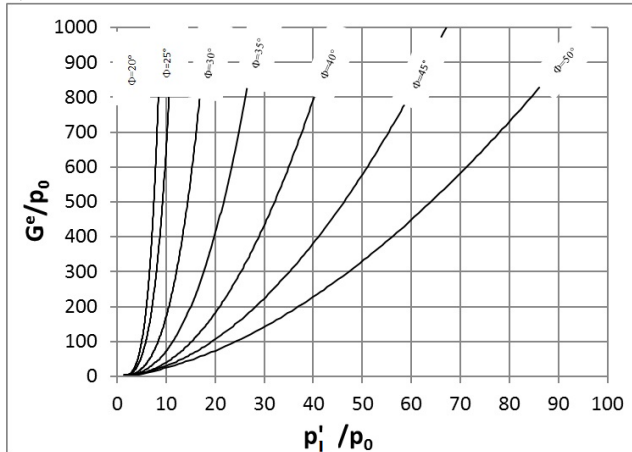


Figure 2 : Relation entre le module d'élasticité et la pression limite en fonction de l'angle de frottement interne

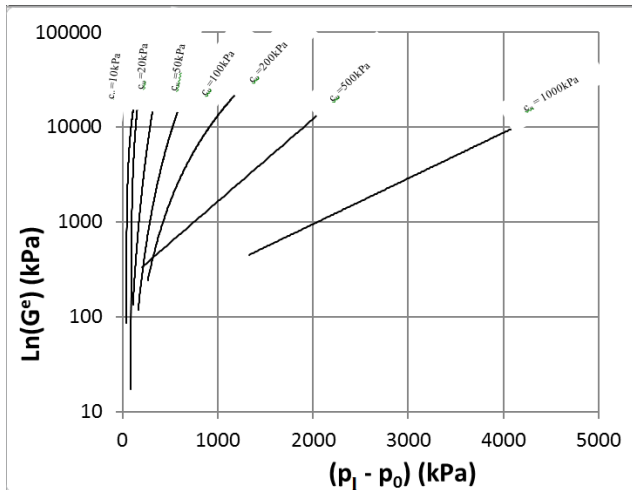


Figure 3 : Relation entre le module d'élasticité et la pression limite en fonction de la cohésion

3.2 Cas des sols cohérents

Dans le cas des sols cohérents, l'expression théorique (Eq.21) exprime une relation entre le logarithme du module de cisaillement élastique G^e et la pression limite nette (Eq.21) qui peut s'exprimer graphiquement (Fig.3). Sur cette figure σ_z varie entre 18 et 1020kPa, K_0 est constant à 0,9 ce qui fait que p_0 varie en proportion de σ_z , G^e varie de 384 à 134615kPa, c_u varie de 10 à 1000kPa. Les courbes de lissage des points théoriques sont construites par régression polynomiale ou exponentielle avec des coefficients de corrélation de 0,27 pour $c_u=10$ kPa, de 0,67 pour $c_u=20$ kPa et compris entre 0,90 et 1 pour les cohésions supérieures à 20kPa.

4. ETUDES DE CAS

La méthode d'identification a été appliquée à plusieurs campagnes d'essais pressiométriques.

4.1 Graves de Bellecour

Lors de la construction de la ligne A du métro de Lyon, place Bellecour une campagne de reconnaissance pressiométrique a été réalisée. Le sol est constitué de graves alluviales de la Saône et du Rhône. Les essais triaxiaux qui ont été effectués à l'Université de Grenoble sur des échantillons reconstitués, ont indiqués un angle de frottement moyen de

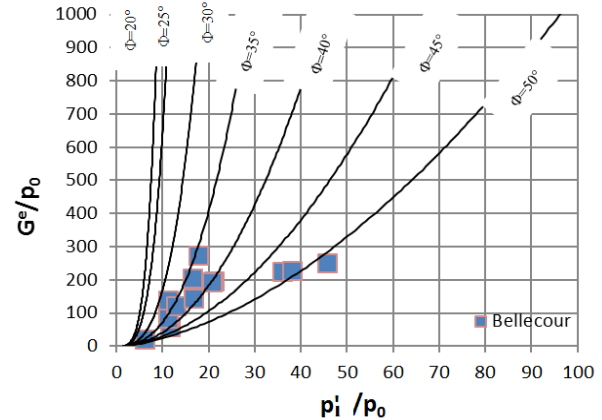


Figure 4 : Interprétation en frottement des essais pressiométriques de la place Bellecour

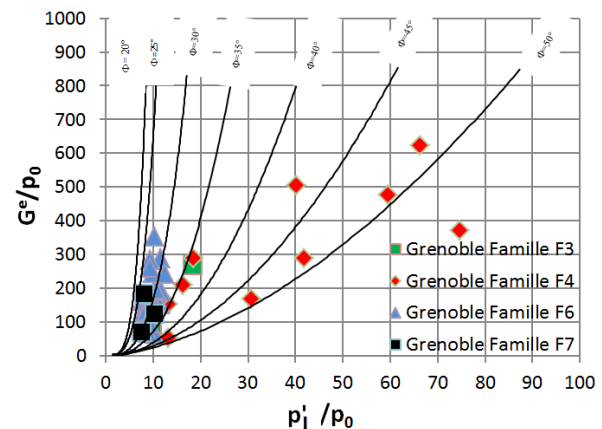


Figure 5 : Interprétation en frottement des essais pressiométriques du projet de tunnel Nord à Grenoble

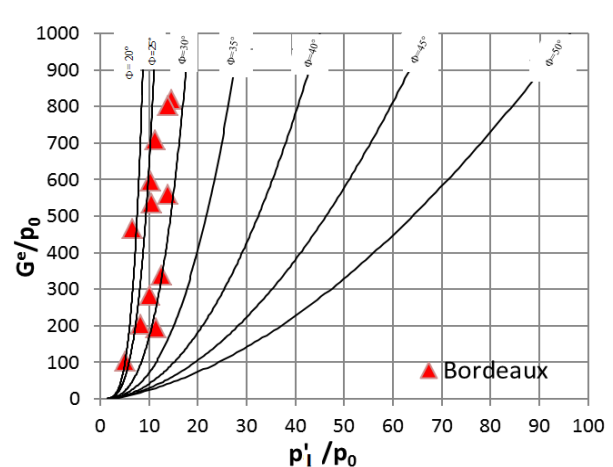


Figure 6 : Interprétation en frottement des essais pressiométriques du collecteur de Cauderan-Naujac à Bordeaux

41,3°, avec 19kPa de cohésion et un angle de frottement intergranulaire de 30°. Le module de Young moyen est de 28MPa, et le coefficient de Poisson de 0,36.

L'analyse par l'abaque pressiométrique (Fig.4) montre que les essais pressiométriques sont dans une gamme de frottement entre 35°-40° avec quelques essais dont le frottement excède 45°. On observe ici une variabilité de l'ordre de 2° du frottement du sol autour d'une valeur moyenne de 39° légèrement plus faible que l'angle de frottement trouvé au triaxial.

4.2 Tunnel Nord de Grenoble

Lors des reconnaissances pour le projet de tunnel Nord à Grenoble, il a été réalisé plusieurs forages carottés qui ont permis d'identifier principalement 4 familles de sols :

- Famille F3 : des *limons sableux marrons* à verts de surface sur 3 à 7 m d'épaisseur localement sous-jacents aux remblais F1 et surmontant les sables et graviers.
- Famille F4 : des *sables et graviers* généralement constitués de sables fins gris noirâtres parfois vaseux (sablon) à passées limoneuses ou sablo-graveleuses (vers l'Est) de puissance 3 à 20 m et qui sont sous-jacents aux limons F3.
- Famille F6 : des *sables fins et limons en alternance gris noirs* moyennement compacts se situant sous les sables et graviers de la famille F4 avec des passées limoneuses.
- Famille F7 : des *limons sableux gris noirs* profonds peu compacts se retrouvant à l'Ouest du projet, se déstructurant au prélèvement. D'origine glacio-lacustre ou fluviatile, ils sont cependant traités globalement, leurs caractéristiques étant homogènes

Les essais triaxiaux réalisés sur des échantillons reconstitués ont indiqué pour la Famille F6 un angle de frottement de 37,2° et un module d'élasticité de 36MPa avec un coefficient de Poisson de 0,26. Pour la famille F7 l'essai triaxial indique un angle de frottement de 35,4° et un module d'élasticité de 17MPa avec un coefficient de Poisson de 0,39. Aucun échantillon des familles F3 et F4 n'a été testé.

L'analyse par abaque pressiométrique (Fig.5) montre pour la famille F3 (limons sableux) une valeur du frottement proche de 35° pour 2 essais. La famille F4 (sables et graviers) présente une grande dispersion avec des angles de frottement dans la gamme 35°- 48°. La famille F6 (sables fins et limons) est très homogène, avec un frottement dans la gamme 28°-30° ; La famille F7 (limons sableux gris noirs) est également dans la même gamme de frottement.

4.3 Site de Cauderan-Naujac, Bordeaux

Le site de Cauderan-Naujac à Bordeaux est caractérisé par une couche d'argiles de 0 à 7 m., puis une couche de sable bien gradué à partir de 8 m. de profondeur. Les essais triaxiaux qui ont été réalisés à l'Université de Grenoble ont indiqués un angle de frottement moyen de 35,9°, sans cohésion, avec un angle de frottement intergranulaire de 26°. On peut noter que cet angle de frottement intergranulaire est inférieur au frottement intergranulaire usuel des sables qui est en moyenne de 29°. Ceci est sans doute dû à l'origine marine de ces sables qui sont roulés et dont les grains sont arrondis. Le module de Young moyen est de 30000 kPa, et le coefficient de Poisson de 0,436, ce qui donne un coefficient K_0 de 0,773. L'échantillon était remanié, reconsolidé et drainé à la masse volumique initiale moyenne de 1,8 gr./cm³.

L'analyse par l'abaque pressiométrique (Fig.6) donne un sol relativement homogène en frottement dans la gamme de 25°-30°, mais avec une relative dispersion en module de cisaillement. Dans ce cas, les essais in-situ donnent des caractéristiques de résistance au cisaillement plus faibles de 5°

environ que les mesures réalisées au laboratoire pour des échantillons remaniés et reconstitués.

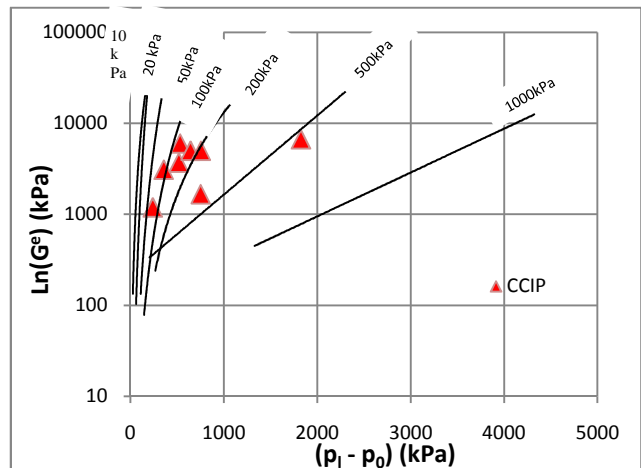


Figure 7 : Interprétation en cohésion des essais pressiométriques du projet CCIP, Paris

4.4 Site du CCIP, Paris

Pour le projet de Centre de Conférence International, quai de Branly à Paris (CCIP) des reconnaissances pressiométriques ont été réalisées. Le site présente 5 couches investiguées qui sont successivement :

- De 0 à 4m (R) des remblais modernes
- De 4 à 11m (Am) des alluvions modernes
- De 11 à 15m des alluvions anciennes (Aa) et des sables d'Auteil (SA)
- De 15m à 29m (Ap) les argiles plastiques du Sparnacien.
- De 29-34m (SdB) des sables de Bracheux

Les essais de laboratoire ont portés sur les argiles du Sparnacien, avec des essais triaxiaux consolidés drainés à faible vitesse (1µ/mn). On trouve une cohésion drainée de 65kPa et un frottement drainé de 23°. Dans les conditions non-drainée, la cohésion non drainée est de 80kPa.

L'analyse par abaque pressiométrique (Fig.7) montre que la plupart des essais réalisés entre 16 et 25m correspondent à une couche relativement homogène de cohésion moyenne 100-200kPa plus forte que les essais de laboratoire. Toutefois, l'essai le plus profond (24,5m) indique une cohésion assez différente de l'ordre de 500kPa qui semble correspondre à une couche surconsolidée. L'utilisation de la relation de Ménard (Eq.23) donne une cohésion dans la gamme 140-340kPa un peu plus forte que l'abaque pressiométrique et sensiblement plus forte que les essais de laboratoire.

5. CONCLUSIONS

L'analyse théorique de l'essai pressiométrique à l'aide de l'élasto-plasticité avec dilataance pour le sol frottant et sans dilataance pour le sol cohérent permet de construire deux abaques de classification des sols naturels, soit en fonction de leur frottement interne Φ , soit en fonction de leur cohésion non-drainée c_u . Ces relations ont été validées numériquement par l'analyse aux éléments finis. Ces abaques montrent que la pression limite conventionnelle dépend non seulement du frottement Φ ou de la cohésion non drainée c_u , mais aussi du module de cisaillement G^e ainsi que de la contrainte horizontale au repos p_0 .

L'application de l'abaque pressiométrique a permis de déterminer les angles de frottement sur trois sites géotechniques. Les valeurs trouvées sont globalement en accord avec les résultats des essais triaxiaux disponibles.

L'analyse par abaque pressiométrique a été effectuée également sur un site correspondant à un sol cohésif. La cohésion issue de l'analyse pressiométrique semble en accord avec les résultats des essais de laboratoire.

Cette nouvelle méthode d'interprétation pressiométrique est plus simple que l'utilisation de logiciels spécifiques et permet dorénavant d'utiliser l'essai pressiométrique comme un essai de cisaillement in-situ pour caractériser les sols naturels, sans passer par un logiciel spécifique de dépouillement ni passer par les essais de laboratoire qui nécessitent un prélèvement d'échantillon intact et sont souvent plus longs à réaliser.

6. REFERENCES

- Amar S., Clarke B.G.F. and Gambin M., Orr T.L.L. The application of pressuremeter test results to foundation design in Europe, Comité Technique Régional Européen 4, Pressiomètre, A.A.Balkema; 1991; 1-24.
- Baguelin F., Jezequel J.F. Le Mee E. and Le Mehaute A. Expansion of cylindrical probes in cohesive soils, ASCE Soil Mechanics, 1972, 11: 1129-1142
- Bahar R., Cambou B., Labanieh S. and Foray P. Estimation of soil parameters using a pressuremeter test, 4th int. symposium, The pressuremeter and its new avenues, Sherbrooke, 1995; 65-72.
- Baud J.P. 2005. Analyse des résultats pressiométriques Ménard dans un diagramme spectral $\text{Log}(p_{LM})$ $\text{Log}(E_M/p_{LM})$ et utilisation des regroupements statistiques dans la modélisation d'un site, *Symp.Int. ISP5 – Pressio 2005, Paris, Vol.1*, 22-34
- Biares J., Hicher P.Y. Elementary mechanics of soils behaviour, saturated remoulded soils, Balkema, Rotterdam, 1994.
- Bolton M.D. The strength and dilatancy of sand, *Geotechnique*, 1986; 36: 65-77.
- Cambou B. and Bahar R. Utilisation de l'essai pressiométrique pour l'identification de paramètres intrinsèques du comportement du sol, *Revue Française de Géotechnique*, 1993 ; 63 : 39-50.
- Frydman, Zeitlen and Alpan. The yielding behaviour of particulate media, *Canadian Geotechnical Journal*, 1973; 10: 341-362.
- Hughes J.. 2012. Movement on a deep shaft wall, *Notes personnelles*.
- Monnet J. 1990. Theoretical study of elasto-plastic equilibrium around pressuremeter in sands, 3th International Symposium on Pressuremeters, Oxford, 137-148.
- Monnet J. and Khelif J. 1994. Etude théorique de l'équilibre élastoplastique d'un sol pulvérulent autour du pressiomètre, *Revue Française Géotechnique* (67), 71-80.
- Monnet J. 2007. Numerical validation of an elastoplastic formulation of the conventional limit pressure measured with the pressuremeter Test in cohesive Soil, *ASCE, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, American Society of Civil Engineers*, 133(9) 1119-1127.
- Monnet J. 2012. An Elasto-Plastic analysis of the Pressuremeter Test in Granular Soil – part 1: theory , *European J. of Environmental and Civil Engineering*, 16(6) 699-714.
- Monnet J. 2012. An Elasto-Plastic analysis of the Pressuremeter Test in Granular Soil – part 2: Numerical study , *European J. of Environmental and Civil Engineering*, 16(6) 715-729.
- Robertson P.K. 1986. Soil classification using the cone penetration test, *Can. Geotech. Journal*, 27, 151-158.
- Rowe P.W. , 1962. The stress dilatancy relation for static equilibrium, *Proceedings Royal Society*, 269: 500-527.
- Wood D.M. and Wroth P.C., 1977. Some laboratory experiments related to the results of pressuremeter tests, *Geotechnique*, 27 : 2, 181-201.
- Yu H.S. and Houlsby G.T. 1991. Finite cavity expansion in dilatant soils: loading analysis, *Geotechnique*, 41: 2, 173-183.