

ELASTICITE NON LINEAR ELASTICITY APPLIQUEE A L'ESSAI PRESSIOMETRIQUE

Julien HABERT¹, Alexandre LOPES¹

NON-LINEAR ELASTICITY APPLIED TO PRESSUREMETER TEST

¹ Terrasol, Paris, France

RÉSUMÉ – Cet article propose une modélisation de l'essai pressiométrique en tenant compte du comportement élastique non linéaire des terrains. Pour les sols fins, associées à des conditions non drainées lors de l'essai, l'interprétation proposée permet d'intégrer la décroissance du module de cisaillement avec le niveau de déformations et d'obtenir des expressions analytiques de la courbe d'expansion pressiométrique et aussi de la pression interstitielle. Une modélisation par différences finies permet de valider les expressions obtenues. Des comparaisons à des essais pressiométriques montrent l'intérêt de la méthode développée.

ABSTRACT – This paper proposes a modelling approach of the pressuremeter tests taking into account the non-linear elastic behaviour of grounds. For fine soils, associated to undrained conditions, the proposed interpretation enables to include the decrease of the shear modulus with strain level to obtain closed form solutions of the expansion curve and also of the pore pressure. A finite difference modelling approach confirms the closed form solutions that have been obtained. Comparisons with pressuremeter tests show the relevance of the proposed approach.

1. Introduction

L'essai pressiométrique constitue une méthode d'essai efficace pour caractériser la déformabilité des terrains, *in situ*, en limitant le remaniement, et à grande échelle. Sollicitant les terrains dans des plages de déformation et de contraintes étendues, et éventuellement associé à des boucles de chargement/déchargement, cet essai permet en effet de mesurer le module de cisaillement, mais encore de caractériser, i) d'une part sa décroissance avec le niveau de déformation, et ii) d'autre part sa variation avec le niveau de contrainte.

De façon associée, cette double dépendance, qui se traduit par un comportement élastique non linéaire, conduit, lors de l'essai pressiométrique, à des niveaux de déformation et de contraintes variables avec la distance aux parois de la cavité, et donc en conséquence du module de cisaillement, qui n'est plus constant avec la distance aux parois de la cavité. Cette complexité doit donc être considérée lors de l'interprétation et la détermination du module de cisaillement, fonction de la déformation et de la contrainte.

Divers développements ont été réalisés et présentés avec des lois de comportement complexes (Dano et Hicher, 1990), ou dédiées aux sols fins (Ferreira et Robertson, 1992, Bolton et Whittle, 1999), pour différentes lois d'élasticité non linéaire. Le présent article s'appuie sur les lois d'élasticité non linéaire classiquement utilisées aujourd'hui.

Dans un premier temps, le problème d'expansion de cavité cylindrique est résolu analytiquement pour les sols fins, permettant de supposer le déroulement de l'essai en conditions non drainées, en retenant l'hypothèse des petites déformations.

Les résultats obtenus sont ensuite confrontés à une modélisation numérique, qui permet de dépasser le cadre des petites déformations.

Enfin, les résultats obtenus, ne nécessitant que la fourniture d'une courbe d'expansion monotone, sont confrontés à des essais pressiométriques comprenant également des boucles de chargement/déchargement ou associés à des mesures de pression interstitielle aux parois de la cavité pressiométrique.

2. Développements analytiques

2.1 Hypothèses

2.1.1 Loi de comportement

Le type de loi de comportement proposé par Hardin et Drnevich (1972), est retenu. Dans le cas d'un sol fin, la loi de comportement est entièrement décrite par le module de cisaillement initial G_0 , et la cohésion non drainée c_U .

L'expression (1) exprime l'évolution du module de cisaillement sécant G_{sec} avec la distorsion γ , qui peut également être écrite selon l'équation (2) pour caractériser l'évolution de la contrainte de cisaillement τ .

$$\frac{G_{sec}}{G_0} = \frac{1}{1 + \frac{G_0 \gamma}{c_U}} \quad (1)$$

$$\tau = \frac{G_0 \gamma}{\frac{1}{1 + \frac{G_0 \gamma}{c_U}}} \quad (2)$$

La Figure (1) montre l'évolution du module de cisaillement sécant (qui décroît avec le niveau de déformation) et de la contrainte de cisaillement correspondante.

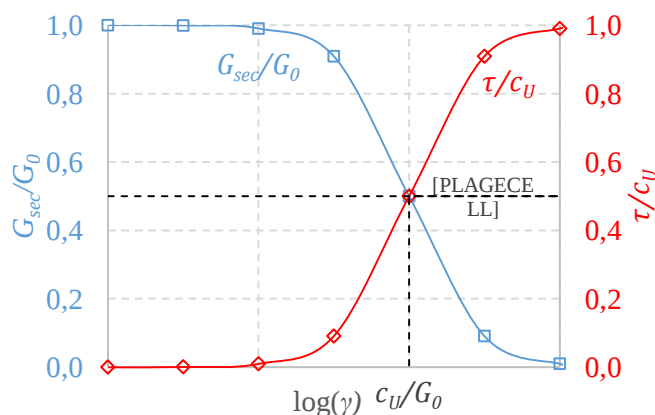


Figure 1 : Loi de comportement retenue

2.1.2 Hypothèses complémentaires

Le comportement non drainé est d'abord retenu. Cela conduit à deux simplifications :

- D'une part à supposer l'absence de déformations volumique, permettant de simplifier l'expression du déviateur des contraintes avec la distance aux parois de la cavité,
- D'autre part, à supposer que la contrainte effective reste constante durant l'essai

Par ailleurs, le calcul suppose une cavité cylindrique d'expansion infinie. Les déformations verticales et les variations de contrainte verticale restent nulles. L'effet de la contrainte verticale est également négligé dans cette approche, en gardant à l'esprit que celle-ci peut avoir une certaine influence (Monnet et Chema, 1995). Enfin, pour cette première étape, l'hypothèse des petites déformations est retenue.

2.2 Développements

En conditions axisymétriques et déformations planes, l'équilibre respecte l'équation (3) ci-dessous.

$$r \frac{d\sigma_r}{dr} + (\sigma_r - \sigma_\theta) = 0 \quad (3)$$

où $\Delta\sigma_r$ et $\Delta\sigma_\theta$ sont respectivement les contraintes radiales et orthoradiales, et r la distance radiale à l'axe de la cavité, qui évolue au cours de l'essai, comme indiqué sur la Figure 2.

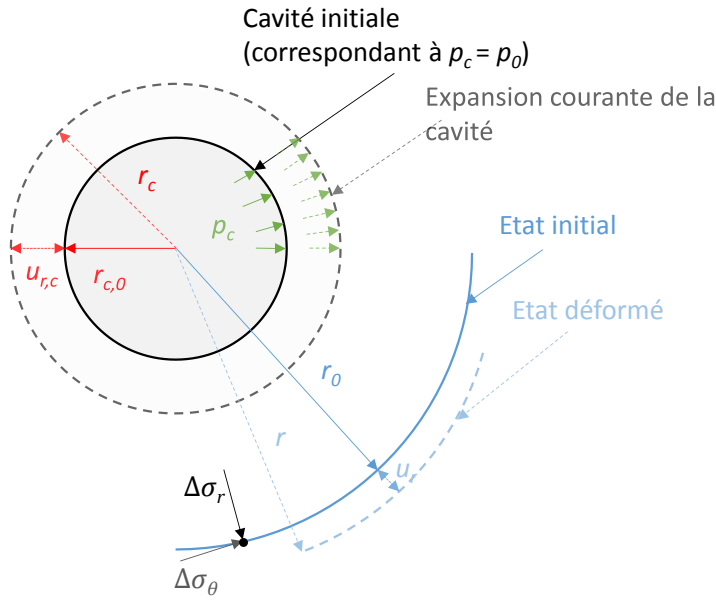


Figure 2 : Notations

L'Equation (3) peut être réécrite en utilisant la contrainte tangentielle τ , comme indiqué sur l'Equation (4) :

$$r \frac{d\sigma_r}{dr} + 2\tau = 0 \quad (4)$$

Le détail du raisonnement est présenté par Habert et Burlon (2021), et permet d'aboutir à l'équation (5), qui permet d'obtenir la courbe d'expansion complète, p_c fonction de la distorsion aux parois de la cavité $\gamma_c = u_{r,c}/r_{c,0}$, où $r_{c,0}$ est le volume de la cavité avant déchargement lié au forage et à la mise en place de la sonde pressiométrique, correspondant à $p_c = p_0$.

$$(\Delta\sigma_{r,c}) = p_c - p_0 = c_U \ln \left(1 + \gamma_c \frac{G_0}{c_U} \right) \quad (5)$$

Basé sur un développement différent, ce résultat est en accord avec les résultats obtenus par Ferreira et Robertson, 1992.

Les contraintes radiales $\Delta\sigma_r$ et orthoradiales $\Delta\sigma_\theta$ à une distance quelconque des parois de la cavité peuvent également être obtenues avec les Equations (6) et (7).

$$\Delta\sigma_r = p_0 + c_U \left(1 + \frac{(r_c^2 - r_{c,0}^2) G_0}{r^2 c_U} \right) \quad (6)$$

$$\Delta\sigma_\theta = \Delta\sigma_r - \frac{2}{\frac{r^2}{(r_c^2 - r_{c,0}^2)G_0} + \frac{1}{c_u}} \quad (7)$$

Etant donné le caractère non drainé de l'essai, la pression interstitielle Δu peut être également déterminée en tout point du terrain. En particulier aux parois de la cavité, Δu_c peut être déterminée, selon l'équation (8).

$$\Delta u_c = \left(\frac{\Delta\sigma_{r,c} + \Delta\sigma_{\theta,c}}{2} \right) \quad (8)$$

2.3 Premières illustrations

Au-delà de l'expression complète de la courbe pressiométrique, l'expression précédente permet de représenter l'état de contrainte, ainsi que l'évolution du module sécant avec la distance initiale r_0 aux parois de la cavité, sur la Figure 3.

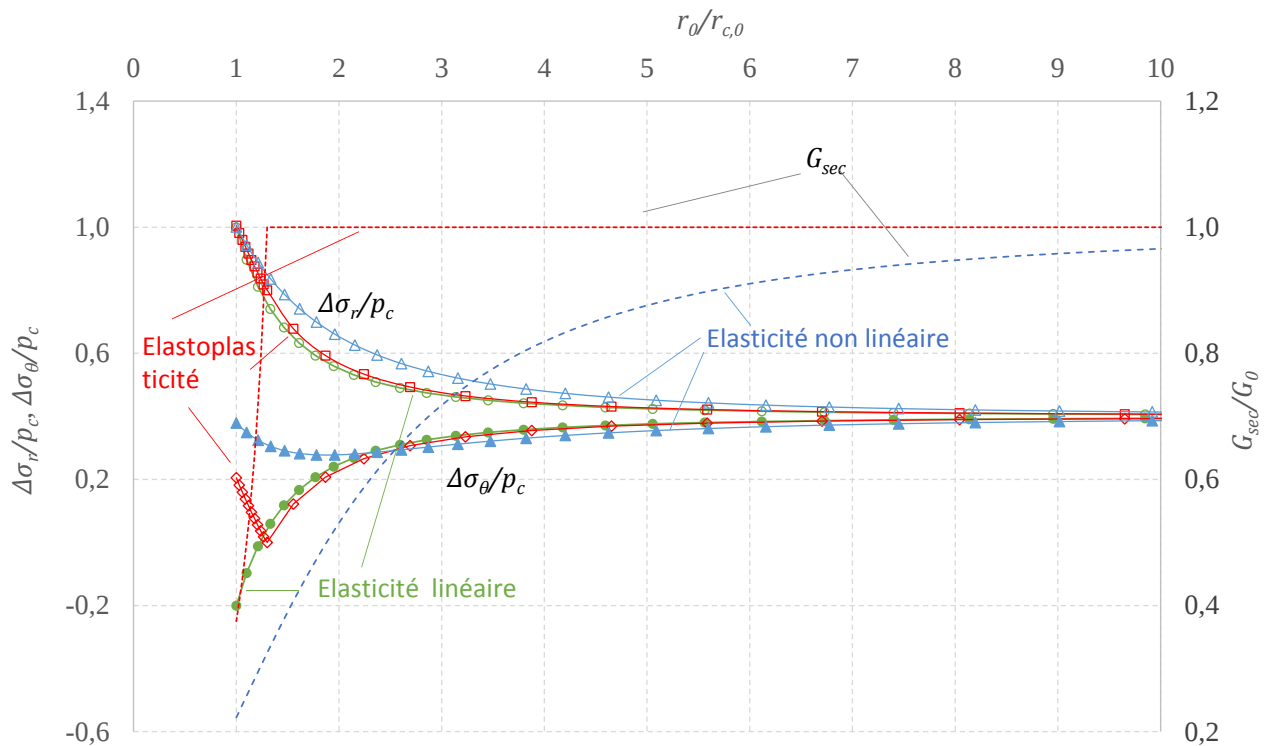


Figure 3 : Contraintes horizontales et module sécant autour de la cavité ($p_0 = c_u = 0,2$ MPa, $G_0 = 50$ MPa, $p_c = 0,5$ MPa) selon la loi de comportement du terrain

La variation du module de cisaillement avec la distance aux parois de la cavité est ainsi mise en évidence. En contre-partie, cela montre que tout module de cisaillement directement dérivé de la courbe pressiométrique n'est qu'un module apparent. Il peut par exemple être montré qu'avec la loi de comportement supposée ici, le module de cisaillement sécant apparent obtenu en utilisant $\Delta p_c / \Delta \gamma_c$ est en fait un module de cisaillement tangent (Muir Wood, 1990).

Cela conduit également à une répartition différente des contraintes, qui s'exprime dès les faibles valeurs de pressions aux parois de la cavité, et qui se traduit par le développement d'une certaine pression interstitielle Δu .

3. Modélisation numérique

3.1 Principe de la modélisation

Une modélisation en différences finies est réalisée, tout en gardant les mêmes hypothèses que précédemment. Le principe du maillage et les notations sont indiqués sur la Figure 4.

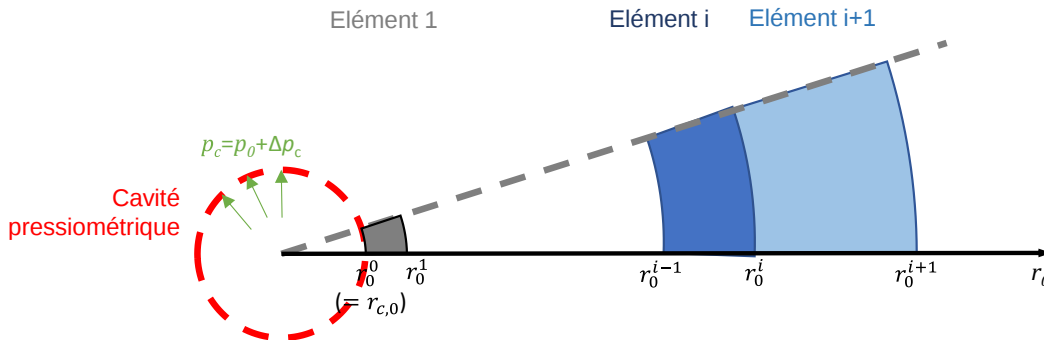


Figure 4 : principe du maillage et des notations retenus pour la modélisation en différences finies

3.2 Au-delà des petites déformations

La modélisation précédente est reprise en s'affranchissant des petites déformations, et en actualisant le maillage en fonction des déplacements observés. Les différents résultats obtenus sont comparés entre eux, en ajoutant également la solution analytique obtenue par Ferreira et Robertson (1994) pour les grandes déformations sur la Figure 6.

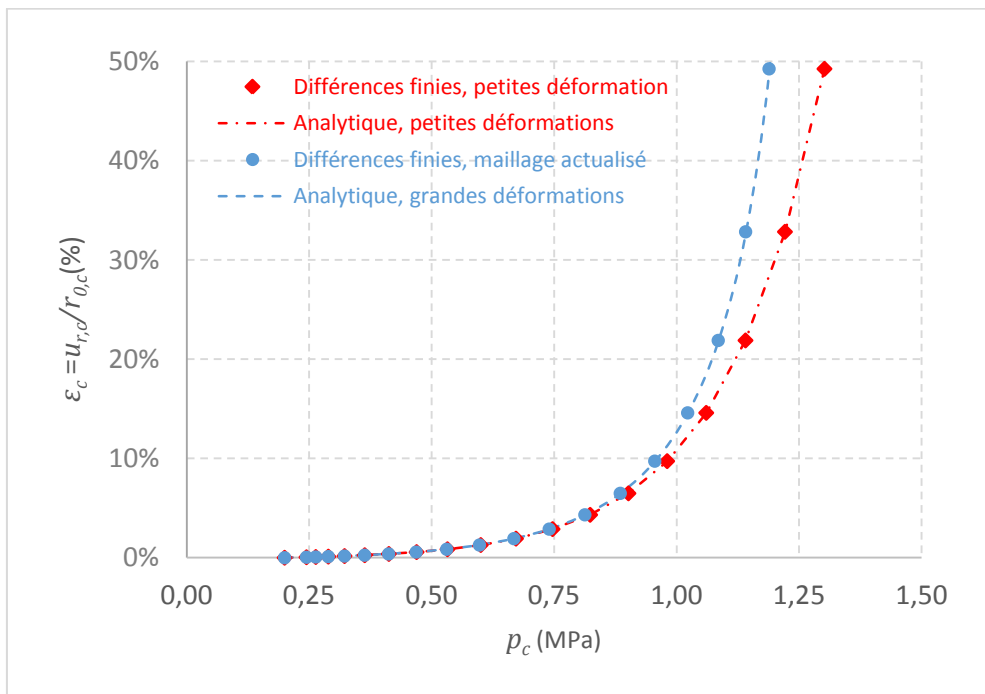


Figure 5 : Courbes d'expansion ($p_0 = c_U = 0,2$ MPa, $G_0 = 50$ MPa) associées aux méthodes

La Figure précédente met en évidence i) la bonne concordance entre les approches analytiques et les approches en différences finies, ainsi que ii) l'importance d'aller au-delà de l'hypothèse des petites déformations dans le cas d'utilisation de toute la courbe d'expansion monotone.

4. Application à un essai dans les argiles des Flandres

4.1 Modules mesurés dans l'argile des Flandres

Une première comparaison est menée sur un essai monotone réalisé dans l'argile des Flandres, sur le site de Merville, à 11 m de profondeur et présenté par Lopes, 2020. L'essai utilisé est présenté sur la Figure 6.

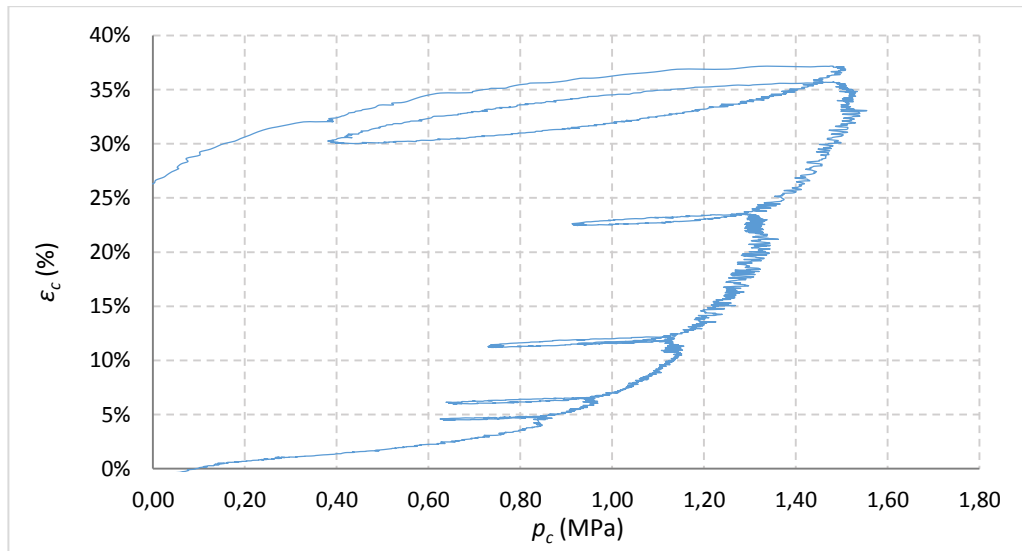


Figure 6 : Essai d'expansion utilisé (préforage, Merville, 11,1 m de profondeur)

Les développements détaillés dans le présent article sont utilisés en ne retenant que la seule partie monotone de la courbe d'expansion. La méthode de rétro-calage utilisée est la suivante :

- Supposition d'un intervalle pertinent pour la contrainte horizontale au repos : avec un coefficient de pression des terres au repos K_0 compris entre 0,6 et 0,9, p_0 varie entre 0,177 et 0,213 MPa,
- Utilisation de la fin de la courbe pour déterminer la cohésion non drainée c_U en se basant sur le rapport $p_c / \ln(\Delta V_c / V_c)$ (Palmer, 1972), conduisant à $c_U = 0,337$ MPa
- Rétro-calage pour obtenir la valeur du module de cisaillement initial G_0 , en considérant l'hypothèse des grandes déformations : un module de cisaillement initial G_0 variant entre 33 et 43 MPa.

Les courbes de décroissance données par l'équation (1) correspondantes sont tracées dans la Figure 7 et comparées aux valeurs déterminées par Lopes (2020), dans lesquelles les modules de cisaillement initiaux G_0 variant entre 36 et 39 MPa.

Les valeurs obtenues par les deux approches apparaissent semblables. Il peut être noté que les cohésions non-drainées élevées obtenues (des explications pouvant être la non prise en compte par hypothèse d'un éventuel radoucissement) conduisent à avoir une distorsion seuil de référence $\gamma_{0,5}$ également élevée.

4.2 Pression interstitielle dans l'argile de Londres

Un des essais pressiométriques autoforés avec mesure de pression interstitielle et présentés par Bolton et Whittle (1999) est utilisé. L'essai retenu est situé à 17,5 m de profondeur dans l'argile de Londres.

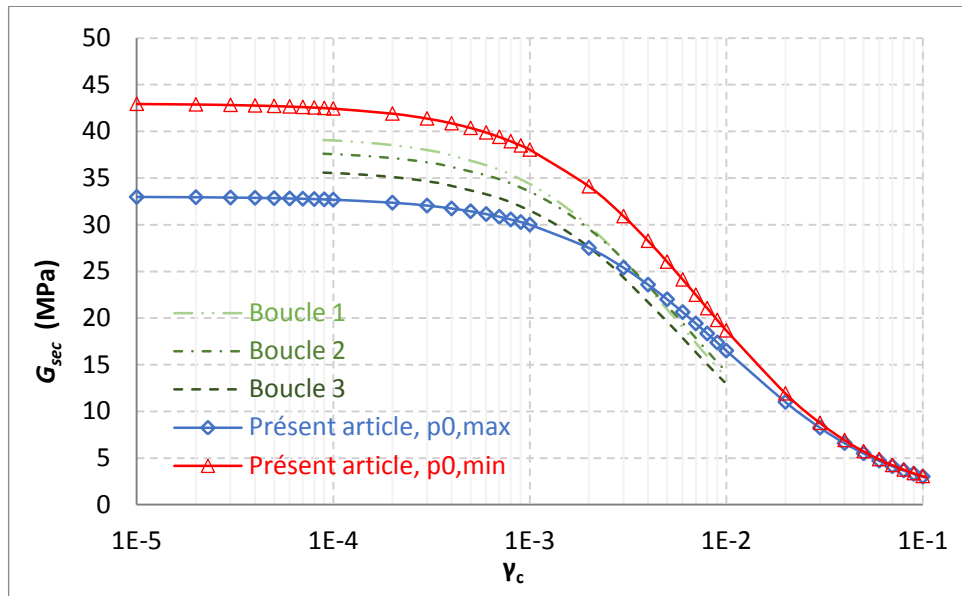


Figure 7 : Décroissance du module de cisaillement, comparaison avec les résultats obtenus par Lopes (2020)

Le calage de l'essai, réalisé avec la même méthodologie que précédemment, est présenté sur la Figure 8. La pression interstitielle se développant dans l'essai, avant la réalisation des boucles de déchargement-rechargement, est également comparée aux mesures réalisées.

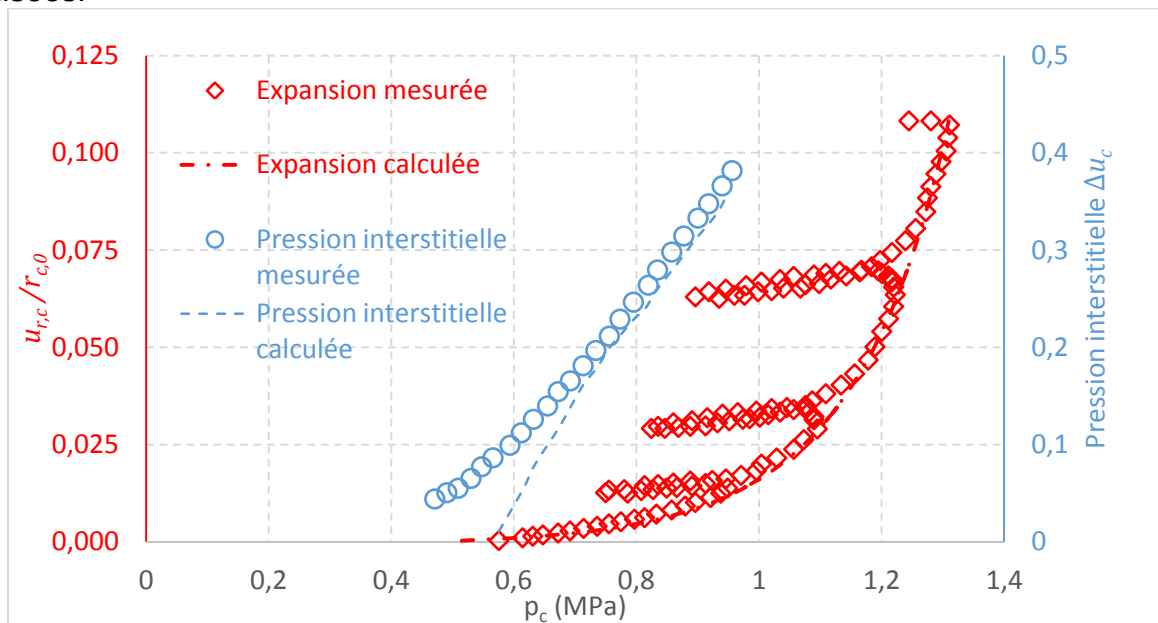


Figure 8 : Comparaison entre la méthode d'interprétation utilisée par Lopes (2020) et celle proposée dans ce travail

Les valeurs de pression interstitielle retrouvées par le calcul sont ainsi assez proches des valeurs expérimentales, une fois mis de côté la première phase de l'essai. Il pourrait être imaginé d'utiliser les valeurs de pression interstitielle pour consolider les valeurs de module de cisaillement initial et de cohésion non drainée dérivées de l'essai.

5. Conclusions

Le présent article propose une modélisation de l'essai pressiométrique en tenant compte du comportement élastique non linéaire des terrains. Pour les sols fins, associés à des

conditions non drainées lors de l'essai, l'interprétation proposée permet d'accéder à la décroissance du module de cisaillement avec la distorsion ainsi que le développement de la pression interstitielle. Une modélisation par différences finies a permis de valider la méthode analytique proposée et d'étendre la solution au-delà de l'hypothèse des petites déformations.

Les développements proposés ont été comparés aux résultats d'essais présentant des boucles de déchargement/rechargement additionnelles ou des mesures de pression interstitielle, afin de mettre en évidence la pertinence de la méthode.

Les éléments présentés ici peuvent être facilement étendus à des hypothèses plus larges : sols grenus associés à des déformations volumiques lors du cisaillement et dépendance des modules à la contrainte moyenne intervenant en cours d'essai, prise en compte des déformations volumiques lors du cisaillement, drainage en cours d'essai, influence de la contrainte verticale ne restant pas la contrainte principale intermédiaire, etc.

6. Références bibliographiques

Ce travail a été en grande partie développé dans le cadre du Projet National ARSCOP, Nouvelles Approches de Reconnaissance des Sols et de Conception des Ouvrages Géotechniques à partir du Pressiomètre.

7. Références bibliographiques

- Baguelin, F., Jezequel, J., Shields, D.H., 1978. The Pressuremeter and Foundation Engineering.
- Bolton M.D., Whittle R.W. A non-linear elastic/perfectly plastic analysis for plane strain undrained expansion tests. *Géotechnique*. 1 févr 1999;49(1):133-41.
- Dano C., Hicher P.Y. Identification of the parameters of an elasto-plastic model with strain-softening by inverse analysis of pressuremeter tests. In: 3rd International Conference on Identification in Engineering Systems. 2002.
- Ferreira R., Robertson P. Interpretation of undrained self-boring pressuremeter test results incorporating unloading. *Canadian Geotechnical Journal*. 1992; 29:918-928.
- Habert J., Burlon S. Taking into account inhomogeneous distortion around the pressuremeter probe to determine shear modulus. In: ISC'6. Budapest; 2021.
- Ferreira R., Robertson P.K. Large-strain undrained pressuremeter interpretation based on loading and unloading data. *Canadian Geotechnical Journal*. 1994;31:71-8.
- Hardin B.O. , Drnevich V.P. Shear Modulus and Damping in Soil: Design Equations and Curves. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*. 1972;98(7):667-92.
- Jardine, R. J. (1992). Nonlinear stiffness parameters from undrained pressuremeter tests. *Canadian Geotechnical Journal*, 29(3), 436-447.
- Lopes dos Santos A. Determination of soil shear modulus at low strain level using an innovative pressuremeter probe. Application to cyclic pile design. 2020.
- Monnet J., Chemaï T. Étude théorique et expérimentale de l'équilibre élasto-plastique d'un sol cohérent autour du pressiomètre. *Revue Française de Géotechnique*. 1995;15- 26.
- Muir Wood D. Strain-dependent moduli and pressuremeter tests. *Géotechnique*. 1 sept 1990;40(3):509- 12.
- Palmer, A.C., 1972. Undrained plane-strain expansion of a cylindrical cavity in clay: a simple interpretation of the pressuremeter test. *Géotechnique* 22, 451–457. <https://doi.org/10.1680/geot.1972.22.3.451>
- Prevost J.H., Hoeg K. Analysis of pressuremeter in strain-softening soil. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*. 1975;101(8):717-32.