

# ANALYSE DES ÉTATS LIMITES DE SERVICE AVEC UN ESSAI AU PÉNÉTROMÈTRE

## LIMIT SERVICE STATE ANALYSIS THROUGH A PENETROMETER-BASED TEST

Sébastien H.E. Volcy<sup>1</sup>, Christophe Dano<sup>1</sup>, Luc Sibille<sup>1</sup>, Bruno Chareyre<sup>1</sup>, Hamid Hosseini-Sadrabadi<sup>2</sup>

<sup>1</sup>Univ. Grenoble Alpes, CNRS, Grenoble INP, 3SR F-38000 Grenoble, France

<sup>2</sup>Equaterre : Geotechnical Design Office, 6 Rue de l'Euro, Annecy, 74960 Meythet, France

**RÉSUMÉ**- Un essai au pénétromètre, avec une pointe pouvant être sollicitée seule, est présenté. Des cycles en force, d'amplitude inférieure à un certain seuil, engendrent de faibles déplacements irréversibles sous la pointe, une courbe force-déplacement presque linéaire et une faible hystérésis. Ces résultats attestent de la capacité d'un pénétromètre à déterminer aussi des paramètres de déformabilité des sols, nécessaires pour les calculs aux états limites de service.

**Mots clés** : CPT Cyclique, Domaine Pseudo-Élastique, État Limite de Service (ELS), Chambre de Calibration.

**ABSTRACT**- A penetrometer-based test, with the tip movable alone is here presented. Force-controlled cycles, whose amplitude is smaller than a certain threshold, result in small irreversible displacements under the tip, an almost linear force-displacement curve, and a low hysteresis. These results argue for the possibility to use a penetrometer to determine deformation moduli of soils, necessary for the limit service state analysis of geotechnical structures.

**Keywords** : Cyclic CPT, Pseudo-Elastic Domain, Limit Service State, Calibration Chamber.

## 1 Introduction

L'essai au pénétromètre statique (CPT), connu pour sa rapidité, son coût relativement modéré, la qualité et la fiabilité de ses résultats, se caractérise essentiellement par le fait que le sol, au contact avec la pointe alors que celle-ci s'enfonce dans un massif, est en état de rupture. Par conséquent, le CPT est particulièrement adapté pour la détermination de paramètres de résistance d'un sol, ce qui est fait dans la pratique à partir des mesures de la résistance en pointe  $q_c$ , le frottement latéral  $f_s$  et éventuellement la pression interstitielle  $u$  dans le cas d'un CPTu. Comme tel, il est un essai tout à fait envisageable pour des calculs d'ouvrages géotechniques à l'État Limite Ultime (ELU).

Cependant, comme l'exigent les normes de calcul en vigueur, ces ouvrages sont à justifier également à l'État Limite de Service (ELS). Ces justifications impliquent, entre autres, le calcul des tassements ou des rotations de leur fondation sous l'effet de charges verticales ou horizontales et nécessitent alors un module de déformation du sol dont le CPT, dans sa méthodologie classique, n'en permet pas la détermination. En ce cas, dans la pratique actuelle de la géotechnique, le CPT est donc abandonné au profit d'autres essais in situ (essai au pressiomètre Ménard) ou en laboratoire (essai triaxial par exemple).

Plusieurs chercheurs ont toutefois essayé de dériver des modules de déformation à partir de mesures pénétrométriques ; les uns comme [Buisman \(1940\)](#), [Bachelier and Parez \(1965\)](#), [Cassan \(1978\)](#), [Sanglerat \(1972\)](#), [Robertson and Cabal \(2022\)](#) à partir de corrélations empiriques

ou semi-empiriques, les autres tels que [Faugeras et al. \(1983\)](#), [Zhou \(1997\)](#), [Reiffsteck et al. \(2007\)](#) à partir de l'interprétation d'un essai, l'essai de chargement de pointe (Cone Loading Test en anglais, abrégé en CLT), pensé dans le paradigme du CPT. Il consiste à interrompre un essai CPT classique à une certaine profondeur, décharger la pointe pour ensuite la charger par paliers jusqu'à la rupture du sol en-dessous. Il a été notamment trouvé que la pente initiale de la courbe de chargement et le module de Young du sol sont fortement liés. Aussi, un module dit pénétrométrique noté  $E_{pn}$ , donné par la relation 1, inspiré de la formule de Boussinesq, a été proposé ([Ali, 2010](#)) :

$$E_{pn} = (1 - \nu^2) \frac{1}{k_M} \frac{1}{k_r} \frac{\pi r_p}{2} \frac{\Delta P}{\Delta h}, \quad (1)$$

avec :

- $\nu$  : coefficient de Poisson du sol
- $k_M$  : coefficient de Mindlin pour prendre en compte l'encastrement supposé infini de la pointe en raison du rapport  $\frac{D}{r_p}$  de la profondeur d'essai  $D$  à son rayon  $r_p$ .
- $k_r$  : coefficient de prise en compte de la perturbation du sol induite par la phase de pénétration monotone,
- $\frac{\Delta P}{\Delta h}$  : rapport de la pression  $\Delta P$  sous la pointe à son enfoncement  $\Delta h$ . Ce rapport est remplacé par la pente de la tangente à l'origine de la courbe de  $\Delta P$  en fonction de  $\Delta h$  dans le calcul du module initial.

Bien que cette interprétation soit déduite à partir de la relation de Boussinesq valable dans le cadre de l'élasticité linéaire, l'aptitude de l'essai à rendre compte du comportement non linéaire du sol a été démontrée par [Reiffsteck et al. \(2009\)](#) pour une certaine gamme de déformations du sol, en confrontant le module défini à la relation 1 à des modules obtenus à partir d'autres essais.

Ce papier propose un nouvel essai, développé par Equatech. R&D (groupe Equaterre, [Riegel \(2017\)](#)), non standard, caractérisé par des cycles d'amplitudes croissantes (contrôlés en force) appliqués à une pointe mobile indépendamment du train de tiges externes. Il permet ainsi d'étudier l'effet du niveau de contraintes sur les modules de déformation et les déplacements irréversibles de la pointe lors des cycles. La procédure d'essai, présentée de manière détaillée à la section 3.2, a été testée par le biais d'essais en laboratoire effectués en chambre de calibration.

## 2 Dispositif expérimental

Le dispositif expérimental comprend :

- a) une chambre de calibration de 1,28 m de haut et de 58,8 cm de diamètre intérieur, que l'on remplit de sable de Fontainebleau GA39, par la méthode présentée en section 3.1 selon la densité désirée.
- b) une membrane étanche et pressurisable qui permet d'appliquer une contrainte verticale  $\sigma_v$  en tête de l'échantillon et ainsi reproduire l'effet de la profondeur.

- c) un pénétromètre ayant une pointe mécanique de forme conique, d'angle au sommet  $60^\circ$  tel que montré à la Figure 1a, et de section  $4 \text{ cm}^2$  (rayon  $r_p \simeq 11,28 \text{ mm}$ ), rattachée à un train de tiges internes couissant à l'intérieur de tiges externes creuses. Cette disposition rend la pointe mobile indépendante du corps du pénétromètre et des tiges externes.
- d) un dispositif de chargement dont la Figure 1b en présente un schéma simplifié. Il est pourvu de 2 vérins : un global et un local associés respectivement aux tiges externes creuses et aux tiges internes. Le vérin global permet la pénétration monotone classique de la pointe du pénétromètre. Quant au vérin local, il permet de solliciter la pointe seule, en actionnant les tiges internes, les tiges externes étant immobiles. Cela rend possible un chargement cyclique de la pointe tout en s'affranchissant du frottement entre les tiges externes et le sol.
- e) des capteurs de force et de déplacement et un système d'acquisition, permettant de mesurer la force sur la pointe et sa position.

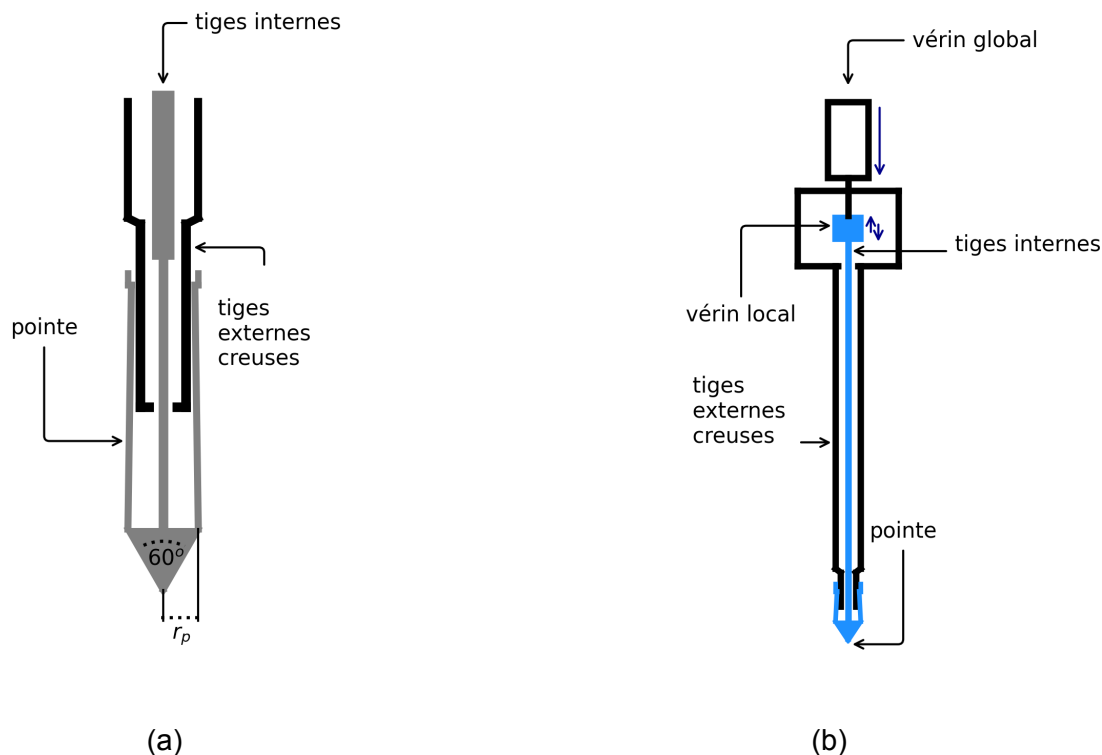


Figure 1 – 1a)-La pointe de type Gouda utilisée. 1b)-Schéma explicatif du mécanisme en jeu au chargement de la pointe.

### 3 Méthodologie

#### 3.1 Préparation de l'échantillon

La chambre d'étalonnage est remplie par pluviation manuelle. Une hauteur de chute nulle permet l'obtention d'un échantillon lâche. Pour un sol dense, un compactage manuel par couche

de sol d'une épaisseur d'environ 5 cm est effectué après la pluviation, par le biais de 30 impacts réalisés manuellement sur toute l'étendue de la section de la chambre avec une dame de maçon carrée de 5.6 kg.

### 3.2 Principe de l'essai

L'essai est réalisé en 3 étapes :

1. une pénétration monotone de la pointe du pénétromètre dans le sol jusqu'à une profondeur d'essai  $z_p$ . La force  $F_c$  sur la pointe est alors relevée et le vérin global, initialement activé pour cette phase de pénétration, bloqué.
2. un déchargement de la pointe jusqu'à une fraction  $\alpha$  de  $F_c$ , suffisante pour maintenir le sol sous la pointe en compression. La valeur  $\alpha$  est forfaitairement prise égale à 5%.
3. une sollicitation cyclique du sol grâce au vérin local, alors activé. Les tiges internes étant directement connectées à la pointe, on ne mobilise que celle-ci. Des cycles en rechargement contrôlés en force, avec des amplitudes croissantes sont alors effectués. Pour deux cycles quelconques, le rapport de leurs périodes est égal à celui de leurs amplitudes, assurant ainsi une vitesse moyenne constante de la pointe durant le chargement.

Les cycles en question sont triangulaires tel que le montre la Figure 2b. La Figure 2a présente un cycle extrait de la réponse du sol lors de son chargement cyclique pendant un essai (comportant une vingtaine de cycles). Les tronçons  $AB$  et  $BC$  correspondent à un rechargement et un déchargement respectivement. Le déplacement irréversible de la pointe sur un cycle est représenté par le segment  $[AC]$  et est noté  $\delta_i$  dans la suite. Quant au module en rechargement dont il est question dans les discussions à la section 4, il est lié à la pente de la droite ( $AB$ ). Contrairement à ce que le terme module peut porter à penser, il ne caractérise pas ici un comportement élastique du matériau ; il s'agit d'un module sécant qui prend en compte l'ensemble de la réponse élasto-plastique du sol.

## 4 Résultats et Discussions

Cette section présente les résultats de 4 essais décrits sommairement au Tableau 1. Les compacités sont dénommées conformément à la nomenclature définie par la norme NF P 94-059 et déterminées à partir d'un indice moyen de densité relative  $D_{r,moy}$ , donné par la relation 2 en faisant l'hypothèse d'un indice des vides initial  $e$  uniforme dans la chambre de calibration.

$$D_{r,moy} = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \quad (2)$$

La Figure 3a montre la réponse de la pointe, exprimée par son déplacement en fonction du temps lors de son chargement cyclique, pour l'essai 4. Sur la Figure 3b, la courbe contrainte-déplacement (ou de manière équivalente, la courbe force-déplacement) est présentée pour le même essai. Les résultats ne sont pas montrés sur ces figures pour les autres essais par souci de concision, mais l'essai est parfaitement reproductible comme en témoignent les autres résultats présentés ci-dessous.

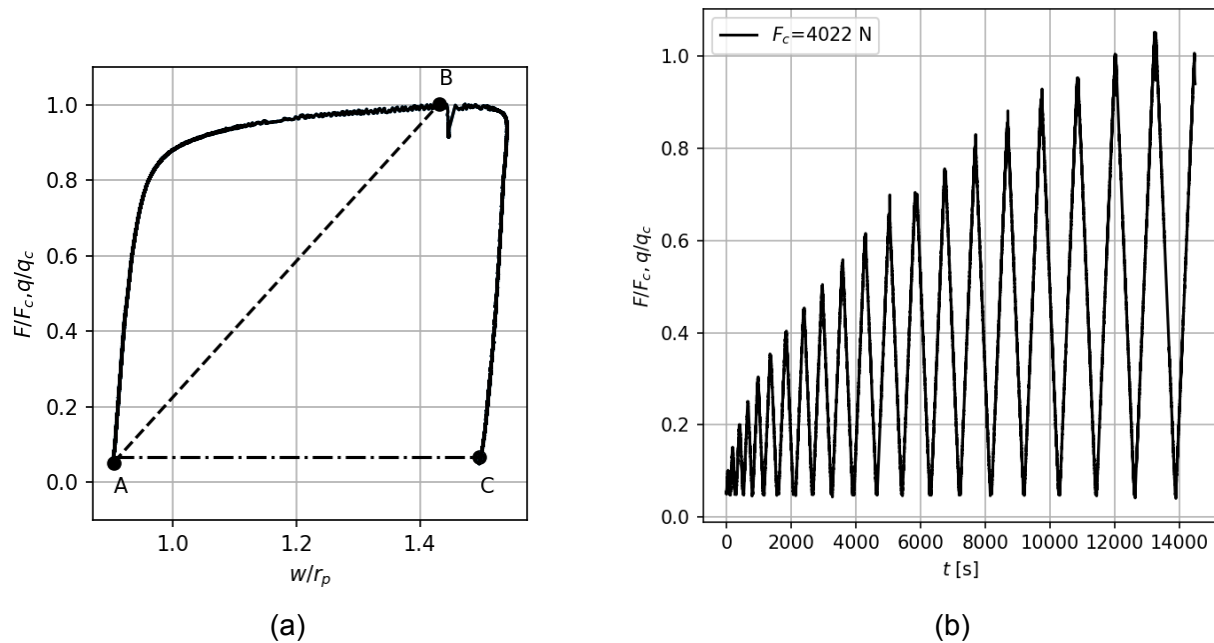


Figure 2 – Un cycle extrait de la réponse du sol pendant un essai (Figure 2a) et la force imposée sous la pointe en fonction du temps durant le chargement cyclique (Figure 2b), les paramètres normalisants  $F_c$ ,  $q_c$  et  $r_p$  étant respectivement la force lue sous la pointe en fin de phase de pénétration monotone, la résistance de pointe correspondante et le rayon de la pointe.

| Essai (#) | Compacité moyenne | $D_{r,moy}$ moyen | $\sigma_v$ [kPa] | $z_p$ [cm] |
|-----------|-------------------|-------------------|------------------|------------|
| 1         | très lâche        | 0.02              | 0                | 50         |
| 2         | très lâche        | 0.02              | 0                | 80         |
| 3         | dense             | 0.70              | 0                | 50         |
| 4         | dense             | 0.70              | 0                | 60         |

Table 1 – Description des essais avec leurs paramètres;  $e_{min} = 0,56$  (fourni par Sibelco d'après Silva Illanes (2014)) et  $e_{max} = 1,03$ .

La Figure 4(haut) montre les courbes de l'incrément de déplacement irréversible  $\delta_i$  de la pointe normalisé par son rayon, tracé en fonction du niveau maximal de la contrainte atteinte  $q_{max}$  sur les cycles, normalisée par la résistance de pointe  $q_c$ .

Il est observé que, relativement à la résistance de pointe  $q_c$ , la pression improprement dite de fluage (que l'on pourrait mieux désigner comme une limite pseudo-élastique), semblerait être plus élevée pour le sable lâche ( $\frac{q_{max}}{q_c} \simeq 0.8$ ) que pour le sable dense ( $\frac{q_{max}}{q_c} \simeq 0.6$ ). Il est pour le moment interprété comme dû au comportement initialement contractant du sable lâche, tendant à le densifier autour de la pointe et retardant ainsi l'apparition des déplacements irréversibles prépondérants. Toutefois, il importe de souligner que des études supplémentaires, qui du reste sont en cours, sont nécessaires pour confirmer ou infirmer une telle observation.

La Figure 4(bas) présente la raideur sécante  $S_c$ , définie par la pente de la droite (AB) sur la Figure 2a et de laquelle on peut espérer extraire un module de déformation, en fonction des déplacements irréversibles de la pointe normalisés par rapport à son rayon. On observe que pour des déplacements irréversibles relativement faibles de la pointe, correspondant à une plage de contraintes inférieures à 50% de la résistance de pointe, la raideur sécante perd moins

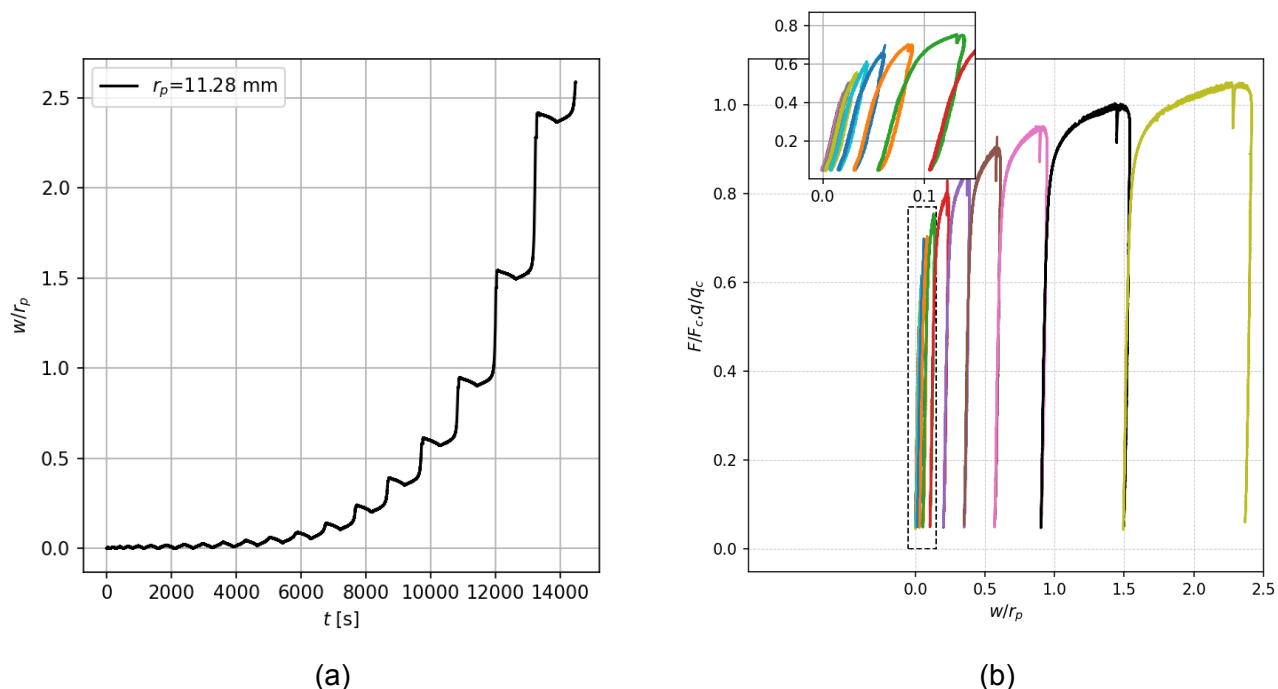


Figure 3 – Réponse en déplacement de la pointe au chargement cyclique (3a) et la force sous la pointe en fonction de son déplacement durant les cycles (3b), les paramètres normalisants  $F_c$ ,  $q_c$  et  $r_p$  étant respectivement la force lue sous la pointe en fin de phase de pénétration monotone, la résistance de pointe correspondante et le rayon de la pointe.

de 20% de sa valeur initiale  $S_0$ , définie comme la moyenne des raideurs déterminées sur les 3 premiers cycles. Une fois ce seuil en contraintes franchi, la dégradation de cette pente s'accélère et se traduit par des déplacements irréversibles prépondérants et croissants de la pointe.

## 5 Conclusions

Un nouvel essai au pénétromètre à des fins de détermination de module de déformation d'un sol est proposé. La méthodologie utilisée permet de s'affranchir du frottement entre le sol et les tiges externes. Les principaux résultats montrent des déplacements irréversibles très faibles de la pointe, un module de déformation du sol relativement constant et une faible hystérésis pour des niveaux de contraintes sous la pointe inférieures à 50% de la résistance de pointe  $q_c$ . Ces observations suggèrent qu'une limite pseudo élastique de chargement du sol peut être identifiée via cette procédure au pénétromètre afin d'identifier le niveau de contrainte maximum qu'il pourrait être appliqué à l'ELS (éventuellement largement plus grand que celui déduit de pratiques conservatrices). De plus, il serait également possible d'en déduire un module de rigidité du sol nécessaire à la réalisation de dimensionnements à l'ELS.

Toutefois, alors que les capteurs mesurant le déplacement de la pointe sont placés en partie supérieure du train de tiges internes, la compression de ces dernières et le déplacement des contacts entre les tiges internes ne sont pas pris en compte pour une correction des mesures faites. Il peut alors s'ensuivre une surestimation du déplacement  $w$  de la pointe, une sous-estimation de la raideur sécante  $S_c$  et donc du module de déformation qui s'en déduit. La nécessité d'une telle correction est en cours d'étude.

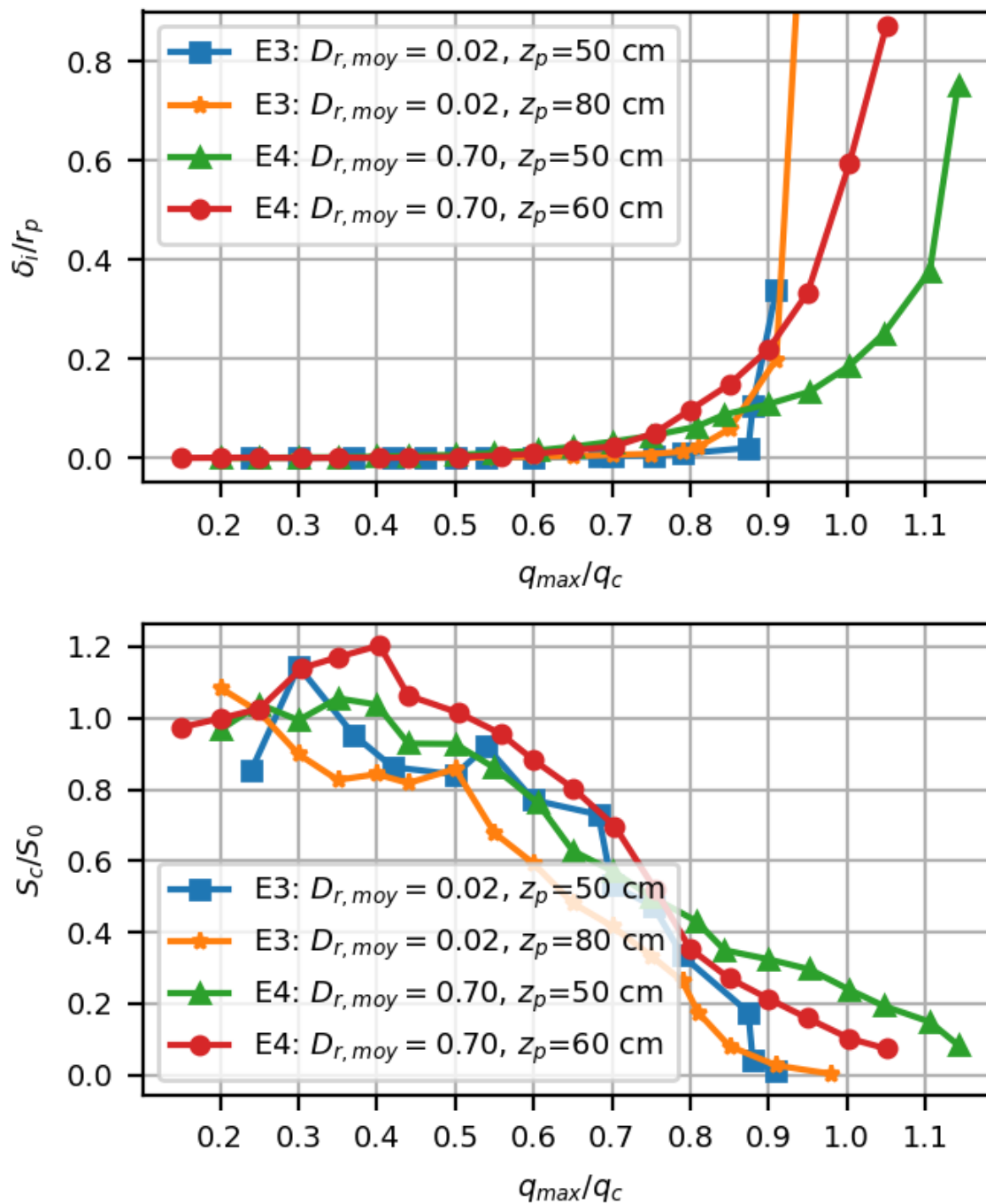


Figure 4 – Incréments de déplacements irréversibles  $\delta_i$  de la pointe (en haut) et raideurs sécantes  $S_c$  (en bas) en fonction des maxima de la contrainte  $q_{max}$  atteinte sur chaque cycle, les paramètres normalisants  $q_c$ ,  $r_p$  et  $S_0$  étant respectivement la résistance de pointe en fin de pénétration monotone, le rayon de la pointe et la raideur sécante initiale définie sur les premiers cycles ;  $z_p$  est la profondeur d'essai.

## Références

- Ali, H. (2010). *Caractérisation améliorée des sols par l'essai de chargement de pointe au piézocone. Application au calcul des fondations profondes*. Thèse de doctorat, Université Blaise Pascal-Clermont-Ferrand II.
- Bachelier, M. and Parez, L. (1965). Contribution to the study of soil compressibility by means of a cone penetrometer. In *Proceedings 6th International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, Montreal, Canada*, pages 3–7.
- Buisman, A. (1940). *Grondmechanica. Toegepaste Mechanica, Deel IV*.
- Cassan, M. (1978). *Les essais in situ en mécanique des sols : réalisation et interprétation*, volume 1. Eyrolles.
- Faugeras, J., Fortuna, G., and Gourvès, R. (1983). Mesure de la compressibilité des sols à l'aide du pénétromètre statique. In *Reconnaissance des Sols et des Roches par Essais en place. Symposium International, Paris, France.*, pages 269–274.
- Reiffsteck, P., Arbaoui, H., Gourvès, R., Bacconnet, C., Goddé, E., and van de Graaf, H. (2007). Détermination de modules de déformation par chargement de pointe pénétrométrique. In *14ème European Conference on Soils Mechanics and Geotechnical Engineering*, pages 1667–1672.
- Reiffsteck, P., Thorel, L., Bacconnet, C., Gourvès, R., and van de Graaf, H. (2009). Measurements of soil deformation by means of cone penetrometer. *Soils and Foundations*, 49(3):397–408.
- Riegel, P. (2017). Pénétromètre statique pour l'évaluation du caractère liquéfiable d'un sol et procédés associés. *Dépôt de brevet FA841687*, 18.
- Robertson, P. and Cabal, K. (2022). *Guide to cone penetration testing*. Gregg Drilling LLC, Corporate Headquarters 2726 Walnut Ave. Signal Hill, CA 90755.
- Sanglerat, G. (1972). *The penetrometer and soil exploration*. Elsevier.
- Silva Illanes, M. F. (2014). *Experimental study of ageing and axial cyclic loading effect on shaft friction along driven piles in sands*. Thèse de doctorat, Université de Grenoble.
- Zhou, S. (1997). *Caractérisation des sols de surface à l'aide du pénétromètre dynamique léger à énergie variable type "Panda"*. Thèse de doctorat, Clermont-Ferrand 2.