

# 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.*

# Essai de chargement de pointe : facteurs d'influence et détermination de modules de déformation

## Cone loading test: influence factors and deformation moduli determination

H. Ali & P. Reiffsteck

Université Paris Est /LCPC, Paris, France

H. Van de Graaf

Lankelma, Oirschot, Pays-Bas

A. E. C. van der Stoel

Crux Engineering Amsterdam /NLDA /Université Twente, Pays-Bas

R. Gourves & C. Bacconnet

Université Blaise Pascal, Clermont Ferrand, France

F. Baguelin

Fondasol, Argenteuil, France

### RÉSUMÉ

L'essai de chargement de pointe avec un pénétromètre statique consiste à interrompre la pénétration à une cote souhaitée et à réaliser un chargement par paliers successifs de la pointe jusqu'à la rupture du sol. On obtient une courbe de chargement reliant la pression appliquée sur la pointe au tassement résultant de celle-ci. Cette communication présente les différents facteurs d'influence et les méthodes de correction développées, ainsi qu'une étude des modules de déformation pour réaliser l'interprétation d'un essai de chargement de pointe pénétrométrique. Nous présentons les résultats récoltés lors d'une campagne d'essais réalisés avec un pénétromètre statique classique semi-lourd.

### ABSTRACT

The Cone Loading Test with a static penetrometer consists in stopping the penetration at a desired level and carrying out a loading of the cone by successive steps until the rupture of the ground. We obtain a loading curve connecting the applied pressure on the cone to the settlement resulting from this one. This communication presents the various factors of influence, the correction methods and a deformation moduli study developed to carry out the interpretation of a Cone Loading Test. We present the results collected from a campaign carried out with a semi-heavy traditional static penetrometer.

Mots-clés : Essai de chargement de pointe, courbe de chargement, module de déformation

## 1 INTRODUCTION

L'essai de chargement de pointe peut être réalisé lors d'un essai pénétrométrique en tant qu'essai complémentaire, rapide et économique. Le principe de l'essai est simple : il s'agit d'effectuer, après un essai de dissipation des pressions interstitielles, un chargement par paliers successifs ou à vitesse constante très lente d'une pointe pénétrométrique (Faugeras et al. 1983).

On enregistre la courbe de chargement reliant la pression  $P$  appliquée sur la pointe au tassement  $h$  de celle-ci. D'autres informations sont mesurées, comme la variation de la pression interstitielle et du frottement latéral local sur le manchon de frottement en fonction du déplacement (Figure 1).

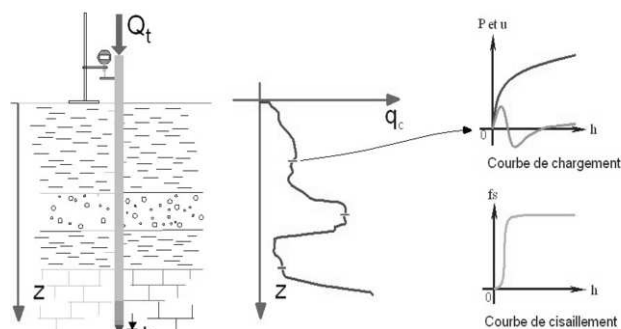


Figure 1. Principe de l'essai de chargement de pointe

Cet essai, à l'instar des essais in situ auxquels on est tenté de le comparer, nécessite des corrections que nous allons détailler dans cette communication.

Cet essai nécessite des améliorations techniques et expérimentales dans le but d'avoir un nouvel essai de reconnaissance des sols in situ, ayant la capacité de nous fournir des modules de déformation qui peuvent être comparés à d'autres modules obtenus in situ (module pressiométrique Ménard) ou au laboratoire (module oedométrique ou triaxial) ou bien de nous aider à proposer une méthode de dimensionnement des pieux, comme la méthode pénétrométrique ou pressiométrique.

## 2 FACTEURS D'INFLUENCE

### 2.1 Compression du train de tiges

Durant l'essai de chargement de pointe, le déplacement de la pointe est enregistré en fonction de la pression appliquée. Ce déplacement  $h_m$  est mesuré à la tête du train de tiges et non pas au niveau de la pointe. De ce fait, cette mesure inclut le raccourcissement du train de tiges dû à la compression. Pour obtenir le déplacement corrigé de la pointe  $h_c$ , il faut soustraire, à la valeur de cette mesure, une estimation de la compression des tiges de pénétration soumises au frottement latéral. Il faut pour cela connaître la répartition de l'effort axial. La correction se fait alors en calculant la contrainte moyenne agissant sur les

tiges à partir de la contrainte imposée en tête et mesurée, ce qui permet d'obtenir le raccourcissement élastique des tiges.

## 2.2 Charge résiduelle sur la pointe

Lors du développement de l'essai de chargement de pointe, il a été constaté qu'avant de réaliser l'essai, une charge résiduelle persistait sur la pointe après l'arrêt du fonçage du train de tiges et cela malgré la présence d'un destructeur de frottement. Cet effort résiduel non souhaité est causé tout d'abord par le poids des tiges, mais surtout par le frottement négatif le long de celles-ci. Lors des premières campagnes d'essais, un déchargement par extension a été effectué afin de minimiser cette charge résiduelle, mais cette manipulation est longue et peut avoir pour conséquence de créer un frottement négatif inverse susceptible de perturber les mesures. Il a donc été décidé de tester d'autres approches.

Lors d'une campagne comparative entre une pointe de 10 cm<sup>2</sup> et une autre de 15 cm<sup>2</sup>, l'étude de la dissipation de la charge sur la pointe avant le début de chargement a montré que la pointe de 15 cm<sup>2</sup> permet de minimiser la charge résiduelle et favorise alors un commencement plus précoce de l'essai de chargement de pointe du fait d'une meilleure limitation du frottement.

Nous allons présenter plus loin dans cette communication des exemples de la dissipation de la charge résiduelle sur la pointe, obtenue lors d'une campagne d'essais de chargement de pointe in situ avec une pointe débordante de 15 cm<sup>2</sup>.

## 3 METHODE D'ESSAI

### 3.1 Pointe du pénétromètre

La géométrie de la pointe utilisée est définie dans la norme EN ISO 22476-1 (2006), il s'agit d'un piézocône composé d'un cône de 60°, de section 10 cm<sup>2</sup> ou 15 cm<sup>2</sup>, avec un capteur de mesure des pressions interstitielles dans la position  $u_2$ .

### 3.2 Mode opératoire

Le mode opératoire comprend plusieurs phases :

#### 3.2.1 Mise en place du matériel

Il s'agit de la mise en place de la structure de réaction, du système électronique d'acquisition des données et du dispositif de mesure de déplacement qui est indépendant du bâti du pénétromètre.

3.2.2 Réalisation d'un essai de pénétration statique classique qui nous fournit un pénétrogramme [ $q_c = f(z)$ ], cet essai est l'objet de la norme EN ISO 22476-1 (2006).

#### 3.2.3 Relaxation

Dans cette étape, on arrête la pénétration à une cote souhaitée ( $z^*$ ,  $q_c^*$ ) qualifiée de profondeur de l'essai de chargement de pointe, en relâchant l'effort appliqué sur le système de guidage. Un temps d'attente de 10 minutes environ est nécessaire pour permettre aux surpressions interstitielles de commencer à se dissiper.

#### 3.2.4 Programme de chargement

Durant la phase de relaxation, on installe le dispositif de l'essai de chargement de pointe comprenant une pompe manuelle reliée au circuit hydraulique du CPT et le système de mesure du déplacement.

On effectue un chargement par  $n$  paliers d'intensité  $q_c^* / n$ .  $n$  sera d'au moins 10 jusqu'à 20.  $q_c^*$  est la résistance de pointe à

la rupture après l'arrêt de pénétration. Le palier est maintenu constant pendant 60 secondes, et on mesure toutes les 5 secondes, la pression appliquée  $P$ , le frottement latéral  $f_s$  et la pression interstitielle au niveau du cône  $u_2$ .

## 4 CAMPAGNE D'ESSAIS A UTRECHT AUX PAYS-BAS

Il s'agit d'un chantier en centre ville d'Utrecht aux Pays-Bas qui consiste à mettre en place des parois moulées jusqu'à 60 m de profondeur (Van der Stoel et al. 2009). Le but était de tester notre matériel et notre méthode d'essai sur un site sableux, et aussi, de calculer un module de déformation du sol pour l'utiliser dans le dimensionnement des parois moulées.

Les essais de chargement ont été réalisés jusqu'à 23 m de profondeur, de telle sorte que chaque essai ait la même profondeur que celle simulée dans un essai triaxial, pour pouvoir comparer les modules de déformation issus de chaque essai.

### 4.1 Pénétrogramme du sol testé

La figure 2 montre la variation de la résistance à la pointe  $q_c$  et du rapport de frottement  $R_f$  en fonction de la profondeur. Cette variation nous permet de distinguer la présence de plusieurs couches qui ont été classées suivant l'annexe D de l'EC7/EN 1997-2 (2006). On note la présence d'une première couche de sol fin lâche, ensuite d'une couche de sable très dense qui surmonte une couche de sable moyennement dense. Les symboles triangulaires bleus sont les valeurs de la résistance de pointe à la rupture  $q_{CLT}$  obtenues lors de l'essai de chargement de pointe. A l'exception de la couche lâche, ces valeurs sont toujours inférieures à  $q_c$ , et varient entre 60 et 90 % de la valeur de  $q_c$ .

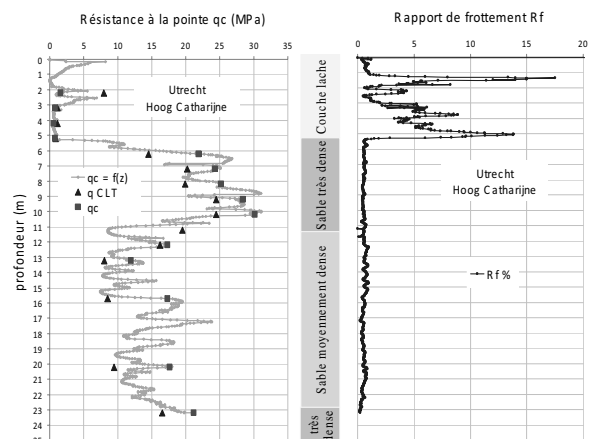


Figure 2. Variation de  $q_c$  et  $R_f$  en fonction de la profondeur

### 4.2 Courbes de dissipation de la charge

La figure 3 montre la variation de la charge appliquée sur la pointe et normalisée par la résistance à la rupture, et cela, dans la phase de relaxation avant le commencement de l'essai de chargement de pointe. Ce rapport  $p/q_c$  décroît en fonction du temps et subit une chute brusque après environ 1 minute de dissipation avant de se stabiliser. Cet artefact de mesure est dû au déblocage du vérin hydraulique du pénétromètre qui sert à accélérer le phénomène de dissipation. Le rapport final  $p/q_c$  après stabilisation varie entre 10 et 20 % dans la couche de sable (qu'il soit très dense ou moyennement dense) et entre 35 et 55 % dans les matériaux lâches à 3,2, 4,2 et 5,2 m et aussi à 13,2 m. Cela nous conduit à conclure que dans le sable, l'effort résiduel n'est pas très important, alors que cet effort peut atteindre 50 ou 60 % de la résistance du sol dans les argiles par

exemple à cause du frottement latéral très important. Il faut noter aussi que l'utilisation de la pointe débordante de 15 cm<sup>2</sup> aide de manière considérable à réduire l'effort résiduel sur la pointe et cela a été prouvé lors d'une campagne comparative qui a été réalisée pour étudier la charge résiduelle (Ali et al. 2008).

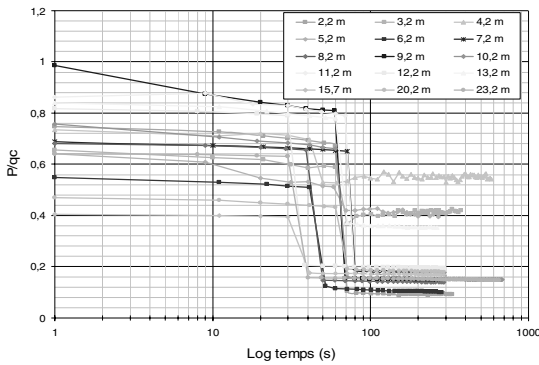


Figure 3. Courbes de dissipation de la charge

### 4.3 Courbes de chargement

La courbe de chargement est la variation de la pression appliquée à la pointe dans chaque palier de chargement en fonction du déplacement résultant. Elle est caractérisée par une première partie linéaire qui correspond à la phase pseudo-élastique, et une deuxième partie en phase plastique, où les grandes déformations apparaissent et la pression appliquée tend asymptotiquement vers une certaine limite. La figure 4 montre les courbes de chargement obtenues dans notre campagne à chaque profondeur en tenant compte de la correction du déplacement mesuré par la compression du train de tiges qui peut entraîner une différence très importante (jusqu'à 40 %) entre la valeur mesurée et celle corrigée.

On remarque que les valeurs de  $q_{CLT}$  sont faibles dans la couche lâche alors qu'elles peuvent atteindre 25 MPa dans les couches denses de sable.

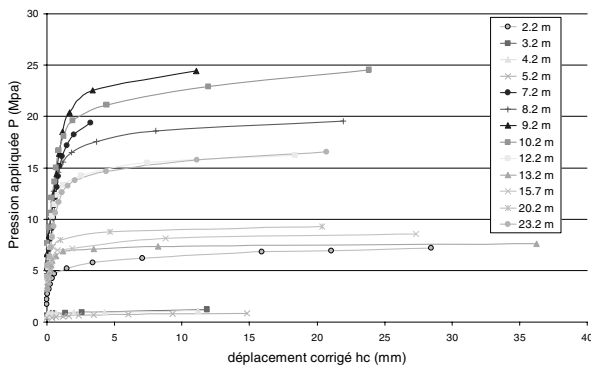


Figure 4. Courbes de chargement en déplacement corrigé

### 4.4 Courbes de fluage

La courbe de fluage est la courbe montrant l'évolution de la vitesse de déformation en fonction de la charge appliquée. Elle se décompose en deux parties quasiment linéaires dont la valeur caractéristique limitant ces deux parties est appelée pression de pointe de fluage. Cette pression correspond sur la courbe de chargement à la fin de la phase pseudo-élastique (Faugeras et al. 1983)

La courbe représentative de la variation de la vitesse de déformation en fonction de la charge appliquée présente en général un coude très marqué (Figure 5). Cette croissance rapide de la vitesse de déformation correspond certainement à un changement très important dans le comportement du sol. On adoptera donc pour charge de service une certaine fraction

(60 à 80 %) de cette charge à laquelle correspond la variation brutale de la courbe de fluage (Costet et Sanglerat, 1983).

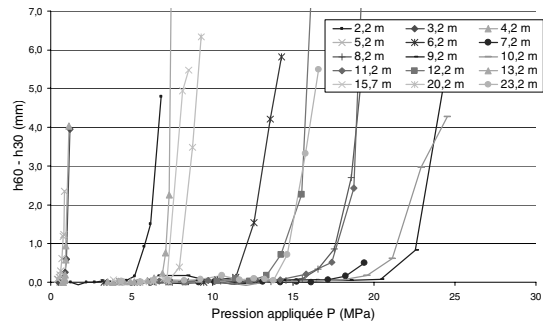


Figure 5. Courbes de fluage

### 4.5 Etude des modules de déformation

#### 4.5.1 Modules de l'essai de chargement de pointe

##### (1) Module pénétrométrique $E_{pn}$

C'est un module de déformation calculé sur la première partie linéaire élastique de la courbe de chargement, comme définie aux paragraphes 4.3 et 4.4.

$$E_{pn} = \frac{\Delta P}{\Delta h} \times 0,7R \quad (1)$$

$(\Delta P/\Delta h)$  est une approximation de la valeur de la pente de la portion de courbe de chargement considérée pour définir le module et  $R$  est le rayon de la pointe.

Cette formule du module pénétrométrique a été déterminée à partir de la formule de Boussinesq en assimilant la pointe terminée par un cône à une petite plaque circulaire rigide encastree à une profondeur  $h$  à l'intérieur d'un massif élastique semi-infini non pesant de caractéristique  $E$  et  $\nu$  ( $E$  module d'Young et  $\nu$  coefficient de Poisson). Le facteur 0,7 est un coefficient qui prend compte de l'encastrement de la pointe, de la forme de celle ci mais aussi du remaniement du sol (Ali 2007).

##### (2) Module à 50 % de chargement $E_{50CLT}$

C'est le module à 50 % de chargement obtenu à partir de l'essai de chargement de pointe. Il est déterminé d'une manière analogue à celle du module  $E_{50}$  obtenu avec l'essai triaxial et qui est couramment utilisé par les ingénieurs.  $E_{50}$  est notamment un paramètre d'entrée dans certains logiciels de calcul utilisant la méthode des éléments finis comme le logiciel PLAXIS. Il est calculé selon la norme européenne en vigueur EN ISO/TS 17892-9 : 2004 (E).

Le module  $E_{50CLT}$  que l'on peut confronter au  $E_{50}$  obtenu avec l'essai triaxial est donné par la formule 2.

$$E_{50CLT} = \frac{P_{50}}{\epsilon_{50}} \quad (2)$$

$P_{50}$  est la pression de pointe à 50 % de chargement, elle est égale à la moitié de la pression de pointe limite obtenue en prolongeant l'asymptote à l'infini de la courbe de chargement pour qu'elle coupe l'axe de pression et  $\epsilon_{50}$  est la déformation associée divisée par le terme 0,7R.

#### 4.5.2 Etude des modules

Le pénétrogramme présenté dans la partie 4.1, met en évidence l'alternance de couches de différentes densités. L'étude des modules de déformation doit, de ce fait, se faire par couches de sol.

Pour chaque profondeur, l'essai triaxial est réalisé sur trois éprouvettes ayant chacune une pression de cellule différente (multipliée respectivement par un facteur de 1, 1,5 et 2).

En comparant les modules  $E_{50CLT}$  et  $E_{50triaxial}$ , on note une certaine cohérence toutefois pas entièrement satisfaisante existant pour chaque couche de sol.

L'analyse des courbes de la Figure 6, montre que l'évolution du module  $E_{50CLT}$  est quasiment parallèle et cohérente avec celle de la résistance du sol, alors que la répartition du module  $E_{50triaxial}$  est relativement linéaire et proportionnelle au confinement.  $E_{50triaxial}$  croît toujours avec la profondeur, et ne prend pas en compte le passage d'une couche très dense à une couche moins dense, entraînant normalement une diminution de  $q_c$ . En effet, lors de la reconstitution des éprouvettes triaxiales, il n'a pas été possible de compacter le sable au même état de densité relative que celui observé pour la couche très dense in situ. Les modules  $E_{50CLT}$  sont donc plus proches de la réalité physique et mécanique décrivant le comportement du sol que ceux mesurés au triaxial.

La plupart des corrélations entre les résultats du CPT et le module de déformation drainé, sont basées sur le module tangent, comme dans l'essai oedométrique. La valeur de référence de ce module est normalement basée sur la contrainte verticale effective  $\sigma'_{v0}$  avant le début du test in situ. Cette valeur est notée  $M_0$ .

En utilisant des résultats obtenus en chambre de calibration, Lunne et Christophersen (Lunne et al. 1997), recommandent que l'estimation du module  $M_0$  pour des sables normalement consolidés soit obtenue comme suit :

- $M_0 = 4q_c$  si  $q_c < 10$  MPa
- $M_0 = 2q_c + 20$  MPa si  $10 \text{ MPa} < q_c < 50$  MPa
- $M_0 = 120$  MPa si  $q_c > 50$  MPa

La comparaison entre le module  $E_{50CLT}$  et le module  $M_0$  montre qu'il y a une cohérence assez bien respectée qui tient compte de la variation des couches de sol, et qui est identique au comportement de la variation de la résistance à la pointe  $q_c$  (Figure 6), ce qui renforce notre raisonnement et les résultats obtenus précédemment.

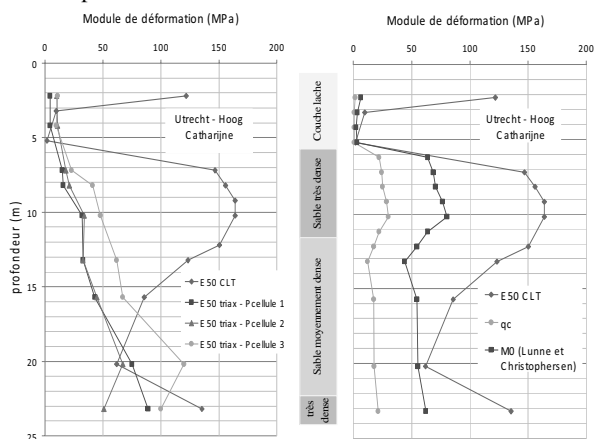


Figure 6. Comparaison du module  $E_{50CLT}$  avec  $E_{50triaxial}$ ,  $q_c$  et  $M_0$

Le tableau 1 récapitule les résultats obtenus, il présente pour chaque profondeur d'essai, la valeur du module  $E_{50CLT}$  après la correction du déplacement mesuré par le raccourcissement élastique des tiges, ainsi que la valeur du module pénétrométrique. On a constaté qu'un rapport d'environ 1 existe entre le module  $E_{pn}$  et le module  $E_{50CLT}$  ce qui prouve que même à 50 % de chargement, on se trouve dans un domaine de petites déformations. Le tableau 1 présente aussi la corrélation entre le module  $E_{50CLT}$  et les autres modules de déformation déjà définis.

Tableau 1. Etude du module  $E_{50CLT}$  - tableau récapitulatif

| z<br>m | $E_{pn}$<br>MPa | $E_{50CLT}$<br>MPa | $E_{50CLT}$<br>/ $q_c$ | $E_{50CLT}$<br>/ $M_0$ | $E_{50CLT}$<br>/ $E_{50triax1}$ | $E_{50CLT}$<br>/ $E_{50triax2}$ | $E_{50CLT}$<br>/ $E_{50triax3}$ |
|--------|-----------------|--------------------|------------------------|------------------------|---------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|
| 2,2    | 101             | 122                | 76                     | 19                     | 26,5                            | 12,2                            | 11                              |
| 3,2    | 10              | 10                 | 12                     | 2,9                    |                                 |                                 |                                 |
| 5,2    | 2               | 2                  | 2                      | 0,6                    |                                 |                                 |                                 |
| 7,2    | 151             | 147                | 6                      | 2,1                    | 9,9                             | 8,1                             | 6,4                             |
| 8,2    | 160             | 156                | 6                      | 2,2                    | 9,7                             | 7,4                             | 3,8                             |
| 9,2    | 160             | 164                | 6                      | 2,1                    |                                 |                                 |                                 |
| 10,2   | 163             | 164                | 5                      | 2                      | 5,1                             | 4,8                             | 3,4                             |
| 12,2   | 153             | 150                | 9                      | 2,8                    |                                 |                                 |                                 |
| 13,2   | 127             | 123                | 10                     | 2,8                    | 3,7                             | 3,7                             | 2                               |
| 15,7   | 90              | 86                 | 5                      | 1,6                    | 2                               | 1,9                             | 1,3                             |
| 20,2   | 59              | 62                 | 4                      | 1,1                    | 0,8                             | 0,9                             | 0,5                             |
| 23,2   | 136             | 136                | 6                      | 2,2                    | 1,5                             | 2,7                             | 1,4                             |

## 5 CONCLUSIONS

Cette étude a permis de montrer que l'essai de chargement de pointe présente des atouts techniques et économiques intéressants. Cet essai rapide est facilement intégré dans un essai de pénétration statique et permet d'obtenir des modules de déformation comparables avec d'autres types d'essais in situ ou au laboratoire. Les différents facteurs d'influence de cet essai nécessitent certaines corrections, comme la correction du déplacement mesuré due au raccourcissement élastique du train de tiges, et l'utilisation d'une pointe débordante de 15 cm<sup>2</sup> pour minimiser la charge résiduelle sur la pointe. Cependant, quelques améliorations techniques sont prévues, essentiellement, pour le pilotage de la pression par un système automatique afin d'assurer un bon déroulement de l'essai, et une meilleure qualité des mesures.

L'étude d'un site expérimental à Utrecht aux Pays-Bas nous a permis de calculer des modules de déformation et les comparer avec des modules obtenus à partir de l'essai triaxial. Un avantage très important de l'essai de chargement de pointe, est qu'il est représentatif de l'état de contrainte in situ, ce qui n'est pas toujours le cas de l'essai triaxial. Ce retour d'expérience montre que notre approche est cohérente avec le comportement mécanique réel du sol testé

## REFERENCES

- Ali, H. Reiffsteck, Ph. Bacconnet, C. Gourves, R. Baguelin, F. et van de Graaf, H. 2008. Facteurs d'influence de l'essai de chargement de pointe. Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'ingénieur. JNGG'08. Nantes, 18-20 juin 2008.
- Ali, H. 2007. Caractérisation de la déformabilité des sols à l'aide d'un pénétromètre statique. Mémoire du diplôme d'ingénieur. Polytech Clermont Ferrand.
- Costet, C. Sanglerat, G. 1983. Cours pratique de mécanique des sols. Tome 2. Calcul des ouvrages. Dunod. Paris.
- EN/ISO 22476-1 Reconnaissance et essais géotechniques — Essais en place — Partie 1: Essais électriques de pénétration au cône et au piézocone, 41 pages.
- EN 1997-2: 2006. Eurocode 7 : Calcul géotechnique — Partie 2 : Reconnaissance des terrains et essais.
- EN ISO/TS 17892-9 : 2004. Reconnaissance et essais géotechniques - Essais de sol au laboratoire - Partie 9 : Essai triaxial consolidé sur sols saturés.
- Faugeras, J.C. Fortuna, G. Gourvès, R. 1983. Mesure de la compressibilité des sols à l'aide du pénétromètre statique. Symposium International, Essais en place, Vol. 2, Paris, pp. 269-274.
- Lunne, T. Robertson, P.K. Powell, J.J.M. 1997. Cone penetration testing in geotechnical practice – E& FN SPON Ed. London. 312 pages.
- Van der Stoel, A.E.C. Vink, D. van de Graaf, H.C. Ali, H. 2009. Grondonderzoek voor het ontwerp van een 5-laags ondergrondse arkeergarage te utrecht (en néerlandais). Journal Geotechniek. Pays-Bas.