# LE CHARGEMENT DE POINTE PENETROMETRIQUE : ALTERNATIVE POUR DETERMINER UN MODULE DE DEFORMATION ?

Philippe REIFFSTECK[1], Emmanuel GODDE[2/3], Henk van DE GRAAF[2], Hakim ARBAOUI[3], Claude BACCONNET[3], Roland GOURVES[3].
*1 LCPC, Paris, France*
*2 LANKELMA, Oirschot, Pays-Bas*
*3 LGC-CUST Université Blaise Pascal, Clermont-Ferrand, France*

**RÉSUMÉ –** L'essai de déformabilité avec un pénétromètre statique consiste à interrompre la pénétration d'un pénétromètre à une cote souhaitée et à réaliser un chargement par paliers successifs de la pointe. On obtient une courbe de chargement reliant la pression appliquée sur la pointe au tassement résultant de celle-ci. Cette communication présente l'appareillage, les résultats analysés des campagnes d'essais ainsi que les travaux futurs.

## 1. Introduction

La connaissance du module d'élasticité des sols est souvent nécessaire dans les études géotechniques. Contrairement à la voie des essais de laboratoire (oedométriques, triaxiaux), et à celle de l'essai pressiomètrique, la voie du pénétromètre statique a été peu explorée durant ces dernières décennies. En effet, le pénétromètre statique est utilisé pour fournir des paramètres de résistances plutôt que des paramètres de déformabilité.

L'essai de chargement de pointe peut être réalisé lors d'un essai pénétrométrique statique normal en tant qu'essai complémentaire. Le principe de l'essai est simple : il s'agit d'effectuer un chargement par paliers successifs d'une pointe pénétrométrique électrique normalisée (AFNOR 1995 et 1996). Avant l'essai de chargement un temps d'attente permet aux pressions interstitielles de commencer à se dissiper. On enregistre ensuite la courbe de chargement reliant la pression appliquée sur la pointe au tassement de celle-ci. On peut éventuellement effectuer des essais cycliques. Pendant l'essai de chargement, on mesure en continu des paramètres complémentaires comme le frottement sur un manchon et la pression interstitielle de pénétration.

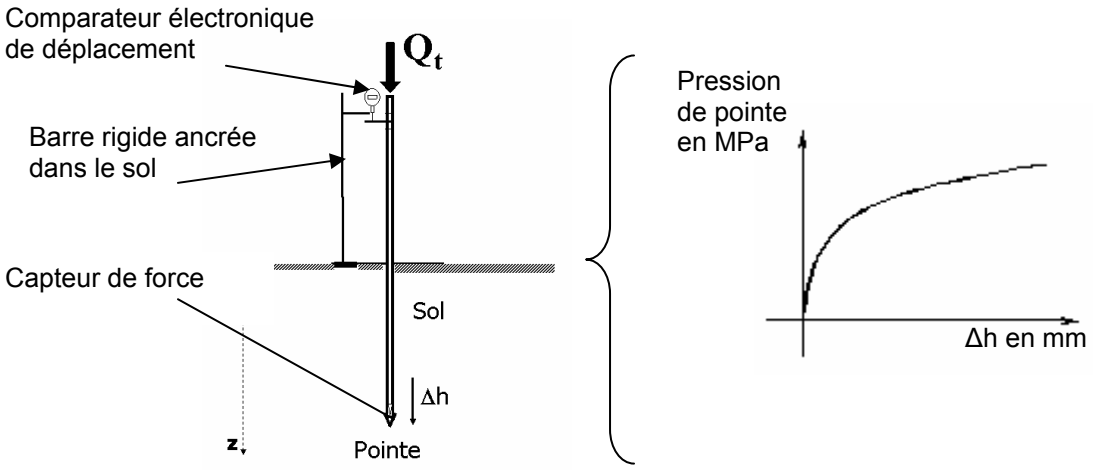



Figure 1. Principe de l'essai de chargement.

## 2. Développement d'un prototype

L'idée de ce type d'essai a été émise pour la première fois par Gourvès et Faugeras (Faugeras, 1979 ; Faugeras et al., 1983) se basant sur l'essai de statique de plaque ou de pieu. L'appareil utilisé était un pénétromètre statique de type Gouda avec une pointe tronquée (embout plat).

### *2.1. Premier prototype*

Ensuite, des développements ont été réalisés par Zhou (1997) puis par Arbaoui (2003). Le prototype a été réalisé à partir d'un train de tige identique à celle du pénétromètre dynamique PANDA (voir figure 2). La pointe débordante a un diamètre de 22,5 mm. Elle est enfoncée de manière classique, c'est-à-dire par battage, ce qui permet d'enregistrer le terme de pointe ($q_d$) en fonction de la profondeur. A la profondeur souhaitée, l'essai est arrêté et le dispositif de battage retiré. Le dispositif de chargement statique est alors installé ; il s'agit d'un plateau de chargement recevant des masses métalliques mises en place à chaque palier de chargement.

La mesure des enfoncements du train de tiges est effectuée par rapport à un repère fixe à l'aide de trois comparateurs digitaux au 1/100$^{ème}$ de mm, d'une capacité de 25 mm.

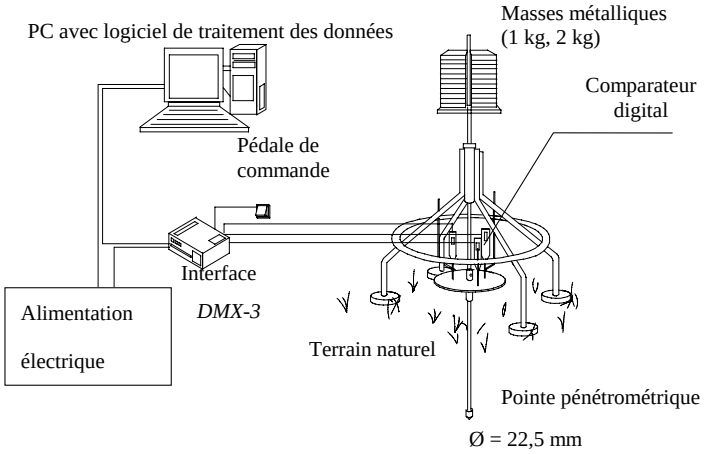



Figure 2. Appareillage utilisé pour les campagnes de Jossigny et d'Orléans.

A la profondeur voulue ($z^*$, $q_d^*$), on attend au moins 5 à 10 minutes pour dissiper les surpressions interstitielles éventuelles. La suite du protocole est calquée sur le pressiomètre Ménard. On effectue un chargement par paliers d'intensité environ égale à $q_d^*/n$, $q_d^*$ étant la résistance dynamique de pointe enregistrée juste avant l'essai, n = 10 pour les sols peu à moyennement dense et n = 25 pour les sols denses à très denses. Chaque palier est maintenu constant pendant 60 secondes. Les mesures de déplacements sont faites au bout de 30 secondes et 60 secondes.

Par ailleurs de nombreux essais en cuve ont été réalisés au laboratoire pour effectuer une validation du mode opératoire (Arbaoui 2003).

### *2.2. Campagnes d'essais in situ et premiers résultats (Arbaoui 2003)*

Deux sites ont été retenus : un site limoneux à Jossigny et un site sableux à Orléans (Canépa et al., 2002). Pour chacun des sites sélectionnés, quatre sondages (PD1 à PD4) sont réalisés. Le long d'un profil pénétrométrique donné, l'essai de chargement statique est effectué tous les mètres jusqu'à 4 mètres de profondeur. L'ensemble des courbes expérimentales (courbes de chargement) obtenues sur les sites considérés sont présentées sur la Figure 3. Il s'agit des mesures à chaque palier au bout de 60 secondes.

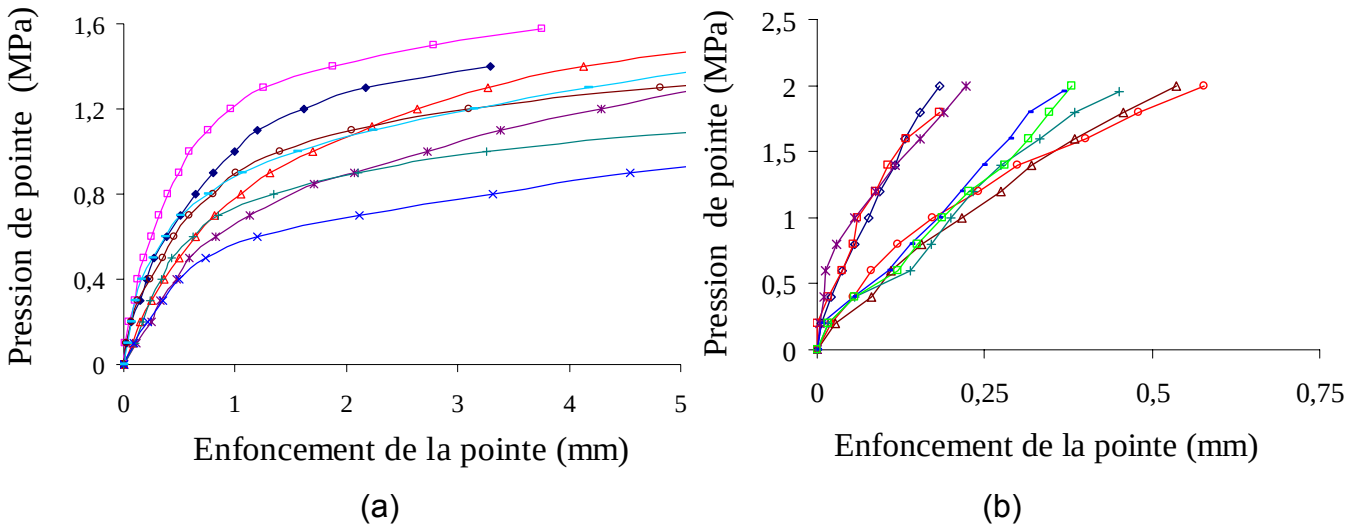



Figure 3. Courbes de chargement aux profondeurs 1, 2, 3 et 4 m, points à 60 secondes (a) Limon (b) Sable très dense.

Les tableaux I et II ci-dessous montrent quelques caractéristiques du limon saturé de Jossigny et du sable très dense d'Orléans.

Tableau I. Caractéristiques moyennes du limon de Jossigny (Arbaoui 2003)

| | Pressiomètre (MPa) | | Pénétromètre (MPa) | |
|---|---|---|---|---|
| Tranche de sol | $p_l$ | $E_M$ | $q_c$ | $q_d$ (PANDA) |
| 0- 3,5 m | 0,4 à 0,75 | 5 à 8,6 | 1,1 à plus de 3,5 | 1,5 à 2,5 |

Tableau II. Caractéristiques moyennes du sable dense d'Orléans (Arbaoui 2003)

| | Pressiomètre (MPa) | | Pénétromètre (MPa) | |
|---|---|---|---|---|
| Tranche de sol | $p_l$ | $E_M$ | $q_c$ | $q_d$ (PANDA) |
| 1-9 m | 2,2 | 17,9 | - | 6 à 20 MPa |

### *2.3. Interprétation des courbes (Faugeras 1979, Arbaoui 2003)*

Différents modules peuvent être déduits de la courbe de déformabilité. On appelle le *module pénétrométrique* $E_{pn}$ la quantité définie par la formule (1) ci-dessous où $\Delta P_p / \Delta h$ est la pente de la partie linéaire en petite déformation. Un coefficient k dépendant de la forme de la pointe est introduit.

$$E_{pn} = \frac{\Delta P_p}{\Delta h} \times k \times R \qquad (1)$$

On peut assimiler la pointe terminée par un cône à une petite plaque circulaire rigide encastrée à une profondeur h à l'intérieur d'un massif élastique semi-infini non pesant de caractéristiques E et $\nu$. On peut alors appliquer la formule de Boussinesq et on trouve k = 0,7. Par analogie avec les travaux de Faugeras (1979), Zhou (1997) et Arbaoui (2003), on prend k = 0,7.

On appelle *module tangent initial* $E^0$ la quantité définie par la formule (2) ci-dessus où $\Delta P_p / \Delta h$ est la pente à l'origine de la courbe expérimentale. Nous pouvons aussi définir un *module de déformation sécant* noté $E_{sécant}$ pour un taux de déformation $\varepsilon = \Delta h / 2R$ donné, la quantité définie représente la pente de la droite qui relie son origine au point d'abscisse $x = 2 R \varepsilon$.

### *2.4. Bilan des campagnes de Jossigny et de d'Orléans*

Le maquettage a montré que les courbes de chargement obtenues sont cohérentes par rapport à la nature et à la densité du matériau. On constate également que les courbes sont régulières avec une bonne reproductibilité. La méthode d'analyse proposée permet de calculer des modules de déformations à partir des courbes de chargement. Dans le cas du sable très dense d'Orléans, nous n'avons que la première partie de la courbe puisque la capacité du dispositif expérimental est dépassée. Un appareillage de plus grande capacité s'avère donc nécessaire. Vu les résultats prometteurs obtenus avec le prototype en 2003, le développement a été repris en 2006.

## 3. Développement de l'essai de chargement avec un pénétromètre statique normalisé NFP 94-113 ou 119

### *3.1. Dispositif utilisé*

Des essais de chargement ont été faits avec un pénétromètre sur mini-chenillard Lankelma installé avec quatre tarières d'ancrage, cette installation permet d'obtenir une capacité de poussée qui peut aller jusqu'à 180 kN. La pointe utilisée est un piézocône (AFNOR, 1995). Afin de retarder le refus un tube dispositif anti-frottement, situé au-dessus du manchon de mesure de frottement latéral local, est utilisé. La pointe et le capteur de précision pour la mesure de l'enfoncement sont reliés à un système d'acquisition automatique.

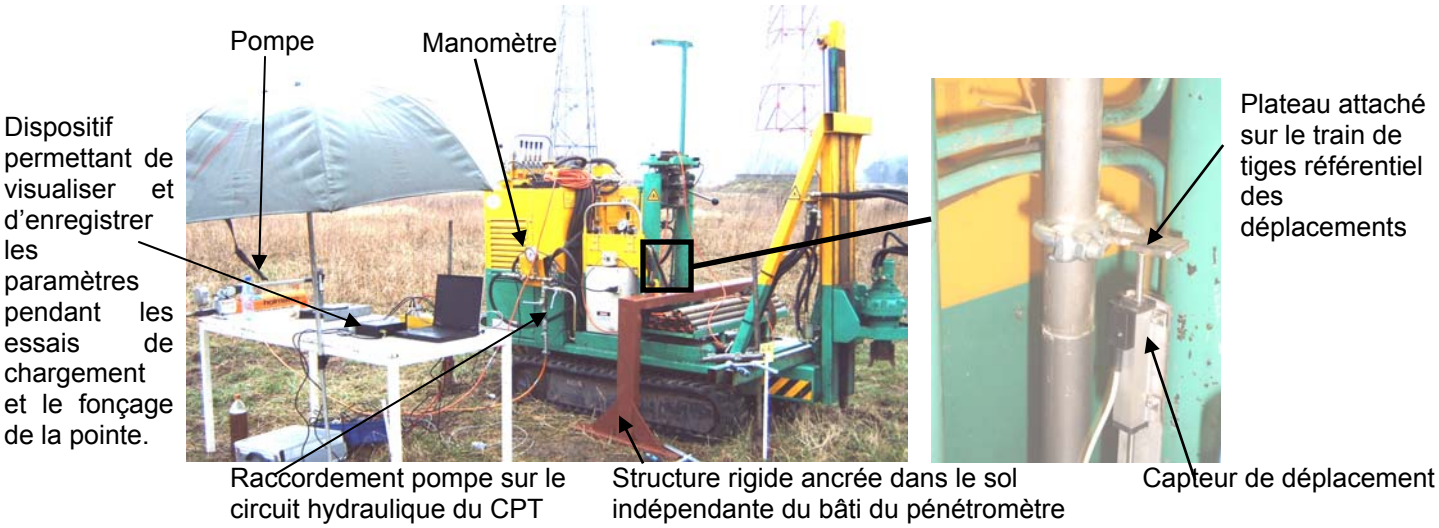



Figure 4. Appareillage utilisé pour les campagnes de Merville et Compiègne (CPT Lankelma).

Pour l'essai de chargement, une pompe manuelle est branchée sur le vérin hydraulique. L'enfoncement de la pointe est assuré par le vérin qui transmet l'effort au train de tiges. Un capteur de déplacement est fixé sur une structure rigide ancrée dans le sol indépendante du bâti du pénétromètre. Le référentiel des déplacements est pris sur un repère en contact permanent avec le train de tiges, il s'agit d'un petit plateau attaché sur le train de tiges. La course du capteur utilisé est de 50 mm pour une précision absolue de 0,2 %, soit 0,1 mm. Une interface permet d'afficher et d'enregistrer ces déplacements. Un manomètre relié à la pompe permet d'obtenir indirectement l'effort total de pénétration. Une courbe d'étalonnage reliant la lecture sur le manomètre à l'effort dans la tête du train de tige a été réalisée à cet effet.

### *3.2. Protocole*

Après la mise en place du pénétromètre et des outils de mesures, la pointe est foncée à 2 cm/s ce qui permet d'enregistrer un pénétrogramme classique. A la profondeur désirée ($z^*$, $q_c^*$), la pénétration est arrêtée et un essai de dissipation de la pression interstitielle est lancé. On attend la fin de la dissipation ou 15 min au maximum si la dissipation n'est pas totale. On effectue ensuite un déchargement jusqu'à une valeur comprise entre le zéro de pression de pointe et la contrainte verticale estimée.

On effectue alors un chargement par n paliers d'intensité $q_c^*$ / n. n sera d'au moins 10 jusqu'à 25. Chaque palier est maintenu constant pendant 60 secondes. Les mesures de déplacement, de pression de pointe, de pression interstitielle et de frottement latéral local sont enregistrées toutes les 5 secondes.

### *3.3. Campagnes menées à Merville et Compiègne*

Les essais de chargements de pointe à Merville ont été réalisés dans de l'argile des Flandres très plastique et surconsolidée ; le site est homogène. Dans la couche d'argile où nous avons effectué nos essais, le module pressiomètrique $E_M$ varie linéairement en fonction de la profondeur entre 10 et 30 MPa et la pression limite varie aussi linéairement entre 1 et 1,3 MPa (Canépa et al., 2002). Par opposition, le site de Compiègne est très hétérogène. A l'endroit où nous avons effectué le sondage pénétrométrique, il y a du limon de 0 à 5,5 m, de la grave crayeuse de 5,5 m à 7,5 m puis de la craie altérée de 7,5 m à 21,5 m.

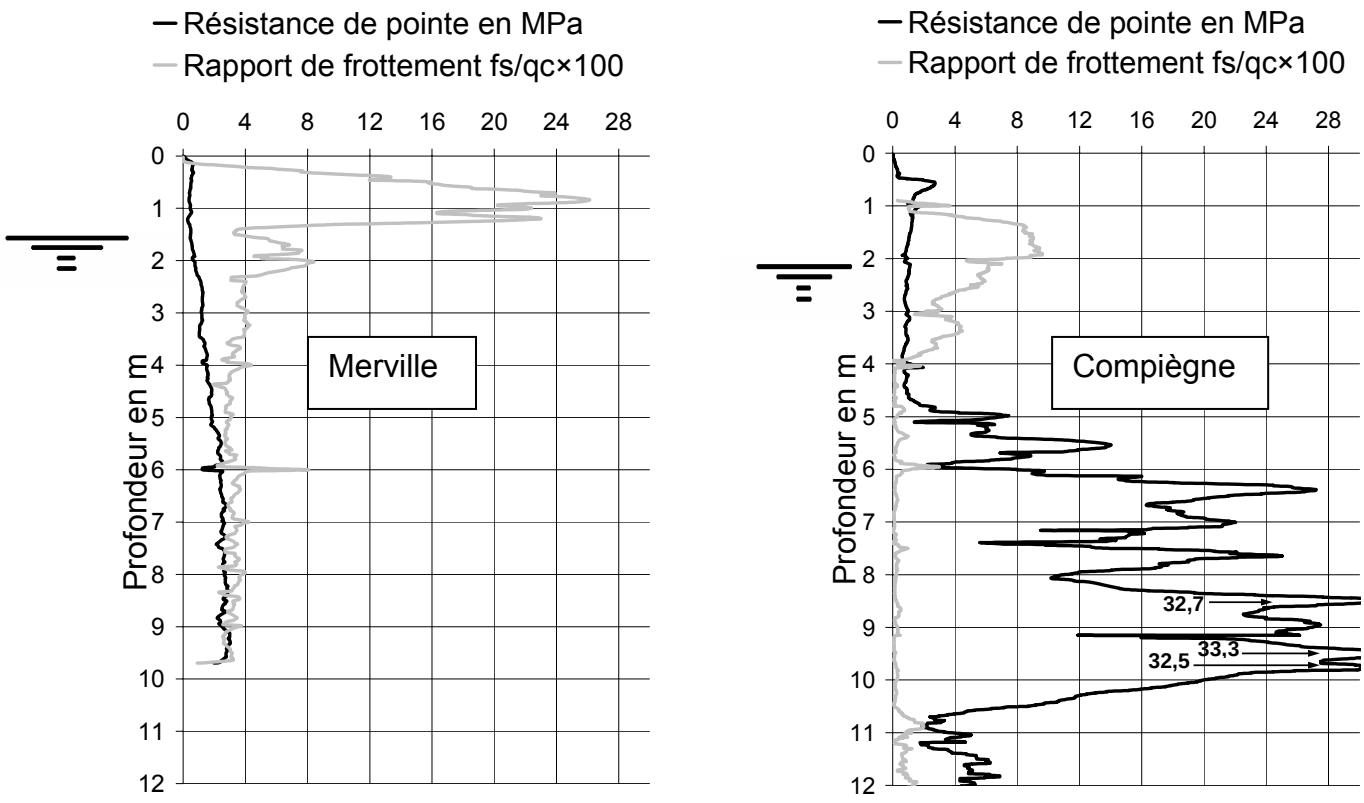



Figure 5. Essais pénétrométriques statiques à Merville et Compiègne

Plusieurs essais de chargement de pointe ont été réalisés sur ces deux sites. On propose de représenter sur un graphique la pression de pointe en fonction du tassement de la tête du train de tige. Ce dernier est de l'ordre du dixième de mm. Dans un premier temps, on ne fera pas la correction par la compression du train de tiges.

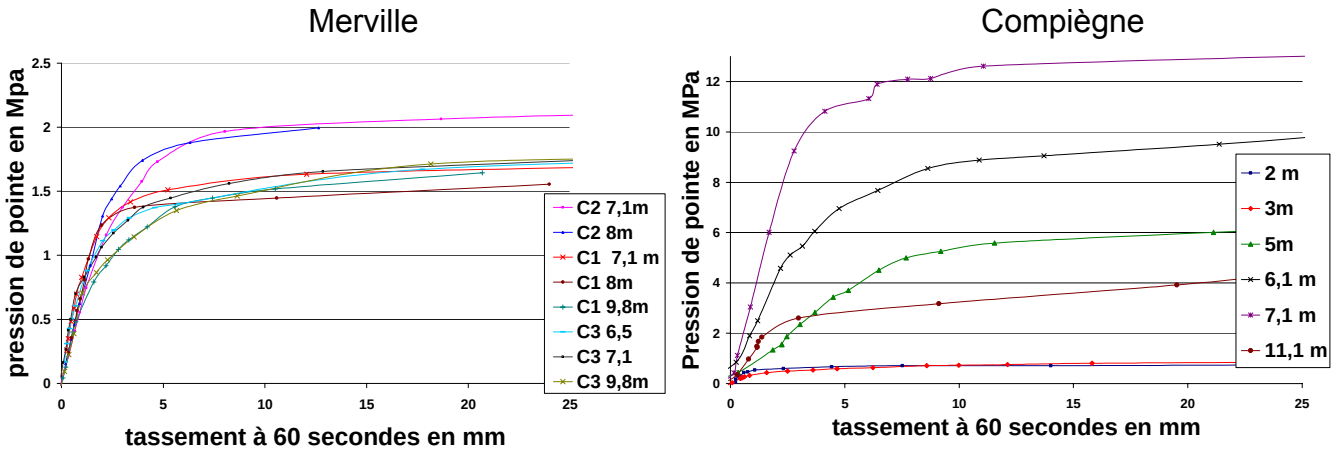



Figure 6. Courbes de chargement Merville et Compiègne.

Dans les tableaux III et IV, la résistance de pointe à la profondeur de l'essai de chargement est la moyenne entre les valeurs mesurées 5 cm avant et après la profondeur initiale de l'essai.

On propose de confronter les modules obtenus en utilisant l'expression $E = \alpha \times q_c$. On prendra pour l'argile des Flandres de Merville $\alpha = 7$ (Bachelier et Parez, 1965). Pour les essais à 2 m et 3 m dans l'argile plastique ($q_c < 1$ MPa), on prendra $\alpha = 6$ (Cassan, 1978 ; Barata, 1995). Pour l'essai à 5 m dans le sable argileux, on prendra $\alpha = 2,4$ (Bachelier et Parez, 1965).

Tableau III. Résultats modules campagne de Merville (argile des Flandres)

| Sondage | Profondeur en m | Pente de la partie linéaire | $E_{pn}$ en MPa | $q_c$ interpolé en MPa | $E_{pn} / q_c$ | $E_{oed}=\alpha\ q_c$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| C3 | 6,5 | 1,2 | 8,4 | 1,93 | 4,4 | 13,5 |
| C1 | 7,1 | 1,02 | 9,1 | 2,25 | 4 | 15,8 |
| C2 | 7,1 | 0,62 | 7,8 | 2,51 | 3,1 | 17,6 |
| C3 | 7,1 | 1,26 | 9,7 | 2,04 | 4,7 | 14,3 |
| C1 | 8 | 0,72 | 9,1 | 1,94 | 4,7 | 13,6 |
| C2 | 8 | 0,74 | 9,3 | 2,68 | 3,5 | 18,8 |
| C1 | 9,8 | 0,71 | 8,9 | 2,1 | 4,2 | 14,7 |
| C3 | 9,8 | 0,75 | 9,45 | 2,36 | 4 | 16,5 |

Tableau IV. Résultats modules campagne de Compiègne

| Sondage | Profondeur en m | Pente de la partie linéaire | $E_{pn}$ en MPa | $q_c$ interpolé en MPa | $E_{pn} / q_c$ | $E_{oed}=\alpha\ q_c$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| C1 | 2 m | 0,732 | 9,22 | 0,82 | 11,2 | 4,9 |
| C1 | 3 m | 0,463 | 5,83 | 0,92 | 6,3 | 5,5 |
| C1 | 5 m | 0,765 | 9,64 | 5,76 | 1,7 | 13,8 |
| C1 | 6,12 m | 2,095 | 26,4 | 11,81 | 2,2 | - |
| C1 | 7,12 m | 3,537 | 44,6 | 18,72 | 2,4 | - |
| C1 | 11,13 m | 1,225 | 15,4 | 3,92 | 3,9 | - |

### *3.3. Bilan des campagnes de Merville et Compiègne*

Les courbes de chargement obtenues avec un pénétromètre lourd sont analogues à celles précédemment observées avec le maquettage. La courbe se compose d'une partie linéaire en petites déformations puis d'une courbure et d'une partie linéaire en grandes déformations. La qualité des courbes est très bonne ; la campagne de Merville permet de vérifier la reproductibilité : les résultats sont homogènes sur site homogène. La résistance de palier atteinte est proche de la résistance de pointe statique $q_c$ conventionnelle interpolée à partir des mesures immédiatement au-dessus et en dessous. Les résultats obtenus sur le site de Compiègne représentés sur la figure 6 et dans le tableau IV en sont une bonne illustration.

Toutefois dans un site très lité tel que Compiègne, on a pu observer que ces résultats sont également influencés par les changements de couches.
Les données des deux sites regroupées dans les tableaux III et IV permettent de constater en première approche des valeurs très cohérentes avec la relation module pressiométrique et module œdométrique donnée par Cassan (1978) : $E_{oed} = 1,55.E_M$.

## 4. Conclusion et perspectives

Les résultats ont démontré que l'essai de chargement permet d'obtenir des courbes exploitables pour la détermination du module d'élasticité du sol, ceci en fonction de la déformation, même pour des déformations très réduites. Un avantage est l'intégration de l'essai de chargement dans l'essai pénétrométrique normal. Les campagnes in situ menées ont montré que l'essai est adapté à des conditions du sol très variées. Par ailleurs, les conditions aux limites sont très bien maîtrisées.

L'état de l'art de l'essai est tel qu'il est possible d'inclure dès maintenant l'utilisation de l'essai de chargement dans les programmes de reconnaissance.

Il est prévu de confronter prochainement les résultats obtenus sur les sites de Merville et Compiègne aux résultats pressiométriques, des essais à l'oedomètre et des essais triaxiaux. Les relations simples et immédiates qui peuvent être tirées d'ors et déjà des résultats obtenus avec celles des autres essais réalisés sur les sites, sont prometteuses. Ensuite, il est envisagé de développer davantage la méthode d'interprétation de l'essai afin d'aboutir à l'estimation de tassements. L'utilisation de la méthode de Schmertmann qui est proposée en annexe de l'Eurocode 7 partie 2 est une piste très intéressante.

## 5. Références bibliographiques

AFNOR (1996) Sols : reconnaissance et essais, Essai de pénétration statique, NF P 94-113, 16 pages

AFNOR (1995) Sols : reconnaissance et essais, Essai au piezocône, NF P 94-119, 22 pages

Arbaoui H. (2003). Mesure de la déformabilité des sols en place avec un pénétromètre, thèse de doctorat université Blaise Pascal Clermont Ferrand, 204 pages.

Bachelier Parez L., (1965) Contribution à l'étude de la compressibilité des sols à l'aide du pénétromètre à cône, 6 ICSMFE, Montréal, Vol. 2, pp. 3-7

Barata, F.E. (1995). The use of CPT to evaluate the settlements of shallow foundations on residual soils. Proceedings of the International Symposium on Cone Penetration Testing, CPT'95, Linköping, Sweden, Vol. 2, pp. 393-398.

Canépa Y., Borel S., Deconinck J. (2002). Détermination de la courbe d'évolution du module de cisaillement d'un sol en fonction de sa déformation à partir d'essais en place. Symposium International : identification et détermination des paramètres des sols et des roches pour les calculs géotechniques, PARAM 2-3 septembre 2002, pp. 25-32.

Cassan M. (1978) Les essais in situ en mécanique des sols, tome 2 applications et méthodes de calcul, Ed. Eyrolles, 331 pages

Faugeras J.C. (1979). L'essai de compressibilité des sols au pénétromètre statique et son interprétation sur modèle analogique, thèse de doctorat de l'Université Paul Sabatier, Toulouse, 125 pages.

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.

Zhou S. (1997). Caractérisation des sols de surfaces à l'aide du pénétromètre dynamique léger à énergie variable type PANDA. Thèse : Docteur : École Doctorale Sciences pour l'ingénieur de Clermont-Ferrand et Univ. Blaise Pascal Clermont-Ferrand II, 179 p.