

## General report topic 5 / Rapport général thème 5

ESSAIS DE CHARGEMENT, DE DECHARGEMENT ET DE CISAILLEMENT EN FORAGE OU EN PLACE A L'AIDE D'APPAREILS SPECIFIQUES TELS QUE LE PRESSIOMETRE, PENETROMETRE, SCISSOMETRE, etc.

LOADING, UNLOADING AND SHEARING TESTS CARRIED OUT IN BOREHOLES AND IN-SITU, BY PENETROMETER, PRESSIOMETER, SCISSOMETER

FRANK R.A.\*

### Introduction

Il est évident que les essais *in situ* occupent une place grandissante dans la reconnaissance et la détermination des propriétés mécaniques des sols et des roches.

Ceci est tout autant dû à la difficulté voire l'impossibilité de prélever des échantillons dits "intacts" et représentatifs d'un massif pour effectuer des essais de laboratoire qu'à la rapidité de l'obtention des résultats lorsque l'on pratique des essais en place (points mentionnés dans bon nombre de contributions à ce symposium).

On doit, de nos jours, reconnaître et tester des sols dans des conditions de site de plus en plus difficiles (par exemple, en mer, sous plusieurs centaines de mètres d'eau) et fournir les résultats ou prendre des décisions souvent très rapidement. Seuls les essais en place peuvent répondre à ce double impératif.

Pour ce faire, les appareillages d'essais ont profité et doivent continuer à profiter du formidable développement technologique de ces dernières décennies (utilisation des matières plastiques, de l'électronique, des mini-ordinateurs, etc.). Il faut non seulement savoir mesurer et enregistrer, il faut de plus en plus aussi pouvoir mettre en place, piloter et conduire les essais d'une manière automatique, et enfin pouvoir interpréter les résultats en temps réel sur le site même.

Les essais en place permettent de tester le comportement d'une masse de sol représentative dans des conditions avantageuses de rapidité et de coût, Mais ils ne présentent, évidemment, pas que des avantages. Leur interprétation théorique est souvent difficile, déjà parce que l'on ne contrôle pas les conditions de contrainte ou de déformation dans la masse de sol.

Deux voies sont habituellement empruntées pour utiliser quantitativement les résultats obtenus :

- l'interprétation directe : la (ou les) caractéristique(s) de l'essai servent à déterminer directement les paramètres de dimensionnement recherchés par des relations ou des abaques d'origine essentiellement empirique (voir par exemple, les règles de détermination de la capacité portante des fondations profondes à partir de la pression limite  $p_1$  du pressiomètre, de Ménard 1963 et 1965 réajustées par Bustamante et Gianeselli, 1981),
- l'interprétation en terme de paramètres élémentaires : on cherche à partir des résultats des essais en place à obtenir des paramètres de comportement élémentaires tels la cohésion, l'angle de frottement, etc. Les bases de telles

interprétations peuvent être soit empiriques (utilisation de corrélations avec les résultats de laboratoire ou entre essais *in situ*) soit théoriques (voir par exemple la détermination de l'angle de frottement effectif  $\phi'$  à partir de la résistance de cône  $q_c$  du pénétromètre statique).

Les essais en place ont donné lieu ces dernières années à de nombreux travaux concernant tant le développement des appareils que l'amélioration des méthodes d'interprétation et plusieurs symposiums ou sessions de congrès leur ont été consacrés.

Citons parmi les plus récents :

- ASCE convention (1981). Session 35 on Cone Penetration Testing and Experience. St-Louis, Missouri.
- Symposium IFP-LPC sur la pressiométrie et ses applications en mer, Paris (1982).
- Second European Symposium on Penetration Testing (ESOPT II), Amsterdam (1982).

En ce qui concerne la présente session, ayant essentiellement pour thème les essais mécaniques réalisés en profondeur dans les sols, 44 communications sont présentées :

- 18 sont consacrées, en tout ou partie, à l'essai pressiométrique
- 20 à l'essai de pénétration statique (CPT)
- 8 à l'essai de scissomètre
- 6 à l'essai de pénétration dynamique
- 4 à l'essai de plaque en profondeur (plaque ordinaire, plaque hélicoïdale et tarière, plaque autoforeuse)
- 2 à l'essai au dilatomètre plat
- enfin

4 communications sont en partie consacrées à l'essai de pénétration standard (S.P.T.) et 1 à l'essai de pénétration par charges (WST).

### 1. L'Essai pressiométrique

L'essai pressiométrique normal fut inventé et développé par Ménard et utilisé en France dès 1957. Depuis il a gagné bien d'autres pays et a donné lieu à de nombreux travaux (voir Baguelin, Jézéquel et Shields, 1978).

Le pressiomètre normal est mis en place dans un forage préalable, ou introduit directement avec refoulement du sol, à l'intérieur d'un tube fendu en général (Modes opératoires du LCPC, 1971).

Pour pallier les inconvénients dus à la procédure de mise en place qui remanie le sol et influence les résultats de l'essai,

\* Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, 58, boulevard Lefebvre - 75732 Paris Cedex 15

des pressiomètres capables de forer eux-mêmes leur propre trou furent mis au point en France (Jézéquel, 1968, Baguelin, Jézéquel, Lemée et Le Méhauté, 1972) et en Angleterre (Wroth et Hughes, 1973). Il s'agit des pressiomètres autoforeurs.

Ceux-ci sont, de par leur conception même, limités aux sols fins (éléments inférieurs à 5 mm). Cependant, un appareil de conception nouvelle a été récemment développé et est en cours de mise au point finale. L'autoforage se fait par injection d'air et permet l'évacuation d'éléments jusqu'à 50 mm de diamètre à l'intérieur d'un tube central lisse (voir Jézéquel, 1982).

Les communications à ce symposium concernent tant le pressiomètre normal que le pressiomètre autoforeur. Nous distinguerons schématiquement les aspects technologiques et techniques et les aspects d'interprétation.

### 1.1. Aspects technologiques et techniques

Les développements technologiques récents de la pressiométrie ont principalement eu lieu dans le domaine de la reconnaissance en mer, comme en témoignent les deux communications à ce symposium de Le Tirant, Faÿ et Brucy et de Amar, Baguelin, Jézéquel et Le Méhauté.

*Le Tirant, Faÿ et Brucy* décrivent le pressiomètre autoforeur marin (PAM) conçu pour travailler jusqu'à 1 000 m d'eau. Un bâti de 15 tonnes environ est posé au fond de la mer mettant en œuvre une sonde pressiométrique autoforeuse de 6 m de long y compris le module de fonçage qui consiste soit en une masse-tige pour des efforts jusqu'à 11 kN, soit en un vérin-packer pour une avance séquentielle permettant d'atteindre 30-35 kN. Un ombilical électrique et un câble porteur sont les seules liaisons avec le navire. L'ombilical électrique reliant l'électronique de fond et l'électronique de surface (calculateur en temps réel, notamment) permet la commande automatique de l'appareil et l'acquisition des données (paramètres d'avancement et paramètres d'expansion de la sonde). Cet appareil a récemment été mis en œuvre avec succès sous près de 300 mètres d'eau. Les courbes pressiométriques obtenues sont interprétées de la même manière que pour le pressiomètre autoforeur 1976 (PAF 76) et permettent notamment l'identification des sols (voir Jézéquel, 1982).

Le pressio-pénétrromètre présenté par *Amar, Baguelin, Jézéquel et Le Méhauté* est également mis en place à partir d'un bâti immergé, mais il est vériné ou vibro-battu. De conception plus légère, il peut être mis en œuvre sous 100 mètres d'eau. Il permet des essais de pénétration statique, dynamique et des essais pressiométriques. Il est également muni d'un piézomètre. Le déroulement des mesures, l'acquisition des données et leur traitement sont, ici aussi, assurés d'une manière automatique.

Bien évidemment, d'autres appareillages de pressiométrie à la mer existent et ont été présentés, pour certains, au symposium de Paris mentionné plus haut. En ce qui concerne la mise en œuvre à partir d'un bâti posé au fond, citons un équipement pour des profondeurs d'eau faibles et moyennes (jusqu'à 40 mètres) constitué notamment d'une plate-forme hydraulique quadripode et d'une sonde pressiométrique autoforeuse PAF-76 (Bisson, Bognol et Bourges, 1982). Une deuxième possibilité de mise en œuvre à la mer est de descendre le pressiomètre à l'aide d'un câble à l'intérieur d'un train de tiges de forage (méthode "wire-line"). L'expansomètre à câble (Légier, 1982) et le "push-in" pressiomètre (Reid, St. John, Fyffe et Rigden, 1982) sont mis en œuvre par cette méthode. Dans les deux cas la sonde pressiométrique, munie d'une tresse coupante à son extrémité, est enfoncée dans le sol après

avoir été bloquée automatiquement au fond du train de tige de forage. Des essais pressiométriques sous 200 à 300 mètres d'eau ont ainsi été réalisés.

En ce qui concerne des essais à terre, deux appareils nouveaux sont présentés à ce symposium :

— un pressiomètre pour revêtements de chaussée (*Shields et Briaud*). Il s'agit d'un pressiomètre monocellulaire de 230 mm de longueur active et de 32,4 mm de diamètre, mis en œuvre dans un forage préalable ( $V_0$  : volume initial = 190 cm<sup>3</sup>). Un essai est effectué, en principe, tous les 30 cm, dans les couches de fondation et de sous-fondation du revêtement ainsi que dans la plate-forme jusqu'à 1,5 m de profondeur. L'essai est à déformation contrôlée et on mesure principalement un module de recompression après un premier cycle de charge-décharge. L'essai est ensuite poursuivi jusqu'à une déformation volumétrique  $\Delta V/V_0$  de 50 % environ ( $\Delta V = 90$  cm<sup>3</sup>). Une méthode de dimensionnement pour pistes d'aéroport a été proposée pour le Canada, à partir de corrélations avec des essais de plaque McLeod.

— un pressiomètre à très haute pression (jusqu'à 100 MPa) pour les études minières (*Arcamone, Poirot et Schwartzmann*). Il s'agit d'une sonde monocellulaire de longueur active 55 cm et de diamètre 6,2 cm, gonflée par une pompe reliée à un manomètre et à un volumètre pour mesurer le volume injecté. Cet appareillage est facile de mise en œuvre et a permis d'obtenir des modules de déformation de charbon réalistes (atteignant jusqu'à 2 000 MPa). Les auteurs décrivent également une cellule de mesure de surcarottage à trois paires de capteurs utilisée comme pressiomètre pour mesurer le module de déformation dans le forage de surcarottage lui-même. La méthode a été utilisée dans des sites de craie, de gypse, de calcaire et de sel.

Avant de clore ce paragraphe sur les possibilités techniques et les performances de la pressiométrie, mentionnons la contribution d'*El Ghorfi, Magnin, Karpoff et Lakshmanan*, qui rapportent des essais dans des marnes miocènes jusqu'à 184 m de profondeur, grâce au pressiomètre Ménard type G, à l'occasion d'un chantier pour une usine hydro-électrique souterraine au Maroc. Il s'agissait d'obtenir des modules de déformation, des cohésions et angles de frottement pour des problèmes de soutènement provisoire et de revêtement définitif. Une vingtaine d'essais ont été réalisés, comprenant 4 cycles de charge-décharge, et menés parfois jusqu'à une pression de 6 MPa.

### 1.2. Aspects d'interprétation

#### 1.2.1. Caractéristiques mécaniques

Un essai pressiométrique permet d'obtenir toute une courbe de déformation, à savoir la courbe d'expansion : pression appliquée ( $p$ ) — déformation volumique de la sonde  $\left(\frac{\Delta V}{V_0}\right)$ , et ceci jusqu'à de grandes déformations.

On en tire essentiellement des modules de déformation et une pression limite ainsi qu'une estimation, plus ou moins fine selon les procédures d'essais, de la pression horizontale du sol au repos  $p_0$  qui est la pression de référence pour l'interprétation de l'essai.

Dans l'essai pressiométrique normal (Ménard) on détermine un module  $E$  dans la plage linéaire située entre  $p_0$  et  $p_f$  (pression "de fluage"), la pression limite étant, elle, conventionnellement la pression (corrigée) obtenue pour

une déformation volumétrique  $\frac{\Delta V}{V_0} = 100$  % (voir Baguelin, Jézéquel et Shields, 1978).

Pour l'essai pressiométrique "autoforeur" il n'existe, en principe, pas de partie linéaire sur la courbe de première expansion. On peut déterminer, par exemple, des modules sécants à 0%, 2% ou 5% de déformation volumique (voir Jézéquel, 1982) ou sur un cycle de décharge-recharge incorporé dans l'essai (voir Wroth, 1982). Les essais avec pressiomètre autoforeur sont, en général, conduits jusqu'à une déformation  $\Delta V/V_0$  de l'ordre de 20%.

Si on se réfère à la théorie élastique isotrope en déformation plane cylindrique pour interpréter la phase initiale (avant que le sol, au contact de la sonde, ait atteint la rupture), l'essai pressiométrique apparaît comme un essai de cisaillement simple et les pentes de  $\left(p, \frac{\Delta V}{V_0}\right)$  sont des

modules de cisaillement  $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$  (le module pressiométrique normal  $E$  est conventionnellement calculé en prenant  $\nu = 0,33$ ).

Ménard, dès 1957, chercha à déduire des caractéristiques de rupture ( $c, \phi$ ) à partir de l'essai pressiométrique et proposait de déterminer l'enveloppe des cercles de Mohr (courbe intrinsèque) à partir des sous-tangentes à la courbe d'expansion (voir aussi Cassan, 1960). Gibson et Anderson (1961) démontraient qu'en utilisant la variable  $\Delta V/V$  ( $V$  volume déformé de la cavité) on pouvait obtenir la cohésion apparente  $c_u$  (cohésion non drainée) d'une argile ou l'angle de frottement effectif  $\phi'$  d'un sable, en traçant respectivement les diagrammes  $\left(p, \lambda n \frac{\Delta V}{V}\right)$  ou  $\left(\lambda n p', \lambda n \frac{\Delta V}{V}\right)$ .

Ces théories initiales de l'essai pressiométrique étaient basées sur un comportement élastique, parfaitement plastique, sans variation de volume. En 1972, Baguelin, Jézéquel, Lemée et Le Méhauté, Ladanyi et Palmer indépendamment, montraient que la sous-tangente à la courbe d'expansion représentait la contrainte de cisaillement mobilisée pour la déformation correspondante, sans aucune restriction sur la loi de cisaillement du sol. On supposait simplement que la déformation avait lieu à volume constant. Cette méthode dite de la "sous-tangente" donne donc la courbe de cisaillement du sol pour des conditions non drainées, c'est-à-dire pour un essai d'expansion relativement rapide dans des sols fins. Le pic ou la valeur maximale de cette courbe est interprété comme étant la cohésion non drainée  $c_u$ .

Pour les sables, l'hypothèse de non variation de volume ne peut plus être retenue. Il est nécessaire de remplacer cette condition par une donnée supplémentaire. Hughes, Wroth et Windle (1977) se servent de l'angle de frottement à volume constant  $\phi'_{cv}$ , et leur méthode permet de déterminer  $\phi'$  et  $\nu$ , l'angle de dilatance, notamment grâce à l'équation de contrainte-dilatance de Rowe (1962).

La méthode de Baguelin et Jézéquel (1978) peut fournir, elle, dans certains domaines, la déformation volumétrique du sol en fonction de la déformation tangentielle, en comparant le chemin de contrainte apparent (obtenu par la méthode de la sous-tangente) au chemin de contrainte réel, ce qui nécessite la connaissance de  $c'$  et  $\phi'$ , ou de  $\phi'_{cv}$ .

Ces méthodes d'interprétation "fines" de la courbe d'expansion pressiométrique en terme de caractéristiques élémentaires de rupture doivent être réservées aux pressiomètres autoforeurs. Pour le pressiomètre normal les incertitudes sur la pression initiale et sur la première partie de la courbe d'expansion, dues au remaniement plus ou moins important du sol par la méthode de mise en œuvre, rendent en effet les résultats très aléatoires. Ménard, lui-même, avait

renoncé à déterminer une courbe intrinsèque à partir de l'essai pressiométrique et c'est sans doute une des raisons qui le poussa à s'orienter vers des règles empiriques de dimensionnement des fondations directement à partir des résultats pressiométriques (voir la contribution de Van Wambeke).

Cependant pour d'autres problèmes (soutènements notamment), Ménard proposa des estimations de la cohésion apparente  $c_u$  ou de l'angle de frottement  $\phi'$ , mais à partir de la pression limite  $p_q$ .

En ce qui concerne la cohésion apparente  $c_u$  déterminée à partir de la pression limite  $p_q$  on s'accorde pour se servir de la solution théorique de l'expansion d'une cavité cylindrique dans un milieu élastique - parfaitement plastique incompressible (Bishop, Hill et Mott, 1945) qui conduit à :

$$\frac{p_q - p_0}{c_u} = 1 + \lambda n \frac{G}{c_u}$$

En théorie ce rapport varie, en effet, relativement peu pour les valeurs usuelles de  $G/C_u$ . En fait les comparaisons expérimentales entre le pressiomètre et le scissomètre ou les essais de laboratoire sont souvent très dispersées et ce, pour de nombreuses raisons (voir Amar et Jézéquel, 1972, et Cassan, 1978).

Powell, Marsland et Alkhafagi comparent les modules  $G$  et les cohésions apparentes  $c_u$  obtenues dans une argile à blocs glaciaire, par le pressiomètre normal d'une part, et des essais de plaque de 86,5 cm de diamètre en profondeur d'autre part. Les cohésions au pressiomètre obtenues par la méthode de la sous-tangente sont 2 à 3 fois supérieures à celles de l'essai de plaque. Les valeurs obtenues par  $c_u = \frac{p_q - p_0}{6,18}$  (Marsland et Randolph, 1977)

sont en meilleur accord, bien que toujours supérieures. En ce qui concerne les modules de cisaillement  $G$  du pressiomètre normal, ils sont, par contre, 2 à 5 fois plus petits que ceux obtenus par l'essai de plaque. Les auteurs remarquent que plus  $G$  approche les valeurs données par l'essai de plaque, plus les deux méthodes de prévision de  $c_u$  convergent. Tous ces éléments montrent clairement l'influence du remaniement autour de la sonde et vont dans le même sens que les résultats théoriques obtenus par Baguelin, Frank et Jézéquel (1975). Powell, Marsland et Alkhafagi donnent également des résultats fort intéressants concernant l'influence de la pression initiale  $p_0$  ou des durées de palier de pression.

Morris rapporte des essais monotones et cycliques, réalisés avec un pressiomètre autoforeur dans des argiles sensibles à très sensibles normalement consolidées. La cohésion apparente est calculée à partir de la pression limite et les résultats sont en bon accord avec les résultats d'essais triaxiaux consolidés - non drainés, montrant une croissance linéaire avec la pression effective verticale correspondant à un angle de frottement effectif  $\phi' = 32^\circ$  et un coefficient de pression interstitielle  $A = 1$ . Les essais cycliques, qui consistent en une dizaine de cycles, visent à apprécier le potentiel de liquéfaction de ces argiles sensibles et sont cohérents avec les résultats d'essais de laboratoire. L'auteur indique, à juste titre, que l'interprétation de tels essais - très prometteurs - nécessite encore du travail de recherche.

Kustov et Ruppeneit interprètent des essais pressiométriques dans des sables ( $c'$  et  $\phi'$ ) en se servant pour la phase plastique du critère de Coulomb-Mohr ou du critère de Mises-Botkin, avec la loi d'écoulement associée (angle de dilatance égal à l'angle de frottement effectif) ou les équations de comportement de Hencky (proportionnalité entre

la déformation plastique totale et la contrainte déviatorique). Les meilleurs résultats sont obtenus avec le critère de Mohr-Coulomb et la loi associée. Les équations de Hencky fournissent des valeurs de  $\phi'$  trop élevées, voire irréalistes. Ces équations sont d'ailleurs présentées comme contestables par les auteurs (voir aussi Hill, 1950). Le critère de Mises-Botkin avec la loi associée donne des valeurs trop faibles. Une méthode qui évite la dérivation de la courbe d'expansion (méthode de la sous-tangente) est notamment présentée. Enfin remarquons que le pressiomètre est descendu dans un tubage avec trousse coupante, mis en place par vibration. Le pressiomètre est alors gonflé à la pression naturelle du sol et le tubage est remonté.

L'utilisation du pressiomètre autoforeur dans des argiles molles à raides fait l'objet de la contribution de *Ghionna, Jamiolkowski, Lacasse, Ladd, Lancellotta et Lunne*. Les résultats présentés, concernant essentiellement 3 sites en Italie, sont représentatifs, selon les auteurs, de leur expérience de 7 années acquise aux Etats-Unis et en Europe avec divers pressiomètres autoforeurs. Le "Camkometer" de l'Université de Cambridge, d'élanement  $l/d = 6$  dont la particularité est de mesurer le déplacement radial dans 3 directions à  $120^\circ$  par trois palpeurs à jauges de déformation, est utilisé. Les différences parfois importantes entre les pressions  $p_0$  obtenues par les trois mesures sont principalement attribuées à des défauts mécaniques du système de palpeurs. La déformation moyenne conduit cependant à de bonnes estimations dans les argiles molles. Pour les argiles raides les valeurs trouvées sont trop fortes. En ce qui concerne les cohésions non drainées  $c_u$  obtenues par diverses méthodes d'interprétation de la courbe d'expansion, elles sont, en général, largement supérieures à celles données par d'autres essais de sol. Il en est de même pour les modules  $E_u$  comparés aux résultats d'essais de laboratoire. Les pressions interstitielles mesurées après stabilisation ne sont pas en bon accord avec des mesures au piézocône. Ceci est dû, selon les auteurs, à des problèmes liés à l'équipement. Ils proposent, en conclusion, une amélioration de l'équipement de base et de l'électronique avant de pousser plus avant les méthodes d'interprétation.

### 1.2.2. Influence de l'élanement

Toutes les interprétations de l'essai pressiométrique font l'hypothèse de condition de déformation plane (cavité cylindrique de longueur infinie). De nombreuses études théoriques et expérimentales ont ainsi été menées pour déterminer l'élanement : longueur  $l$ /diamètre  $d$ , optimum afin d'assurer au mieux cette condition ainsi que pour déterminer le rôle des cellules de garde du pressiomètre normal tricellulaire Ménard (voir Baguelin, Jézéquel et Shields, 1978).

*Suyama, Ohya, Imai, Matsubara et Nakayama* comparent la déformation d'un pressiomètre monocellulaire LLT (Lateral Load Tester) d'élanement  $l/d = 10$  et celle d'un pressiomètre normal tricellulaire d'élanement total  $l/d = 8,3$ . Les pressiomètres, à l'échelle 1/3, de diamètre  $d = 20$  mm sont placés dans une cuve de 40 cm de large, de 16 cm d'épaisseur et 40 cm de profondeur et contenant du sable à silice et des billes de plomb. Les déplacements sont observés avec précision aux rayons X grâce aux billes de plomb. Dans les deux cas le diamètre moyen calculé par le volume d'eau injecté est en très bon accord avec le diamètre mesuré aux rayons X. D'autre part la sonde monocellulaire et la cellule de mesure de la sonde tricellulaire présentent des profils d'expansion bien cylindriques. A la pression limite cependant, les deux cellules tendent à avoir un diamètre croissant vers le bas. Dans le sol les profils de déplacement sont raisonnablement cylindriques, avec une tendance à la

protubérance au niveau de la cellule de mesure du pressiomètre tricellulaire. Des résultats par éléments finis sont aussi présentés et les auteurs concluent à la grande fiabilité des caractéristiques de sol mesurées par ces deux pressiomètres dont les résultats sont peu différents.

*Faugeras, Gourves, Meunier, Nagura, Matsubara et Sugawara* consacrent également une partie de leur contribution à la comparaison entre les résultats obtenus avec un pressiomètre LLT monocellulaire et un pressiomètre tricellulaire sur 7 sites en France et au Japon (25 essais par site et par appareil). La comparaison des pressions initiales  $p_0$ , des modules  $E$ , des pressions de fluage  $p_f$  et des pressions limites  $p_g$  ne montre pas de différence significative pour un essai par rapport à l'autre et les dispersions sont semblables (les pressions  $p_0$  et les modules  $E$  semblant les plus dispersés). Les auteurs comparent également les modules obtenus avec le pressiomètre LLT en faisant varier la méthode de chargement (contrainte contrôlée, déformation contrôlée et vitesse de chargement), le diamètre de la sonde et la méthode de forage préalable. Le seul facteur qui ait une influence claire est la méthode de forage préalable. Le module minimal obtenu pour chaque sol peut être le quart ou la moitié du module maximal, confirmant la grande influence de la méthode de forage, en accord avec les études publiées auparavant sur ce sujet (voir notamment Jézéquel, Lemasson, Touzé, 1968).

*Borsetto, Imperato, Nova et Peano* utilisent la méthode des éléments finis avec un modèle de sol élasto-plastique avec écrouissage pour comparer l'influence de l'élanement  $l/d$  de pressiomètres autoforeurs sur les modules tangents initiaux et les cohésions dérivées en faisant l'hypothèse de déformation plane. Plus l'élanement est faible plus les courbes d'expansion sont raides (ce qui va dans le sens d'une expansion sphérique) et plus les cohésions recalculées par la méthode de la sous-tangente sont fortes (+ 20 % pour  $l/d = 6$ , + 35 % pour  $l/d = 2$  environ par rapport à la solution pour  $l/d = +\infty$ ). La comparaison avec des résultats expérimentaux montrent que l'on obtient, au mieux, une borne supérieure de la cohésion déterminée en laboratoire dans un essai en déformation plane. En ce qui concerne le module de cisaillement aux très petites déformations, les auteurs ne trouvent pratiquement pas de différences dès que  $l/d > 4$  et les résultats sont en très bon accord avec les résultats de laboratoire. (On notera que les auteurs n'indiquent pas comment est modélisée la membrane, ce qui nous semble être un point important pour les simulations numériques de l'essai pressiométrique).

### 1.2.3. Mesure du coefficient de consolidation horizontal

Bien d'autres types d'essais sont réalisables avec le pressiomètre, en sus des essais d'expansion relativement rapides : essais cycliques (voir Baguelin, Jézéquel et Le Méhauté, 1981, qui présentent des résultats pour plusieurs milliers de cycles au pressiomètre autoforeur), essais de longue durée ou drainés, essais dynamiques, etc. On a également pensé à déterminer en place un coefficient de consolidation radiale, en suivant l'évolution des pressions interstitielles en fonction du temps (voir Baguelin, 1973). Mais les interprétations théoriques restaient très simples. Récemment (1979), Randolph et Wroth publièrent la solution analytique de la consolidation radiale autour d'un pieu, en sol élastique et en déformation plane et considèrent, comme distribution initiale de surpression interstitielle, celle créée par une expansion cylindrique dans un milieu élastique - parfaitement plastique ( $c_u$ ), dont la contrainte effective moyenne est supposée constante dans des conditions non drainées. Carter, Randolph et Wroth (1979) montrèrent que la solution élastique pour la phase de consolidation était suffisamment précise pour un sol

élasto-plastique. Cette solution fut appliquée par Clarke, Carter et Wroth (1979) à des essais pressiométriques auto-foueurs.

*Mc Kinlay et Shwaik* rapportent des essais de ce genre avec un pressiomètre mis dans un forage préalable. Les pressions interstitielles sont mesurées par un disque de céramique poreuse de 6 mm de diamètre fixée à travers la membrane gonflable du pressiomètre. Après un gonflement initial la déformation ou la pression est bloquée et la dissipation des surpressions interstitielles est suivie en fonction du temps. Les coefficients de consolidation sont calculés à l'aide de la solution de Randolph et Wroth (strictement applicable aux essais à déformation bloquée uniquement). Les résultats obtenus ne varient pas particulièrement suivant la vitesse de gonflement (déformation du rayon de 3,5 %, à une vitesse de 0,38 % par minute ou 0,76 % par minute) ou le type d'essai effectué (rayon bloqué ou pression bloquée). Pour l'argile à blocs testés les valeurs trouvées sont 5 à 10 fois supérieures à celles déterminées à l'oedomètre lors d'études antérieures, dans des sols analogues.

#### 1.2.4. Dimensionnement des fondations

On a déjà évoqué le calcul de la capacité portante des pieux directement à partir de la pression limite donnée par le pressiomètre normal. Les résultats pressiométriques sont également utilisés pour calculer la force portante ou le tassement des fondations superficielles, ou le déplacement des pieux chargés latéralement. Bien que ce soit ce domaine d'application qui ait fait la réputation du pressiomètre normal, domaine d'application voulu par Ménard lui-même, il serait trop long d'exposer ici même les principes de base et le lecteur est invité à se reporter à Baguelin, Jézéquel et Shields (1978).

*Briaud, Smith et Meyer* proposent une nouvelle méthode de construction des courbes de réaction  $p-y$  pour les pieux sous charge latérale. La pression de réaction frontale est assimilée à la pression obtenue au pressiomètre normal avec avant-trou pour le même déplacement relatif. Pour le frottement sur les côtés et sur la base on propose pour l'instant — en attendant des améliorations — d'utiliser la méthode de la sous-tangente pour déterminer la courbe de mobilisation. Des facteurs de forme, basés sur l'étude théorique de Baguelin, Frank et Saïd (1977), sont introduits et permettent de tenir compte de la géométrie (pieux circulaires ou carrés).

## 2. L'Essai de pénétration au cône (C.P.T.)

L'essai de pénétration au cône (ou "essai de pénétration statique" ou encore "essai de pénétration hollandais") est né, comme l'un de ses noms l'indique, en Hollande vers le début des années 1930 (Delft Laboratory, 1936, Barentsen, 1936).

Ces premiers pénétromètres étaient à transmission mécanique (l'effort est transmis en pointe par un train de tiges intérieures) et permettaient d'obtenir par pénétration discontinue la résistance de cône et la résistance totale (cône + frottement latéral sur les tiges de fonçage). Les appareils allaient subir une continue évolution en même temps que leur emploi gagnait de nombreux pays. Notons ainsi l'introduction du manchon de frottement (Begemann, 1953) ou la mesure hydraulique directement en pointe (appareil à pénétration continue construit par Parez en 1953 ; voir le livre de Sanglerat (1972) pour un historique complet des essais de pénétration). Vers la fin des années 1960, apparurent les pénétromètres électriques (de Ruiter, 1971), qui sont les plus utilisés à l'heure actuelle et de-

viennent de plus en plus élaborés grâce aux développements de l'électronique et de l'informatique (voir, par exemple, l'appareil présenté par *Bruzzi*). Ces appareils, à cône fixe, mesurent continuellement la résistance de cône d'une manière électrique et peuvent comporter, pour la mesure locale du frottement, un manchon situé, généralement, juste au-dessus du cône.

Devant la multiplication des appareils et des procédures d'essais, des efforts de normalisation apparurent assez vite afin d'homogénéiser les résultats. Ils ont notamment abouti en 1977 à une norme recommandée (Sous-Comité Européen de Standardisation des essais par pénétration, 1977), qui est, dans l'ensemble, bien suivie si l'on en juge par les contributions à ce symposium. Mentionnons simplement ici que cette norme préconise un cône non débordant de 35,7 mm de diamètre à sa base (surface de  $10 \text{ cm}^2$ ) et d'angle au sommet  $60^\circ$ . La vitesse de pénétration conseillée est de 2 cm/s.

Un des aspects majeurs du développement de la pénétrométrie de nos jours est la mesure des surpressions interstitielles développées pendant le fonçage ainsi que la mesure de leur dissipation à l'arrêt de la pénétration. Cette tendance est très récente. Les premières recherches publiées datent de 1974-1975 (voir les comptes rendus de ESOPT I, Stockholm, 1974 et de l'ASCE Conference on In Situ Measurement of Soil Properties, Raleigh, North Carolina, 1975). Elle confère une dimension nouvelle à l'essai de pénétration au cône. L'utilisation du "piézocône" (cône muni d'un capteur piézométrique) est de plus en plus fréquente et une proportion relativement importante des communications que nous examinons ci-dessous le concerne.

### 2.1. Aspects technologiques et techniques

La réalisation de l'essai CPT dans des couches profondes ou raides est limitée par la capacité de pénétration totale et l'effort maximal que peut supporter le peson dans le cône. Les pénétromètres "lourds" les plus courants permettent d'atteindre aux alentours de 200 kN d'effort de fonçage total et de mesurer 100 à 150 kN d'effort de cône. On peut reconnaître ainsi 30 à 80 mètres de sols meubles, suivant leur résistance (de Ruiter, 1982).

Pour les applications en mer, on retrouve les deux méthodes déjà évoquées à propos de l'essai pressiométrique : schématiquement, exécution de l'essai à partir d'un bâti posé au fond et relié à la surface par des connections souples ou descente du pénétromètre dans un train de tiges de forage depuis le bateau (méthode "wire-line"). Les bâtis de fond permettent d'atteindre plusieurs centaines de mètres d'eau. La pénétration est limitée notamment par le poids du bâti lesté. L'exécution de l'essai de pénétration en fond de forage permet d'accroître la profondeur de sol testée.

La reconnaissance sous-marine par essais de pénétration statique, commencée au début des années 1970, est maintenant une opération courante et divers équipements pleinement opérationnels répondant aux principes énoncés ci-dessus sont décrits dans les synthèses de de Ruiter, de van den Berg et de van den Zwaag et Sunderland à l'occasion du récent symposium ESOPT II (1982).

Au présent symposium *Bruzzi* présente un appareil pour la reconnaissance en mer sous 300 mètres d'eau ou plus. L'équipement, entièrement automatique, est essentiellement constitué d'un pénétromètre électrique avec piézomètre, d'un bâti de fond, d'un câble de liaison fond-surface et d'un mini-ordinateur de pilotage de contrôle des opérations et d'acquisition de données. La capacité de pénétration est de 100 à 200 kN. Trois pointes de forme normali-

sée, mais de conception différente, ont été construites, permettant de mesurer la résistance de cône, le frottement latéral, la pression interstitielle et l'inclinaison et pouvant résister à des pressions de 10 MPa.

A cause de l'eau qui peut entrer par les joints des pointes pénétrométriques, la pression interstitielle influence les résultats de l'essai qui devraient, en toute rigueur, être corrigés en fonction du rapport net des surfaces résultant de la conception de la pointe (voir, par exemple, Bruzzi et Cestari, 1982, et Campanella, Gillespie et Robertson, 1982). En pratique, cette correction peut avoir de l'importance dans le cas des sols présentant de grandes surpressions interstitielles pendant la pénétration (argiles normalement consolidées) et de faibles valeurs de résistance de cône.

La contribution de *Bruzzi et Cestari* est consacrée à ce problème de conception des pointes en liaison avec l'influence de la pression interstitielle sur la résistance de cône mesurée. 5 cônes électriques différents ont été conçus : deux cônes dits de "contrainte effective", deux cônes de "contrainte totale" (TS) et un piézocône avec l'élément poreux au-dessus de la base du cône. Les étalonnages en chambre hydrostatique sont satisfaisants, ne montrant un comportement particulier que pour le cône TS1, à vide annulaire scellé par un joint de silicone, pour lequel la résistance de cône mesurée ne représente que 50 % de la pression d'eau appliquée. Le profil moyen obtenu *in situ*, pour un site d'argile molle et de limon lacustre, pour chaque pointe, est corrigé grâce aux mesures de pression interstitielle et aux résultats de la chambre d'étalonnage, pour obtenir un profil de résistance de cône effective et un profil de résistance totale. Les résultats sont alors beaucoup moins dispersés pour un cône par rapport à l'autre.

## 2.2. Aspects d'interprétation

### 2.2.1. Utilisation de $q_c$ et $f_s$

L'essai de pénétration au cône consiste à vérifier quasi-statiquement une pointe conique, éventuellement surmontée d'un manchon de frottement, et à déterminer la résistance de cône  $q_c$  et le frottement total sur les tubes de fonçage ou le frottement local unitaire sur le manchon  $f_s$ .

Le sol est constamment sollicité à la rupture et les paramètres mesurés sont des caractéristiques limites (de rupture). Contrairement à l'essai pressiométrique, l'essai de pénétration statique ne permet pas, dans sa version normale, d'obtenir une courbe effort-déformation ou de mesurer un paramètre de déformabilité de sol.

On peut cependant imaginer arrêter la pénétration à une cote donnée et réaliser un essai de chargement "véritablement statique" (au sens d'un essai statique de pieu ou de plaque) afin d'obtenir une courbe effort-déplacement (voir *Faugeras, Fortuna et Gourves* plus bas).

Les résultats de l'essai courant peuvent tout d'abord être interprétés qualitativement dans le cadre d'une reconnaissance de sols d'un site donné (homogénéité, épaisseur, dureté et compressibilité des différentes couches). L'exemple d'une telle reconnaissance pour la construction d'un port en Belgique est donné par *de Wolf, Carpentier, de Rouck et de Voghel*. Des essais avec pénétromètre mécanique à cône simple, ainsi que des prélèvements d'échantillons sont effectués sous des hauteurs d'eau relativement faibles à partir d'une petite plateforme auto-élevatrice. La campagne comprend une reconnaissance générale du site prévu — composé de sables de différentes compacités et d'argiles molles à raides —, une reconnaissance systématique aux emplacements définitifs des jetées ainsi qu'une reconnais-

sance détaillée en des endroits critiques. Les essais CPT y sont aussi utilisés pour contrôler la qualité et le compactage de matériaux de substitution, décidée à certains emplacements.

A part les interprétations qualitatives, les essais de pénétration statique servent également à identifier les sols, à déterminer la capacité portante des fondations profondes et sont parfois aussi utilisés pour estimer des caractéristiques élémentaires de comportement.

L'identification des sols se fait en étudiant le rapport  $f_s/q_c$ , pourcentage de frottement (ou  $q_c/f_s$ , indice de frottement). Les valeurs élevées de l'ordre de 5 à 10 %, correspondent aux sols argileux à tourbeux, et les valeurs faibles (1 à 2 %) aux sables grossiers à fins (Begemann, 1965, Sanglerat, 1972).

L'essai de pénétration statique peut être considéré, en fait, comme la mise en place d'un mini-pieu et il est naturel que son utilité première ait été perçue pour le dimensionnement des fondations profondes dès son apparition. De nombreux travaux ont été faits en ce sens, à l'origine en Hollande (Delft Laboratory, 1936) et en Belgique, puis dans bien d'autres pays (voir, par exemple, De Beer, 1945, et Kérisel, 1961). C'est là un domaine d'utilisation privilégié du pénétromètre, et plusieurs contributions à ESOPT II (1982) lui sont consacrées, notamment celle de Bustamante et Gianceselli, qui proposent des corrélations directes entre la résistance de cône et les efforts résistants unitaires des fondations profondes basées sur l'interprétation de nombreux essais statiques de pieux en vraie grandeur.

*Amar, Nazaret et Waschkowski* relèvent que les méthodes de calcul des fondations profondes étant toutes "calées" expérimentalement sur les résultats obtenus avec un pénétromètre donné, la normalisation ou l'étalonnage du pénétromètre statique utilisé s'impose. Cette contribution donne, par ailleurs, des corrélations entre la résistance de cône  $q_c$  et les résultats pressiométriques ( $E$  et  $p_1$ ). On souligne également la spécificité du pénétromètre statique qui, grâce aux équipements élaborés dont il bénéficie de nos jours, est bien adapté aux reconnaissances détaillées et quantitatives des sols.

### Détermination de la cohésion apparente

En ce qui concerne les caractéristiques élémentaires des sols, la cohésion apparente  $c_u$  des sols fins est généralement reliée à la résistance de cône par :

$$c_u = \frac{q_c - \sigma_{vo}}{N_K}$$

où  $\sigma_{vo}$  est la contrainte verticale totale et  $N_K$  le facteur de cône.

Plusieurs formules issues de travaux théoriques sont disponibles pour évaluer le facteur  $N_K$  (voir *Jamiolkowski, Lancellotta, Tordella et Battaglio*, 1982). Ainsi, la théorie rigide-plastique (par exemple, Meyerhof, 1961), la théorie d'expansion de cavités (Vesic, 1977) ou la théorie de la pénétration en état permanent ("Steady State") qui combine une solution rigide-plastique et la solution de l'expansion d'une cavité cylindrique (Baligh, Vivatrat et Ladd, 1978).

On se rend compte que le mécanisme de poinçonnement d'un pénétromètre ou d'une fondation profonde est un problème très complexe, et l'interprétation théorique de l'essai de pénétration statique est encore plus compliquée que pour le pressiomètre.

Que l'on se base sur l'expansion d'une cavité sphérique ou cylindrique, le facteur  $N_K$  devrait relativement peu varier.

Dans la réalité ce n'est pas le cas, et comme pour le pressiomètre on peut trouver des valeurs fort dispersées. Un certain nombre de raisons sont données par Schmertmann (1975).

Cependant, on peut retenir, en première approximation, une valeur pour  $N_K$  de 10 à 15 pour les argiles normalement consolidées et de 15 à 20 pour les argiles surconsolidées, la cohésion apparente  $c_u$  étant généralement déterminée au scissomètre de chantier (de Ruiter, 1982).

*Barakat, Courtecuisse, Mabit, Dupas et Sebag* interprètent des essais au pénétromètre électrique avec manchon de frottement dans des argiles très plastiques normalement consolidées, réalisés à l'occasion de travaux portuaires en Egypte. Les résistances de cône varient linéairement avec la profondeur et les cohésions apparentes obtenues avec un facteur  $N_K = 10$  sont en bon accord avec les résultats d'essais non drainés de laboratoire consolidés isotropiquement ou anisotropiquement. Le pourcentage de frottement est faible, de l'ordre de 2 % (le frottement latéral unitaire ne représente que 30 % de la cohésion apparente). Par contre, après arrêt de 6 heures ou de 15 heures, on note un accroissement du frottement de 100 % et 350 % respectivement.

*Vakili, Bhattacharyya et McKie* utilisent un pénétromètre électrique avec manchon de frottement pour étudier la stabilité de remblais constitués de sols excavés, essentiellement argileux, placés sur de l'argile molle. Ces remblais, réalisés pour exploiter une mine de lignite, peuvent atteindre 30 à 40 mètres de haut et sont parfois instables. Les cohésions apparentes des sols concernés sont déterminées à partir du frottement local unitaire (voir Gorman, Drnevich et Hopkins, 1975). Elles sont, en moyenne, en très bon accord avec l'analyse des cas de rupture et avec les résultats d'essais de pénétration standard (S.P.T.). Les cohésions mesurées en laboratoire sont notablement inférieures et prévoieraient des ruptures pour des hauteurs de remblais bien plus faibles. Les essais pénétrométriques sont également utilisés pour déterminer la nature des sols, ainsi que proposé par Begemann (1965). Enfin, ils permettent la localisation de la surface de rupture et un modèle de calcul de stabilité des remblais est proposé.

Après une analyse dimensionnelle du rapport  $N_K$  de la résistance de cône à la résistance au cisaillement du scissomètre dans les sols minéraux cohérents, *Mtynarek et Sanglerat* examinent les résultats obtenus sur des sites d'argiles pliocènes ou varvées, surconsolidées. Pour chaque sol testé avec des appareils fixés, ce rapport croît avec le rapport des vitesses de chargement pour une profondeur donnée. En ce qui concerne l'influence de la profondeur pour une vitesse fixée, des régressions exponentielles ou polynomiales par les moindres carrés, sont effectuées. La précision est meilleure pour les essais pénétrométriques que pour les essais scissométriques. Pour les argiles étudiées, les valeurs de  $N_K$  sont de l'ordre de 20-24, en accord avec Schmertmann (1978) et de Ruiter (1982).

Les valeurs de  $N_K$  obtenues par *Cancelli* concernent 12 sites de dépôts fins récents lacustres et alluviaux de l'Italie du Nord (bassin du Pô). Un pénétromètre mécanique avec manchon de frottement est utilisé. Selon la classification de Searle (1979), en fonction de  $q_c$  et de  $f_s/q_c$ , les essais CPT indiquent un frottement local relativement faible, surtout pour les sols surconsolidés. L'influence sur  $N_K$  de l'origine du dépôt (alluvial ou lacustre), de sa plasticité et de la surconsolidation est étudiée. La grande dispersion des résultats ( $N_K$  de 15 à 60) est attribuée à la variabilité naturelle de ces dépôts continentaux. Également, les valeurs de la cohésion non drainée  $c_u$  sont obtenues à partir d'essais scissométriques, d'essais de laboratoire de compression

simple ou triaxiaux UU, suivant le site. Cependant des tendances générales sont dégagées : ainsi il ne semble pas que l'origine du dépôt ait une influence ;  $N_K$  augmente de 25-30 pour les sols très plastiques, à plus de 40 pour les sols peu plastiques ; enfin  $N_K$  passe d'environ 25 pour les sols normalement consolidés à 30-35 pour les sols surconsolidés.

#### Détermination de l'angle de frottement effectif

Diverses approches théoriques ou purement empiriques sont également utilisées pour déterminer l'angle de frottement effectif  $\phi'$  des sols pulvérulents à partir de la résistance de cône  $q_c$ . Les principales méthodes disponibles à l'heure actuelle, ainsi que les différents facteurs qui peuvent influencer ce genre de corrélations, peuvent être trouvées dans la contribution de *Bellotti, Ghionna, Jamiolkowski, Manassero et Pasqualini* dont l'objet est de comparer différentes méthodes de détermination de  $\phi'$  à partir de  $q_c$ . Des essais de pénétration dans une chambre d'étalement sont réalisés ainsi que des essais de compression triaxiale, et concernent un sable moyen uniforme dans des densités moyenne à très forte. La résistance au cisaillement de ce sable peut être représentée par une enveloppe intrinsèque curviligne (Baligh, 1975). La méthode de prévision de Durgunoglu et Mitchell (1975) basée sur un comportement rigide-plastique conduit à des angles de frottement légèrement supérieurs aux angles de pic du triaxial, lorsque la contrainte normale moyenne effective à la rupture autour du cône est estimée suivant la formule de de Beer (1967). C'est l'inverse lorsque cette contrainte est estimée suivant la formule de Schmertmann (1982). La méthode de prévision à partir de la théorie de l'expansion d'une cavité sphérique dans un milieu élasto-plastique parfait, Vesic (1972), ainsi que la méthode empirique indirecte de Schmertmann (1978) à partir de la densité relative ont également été utilisées dans le cas des échantillons normalement consolidés et avec la formule de Schmertmann (1982). Elles conduisent toutes les deux plutôt à une légère surestimation.

Dans le cadre des méthodes rigides-plastiques, *Butterfield et Last* présentent une solution analytique à deux dimensions de la pénétration dans un sol purement frottant ( $\phi$ ). Les lignes de glissement, diagrammes dans le plan de Mohr, et hodographes, sont données pour  $\delta = \phi$  et  $\delta = 0$  ( $\delta$  angle de frottement au contact) mais des solutions analogues peuvent être obtenues quel que soit  $\delta$ . L'application aux essais pénétrométriques nécessite des hypothèses supplémentaires : introduction d'un facteur de forme empirique, la pression normale sur le fût du pénétromètre est prise égale à la contrainte normale moyenne effective en place  $p_0$ , approximation légère sur l'angle du fût du pénétromètre. Un abaque donne le facteur  $N_p = q_c/p_0$  en fonction de  $\phi$  et de  $\delta/\phi$ .

#### Détermination de la compressibilité

La résistance de cône est parfois utilisée pour calculer la capacité portante et le tassement des fondations superficielles. Les différentes méthodes sont décrites, notamment, dans le livre de Sanglerat (1972).

Le module de compressibilité oedométrique est généralement corrélé à la résistance de cône par la relation  $E_{oed} = \alpha q_c$  (Bachelier et Parez, 1965, Gielly, Laréa et Sanglerat, 1970). Une méthode de calcul des tassements des fondations sur le sable à partir des résultats de l'essai de pénétration statique a également été donnée par Schmertmann (1970) et améliorée par Schmertmann, Hartman et Brown (1978).

L'utilisation d'un pénétromètre à cône mobile pour prévoir le tassement d'un dallage sur terre-plein pour un bâtiment de stockage de cacao au Cameroun fait l'objet de la contri-

bution de *Bergin*. Le sol de fondation est constitué de dépôts très compressibles sur une vingtaine de mètres et les résultats oedométriques conduisent à des tassements inadmissibles. En estimant le module de compressibilité à partir de la résistance de cône et du coefficient  $\alpha$ , on obtient un tassement au moins diminué de moitié. D'autre part, des relevés tassométriques ont aussi été réalisés et on note une concordance satisfaisante avec la méthode pénétrométrique utilisée. Au vu de ces résultats, la solution du dallage désolidarisé des pieux de fondation du bâtiment a pu être définitivement retenue.

*Faugeras, Fortuna et Gourves* réalisent des essais de chargement statique sur le cône mobile (tronqué) d'un pénétromètre mécanique afin d'obtenir des courbes effort-déplacement. Les essais réalisés sur 5 sites différents sont interprétés de manière similaire à l'essai au pressiomètre normal et permettent d'obtenir un module pénétrométrique  $E_{pn}$ , une pression de fluage et une pression limite. Des corrélations entre les résultats obtenus et les résultats d'essais pressiométriques sont données. D'autre part, les valeurs de  $\alpha' = E_{pn}/q_c$  ( $E_{pn}$  est déterminé en appliquant un coefficient de remaniement de 5) correspondent assez fidèlement aux valeurs du coefficient  $\alpha = E_{oed}/q_c$  proposées par Gielly, Laréal et Sanglerat (1970).

### 2.2.2. Piézocône

La mesure et l'interprétation des pressions interstitielles associées à l'essai de pénétration au cône est maintenant une des voies principales de recherche concernant cet essai.

La détermination des surpressions  $\Delta u$  (positives ou négatives) générées par la pénétration et l'étude de leur dissipation, en fonction du temps, à l'arrêt de la pénétration, permet indiscutablement d'élargir l'utilisation de l'essai au cône.

Les mesures de surpressions interstitielles associées aux mesures au cône peuvent détecter plus finement la stratigraphie et fournir une classification des sols plus précise. Les sols cohérents normalement consolidés présentent une surpression interstitielle importante à la pénétration. Le rapport  $\Delta u/q_c$  diminue lorsque le degré de surconsolidation augmente (Baligh, Vivatrat et Ladd, 1978, Tumay, Boggers et Acar, 1981). Pour les sols dilatants (argiles très surconsolidées, sables denses), c'est une surpression interstitielle négative que l'on peut même mesurer par rapport au niveau hydrostatique. Les résultats de piézocône sont également utiles pour déterminer les conditions de drainage d'un massif de sol. Ils sont une voie pour la détermination *in situ* des caractéristiques de perméabilité et de consolidation des sols fins.

Du point de vue technologique les différents piézocônes se distinguent principalement par la position de l'élément filtrant (voir de Ruiter, 1982, ou Tavenas, Leroueil et Roy, 1982). Le filtre en pointe du cône donne les mesures les plus élevées et la sensibilité la plus grande, malheureusement il est plus endommageable que s'il est placé dans la partie conique ou à la base du cône. C'est l'une de ces deux dernières solutions qui est le plus souvent retenue aujourd'hui. Il ne semble pas que la précision ou la sensibilité en soit trop affectée.

Des mesures fiables des pressions interstitielles ou de leur dissipation nécessitent évidemment un capteur à grande rapidité de réponse ainsi qu'un parfait désaéragé du système. Le pic remarqué sur certaines courbes de dissipation de surpressions interstitielles, à l'arrêt de la pénétration, pourrait s'expliquer par la lenteur de la réponse du capteur (Parez, Bachelier et Sechet, 1976) ou par la procédure de désaéragé (Lacasse et Lunne, 1982).

Du point de vue de l'interprétation de l'essai au piézocône, les théories d'expansion de cavité cylindrique ou sphérique en milieu élastoplastique sont utilisées pour obtenir une relation entre la surpression interstitielle générée à la pénétration et la cohésion apparente des argiles. En plus des inconvénients usuels et nombreux à l'application de telles relations théoriques aux résultats d'essais en place, on notera que dans le cas de mesures au piézocône il faut, de plus, connaître le coefficient de pression interstitielle à la rupture  $A_f$  de Skempton (ou  $\alpha_f$  de Henkel) (Vesic, 1972) ou supposer que la contrainte moyenne effective reste constante pendant la pénétration ( $A = 1/3$  ou  $\alpha = 0$ , correspondant à un squelette élastique).

Les dissipations des surpressions interstitielles à l'arrêt de la pénétration sont, elles, interprétées pour estimer *in situ* le coefficient de consolidation des argiles, dans un écoulement sphérique ou cylindrique. Les principales solutions utilisées à l'heure actuelle, pour les essais de pénétration, sont celles de Torstensson (1977), Randolph et Wroth (1979) et Baligh et Levadoux (1980). Une approche empirique est proposée par Tavenas, Leroueil et Roy (1982) visant à évaluer plutôt la perméabilité par les essais de piézocône pour tenir compte de la variation du module oedométrique.

*Jones et Rust* utilisent un pénétromètre électrique avec mesure de pression interstitielle par une bague filtrante placée à la base du cône. Un abaque de classification des sols en fonction de la surpression interstitielle et de la résistance de cône est proposé, à partir de nombreux résultats d'essais pénétrométriques et d'essais de classification et de consistance en laboratoire. Cet abaque prend également en compte les résultats comparables qui ont pu être trouvés dans la littérature scientifique. L'utilité, pour l'interprétation des résultats pénétrométriques, en est montrée sur des exemples tirés de l'établissement d'une coupe géologique. D'autre part, un modèle simple de prévision des surpressions interstitielles et de leur dissipation est présenté et les exemples d'application sont en bon accord avec les mesures. Enfin, les auteurs préconisent la standardisation des appareils piézométriques.

Le piézocône utilisé par *Ventura* pour reconnaître les sédiments normalement consolidés des fonds marins comporte un capteur à corde vibrante et un élément poreux situé à la base du cône. Pour les quatre cas de vases présentés (essais sous 10 à 15 mètres d'eau) on peut considérer que la surpression interstitielle varie linéairement avec la profondeur (les valeurs du rapport  $K_u = \Delta u/\sigma_{vo}$  se situent aux alentours de 1,8 à 2,5) et qu'elle est proportionnelle à la cohésion apparente mesurée en laboratoire ( $N_u = \Delta u/c_u$  vaut en moyenne de 7 à 9, suivant le profil étudié). Les essais de dissipation de surpression interstitielle sont utilisés pour estimer la perméabilité *in situ* à partir du temps de dissipation  $t_{50}$  et de résultats d'essais oedométriques.

Un piézocône électrique est utilisé par *Juran, Canou, Bensaïd, te Kamp et Tumay* pour reconnaître les sols argileux et sableux du site de Cran (France), qui a déjà fait l'objet d'essais scissométriques, ainsi que d'essais au pressiomètre et au perméamètre autoforeurs, parmi d'autres. Les solutions de Vesic concernant l'expansion d'une cavité sphérique (Vesic, 1972, 1977) sont notamment utilisées pour interpréter les résistances de cône et les suppressions interstitielles initiales mesurées. L'indice de rigidité  $G/c_u$  est calculé par les résultats des essais au pressiomètre autoforeur ( $G_0$ ) et des essais scissométriques ( $c_u$ ). L'accord entre théorie et expérience est, en moyenne, satisfaisant. Les résultats des essais de dissipation des surpressions interstitielles à l'arrêt du cône sont, eux, confrontés à la théorie de Torstensson (1977) pour une cavité sphérique. Le coefficient de consolidation, obtenu par calage

sur les courbes théoriques, ainsi que la perméabilité déduite de la compressibilité oedométrique, sont du même ordre de grandeur que ceux obtenus avec le perméamètre autoforeur (Baguelin, Jézéquel et Le Méhauté, 1974). Les auteurs concluent à l'utilité du piézocône électrique pour la reconnaissance et la détermination *in situ* des caractéristiques des sols.

### 3. L'essai scissométrique

L'essai au scissomètre à pales est l'essai de prédilection pour déterminer *in situ* la cohésion apparente des sols mous dans le but d'étudier la stabilité des ouvrages.

L'essai scissométrique est un essai en déformation permettant d'obtenir, en principe, une courbe contrainte de cisaillement-rotation. Cependant, on ne peut en déduire un module de cisaillement, vu l'incertitude sur la rotation réelle du moulinet à pales lui-même, dû à la déformation du train de tiges.

Dans le cas du scissomètre autoforeur constitué par un cylindre — éventuellement muni de lames minces — englobant un potentiomètre de précision pour mesurer la rotation, les modules de cisaillement sont trouvés notoirement inférieurs à ceux donnés par le pressiomètre autoforeur (Amar Baguelin, Frank et Jézéquel, 1977). Les résultats théoriques et expérimentaux montrent que le remaniement du sol par la mise en place influence grandement la mesure du module de cisaillement. De plus la rotation à rupture est très faible, en général, de l'ordre de  $1^\circ$  (environ  $20 \cdot 10^{-3}$  rad).

Yang Muhai, Wang Wulin, Xu Changwei et Li Zhao présentent un scissomètre à contrainte contrôlée, utilisé pour réaliser des essais de fluage à long terme dans deux sols tourbeux de teneur en eau  $w > 300\%$  et  $w > 600\%$ . Les paliers de chargement sont maintenus une centaine d'heures. Les mesures d'angle de rotation permettent d'obtenir les courbes contrainte de cisaillement-rotation pour différents temps de cisaillement. On en déduit une résistance à long terme. Pour les deux sols considérés cette résistance représente environ 40 % de la résistance obtenue lors d'essais rapides. Selon les auteurs, la variation de la résistance à long terme avec la profondeur permet d'obtenir une cohésion  $c'$  et un angle de frottement  $\phi'$ . Les auteurs insistent sur l'intérêt des essais en place pour ce type de sols.

En suivant les propositions de Aas (1967), Silvestri et Aubertin ont utilisé différents types de pales pour étudier l'anisotropie d'une argile sensible du Canada : des pales rectangulaires de même diamètre ainsi que des pales en losange. Les rapports d'anisotropie  $c_{uh}/c_{uv}$  sont déterminés par la méthode de Wiesel (1973) qui permet de dissocier les moments mobilisés sur les deux plans. La distribution des contraintes sur les extrémités des pales est prise en accord avec les résultats de Lemasson (1976) qui a utilisé un moulinet coaxial pour mesurer entièrement séparément les moments sur les deux plans. Les valeurs trouvées pour  $c_{uh}/c_{uv}$ , voisines de 1,5 dans la couche supérieure et de 1,85 dans la couche inférieure, sont sensiblement supérieures à celles proposées par Bjerrum (1973). En ce qui concerne la cohésion apparente sur des plans d'inclinaison quelconque, les résultats semblent indiquer un bon accord avec le critère de Davis et Christian (1971).

Une campagne d'essais scissométriques est relatée par Faust, Moritz et Stiefken dans le cadre de constructions routières en Allemagne dans des zones tourbeuses, plus ou moins fibreuses. Les résistances au cisaillement obte-

nues sur les deux sites expérimentaux (tourbes pures et limons organiques) sont comparables et sont proches des cohésions obtenues en laboratoire par des triaxiaux non consolidés, non drainés. Sur l'un des sites, des mesures scissométriques sont également faites pendant la construction du remblai expérimental. Les mesures sous le remblai montrent un accroissement pratiquement linéaire avec la charge appliquée, tandis que les mesures à 3 mètres du pied ne montrent pratiquement pas d'accroissement. Pour le calcul de la stabilité des remblais construits sur de tels sols, les auteurs considèrent que l'on peut utiliser la résistance au cisaillement scissométrique, malgré les limitations *a priori*.

La contribution de Lavallée concerne également l'utilisation d'essais scissométriques pour les calculs de stabilité de remblais. La construction de nombreuses digues de grande hauteur sur des argiles sensibles du Canada (projet de la Baie James) a nécessité la mise en place d'une organisation stricte de chantier ainsi qu'un mode opératoire précis pour l'exécution des essais scissométriques. L'auteur analyse en termes statistiques les résultats de 29 profils scissométriques obtenus sur un site d'argiles marine et lacustre. La variabilité des résultats est plus attribuée à la nature des sols qu'à une mauvaise utilisation du scissomètre qui était limitée au maximum par les conditions d'organisation mises en place.

### 4. L'essai de pénétration dynamique

Plusieurs contributions mentionnent l'essai de pénétration dynamique parmi d'autres essais. Deux communications (complémentaires) lui sont particulièrement consacrées : celle de Amar, Delmulle, Keraudren et Waschkowski et celle de Amar, Nazaret et Waschkowski.

Après le rappel de quelques résultats de recherche obtenus par les Laboratoires des Ponts et Chaussées de France sur la pénétration dynamique, la première communication donne les principales recommandations du Sous-Comité Européen de Standardisation (1977) à l'élaboration desquelles ces Laboratoires ont contribué. Un pénétromètre dynamique à pointe débordante et avec injection de boue à l'arrière, répondant aux normes de l'essai de référence (DPA) est présenté ainsi que les principaux résultats obtenus sur 5 sites de sols différents. Les résultats sont comparables à ceux donnés par d'autres essais *in situ* : pressiomètre normal, pénétromètre statique (Parez, Gouda ou à pointe électrique, selon le cas). L'influence de la destruction partielle ou totale du frottement latéral est étudiée pour un site et est bien mise en évidence. En conclusion, les auteurs pensent que, grâce à la normalisation, le pénétromètre dynamique peut servir à estimer, au stade de l'avant-projet, la capacité portante des fondations. On recommande cependant un étalonnage de l'énergie transmise en tête et en pointe.

La seconde concerne plus précisément les corrélations entre résistance dynamique et résultats d'essais de pénétration statique, pressiométrique et scissométrique. Pour les auteurs, le pénétromètre dynamique est utilisable dans tous types de sol et devrait être largement utilisé pour la reconnaissance préliminaire et les problèmes de pénétrabilité des pieux et des palplanches.

On a déjà évoqué plus haut le pressio-pénétromètre de Amar, Baguelin, Jézéquel et Le Méhauté. En ce qui concerne les essais de pénétration, la surface de pointe est de  $62 \text{ cm}^2$  et l'appareil permet des essais de pénétration statique ou dynamique. Dans ce dernier cas, la résistance de cône  $q_{cd}$  et le frottement local  $f_{sd}$  sont mesurés électriquement. L'indice de frottement dynamique  $q_{cd}/f_{sd}$ , pour

divers sites, est trouvé comparable à celui obtenu avec un pénétromètre statique. La mesure de la résistance de pointe (ou du frottement sur le manchon) au lieu de l'évaluation à partir de l'énergie appliquée est, à notre connaissance, d'une grande originalité et marque, en pénétration dynamique, un progrès considérable. Par ailleurs, la méthode est applicable à n'importe quel type de pénétromètre statique-dynamique.

### 5. L'essai de plaque en profondeur

A part la communication de *Powell, Marsland et Alkhafagi* évoquée plus haut, qui compare les résultats d'essais pressiométriques aux résultats d'essais de plaque, 3 autres communications concernent des essais de plaque en profondeur.

Des essais de plaque de 80 cm de diamètre sont utilisés par *Tchokhonélidzé, Gadéla et Tsertsvadzé* en parallèle avec des essais de laboratoire pour déterminer la résistance et la compressibilité d'argiles sableuses, lacustres et de loess en Géorgie. Les essais de plaque, réalisés en général à 2,5 m et 5 m de profondeur, servent, en quelque sorte, à étalonner les essais de laboratoire qui sont estimés être moins chers mais moins représentatifs. Des corrélations entre compressibilités ou résistances entre essais in situ et essais de laboratoire sont données. Elles permettent d'obtenir des facteurs de conversion à appliquer aux essais de laboratoire pour obtenir des caractéristiques fiables. Sur l'un des sites, des essais pressiométriques ont aussi été effectués mais sont jugés moins fiables que les essais de plaque.

Les essais de type plaque hélicoïdale et tarière pour déterminer la déformabilité et la résistance au cisaillement non drainées des sols mous d'origine glaciaire de l'est du Canada et de la Scandinavie font l'objet de la communication de *Selvadurai*. La plaque, formée d'une seule hélice, est mise en place dans le sol soit mécaniquement, soit manuellement. L'essai permet d'obtenir, comme pour l'essai de plaque classique, une courbe charge-déplacement. Le module non drainé est calculé sur la pente initiale d'un second cycle et la cohésion apparente à partir de la charge de rupture. Les formules proposées contiennent des fourchettes relativement étroites: elles sont issues des travaux théoriques de *Selvadurai et Nicholas (1979)* qui ont étudié l'influence de facteurs tels que le remaniement du sol, la profondeur, la rigidité de la plaque ou la nature du contact avec le sol. Les résultats d'une série d'essais effectués sur un site, objet d'une reconnaissance géotechnique poussée, sont en bon accord avec les résultats d'essais de laboratoire sur échantillons de haute qualité. L'auteur décrit également un nouvel appareil d'essai: la tarière hélicoïdale, ayant les mêmes buts que l'essai précédent. Les études théoriques seront publiées ailleurs, l'auteur résumant ici les différents facteurs ayant une influence.

*Mori* décrit un appareil autoforeur permettant de faire des essais de plaque en profondeur. La plaque de 90 mm de diamètre est munie de lames coupantes et la mise en place se fait par rotation. Les sédiments remontent par l'ouverture entre la plaque et les lames qui sont rétractées lorsque la profondeur d'essai est atteinte. Les résultats d'essais (A) avec paliers de chargement de 20 minutes, sont présentés pour un site de sable moyen à dense. Ils sont comparés à ceux obtenus en chargeant une plaque placée au fond d'un forage tubé (B) ou en chargeant la même plaque après l'avoir battue de 90 cm avec un mouton (C). Les résultats (B) donnent les plus faibles résistances (sable remanié) et (C) les plus fortes (sable densifié). Les résultats intermédiaires (A) avec l'appareil autoforeur sont, selon l'auteur, les plus représentatifs du sol intact en place. La compressibilité du sable obtenue en laboratoire est proche de celle

obtenue par la procédure (B), alors que la procédure (A) donne des résultats 1,2 à 5,2 fois plus élevés.

### 6. L'essai au dilatomètre plat

L'essai au dilatomètre plat de *Marchetti (1975)* consiste à véliner une spatule munie d'une membrane circulaire dilatable de 60 mm de diamètre. A l'arrêt, tous les 20 cm, la membrane est gonflée au gaz et l'on mesure la pression initiale d'expansion et la pression pour un déplacement de 1 mm du centre. A partir des résultats obtenus on définit un "indice de matériau", un "indice de contrainte initiale" et un "module de dilatomètre" (correspondant au module d'Young d'un milieu élastique linéaire isotrope). Des corrélations entre ces résultats et des paramètres géotechniques tels que le type de sol, le degré de surconsolidation, le module œdométrique ou la résistance au cisaillement ont été données par *Marchetti (1980)* (voir aussi plusieurs articles à *ESOPT II*).

L'objet de la contribution de *Davidson et Boghrat* est de vérifier certaines de ces corrélations pour des sols en Floride, variant depuis des argiles, argiles limoneuses, etc., jusqu'à des sables limoneux et sables, et également d'étudier les conditions de drainage autour du dilatomètre plat. Pour ce faire, un nouvel appareil a été conçu: la "spatule piézométrique". Elle a la même forme que le dilatomètre plat et comporte un élément poreux et un capteur de pression. Pour ce programme expérimental, des échantillons "intacts" et remaniés sont également prélevés pour des essais de laboratoire. Les résultats montrent que l'indice du matériau déterminé au dilatomètre plat caractérise très précisément le type de sol. On remarquera que pour les sables et sables limoneux les surpressions interstitielles de vélinage, déterminées par la spatule piézométrique, sont positives alors que pour les limons, limons argileux, argiles limoneuses et argiles, elles sont négatives, avec une tendance grandissante avec le degré de surconsolidation. Les dissipations de surpressions interstitielles à une minute montrent que les essais aux dilatomètres plats sont des essais drainés pour les sables uniquement. Pour tous les autres sols, l'essai ne semble être que partiellement drainé ou non drainé. Enfin, pour les sols étudiés, les corrélations de *Marchetti* surestimeraient le degré de surconsolidation (voir aussi *Marchetti, 1979*) et le module œdométrique. Le module d'Young, dans des essais triaxiaux consolidés non drainés, serait, par contre, sous-estimé d'environ 30 %.

Des résultats d'essais au dilatomètre plat sont aussi présentés par *Lutenegger et Donchev*. L'originalité de cette contribution est qu'elle concerne trois sites de loess effondrables de la vallée du Danube en Bulgarie (masse volumique de 1300 à 1500 kg/m<sup>3</sup>, coefficient d'affaissement entre 0,01 et 0,13). L'indice de matériau  $I_d$ , déterminé au dilatomètre plat, correspond à celui des sables et des sables limoneux. Les valeurs de  $K_d$ , indice de contrainte initiale, sont particulièrement basses dans les zones effondrables et liquéfiables, indiquant une densité relative faible. Cet indice pourrait donc être très utile pour prévoir les problèmes d'effondrement et de liquéfaction de tels sols. Enfin, les auteurs suggèrent que le dilatomètre plat pourrait conduire à des valeurs irréalistes de  $K_d$  dans des sols à cimentation permanente à cause des changements structuraux pendant la pénétration.

### 7. Reconnaissance avec plusieurs essais en place

Dans une zone sismique en Yougoslavie, constituée de sables sur 60 m d'épaisseur, *Novosel, Lisac, Kvasnicka et Tusic* relatent des essais de pénétration standard (SPT), de

pénétration dynamique, statique (CPT), des essais pressiométriques normaux, des essais sismiques en forage et des essais de laboratoire sur 5 sites différents. L'analyse statistique fournit des profils de variation linéaire avec la profondeur. Les résultats pressiométriques sont en accord satisfaisant avec les modules de compressibilité et les angles de frottement déterminés en laboratoire. Les essais de pénétration standard ont été interprétés pour évaluer le potentiel de liquéfaction suivant Seed et Idriss (1971) notamment. Les auteurs concluent à la fiabilité des essais en place, qui donnent des résultats concordant à ceux obtenus en laboratoire, sur échantillons prélevés par congélation.

*Tan Boon Kong* présente une campagne d'essais en place effectuée sur deux sites de barrage pour le projet Bekok en Malaisie. Elle comprend des essais de pénétration standard (SPT), de pénétration par charges (WST, Swedish Weight Sounding Test), de sonde Mackintosh (pénétromètre dynamique léger), de scissomètre et des essais de perméabilité et de sismique réfraction. Des dépôts alluvionnaires de sables et d'argiles, tourbeux et organiques en surface, recouvrent sur une dizaine de mètres, des sols résiduels et le bedrock. Les essais SPT, WST et Mackintosh servent essentiellement à différencier les types de sol et à interpoler les couches de sol entre forages de prélèvement. Les essais scissométriques sont réalisés pour déterminer la résistance au cisaillement des argiles. On insiste sur le grand emploi du SPT en Malaisie, et sur la rapidité et le coût peu élevé des essais WST et Mackintosh.

La contribution de *Popovic et Sarac* concerne une campagne complète d'essais en place (CPT, SPT et scissomètre) pour reconnaître les sols médiocres du site d'une centrale thermique en Indonésie, prévue sur pieux de 48 et 67 m de longueur. Les résultats d'essais de laboratoire étaient très dispersés. Les essais de pénétration statique (CPT) avec manchon de frottement et les essais de pénétration standard (SPT) montrent des résultats relativement peu dispersés. Pour l'argile molle organique d'une épaisseur de 11 à 18 mètres, le pourcentage de frottement est situé au alentours de 5 %, ce qui est en accord avec Begemann (1965) et la corrélation entre la résistance de cône  $q_c$  et le nombre de coups  $N$  au SPT correspond aux résultats de Schmertmann (1970). Les quelques essais scissométriques sont assez dispersés mais les rapports  $q_c/c_u$  varient principalement entre 25 et 33, correspondant aux plus hautes valeurs citées par De Mello (1969). Les résultats d'essais de chargement de pieux montrent qu'il faut appliquer un coefficient d'adhésion de 0,75 environ sur la cohésion non drainée, ce qui est en très bon accord avec Kérisel (1967). Les essais de laboratoire auraient conduit à des résultats irréalistes.

*Favre* étudie statistiquement (analyses factorielles) les résultats d'essais pressiométriques normaux et autoforeurs, pénétrométriques statiques, scissométriques et triaxiaux obtenus sur le site d'argile de Cran (France). L'étude concerne 12 paramètres mécaniques obtenus dans de nombreux sondages :  $q_c$  et  $f_s$  pour le pénétromètre, modules, pressions caractéristiques et cohésion obtenue par dérivation  $\tau_f$  pour les pressiomètres, cohésions  $c_u$  triaxiale et scissométrique. Les pressiomètres donnent les résultats les moins dispersés, les pressions et les modules apparaissant, de plus, comme les variables les moins corrélées possibles. Cependant les résultats du pressiomètre autoforeur marin sont plus faibles (5 à 10 %) que ceux du pressiomètre autoforeur PAF-76. Il semble que les mesures pénétrométriques (en nombre réduit) soient peu comparables aux mesures pressiométriques. Enfin l'allure des cohésions  $c_u$ , tant en moyenne qu'en fluctuation autour de cette moyenne est comparable à  $\tau_f$ .

*Van Wambeke* apporte une note générale à cette session en se penchant sur la spécificité et la complémentarité des

essais de pénétration dynamique, statique et pressiométrique. L'essai dynamique est simple, peu coûteux mais difficile à interpréter. Le CPT est plus cher, mais sollicite le sol d'une manière plus réaliste. L'essai pressiométrique, le plus coûteux, a l'avantage notamment de séparer les caractéristiques de rupture et de déformation. Ces deux derniers essais servent surtout à l'heure actuelle à déterminer la capacité portante des fondations par une exploitation directe. L'utilisation de tel ou tel essai dépend de la nature du site à reconnaître, du problème géotechnique à résoudre, de l'ampleur économique du projet et évidemment de l'expérience personnelle de l'ingénieur. Le danger mais également l'utilité des corrélations entre essais sont également abordés. Un exemple de complémentarité d'essais et un exemple d'usage réussi de corrélations sont commentés. L'auteur insiste, à juste titre, sur le danger de corrélations entre paramètres de nature différente (caractéristiques de rupture et de déformation, par exemple).

## Conclusions

L'examen des contributions au thème 5 de ce symposium a été l'occasion d'aborder un certain nombre d'aspects du vaste sujet que constituent les essais en place pour la reconnaissance et la détermination des propriétés mécaniques des sols.

Les études présentées concernent principalement :

- la technologie et le développement d'appareillages nouveaux,
- l'application pratique des essais en place à des cas d'études courantes,
- l'évaluation de méthodes d'interprétation existantes.

On remarquera, cependant, que peu de contributions concernent des essais de type nouveau ou des interprétations originales de résultats d'essais en place "classiques". De plus, les problèmes de précision des mesures sont très peu ou pas abordés du tout.

L'impression générale du rapporteur est finalement que l'on est dans une phase d'affermissement des essais en place existants, se traduisant par des appareils de plus en plus élaborés et/ou performants ainsi que par l'extension de leur utilisation aux reconnaissances courantes.

L'avantage des essais en place par rapport aux essais de laboratoire (prix, rapidité, contexte difficile, fiabilité, etc.) est souvent souligné à l'occasion de cas d'études précis. On note également la tendance à valider (ou à invalider) l'utilisation des essais *in situ* en comparant les résultats obtenus, traduits en terme de paramètres élémentaires ( $c$ ,  $\phi$ ,  $E$ , etc.), aux résultats de laboratoire.

L'obtention à partir des essais en place de tels paramètres élémentaires est notamment légitime s'il s'agit de situer les résultats des essais en place par rapport aux connaissances générales, ou particulières à un site donné, acquises par ailleurs. Mais ces paramètres ne doivent être considérés, en l'état actuel des choses, que comme un résultat plus ou moins fiable des essais en place. Leur comparaison avec les résultats d'essais de laboratoire pose notamment le problème du niveau de contrainte. Le danger est grand de les utiliser, sans discernement, dans des méthodes de calcul qui ont été "calées" avec des paramètres de sol déterminés autrement.

Pour dimensionner les fondations, l'utilisation directe des résultats d'essais en place, tels l'essai pressiométrique et pénétrométrique, doit être considérée comme l'approche la plus satisfaisante. Par exemple, l'utilisation de paramètres élémentaires obtenus à partir d'essais en place dans des

méthodes classiques basées sur les essais de laboratoire, serait non seulement soumise aux mêmes inconvénients évidemment que ces méthodes, mais de plus cumulerait les incertitudes liées à deux étapes, ce qui n'est jamais conseillé.

L'utilisation des essais en place seuls pour dimensionner les fondations est déjà une pratique courante dans certains pays, France, Belgique et Hollande notamment et cette tendance semble, de plus en plus, gagner d'autres pays. On peut même se demander si le prélèvement d'échantillons pour l'identification des sols en laboratoire ne deviendra pas inutile grâce à l'utilisation d'appareils permettant une classification suffisamment précise des sols tels que le pressiomètre autoforeur ou le piézocône. Bien évidemment, cela dépendra de l'avancée des connaissances concernant l'interprétation des résultats de tels appareils.

La dérivation de paramètres élémentaires est surtout intéressante du point de vue des corrélations entre essais et du point de vue théorique.

En ce qui concerne les corrélations, elles peuvent aider l'ingénieur à faire des calculs préliminaires et un dégrossissage des problèmes en se servant de méthodes de calcul connues. Cependant, il faut bien maîtriser la corrélation utilisée. La littérature internationale est riche en corrélations mais une grande confusion semble régner. Même si cela peut paraître irréaliste à l'heure actuelle, il serait intéressant que les corrélations entre essais soient présentées sous une forme normalisée au niveau international, tant en ce qui concerne la classification des sols, les matériels et procédures d'essais et les méthodes d'interprétation. Les corrélations entre résultats d'essais sont tellement sensibles à tous ces paramètres, qu'elles n'ont souvent guère de sens ou sont inutilisables (problèmes de dispersion notamment) si les conditions exactes (mode opératoire, géométrie des sondes, nature et vitesse de sollicitation, etc.) de leur obtention ne sont pas maîtrisées et/ou définies.

De plus, il faut toujours garder à l'esprit que des caractéristiques d'essais en place tels  $p_1$ ,  $q_c$  ou  $N$  (nombre de coups du S.P.T.) sont des caractéristiques globales dépendant non seulement des paramètres de rupture du sol mais également de ses paramètres de déformation. Les corrélations entre une de ces grandeurs et un paramètre de comportement élémentaire ( $c$ ,  $\phi$ ,  $E$ , par exemple) ne peuvent ainsi au mieux être éventuellement envisageables que par type de sols à plage de déformabilité ou de résistance étroite.

Les études théoriques concernant les essais en place et notamment la dérivation de paramètres élémentaires sont indispensables pour affiner notre compréhension des phénomènes et des mécanismes induits par les essais en place. Elles ont une valeur explicative et démonstrative évidente. Cependant l'application stricte des relations théoriques obtenues est souvent soumise à de sévères limitations (modélisation de la mise en place et modélisation du comportement intact ou remanié du sol essentiellement). De grands progrès théoriques ont déjà été réalisés. La méthode des éléments finis qui permet, entre autres, de suivre le comportement du matériau tout au long de la déformation n'a pas encore épuisé toutes ses possibilités en mécanique des sols. Une connaissance théorique plus approfondie de certains essais *in situ*, tel l'essai au pénétromètre statique ou au piézocône pourrait notamment en être obtenue en prenant en compte les grandes déformations.

Pour en revenir aux différents essais présentés à cette session, il faut bien évidemment distinguer les essais de reconnaissance générale et les essais de détermination de caractéristiques mécaniques dans le but de dimensionner des ouvrages.

Le pressiomètre et le pénétromètre répondent à ce dernier objectif et les services que peuvent rendre ces appareils sont maintenant bien connus.

L'intérêt du pressiomètre normal est de fournir une courbe effort-déformation et donc une caractéristique de déformabilité du sol en plus de la pression limite. Il peut être mis en œuvre dans tous les types de sols et de roches, au moins à terre, grâce à l'avant-trou. Les interprétations théoriques de l'essai ne posent pas de problème particulier, si ce n'est l'appréhension de l'influence du remaniement du sol. Les appareils autoforeurs, dont on peut dire que ce sont les appareils d'essais en place qui remanient le moins le sol, permettent de pousser plus loin l'interprétation et d'approcher des paramètres élémentaires intacts du sol. Ses résultats sont notamment très utiles pour les calculs aux éléments finis qui nécessitent la connaissance de ces paramètres dans une grande partie du massif. La mise en œuvre des appareils autoforeurs est cependant limitée par la taille des éléments de sol. L'utilisation du pressiomètre autoforeur dans la pratique courante ne peut se concevoir, vu le coût des essais aujourd'hui, que pour des problèmes bien spécifiques, tel celui des poussées latérales sur les pieux fichés dans une grande épaisseur de sol mou. Par ailleurs, l'utilisation de l'essai pressiométrique avec mesure des pressions interstitielles devrait connaître un intérêt grandissant pour déterminer *in situ* les paramètres de consolidation des sols et aborder les problèmes de contraintes effectives autour des fondations.

Le pénétromètre statique est un outil intéressant tant au niveau de la reconnaissance qu'au niveau de l'interprétation quantitative. La normalisation de l'essai au cône est un grand pas dans son utilisation rationnelle. Il faut noter cependant que la pénétrabilité limite l'utilisation de cet essai. L'interprétation théorique de l'essai est complexe et reste encore soumise à de nombreuses hypothèses. L'effet d'échelle, en particulier, est mal connu. Le piézocône devrait être appelé à connaître un important développement pour la reconnaissance et la classification des sols, pour une interprétation plus fine des résultats des essais au cône et pour l'extension de ces essais aux problèmes mettant en jeu les pressions interstitielles. La normalisation des essais au piézocône est vivement souhaitable, notamment en ce qui concerne la position du piézomètre, les procédures et interprétations des essais.

L'essai au scissomètre de chantier est maintenant un essai classique pour déterminer la résistance au cisaillement des sols fins et son utilisation pour le dimensionnement des ouvrages en terre est largement acceptée.

Le sondage au pénétromètre dynamique est essentiellement perçu comme un moyen de reconnaissance générale peu onéreux et performant. Les contributions qui le concernent à ce symposium tendent à montrer que l'essai de référence (DPA) pourrait rendre plus de services d'ordre quantitatif qu'admis usuellement. Par ailleurs, les mesures directes en pointe (cône et manchon) ouvrent des perspectives nouvelles pour cet essai.

L'essai SPT, développé aux U.S.A., bien que ressenti par de nombreux chercheurs comme un essai rudimentaire, est probablement à l'heure actuelle l'essai en place le plus utilisé dans le monde pour les reconnaissances de sols. Ses résultats ont notamment été corrélés au potentiel de liquéfaction des sables.

L'intérêt de l'essai de plaque en profondeur réside dans son analogie avec le chargement d'une fondation. L'utilisation de cet essai dans la pratique courante est peu répandue, principalement à cause des phénomènes d'échelle ou à cause du coût des essais avec des plaques de relativement fort diamètre.

Le dilatomètre plat est un appareil récent et de mise en œuvre simple par rapport aux types de mesures qu'il permet. On peut prévoir pour cet appareil intéressant un développement grandissant dans les études géotechniques grâce aux services qu'il peut rendre.

En définitive le choix de tel ou tel essai en place dépend de nombreux facteurs dont certains, et peut-être pas les moins importants, sont souvent liés à l'expérience propre du mécanicien des sols ou à l'équipement de son organisme. Sur un plan plus scientifique le choix doit être guidé par le but de la reconnaissance envisagée, par le type de sols à tester, la profondeur à atteindre, les paramètres que l'on cherche à déterminer en fonction du problème mécanique posé, ainsi évidemment que par les contraintes budgétaires.

A une époque où l'on veut des résultats de reconnaissance dans des conditions particulièrement avantageuses de prix et de rapidité, on relèvera l'intérêt des appareils récents d'essais en place capables de réaliser plusieurs types de mesures dans un même sondage (appareils autoforceurs 1976 modulables, piézocône, pressiopénétrromètre, pénétrromètre madensimètre (Ledoux, Ménard et Soulard, 1982), etc.).

Bien d'autres choses pourraient être encore dites sur les essais *in situ*. Faute de place et pour une meilleure concision, nous nous sommes notamment limité aux essais les plus courants et les plus représentés dans les communications écrites. D'autres appareils et essais existent à l'heure actuelle et il ne fait aucun doute que la panoplie s'étendra fortement ces prochaines années, tellement est grande l'avidité des géotechniciens à solliciter le sol de toutes les manières possibles et là où il se trouve naturellement. Mais ces progrès sont conditionnés par les avancées en métrologie, en informatique, et par la capacité des chercheurs à développer des matériaux nouveaux plus performants (caoutchoucs, plastiques, métaux, etc.).

## Remerciements

Nous tenons à remercier nos collègues des Laboratoires des Ponts et Chaussées et particulièrement MM. Amar, Baguelin, Bustamante et Jézéquel, dont la longue expérience des essais à place et des fondations a grandement facilité l'élaboration de ce rapport général.

## Références

- European Symposium on Penetration Testing (ESOPT I), Stockholm, 1974, National Swedish Building Research, Volume 1, 1974, 218 p., Volume 2.1, 1975, 259 p., Volume 2.2., 1975, 436 p.
- In Situ* Measurement of Soil Properties, Specialty Conf. Geot. Engng Div., ASCE, Raleigh, North Carolina, 1975, Volume 1, 1975, 554 p., Volume 2, 1976, 393 p., notamment :
- DURGUNOGLU H.T. and MITCHELL J.K. : Static Penetration Resistance of Soils, Vol. 1, p. 151-171 (I), p. 172-189 (II).
- GORMAN C.T., DRNEVICH V.P. and HOPKINS T.C. : Measurement of *In Situ* Shear Strength, Vol. 2, p. 139-140.
- MARCHETTI S. : A New *In Situ* Test for the Measurement of Horizontal Soil Deformability, Vol. 2, p. 255-259.
- SCHMERTMANN J.H. : Measurement of *In Situ* Shear Strength (State of-the-Art report), Vol. 2, p. 57-138.
- Cone Penetration Testing and Experience, Session Geot. Engng Div., ASCE, St-Louis, Missouri, 1981, 479 p., notamment :
- TUMAY M.T., BOGGESESS R.L. and ACAR Y. : Subsurface Investigations with Piezo-Cone Penetrometer, p. 325-342.
- Symposium on the Pressuremeter and its Marine Applications, Paris, 1982, IFP-LPC, Editions Technip, 426 p., notamment :
- BISSON D., BOUGNOL J. and BOURGES F. : Self-boring pressure-meter for shallow deep water, p. 289-304.
- JEZEQUEL J.F. : The self-boring pressuremeter, p. 111-126.
- LEGIER A. : Wire-line expansometer, p. 263-274.
- REID W.M., St. JOHN H.D., FYFFE S. and RIGDEN W.J. : The push-in-pressuremeter, p. 247-261.
- WROTH C.P. : British experience with the self-boring pressuremeter, p. 143-164.
- Penetration Testing, Second European Symposium on Penetration Testing (ESOPT II) Amsterdam, 1982, Balkema, Volume 1, p. 1-386, Volume 2, p. 387-982, notamment (Volume 2) :
- Van den BERG A.P. : Latest developments in static cone penetrometers and other soil testing equipment (on land-offshore), p. 447-455.
- BRUZZI D. and CESTARI F. : An advanced static penetrometer, p. 479-486.
- BUSTAMANTE M. and GIANESELLI L. : Pile bearing capacity prediction by means of static penetrometer CPT, p. 493-500.
- CAMPANELLA R.G., GILLEPSIE D. and ROBERTSON P.K. : Pore pressures during cone penetration testing, p. 507-512.
- JAMIOLKOWSKI, LANCELLOTTA R., TORDELLA L. and BATTAGLIO M. : Undrained strength from CPT, p. 599-606.
- LACASSE S. and LUNNE T. : Penetration tests in two Norwegian clays, p. 661-669.
- LEDOUX J.L., MENARD J. and SOULARD P. : The penetromadensimeter, p. 679-682.
- de RUITER J. : The static one penetration test. State-of-the-art report, p. 389-405.
- SCHMERTAMANN J.H. : A method for determining the friction angle in sands from the Marchetti dilatometer test (DMT), p. 853-861.
- TAVENAS F., LEROUEIL S. and ROY M. : The piezocone test in clays : Use and limitations, p. 889-894.
- Van der ZWAAG G.L. and SUNDERLANG G.R. : A comparison of downhole and seabed cone penetration tests for offshore foundations studies, p. 971-977.
- AAS G. (1967): Vane Tests for Investigation of Anisotropy of Undrained Shear Strength of Clays, Proc. Geot. Conf., Oslo, 1, p. 1-8.
- AMAR S., BAGUELIN F., FRANK R. and JEZEQUEL J.F. (1977): The Self-Boring Placement Method and Soft Clay Investigation, Geotechnical Aspects of Soft Clays, Proc. Symp. Soft Clay, Bangkok, p. 337-357.
- AMAR S. et JEZEQUEL J.F. (1972): Essais en place et en laboratoire sur sols cohérents. Comparaison des résultats. Bull. Liaison Labo. P. et Ch. 58, mars-avr., Réf. 1140, p. 97-108.
- BACHELIER M. et PAREZ L. (1965): Contribution à l'étude de la compressibilité des sols à l'aide du pénétromètre à cône. Comptes rendus 6<sup>e</sup> Cong. Int. Méc. Sols et Tr. Fond., Montréal, 2, p. 3-7.
- BAGUELIN F. (1973): Discussion session 1, Comptes Rendus 8<sup>e</sup> Cong. Int. Méc. Sols et Tr. Fond., Moscou, 4.2, p. 22-23.
- BAGUELIN F., FRANK R. et JEZEQUEL J.F. (1975): Quelques résultats théoriques sur l'essai d'expansion dans les sols et sur le frottement latéral des pieux, Bull. Liaison Labo. P. et Ch. 78, juil.-août, Réf. 1687, p. 131-136.
- BAGUELIN F., FRANK R. and SAID Y.H. (1977): Theoretical study of lateral reaction mechanism of piles, Géotechnique 27, No 3, September, p. 405-434.
- BAGUELIN F. and JEZEQUEL J.F. (1978): French Self-Boring Pressuremeters: PAF 68 - PAF 72 and PAF 76, Proc. Symp. Site Expl. Soft Ground Using *In Situ* Techniques, Alexandria, Virginia, Report No FHWA-TS-80-202, p. 36-61.
- BAGUELIN F., JEZEQUEL J.F., LEMEE E. and LE MEHAUTE A. (1972): Expansion of Cylindrical Probes in Cohesive Soils, Jnl Soil Mech. Fdns Div. ASCE, 98, SM11, November, Proc. Paper 9377, p. 1129-1142.

- BAGUELIN F., JEZEQUEL J.F. et Le MEHAUTE A. (1974): Le perméamètre autoforeur, *Can. Geotech. J.* 11, No. 4, novembre, p. 624-628.
- BAGUELIN F., JEZEQUEL J.F. et Le MEHAUTE A. (1981): Essais cycliques au pressiomètre autoforeur, *Comptes rendus 10<sup>e</sup> Cong. Int. Méc. Sols Tr. Fond.*, Stockholm, 1, p. 547-550.
- BAGUELIN F., JEZEQUEL J.F. and SHIELDS (1978): The Pressuremeter and Foundation Engineering, *Trans Tech Publications*, Aedermannsdorf, Switzerland, 617 p.
- BALIGH M.M. (1975): Theory of Deep Site Static Cone Penetration Resistance, MIT Report No R - 75-76.
- BALIGH M.M. and LEVADOUX J.N. (1980): Pore Pressure Dissipation After Cone Penetration, MIT Report No MITSG 80-13, 368 p.
- BALIGH M.M., VIVATRAT V. and LADD C.C. (1978): Exploration and Evaluation of Engineering Properties for Foundation Design of Offshore Structures, MIT Publ. No R 78-40, 268 p.
- BARENTSEN P. (1936): Short Description of a Field Testing Method with Coneshaped Sounding Apparatus, *Proc. 1st Int. Conf. Soil Mech. Found Engng*, Cambridge, Massachusetts, 1, p. 7-10.
- BEGEMANN H.K.S. Ph. (1953): Improved Method for Determining Resistance to Adhesion by Sounding Through a Loose Sleeve Placed Behind the Cone, *Proc. 3rd. Int. Conf. Soil Mech. Found. Engng*, Zurich, 1, p. 213-217.
- BEGEMANN H.K.S. Ph. (1965): The Friction Jacket Cone as an Aid in Determining the Soil Profile, *Proc. 6th Int. Conf. Soil Mech. Found. Engng*, Montréal, 1, p. 17-20.
- BISHOP R.F., HILL R. and MOTT N.F. (1945): The theory of indentation and hardness tests, *Proc. Phys. Soc.* 57, Part 3, No 321, p. 147-159.
- BJERRUM L. (1973): Problems of soil mechanics and construction on soft clays and structurally unstable soil (collapsible, expansive and others), *State-of-the-Art Report*, *Proc. 8th Int. Conf. Soil Mech. Found. Engng*; Moscou, 3, p. 111-159.
- BUSTAMANTE M. et GIANESELLI L. (1981): Prédiction de la capacité portante des pieux isolés sous charge verticale. Règles pressiométriques et pénétrométriques, *Bull. Liaison Labo. P. et Ch.* 113, mai-juin, Réf. 2536, p. 83-108.
- CARTER J.P., RANDOLPH M.F. and WROTH C.P. (1979): Stress and Pore Pressure Changes in Clay During and After the Expansion of a Cylindrical Cavity, *Int. Jnl Num. Anal. Meth. Geomech.* 3, No 4, Oct.-Dec., p. 305-322.
- CASSAN M. (1960): Méthode pressiométrique d'étude des sols, *Revue Ing. Constr.* 38, mai, p. 215-228.
- CASSAN M. (1978): Les essais *in situ* en mécanique des sols, Tome 1 (Réalisation et interprétation), 458 p., Tome 2 (Applications et méthodes de calcul), 331 p., Eyrolles, Paris.
- CLARKE B.G., CARTER J.P. and WROTH C.P. (1979): *In situ* determination of the consolidation characteristics of saturated clays, Design parameters in geotechnical engineering, *Proc. 7th Eur. Conf. Soil Mech. Found. Engng*, Brighton, Vol. 2, p. 207-211.
- DAVIS E.H. and CHRISTIAN J.T. (1971): Bearing Capacity of Anisotropic Cohesive Soils, *Jnl Soil Mech. Fdns Div., ASCE*, 97, SM5, May, Proc. Paper 8146, p. 753-769.
- De BEER E.E. (1945): Etude des fondations sur pilotis et des fondations directes. L'appareil de pénétration en profondeur, *Annales des Tr. Pub. de Belgique*, 45, p. 229-243, p. 361-385, p. 479-511.
- De BEER E.E. (1967): Bearing Capacity and Settlement of Shallow Foundations on Sand, Bearing Capacity and Settlement of Foundations, *Proc. Symp. Duke University* (1965). p. 15-33.
- DELFT Laboratory (1936): The Predetermination of the Required Length and the Prediction of the Toe Resistance of Piles, *Proc. 1st Int. Conf. Soil Mech. Found. Engng*, Cambridge, Mass., 1, p. 181-184.
- DE MELLO V.V.B. (1969): Foundations of Buildings in Clays, *State-of-the-Art Report*, *Proc. 7th Int. Conf. Soil Mech. Found. Engng*, Mexico, *State-of-the-Art*, Vol., p. 49-136.
- De RUITER J. (1971): Electric Penetrometer for Site Investigations, *Jnl Soil Mech. Fdns Div., ASCE*, 97, SM2, February, Proc. Paper 7907, p. 457-472.
- GIBSON R.E. and ANDERSON W.F. (1961): *In situ* Measurement of Soil Properties with the Pressuremeter, *Civil Engng Pub. Works Rev.* 56, No 658, May, p. 615-618.
- GIELLY J., LAREAL P. and SANGLERAT G. (1970): Correlation between *in situ* penetrometer tests and the compressibility characteristics of soils, *Conf. In situ Invest. Soils Rocks*, London, 1969, p. 167-191.
- HILL R. (1950): *The Mathematical Theory of Plasticity*, Oxford University Press, 355 p.
- HUGHES J.M.P., WROTH C.P. and WINDLE D. (1977): Pressuremeter tests in sands, *Géotechnique* 27, No 4, December, p. 455-477.
- JEZEQUEL J.F. (1968): Essais *in situ* et fondations sur pieux, *Bull. Liaison Labo. Routiers P. et Ch.* 31, mai, p. 111-126.
- JEZEQUEL J.F., LEMASSON H. et TOUZE J. (1968): Le pressiomètre Louis Ménard. Quelques problèmes de mise en œuvre et leur influence sur les valeurs pressiométriques, *Bull. Liaison Labo. Routiers P. et Ch.* 32, juin-juil., Réf. 537, p. 97-120.
- KERISEL J. (1961): Fondations profondes en milieux sableux : variations de la force portante limite en fonction de la densité, de la profondeur, du diamètre et de la vitesse d'enfoncement, *Comptes Rendus 5<sup>e</sup> Cong. Int. Méc. Sols et Tr. Fond*, Paris, 2, p. 73-83.
- KERISEL J. (1967): Vertical and Horizontal Bearing Capacity of Deep Foundations in Clay, Bearing Capacity and Settlement of Foundations, *Proc. Symp. Duke University* (1965), p. 45-51.
- LADANYI B. (1972): *In situ* Determination of Undrained Stress-Strain Behaviour of Sensitive Clays with the Pressuremeter, *Can. Geot. Jnl* 9, No 3, August, p. 313-319.
- LEMASSON H. (1976): Une nouvelle méthode pour la mesure en place de l'anisotropie des argiles, *Bull. Liaison Lab. P. et Ch., spécial III*, décembre, p. 107-116.
- MARCHETTI S. (1979): The *in situ* determination of an "extended" overconsolidation ratio, Design Parameters in Geotechnical Engineering, *Proc. 7th Eur. Conf. Soil Mech. Found. Engng*, Brighton, 2, p. 239-244.
- MARCHETTI S. (1980): *In situ* Tests by Flat Dilatometer, *Jnl Geot. Engng Div., ASCE*, 106, GT3, March, Proc. Paper 15290, p. 299-321.
- MARSLAND A. and RANDOLPH M.F. (1977): Comparisons of the results from pressuremeter tests and large *in situ* plate tests in London Clay, *Géotechnique* 27, No. 2, June, p. 217-243.
- MENARD L. (1957): Mesures *in situ* des propriétés physiques des sols, *Annales P. et Ch.*, mai-juin, No 14, p. 357-377.
- MENARD L. (1963): Calcul de la force portante des fondations sur la base des résultats des essais pressiométriques, *Sols-Soils* n° 5, juin, p. 9-24 et n° 6, sept., p. 9-27.
- MENARD L. (1965): Règles pour le calcul de la force portante et du tassement des fondations en fonction des résultats pressiométriques, *Comptes rendus 6<sup>e</sup> Cong. Int. Méc. Sols Tr. Fond.*, Montréal, 2, p. 295-299.
- MEYERHOF G.G. (1961): The Ultimate Bearing Capacity of Wedge Shaped Foundations, *Proc. 5th Int. Conf. Soil Mech. Found. Engng*, Paris, 2, p. 105-109.
- Modes Opératoires du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (1971) Essai pressiométrique normal, Dunod, Paris, 52 p.
- PALMER A.C. (1972): Undrained plane-strain expansion of a cylindrical cavity in clay: a simple interpretation of the pressuremeter test, *Géotechnique* 22, No 3, September, p. 451-457.

- PAREZ L., BACHELIER M. et SECHET B. (1976): Pression interstitielle développée au fonçage des pénétromètres, Comptes rendus 6<sup>e</sup> Cong. Eur. Méca. Sols Tr. Fond., Vienne, 1.2, p. 533-538.
- RANDOLPH M.F. and WROTH C.P. (1979): An analytical solution for the consolidation around a driven pile, Int. Jnl Num. Anal. Meth. Geomech. 3, No 3, July-Sept., p. 217-229.
- ROWE P.W. (1962): The stress-dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact, Proc. Royal Soc. A 269, p. 500-527.
- SANGLERAT G. (1972): The Penetrometer and Soil Exploration, Elsevier, Amsterdam, 464 p.
- SCHMERTMANN J.H. (1970): Static Cone to Compute Settlement Over Sand, Jnl Soil Mech. Fdns Div., ASCE, 96, SM3, Proc. Paper 7302, May, p. 1011-1043.
- SCHMERTMANN J.H. (1978): Cone Penetration Test Performance and Design, U.S. Department of Transportation, Report No FHWA-TS-78-209.
- SCHMERTMANN J.H., HARTMAN J.P. and BROWN P.R. (1980): Improved Strain Influence Factor Diagrams, Jnl Geot. Engng Div., ASCE, 106, GT 8, August, Tech. Note, p. 1131-1135.
- SEARLE (1979): The interpretation of Begemann friction jacket cone results to give soil types and design parameters, Design Parameters in Geotechnical Engineering, Proc. 7th Eur. Conf. Soil Mech. Fond. Engng, Brighton, 2, p. 265-270.
- SEED H.B. and IDRIS I.M. (1971): Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential, Jnl Soil Mech. Fdns Div., ASCE, 97, SM9, September, Proc. Paper 8371, p. 1249-1273.
- SELVADURAI A.P.S. and NICHOLAS T.J. (1979) : A theoretical assessment of the screw plate test, Proc. 3rd Int. Conf. Num. Meth. Geomechs, Aachen, 3, p. 1245-1252.
- Sous-Comité Européen de Standardisation des Essais par Pénétration (1977): Norme recommandée pour l'essai de pénétration au cône (CPT), p. 121-135 (en anglais p. 95-109), Norme recommandée pour le sondage au pénétromètre dynamique, p. 136-145 (en anglais p. 110-114), Comptes rendus 9<sup>e</sup> Cong. Int. Méc. Sols Tr. Fond., Tokyo, 3.
- TORSTENSSON B.A. (1977): The pore pressure probe, Nordiske Geotechnike Mote, Oslo, Paper No 34, p. 34.1-34.15.
- VESIC A.S. (1972): Expansion of Cavities in Infinite Soil Mass, Jnl Soil Mech. Fdns Div., ASCE 98, SM3, March, Proc. Paper 8790, p. 265-290.
- VESIC A.S. (1977): Design of Pile Foundations, Nat. Coop Highway Res. Prog. 42, Transportation Research Board, 68 p.
- WIESEL C.E. (1973): Some factors influencing *in situ* vane tests results, Proc. 8th Int. Conf. Soil Mech. Found. Engng, Moscou, 1.2, p. 475-179.
- WROTH C.P. and HUGHES J.M.P. (1973): An Instrument for the *In situ* Measurement of the Properties of Soft Clays, Proc. 8th Int. Conf. Soil Mech. Found. Engng, Moscou, 1.2., p. 487-494.