



**HAL**  
open science

# Identification des sols argileux, limoneux et sableux du plateau deltaïque du Var à partir de sondages au piézocône

Jean François Serratrice

► **To cite this version:**

Jean François Serratrice. Identification des sols argileux, limoneux et sableux du plateau deltaïque du Var à partir de sondages au piézocône. Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, 2013, 279, pp 65-94. hal-00850958

**HAL Id: hal-00850958**

**<https://hal.science/hal-00850958>**

Submitted on 9 Aug 2013

**HAL** is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

J.F. SERRATRICE  
CETE Méditerranée, LRPC d'Aix en Provence

# Identification des sols argileux, limoneux et sableux du plateau deltaïque du Var à partir de sondages au piézocône

## ■ RÉSUMÉ

L'article décrit une méthode d'identification des sols naturels à partir des données mesurées au piézocône (CPTu) et présente son application aux sols du plateau deltaïque du Var. Cette méthode procède en deux étapes : la résistance de pointe pénétrométrique est d'abord décomposée en une partie isotrope et une partie déviatorique en tenant compte de la pression d'eau et des résistances drainées et non drainées mesurées à l'appareil triaxial sur les sols carottés au préalable sur le site. Cette décomposition permet de classer les sols, en distinguant les sols fins argileux et limoneux, dans lesquels se développent de fortes pressions d'eau, et les sols sableux dans lesquels ces pressions sont proches de la pression hydrostatique ou sont négatives. L'étape suivante identifie les sols sableux sensibles, de faible compacité et peu résistants, exposés au risque de liquéfaction notamment, en analysant le frottement latéral unitaire et la résistance de cône effective.

## Identification of clayey, silty and sandy soils from the Var delta plain based on piezocone penetration testing

### ■ Abstract

*This article describes a natural soil identification method based on data measured using a piezocone (CPTu) and presents an application to soils from France's Var delta plain. This method proceeds in two stages: penetrometer point resistance is first broken down into an isotropic part and a deviatoric part by taking into account water pressure and both the drained and undrained strength measured using the triaxial device on soil samples that had been previously cored in situ. This decomposition serves to classify soils by distinguishing clayey and silty fine-grained soils, in which high water pressure develops, from the sandy soils where these pressures are either close to the hydrostatic pressure or else negative. The next stage consists of identifying sensitive sandy soils, which feature limited compactness, low strength and are exposed to the risk of liquefaction, by means of analyzing the unit lateral friction and effective cone resistance.*

## INTRODUCTION

Cet article propose une méthode d'exploitation des données pénétrométriques pour l'identification des sols fins argileux, limoneux ou sableux dans leur état naturel. Cette méthode se fonde sur l'analogie qui peut être établie entre le comportement de ces sols en laboratoire à l'appareil triaxial et le fonçage d'un piézocône dans ces mêmes matériaux. La méthode procède en deux étapes, en partant des mesures enregistrées pendant la réalisation d'un sondage au piézocône, c'est à dire la résistance de cône  $q_c$ , le frottement latéral unitaire  $f_s$  et la pression d'eau  $u_2$ . Dans un premier temps, les valeurs de  $q_c$  et  $u_2$  sont utilisées pour identifier les terrains traversés au cours du fonçage, afin d'obtenir le profil des couches de sols. Dans la seconde étape, la mesure de  $f_s$  est mise à profit pour identifier les sols sensibles parmi les sols sableux, c'est à dire les sols les plus lâches, qui peuvent présenter

un risque en termes de liquéfaction par exemple. L'intérêt de la méthode réside dans l'utilisation directe des trois mesures simultanées  $q_c$ ,  $f_s$  et  $u_2$  fournies par le piézocône. Elle diffère des méthodes habituelles d'exploitation des données pénétrométriques du piézocône parce que la pression  $u_2$  est utilisée en priorité et le frottement  $f_s$ , n'intervient qu'à la seconde étape.

Le comportement des sols fins et des sables dans les essais triaxiaux en laboratoire est d'abord rappelé, en termes de chemins des contraintes ou de chemins des déformations et en distinguant les comportements drainés et les comportements non drainés. L'article analyse ensuite le comportement des sols lors de l'enfoncement d'un piézocône. Puis il expose l'analogie entre les réponses de l'essai triaxial et du piézocône qui constitue la base de la méthode d'identification des sols développée par l'auteur.

L'article présente ensuite la méthode d'identification des terrains à partir des données  $q_c$  et  $u_2$  fournies par les sondages au piézocône et les essais triaxiaux exécutés lors des différentes campagnes de reconnaissances géotechniques du site de l'aéroport de Nice. Puis la méthode d'identification des sables sensibles est expliquée en faisant appel à la comparaison des mesures au piézocône dans une couche de sables limoneux auscultée d'abord dans son état naturel puis après traitement par des colonnes ballastées. L'application de la méthode d'identification est illustrée par l'analyse des données pénétrométriques de l'un des sondages au piézocône réalisés en 2007 sur le site de l'aéroport de Nice Côte d'Azur.

## COMPORTEMENT DES SOLS À L'APPAREIL TRIAXIAL

Toutes les analyses du comportement des sols à l'appareil triaxial admettent que les contraintes totales et effectives et les pressions d'eau sont homogènes dans toute l'éprouvette. Cette homogénéité n'est qu'approximative dans la réalité, ce qui introduit une certaine incertitude dans les conclusions des essais. Nous avons néanmoins gardé cette hypothèse dans les analyses qui suivent.

### ■ Critère de rupture et chemins de contraintes

Dans le repère  $(p', q)$  où l'on représente le déviateur des contraintes  $q$  en fonction de la contrainte moyenne effective  $p'$ , le critère de Mohr-Coulomb

$$\tau = c' + \sigma' \tan \varphi'$$

s'écrit sous la forme

$$q = C'_{qc} + M_c p' = \frac{6 \cos \varphi'}{3 - \sin \varphi'} c' + \frac{6 \sin \varphi'}{3 - \sin \varphi'} p' \text{ dans les essais de compression (où la contrainte effective verticale } \sigma'_a \text{ est supérieure à la contrainte effective radiale } \sigma'_r)$$

et

$$q = C'_{qe} + M_e p' = -\frac{6 \cos \varphi'}{3 + \sin \varphi'} c' - \frac{6 \sin \varphi'}{3 + \sin \varphi'} p' \text{ dans les essais d'extension (où } \sigma'_a < \sigma'_r).$$

Les paramètres classiques de résistance du sol  $c'$  et  $\varphi'$  sont liés aux coefficients des droites limites en coordonnées  $(p', q)$  par les relations :

$$\sin \varphi' = \frac{3M_c}{6 + M_c} = -\frac{3M_e}{6 - M_e},$$

$$c' = \frac{C'_{qc}(3 - \sin \varphi')}{6 \cos \varphi'} = -\frac{C'_{qe}(3 + \sin \varphi')}{6 \cos \varphi'}.$$

Des expressions analogues s'appliquent en conditions consolidées non drainées (essais triaxiaux CU+u), avec les notations correspondantes portant l'indice u :  $C_{qu}$ ,  $C_{qu}$ ,  $M_{cu}$ ,  $M_{cu}$ ,  $c_{cu}$  et  $\varphi_{cu}$ .

## ■ Pression interstitielle à la rupture dans les essais consolidés non drainés

Lorsque la rupture du sol se produit en compression, les contraintes effectives vérifient l'équation :

$$q = C'_{qc} + M_c p'$$

Lors d'un essai CU+u, on applique d'abord à l'éprouvette une contre-pression interstitielle  $u_{cp}$  et une pression de confinement isotrope équivalente  $p_{conf}$ . Puis on consolide le sol sous une pression isotrope  $p_c$  et on augmente ensuite la contrainte axiale  $\sigma_a$ , ce qui a pour effet de créer un déviateur de contraintes  $q = \Delta\sigma_a$ . Lors de la rupture, les contraintes totales et effectives valent donc :

$$p_{rupt} = p_{conf} + p_c + \Delta\sigma_a / 3 = p_{conf} + p_c + q_{rupt} / 3$$

$$q_{rupt} = \Delta\sigma_a / 3$$

$$p'_{rupt} = p_{conf} + p_c + q_{rupt} / 3 - u_{cp} - u_{rupt} = p_c + q_{rupt} / 3 - u_{rupt}$$

$$q'_{rupt} = q_{rupt}$$

La pression interstitielle à la rupture (sur la droite de Mohr-Coulomb) est donc égale à :

$$u_{rupt} = p_c + q_{rupt} / 3 - p'_{rupt}$$

Si l'on introduit l'expression du critère de Mohr-Coulomb, on obtient, en éliminant  $p'_{rupt}$  :

$$u_{rupt} = p_c + q_{rupt} / 3 - p'_{rupt} = p_c + q_{rupt} / 3 - q / M_c - C'_{qc} / M_c$$

Entre deux états de rupture en compression sur la droite de Mohr-Coulomb, la variation  $\Delta u$  de la pression interstitielle est liée à la variation  $\Delta q$  du déviateur par la relation :

$$\frac{\Delta u}{\Delta q} = -\frac{3 - M_c}{3M_c} = -\frac{1 - \sin \varphi'}{2 \sin \varphi'}$$

Entre deux états de rupture en extension, on obtient de même

$$\frac{\Delta u}{\Delta q} = -\frac{3 - M_e}{3M_e} = \frac{1 + \sin \varphi'}{2 \sin \varphi'}$$

Ces deux relations donnent des expressions du critère de Mohr-Coulomb dans le plan (q, u) en compression et en extension. Elles peuvent être utilisées pour apprécier la qualité des essais triaxiaux consolidés non drainés CU+u. On peut d'autre part observer que

$$\frac{C_{qc}}{M_c} = \frac{C_{qe}}{M_e} = c \cot \varphi'$$

## ■ Chemins de contraintes dans les essais non drainés

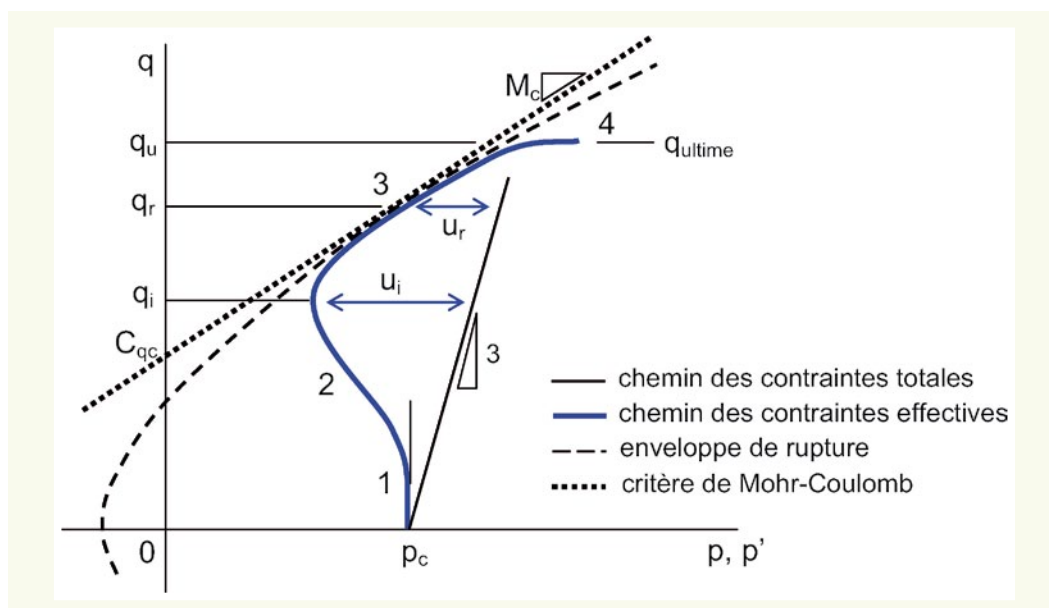
### ➤ Forme des chemins de contraintes non drainés dans les argiles

La **figure 1** présente une vue schématique des chemins de contraintes (p, q) et (q, u) dans un essai triaxial CU+u sur une argile (faiblement) surconsolidée. L'éprouvette est consolidée sous la contrainte effective isotrope  $p_c$  inférieure à la pression de préconsolidation, puis elle est chargée en compression à pression de confinement constante ( $\Delta q = \Delta\sigma_a - \Delta\sigma_r > 0$  ;  $\Delta\sigma_r = 0$ ). Ce schéma reste vrai pour une consolidation anisotrope à partir d'un point ( $p_c, q_c$ ) situé à l'intérieur du domaine pseudo-élastique du sol, avec  $q_c \neq 0$  ou pour un chargement en extension ( $\sigma_a < \sigma_r$  ;  $\Delta q = -\Delta\sigma_r < 0$ ). Le chemin de contraintes totales est représenté par un segment de droite de pente 3 dans le plan (p, q), à partir du point ( $p_c, 0$ ). L'enveloppe de rupture (critère de Mohr-Coulomb) est une droite de pente  $M_c$  et d'ordonnée à l'origine  $C_{qc}$ .

On distingue quatre parties successives dans le chemin de contraintes :

- partie 1 : début du cisaillement non drainé. Pour un sol isotrope, le chemin de contrainte est vertical ( $\Delta p' = 0$  ;  $\Delta u = \Delta p$ ) ;

**figure 1**  
Chemins de contraintes totales et effectives dans un essai de compression consolidé non drainé à l'appareil triaxial.  
Pentes caractéristiques :  
1 – phase élastique ;  
2 – écrouissage ;  
3 – rupture ;  
4 – résistance ultime



- partie 2 : comportement non linéaire contractant. La compression du squelette s'accompagne d'un accroissement de la pression interstitielle. Des déformations non linéaires et irréversibles apparaissent, ce qui est confirmé quand on procède à des chargements cycliques. L'accroissement de la pression de l'eau dépend de la saturation du sol, de la compressibilité de l'eau et de la compressibilité des particules. Pour le sol cohérent représenté (cohésion non nulle), cette partie de la courbe se termine par le franchissement d'un seuil de dilatance et le début de la décroissance de la pression interstitielle ;
- partie 3 : rupture. Le chemin des contraintes s'inscrit le long de l'enveloppe de rupture en direction des pressions moyennes croissantes. Le sol est dilatant. La pression interstitielle décroît. Le rapport des contraintes  $\eta = q/p$  est maximal, comme le rapport  $K = \sigma'_r / \sigma'_a$  et :

$$\eta = \frac{\Delta q}{\Delta p} = M_c$$

L'éprouvette possède encore une forme cylindrique à ce stade. Les déformations sont petites et homogènes ;

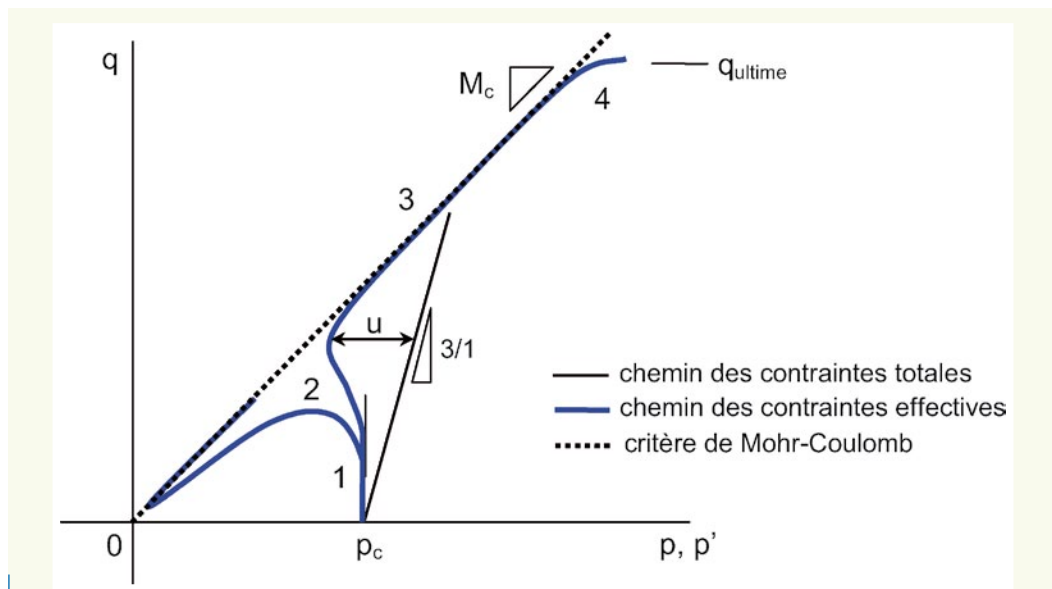
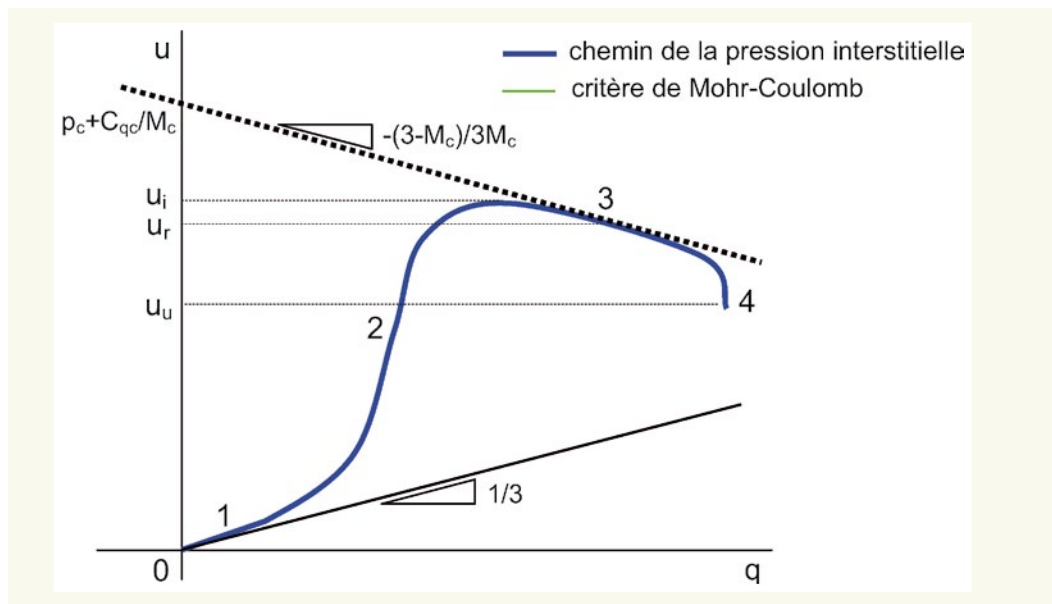
- partie 4 : état ultime. La résistance ultime est atteinte avec un pic à faible niveau de déformation pour les matériaux raides ou un palier de plasticité et des grandes déformations pour les sols mous. Le volume du sol ne change pas ou peu et les contraintes p et q restent constantes, pour un accroissement indéfini de la déformation déviatorique. La pression interstitielle ne varie plus. Cet état ne peut être atteint que dans des conditions particulières d'essai, en grandes déformations homogènes. En effet, la poursuite de l'essai pendant la phase 3 dépend des nombreux facteurs évoqués ci-après, plus encore que pendant les phases 1 et 2. Souvent la perte d'homogénéité de la déformation interrompt la poursuite du chargement.

Ce chemin des contraintes est représenté aussi dans le plan (q, u) sur la **figure 2**. Au début du chargement (partie 1)  $\Delta u / \Delta q = 1/3$ . Dans la troisième phase de l'essai, ce rapport vaut  $\Delta u / \Delta q = -(3 - M_c) / 3M_c$  en compression et  $\Delta u / \Delta q = -(3 - M_c) / 3M_c$  en extension. Comme précédemment, la forme du chemin non drainé dépend de la saturation du sol, de la compressibilité de l'eau et de la compressibilité des particules du sol, etc.

### ► Forme des chemins de contraintes non drainés dans les sables

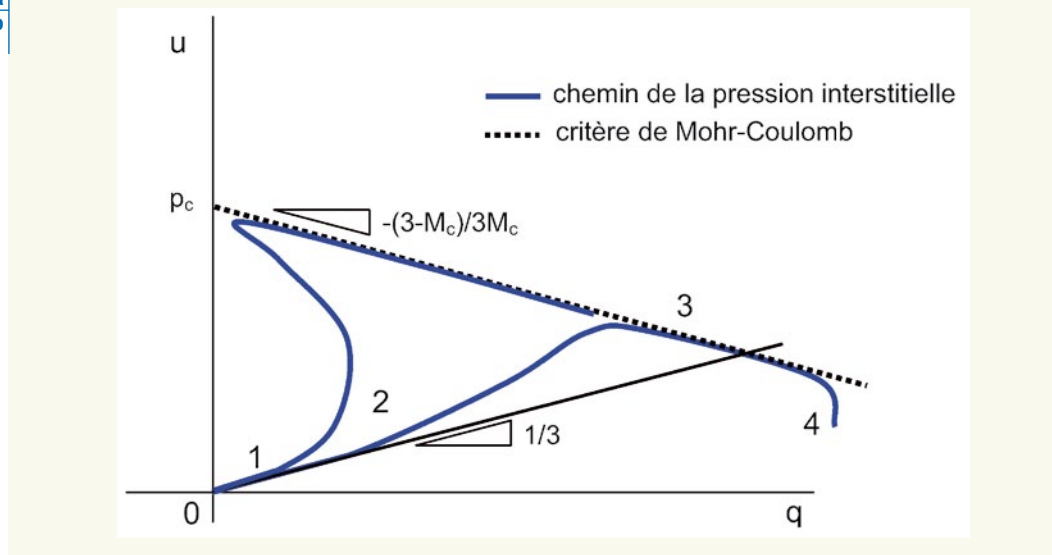
La **figure 3** montre deux chemins de contraintes non drainés obtenus sur un sable dans un état lâche et un sable dans un état dense, respectivement. La partie 2 de la courbe a une forme particulière pour le sable lâche, avec un pseudo-pic de résistance. Dans les deux cas, la troisième partie des chemins non drainés suit l'enveloppe de rupture en direction des pressions moyennes croissantes avec dilatance.

**figure 2**  
Évolution du déviateur  $q$  et de la pression interstitielle  $u$  dans un essai de compression consolidé non drainé à l'appareil triaxial. Pentes caractéristiques : 1 – phase élastique ; 2 – écrouissage ; 3 – rupture ; 4 – résistance ultime



a  
b

**figure 3**  
Représentation du comportement d'un sable lâche et d'un sable dense dans un essai de compression consolidé non drainé à l'appareil triaxial.  
a : Dans le plan « contrainte moyenne  $p$  – déviateur des contraintes  $q$  ».  
b : Dans le plan « déviateur  $q$  – pression interstitielle  $u$  »



### ► Remarques au sujet de la résistance ultime mesurée à l'appareil triaxial

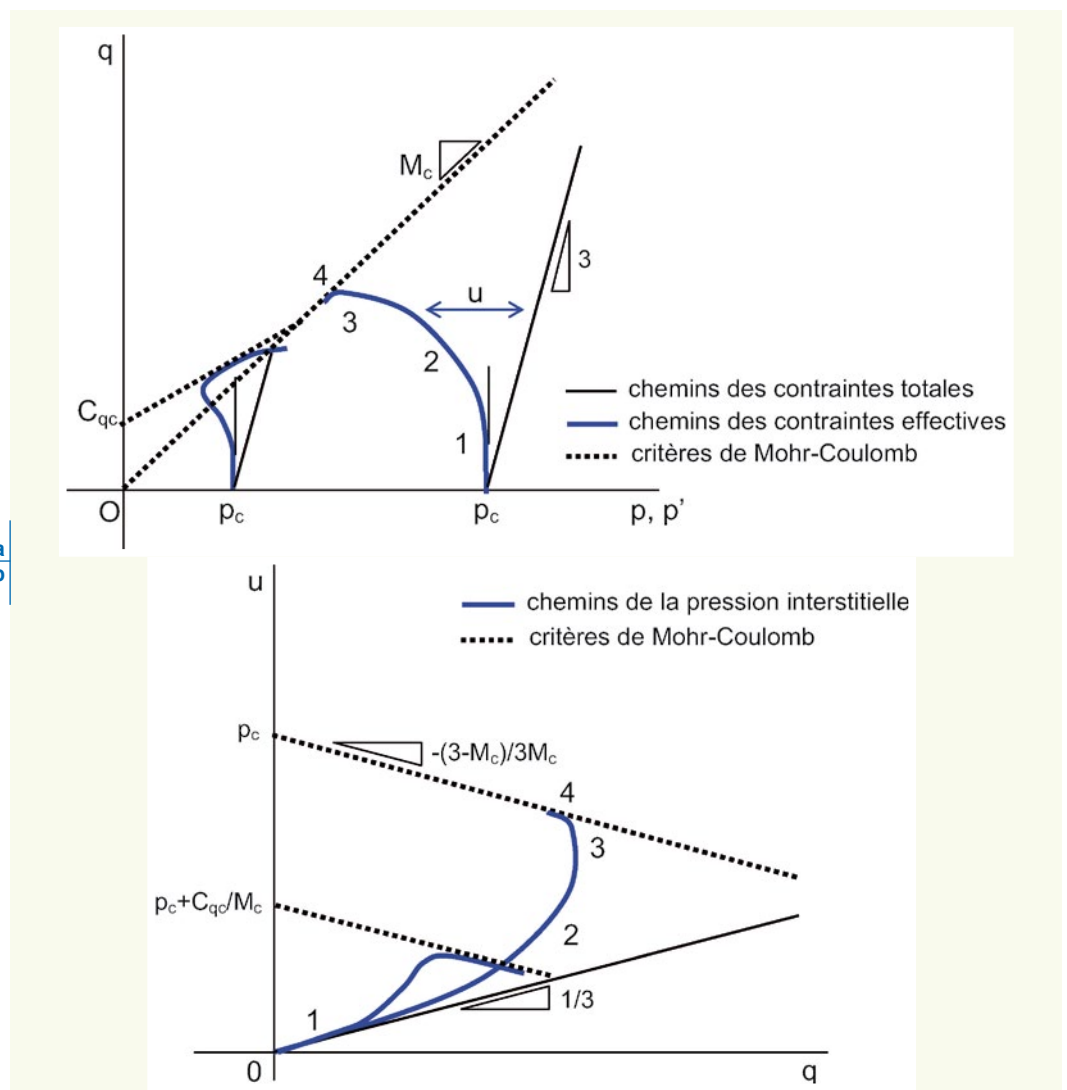
La résistance ultime des sols mous est atteinte à l'appareil triaxial pour des déformations axiales souvent supérieures à 20 %. À ce stade, les éprouvettes sont largement déformées, en forme de tonneau le plus souvent. Les mesures de résistance sont dispersées, du fait notamment de l'influence des hétérogénéités du sol à l'échelle des éprouvettes et de la perte du contrôle de l'homogénéité des champs de contrainte et de déformation dans le sol et aux interfaces avec les têtes triaxiales. Cela est particulièrement vrai dans les essais triaxiaux UU (éprouvettes non consolidées non drainées). Cette dispersion augmente nettement avec la raideur des matériaux et leur fissuration et, en particulier dans les roches, où il n'est pas rare d'observer des coefficients de variation sur les résistances en compression uniaxiale supérieurs à 50 %, voire plus.

De ce fait, la détermination des droites de résistance ultime est entachée d'un degré d'incertitude supplémentaire difficile à quantifier, alors que, pour être comparables, les grandes déformations développées autour du cône pendant son fonçage appelleraient à pousser les essais triaxiaux à des niveaux de déformation encore plus grands.

### ■ Paramètres de forme des chemins des contraintes non drainés

En milieu homogène et sans cohésion (argiles normalement consolidées et sables), deux types de comportement opposés se distinguent :

- les argiles plastiques atteignent la rupture en un point stationnaire sur le critère de Mohr-Coulomb (fin du chemin de forme circulaire)  $p_r = q_r/M_c$ ,  $q_r = q_{\text{ultime}}$ , la pression interstitielle est maximale  $u_r = u_{\text{max}}$  et le rapport  $q/p_r$  maximal. Les étapes 3 et 4 sont confondues (**figure 4**) ;



**figure 4**

Représentation du comportement d'une argile dans deux essais de compression consolidés sous des pressions différentes et non drainés à l'appareil triaxial.

a : Dans le plan « contrainte moyenne  $p$  – déviateur des contraintes  $q$  ».

b : Dans le plan « déviateur  $q$  – pression interstitielle  $u$  »

- au contraire, les chemins de contraintes non drainés des sables remontent la droite de Mohr-Coulomb et différents points particuliers peuvent être notés le long chaque courbe (**figure 2**) :
  - le point de pression interstitielle maximale ( $p_i, q_i, u_i = u_{\max}$ ), transition entre les parties 2 et 3 de la courbe,
  - le point ( $p_r, q_r, u_r$ ) où le rapport  $q/p$  maximal, point de rupture en contraintes effectives et « milieu » de la partie 3 de la courbe,
  - la résistance ultime ( $p_u, q_u, u_u$ ) à l'étape 4.

Deux indices peuvent être définis alors pour quantifier la forme des chemins non drainés pendant les étapes 3 et 4 et donner une image de la relation entre  $q_r$  et  $q_{\text{ultime}}$ . Ces deux indices sont :

- le rapport entre la pression interstitielle maximale et la pression effective de consolidation (éventuellement corrigée dans le cas des consolidations anisotropes) :

$$1 - u_i / p_c ;$$

- l'écart relatif entre le déviateur  $q_i$  et de déviateur  $q_u$  :

$$(q_u - q_i) / q_i$$

Le déviateur  $q_r$  se situe entre  $q_i$  et  $q_u$ . On supposera dans la suite que  $q_r$  représente le milieu du segment  $[q_i, q_u]$ , c'est à dire  $q_r = (q_i + q_u) / 2$ .

Ces deux rapports peuvent être normalisés en tenant compte de la pente  $M_c$  du critère de rupture en  $q/p$ . On propose pour cela d'adopter les coefficients normalisés :

$$R_{ui} = \frac{3(1 + M_c)}{3 - M_c} \left( 1 - \frac{u_i}{p_c} \right),$$

$$R_{qu} = \frac{q_u - q_i}{M_c q_i}.$$

Le coefficient  $[3(1 + M_c) / (3 - M_c)]$  est tiré de l'expression d'un chemin non drainé formant un quart de cercle dans le plan  $(p, q)$  (argile normalement consolidée).

Le rapport  $R_{qu}$  fixe la position relative de la résistance ultime par rapport au seuil de dilatance. Ce coefficient est nul pour les argiles normalement consolidées et il est très grand pour les sables. Il a des valeurs intermédiaires pour les limons (comportement compris entre les argiles et sables) et les argiles surconsolidées ou les marnes (effet de la surconsolidation).

Le coefficient  $R_{ui}$  est en relation avec le degré de surconsolidation  $R_{oc}$  du sol. Il peut à ce titre est considéré comme un paramètre d'écrouissage. En effet, plus un sol est surconsolidé, induré ou dense, plus le pic de pression interstitielle est petit, relativement à la pression  $p_c$ . Au contraire, les sols mous et les sols lâches génèrent de fortes pressions interstitielles par rapport à  $p_c$ , pour des degrés de surconsolidation voisins de l'unité.

Ainsi, les couples  $(R_{ui}, R_{qu})$  permettent d'évaluer l'élanement des chemins des contraintes non drainés, en tant qu'indicateur de la remontée de l'enveloppe de rupture jusqu'à une résistance ultime  $q_u$  (sables) ou, au contraire, la stationnarité du point de rupture (argiles).

### ■ Valeurs des coefficients d'élanement des chemins non drainés à l'appareil triaxial

Nous avons analysé plus de deux cent essais triaxiaux de type consolidé non drainé (CU+u) sur des argiles, des limons, des sables et des marnes. Sur chacun des chemins drainés, les points caractéristiques  $(p_i, q_i, u_i)$ ,  $(p_r, q_r, u_r)$  et  $(p_u, q_u, u_u)$  ont été identifiés, puis les facteurs d'élanement  $R_{ui}$  et  $R_{qu}$  ont été calculés. La pente  $M_c$  a été considérée comme égale au rapport  $M_c = q_r / p_r$ . Des graphiques représentant  $R_{qu}$  en fonction de  $R_{ui}$  ont été établis par type de matériau. Il apparaît que les couples  $(R_{ui}, R_{qu})$  peuvent être rangés dans des secteurs délimités par les courbes dont les équations sont



données dans le **tableau 1**. Les secteurs concernant les sables, les limons et les argiles sont représentés sur la **figure 5**.

Ainsi, les coefficients d'élongements déduits des essais triaxiaux consolidés non drainés (CU+u) permettent de distinguer clairement les comportements des argiles peu surconsolidées (état de contrainte stationnaire à la rupture,  $R_{qu}$  nul) de celui des sables (remontée de l'enveloppe de rupture,  $R_{qu}$  grand) et d'établir un lien entre la résistance ultime mesurée à l'appareil triaxial et le seuil de dilatance du matériau, qui est facilement identifiable dans la plupart des cas. Les coefficients  $R_{ui}$  et  $R_{qu}$  ont permis de classer les différents terrains en cinq familles d'après la forme des chemins des contraintes non drainés.

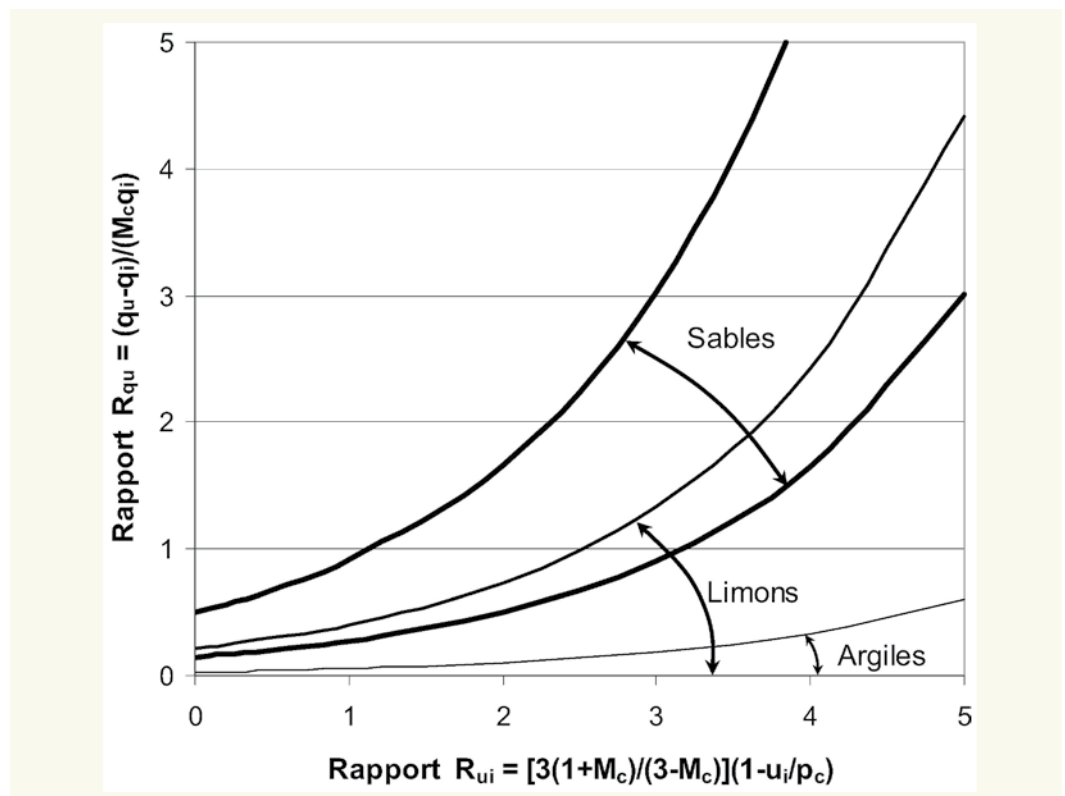
Toutefois, les secteurs ne sont pas disjoints. Les limons sableux occupent une bande située entre les limons et les sables. Globalement, les coefficients  $R_{ui}$  augmentent en même temps que  $R_{qu}$ , en allant des argiles molles vers les sables denses. Les marnes apparaissent dans la continuité des argiles, avec des coefficients  $R_{ui}$  plus grands et des coefficients  $R_{qu}$  plus élevés, ces tendances provenant de l'effet de la surconsolidation. Là aussi, le partage entre les argiles et les marnes n'est pas net, mais il est progressif.

Dans de nombreux sites formés par des terrains récents peu consolidés, les sols prélevés au sein d'une même formation, voire d'une même couche, se rangent dans plusieurs classes de comportement. Ces terrains sont en effet hétérogènes et constitués par des argiles, des limons, des silts et des

matériau	limite inférieure	limite supérieure
sables	$R_{qu} = 0,15 \exp(3 R_{ui} / 5)$	$R_{qu} = 0,50 \exp(3 R_{ui} / 5)$
limons	$R_{qu} = 0$	$R_{qu} = 0,22 \exp(3 R_{ui} / 5)$
argiles	$R_{qu} = 0$	$R_{qu} = 0,03 \exp(3 R_{ui} / 5)$
argiles plastiques	$R_{qu} = 0$	$R_{qu} = 0,012 \exp(3 R_{ui} / 5)$
marnes	$R_{qu} = 0$	$R_{qu} = 0,16 \exp(3 R_{ui} / 5)$
marnes fissurées	$R_{qu} = 0$	$R_{qu} = 0,01 \exp(3 R_{ui} / 5)$

**tableau 1**

Limites entre les familles de sols d'après les coefficients d'élongement.



**figure 5**

Identification des types de sols d'après la valeur des coefficients d'élongement des chemins de contraintes des essais de compression consolidés non drainés à l'appareil triaxial

sables, avec des réponses ( $R_{ui}$ ,  $R_{qu}$ ) qui occupent tout le spectre des argiles aux sables. Ces matériaux quaternaires sont en effet souvent déposés en lits plus ou moins épais et entrecroisés au sein des couches de sols, avec une variabilité verticale décimétrique de leurs propriétés mécaniques, qui se place à l'échelle des éprouvettes triaxiales.

## COMPORTEMENT DES SOLS LORS DE L'ENFONCEMENT D'UN PIÉZOCÔNE

### ■ Les mesures au piézocône

Les essais au piézocône (CPTu) permettent de mesurer la résistance de pointe  $q_c$ , le frottement latéral unitaire  $f_s$  et une pression d'eau  $u_2$ , qui est la plus couramment mesurée en arrière immédiat du cône pendant le fonçage à vitesse constante (2 cm/s). Ces mesures ne sont pas totalement indépendantes. Les champs des contraintes, des pressions interstitielles et des déformations ne sont pas homogènes autour de la pointe pénétrométrique et il y a interaction entre le sol et la pointe.

Néanmoins, l'essai permet de distinguer clairement la réponse des sols sableux denses de la réponse des sols argileux mous :

- dans les argiles molles saturées, le fonçage génère de fortes pressions d'eau  $u_2$  qui croissent avec la profondeur. Les résistances  $q_c$  et  $f_s$  augmentent aussi avec la profondeur. Le comportement du sol est non drainé. La résistance de pointe est réduite, du fait de la faible résistance au cisaillement du sol dans ces conditions et en relation avec les faibles pressions effectives moyennes qui sont développées dans le sol ;
- dans les sables propres denses et saturés, la perméabilité élevée du terrain estompe toute génération de pression interstitielle et le comportement du sol autour de la pointe est drainé. La pression  $u_2$  reste égale à la pression hydrostatique  $u_0$ . Les fortes résistances généralement observées dans les sables denses proviennent de l'interaction entre la pointe et le terrain qui est raide et dilatant. Dans ces matériaux, les variations de  $q_c$  et  $f_s$  qui sont souvent enregistrées le long du profil pénétrométrique proviennent de la variabilité de la nature et de l'état du sable à une échelle locale.

Autour de la pointe, il s'établit un régime de grandes déformations, puisque le diamètre expansé passe de zéro en avant de la pointe au diamètre du cône en arrière de celui-ci ; il s'y développe de grands cisaillements. Dans le voisinage immédiat du cône et tant qu'il n'y a pas refus, le sol est mobilisé à sa résistance ultime. Cette résistance ultime s'obtient en conditions drainées pour les sables propres et en conditions non drainées pour les argiles. Ces conditions de drainage dépendent du rapport entre la perméabilité du sol et la vitesse de fonçage.

Sur le plan mécanique, le chargement du sol par la pointe pénétrométrique est de nature fortement isotrope, la composante déviatorique étant de moindre importance. Les modélisations du fonçage sur la base de l'expansion de cavités sphériques ou cylindriques ont obtenu pour cette raison un bon succès.

### ■ Études théoriques et modèles physiques

De nombreuses études ont été consacrées au problème du fonçage d'un cône dans les sols en conditions confinées (en profondeur). Les avancées les plus pertinentes ont été obtenues à l'aide de la théorie de l'expansion de cavités, cylindriques ou sphériques, appliquées au poinçonnement. L'approche par des modèles physiques consiste à effectuer des essais pénétrométriques dans des chambres d'étalonnage. On ne donne ici qu'un aperçu très succinct de ces résultats, en mettant en avant les principaux paramètres mis en jeu dans ce problème.

Dans les milieux cohérents, les développements théoriques relatifs au fonçage débouchent sur une relation entre la résistance non drainée  $c_u$  des argiles et la résistance de pointe qui s'écrit sous la forme :

$$q_c = N_c c_u + \sigma_0$$

où  $N_c$  est un facteur théorique et  $s_o$  une contrainte totale représentant les contraintes totales dans le sol au niveau considéré (la contrainte verticale  $\sigma_{vo}$  ou la contrainte horizontale  $\sigma_{ho}$  ou la contrainte moyenne  $\sigma_{mo}$ ). Diverses expressions ont été proposées pour le facteur  $N_q$ , dans lesquelles apparaissent les paramètres suivants :

- $\sigma'_o$ , une contrainte effective (verticale, horizontale ou moyenne),
- $K_o$ , le coefficient de pression des terres au repos,
- $R_{oc}$ , le degré de surconsolidation,
- $I_r$ , l'indice de rigidité du sol ( $I_r = G / c_u$ ), où  $G$  est le module de cisaillement du sol et  $c_u$  sa cohésion non drainée,
- $\phi'$ , l'angle de frottement effectif du sol,
- $M_c$ , la pente correspondante dans le plan triaxial ( $p'$ ,  $q$ ),
- $\delta$ , un terme de frottement à l'interface entre le cône et le sol,
- $v$ , la vitesse de fonçage.

Le degré de surconsolidation est défini le plus souvent en termes de contraintes verticales, mais aussi en contraintes moyennes. Le module de cisaillement  $G$  est constant, mais il est parfois non linéaire, en dépendant du niveau de contrainte et du niveau de déformation de cisaillement dans le sol. La présence de l'indice de rigidité dans les formulations permet d'introduire la réaction élastique du sol à la frontière de la zone plastique qui se développe autour du cône, alors que la cohésion  $c_u$  apporte la résistance non drainée du sol.

Les mêmes paramètres interviennent dans les formulations relatives aux pressions interstitielles générées par le fonçage dans les argiles saturées. Chang et al. (2001) présentent une analyse théorique du fonçage du piézocône dans les argiles sur la base du modèle Cam Clay modifié. Ils aboutissent aux expressions suivantes de  $c_u$ ,  $q_t$  et  $u_2$  :

$$c_u = \frac{M_c}{2} \sigma'_{vo} \left( \frac{R_{oc}}{2} \right)^\Lambda$$

$$q_t = \frac{4}{3} \alpha_e c_u (1 + \ln I_r) + p_o$$

$$u_2 = 2 \alpha_e c_u \left( \frac{1}{\sqrt{3}} \ln \frac{\sqrt{3} I_r}{2} - \frac{1}{M_c} \right) + p_o$$

où  $\alpha_e$  est un facteur lié à la vitesse de fonçage ( $\alpha_e = 1,64$  pour un cône de 10 cm<sup>2</sup> de section),  $M_c$  est la pente de la droite de Mohr-Coulomb dans le plan des contraintes effectives ( $p$ ,  $q$ ) en compression,  $R_{oc}$  est le degré de surconsolidation,  $I_r$  est l'indice de rigidité,  $L$  est le coefficient de déformation volumique plastique ( $\Lambda = 1 - k/\lambda - 1 - C_s/C_c$ ),  $p_o$  est la contrainte moyenne totale et  $\sigma'_{vo}$  la contrainte effective verticale.

Dans les sables, les développements théoriques fondés sur la théorie de l'expansion de cavités se réfèrent aux paramètres  $\sigma'_o$ ,  $K_o$ ,  $e$ ,  $I_r = G/c_u$ ,  $\phi'$  ou  $M_c$ ,  $\psi$  et  $\delta$ . Les notations sont les mêmes que ci-dessus, plus  $e$  pour l'indice des vides du sol et  $\psi$  pour la dilatance. En fait, l'indice des vides est souvent introduit au moyen de l'indice de densité  $I_D$  :

$$I_D = \frac{e_{\max} - e_{\min}}{e_{\max} - e_{\min}}$$

où  $e_{\max}$  et  $e_{\min}$  sont les indices des vides maximal et minimal du sable. Ce paramètre présente en effet un intérêt évident pour représenter l'état des sables propres et secs reconstitués en laboratoire. Mais, son intérêt pratique est limité par le fait qu'on ne peut le déterminer efficacement dans les sols naturels saturés, et en particulier dans les sols contenant des fines, et parce qu'il n'est pas représentatif des conditions de sédimentation dans l'eau et d'évolution des dépôts au cours du temps (au même titre que l'indice de consistance,  $I_c = (w_L - w) / (w_L - w_p)$ , qui s'apparente à  $I_D$  pour les argiles déstructurées).

Certaines études utilisent le paramètre  $x$ , lié à l'indice des vides, qui représente la distance entre l'indice des vides  $e$  et l'indice des vides à l'état critique  $e_{cs}$  sous la même pression effective moyenne  $p'$ .

Bien souvent, et en partant des développements théoriques, les auteurs cherchent à déduire de la résistance pénétrométrique  $q_c$  les propriétés mécaniques ou d'état du sol,  $c_u$ ,  $R_{oc}$ ,  $\phi'$ ,  $\psi$ ,  $I_D$  ou  $\xi$ , par une démarche opposée à celle qui est préconisée dans la présente étude et qui consiste à décoder la réponse pénétrométrique en se fondant sur la connaissance préalable de propriétés de résistance des sols mesurées à l'appareil triaxial.

Une autre difficulté provient de l'absence de développements consacrés au frottement latéral unitaire  $f_s$  qui sert pourtant de base à de nombreuses classifications des sols et méthodes de calcul de stabilité, en matière de liquéfaction notamment.

À ce propos, il est important de savoir si l'accroissement souvent constaté des résistances pénétrométriques avec la profondeur résulte de la seule pression de confinement apportée par le poids de terres ou bien de l'accroissement naturel de la résistance que le sol a acquise au cours de sa sédimentation puis de son évolution au cours du temps ou bien des deux à la fois. Les méthodes de normalisation des mesures pénétrométriques qui sont utilisées dans les méthodes de calcul de stabilité devraient dépendre de la réponse à cette question.

## ■ Évolution des résistances pénétrométriques avec la profondeur

Bon nombre d'enregistrements pénétrométriques obtenus dans des argiles molles et publiés dans la littérature font apparaître une augmentation quasi-linéaire des mesures en fonction de la profondeur. Le **tableau 2** donne quelques exemples de gradients d'augmentation des mesures pénétrométriques avec la profondeur dans des argiles.

Les gradients d'augmentation de  $q_c$  avec  $z$  varient entre 30 à 50 dans les argiles, ceux de  $u_2$  autour de 25 à 40. Pour la résistance de cône  $q_c$ , ce résultat s'explique par la relation empirique donnant l'évolution de la cohésion non drainée avec la profondeur. En combinant la relation moyenne entre la cohésion non drainée et la contrainte effective dans les argiles normalement consolidée ( $c_u = \sigma'_{v0} / 3$ ), la relation moyenne entre la résistance de cône et la cohésion non drainée ( $q_c = 15 c_u$ )

Sol	Auteurs	$\Delta q_c / \Delta z$ (kPa/m)	$\Delta f_s / \Delta z$ (kPa/m)	$\Delta u_2 / \Delta z$ (kPa/m)
argile de Bothkennar	Nash et al. (1992)	43	0,46	32
argile marine	Schneider et al. (2001)			42
argile limoneuse	De Mio et Giacheti (2007)	34 à 57	1	40
argile limoneuse		23	1 à 4	25 à 35
argiles limons (sables)	Simonini et Cola (2000)	70	1	27
argile limoneuse molle	Cetin et al. (2004)	30	0,4	26
argile limoneuse molle		39	0,6	32
argile à argile limoneuse		25		31
argile à argile limoneuse		26	0,3	24
vase et limons	LRPC Aix en Provence	46		(33)
vase et limons		27		
vase et limons		29		(37)
limon argilo-sableux		32	0,3	26
limon argilo-sableux		26	0,2	30
limon argilo-sableux		24	0,2	26
limon argilo-sableux		18	0,2	26
limon argilo-sableux		18	0,2	24

**tableau 2**  
Exemples de gradients d'évolution des mesures au piézocône (CPTu) avec la profondeur (argiles).

et la relation entre la contrainte effective verticale, les poids volumiques du sol et de l'eau et la profondeur dans le cas d'une nappe en surface [ $\sigma'_{v0} = (\gamma - \gamma_w) z$ ], on obtient la relation  $q_c = 5 (\gamma - \gamma_w) z$ . Pour  $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$  et  $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$ , il vient

$$q_c = 40 z \quad (q_c \text{ en kPa et } z \text{ en m})$$

La formulation basée sur le modèle Cam-Clay aboutit à des résultats semblables (Chang et al., 2001). En admettant par exemple que  $M_c = 1,2$  ( $\phi' = 30$  degrés),  $R_{oc} = 1$  (argile normalement consolidée),  $I_r = 100$  (sol mou) et  $L = 0,9$ , les relations indiquées au paragraphe 2.2 deviennent :

$$\begin{aligned} c_u &= 0,322 s'_{vo}, \\ q_t &= 12,2 c_u + p_o, \\ u_2 &= 5,68 c_u + p_o. \end{aligned}$$

En admettant que  $K_o = 0,5$ ,  $p_o$  s'écrit  $p_o = 2 s'_{vo} / 3 + u_o$ . Pour  $g = 18 \text{ kN/m}^3$  et  $g_w = 10 \text{ kN/m}^3$ , on obtient :

$$\begin{aligned} c_u &= 2,5 z && (c_u \text{ en kPa et } z \text{ en m}), \\ q_t &= 47 z && (q_t \text{ en kPa et } z \text{ en m}), \\ u_2 &= 30 z && (u_2 \text{ en kPa et } z \text{ en m}). \end{aligned}$$

Ces relations donnent des ordres de grandeur des gradients qui sont compatibles avec l'observation (par exemple les pentes des diagrammes des [figures 15](#) et [18](#)).

## ANALOGIE ENTRE L'ESSAI TRIAXIAL ET L'ESSAI AU PIÉZOCÔNE

La méthode décrite dans cet article consiste à établir une correspondance directe entre les comportements des sols observés au laboratoire à l'aide d'essais triaxiaux et le comportement des mêmes sols pendant les essais au piézocône. Toutefois, le parallèle entre les essais triaxiaux et le piézocône n'est pas direct, puisque les chemins des contraintes et des déformations ne sont pas connus autour du cône pendant le fonçage, ces champs n'étant pas homogènes de surcroît. Néanmoins, une passerelle peut être établie entre ces deux types de chargement, en considérant que le sol est maintenu dans un état de rupture ultime au voisinage immédiat du cône pendant le fonçage en régime permanent. La connaissance des deux modes de résistance du sol, en contraintes effectives et en contraintes totales, peut être mise à profit alors pour décoder la réponse pénétrométrique, en considérant que la résistance du sol à la pénétration du cône se décompose en un terme isotrope exprimé en contrainte totale  $p_c$  et un terme déviatorique  $q_c$ . La pression d'eau  $u_2$  vient en déduction du terme isotrope pour définir une pression moyenne effective équivalente  $p'_c$ .

Les [figures 6](#) et [7](#) montrent la correspondance entre les réponses des sols mesurées dans l'essai triaxial et au piézocône, dans le cas des sables et dans le cas des argiles, respectivement.

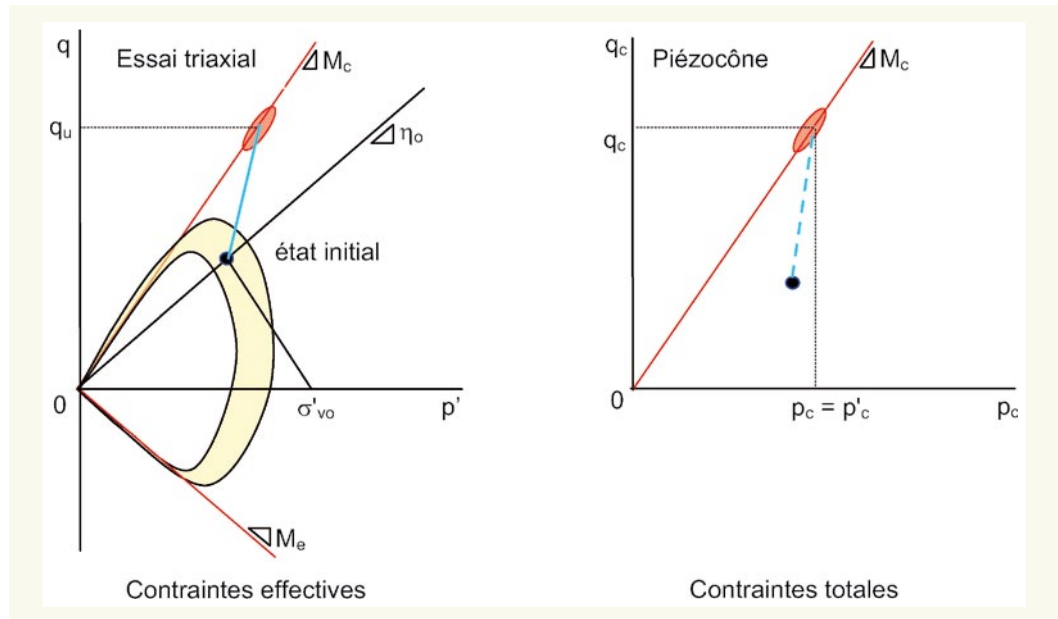
## MÉTHODE D'IDENTIFICATION DES SOLS

La première étape de la méthode proposée consiste à classer les sols à partir des mesures pénétrométriques, par référence aux mesures de résistance obtenues à l'appareil triaxial. La présentation s'appuie sur les résultats de reconnaissances géotechniques du site de l'aéroport de Nice où l'on dispose à la fois de sondages au piézocône et de sondages carottés, sur lesquels on a effectué des essais d'identification et des essais triaxiaux.

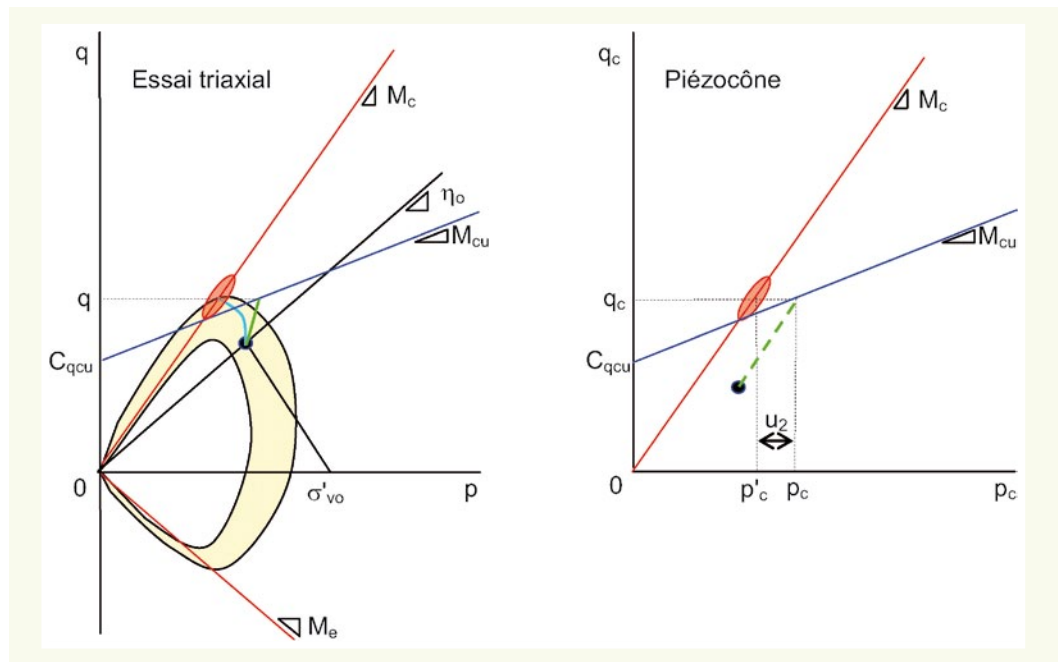
### ■ Résistances mesurées dans les essais triaxiaux

Les sols du delta du Var sur lequel a été construit l'aéroport de Nice (Alpes Maritimes) sont constitués en majorité par des limons argileux et des limons sableux, auxquels s'ajoutent des passages de sables limoneux en couches d'épaisseurs décimétriques à métriques. Des lits plus sableux sont aussi rencontrés au sein des couches limoneuses.

**figure 6**  
 Analogie entre un chargement de compression à l'appareil triaxial et le chargement du sol par la pointe d'un piézocône, dans le cas d'un sable

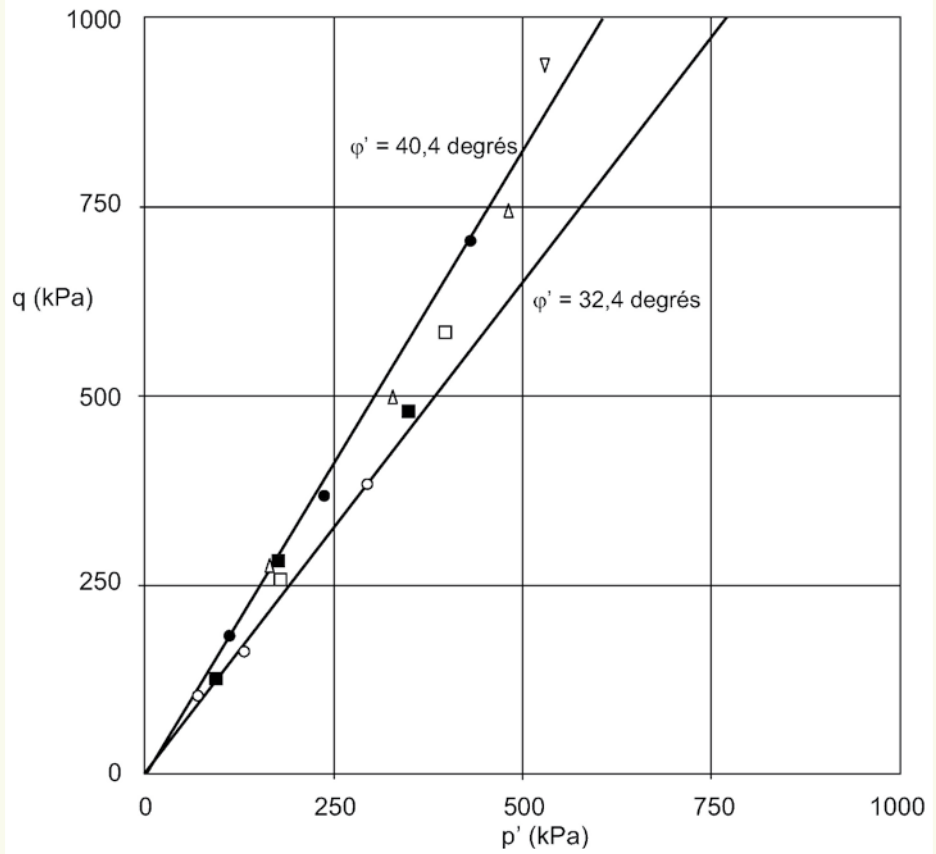


**figure 7**  
 Analogie entre un chargement de compression à l'appareil triaxial et le chargement du sol par la pointe d'un piézocône, dans le cas d'une argile

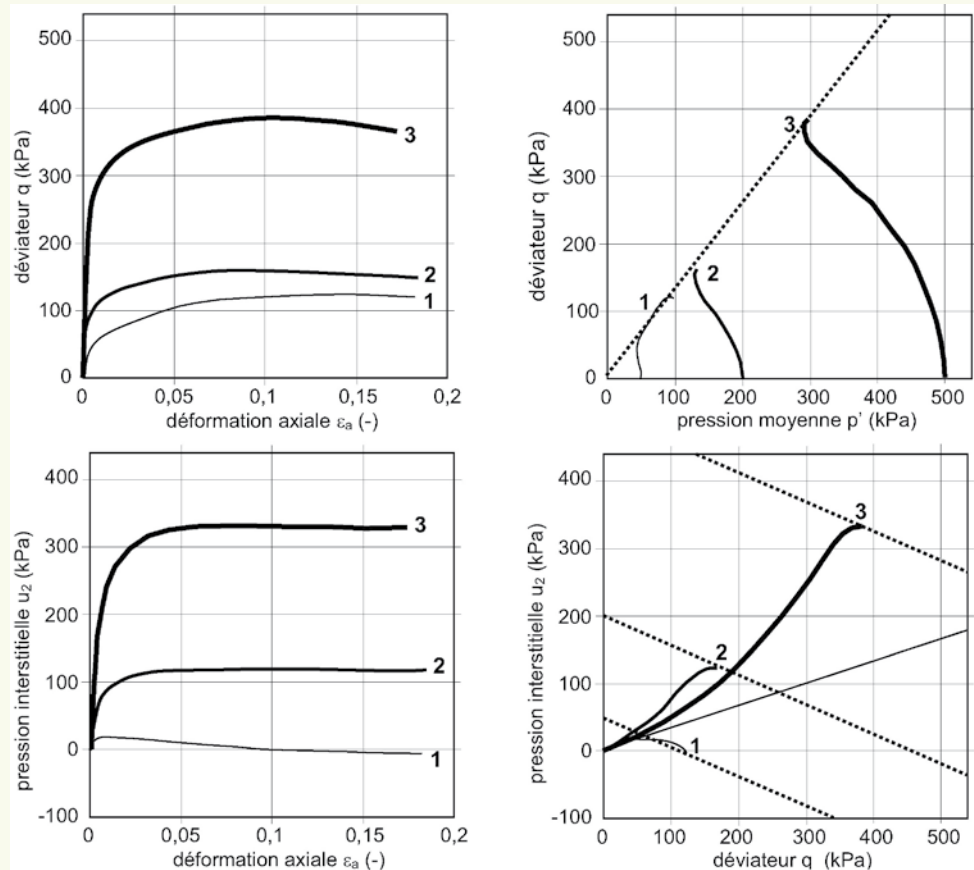


Les essais triaxiaux ont été réalisés sur des éprouvettes taillées dans des carottes prélevées au carottier à piston stationnaire. Il s'agit d'essais triaxiaux non drainés de type CU+u. Ces essais sont interprétés en contraintes effectives dans le plan  $(p', q)$ . Ils montrent des comportements typiques de matériaux granulaires, avec des angles de frottement internes  $\varphi'$  compris entre 32,3 et 40,4 degrés. Les cohésions effectives sont nulles ou quasi nulles ( $c' \approx 0$ ). La **figure 8** rassemble les résultats de ces essais, qui ne permettent pas de différencier des types de sols particuliers. Les sols les plus argileux contiennent une fraction limono-sableuse assez importante pour leur donner un comportement proche de celui de sables.

Les sols les plus argileux (**figure 9**) présentent un comportement surconsolidé à très basse pression et ne sont pas strictement stationnaires à haute pression (les chemins de contrainte non drainés ont tendance à suivre la droite de Mohr-Coulomb vers le haut, avec une faible dilatance, au lieu de s'y fixer comme le font les argiles molles). Les sables limoneux (**figure 10**) montrent une remontée significative des chemins des contraintes le long de la droite de Mohr-Coulomb, avec une forte dilatance. Les limons sableux (**figure 11**) présentent un comportement intermédiaire.

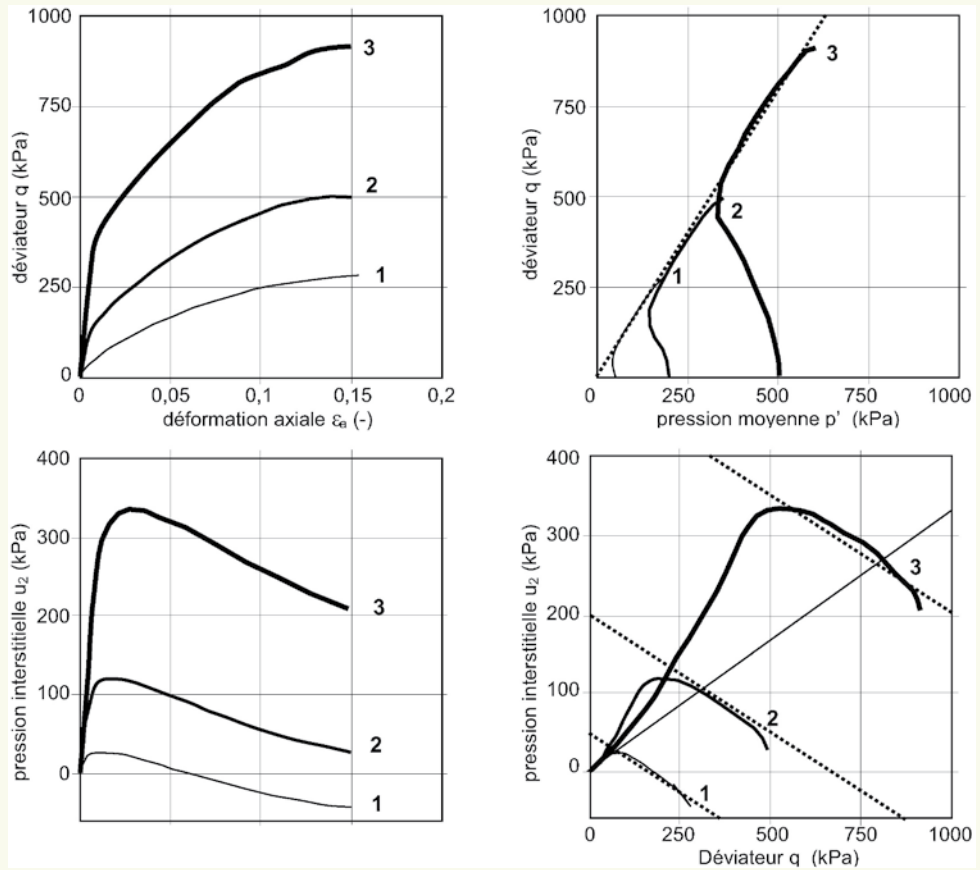


**figure 8**  
*Résultats d'essais de compression triaxiale sur différents sols du site*

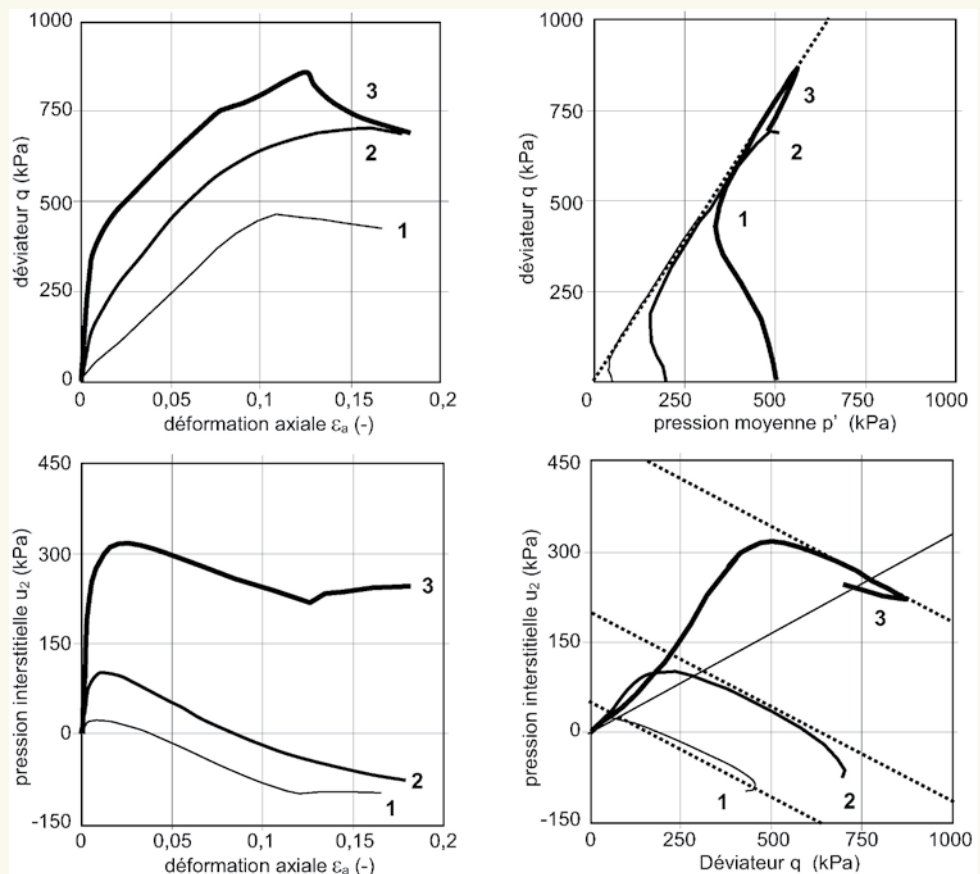


**figure 9**  
*Chemins de contraintes d'un essai de compression sur un limon argileux*

**figure 10**  
Chemins de contraintes  
d'un essai de  
compression sur un limon



**figure 11**  
Chemins de contraintes  
d'un essai de  
compression sur un sable  
très fin



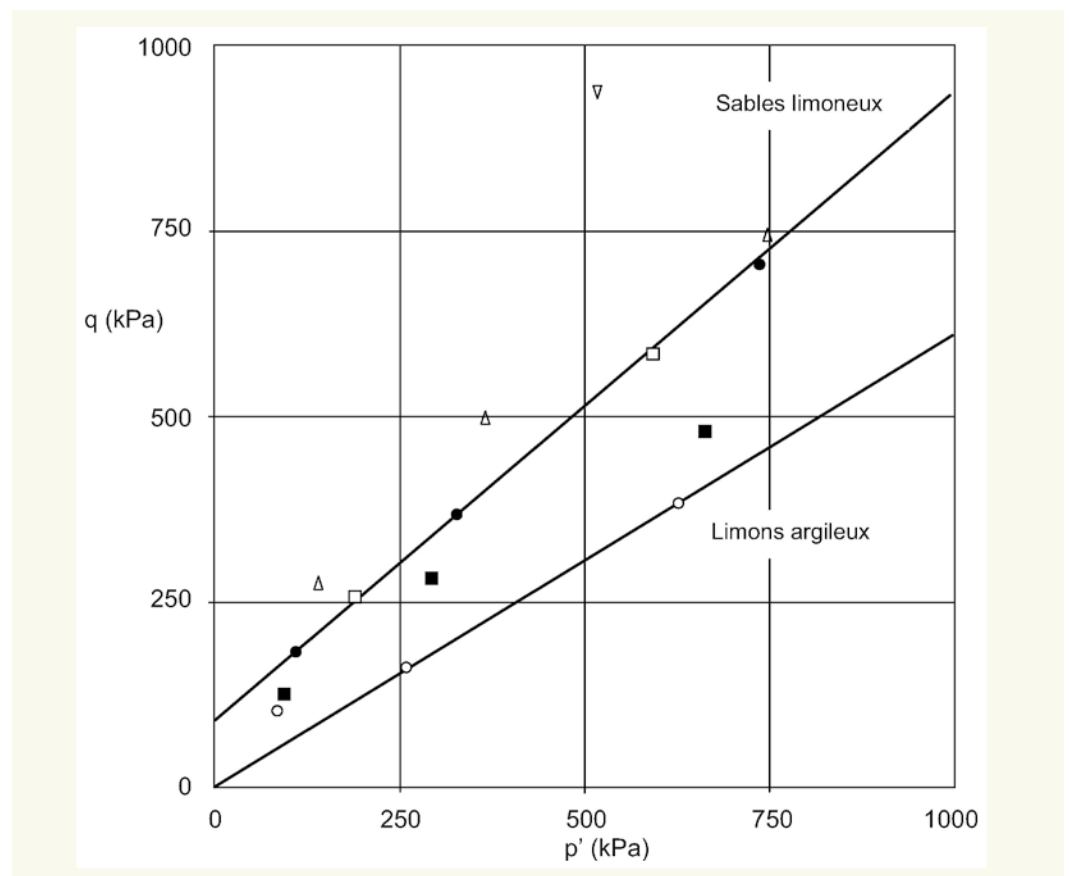


L'interprétation des essais en contraintes totales dans le plan (p, q) montre au contraire des comportements distincts, du fait des valeurs très différenciées des pressions interstitielles qui sont générées à la rupture et du rôle de la dilatance. La **figure 12** montre les droites de Mohr-Coulomb extrêmes tirées des essais triaxiaux CU+u interprétés en contraintes totales. Ces droites représentent respectivement le comportement non drainé des limons argileux et celui des sables limoneux. Une droite intermédiaire peut être retenue pour représenter la résistance des limons sableux. Ces trois droites recouvrent les comportements des différents sols d'après les résultats des essais triaxiaux. Une quatrième droite pourrait être définie pour les sables limoneux denses, avec une pente très raide pour représenter le comportement indiqué par le triangle situé en haut et à gauche du graphique, qui correspond à la résistance d'une éprouvette découpée dans ce type de matériau. Mais le piézocône ne permet pas de déceler ce type de comportement, faute d'utiliser une contre-pression. Le **tableau 3** récapitule les propriétés de résistance non drainée déterminées sur les différents matériaux.

Pour chacun des sols, ces propriétés mécaniques caractérisent l'effet de la profondeur sur la résistance (effet du poids des terres en tant que pression de confinement).

### ■ Application au piézocône

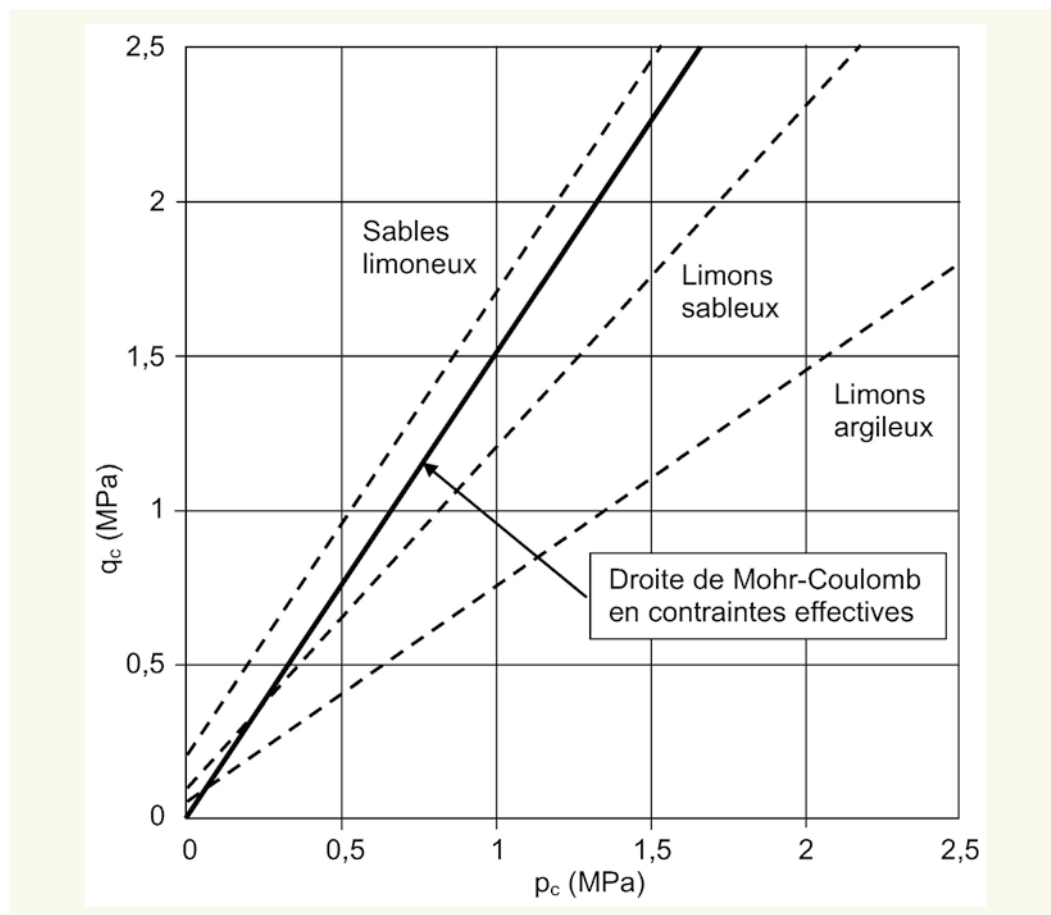
Nous admettons que les résistances des sols mesurées au piézocône dans les sédiments du Var s'expriment au moyen des droites représentées sur la **figure 13**, dans le plan des contraintes effectives équivalentes ( $p'_e, q_e$ ) et dans celui des contraintes totales équivalentes ( $p_e, q_e$ ). La droite continue est définie en contraintes



**figure 12**  
Résultats d'essais de compression triaxiale sur différents sols du site, interprétés en contraintes totales

Sol	$C_{qcu}$ (kPa)	$M_{cu}$ (degrés)	$c_{cu}$ (kPa)	$\phi_{cu}$ (degrés)
limons argileux	50	0,70	24	18,3
limons sableux	100	1,10	48	27,7
sables limoneux	200	1,50	100	36,9

**tableau 3**  
Caractéristiques de résistance non drainée des sols du delta du Var.



**figure 13**  
Critères de rupture du sol  
en contraintes effectives  
et en contraintes totales

effectives ( $\varphi' = 36,9$  degrés et  $c' = 0$ ) et correspond à la moyenne des sols à Nice ( $M_c = 1,5$  et  $C_{qc} = 0$ ). Les trois autres droites (en tirets) représentent les résistances « consolidées non drainées » exprimées en contraintes totales et correspondent aux valeurs de  $\varphi_{cu}$  et  $c_{cu}$  données dans le **tableau 3**. Elles sont respectivement affectées aux « limons argileux », aux « limons sableux » et aux « sables limoneux ».

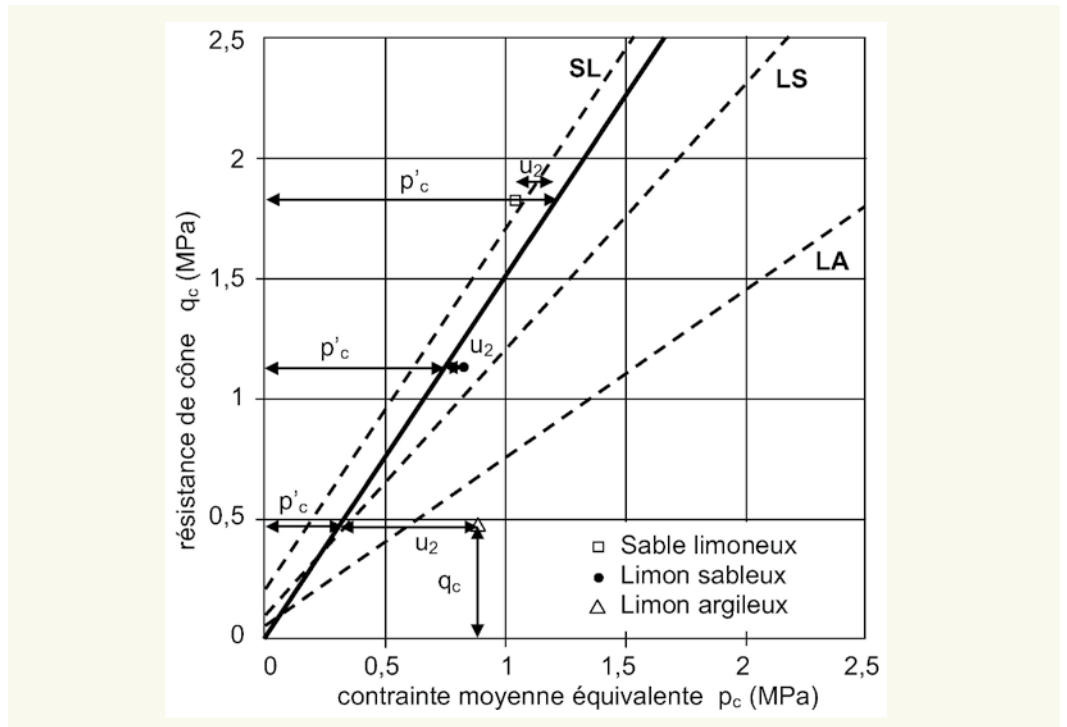
On admet les hypothèses suivantes :

- le pénétromètre pousse le sol dans son état ultime sur la droite de Mohr-Coulomb définie en contraintes effectives,
- la résistance de cône  $q_c$  du piézocône est égale au déviateur  $q$  du triaxial,
- il existe une pression moyenne totale équivalente  $p_c$  générée par la pointe, qui dépend directement de  $q_c$  et de  $u_2$ ,
- la mesure de pression  $u_2$  est représentative de la « pression interstitielle globale » dans le voisinage de la pointe, sauf en cas de cavitation pour les sables denses non drainés.

Dans le graphique ( $p_c$ ,  $q_c$ ), la valeur mesurée de  $q_c$  permet de déterminer la « contrainte moyenne effective équivalente »  $p'_c$  générée par la pointe » sur la droite « effective ». La « contrainte moyenne totale équivalente »  $p_c$  s'obtient en ajoutant la valeur mesurée de  $u_2$  dans la direction isotrope, ce qui donne les coordonnées ( $p_c$ ,  $q_c$ ) du point représentatif de l'état de contraintes totales équivalentes autour du cône. On recherche alors parmi les trois droites définies en « contraintes totales » pour représenter les résistances des sols, celle qui est la plus proche de ce point et cela permet de classer le sol. La **figure 14** montre l'application de cette procédure aux mesures de  $q_c$  et  $u_2$  à trois profondeurs comprises entre 19,22 m et 19,64 m, dans le sondage CPTu12 réalisé sur le site de l'aéroport. Les sols correspondants ont été classés comme sable limoneux, limon sableux et limon argileux.

Une fois le travail d'identification effectué pour toutes les mesures recueillies dans un sondage, on peut reporter les résultats sur les diagrammes classiques de variation avec la profondeur de la résistance de cône  $q_c$ , du frottement latéral unitaire  $f_s$  et de la pression d'eau mesurée  $u_2$ . La **figure 15** montre le

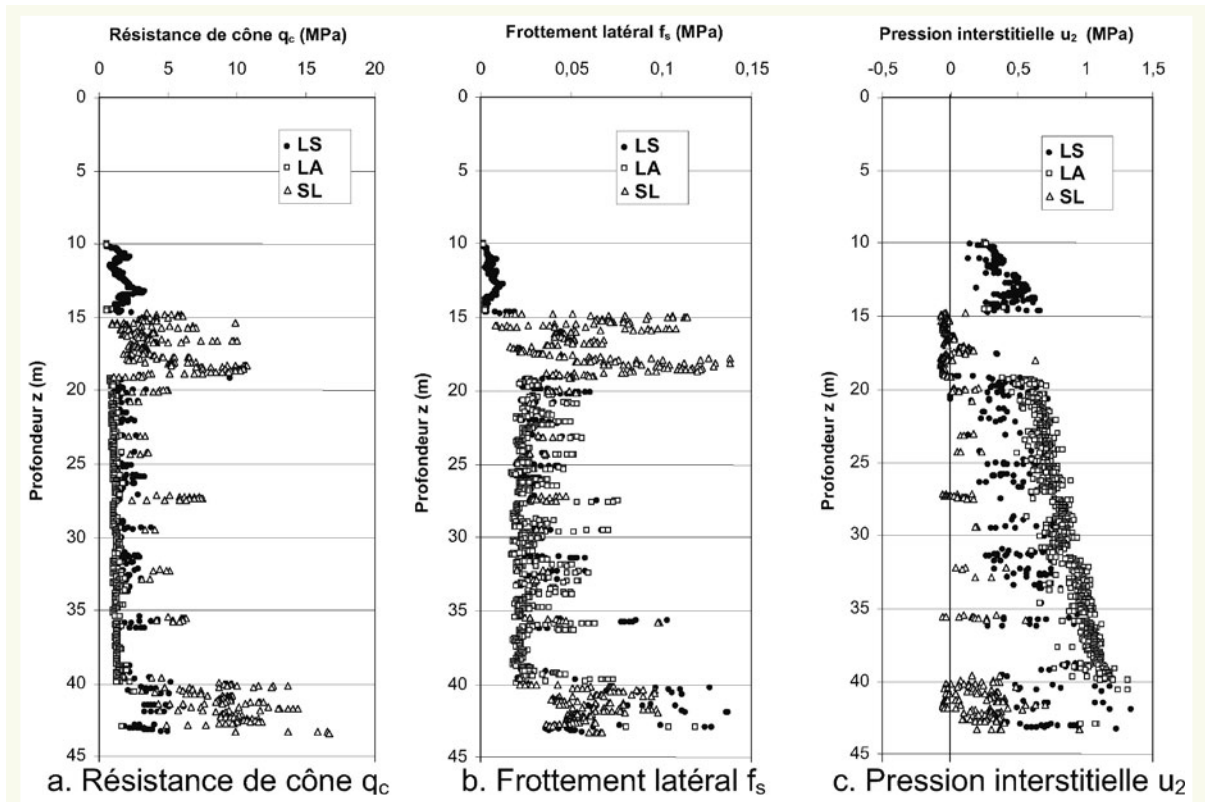
**figure 14**  
Exemple d'application  
de la méthode  
d'identification des sols à  
trois profondeurs dans un  
sondage

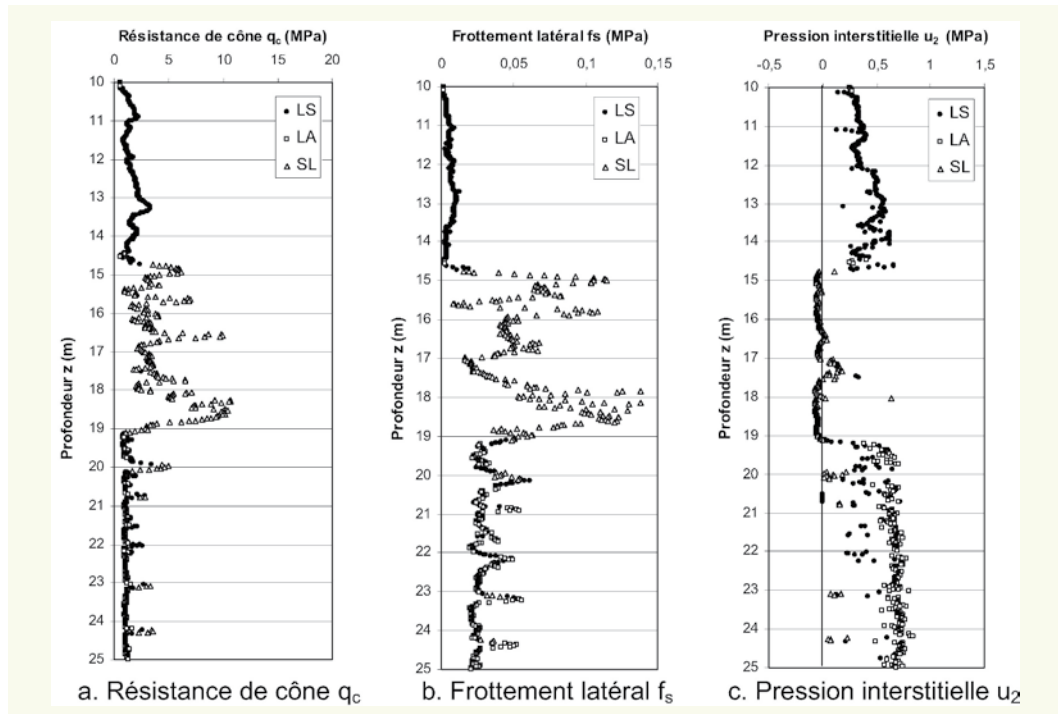


**figure 15**  
Représentation des types  
de sols (limons argileux  
LA, Limons sableux LS et  
sables limoneux SL)  
en fonction de la profondeur  
(Sondage CPTu20)

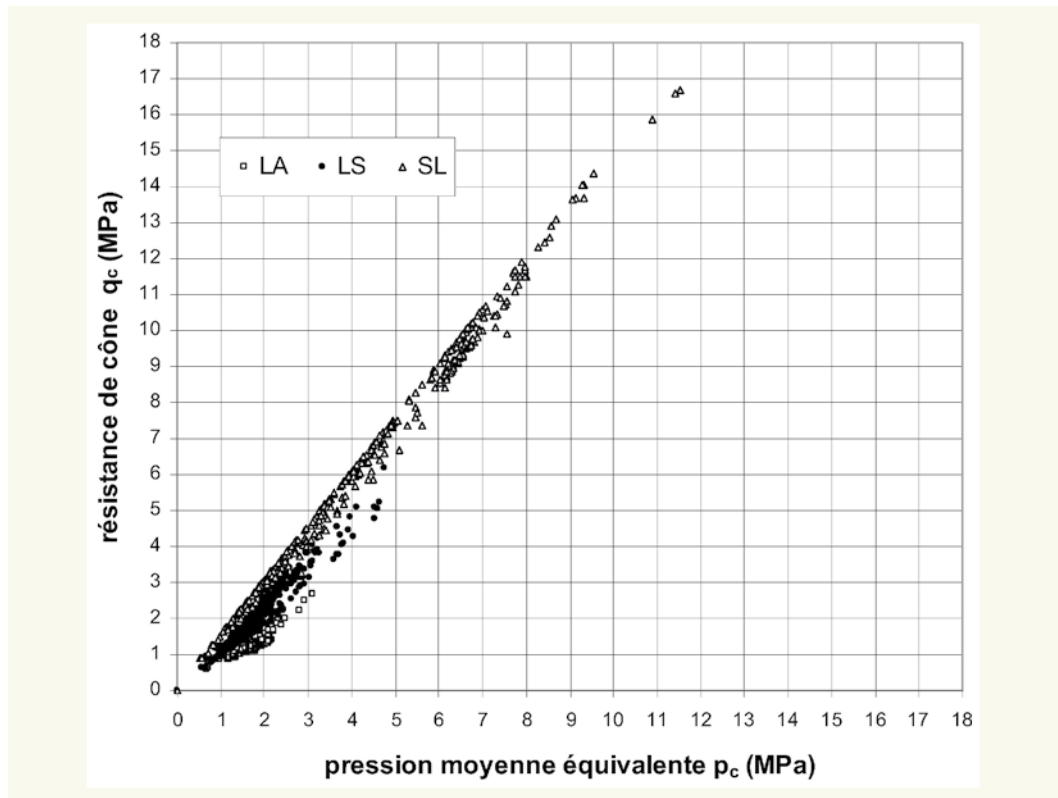
classement des sols du sondage CPTu20. Les points de mesure sont codés en sables limoneux (SL), limons sableux (LS) et limons argileux (LA). Il apparaît clairement que les plus fortes pressions  $u_2$  sont attribuées aux limons argileux, alors que les plus faibles pressions sont attribuées aux sables limoneux. La **figure 16** montre le détail de cette figure, pour les profondeurs comprises entre 10 et 25 m de profondeur (par rapport à la surface du remblai).

La classification des terrains peut aussi être reportée sur les diagrammes ( $p_c$ ,  $q_c$ ). La **figure 17** montre les résultats du sondage CPTu20 dans ce mode de représentation. La **figure 18** présente un agrandissement de ce diagramme, pour les sols les moins résistants (entre 0 et 3 MPa).





**figure 16**  
*Détail de la figure 15*

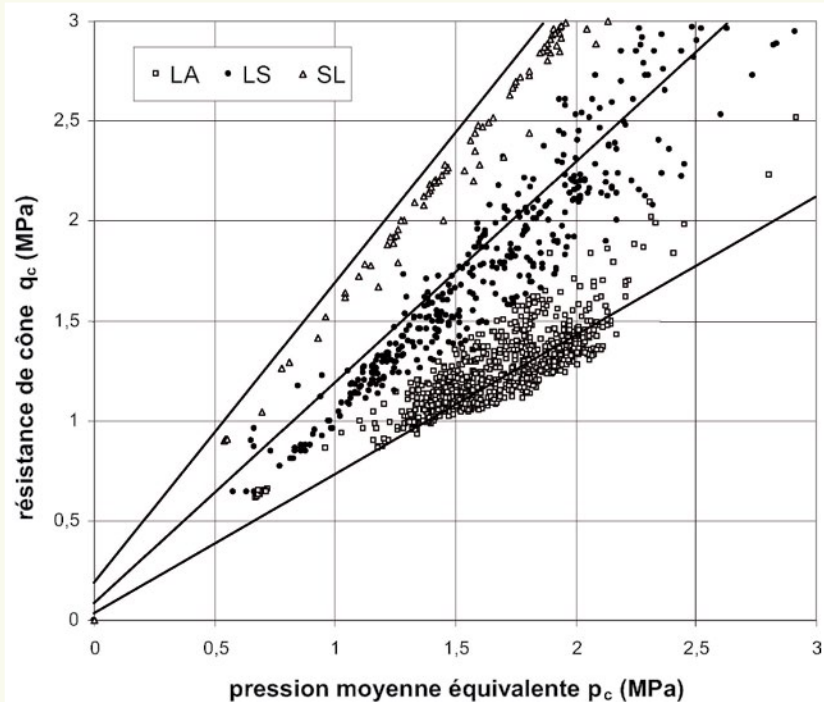


**figure 17**  
*Représentation des types de sols (limons argileux LA, Limons sableux LS et sables limoneux SL) dans le diagramme ( $p_c$ ,  $q_c$ ) (sondage CPTu20)*

■ **Commentaires**

➤ **Problèmes associés à la mesure de  $u_2$**

La mesure de la pression d'eau  $u_2$  avec le piézocône présente quelques difficultés d'ordre expérimental, le long de cette interface qui glisse dans le sol déstructuré à l'arrière du cône, avec le danger que cette interface constitue un chemin de drainage préférentiel ou favorise la formation d'une colonne d'eau entre le train de tige du pénétromètre et le terrain.



**figure 18**  
Détail de la figure 17

Il faut donc admettre, sans pouvoir le vérifier, que la pression d'eau  $u_2$  est correctement mesurée par le piézocône, malgré l'absence des conditions habituellement mises en œuvre à l'appareil triaxial où il est fait usage d'une contre-pression. Il faut admettre aussi que cette pression reflète directement la pression interstitielle « moyenne » dans le sol au voisinage du cône.

#### › Le problème des sables lâches

Pour les sables limoneux lâches, la droite « non drainée » est proche de celle des limons argileux avec de faibles caractéristiques de résistance. On peut donc confondre les limons argileux et les sables limoneux lâches non drainés avec le piézocône s'il n'y a pas un moyen d'identifier directement le sol à partir de carottages.

#### › Cavitation dans les sables denses

Un cas particulier se présente avec les matériaux sableux dilatants quand le fongage est non drainé. Le cisaillement du sol provoqué par le cône produit des pressions d'eau négatives ( $u_2 < 0$ ). Toutefois, la mesure de ces dépressions est limitée à une fraction de la pression atmosphérique du fait de la cavitation possible au sein du fluide interstitiel. La dépression minimale ne peut pas excéder  $-60$  à  $-80$  kPa par rapport à la pression atmosphérique, ce qui s'observe en pratique, si bien que le caractère dilatant du sol se trouve en partie caché.

Ainsi, l'auscultation des sables au piézocône pose divers problèmes, par l'absence de réponse en  $u_2$  quand ils sont drainants ou par la réponse tronquée en  $u_2$  quand ils sont fortement dilatants et non drainés.

#### › Le frottement latéral $f_s$ sur le manchon du piézocône

Dans son principe, la mesure du frottement latéral unitaire renseigne sur le caractère « serrant » du sol autour du fût, en arrière du cône, en liaison avec la dilatance du sol et la réaction élastique du massif à distance. Toutefois, cette mesure est celle qui présente le plus de difficultés et les incertitudes associées sont les plus grandes. La mesure de  $f_s$  est en particulier critiquable en termes de précision et de répétabilité.

#### › Hétérogénéités dans les massifs de sols

Les développements précédents concernent des couches de sols homogènes. En pratique et dans les milieux naturels, la réponse pénétrométrique est perturbée au passage d'une couche de sol à une autre couche de nature différente ou au franchissement de lits sableux intercalés, quand l'épaisseur

de ces lits est à l'échelle des dimensions du cône. Cette question reste à étudier dans le cadre de la méthode proposée.

## ■ Récapitulation

En résumé, la méthode d'identification des sols d'après les données pénétrométriques  $q_c$  et  $u_2$  (étape 1) repose sur l'analogie entre le comportement des sols observé à l'appareil triaxial et la réponse des sols pendant le fonçage d'un cône. La décomposition de la résistance de pointe  $q_c$  en un terme « isotrope » et un terme « déviatorique » est effectuée d'après les enveloppes de rupture triaxiales, drainées et non drainées. La méthode présente l'avantage de ne pas faire appel à un procédé de normalisation des mesures, comme cela se fait dans les méthodes en usage, où la résistance de pointe est normalisée à l'aide des contraintes verticales totales et effectives qui règnent au sein du massif (et qui sont obtenues le plus souvent à partir d'hypothèses avancées sur les poids volumiques des sols et leur état  $K_0$ ). Ces informations sont contenues dans la réponse pénétrométrique. L'autre avantage réside dans la prise en compte directe de la pression  $u_2$  dans les argiles, qui ont un comportement non drainé au cours du fonçage.

## IDENTIFICATION DES TERRAINS SABLEUX SENSIBLES

L'identification des terrains sur la base de l'analogie des réponses triaxiales et pénétrométriques étant admise, il faut maintenant trier, parmi les sables, ceux qui présentent les plus faibles caractéristiques de résistance et qui, en condition non drainée, pourraient s'avérer suspects du risque de liquéfaction.

Dans cette seconde étape, et devant les difficultés liées :

- au drainage des sables propres, sans génération de pression d'eau car ils sont drainants,
- à la cavitation qui masque la réponse réelle des sables denses quand ils sont non drainés,
- à la non-indépendance totale des données pénétrométriques,

et après avoir utilisé  $q_c$  et  $u_2$  exclusivement pour réaliser l'identification des terrains (étape 1), il reste à examiner l'apport possible de  $f_s$ .

## ■ Effet de la densification des sables sur les mesures au piézocône

L'opportunité d'un chantier particulier s'est présentée à Fos-sur-Mer (delta du Rhône), où, pour les besoins de la construction d'un quai, le traitement des terrains s'effectue au moyen de colonnes ballastées. Trois plots d'essais ont été effectués préalablement. L'une des méthodes de quantification de l'amélioration des terrains par ce traitement a consisté à réaliser des essais au piézocône avant et après traitement. Ces résultats sont mis à profit pour montrer l'effet de la densification d'une couche de sable sur les mesures au piézocône.

### › Sols et propriétés pénétrométriques

Le massif est constitué par une couche de sables fins limoneux de 7 à 10 m d'épaisseur reposant sur une couche de limons argilo-sableux de 10 à 13 m d'épaisseur. L'ensemble surmonte des cailloutis de Crau, qui constituent le substratum et dont le toit se situe vers 20 à 23 m de profondeur. Les colonnes ballastées sont réalisées jusqu'au cailloutis, avec une distance entre axes de 2,5 m et selon une maille triangulaire. Les trois plots d'essais se distinguent par leur position dans le site et la nature du ballast mis en œuvre. Chaque plot comprend 21 colonnes. Dans chacun des trois plots d'essais, quatre sondages pénétrométriques ont été réalisés avant le traitement et huit après le traitement. Les sondages sont distants de cinq mètres au plus. Quatre des sondages réalisés après traitement ont été implantés immédiatement à proximité des sondages réalisés avant traitement (à moins d'un mètre) et entre les colonnes réalisées.

Les réponses pénétrométriques sont caractéristiques des sols rencontrés. Dans les sables, les résistances de pointe  $q_c$  sont comprises entre 3 et 8 MPa avant traitement et les pressions  $u_2$  sont égales à la pression hydrostatique (comportement drainé) ou localement un peu inférieures à la pression

hydrostatique. Dans les limons, les résistances  $q_c$  sont faibles, inférieures à 1 MPa, les frottements  $f_s$  sont inférieurs à 0,02 MPa et les pressions  $u_2$  sont fortes et croissent avec la profondeur. De même, les mesures de  $q_c$  et  $f_s$  augmentent quasi-linéairement avec la profondeur. Il apparaît aussi des inter-lits sableux au sein des limons, qu'il est possible de corrélérer entre les sondages.

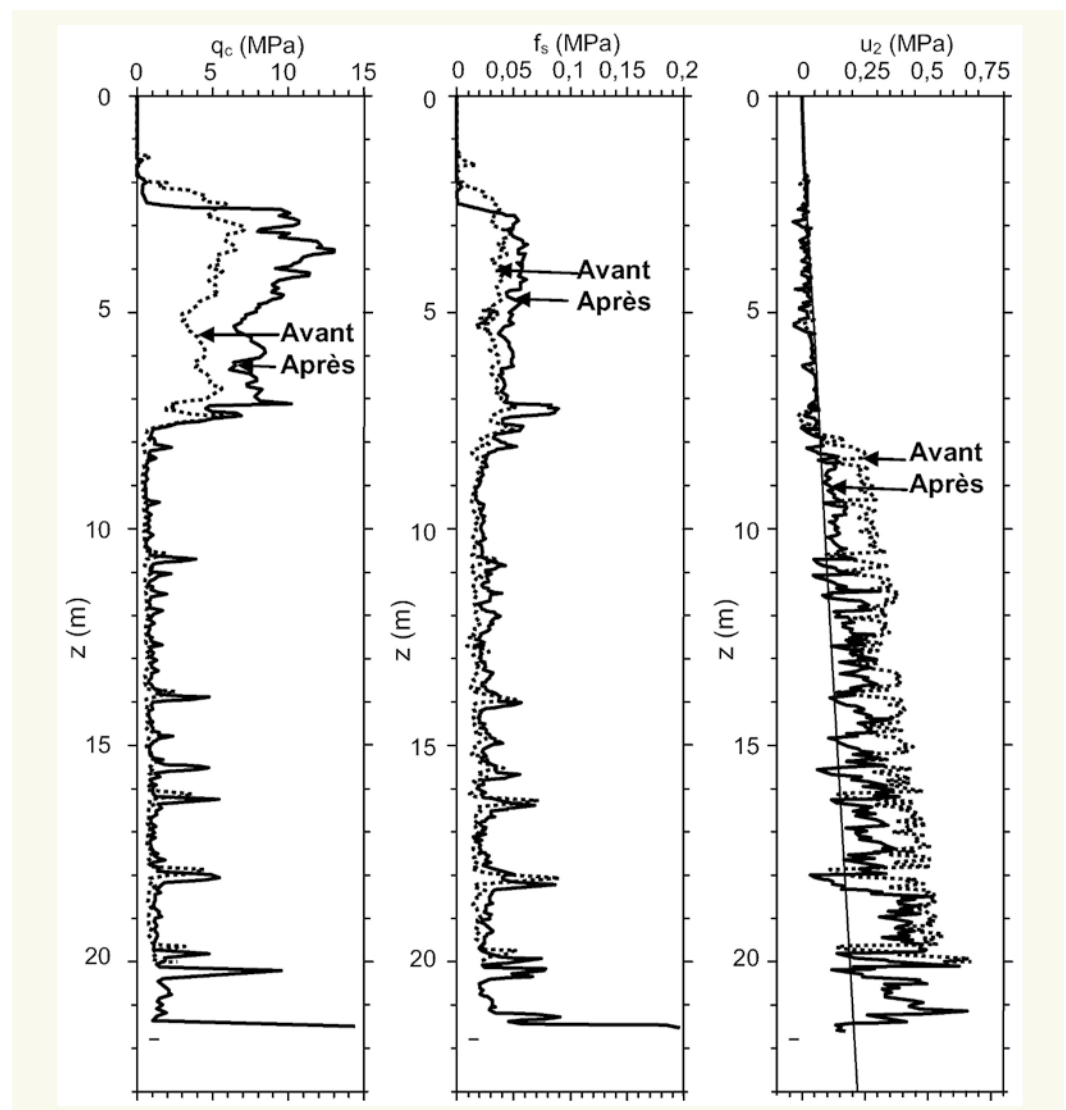
L'idée développée ici consiste à exploiter l'effet de la densification des sables fins limoneux entraînée par la fabrication des colonnes ballastées, afin d'apprécier l'évolution du rapport entre  $q_c$  et  $f_s$  consécutif à l'augmentation de ces caractéristiques de résistance.

#### ► Effet du traitement

La comparaison des sondages voisins n'est pas directe, car les pas des mesures pénétrométriques sont différents avant et après traitement et les altitudes de départ des enregistrements sont différentes. Les sondes utilisées sont probablement différentes aussi. Néanmoins, après un recalage en  $z$  des enregistrements à l'aide des pics de résistance  $q_c$  au franchissement des interlits sableux, il est possible de rechercher l'effet de densification imputable au traitement des sols par comparaison directe des mesures pénétrométriques avant et après traitement.

La comparaison (**Figure 18**) montre une nette amélioration des caractéristiques des sables limoneux qui est imputable à leur densification avec :

- une augmentation moyenne de  $q_c$  de 100 %,
- une augmentation moyenne de  $f_s$  de 40 % ( $f_s$  augmente moins relativement à  $q_c$ ),
- l'apparition de pressions  $u_2$  inférieures à la pression hydrostatique,



**figure 18**

Comparaison de deux sondages au piézocône exécutés avant et après la densification des sols

Dans les limons, on observe :

- une faible augmentation de  $q_c$ , sauf dans les lits sableux,
- une augmentation de  $f_s$ ,
- une réduction de  $u_2$ .

Cette réduction de  $u_2$  peut être attribuée :

- à l'effet de densification des sols par les colonnes, à la fois sur le comportement mécanique (surconsolidation) et sur la perméabilité (réduction de l'indice des vides des sables),
- à l'effet sur les conditions de drainage engendré par la présence des colonnes, qui est favorisé par l'anisotropie de perméabilité des sols,
- à un effet éventuel de fracturation hydraulique (claquage du terrain par la réalisation des colonnes, notamment près de la surface ou dans les limons qui sont peu drainants).

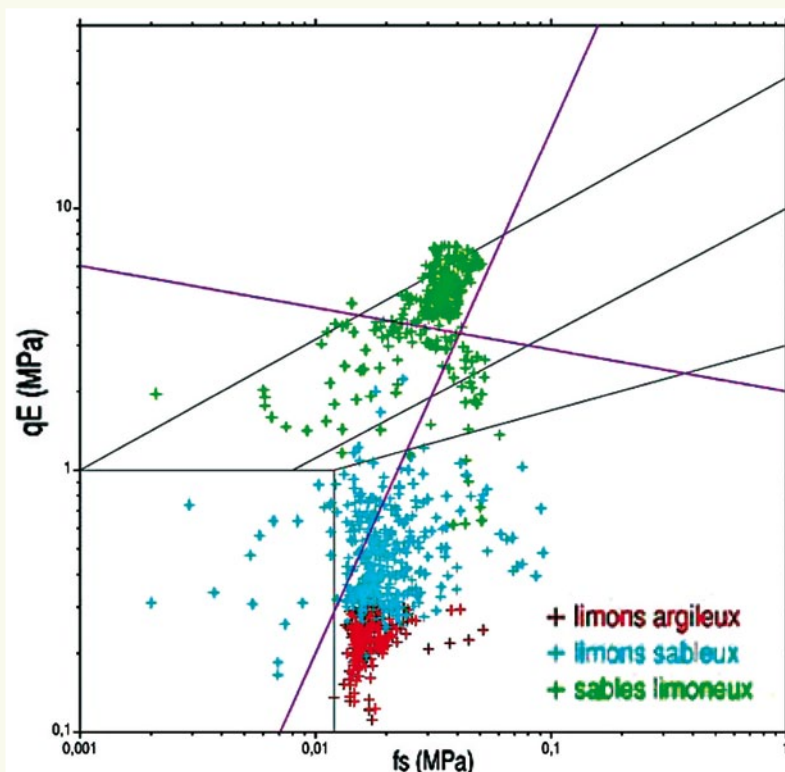
Le traitement peut entraîner aussi une déstructuration des terrains du fait des fortes énergies vibratoires transmises aux sols pendant la fabrication des colonnes, réduisant ainsi le gain de résistance obtenu par la densification.

### › Comparaison avant et après traitement dans le plan ( $f_s, q_E$ )

Les données produites par les piézocônes avant et après traitement sont reportées en coordonnées bilogarithmiques dans le plan ( $f_s, q_E$ ) sur les **figures 19** et **20** respectivement. La variable  $q_E$ , dite résistance de cône « effective », a été introduite par Senneset et al. (1982). Le plan ( $lg f_s, lg q_E$ ) est utilisé par Eslami et Fellenius (1997), puis Fellenius et Eslami (2000, 2004), qui ont proposé une classification des terrains d'après les données fournies par le piézocône. Cette classification est reportée sur la **figure 21**.

Sur ce site, les sables identifiés à l'étape 1 sont représentés en vert. Le traitement a pour effet d'augmenter la résistance de cône effective  $q_E$ , qui atteint 10 MPa en moyenne, et le frottement latéral unitaire  $f_s$ . Cette augmentation s'effectue selon une direction de pente 2 dans le plan ( $lg f_s, lg q_E$ ).

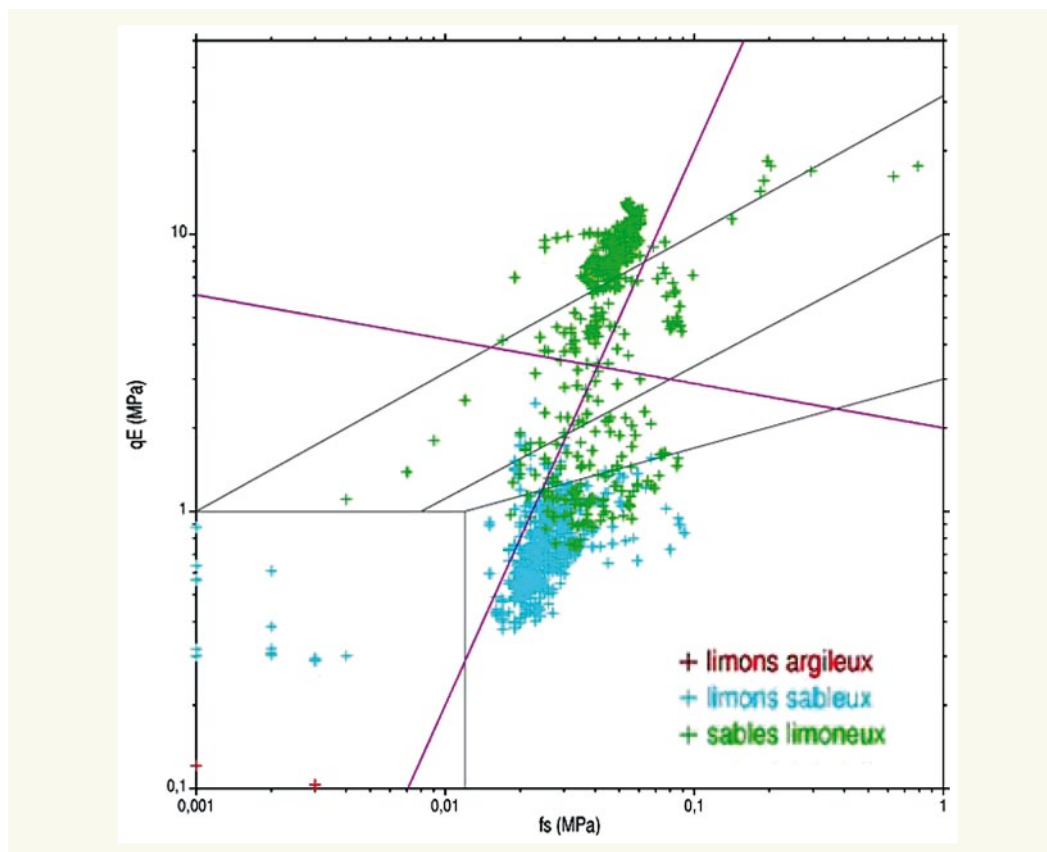
Ainsi, sur la base de cet exemple, la densification d'un sol sableux a pour effet de faire progresser la résistance pénétrométrique dans la direction de pente 2 et vers le haut dans le plan ( $lg f_s, lg q_E$ ).



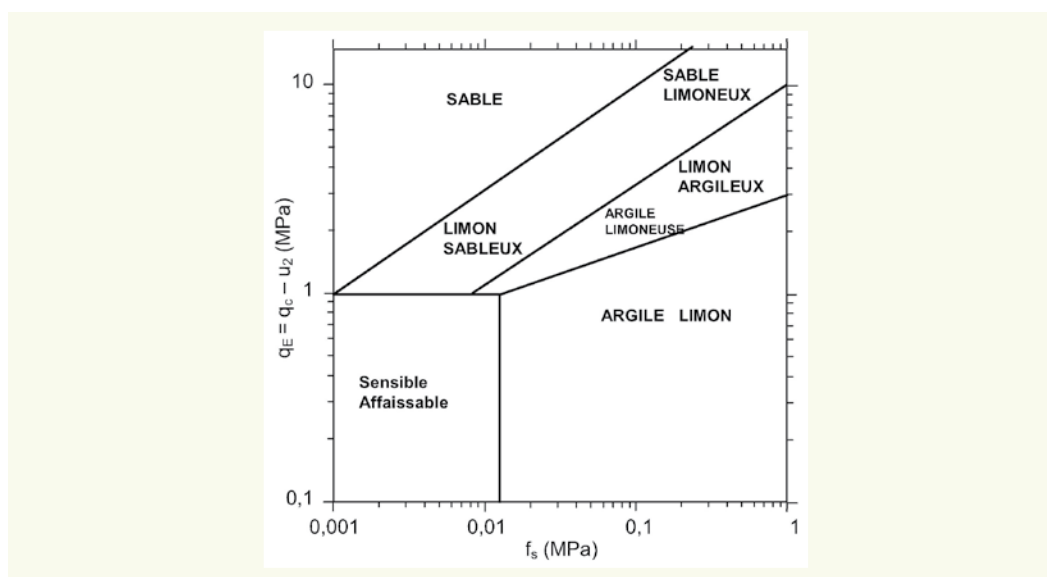
**figure 19**  
Représentation des  
mesures avant la  
densification des sols  
(Sondage 21)



**figure 20**  
Représentation des  
mesures après la  
densification des sols  
(Sondage 203)



**figure 21**  
Classification des sols  
d'après les valeurs de  $q_E$   
et  $f_s$  (Fellenius et Eslami,  
2000)



Il sera admis dans la suite que la réduction de la densité d'un sable se traduit par une évolution des résistances dans la direction opposée.

### ■ Identification des sols sableux sensibles

La classification représentée sur la **figure 21** ne distingue pas de façon opérationnelle les terrains sableux lâches, susceptibles de liquéfaction, des sols argileux ou vaseux, dont les résistances sont également très faibles et qui fournissent des points mélangés avec ceux des terrains plus sableux. Mais, même si l'on distingue les sols à comportement sableux dans la première étape du processus de classification présentés dans cet article, il reste à définir quels sont les sols sableux sensibles à la liquéfaction.

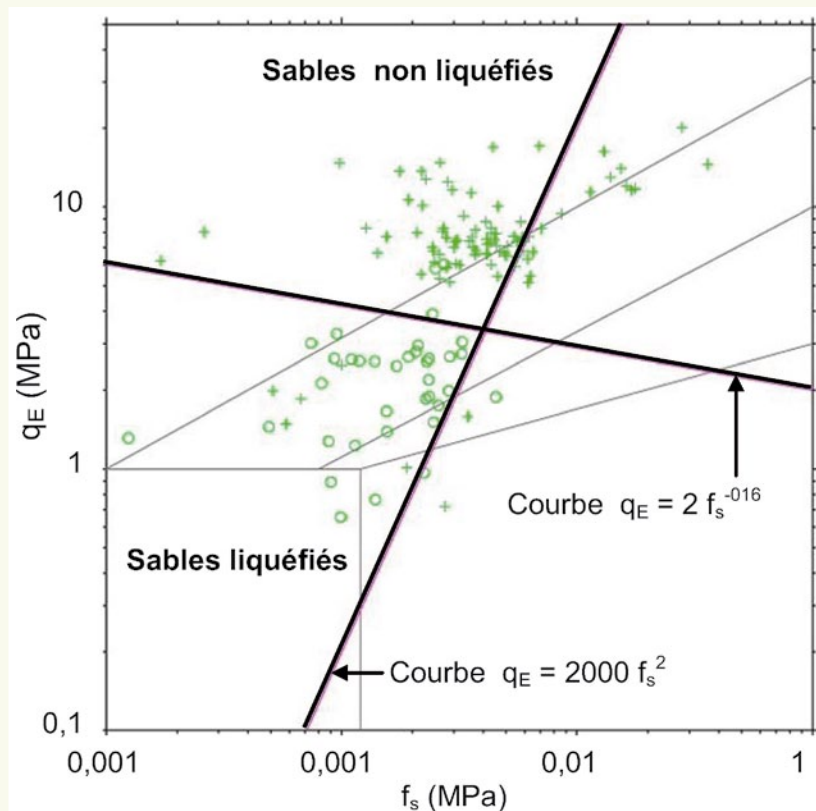
De nombreuses études ont été consacrées à cette question majeure pour les zones sismiques et elles s'appuient toutes sur une analyse des sols qui se sont (ou se seraient) liquéfiés lors des séismes. Les mots « se seraient » évoquent une difficulté importante de ce type d'étude, qui est qu'il est souvent difficile de déterminer quels sols se sont réellement liquéfiés dans un site où l'on a observé en surface les signes du phénomène de liquéfaction. D'autre part, la plupart des grands sinistres de liquéfaction analysés dans les études publiées se sont produits dans des remblais hydrauliques, dont l'état diffère de celui des sols naturels. La transposition d'un site à l'autre et d'un type de sol à l'autre des conclusions de ces études est pour cette raison complexe et peu fiable. L'approche présentée dans le présent article a tenté d'éviter cet obstacle en faisant intervenir dès le début des analyses les propriétés des sols du site, déterminées dans des essais de laboratoire. Néanmoins, elle reste tributaire des observations de liquéfaction effectuées sur les sites de séismes pour identifier les couches de terrain de comportement a priori suspect. Mais ce caractère suspect n'implique pas que les terrains concernés soient réellement liquéfiables, notamment dans un site comme celui du plateau deltaïque du Var, où les sols contiennent de fortes proportions de particules fines, qui s'opposent en pratique au développement de la liquéfaction.

Parmi les études récentes, celle de Ku et al. (2003) analyse des sites où des phénomènes de liquéfaction ont été observés pendant le séisme de Chi-Chi à Taiwan. Les valeurs de  $f_s$  et  $q_E$  déterminées par cinq sondages au piézocône sont présentées sur la **figure 22**. Les terrains identifiés comme des sables en appliquant la première étape de notre procédure sont représentés en distinguant les sables non liquéfiés (croix) et les sables liquéfiés (ronds) d'après les observations de Ku et al. Les sables liquéfiés se situent dans le quart inférieur gauche du diagramme. La progression des sables liquéfiés vers les sables non liquéfiés s'effectue en suivant la direction de pente 2 et vers le haut du plan.

Le secteur des sables liquéfiés peut être délimité par une droite de pente 2, d'une part, et par une droite quasi-orthogonale à la première et de pente  $-0,16$ , d'autre part. Ces deux droites ont pour équations ( $q_E$  et  $f_s$  en MPa) :

$$q_E = 2000 f_s^2,$$

$$q_E = 2 f_s^{-0,16}.$$



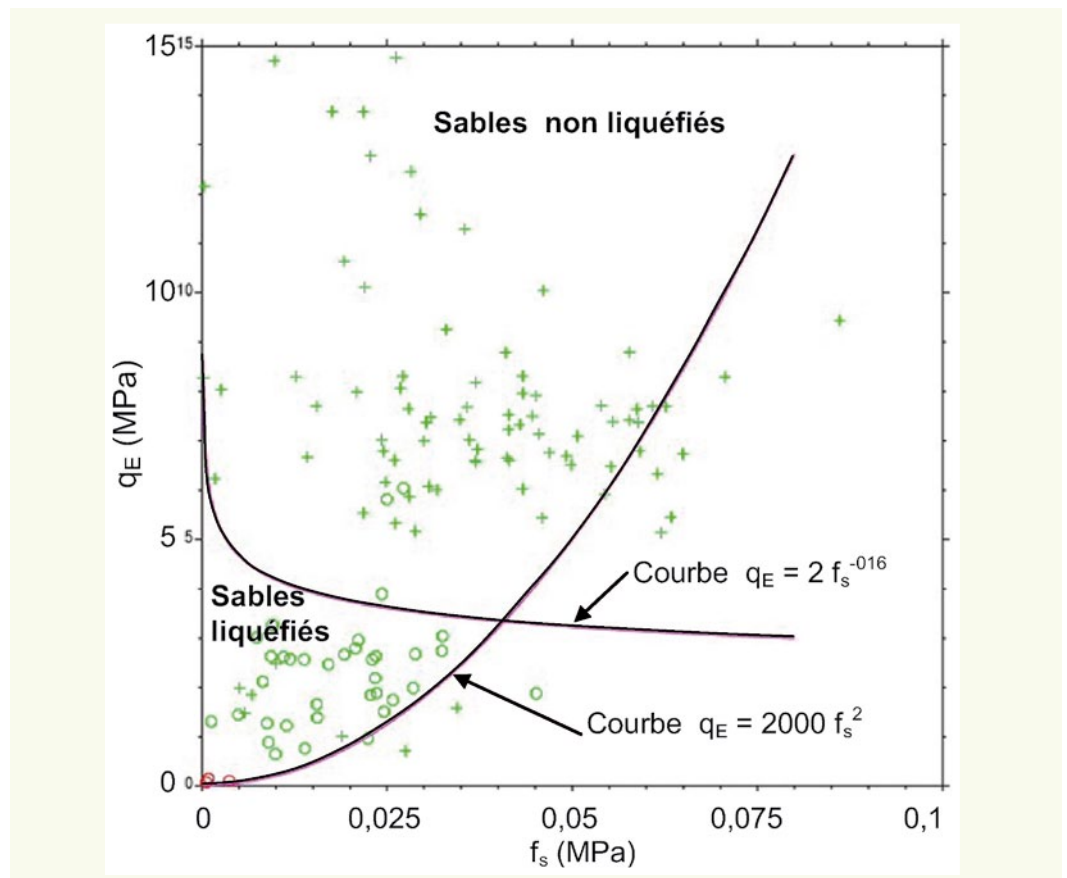
**figure 22**  
Analyse des mesures effectuées au piézocône sur les sites de liquéfaction du séisme de Chi-Chi à Taiwan (Ku et al., 2003), en coordonnées bilogarithmiques

La **figure 23** montre les mêmes résultats que la **figure 22**, mais en coordonnées linéaires dans le plan ( $f_s$ ,  $q_E$ ). Dans l'optique de la méthode proposée, l'hyperbole (droite de pente -0,16) fixe la limite entre les sols sableux lâches et denses, ou plus précisément non liquéfiés et liquéfiés lors du séisme. La parabole (droite de pente 2) distingue les types de sols en séparant les sols sableux des sols argileux de ce site. Les sols sableux sensibles sont situés à proximité de l'origine du graphique, ce qui soulève les questions de précision des mesures de  $q_c$ ,  $f_s$  et  $u_2$ . Avec de faibles résistances  $q_E$  et  $f_s$ , les sols argileux mous se situent aussi à proximité de l'origine du plan ( $f_s$ ,  $q_E$ ), ce qui crée des difficultés quant à la distinction de ces matériaux avec les sols sableux proches.

D'autres mesures pénétrométriques recueillies dans des bases de données de la littérature ne s'inscrivent pas strictement à l'intérieur du domaine délimité ici. Un travail plus poussé reste donc à produire pour analyser plus en détail ces données et juger de la possibilité d'obtenir des règles générales et non des règles établies pour chaque site.

### ■ Récapitulation

L'étape 2 de la méthode présentée dans cet article consiste à identifier les sols sableux sensibles. La méthode met à profit la mesure du frottement latéral unitaire  $f_s$ , avec toutes les réserves relatives à cette mesure sur le plan expérimental et en l'absence de développements théoriques. D'après les données utilisées, la densification d'un sol s'effectue selon une direction de pente 2 et vers le haut dans le plan ( $lg f_s$ ,  $lg q_E$ ). Il a été admis que la progression vers un état plus lâche d'un sol s'effectue dans la direction opposée. Ces considérations permettent de délimiter un secteur du plan ( $lg f_s$ ,  $lg q_E$ ) où se rangent les sols sableux sensibles, mais aussi les sols argileux mous, de sorte que l'on doit prélever les sols et les identifier par leur courbe granulométrique avant de conclure sur le caractère sensible du sol d'après les valeurs de  $q_E$  et  $f_s$ .



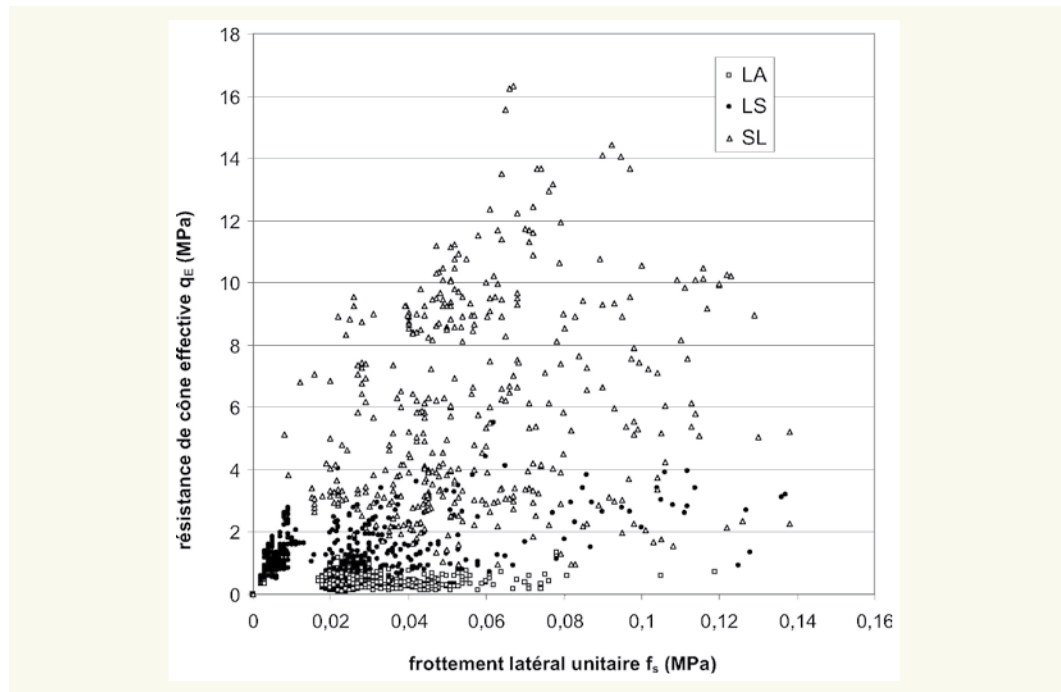
**figure 23**  
Analyse des mesures effectuées au piézocône sur les sites de liquéfaction du séisme de Chi-Chi à Taiwan (Ku et al., 2003), en coordonnées linéaires

## ■ Application aux sols du plateau deltaïque du Var

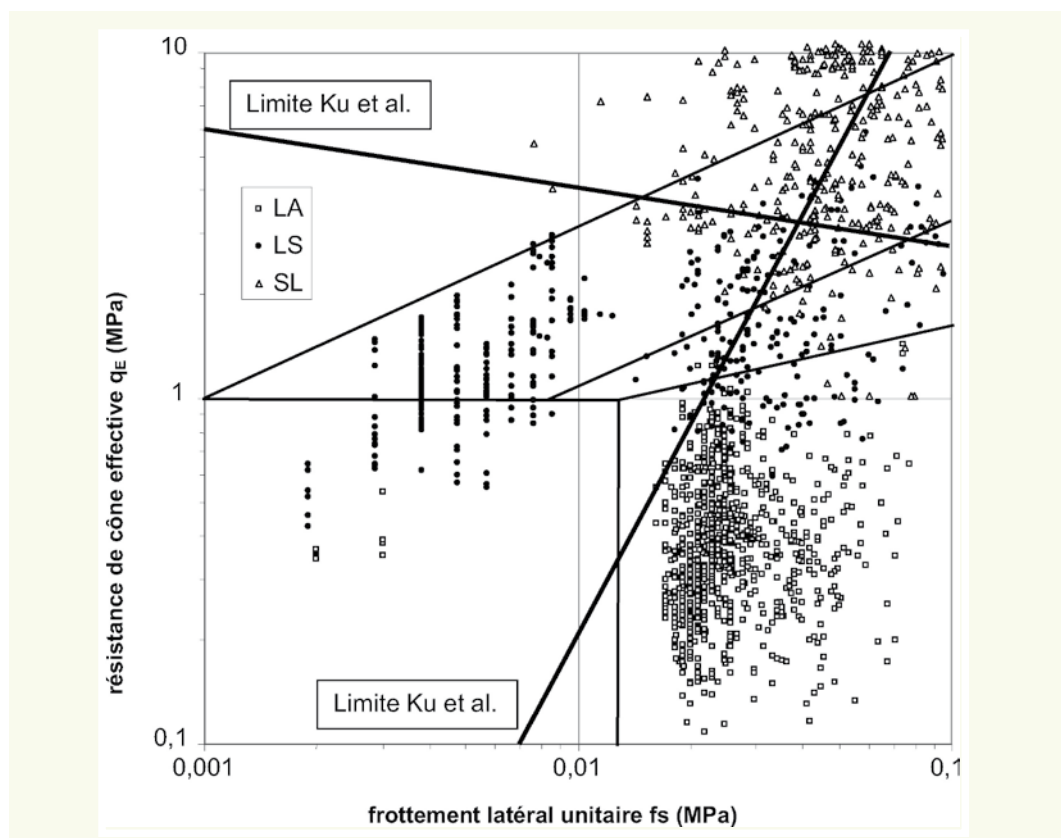
L'identification des sols les plus sensibles d'après les données du sondage CPTu20 a été effectuée en fonction de  $f_s$  et  $q_E = q_c - u_2$ , comme indiqué ci-dessus.

L'ensemble des valeurs du frottement latéral unitaire  $f_s$  et de la résistance de cône effective  $q_E$  a d'abord été représenté en coordonnées linéaires sur la **figure 24** et en coordonnées bilogarithmiques sur la **figure 25**.

**figure 24**  
Représentations des résultats du sondage au piézocône PTu20 dans le diagramme « frottement latéral unitaire  $f_s$  – résistance de cône effective  $q_E$  »



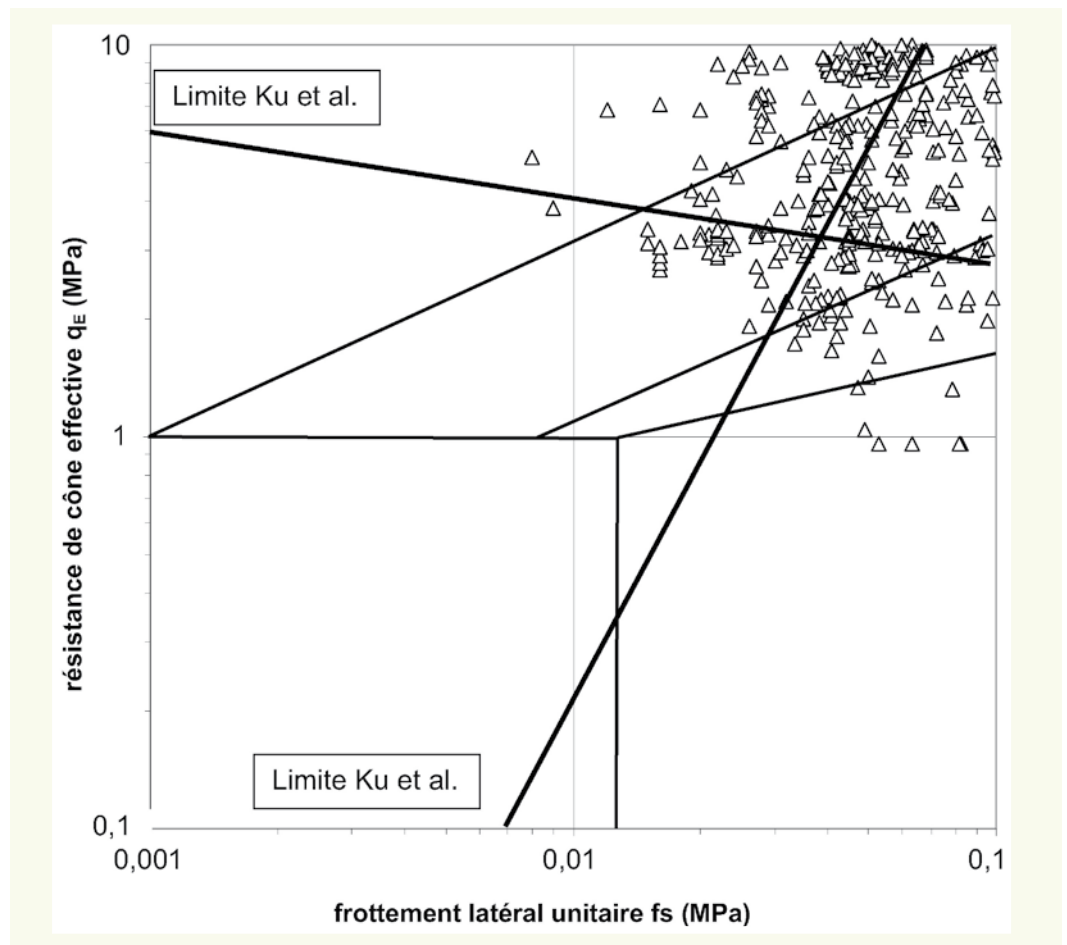
**figure 25**  
Extrait de la figure 24, coordonnées bilogarithmiques



La **figure 25** comporte aussi les droites évoquées précédemment comme limites de la classification de Fellenius et Eslami et de différenciation des sables liquéfiés et non liquéfiés de Ku et al. On observe qu'une partie des points représentatifs des limons sableux est située dans la zone des sables liquéfiés lors du séisme de Chi-Chi. Il y a aussi des limons sableux et des limons argileux, mais nous admettons que ces sols ne font pas partie des sols sableux pour lesquels il existe un risque de liquéfaction. La **figure 26** montre la position des points représentant des sables limoneux (au sens de la première étape de la procédure de classification présentée dans cet article).

Les points situés dans la zone des sables liquéfiés ont été repérés dans le sondage CPTu20. Le **tableau 4** commente cette analyse.

Cette analyse montre que la présence de sols éventuellement liquéfiable est limitée. La seule couche d'épaisseur importante méritera un examen plus détaillé.



**figure 26**  
Analyse des sols sableux  
du sondage CPT20

Profondeur (m)	Épaisseur (m)	Commentaires
14,74 – 14,78	0,06	Couche de transition
15,56	0,02	Point isolé ( $f_s$ est petit par rapport au voisinage)
16,96-17,46	0,50	Partie d'une couche plus épaisse dans laquelle la pression interstitielle est plus forte (mais reste inférieure à la pression hydrostatique). Cette couche devra faire l'objet d'un examen plus détaillé, notamment par essais de laboratoire
20,76-20,78	0,06	Couche de transition
23,08-23,10	0,06	Variation locale forte
24,24	0,02	Variation locale forte.

Note : les mesures sont effectuées tous les 2 cm.

**tableau 4**  
Analyse des points  
représentant des sables  
limoneux et situés dans la  
zone des sables liquéfiés  
de la figure 26.

Cette analyse à l'échelle d'un sondage au piézocône a été répétée pour tous les autres sondages, pour contribuer à l'évaluation globale du site.

## CONCLUSION

Une méthode a été proposée pour l'identification des sols à partir des données mesurées au piézocône (CPTu). Cette méthode procède en deux étapes. À l'étape 1, la résistance de pointe est décomposée en une partie isotrope et une partie déviatorique en tenant compte de la pression d'eau  $u_2$  et en référence aux résistances drainées et non drainées mesurées préalablement à l'appareil triaxial. Cette décomposition permet de classer les sols, en distinguant les sols argileux, dans lesquels se développent de fortes pressions d'eau, des sols sableux, dans lesquels ces pressions sont égales à la pression hydrostatique ou sont négatives. Les données recueillies sur le site de l'aéroport de Nice ont été utilisées pour illustrer la procédure et en discuter les résultats.

L'étape 2 consiste à identifier les sols sableux sensibles, de faible compacité et peu résistants, exposés au risque de liquéfaction notamment. La méthode se fonde sur la variation relative entre  $f_s$  et  $q_c$  sous l'effet de la densification d'un sol donné. Un exemple a été tiré des reconnaissances et du suivi d'un site renforcé par des colonnes ballastées. La démarche s'appuie aussi sur des données de la littérature qui permettent de distinguer des sols liquéfiés pendant des séismes de sols non liquéfiés. Un secteur caractéristique des sols sableux sensibles a été délimité dans le plan ( $\lg f_s$ ,  $\lg q_E$ ), où  $q_E = q_c - u_2$  représente une résistance de pointe « effective ». Ainsi, les trois mesures procurées par le piézocône sont mises en jeu dans la méthode de classification proposée.

La classification des sols à l'étape 1 aboutit à des résultats concordants avec les coupes de terrain dans chacun des sites étudiés.

L'étape 2 n'apparaît pas aussi pertinente, devant les difficultés rencontrées, à commencer par la précision des mesures au piézocône, puisqu'il s'agit d'aller identifier des sols de faibles résistances, sableux ou argileux. Les bases de données disponibles sont parfois contradictoires. Néanmoins, la mise en évidence des niveaux de sols sensibles dans les profils pénétrométriques étudiés est en accord avec les résultats présentés par les différents auteurs dans une grande majorité de cas.

En résumé, la méthode proposée s'accorde aux méthodes en usage en matière de reconnaissances pénétrométriques, en comprenant à une étape d'identification des sols, puis une étape de recherche des sols sensibles. Mais, au contraire des méthodes en usage qui visent à déterminer les propriétés élémentaires des sols pour les besoins des projets et au moyen de corrélations empiriques le plus souvent, la méthode proposée cherche à tirer parti des essais triaxiaux pour interpréter les données pénétrométriques. Elle suppose donc que les reconnaissances géotechniques prévoient à la fois la réalisation de sondages carottés et de sondages pénétrométriques, pour aboutir à une analyse dédiée au site étudié. Elle ne vise pas à revêtir un caractère universel, en utilisant une classification unique des sols.

Dans ce sens, la démarche adoptée s'inspire de la proposition de Schmertmann (1978), qui, au moyen de l'abaque qu'il proposait, suggérait non pas une classification universelle des sols, mais un guide pour établir une telle classification dédiée à un site donné ou une région donnée.

La méthode appelle néanmoins à être consolidée par une pratique plus large en s'appuyant sur de nombreux exemples supplémentaires. Il s'agit notamment de l'expression des caractéristiques de résistance non drainées mesurées au triaxial, en regard de la compatibilité des niveaux de déformation entre triaxial et piézocône et en raison des problèmes de variabilité des propriétés mécaniques des sols naturels. Dans ce sens, les questions du remaniement des échantillons prélevés pour le laboratoire demeurent. Il s'agit aussi de compiler des exemples détaillés permettant de mettre en regard et de façon précise les propriétés mesurées en laboratoire à partir de carottages (essais d'identifications et essais triaxiaux) et les mesures au piézocône, dans des terrains naturels argileux et sableux, mais aussi dans des terrains intermédiaires limoneux.

D'autres questions subsistent aussi, telles que l'effet des hétérogénéités (interfaces entre couches ou interlits sableux) ou des questions d'ordre métrologique et de précision des mesures. Il serait souhaitable de pouvoir établir des liens plus étroits entre les résultats des modélisations physiques, analytiques ou numériques et la méthode proposée. Il reste enfin à trouver des passages vers les méthodes de calcul des ouvrages dans les projets, telle que l'évaluation du risque de liquéfaction.

## RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- CHETIN O.K., YOUND T.L., SEED R.B., BRAY J.D., STEWART J.P., DURGUNOGLU T., LETTIS W., YILMAZ M.T.** (2004). Liquefaction-induced lateral spreading at Izmit Bay during the Kocaeli (Izmit)-Turkey earthquake. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol. 130, n° 12, pp. 1300-1313.
- CHANG M.F., TEH C.I., CAO L.F.** (2001). Undrained cavity expansion in modified Cam clay: II Application to the interpretation of the piezocone test. *Géotechnique*, vol. 51, n° 4, pp. 335-350.
- DE MIO G., GIACHETTI H.L.** (2007). The use of piezocone tests for high-resolution stratigraphy of Quaternary Sediment Sequences in the Brazilian coast. *Annals of the Brazilian Academy of Sciences*, vol. 79, n° 1, pp. 153-170.
- ESLAMI A., FELLENIUS B.H.** (1997). Pile capacity by direct CPT and CPTu methods applied to 102 case histories. *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 134, n° 6, pp. 880-898.
- FELLENIUS B.H., ESLAMI A.** (2000). Soil profile interpreted from CPTu data. « Year 2000 Geotechnics », *Geotechnical Engineering Conference, Asian Institute of Technology, Bangkok, Thailand, 27-30 novembre 2000*, 18 p.
- FELLENIUS B.H., ESLAMI A.** (2004). CPT and CPTu data for soil profile interpretation: review of methods and proposed new approach. *Iranian Journal of Science & Technology, Transaction B*, vol. 28, n° B1, pp. 69-86.
- KU C.H., LEE D.H., JUANG H.C., WU J.H.** (2003). Evaluation of soil liquefaction in the Chi-Chi, Taiwan earthquake using CPT data. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 24, n° 9-10, pp. 659-673.
- NASH D.F.T., POWELL J.J.M., LLOYD I.M.** (1992). Initial investigations of the soft clay test site at Bothkennar. *Géotechnique*, n° 42, vol. 2, pp. 163-181.
- SCHMERTMANN J.H.** (1978). Guidelines for cone test, performance and design. *Federal Highway Administration, Report FHWA-TS-78209*, Washington, 145 p.
- SCHNEIDER J.A., PEUCHE J., MAYNE P.W., MCGILLIVRAY A.V.** (2001). Piezocone profiling of residual soils. *Proceedings, International Conference on In Situ Measurements of Soil Properties and Case Histories, Bali, Indonesia*, pp. 21-24.
- SENNESET K., JAMBU N., SVANO G.** (1982). Strength and deformation from cone penetration tests. *Proceedings 2nd. European Symposium on Penetration Testing, ESOPT-II, Amsterdam*, vol. 2, pp. 863-870.
- SIMONINI P., COLA S.** (2000). Use of piezocone to predict maximum stiffness of Venetian soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol 126, n° 4, pp. 378-382.