

évaluation du tassement des pieux à partir de l'essai de pénétration statique

par

Jean Claude Verbrugge

Dr. Ir. A. I. Br.

Chef de Travaux au Service de Mécanique
des Sols de l'Université Libre de Bruxelles

Notations

A	Coefficient de Cambefort.
B	Coefficient de proportionnalité entre τ et w .
B_0	$\frac{BD}{E}$.
D	Diamètre du pieu circulaire, 1,12d pour un pieu carré.
D_b	Diamètre de la base élargie.
E	Module d'élasticité du sol, au sens d'Young.
E_p	Module d'élasticité du pieu.
K	Coefficient de poussée du sol sur le fût.
L	Longueur du pieu.
N'_q	Facteur de capacité portante.
P	Charge en tête du pieu.
P_{rup}	Charge de rupture du pieu.
R	Coefficient de proportionnalité entre la charge et l'enfoncement de la pointe.
c_u	Cohésion non drainée du sol.
d	Côté du pieu carré.
$f = K\mu\sigma'_v$	Frottement entre le sol et le fût dans le domaine plastique pour un sol pulvérulent.
f_s	Frottement spécifique.
$g = \alpha c_u$	Frottement entre le sol et le fût dans le domaine plastique pour un sol cohérent.
h_i	Hauteur de la tranche i.
q_c	Résistance à la pointe du pénétromètre.
q_0	Contrainte à la base du pieu.
q^*	Coefficient de Cambefort.
w	Déplacement vertical en un point de fût.
w_0	Déplacement à la pointe du pieu.
w_n	Déplacement à la tête du pieu.
z	Profondeur ou distance verticale.
Ω	Section du pieu.
α	g/c_u .
$\bar{\alpha}$	E/q_c .
δ	Angle de frottement sol-fût.
λ	Coefficient de forme = 1 pour un pieu circulaire. = 1,12 pour un pieu carré.
μ	Coefficient de frottement sol-fût.
ν	Coefficient de Poisson du sol.

σ_i	Contrainte au haut du tronçon i.
σ_n	Contrainte à la tête du pieu.
σ'_c	Contrainte de surconsolidation du sol.
σ'_v	Contrainte verticale effective dans le sol.
τ	Contrainte de cisaillement entre le sol et le fût.
τ_m	Valeur maximale de τ .
χ	Périmètre du pieu.

Introduction

Le dimensionnement d'une fondation sur pieux se limite encore trop souvent au calcul de la capacité portante obtenue en divisant par des coefficients de sécurité adéquats la charge de rupture du sol à la pointe d'une part, et au frottement latéral d'autre part. Ceci suppose implicitement que les tassements correspondants restent faibles sinon admissibles car, contrairement à ce qui se fait pour les fondations superficielles, l'évaluation préalable du tassement probable des pieux n'est pas encore de pratique courante chez beaucoup d'auteurs de projets. Dans certains cas douteux, il arrive certes que l'on fasse un essai de chargement, mais c'est là une procédure assez exceptionnelle, onéreuse et qui semble réservée à des chantiers d'une certaine importance.

Si cette façon de procéder par un simple calcul à la rupture se justifiait encore il y a quelques années, actuellement elle peut paraître simple, voire simpliste, car comme le signale Gambin [11] : « Par suite de la mise en œuvre de charges de plus en plus importantes et dans le but de mieux adapter les constructions au sol, il est devenu nécessaire de considérer les déformations du système sol-fondation et même d'établir des méthodes de calcul aux déformations admissibles. »

De telles méthodes existent et, parmi les plus connues, on peut citer celles de Cambefort [5], Cassan [4],

Gambin [10] et Poulos [21]. Récemment, Christoulas [6] a proposé une adaptation de la méthode de Cambefort. Toutes ces méthodes permettent d'évaluer avec une précision variable une partie plus ou moins importante de la courbe charge-enfoncement d'un pieu unique, vertical, sollicité axialement. Toutefois, leur emploi est subordonné soit à un essai de pieu, soit à l'utilisation de résultats d'essais pressiométriques ou de laboratoire. De tels résultats ne sont pas toujours disponibles et l'ingénieur doit souvent se contenter de ceux fournis par le pénétromètre statique, ce qui rend illusoire l'emploi des méthodes citées ci-dessus.

Pour combler cette lacune, nous proposons ci-après une méthode de calcul simple et rapide permettant d'évaluer avec une précision satisfaisante la partie utile de la courbe charge-enfoncement d'un pieu à partir de l'essai de pénétration statique.

1 Principes de la méthode proposée

Pour établir notre méthode, nous avons repris les trois équations de base de Cambefort, qui sont :

1) La loi liant la contrainte à la pointe au déplacement en ce point

$$q_0 = q^*D + R \frac{w_0}{D} \quad (1)$$

2) La loi de frottement dans le cas élastique.

$$\tau = A + Bw \quad (2)$$

3) La loi de frottement après décollement entre le sol et le fût

$$\tau_m = g + f \cdot z \quad (3)$$

Dans les équations ci-dessus, A, B, q*, R, f et g sont des paramètres qu'il y aura lieu de déterminer et

- q_0 = contrainte à la pointe
- D = diamètre du pieu
- w_0 = enfoncement de la pointe
- τ = contrainte de cisaillement entre le sol et le fût en un point
- w = déplacement vertical en ce point du fût
- z = profondeur du point considéré.

Comme le montre la figure 1, les relations (2) et (3) correspondent chacune à un tronçon de la courbe de cisaillement idéalisée.

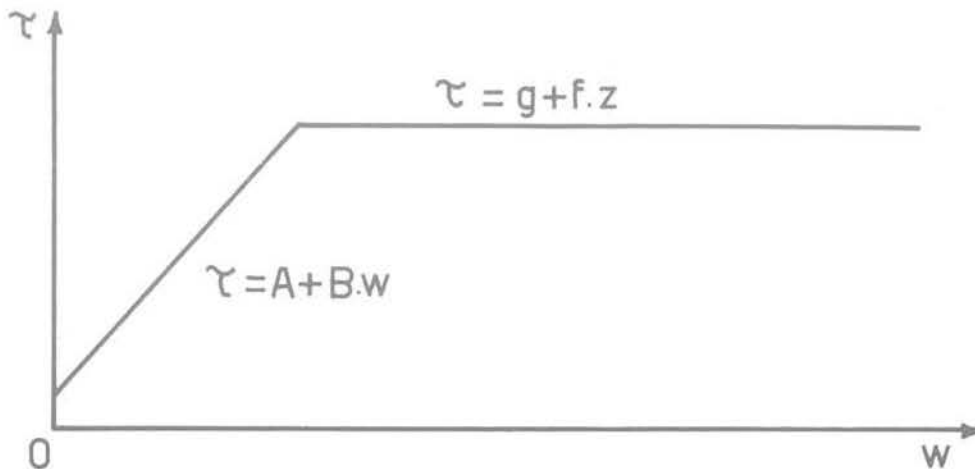


Fig. 1 Courbe cisaillement - déplacement

Nous admettrons, comme l'ont fait Cambefort, Cassan et Christoulas, que A et q* sont nuls ou négligeables. Les équations (1) et (2) se simplifient ainsi sous la forme

$$q_0 = R \frac{w_0}{D} \quad (4)$$

$$\tau = Bw \quad (5)$$

Si l'on subdivise le pieu en n tronçons, le premier étant à la pointe et le n-ième à la tête, on peut écrire pour le tronçon i : (fig. 2).

— les relations (2) et (3) qui deviennent

$$\tau_i = Bw_{i-1} \quad \text{si } \tau_i \leq g + f \cdot z \quad (2)$$

$$\tau_i = \tau_m = g + f \cdot z \quad \text{si } \tau_i \geq g + f \cdot z \quad (3)$$

— la loi d'équilibre du tronçon i,

$$\sigma_i = \sigma_{i-1} + \tau_i \frac{\chi h_i}{\Omega} \quad (6)$$

— en appliquant la loi de Hooke au tronçon i, il vient :

$$\Delta h_i = \frac{1}{E_p} \left(\sigma_{i-1} h_i + \frac{\chi \tau_i}{2\Omega} h_i^2 \right) \quad (7)$$

on en déduit

$$w_i = w_{i-1} + \frac{1}{E_p} \left(\sigma_{i-1} h_i + \frac{\chi \tau_i}{2\Omega} h_i^2 \right) \quad (8)$$

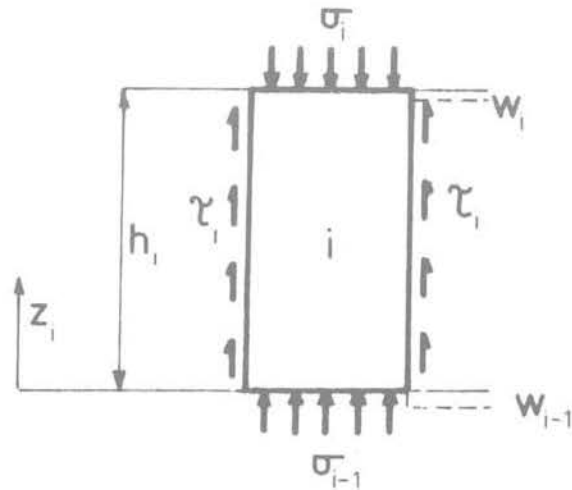


Fig. 2 Equilibre du i^{ème} tronçon

Cette formule diffère de celle de Gambin [10] par le second terme de la parenthèse, qui tient compte du raccourcissement du fût dû aux efforts de cisaillement.

La méthode proposée consiste donc à diviser le pieu en n tronçons numérotés à partir du bas, à se donner une valeur q_0 , à calculer w_0 par (4), τ_1 par (2) ou (3), w_1 par (8) et σ_1 par (6) et ainsi de suite, jusqu'à $\sigma_n = \frac{P}{\Omega}$ et w_n en tête.

Toutefois, avant de pouvoir utiliser cette méthode, il nous reste à définir un certain nombre de paramètres, tels R , B , g et f .

2 Détermination du paramètre R

La formule générale donnant le tassement de la pointe d'un pieu située à une profondeur L dans un milieu élastique non pesant peut être obtenue à partir des équations de Boussinesq, en assimilant la base soit à un disque rigide, soit à une demi-sphère.

Ces deux cas ont déjà été étudiés, et pour le disque rigide au sein d'un massif élastique on peut écrire [24] :

$$q_0 = \frac{w_0}{D} \cdot \frac{32(1-\nu)E}{\pi(3-4\nu)(1+\nu)} \quad (9)$$

soit

$$R = \frac{32(1-\nu)E}{\pi(3-4\nu)(1+\nu)} \quad (10)$$

Le cas de la demi-sphère rigide a été traité par Josselin de Jong [13] qui trouve :

$$q = \frac{w_0}{D} \cdot \frac{24(1-\nu)E}{(5-6\nu)(1+\nu)} \quad (11)$$

soit

$$R = \frac{24(1-\nu)E}{(5-6\nu)(1+\nu)} \quad (12)$$

Les valeurs de E/R déduites des relations (10) et (12) sont données au tableau 1 pour diverses valeurs usuelles de ν .

ν	$\frac{E}{R}$ plaque rigide	$\frac{E}{R}$ demi-sphère
0,25	0,327	0,243
0,30	0,328	0,248
0,40	0,321	0,253
0,50	0,295	0,250

Tableau 1

Valeurs de E/R pour les valeurs usuelles de ν .

L'expérience acquise par la comparaison des relations ci-dessus avec les résultats d'essais de pieux (réf. 25) montre que pour les pieux droits forés on peut adopter la relation

$$w_0 = 0,32 \frac{q_0 D}{E} \quad (13)$$

$$\text{soit} \quad R = 3,125E \quad (14)$$

où D = diamètre du pieu circulaire
= 1,12 fois le côté du pieu carré.

Pour les pieux droits battus, on triplera la valeur de E , ce qui revient à diviser par 3 la valeur de w_0 donnée par (13). Toutefois, dans les argiles sensibles, il y a lieu de s'assurer que le battage n'a pas altéré la structure du sol, auquel cas il faudrait éventuellement adopter un coefficient moindre. Pour les pieux à base élargie, celle-ci étant réalisée par le damage du béton dans le sol, il est préférable de remplacer la relation (13) par

$$w_0 = 0,25 \frac{q_0 D_b}{E} \quad (15)$$

Dans ce cas, le bulbe constitue le premier tronçon et on le représentera dans les calculs par un élément cylindrique de diamètre D_b et de hauteur $D_b/2$.

3 Détermination du paramètre B

On a vu que dans le domaine élastique la relation liant τ à w est de la forme :

$$\tau = Bw \quad (5)$$

Pour déterminer B nous nous proposons d'utiliser la relation proposée par Selvadurai pour un ancrage rigide de forme allongée [24] soit, en exprimant l'effort en fonction de τ :

$$\pi DL\tau = \frac{2\pi wEL}{(1+\nu)} (1-\nu) \left\{ 2(1-\nu) \left[\ln \left(\frac{L}{D} \right) + \ln 2 \right] - \frac{1}{2} \right\}^{-1} \quad (16)$$

On en tire

$$B = \frac{2E(1-\nu)}{D(1+\nu)} \left\{ 2(1-\nu) \left[\ln \left(\frac{L}{D} \right) + \ln 2 \right] - \frac{1}{2} \right\}^{-1} \quad (17)$$

$$\text{ou encore} \quad B = B_0 \frac{E}{D} \quad (18)$$

$$\text{avec } B_0 = \frac{2(1-\nu)}{(1+\nu)} \left\{ 2(1-\nu) \left[\ln \left(\frac{L}{D} \right) + \ln 2 \right] - \frac{1}{2} \right\}^{-1} \quad (19)$$

Les valeurs de B_0 calculées par la relation (19) sont données au tableau 2 pour diverses valeurs de $\frac{L}{D}$ et de ν .

$\frac{L}{D}$	ν			
	0,2	0,3	0,4	0,5
10	.311	.292	.277	.267
20	.247	.231	.218	.209
30	.220	.206	.194	.185
50	.194	.181	.170	.162

Tableau 2

Valeurs de B_0 en fonction de $\frac{L}{D}$ et ν .

Compte tenu des valeurs usuelles de $\frac{L}{D}$ et de ν , nous proposons d'adopter, en première approximation comme moyenne pour B_0 la valeur 0,22 soit

$$B = 0,22 \frac{E}{D} \quad (20)$$

4. Détermination des paramètres de frottement après décollement entre le sol et le fût

Il est généralement admis que dans la relation (3)

$$\tau_m = g + f \cdot z \quad (3)$$

le terme g indépendant de la profondeur provient de la cohésion, tandis que f qui varie linéairement avec z est attribué au frottement interne.

Avant d'entrer dans le détail de la détermination de g et de f , nous pensons qu'il est nécessaire de se livrer à quelques considérations à caractère général sur τ_m , pris globalement.

En effet, indépendamment de sa détermination, en fonction du type de sol, divers auteurs, fixent pour τ_m des valeurs maximales qui ne peuvent, en aucun cas, être dépassées.

Dans la littérature anglo-saxonne, on trouve couramment, pour les sols argileux, une valeur limite de l'ordre de 2000 lb/ft² soit environ 100 kN/m². Ménard [17] propose d'adopter 120 kN/m² sur une hauteur égale à 3D au-dessus de la pointe et 80 kN/m² ailleurs. Pour les sols cohérents, Combarieu [7] a synthétisé les valeurs de τ_m proposées par divers auteurs et à partir de nombreux essais in situ effectués en France, Bru [3] a établi un diagramme qui montre une très grande dispersion des valeurs de τ_m , celles-ci varient de 20 à 250 kN/m². Dans ce qui suit, et compte tenu des résultats donnés par Bru, nous limiterons la valeur de τ_m à 120 kN/m² pour les pieux battus et à 80 kN/m² pour les pieux forés. Il y a toutefois lieu de signaler que la mise en place des pieux dans les sols sensibles, constitue une opération généralement brutale et que la zone remaniée autour des pieux est alors souvent importante. Dans ce cas, une limitation plus sévère que celles proposées ci-dessus peut alors s'imposer.

5 Détermination du paramètre g

Comme nous l'avons précisé en 4 ci-avant, le paramètre g est caractéristique des sols cohérents. La

plupart des auteurs l'expriment sous la forme :

$$g = \alpha c_u \quad (21)$$

où α est un coefficient inférieur à 1 pour les sols normalement consolidés c_u est la cohésion non drainée du sol.

Christoulas a fait récemment une étude détaillée des valeurs de α proposées par de nombreux auteurs en considérant quatre groupes selon que les pieux sont battus ou forés et selon le matériau, acier ou béton.

Malgré cette distinction, il reste une certaine dispersion entre les valeurs proposées par les différents auteurs. Christoulas se plaçant du côté de la sécurité, propose pour chaque cas trois relations entre α et c_u .

Nous reprendrons dans ses relations en les modifiant de façon à les exprimer en fonction de q_c et non plus de c_u . Pour cela, nous ferons également usage des relations suivantes (réf. 22, p. 199).

$q_c = 10c_u$ (22) pour un pénétromètre à pointe simple
 $q_c = 15c_u$ (23) pour une pointe hollandaise (type Gouda).

Les différentes valeurs de g ainsi obtenues en fonction de q_c sont données au tableau 3. Celles-ci sont dans l'ensemble en assez bon accord avec les valeurs usuelles $q_c/50$ et $q_c/75$ correspondant respectivement aux argiles et aux limons [22].

Les valeurs du tableau 3 sont néanmoins plus faibles que le frottement local qui, d'après Sanglerat [22] varie de 0,05 à 0,12 q_c en fonction du type de pointe. Toutefois, si l'on reprend les valeurs trouvées par Parez [19] pour le rapport.

$$\text{où} \quad \frac{f_{s_2}}{f_{s_1}} = 0,33 \text{ à } 0,52 \quad (24)$$

f_{s_2} = frottement local mesuré à une distance de 3 manchons au-dessus de la pointe;
 f_{s_1} = frottement local mesuré immédiatement derrière la pointe.

Et si l'on considère que pour un pieu g est plus proche de f_{s_2} que de f_{s_1} , on constate à nouveau une bonne concordance entre les valeurs déduites du frottement local et celles figurant au tableau 3.

Tableau 3
 Relations entre g et q_c pour différents types de pieux
 (unités : kN/m²)

Pieu		Pénétromètre à pointe simple		Pénétromètre à pointe hollandaise	
Type	Matériau	Domaine d'app.	g	Domaine d'app.	g
battu	béton	$q_c \leq 250$	$0,08q_c$	$q_c \leq 375$	$0,053q_c$
		$250 \leq q_c < 3000$	$18 + 0,01q_c$	$375 \leq q_c < 4500$	$18 + 0,006q_c$
		$q_c > 3000$	$0,015q_c$	$q_c > 4500$	$0,01q_c$
battu	acier	$q_c > 300$	$0,05q_c$	$q_c \leq 450$	$0,033q_c$
		$300 \leq q_c < 1000$	15	$450 \leq q_c < 1500$	15
		$q_c > 1000$	$0,015q_c$	$q_c > 1500$	$0,01q_c$
foré	béton	$q_c \leq 400$	$0,55q_c$	$q_c \leq 600$	$0,037q_c$
		$400 \leq q_c < 3000$	$18 + 0,009q_c$	$600 \leq q_c < 4500$	$18 + 0,006q_c$
		$q_c > 3000$	$0,015q_c$	$q_c > 4500$	$0,01q_c$
foré	acier	$q_c \leq 330$	$0,045q_c$	$q_c \leq 500$	$0,03q_c$
		$330 \leq q_c < 1000$	15	$500 \leq q_c < 1500$	15
		$q_c > 1000$	$0,015q_c$	$q_c > 1500$	$0,01q_c$

6 Détermination du paramètre f

Dans le cas des sols pulvérulents, τ_m se réduit au terme $f \cdot z$ de la relation (3), qui s'écrit alors généralement sous la forme

$$f \cdot z = K \cdot \mu \sigma'_v \quad (25)$$

où K est un coefficient de poussée des terres sur le fût
où μ représente le coefficient de frottement sol-pieu
où σ'_v est la contrainte verticale effective au niveau considéré.

On sait également que pour un sol pulvérulent

$$q_c = N'_q \sigma'_v \quad (26)$$

Il en résulte que

$$\tau_m = f \cdot z = \frac{K \mu}{N'_q} \cdot q_c \quad (27)$$

Pour pouvoir déterminer $f \cdot z$ à partir de l'essai de pénétration statique, nous devons étudier le rapport $\frac{K \mu}{N'_q}$.

La littérature fournit de nombreuses valeurs de K et μ et en 1968, Mazurkiewicz [15] a présenté un tableau récapitulatif des principales.

Pour les pieux battus, nous pouvons admettre que K tend vers la valeur du coefficient butée qui constitue une borne supérieure. Désirant se placer du côté de la sécurité, nous adopterons la valeur [15]

$$K = 0,5 \cdot \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (28)$$

Les valeurs de K déduites de (28) pour les φ habituels des sols pulvérulents, sont comprises entre 1 et 2, ce qui est en bon accord avec les valeurs usuellement adoptées [1] et [2]. Pour les pieux forés, nous reprendrons la valeur proposée par Jaky [12] et reprise depuis par de nombreux auteurs

$$K = K_0 = 1 - \sin \varphi \quad (29)$$

Pour la valeur de μ , nous adopterons

$$\mu = \operatorname{tg} \delta \quad (30)$$

(30) où δ est donné par les expériences de Potyondy [20], c'est-à-dire, en moyenne :

$$\delta = 0,92 \text{ pour un contact rugueux béton-sol} \quad (31)$$

$$\delta = 0,73 \text{ pour un contact lisse béton-sol} \quad (32)$$

$$\delta = 0,73 \text{ pour un contact acier-sol} \quad (33)$$

A la dernière conférence Nabor Carillo, Kérisel [14] a montré qu'il y a lieu, pour les pieux forés, de remplacer $K \mu$ par l'expression $(2 - \sin \varphi) \frac{\sin 2\varphi}{4}$, déduite du cercle de Mohr. Cette dernière expression est plus rigoureuse que la première; toutefois, les écarts entre les deux n'excèdent pas 10 % pour les valeurs usuelles de φ .

En ce qui concerne N'_q , la dispersion entre les valeurs proposées par les divers auteurs est loin d'être négligeable, comme le montre le rapport du groupe 4 à la Conférence Européenne sur les Essais de Pénétration, [8], p. 65.

Ne désirant pas sortir du cadre de la présente étude et entamer une discussion sur la validité des différentes formules, nous avons adopté une valeur moyenne. En jouant sur les différentes valeurs de K et de μ et considérant une moyenne pour les différentes valeurs de φ , nous pouvons proposer 4 relations :

$$\tau_m = 0,011 q_c \quad (34) \text{ pour les pieux battus en béton}$$

$\tau_m = 0,005 q_c$ (35) pour les pieux forés avec damage du béton contre le sol

$\tau_m = 0,003 q_c$ (36) pour les pieux forés, béton non compacté et pour les pieux forés en acier

$\tau_m = 0,009 q_c$ (37) pour les pieux battus en acier.

Pour ces quatre relations, τ_m est compris entre $q_c/100$ et $q_c/300$ environ. Ces valeurs sont en bon accord avec celles que l'on propose habituellement pour les sols pulvérulents [8], p. 69; toutefois, dans ce cas la distinction provient de la nature du sol, tandis qu'ici elle résulte du type de pieu.

7 Détermination de E à partir de q_c

Les relations (10), (12) et (20) montrent que R et B dépendent respectivement de E . Celui-ci devra donc être déterminé à partir de q_c . Nous n'entrerons pas dans le débat à caractère philosophique sur le point de savoir s'il est logique de déduire un paramètre caractérisant l'élasticité du sol à partir d'un autre relatif à sa rupture. Sanglerat [22] p. 377 à 380 a émis à ce propos des considérations très judicieuses basées sur la comparaison avec ce qui se fait couramment et quasi universellement pour les bétons.

Le problème se ramène donc à rechercher quelle relation entre E et q_c convient le mieux. Il s'agit là d'un choix difficile car la littérature est particulièrement abondante sur ce sujet, comme le montre le tableau 4.

La simple lecture de ce tableau montre, de façon évidente, une très grande dispersion entre les différentes relations proposées. Pour plusieurs d'entre elles on ne sait même pas à quelle catégorie de sol, ni dans quelle gamme de q_c elles sont applicables, ni même quel (s) type (s) de pointe (s) a (ont) été utilisée (s) pour les établir.

Si l'on désigne le rapport E/q_c par $\bar{\alpha}$, Sanglerat [22] propose en plus de certaines des relations reprises au tableau 4, un diagramme basé sur les recherches de Meight et Corbett [16] pour les argiles. Selon cet auteur [23], le coefficient $\bar{\alpha}$ augmente avec la profondeur, la majoration atteignant généralement 30 %. Il s'ensuit que les valeurs de $\bar{\alpha}$ à prendre en considération pour les fondations profondes seraient supérieures à celles utilisées habituellement pour les fondations superficielles.

Sur la base d'une étude statistique des relations du tableau 4; nous proposons d'adopter la relation suivante valable pour $q_c > 400 \text{ KN/m}^2$

$$E = 3600 + 2,2 q_c \quad (\text{KN/m}^2) \quad (38)$$

Les valeurs de $\bar{\alpha}$ que l'on en déduit, sont en bon accord avec celles de Sanglerat citées ci-dessus, pour $1000 < q_c < 3000 \text{ KN/m}^2$ et celles de Folque [9] pour $q_c < 800 \text{ KN/m}^2$ et $q_c > 20000 \text{ KN/m}^2$.

Dans le cas de pieux battus, les valeurs de E données par (38) sont à multiplier par 3.

8 Cas des sols surconsolidés

Les relations établies jusqu'à présent sont valables pour des sols normalement consolidés ou très légèrement surconsolidés.

Relation (unité KN/m ²)	Type de sol	Pays ou auteur	Source
E = 2q _c E = 1,9q _c E = 1,5q _c E = 1,5q _c q _c > 3000 E = 3q _c q _c < 1500 E = 1,5q _c E = 1,9q _c E = 2q _c E = 6q _c q _c < 7500 E = 30 000 + 2q _c q _c > 7500 E > 1,5q _c E = 1 000 + 3q _c	pulvérulent pulvérulent cohérent cohérent cohérent cohérent pulvérulent pulvérulent pulvérulent pulvérulent	France Pays-Bas Pays-Bas Grèce Grèce United Kingdom Portugal Belgique Janbu France	E. S. O. P. T. vol. 2. 1, page 37 E. S. O. P. T. vol. 2. 1, p. 133 E. S. O. P. T. vol. 2. 2, p. 180
E < 2,2q _c E = (26 500 ± 3 700) + (2,8 ± 0,3)q _c q _c > 3 000 E = 2,5(q _c + 3 000) E = 1,67(q _c + 1 500) I _p < 15 E = 2(q _c + 2 500) 3 < E/q _c < 12 E = 2,5q _c E = 1 000 + 5q _c	pulvérulent pulvérulent sable moyen immergé sable argileux sable argileux pulvérulent pulvérulent pulvérulent	R. F. A. Afr. du Sud Afr. du Sud Afr. du Sud Thomas Trofimenkov Trofimenkov	Sanglerat p. 295 Sanglerat p. 390 Sanglerat p. 390 Sanglerat p. 390 Sanglerat p. 394 Sanglerat p. 395 Sanglerat p. 395

Tableau 4
Relations entre E et q_c d'après diverses sources

Dans le cas de sols nettement surconsolidés, elles conduisent à une surestimation des tassements. C'est pourquoi nous proposons ci-après quelques règles simples permettant d'étendre la méthode proposée à ce type de sol. Pour la détermination de E, tenant compte d'une remarque de Sanglerat (réf. 23), on pourra multiplier par deux la valeur fournie par la relation (38). Ce coefficient étant cumulatif avec celui applicable aux pieux battus. Les valeurs de τ_m obtenues par les relations du paragraphe 5 sont à multiplier par √R₀, comme l'ont proposé divers auteurs, dont Meyerhof [18]. R₀ est le degré de surconsolidation, défini comme le rapport de la contrainte effective de surconsolidation σ'_c à la contrainte géostatique effective σ'_v. Ceci soulève le problème de la détermination σ'_c. Selon Sanglerat [23], le diagramme de pénétration d'une argile normalement consolidée, donnant q_c en fonction de z passe par l'origine, alors que pour un sol surconsolidé il passe à une certaine hauteur au-dessus du niveau zéro. Utilisant cette valeur pour calculer σ'_c nous avons obtenu d'excellentes concordances entre les valeurs expérimentales et celles calculées pour huit pieux de type différent situés dans l'argile de Boom.

9 Récapitulation des principales relations de la méthode proposée

$$\text{Module d'élasticité } E = 3\,600 + 2,2q_c \quad (38)$$

$$\text{Enfoncement de la pointe } R = 3,125E \quad (16)$$

$$\text{et } w_0 = 0,32q_0D/E \quad (17)$$

où D = diamètre du pieu circulaire et 1,2 fois le côté du pieu carré.

Loi de frottement dans le domaine élastique τ < τ_m (23), (25)

$$\tau = Bw \quad (4)$$

$$\text{et } B = 0,22E/D \quad (20)$$

Loi de frottement dans le domaine plastique τ = τ_m sols cohérents

τ_m = g, voir tableau 3

sols pulvérulents

τ_m = 0,011q_c (34) pour les pieux battus en béton

τ_m = 0,009q_c (35) pour les pieux battus en acier

τ_m = 0,005q_c (36) pour les pieux forés avec damage du béton contre le sol

τ_m = 0,003q_c (37) pieux forés en béton non compacté et en acier.

τ_m est limité à 80 kN/m² pour les pieux forés et à 120 kN/m² pour les pieux battus.

Loi d'équilibre du tronçon i : 1 < i < n

$$\sigma_i = \sigma_{i-1} + \frac{\chi h_i \tau_i}{\Omega} \quad (6)$$

Loi de déformation du tronçon i

$$w_i = w_{i-1} + \frac{1}{E_p} \left(\sigma_{i-1} \cdot h_i + \frac{\chi \tau_i h_i^2}{2\Omega} \right) \quad (8)$$

Le principe de la méthode consiste à se donner une valeur pour q₀ et à calculer successivement w₀ par (17), τ₁ par l'une des relations (4), (28), (23), (34), (35), (36), (37) et du tableau 3, σ₁ par (6), w₁ par (8), τ₂ comme τ₁ et ainsi de suite jusqu'à σ_n = P/Ω et w_n.

En faisant varier q₀, on peut déterminer plusieurs points de la courbe charge enfoncement du pieu.

Dans certains cas, le tracé complet de cette courbe peut ne pas intéresser l'ingénieur qui ne cherche qu'à connaître le tassement correspondant à une charge en tête donnée P.

Pour déterminer une première approximation de q₀ correspondant à P, nous proposons d'utiliser les formules de Cassan [5] :

$$\text{pieu foré } q_0 = \frac{P}{\Omega} \cdot \frac{1}{1 + 0,5L/D} \quad (39)$$

$$\text{pieu battu } q_0 = \frac{P}{\Omega} \cdot \frac{1}{1 + 0,2L/D} \quad (40)$$

L'utilisation de la méthode proposée conduira le plus souvent à une valeur $P' \neq P$, une nouvelle itération sera alors entreprise avec $q_0' = \frac{P}{P'} q_0$ et ainsi de suite jusqu'à ce que l'écart entre P^n et P soit jugé suffisamment faible.

10 Cas des groupes de pieux

Aussi, afin de rester à la fois simple, pratique et suffisamment précis, nous proposons la méthode approchée ci-dessous, basée sur celles de Cambefort.

Pour un pieu compressible, dans le domaine élastique avec A et q^* négligeables, Cambefort permet d'écrire :

$$w_n = \frac{1}{0,25R + BL} \cdot \frac{P}{\pi D} \quad (41)$$

En exprimant que l'effort P transmis au sol est conservatif quel que soit le rayon, on obtient pour l'équation de la méridienne de la surface du sol autour du pieu :

$$(w_n)_r = \frac{1}{0,25R + BL} \cdot \frac{P}{2\pi r} \quad (42)$$

En éliminant le facteur commun entre ces deux relations, et compte tenu de ce que nous sommes dans le domaine élastique, nous pouvons écrire dans le cas de plusieurs pieux

$$(w_n)_G = \frac{1}{2} \sum_j \frac{w_n^j D_j}{r_{ij}} \quad (43)$$

où $(w_n)_G$ est le tassement en tête du pieu i compte tenu de l'effet de groupe, w_n^j est le tassement du pieu j supposé isolé.

r_{ij} est la distance entre les axes des pieux i et j , si $i = j$

$$r_{ii} = \frac{D}{2}$$

Selon Cassan, les charges de service des pieux sont presque toujours situées dans la zone élastique de la courbe de chargement. Ceci est confirmé par notre expérience personnelle qui montre qu'avec les coefficients de sécurité habituels de 2 à 2,5, les pieux travaillent effectivement le plus souvent dans la zone élastique ou au début de la zone pseudo-élastique. Il en résulte que nous pouvons donc faire valablement l'hypothèse que la relation (43) peut être appliquée, avec une erreur suffisamment faible, aux pieux réels. Nous devons alors envisager deux cas :

1° Le radier est parfaitement flexible : dans ce cas, la charge P en tête de chaque pieu vaut la charge totale divisée par le nombre de pieux. Ayant déterminé le w_n^j correspondant par la méthode proposée pour le pieu unique, le calcul des $(w_n)_G$ par (43) est immédiat.

2° Le radier est parfaitement rigide : dans ce cas, les $(w_n)_G$ ont tous la même valeur w_G , et les calculs sont un peu plus longs.

En écrivant (43) pour chaque pieu, nous obtenons un système comportant autant d'équations que de pieux. Nous nous fixons arbitrairement une valeur de w_G et nous résolvons le système en prenant les w_n^j comme inconnues. Ayant déterminé celles-ci, les P_i correspon-

dant s'obtiennent aisément à partir de la courbe charge enfoncement calculées préalablement par la méthode proposée. La charge totale du groupe vaut $P_G = \sum P_i$.

En faisant varier w_G , nous obtenons le diagramme qui la lie à P_G . Connaissant la charge totale à reprendre par le groupe, nous obtenons immédiatement le tassement w_G correspondant, ce qui permet le calcul des w_n^j et P_i respectifs à chaque pieu.

Enfin, la relation (43) montre que selon le degré de précision recherché dans les calculs, nous pouvons considérer un pieu comme isolé, dès que l'entre distance dépasse 5 à 10D. Ces valeurs peuvent également être déduites de l'article de Broms (réf. 2).

11 Conclusions

Nous avons proposé une méthode originale permettant d'évaluer la partie utile de la courbe charge enfoncement d'un pieu à partir des résultats d'un essai courant, le pénétromètre statique.

Afin de tester la validité de la méthode proposée, nous l'avons appliquée depuis deux ans à de nombreux cas de mise en charge de pieux pour lesquels des essais de pénétration statique étaient disponibles. Ces confrontations couvraient une gamme de type de pieux très étendue : pieux battus, forés, lancés, droits, à base élargie, etc. Dans l'ensemble, nous avons trouvé une très bonne concordance entre les valeurs mesurées et celles résultant de nos calculs. Lorsque les données le permettaient, nous avons également appliqué les méthodes d'autres auteurs basées sur d'autres essais. La confrontation a montré que la méthode proposée soutient avec avantage la comparaison avec la méthode de Gambin et est supérieure à celles de Cassan et Poulos, du fait de la prise en considération de la phase pseudo-élastique.

L'expérience acquise actuellement avec la méthode confirme que celle-ci peut être appliquée en toute sécurité pour des valeurs de q_0 inférieures ou égales à la pression admissible calculée par des relations usuelles.

Références bibliographiques

- [1] Broms B. B. et Silberman J. O. (1964). « Skin Friction Resistance for Piles in Cohesion Soil. » Sols-Soils, n° 10, p. 33-41.
- [2] Broms B. B. (1966). « Methods of Calculating the Ultimate Bearing Capacity of Piles. » Sols-Soils, n° 18-19, p. 21-32.
- [3] Bru J. P. (1977). « La Mécanique des Sols dans le domaine des pieux forés. » Premier Cycle de Perfectionnement Jacques Verdeyen-Université Libre de Bruxelles. Février 1977.
- [4] Cassan M. (1968). « Le tassement des pieux : synthèse des recherches récentes et essais comparatifs. » Sols-Soils, n° 18-19, 1966 et 20.
- [5] Cambefort H. (1964). « Essai sur le comportement en terrain homogène des pieux isolés et des groupes de pieux. » A. I. T. B. T. P., n° 204.
- [6] Christoulas St. (1975). « Contribution à l'étude des pieux verticaux chargés axialement dans les sols homogènes. » Thèse de Doctorat-Université Libre de Bruxelles.

- [7] Combarieu O. (1975). «Essais de chargement de pieux forés dans un limon argileux.» Bulletin de Liaison, Laboratoire des Ponts et Chaussées, n° 80, p. 119-132.
- [8] E. S. O. P. T. (1974). «Interpretation of Results of Static Penetration Tests.» Rapport de Groupe 4, E. S. O. P. T., Vol. 2-1, p. 65.
- [9] Folque J. (1974). «Compressibility of sands determined by means of penetration tests.» E. S. O. P. T., Vol. 2-2, p. 143.
- [10] Gambin P. (1963). «Calcul du tassement d'une fondation profonde en fonction des résultats pressiométriques.» Sols-Soils, n° 7.
- [11] Gambin P. (1977). «Capacité portante verticale des pieux en fonction du déplacement.» Premier Cycle de Perfectionnement Jacques Verdeyen-Université Libre de Bruxelles.
- [12] Jaky J. (1948). «On the Bearing Capacity of Piles.» Proc. Sec. Inter. Conf. Soil Mech. and Found. Eng. Rotterdam. Vol. I, p. 100-103.
- [13] Josselin de Jong C. (1957). «Application of stress functions to consolidation problems.» 4th I. C. S. M. F. E. Vol. I, p. 320-323. Londres.
- [14] Kérisel J. (1976). «Contribution to the third Nabor Carillo Lecture.» Mexico.
- [15] Mazurkiewicz B. K. (1968). «Skin friction on model piles in sand.» The Danish Geotechnical Inst. Bul. 25, p. 13-47.
- [16] Meigh A. C. et Corbett B. O. (1969). «A comparison of in situ measurements in a soft clay with laboratory tests and the settlement of oil tanks.» Conf. in situ invest. in Soils and Rocks. Londres, p. 173-180.
- [17] Ménard L. (1965). «Règles pour le calcul de la force portante et du tassement des fondations en fonction des résultats pressiométriques.» 6th I. C. S. M. F. E. Vol II, p. 295-299. Toronto.
- [18] Meyerhof G. C. (1976). «Bearing Capacity and Settlement of Pile Foundations.» Proc. A. S. C. E. Vol. 102, GT 3, p. 197-228.
- [19] Parez L. A. (1974). «Static penetrometer: the importance of the skin friction associated with the point resistance.» E. S. O. P. T. Vol. 2-2, p. 293-300.
- [20] Potyondy L. A. (1974). «Skin friction between various soils and construction materials.» Géotechnique 11, p. 339-353.
- [21] Poulos M. C. (1968). «The settlement behaviour of single axially loaded in compressible piles and piers.» Géotechnique 18, p. 351-371.
- [22] Sanglerat G. (1972). «The penetrometer and soil exploration.» Elsevier Publ.
- [23] Sanglerat G. (1977). «Le pénétromètre statique-dynamique et ses diverses applications pratiques.» Conférence donnée sous l'égide du CREPAUC et SOCOTEC.
- [24] Selvadurai A. P. S. (1976). «The load-deflexion characteristics for a deep rigid anchor in an elastic medium.» Géotechnique, vol. 26, p. 603-612.
- [25] Verbrugge J. C. (1978). «Évaluation du Tassement des Pieux à partir de l'Essai de pénétration Statique. Essai de Mise au Point d'une Méthode.» Mémoire lauréat du Prix Jacques Verdeyen du Bureau Seco en 1979.