

Propositions d'évolution pour le calcul du facteur de portance pressiométrique des fondations profondes

Olivier COMBARIEU
Adjoint au directeur

Laboratoire régional des Ponts et Chaussées de Rouen

RÉSUMÉ

Cet article propose une modification du mode de détermination du facteur de portance k_p , permettant à partir de la pression limite pressiométrique p_l , le calcul de la contrainte de rupture q_l sous la pointe des pieux.

Le facteur de portance est le produit de deux termes ; le premier résulte de considérations théoriques qui font abstraction des remaniements du sol liés à l'exécution des pieux ; le second tient compte à la fois des effets de celle-ci et d'un effet de la modélisation ; il est déduit de résultats expérimentaux permettant de mesurer et de codifier ces influences.

La méthode proposée permet une détermination du facteur de portance en fonction de la pression limite, qui est maintenant continue ; elle affirme l'impérative nécessité de bien connaître les formations qui intéressent les fondations, et l'importance capitale de l'histoire géologique des sites.

MOTS CLÉS : 42 - Fondation - Profondeur - Calcul - Facteur de portance - Pressiomètre - Pression - Comportement - Sol - Pieu.

Préambule

Dans la méthode de calcul de la portance des fondations proposée par Louis Ménard [1] en 1963, la pression moyenne à la rupture q_l sous la base d'une fondation dépend de la pression limite horizontale mesurée lors d'un essai d'expansion pressiométrique p_l par l'intermédiaire d'un facteur de portance k_p .

La relation s'écrit :

$$q_l - q_o = k_p(p_l - p_o)$$

mais est souvent simplifiée sous la forme :

$$q_l = k_p p_l$$

avec :

q_o , pression verticale totale naturelle à la profondeur considérée,

p_o , pression horizontale totale naturelle correspondante.

Le facteur k_p n'a jamais reçu de formulation analytique complète, notamment parce que l'exécution des fondations profondes perturbe sensiblement le comportement du sol à l'entour et sur les surfaces de contact entre le sol et la fondation. Les valeurs de k_p utilisées pour le calcul des fondations ont pour cette raison une origine expérimentale et ont été formulées sous forme de courbes reliant la pression limite et le facteur k_p pour différentes combinaisons de types de sols/roches et de méthodes d'exécution des fondations (Fascicule 62, 1993).

Cet article propose une modification du mode de détermination du facteur k_p au moyen de formules analytiques qui assurent la continuité entre les courbes relatives à différents types de sols, mais conservent une partie d'origine expérimentale sous la forme d'un facteur de modèle et de mise en œuvre. Il présente les développements théoriques correspondants puis des comparaisons avec les données expérimentales et les règlements en vigueur en France.

Définitions et principes

L'inventeur de la méthode, Louis Ménard [1], dans les développements théoriques de l'époque, a utilisé la pression limite correspondant à une expansion infinie de la sonde de mesure. Ce n'est plus le cas actuellement, et il est nécessaire de rappeler avec précision l'ensemble des définitions et hypothèses auxquelles il est fait appel, pour les justifications qui suivent ; les figures 1 à 3 illustrent ces définitions.

- La **pression limite** est mesurée lors de l'expansion d'une sonde cylindrique, suffisamment longue pour assurer un champ de contrainte horizontal et de révolution. Deux valeurs seront utilisées par la suite :

p_l : pression limite normalisée, liée au doublement de volume de la sonde,

$p_{l,\infty}$: pression limite, correspondant à une expansion infinie.

La pression de confinement initial p_0 est supposée constante sur toute la hauteur de la sonde : c'est la pression des terres au repos au niveau du centre de la sonde de mesure. L'essai est un essai de chargement rapide, réalisé donc en conditions non drainées.

- On fait appel également à la **pression limite sphérique**, notée $p_{l,s,\infty}$, correspondant à une expansion infinie d'une sphère de volume initial V_0 , et soumise à une pression de confinement initiale isotrope p_0 ; cette contrainte p_0 est dans la réalité variable suivant la direction des normales à la sphère.

- Sous la base du pieu (ou sous la semelle), on définit de même la **contrainte de rupture** $q_{l,\infty}$ correspondant à un enfoncement extrêmement important de la fondation. Par convention, on se limite en pratique à q_l obtenu pour un enfoncement du $1/10^e$ du diamètre ou de la dimension transversale de la fondation. Les contraintes correspondantes (rapport de la charge à la surface chargée), sont des valeurs moyennes, du fait de la très grande rigidité de la fondation.

Pour un sol homogène, défini plus loin, l'étude théorique stricte, sous forme analytique, du facteur de portance k_p n'est pas possible puisqu'on ne sait pas exprimer q_l , contrairement à p_l . Les considérations théoriques de Louis Ménard sur l'analogie de comportement entre la pointe et la sollicitation sphérique, l'ont conduit à faire l'hypothèse d'une relation simple entre $q_{l,\infty}$ et $p_{l,s,\infty}$, qu'on écrira $q_{l,\infty} = k_a p_{l,s,\infty}$.

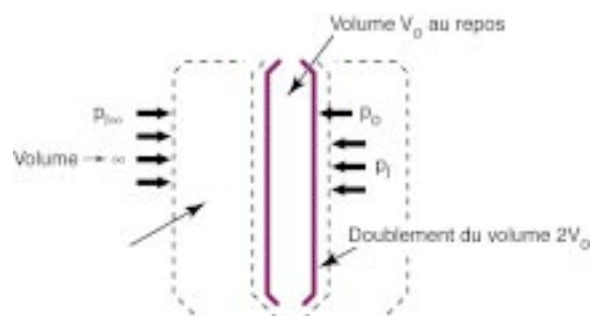


Fig. 1 - Notations utilisées pour l'expansion de la sonde pressiométrique.

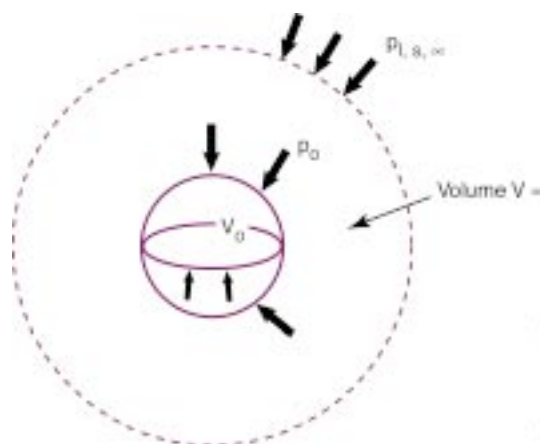


Fig. 2 - Expansion d'une sonde sphérique.

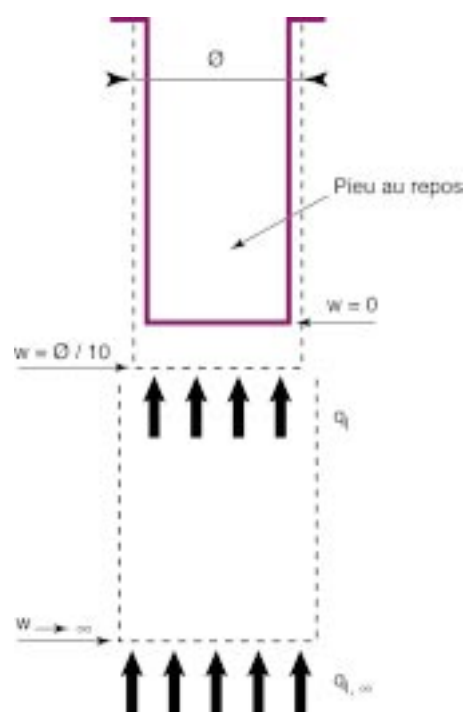


Fig. 3 - Poinçonnement sous la fondation.

En raisonnant pour des déformations infinies, on peut aussi écrire :

$$q_{l,\infty} = k_{p,\infty} p_{l,\infty} = k_a p_{l,s,\infty} \quad (1)$$

Si l'on exprime ces relations, mais en respectant les critères retenus pour les déformations de la sonde cylindrique et de la fondation, on peut de même écrire :

$$q_l = k_p p_l \quad (2)$$

Dans les deux égalités (1) et (2), on sait exprimer $p_{l,\infty}$, $p_{l,s,\infty}$ et p_l . Elles conduisent à :

$$\frac{q_l}{q_{l,\infty}} = k_b = \frac{k_a p_{l,s,\infty}}{k_p p_l}, \text{ soit } k_p = k_a k_b \frac{p_{l,s,\infty}}{p_l}$$

On remarque que, par sa définition même, le coefficient $k_b = \frac{q_l}{q_{l,\infty}}$ n'est que légèrement inférieur à 1.

- Cette valeur de k_p dépend du rapport $\frac{P_{\ell,s,\infty}}{P_\ell}$, qu'on appellera **facteur de portance de référence**, $k_{p,ref}$, et qui peut s'écrire analytiquement. Il constitue le « noyau » de base de calcul de k_p , tabulé par Ménard déjà cité et plus tard par Djafari et Frank [2], qui l'ont assorti de facteurs correctifs.

Le coefficient $k_a k_b$, qu'on ne peut calculer, ne pourra résulter que d'un calage expérimental, simultanément au calage nécessité par les effets de l'exécution, ci-dessous.

- En effet, un autre facteur, k_e , corrigeant le précédent, a trait aux modifications des propriétés mécaniques du sol. Il traduit l'influence de la mise en œuvre de la fondation.

En définitive pour une fondation réelle, le facteur de portance k_p s'écrit :

$$k_p = k_a \cdot k_b \cdot k_e \cdot k_{p,ref} \quad \text{qu'on écrira sous la forme } k_p = k_{p,ref} \times k_m$$

- > le premier facteur est calculable $k_{p,ref}$, et ne dépend que des caractéristiques du massif de sol,
- > le second facteur, k_m , est lié fortement au mode de mise en œuvre et au modèle ; il ne peut être déterminé qu'expérimentalement, à partir d'essais de chargement statique ; on l'appellera facteur de modèle et de mise en œuvre.

Expression des pressions limites cylindrique et sphérique

Le comportement du sol, supposé homogène et isotrope, obéit, pour les calculs qui suivent, à une loi de Mohr-Coulomb ; le sol est donc élastique linéaire, parfaitement plastique, mais également dilatant (ou contractant). Il est caractérisé par :

- > l'angle de frottement interne φ et la cohésion c ,
- > l'angle de frottement à l'état critique φ_i , qui correspond à un état de densité tel que, lors du cisaillement, la variation de volume du sol est nulle.

$\varphi - \varphi_i = \psi$ est l'angle de la dilatance (> 0) ou de contractance (< 0).

G est le module de cisaillement ; E , module d'Young, vaut $2(1 + \nu)G$, où ν est le coefficient de Poisson.

Enfin le sol, de poids volumique γ , est caractérisé par un coefficient de poussée des terres au repos K_0 tel que $p_o(z) = K_0 q_o(z)$, où q_o et p_o sont respectivement les contraintes horizontale et verticale au niveau z dans le sol.

Pression limite d'expansion cylindrique

Celle-ci s'écrit sous les formes condensées simples suivantes, préconisées par Combarieu [3] :

- pour les **sols strictement pulvérulents**,

$$p_{1,\infty}^\varphi = a(\varphi) \gamma z \left[\frac{G}{\gamma z a(\varphi) v(\varphi)} \right]^{v(\varphi)} = 2^{v(\varphi)} p_1^\varphi(z)$$

avec :

$$a(\varphi) = 1 \quad \text{si } K_0(1 + \sin \varphi) < 1$$

$$a(\varphi) = K_0(1 + \sin \varphi) \quad \text{si } K_0(1 + \sin \varphi) > 1$$

$$v(\varphi) = \frac{\sin \varphi (1 + \sin \psi)}{1 + \sin \varphi}$$

$v(\varphi)$ est donnée dans le tableau I. Pour les diverses applications qui suivront, on a convenu d'adopter une valeur moyenne correspondant à $\varphi_i = 32,5$ degrés, les variations autour de cette valeur n'affectant que modérément les résultats. C'est d'autre part une valeur représentative de nombreux sables, d'après Bolton [4].

- pour les **sols à la fois cohérents et pulvérulents**, l'introduction d'une cohésion c , en vertu du principe des états correspondants, conduit à :

$$p_1^{\varphi,c}(z) \left(\text{ou } p_{1,\infty}^{\varphi,c} \right) + c \cotg \varphi \quad (4)$$

$$= p_1^\varphi(z) \left(\text{ou } p_{1,\infty}^\varphi(z) \right)$$

$$\left[1 + \frac{c \cotg \varphi (1 + \sin \varphi)}{\gamma z a(\varphi)} \right]^{1 - v(\varphi)}$$

- pour les **sols purement cohérents**, les valeurs de pressions limites exprimées en contraintes totales (de même que p_o) sont données par

$$p_1^c - p_o = c \left(1 + \ln \frac{G}{2c} \right) \quad (5)$$

$$p_{1,\infty}^c - p_o = c \left(1 + \ln \frac{G}{c} \right)$$

TABLEAU I
Valeur de la fonction $v(\varphi)$

| φ degrés | 25 | 27,5 | 30 | 32,5 | 35 | 37,5 | 40 | 42,5 TM | 45 | 47,5 |
|------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|--------------------|-------|-------|
| 27,5 | 0,284 | 0,316 | 0,348 | 0,38 | 0,412 | 0,444 | 0,476 | 0,506 | 0,539 | 0,57 |
| 30 | 0,271 | 0,302 | 0,333 | 0,368 | 0,396 | 0,428 | 0,459 | 0,490 | 0,521 | 0,552 |
| 32,5 | 0,258 | 0,288 | 0,319 | 0,350 | 0,380 | 0,401 | 0,442 | 0,473 | 0,504 | 0,534 |
| 35 | 0,245 | 0,275 | 0,304 | 0,334 | 0,365 | 0,395 | 0,425 | 0,456 | 0,486 | 0,516 |

Les valeurs de $(p_1 - p_0)/c$, G/c et $G/(p_1 - p_0)$, liées suivant les relations (4), sont données dans le tableau II.

Pression limite d'expansion sphérique

Elle peut s'écrire, toujours d'après Combarieu [3] :

- pour les **sols strictement pulvérulents**,

$$p_{1,s,\infty}^\varphi = \gamma z b(\varphi) \left[\frac{G}{\gamma z v(\varphi) b(\varphi)} \right]^{\frac{4}{3}v(\varphi)} \quad (6)$$

avec $b(\varphi) = \frac{3(1 + \sin\varphi)}{3 - \sin\varphi} \left(\frac{1}{2} + \frac{\pi}{4} K_o \right)$; le facteur $\frac{1}{2} + \frac{\pi}{4} K_o$ est lié à l'anisotropie de la contrainte de confinement, comme explicité en [3] ;

- pour un **sol cohérent et pulvérulent**,

$$p_{1,s,\infty}^{\varphi,c}(z) + c \cotg \varphi \quad (7)$$

$$= p_{1,s,\infty}^\varphi(z) \left[1 + \frac{4c}{\gamma z (2 + \pi K_o)} \right]^{1 - \frac{4}{3}v(\varphi)}$$

- pour les **sols purement cohérents**,

$$p_{1,s,\infty}^c(z) = \gamma z \frac{2 + \pi K_o}{4} + \frac{4}{3} c \left(1 + \ln \frac{G}{c} \right) \quad (8)$$

Le facteur de portance pour les sols strictement pulvérulents

Outre les sols que l'on peut qualifier sans ambiguïté de pulvérulents, on peut classer dans cette catégorie d'autres matériaux en fonction de leur genèse et de leur structure. Ce peut être le cas de roches ayant fortement évolué, telles les arènes granitiques ou des roches dures très fragmentées où la granulométrie est telle que la dimension de la fondation est significative devant celle des fragments. C'est le cas aussi, à notre avis, pour certaines craies dures très morcelées.

Le facteur de portance de référence $k_{p,ref}$

C'est, par définition, le rapport de la pression limite infinie d'expansion sphérique $p_{1,s,\infty}$ à la pression limite d'expansion cylindrique p_1 , normalisée.

Pour les sols pulvérulents, les relations (3) et (6), conduisent à :

$$k_{p,ref}^\varphi(z) = 2 \left[\frac{b(\varphi)}{2a(\varphi)} \right]^{1 - v(\varphi)} \left[\frac{G}{\gamma z b(\varphi) v(\varphi)} \right]^{\frac{v(\varphi)}{3}}$$

ce qui permet d'exprimer $k_{p,ref}$ à partir des caractéristiques mécaniques du sol. Il dépend de z mais, si l'on admet, en première approximation, que le module de cisaillement G croît linéairement avec z , $G = G_o \lambda z$, alors $G/\gamma z$ est constant, et $k_{p,ref}$ est alors indépendant de z , ce qui donne toute sa signification au facteur de portance. Cependant, la forme donnée ci-dessus n'est guère utilisable dans la pratique courante. On peut par contre l'écrire sous une forme différente qui fait apparaître la pression limite seule,

$$k_{p,ref}^\varphi = 2 \left[\frac{b(\varphi)}{2a(\varphi)} \right]^{1 - \frac{4}{3}v(\varphi)} \left[\frac{p_1^\varphi}{\gamma z a(\varphi)} \right]^{\frac{1}{3}} \quad (9)$$

Après développement, on obtient deux expressions :

pour $K_o(1 + \sin\varphi) < 1$

$$k_{p,ref} = A(\varphi, K_o) \left[\frac{p_1^\varphi}{\gamma z} \right]^{\frac{1}{3}} \quad (10)$$

pour $K_o(1 + \sin\varphi) > 1$

$$k_{p,ref} = A(\varphi, K_o) \quad (11)$$

$$\left[K_o(1 + \sin\varphi) \right]^{\frac{4}{3}(v(\varphi) - 1)} \left[\frac{p_1^\varphi}{\gamma z} \right]^{\frac{1}{3}}$$

$$\text{où } A(\varphi, K_o) = 2 \left[\frac{3(2 + \pi K_o)(1 + \sin\varphi)}{8(3 - \sin\varphi)} \right]^{1 - \frac{4}{3}v(\varphi)}$$

TABLEAU II
Valeurs des facteurs de la relation (4)

| $\frac{G}{c}$ | 5 | 10 | 15 | 20 | 30 | 50 | 100 | 200 | 300 | 400 | 500 |
|----------------------------------|------|------|------|------|------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| $\frac{G}{p_{1,\infty} - p_0}$ | 1,92 | 3,03 | 4,04 | 5 | 6,82 | 10,18 | 17,82 | 31,75 | 44,78 | 57,14 | 69,35 |
| $\frac{p_{1,\infty}^c - p_0}{c}$ | 2,61 | 3,30 | 3,71 | 4 | 4,40 | 4,91 | 5,61 | 6,30 | 6,70 | 7,00 | 7,21 |
| $\frac{G}{p_1 - p_0}$ | 2,61 | 1,92 | 4,97 | 6,06 | 8,08 | 11,85 | 20,36 | 35,65 | 50 | 63,5 | 79,69 |
| $\frac{p_1^c - p_0}{c}$ | 1,92 | 2,61 | 3,02 | 3,30 | 3,71 | 4,22 | 4,91 | 5,61 | 6,01 | 6,30 | 6,52 |

Les propriétés de la fonction $A(\varphi, K_0)$ confèrent à ces expressions un intérêt pratique évident. Ainsi, pour les sols pulvérulents normalement consolidés pour lesquels $K_0(1 + \sin \varphi)$ est le plus souvent inférieur à 1, si l'on admet, pratique courante, que $K_0 = 1 - \sin \varphi$, on constate par l'étude de la fonction qu'elle est pratiquement constante, et vaut $1 + \frac{\pi}{4}$.

Dans ces conditions, on peut admettre que :

$$k_{p,ref}^\infty = \left(1 + \frac{\pi}{4}\right) \left[\frac{p_1^\varphi}{\gamma z}\right]^{\frac{1}{3}} \quad (12)$$

ce qui permet la détermination directe du facteur de portance à partir de la pression limite mesurée et du « poids des terres » γz (déjaugé si nécessaire), ou plus généralement q_0 .

De la même façon, lorsque $K_0(1 + \sin \varphi) > 1$, ce qui correspond généralement à des sols surconsolidés, on peut adopter

$$k_{p,ref}^\varphi = \frac{3}{1 + K_0} \left[\frac{p_1^{\varphi-1}}{\gamma z}\right]^{\frac{1}{3}} \quad (13)$$

De manière plus générale, dans la mesure où l'on peut apprécier le coefficient de pression des terres au repos K_0 , et la valeur de l'angle de frottement φ , il est possible d'améliorer la détermination de $k_{p,ref}$. En effet, $A(\varphi, K_0)$ s'écrit avec une excellente approximation, pour $\varphi > 15$ degrés, (avec $\varphi_i = 32,5$ degrés)

$$A(\varphi, K_0) = \frac{1}{3} + \frac{3}{2}K_0 + \left(2 - \frac{3}{2}K_0\right) \sin \varphi$$

$$\text{et } [K_0(1 + \sin \varphi)]^{\frac{4}{3}[v(\varphi) - 1]} \approx \frac{2}{3K_0^m}$$

où m est donné par le tableau III.

TABLEAU III

| φ degrés | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 | 45 |
|------------------|-----|----|-----|-----|-----|-----|
| m | 1,1 | 1 | 0,9 | 0,8 | 0,7 | 0,6 |

Dans ce cas, il est nécessaire de bien connaître l'histoire géologique du site, de bien appréhender la nature et la compacité du sol. On remarque que l'on peut tout aussi bien utiliser les formules littérales complètes (10) et (11).

• **Étude du rapport** $\frac{p_1^\varphi}{\gamma z}$

Il vaut, d'après (3) $a(\varphi) \left[\frac{G}{2\gamma z a(\varphi)v(\varphi)}\right]^{v(\varphi)}$; cependant, on constate expérimentalement que G croît, en massif homogène, avec la profondeur z ; on peut adopter, le sol étant essentiellement frottant et normalement consolidé, une loi de variation de la forme

$$G(z) = G_0 [(1 + n\gamma z)^{1/n} - 1] \quad \text{où } n \geq 1, \quad (14),$$

qui correspond à un module nul en surface, où le taux de croissance est λ ; d'après des mesures récentes, n paraît se situer vers $4/3$; le cas où n est égal à 1, conduit à $G(z) = G_0 \lambda z$ qui simplifie les développements qui suivent.

Le rapport

$$\frac{p_1^\varphi}{\gamma z} = a(\varphi) \left[\frac{G_0}{2\gamma a(\varphi)v(\varphi)} \frac{(1 + n\lambda z)^{1/n} - 1}{z}\right]^{v(\varphi)},$$

pour les ordres de grandeur de n évoqués, varie très lentement avec z et peut être considéré comme constant pour les profondeurs z habituellement concernées pour les fondations profondes. Ce rapport peut être considéré comme une caractéristique intrinsèque du massif, en liaison directe avec sa « compacité ». Les tableaux IV.a et IV.b ci-dessous, concernant deux sables respectivement très dense et très lâche, illustrent cette propriété; on y a également fait figurer la valeur du facteur de référence $k_{p,ref}$.

TABLEAU IV.a

Valeurs de $p_1^\varphi/\gamma z$ et $k_{p,ref}$ pour un sable dense

| $z(m)$ | 1 | 2 | 5 | 10 | 20 | 30 | 40 | 50 |
|------------------------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| $p_1^\varphi/\gamma z$ | 16,6 | 16,5 | 16,2 | 15,8 | 15,3 | 14,9 | 14,6 | 14,3 |
| $k_{p,ref}(11)$ | 3,82 | 3,82 | 3,8 | 3,77 | 3,72 | 3,69 | 3,67 | 3,64 |

$\varphi = 43$ degrés ; $\psi = 10$ degrés ; $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$; $G_0 = 40 \text{ MPa}$; $\lambda = 0,1 \text{ m}^{-1}$; $n = \frac{4}{3}$; $K_0 = 1$.

TABLEAU IV.b

Valeurs de $p_1^\varphi/\gamma z$ et $k_{p,ref}$ pour un sable lâche

| $z(m)$ | 1 | 2 | 5 | 10 | 20 | 30 | 40 | 50 |
|------------------------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| $p_1^\varphi/\gamma z$ | 2,71 | 2,70 | 2,68 | 2,66 | 2,61 | 2,58 | 2,54 | 2,48 |
| $k_{p,ref}(10)$ | 2,48 | 2,48 | 2,47 | 2,47 | 2,44 | 2,43 | 2,42 | 2,41 |

$\varphi = 32$ degrés ; $\psi = 0$ degrés ; $\gamma = 8 \text{ kN/m}^3$; $G_0 = 2 \text{ MPa}$; $\lambda = 0,05 \text{ m}^{-1}$; $n = \frac{4}{3}$; $K_0 = 0,5$.

On constate bien la quasi-constance de $k_{p,ref}$ qui traduit la portance en pointe d'un pieu dont l'installation n'affecterait pas les caractéristiques du sol. Ce serait sans doute le cas par exemple du sable très dense pour un pieu de type battu, sans néanmoins préjuger de la possibilité de battage dans ce sable, dont les pressions limites sont rapidement très élevées. Ainsi à $z = 10 \text{ m}$, p_1^φ vaut $3,16 \text{ MPa}$, avec un module G de 40 MPa valeur à laquelle on peut associer un module pressio-

métrique E_M de l'ordre de 30 MPa, ce qui correspond *a priori* à un battage très difficile.

Par contre, ce n'est pas le cas pour le sable lâche, dont les pressions limites sont très faibles (0,21 MPa à 10 m) et se trouveront augmentées au voisinage de la pointe d'un pieu battu avec déplacement par refoulement. Pour des pieux battus de type ouvert (tube ou caisson de palplanche), on peut penser que, dans ce même sable, les modifications seront minimales, même si le simple fait de générer des chocs ou des vibrations entraîne inévitablement une certaine densification du matériau, particulièrement peu dense dans l'exemple choisi.

• L'encastrement critique

La valeur de $k_{p,ref}$ n'est applicable à la pointe, qu'au delà d'une certaine profondeur z dans le sol homogène, telle qu'il n'y ait pas d'interaction entre la pointe et la surface.

C'est la profondeur critique h_c ; elle dépend de la dimension transversale Φ de la fondation, et l'on utilise de ce fait le rapport h_c/Φ ; en sol hétérogène, cette définition géométrique est modifiée pour tenir compte des variations mécaniques des divers horizons, et l'on parle de la profondeur critique équivalente h_{ce}/Φ qui lui est associée.

Cette notion, résultant d'expérimentations déjà anciennes, est actuellement l'objet de réflexions ; cependant le fascicule 62-titre V du CCTG [5] a simplifié un peu hâtivement ce que l'ancien règlement FOND 72 [6] préconisait et qui a été conservé dans le DTU 13.2 [7], au moins en ce qui concerne la méthode pressiométrique. Il nous paraît raisonnable de moduler la valeur h_c/Φ en fonction de la compacité du sol, et de conserver ce qui est en vigueur dans le DTU, à savoir :

$h_c/\Phi = 2$, pour les argiles et limon de faible compacité

$h_c/\Phi = 5$, pour les argiles et les limons compacts, marne, sables lâches

$h_c/\Phi = 8$ pour les sables et graves denses.

En deçà de ces valeurs, le facteur de portance de référence est déterminé par extrapolation, sachant qu'il vaut 0,8 pour la fondation posée en surface. Ces règles ne sont néanmoins pas très satisfaisantes, puisque, dans un sol qualifié d'homogène, la pression limite ne constitue pas un indicateur très pertinent de compacité ; le recours, par contre, au rapport $p_l/\gamma z$, serait sans doute plus pertinent pour définir l'encastrement critique.

Le facteur de mise en œuvre k_e

L'exécution du pieu entraîne une modification des caractéristiques initiales G , φ , et en conséquence p_l du sol. On peut la traduire par l'introduction d'une pression limite modifiée p_l^{φ} ; la contrainte q_l , après exécution, sous le pieu est en effet telle que, dans les conditions de (12) :

$$q_l/p_l^{\varphi} = k_a k_b \left(1 + \frac{\pi}{4}\right) \left(\frac{p_l^{\varphi}}{\gamma z}\right)^{1/3} ;$$

ce qui conduit à :

$$k_p = \frac{q_l}{p_l^{\varphi}} = k_a k_b \left(1 + \frac{\pi}{4}\right) \left(\frac{p_l^{\varphi}}{p_l^{\varphi}}\right)^{4/3} \left(\frac{p_l^{\varphi}}{\gamma z}\right)^{1/3} ;$$

cela signifie que le facteur lié uniquement à l'exécution

k_e vaut $\left(\frac{p_l^{\varphi}}{p_l}\right)^{4/3}$. Traduit sous cette forme, il apparaît

logique de considérer que, dans des sables ou graves suffisamment denses, des pieux battus de type ouvert ou refoulant ne modifient pas la pression limite initiale p_l^{φ} . C'est l'inverse pour des sables lâches où le battage d'éléments obturés densifie le sol et conduit à une pression $p_l^{\varphi} > p_l$, alors qu'un tube ouvert conservera, ou à peu près, la compacité initiale du sol. Les pieux forés, quant à eux, entraîneront une chute des caractéristiques, et une valeur de k_e inférieure à 1.

Propositions pour le facteur de mise en œuvre et de modèle, k_m

Le rapprochement avec les valeurs k_p donnée par le Fascicule 62 titre V et son additif [8], ou préconisées dans les publications récentes pour de nouveaux types de pieux, conduit (tableau V) à proposer les valeurs suivantes de k_m pour les sols pulvérulents.

TABLEAU V
Valeurs du coefficient k_m , sols pulvérulents

| p_l^{φ} (MPa) | 1 | | 3 |
|--|------|------------------------------|------|
| Tube, caisson ouvert, pieu HP | 0,85 | 0,85 | 0,85 |
| Pieu à déplacement, pieu vissé | 1,45 | $1,45 - 0,3(p_{\ell} - 1)$ | 0,85 |
| Pieu tarière, type 2 et 3 | 0,6 | $0,6 - 0,075(p_{\ell} - 1)$ | 0,45 |
| Pieu foré | 0,45 | $0,45 - 0,075(p_{\ell} - 1)$ | 0,3 |
| Valeurs à augmenter de 20 % en cas d'injection en pointe | | | |

On a fixé un peu arbitrairement des valeurs seuils pour p_l , en deçà desquelles les coefficients minorateurs ou majorateurs à appliquer sont constants. Pour un type de pieu donné, le coefficient k_m varie, partant du principe qu'on peut plus facilement déstructurer un sol de très bonnes caractéristiques qu'un sol où celles-ci sont déjà extrêmement faibles à l'origine. La valeur de 3 MPa nous paraît constituer une valeur au delà de laquelle il paraît difficile d'améliorer substantiellement la pression limite par battage ; cependant, comme pour l'encastrement critique, la seule pression limite n'est sans doute pas le critère le plus pertinent pour fixer ces seuils.

En ce qui concerne les tubes et caissons ouverts, le coefficient uniforme 0,85 signifie que l'on admet que la mise en place du pieu pour des $p_1 < 3$ Mpa s'accompagne d'une pénétration dans le sol à l'emporte-pièce, qui ne modifie pas les caractéristiques du sol ; au-delà de 3 Mpa, on considère que le pieu équivaut à un pieu fermé à déplacement. Ce choix $k_m = 0,85$ est sans aucun doute simplificateur.

Applications

Si l'on reprend le cas du sable dense décrit dans le tableau IV.a ($p_\ell/\gamma z = 16$, $k_{p,ref} = 3,77$), l'application au cas d'un pieu de diamètre 0,40 m et de 8 m de longueur, conduit respectivement aux valeurs du facteur de portance k_p suivantes, qui sont comparées à celles données par le Fascicule 62 titre V et le DTU 13.2.

| | Propositions faites | Fascicule 62 titre V | DTU 13.2 |
|------------------------------|---------------------|----------------------|-----------|
| Tube battu ouvert | 2,25* | 1,6 | non prévu |
| Tube battu fermé, pieu vissé | 3,71 | 3,2 | 4,35 |
| Pieu en tarière creuse | 1,82 | 1,8 | 2,6 |
| Pieu foré | 1,26 | 1,2 | 2,6 |

* La vérification au frottement intérieur, conduit à réduire à 2,25 la valeur k_p de 3,40 pour la pointe.

L'application, pour le sable lâche du tableau IV.b ($p_\ell/\gamma z = 2,65$, $k_{p,ref} = 2,43$), au cas d'un pieu de même diamètre, mais de 15 m de longueur, conduit aux valeurs de k_p ci-contre.

Enfin, quelques résultats obtenus dans des formations de sable ou grave, à l'occasion d'essais de chargement statique de pieux instrumentés, avec mesure de l'effort limite en pointe, permettent une comparaison entre

| | Propositions faites | Fascicule 62 Titre V | DTU 13.2 |
|------------------------------|---------------------|----------------------|-----------|
| Tube battu ouvert | 2,20 | 2,10 | non prévu |
| Tube battu fermé, pieu vissé | 3,55 | 4,2 | 2,7 |
| Pieu en tarière creuse | 1,48 | 1,5 | 0,9 |
| Pieu foré | 1,10 | 1 | 0,9 |

les valeurs réelles de k_p et celles calculées par les expressions précédentes. Le tableau VI donne les principaux éléments relatifs à ces essais publiés en 1990 [9].

Les sols purement cohérents

Dans les sols purement cohérents, la valeur du rapport

$$\frac{p_{1,s,\infty}}{p_1} \text{ est donnée par } \frac{\gamma z \frac{2 + \pi K_o}{4} + \frac{4}{3}c \left(1 + \ln \frac{G}{c}\right)}{\gamma z + c \left(1 + \ln \frac{G}{2c}\right)} ; \text{ si}$$

l'on néglige les termes en γz , ce qui est souvent admissible lorsque l'on prévoit des pieux, ce rapport conserve une valeur pratiquement constante, pour les valeurs de $\frac{G}{c}$ rencontrées, de 1,50 environ. On propose, en raison des critères de déformations évoqués en II, d'appliquer à cette valeur un léger abattement, conduisant à adopter $k_{p,ref} = 1,40$.

Dans le respect des règles et valeurs habituelles du Fascicule 62 et des résultats expérimentaux ultérieurs, il est proposé les coefficients finaux k_p suivants (tableau VII), qui intègrent implicitement un facteur de mise en œuvre et de modèle k_m .

TABLEAU VI
Valeurs mesurées et calculées de k_p sur des sites de sols pulvérulents

| Site | N° de l'essai | Type de pieu | Nature du sol en pointe | k_p exp. | k_p calculé | k_p fasc. 62 | k_p DTU 13.2 | p_ℓ (MPa) |
|-------------------------------|------------------|----------------------------|------------------------------|--------------|---------------|----------------|----------------|----------------|
| Le Havre (76) | 15a | métal battu fermé | grave | 4,11 | 3,9 | 3,7 | 3,17 | 2 |
| Coudekerque (59) | 21a | préfabriqué lancé et battu | sable ($K_o = 1$) | 2,93 | 3,80 | 3,2 | 4,35 | 2,5 |
| Bayonne (64) | 39a ₁ | foré à la boue | grave injection | 0,96 1,31 | 1,05 1,26 | 1,2 | 2,6 | 3 |
| Bayonne (64) | 39b | métal battu fermé | grave | 2,31 | 3,22 | 3,2 | 4,35 | 4 |
| Dunkerque (59) | 46c | caisson battu fermé | sable | 4,48 | 5,42 | 3,7 | 3 | 2,2 |
| Dunkerque (59) | 46d | caisson battu fermé | sable | 4,87 | 4,98 | 3,7 | 2,7 | 1,4 |
| Saint-Rémy-lès-Chevreuse (78) | 52 | tube métal battu fermé | sable (en cuve) | 5,42 | 4,54 | 4,2 | 1,5 | 0,4 |
| Nogent-sur-Seine (10) | 56 | barrette forée | sable et graviers | 1,05 | 1,33 à 1,66 | 1,2 | 2,6 | 4,3 |
| Colombes (95) | 57 | tarière creuse type III | sable et gravier ($K_o=1$) | 2,08 | 2,50 | 1,7 | 4 | 2 |

TABLEAU VII
Valeurs de k_p proposées pour les sols cohérents

| | |
|---|---|
| $k_p^c = 1,4 + \frac{p_1^c}{12}$ | pieux refoolants fermés ou ouverts |
| $k_p^c = 1,3 + \frac{p_1^c}{12}$ | pieux à la tarière creuse types II et III |
| $k_p^c = 1,1 + \frac{p_1^c}{12}$ | pieux forés |
| $k_p^c = 1,6 + \frac{p_1^c}{12}$ | pieux vissés |
| Valeurs à augmenter de 20 % pour les sols injectables en pointe p_1^c , exprimé en MPa, est borné à 2,4 MPa. | |

Le tableau VIII donne les valeurs de k_p^c ainsi obtenues, à côté de celles déduites des essais de chargement, déjà évoqués [9] ou plus récents [10].

Les sols cohérents et frottants

Le facteur de portance de référence

Il existe toute une catégorie de sols doués à la fois de cohésion et de frottement qui, sous sollicitation rapide (essai pressiométrique ou essai de chargement par la fondation), mobilisent en conditions non drainées à la fois cohésion $c_{uu}(c)$ et angle de frottement $\varphi_{uu}(\varphi)$, lesquels diffèrent pour ces sols des caractéristiques à long termes c' et φ' . Ces sols sont soit hors d'eau avec un degré de saturation en eau qui peut varier, soit en permanence saturés.

Il s'agit par exemple des limons éoliens, des limons et argiles de solifluxion, des altérations d'une roche mère

tels les limons schisteux, des argiles à silex issues de la décalcification de la craie, des craies altérées, etc.

Ces matériaux nécessitent une identification précise, car ils pourront pour certains être assimilés, à l'extrême, à des sols pulvérulents ou au contraire cohérents. Il existe donc une réelle difficulté pour calculer des fondations qui les intéressent.

Le facteur de portance $k_{p,ref}^{\varphi,c}$ est obtenu à partir des deux expressions (5) et (7) et s'écrit :

$$\frac{p_{1,s,\infty}^{\varphi,c}}{p_1^{\varphi,c}}, \text{ soit}$$

$$\frac{p_{1,s,\infty}^{\varphi} \left[1 + \frac{4c \cotg \varphi}{(2 + \pi K_o) \gamma z} \right]^{1 - \frac{4}{3} v(\varphi)} - c \cotg \varphi}{p_1^{\varphi} \left[1 + \frac{c \cotg \varphi (1 + \sin \varphi)}{a(\varphi) \gamma z} \right]^{1 - v(\varphi)} - c \cotg \varphi} \quad (15)$$

Dans la mesure où l'on peut négliger le terme $c \cotg \varphi$, on constate que si $\frac{c \cotg \varphi}{\gamma z}$ est petit, $k_{p,ref}^{\varphi,c}$ s'identifie à

$k_{p,ref}^{\varphi}$; la cohésion n'a plus d'influence pour les profondeurs importantes.

La combinaison des formules (5), (9) et (16), en négligeant le terme isolé $c \cotg \varphi$, permet d'exprimer directement le facteur de portance à partir de $p_1^{\varphi,c}$, avec :

$$k_{p,ref}^{\varphi,c} = A(\varphi, K_o) \times \quad (16)$$

$$\left[\frac{\left[1 + \frac{4c \cotg \varphi}{(2 + \pi K_o) \gamma z} \right]^{1 - \frac{4v(\varphi)}{3}}}{\left[a(\varphi) + \frac{c \cotg \varphi (1 + \sin \varphi)}{\gamma z} \right]^{\frac{4}{3}(1 - v(\varphi))}} \right] \left[\frac{p_1^{\varphi,c}}{\gamma z} \right]^{\frac{1}{3}}$$

TABLEAU VIII
Valeurs mesurées et calculées de k_p sur des sites de sols purement cohérents

| Site | N° de l'essai | Type de pieu | Nature des sols en pointe | k_p exp. | k_p calculé | k_p fasc. 62 | k_p DTU 13.2 | p_ℓ (MPa) |
|------------------|---------------|--------------|---------------------------|--------------|---------------|----------------|----------------|----------------|
| Cran (35) | 10a | vériné | argile molle | 1,4 | 1,44 | 1,4 | 1,5 | 0,5 |
| Risle (27) | 12a | foré | limon plastique injection | 1,02 1,53 | 1,27 1,52 | 1,3 | 1,6 | 2 |
| Risle | 12 b | foré | limon plastique | 1,06 à 1,18 | 1,27 | 1,3 | 1,6 | 2 |
| Risle | 12a | foré | limon | 0,90 | 1,27 | 1,3 | 1,6 | 2 |
| Roubaix (59) | 35a | foré | argile | 0,84 | 1,18 | 1,15 | 1,20 | 1 |
| Roubaix | 35b | foré | argile | 1,1 | 1,31 | 1,25 | 1,6 | 2,5 |
| Tourcoing (59) | 37 | vissé | argile | 3,14 | 1,26 | 1,2 | 1,6 | 1,9 |
| Mouvoux (59) | 40 | battu | argile | 2,03 | 1,52 | 1,7 | 1,6 | 1,4 |
| Neufchateau (88) | 41a | battu | argile marneuse | 0,46 | 1,62 | 1,6 | 2,7 | 2,7 |
| Neufchateau | 41a2 | battu | argile | 1,61 | 1,62 | 1,6 | 2,7 | 2,4 |
| Neufchateau | 41b | battu | argile marneuse | 0,98 | 1,67 | 1,6 | 2,7 | 3,3 |
| Montoir (44) | 72a | battu | sable fin argileux | 1,48 | 1,46 | 1,4 | 1,5 | 0,7 |

L'expression (16) est certes complexe ; connaissant $p_{\ell}^{\varphi,c}$, que l'on mesure en place, l'appréciation des valeurs de c et φ est nécessaire pour obtenir un bon ordre de grandeur de $k_{p,ref}^{\varphi,c}$.

En l'état actuel de la pratique des essais pressiométriques, et dans la mesure où l'on souhaite utiliser une telle expression, deux voies seraient envisageables pour estimer ces deux paramètres c et φ .

① Une première consiste à rechercher quel couple de valeur on peut, de façon réaliste, attribuer au sol ; ce couple doit, de plus, est compatible avec la valeur $p_{\ell}^{\varphi,c}$ mesurée et donnée par l'expression [5]. La détermination est cependant délicate et conduit de toute manière à se donner un ordre de grandeur du module G .

② Une seconde voie consisterait en l'introduction de l'usage, combiné avec le pressiomètre, du phicomètre ou d'un matériel équivalent. Il est évident que la mesure simultanée de p_{ℓ}, c, φ , avec un matériel approprié permettrait une codification de la détermination du facteur de portance.

Pour la gamme des sols concernés, il est d'ailleurs évident que les valeurs possibles, pour l'ensemble des sols, du couple c_{uu}, φ_{uu} conduisent pour k_p à couvrir tout l'intervalle des valeurs calculées précédemment, comprises entre celles correspondant aux sols purement cohérents ou au contraire uniquement pulvérulents.

Une remarque importante s'impose cependant ; dans l'expression (16), le terme γz (ou q_0 pour un sol hétérogène) est défini sans ambiguïté pour un sol non saturé ; il s'agit de la contrainte totale. Pour un sol situé sous la nappe, et pour une sollicitation à court terme, on choisira également, dans une optique de sécurité, la contrainte totale, alors que le développement de surpressions interstitielles demanderait en réalité l'introduction d'une valeur de la contrainte verticale au niveau z , intermédiaire entre les contraintes totales q_0 et effective q'_0 .

Du point de vue des applications, l'étude du rapport des deux crochets contenus dans (16) comprenant le terme $\frac{c}{\gamma z}$ (ou $\frac{c}{q_0}$) montre qu'il peut être écrit sous les formes approchées suivantes, qui peuvent s'avérer intéressantes, car elles ne comprennent pas l'angle φ .

• Pour $K_0 (1 + \sin \varphi) < 1$, soit en pratique pour

$$K_0 < 0.7 : \frac{1 + (2K_0 - 0.4) \frac{c}{q_0}}{1 + (4K_0 - 0.2) \frac{c}{q_0}} \text{ ce qui en admettant } K_0$$

$$= 0,5 \text{ conduit à } k_{p,ref}^{\varphi,c} = \left(1 + \frac{\pi}{4}\right) \times \frac{1 + 0,6 \frac{c}{q_0}}{1 + 1,8 \frac{c}{q_0}} \left(\frac{p_1^{\varphi,c}}{q_0}\right)^{\frac{1}{3}}$$

(17), applicable donc aux sols, dits intermédiaires, non surconsolidés.

• Pour $K_0 (1 + \sin \varphi) > 1$, soit en pratique $K_0 > 0.7$:

$$\frac{2}{3K_0} \frac{1 + (1,2 - 0,4K_0) \frac{c}{q_0}}{1 + (2,7 - 0,9K_0) \frac{c}{q_0}} \text{ ce qui en admettant } K_0 = 1$$

$$\text{conduit à : } k_{p,ref}^{\varphi,c} = 1,2 \times \left(\frac{1 + 0,8 \frac{c}{q_0}}{1 + 1,8 \frac{c}{q_0}}\right) \left(\frac{p_1^{\varphi,c}}{q_0}\right)^{\frac{1}{3}} \quad (18),$$

applicable donc à des sols, intermédiaires, surconsolidés, tels des marnes.

Il n'en reste pas moins nécessaire, si ces expressions (17) et (18) sont plus simples d'utilisation, d'avoir un bon ordre de grandeur de la valeur c de la cohésion.

On doit retenir de cet examen qu'une très bonne connaissance du massif de sol est donc indispensable, comme le demandent les méthodes pressiométriques actuelles, pour classer le sol dans les catégories définies et introduites dans les règlements. Ainsi, une bonne reconnaissance dans une roche altérée, conduit à assimiler celle-ci, pour le dimensionnement d'une fondation profonde, à une grave, un sable ou une argile, en fonction de son degré de fracturation ou d'altération, classement dont la répercussion sur le calcul ou le choix de k_p est évidente.

Le facteur k_m

Il reste ensuite à appliquer au facteur de portance de référence $k_{p,ref}^{\varphi,c}$, un coefficient de mise en œuvre et de modèle k_m . Pour ce dernier, ses variations peuvent être assez importantes, en fonction du caractère prépondérant du sol, soit cohérent soit pulvérulent. Les tableaux VII et V donnent en effet un rapport maximum, de l'ordre de 1,5 pour les premiers, et de 3 pour les seconds. Il n'apparaît donc pas possible de « codifier » cette influence.

Propositions pour k_p

Faute de matériel d'essai adapté, comme évoqué, pour calculer $k_{p,ref}$, hormis une codification forfaitaire de c qui pourrait être introduite dans un règlement, mais qui serait sujette à caution, et faute de pouvoir prévoir k_m , il est proposé de conserver dans leur esprit les règles actuelles, en les aménageant néanmoins par suppression des discontinuités existantes dans le choix de k_p en fonction de p_{ℓ} , comme le laisse apparaître le tableau IX.

Dans ces propositions, on notera que, pour les craies ou les roches qui seraient assimilables à des sols purement cohérents, possédant donc des valeurs de pressions limites modestes, les valeurs de k_p se rapprochent de celles préconisées pour ce type de sols (tableau VII). Inversement, il est évident que certaines craies ou roches peuvent se rapprocher des sables et graviers, auquel cas l'application des valeurs du tableau VIII peut conduire à des valeurs inférieures à la réalité, car

TABLEAU IX
Propositions de k_p pour les sols cohérents et frottants

| | Craie altérée | Roches altérées | Marnes marno-calcaires |
|--|---|---|---------------------------|
| Pieux forés | $1 + \frac{p_\ell}{3}$ | $1 + \frac{p_\ell}{3}$ | $1,7 + \frac{p_\ell}{12}$ |
| Pieux en tarière continue (type 2 ou 3) | $1,3 \left(1 + \frac{p_\ell}{3}\right)$ | $1,3 \left(1 + \frac{p_\ell}{3}\right)$ | $2 + \frac{p_\ell}{12}$ |
| Pieux vissés | $1,3 \left(1 + \frac{p_\ell}{3}\right)$ | $1,3 \left(1 + \frac{p_\ell}{3}\right)$ | $2,3 + \frac{p_\ell}{12}$ |
| Pieux battus | $1,5 \left(1 + \frac{p_\ell}{3}\right)$ | $1,5 \left(1 + \frac{p_\ell}{3}\right)$ | $2,5 + \frac{p_\ell}{12}$ |
| Valeurs à augmenter de 20 % pour les sols injectés en pointe | | | |
| | p_ℓ borné à 3 MPa | p_ℓ borné à 4 MPa | p_ℓ borné à 4 MPa |

elles relèvent alors des propositions faites pour cette nature de sols ($k_{p,ref}^{\phi}$ et tableau V).

On peut prendre, à titre d'exemple pour la craie altérée, le cas des chargements statiques de pieux forés réalisés à Boulogne-Billancourt (92) et décrit par Baguelin et al. [11]. Ces pieux P_1 et P_2 , de sections droites en pointe respectives de $0,25 \text{ m}^2$ à $0,21 \text{ m}^2$, ont :

➤ **pour le pieu P_1** : 13 m de longueur, et une pression limite p_ℓ de 1 650 kPa en pointe, et pour P_2 : 16 m de longueur et p_ℓ en pointe de 2 600 kPa ; avec des valeurs c_{uu} fixées à 100 kPa et 200 kPa, respectivement à ces niveaux.

L'application de la formule 17, conduit à $k_{p,ref} = 2,43$ pour le pieu P_1 .

On remarque que la valeur $k_{p,ref}$, qui s'applique à une mise en œuvre laissant intactes les propriétés du sol, est faible devant la valeur expérimentale de 2,4, qui intègre un remaniement.

➤ **pour le pieu P_2** , on parvient à $k_{p,ref} = 2,33$ avec une valeur expérimentale de 2,21. Pour ces deux pieux,

on rappelle les valeurs de k_p données par les différents règlements successifs, dans le tableau X.

La lecture détaillée de l'article décrivant cet exemple montre d'ailleurs les difficultés d'interprétation qui ont été rencontrées ; celui-ci prouve qu'il subsistera toujours des différences quelquefois importantes entre expérimentation et prévision.

Le tableau XI donne quelques valeurs relatives à des essais également analysés en [9].

TABLEAU X
Essais de Boulogne-Billancourt

| k_p exp. | Proposition tableau IX | Fascicule 62 (1993) | DTU 13,2 (1992) | Règles SETRA 85 (1985) | Fond72 (1972) | |
|------------|------------------------|---------------------|-----------------|------------------------|---------------|------------|
| 2,4 | 1,55 | 1,4 | 1,6 | 1,8 | 3,2 | Pieu P_1 |
| 2,21 | 1,87 | 1,8 | 1,6 | 1,8 | 3,2 | Pieu P_2 |

Conclusion

Un examen critique des divers types de sollicitations d'expansion auxquelles la méthode pressiométrique de calcul des fondations fait appel permet d'exprimer le facteur de portance k_p pour la pointe des pieux. Pour les sols totalement pulvérulents ou totalement cohérents, on peut ainsi écrire k_p de manière simple. Deux notions sont proposées : sous la forme du facteur de portance de référence $k_{p,ref}$, en liaison avec le sol supposé resté intact, et du facteur de mise en œuvre et de modèle k_m , fortement lié au type de pieu, dont le produit est le facteur de portance k_p .

Dans le cadre des travaux d'harmonisation des règlements français du calcul, il est suggéré de nouvelles valeurs pour ce facteur de portance, qui sont confrontées à des résultats expérimentaux et aux deux règlements évoqués.

TABLEAU XI
Valeurs de k_p mesurées et calculées sur des sites de sols cohérents et frottants

| Site | N° essai | Type de pieu | Nature du sol en pointe | k_p expérimental | k_p proposé | k_p , fasc. 62 | k_p , DTU 13.2 | p_ℓ (MPa) |
|-----------------------|------------------|---------------------------|-------------------------|--------------------|---------------|------------------|------------------|----------------|
| Le Havre Oudalle (76) | 15b | battu | marne | 2,63 | 2,67 | 2,60 | 2,7 | 2 |
| Le Thiou (74) | 18a | foré | marne | 1,8 | 2,03 | 1,8 | 1,6 | 6 |
| Limay (78) | 23 | foré | craie altérée | 1,61 | 1,67 | 1,4 | 1,6 | 2 |
| Fleury/Andelle (27) | 28a | battu béton | craie altérée | 2,61 | 2,05 | 2 | 2,6 | 1,1 |
| Fleury/Andelle | 28 b | battu métal | craie | 1,76 | 2,05 | 2 | 2,6 | 1,1 |
| Corbie (80) | 29 | foré (pointe très abîmée) | craie avec rognons | 0,54 | 2 | 1,8 | 1,6 | 3 |
| St Denis (93) | 32 | foré | calcaire | 1,82 | 1,83 | 1,8 | 1,6 | 1,5 |
| Créteil (93) | 36a ₁ | foré | calcaire marneux | 1,38 | 1,95 | 1,8 | 1,6 | 3,2 |
| Créteil | 36a ₂ | foré | calcaire | 1,43 | 1,95 | 1,8 | 1,6 | 3 |

L'importance d'une identification précise des matériaux et la connaissance de leur histoire géologique est un élément essentiel qui ne fait que renforcer ce que le Fascicule 62 titre V avait introduit quant à cet aspect.

Enfin, l'association d'une mesure de cisaillement du sol *in situ* complétant l'essai pressiométrique, tel le phicomètre, marquerait un progrès important dans la détermination de la capacité portante en pointe.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] MENARD L. (1963), Calcul de la force portante des fondations sur la base des résultats des essais pressiométriques, *Sols-Soils*, **5**, pp. 9-32.
- [2] DJAFARI et FRANK (1983), *Contribution à l'étude théorique en grandes déformations du poinçonnement dans les sols*, LCPC, Rapport des Laboratoires **GT 2**, 151 pages.
- [3] COMBARIEU O. (1996), L'essai pressiométrique et la charge portante en pointe de pieux, *Bulletin des laboratoires des Ponts et Chaussées*, **203**, pp. 61-73.
- [4] BOLTON M.D. (1986), The strength and dilatancy of sands, *Géotechnique*, **vol. 36, 1**, pp. 65 à 78.
- [5] Fascicule 62, titre V (1993), *Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil*, CCTG applicables aux marchés publics de travaux, Ministère de l'Équipement.
- [6] Fond 72 (1972), *Fondations courantes d'ouvrages d'art*, LCPC-SETRA, Ministère de l'Équipement, Chap. 5.2.
- [7] DTU 13.2 (1992), *Fondations profondes pour le bâtiment*, Norme Afnor, P.11-212.
- [8] Additif au Fascicule 62 (1995), *Utilisation des pieux exécutés suivant le procédé STARSOL dans les fondations d'ouvrages d'art*, SETRA, Ouvrages d'art, Note d'information, juin.
- [9] COMBARIEU O. (1990), Comparaison des règles pressiométriques 1972 et 1985 de calcul de la capacité portante des pieux, *Bulletin de liaison des laboratoires des Ponts et Chaussées*, **170**, pp. 101-111.
- [10] BUSTAMANTE M. et al. (1999), *Port de Montoir (44) TMDC4, Essais de chargement*, Rapport interne Laboratoire central des Ponts et Chaussées, juillet.
- [11] BAGUELIN F., BUSTAMANTE M., JARDIN J. (1974), Essais de chargement de pieux forés dans la craie altérée, *Bulletin de liaison des laboratoires des Ponts et Chaussées*, **73**, pp. 113-128.

ABSTRACT

Proposed changes to the method of calculating the pressiometric bearing capacity factor for deep foundations

O. COMBARIEU

This paper proposes a modification of the method for determining the bearing capacity factor k_p , which enables the ultimate strength q_t at the pile tip to be calculated from the ultimate pressiometric pressure p_ℓ .

The bearing capacity factor is the product of two terms ; the first results from theoretical considerations which ignore any disturbance of the soil when piles are installed ; the second considers both the effects of this and a modelling effect and is deduced from experimental results which have enabled these influences to be measured and codified.

The proposed method provides a means of determining the bearing capacity factor on the basis of the ultimate pressure, which is now continuous ; it affirms the absolute need for knowledge about the formations that affect the foundations and the crucial importance of the geological history of sites.