

FONDATEIONS PROFONDES

1. - DEFINITIONS - GENERALITES

Pour rester cohérent avec la définition donnée auparavant, nous dirons que nous avons une fondation profonde lorsque le rapport de la profondeur d'encastrement H sur la largeur ou le diamètre B est supérieur à 3. Ce type de fondation interviendra lorsqu'on ne pourra fonder un ouvrage sur semelle à une profondeur raisonnable :

- soit parce que le sol est de mauvaise qualité et présente une capacité portante insuffisante ;
- soit parce que les tassements prévisibles sont incompatibles avec l'ouvrage.

Les charges sont alors reportées sur une couche plus résistante par l'intermédiaire d'ouvrages interposés : pieux, puits ou caissons. Les pieux et puits seront regroupés sous le vocable "fondations profondes" dans lesquelles on inclut les parois moulées. Ce sont des éléments dits "élancés". Par contre, les caissons dits "éléments massifs", seront traités suivant le cas comme des fondations superficielles ou comme des fondations profondes. Dans le cas de groupes de pieux, les têtes sont reliées par une semelle appelée chevêtre.

2. - CLASSIFICATION

Nous ne nous appesantirons pas sur cette partie qui fait l'objet de la technologie de construction. Notons simplement que celle-ci peut se faire de différentes façons suivant qu'elle se base sur la technique de fabrication ou suivant la mise en place. Dans les deux cas le terme de pieu s'adressera aux éléments de diamètre à 80 cm, et le terme de puits aux autres quelque soit leur nature. D'une manière générale, on distingue :

2.1. - Pieux façonnés à l'avance :

- en bois (pilots) : réservés à des ouvrages provisoires ou de petite dimension,
- métalliques : qui sont des profilés H ou I, palplanches, tubes, ...
- en béton armé : de section carrée, circulaire ou polygonale.

Ils sont généralement mis en place par battage ou vibro-fonçage, ce qui entraîne un refoulement du sol.

2.2. - Pieux exécutés en place :

Dans cette catégorie on distinguera :

- les pieux en béton exécutés à tube fermé battu ou vibrofoncé ou vériné (le tube pouvant être récupéré ou non). Ils provoquent un refoulement du sol ;
- les pieux en béton, coulés dans des forages qui sont exécutés avec extraction du sol. Les parois moulées font partie de cette catégorie.

3. - CAPACITE PORTANTE D'UN PIEU ET CHARGES LIES AU COMPORTEMENT DU SOL

3.1. - Capacité - portante

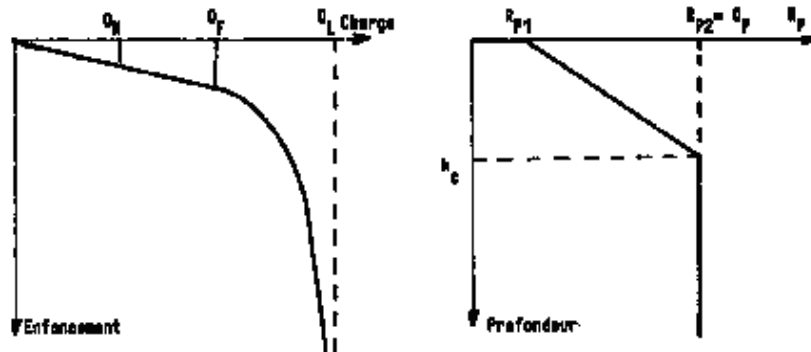
Pendant longtemps on a appliqué les résultats des fondations superficielles en pensant que le sol réagissait sous la pointe comme sous une semelle, et que la figure de rupture avait la même

allure. Mais les travaux de BISHOP, HILL, MOTT (1945), MEYERHOFF (1951), KERISEL (1961), SALENÇON (1966) ont montré qu'il en était tout autrement. Quelle que soit la figure de rupture proposée, la capacité portante (c'est-à-dire la charge au-delà de laquelle le pieu s'enfonce de façon importante), se décompose en deux termes :

- une résistance de pointe $R_p = q_p \cdot S_p$
 q_p : contrainte maxi sous la pointe
 S_p : section droite
- une résistance au frottement latéral :
 $R_{lat} = f \cdot S_{lat}$
 f : contrainte de cisaillement qui se développe le long du fût.

3.2. - Charges liées au comportement du sol

Si on soumet un pieu à une charge verticale, sa courbe d'enfoncement aura l'allure ci-dessous (fig. a) :



L'examen de la courbe d'enfoncement permet de définir :

3.2.1. - La charge limite du pieu : Q_L (= capacité portante) qui se décompose en un terme de pointe Q_p et un terme de frottement latéral Q_{lat} .

$$Q_L = Q_p + Q_{lat}$$

Dans un sol homogène on constate que lors de l'enfoncement, la résistance de pointe croît linéairement avec la profondeur jusqu'à sa valeur maxi R_{p2} (fig. b). Elle est obtenue pour une profondeur h_c dite **profondeur critique**. Le poçonnement du sol apparaît pour la valeur R_{p1} (qui représente le terme de base des fondations superficielles), puis croît jusqu'à R_{p2} . Jusqu'à la profondeur critique h_c la fondation se comporte comme une fondation superficielle (les lignes de glissement et le refoulement du sol atteignent la surface et on observe un soulèvement du sol). Au delà de la profondeur h_c on constate que la résistance de pointe est sensiblement constante et la fondation a un comportement de fondation profonde, c'est-à-dire que les surfaces de glissement se referment sur le fût du pieu et que le refoulement est absorbé par la masse du sol grâce à sa compressibilité.

3.2.2. - Charge de fluage : Q_F

C'est la charge au-delà de laquelle la stabilisation ne se fait plus. Elle correspond à la fin de la partie linéaire de la courbe d'enfoncement.

3.2.3. - Charge nominale : Q_N

L'étude géotechnique permet de définir Q_L . Par contre la charge nominale Q_N sera égale au produit de Q_L par un coefficient de sécurité. On prend généralement :

$$Q_N = \frac{Q_p}{3} + \frac{Q_{lat}}{2}$$

3.2.4. - Charge intrinsèque : Q_I

C'est la charge maximale, coefficients de sécurité compris, calculée à partir de la contrainte admissible du matériau constitutif du pieu.

3.2.5. - Charge admissible : Q_a

En l'absence de déplacements importants, on définit la charge admissible par la plus petite des valeurs Q_N et Q_I . On l'appelle encore force portante. On s'efforcera dans la pratique de choisir une fiche convenable de manière à utiliser le matériau constitutif du pieu au maximum et on essaiera d'obtenir Q_N et Q_I .

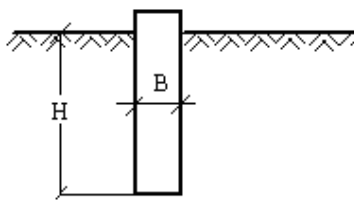
4. - METHODES DE CALCUL THEORIQUES

Ces méthodes conduisent à des calculs à la rupture et on distingue très nettement les capacités portantes limites de la pointe d'une part et de la surface latérale d'autre part. Ces méthodes permettent de calculer la force portante d'un pieu connaissant la courbe intrinsèque du sol (cohésion c , angle de frottement ϕ).

4.1. - Résistance unitaires en pointe

4.1.1. - Sol purement cohérent : ($C \neq 0$, $\phi = 0$)

Le calcul de la résistance limite unitaire se fait à court terme. On utilise donc la cohésion non drainée C_u et on prend $\phi = 0$.



$$Q_o = \sum \gamma_i \cdot H_i$$

$$q_p = q_o + c_u \cdot N_c$$

q_o = pression verticale totale des terres à la base de la fondation. Expérimentalement, on a constaté qu'au-delà de $H = 5B$, on avait $N_c = 9$.

La résistance unitaire admissible sera prise égale à :

$$Q_a = Q_o + \frac{1}{3} \cdot c_u \cdot N_c$$

4.1.2. - Sol pulvérulent : ($C = 0$, $\phi \neq 0$)

Dans ce cas on utilisera la pression verticale **effective** à la base du pieu.

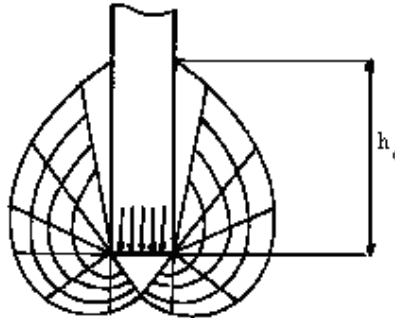
$$q_p = q'_o + N_q$$

Le terme de capacité portante N_q varie considérablement suivant les auteurs et a fait l'objet d'abaques. CAQUOT et KERIZEL ont proposé la formule : $N_q = e^{7 \text{tg} \phi}$. La résistance unitaire

admissible est alors : $q_a = \frac{1}{3} \cdot q'_o \cdot N_q$

4.1.2. - Sol cohérent : ($C \neq 0$, $\phi \neq 0$)

Une méthode simplifiée consisterait à appliquer les résultats obtenus pour les fondations superficielles de forme circulaire en utilisant un coefficient de majoration mais dans ce cas, l'hypothèse conduisant à la détermination de N_q est particulièrement pessimiste puisqu'elle ne fait intervenir le sol d'encastrement que pour son poids. Or à la rupture, il se développe une surface de cisaillement sur laquelle la résistance n'est pas négligeable. Si on considère le schéma de glissement de MEYERHOFF, on constate qu'à partir d'une profondeur h_c (profondeur critique), les lignes de glissement se referment complètement sur le fût du pieu.



Le facteur d'encastrement est donc maximum et constant à partir de cette profondeur. Soit N'_q ce facteur. CAQUOT et KERISEL ont proposé la formule suivante : $N'_q = 10^{3,04} \cdot \text{tg} \phi$. Cette formule conduit à déterminer la profondeur critique $h_c = \psi B$. ψ est un coefficient fonction de ϕ et donné par l'abaque ci-après. Il est sensiblement égal à :

$$\psi = 0,25 \cdot N_q'^{2/3}$$

Les résultats énoncés par ces auteurs ont été établis à la suite d'un grand nombre d'essais et représentent assez bien la réalité. Par contre si la fiche du pieu est inférieure à h_c , on traite la fondation comme une fondation superficielle mais en adoptant un facteur N_q'' résultant d'une interpolation entre N_q et N_q' (abaque b). Cette méthode n'est valable que pour un sol homogène mais on peut l'appliquer en milieu stratifié à condition de prendre pour N_q'' la plus faible des valeurs suivantes :

- celle correspondant à un sol de même hauteur mais ayant les caractéristiques de la couche la plus médiocre ;
- celle qui serait obtenue en considérant que la hauteur de fiche s'arrête au toit de la meilleure couche.

La résistance limite unitaire est alors :

$$q_p = \gamma' H \cdot N_q' + c \cdot N_c \quad \text{si} \quad H > h_c$$

$$q_p = \gamma' H . N_q^n + c . N_c \quad \text{si} \quad H < h_c$$

La valeur de N_c proposée par CAQUOT et KERISEL est égale à :

$N_c = (N_q' - 1) . \cot \phi$ ou $(N_q' - 1) . \cot \phi$ suivant le cas. La résistance limite admissible sera généralement obtenue en appliquant un coefficient de sécurité de 3. Lorsque le poids mort de la fondation est important par rapport à la charge utile, on pourra employer un coefficient de sécurité réduit.

4.1.4. - Résistance de pointe

La résistance limite de pointe sera égale au produit de la résistance limite unitaire par la section de la fondation. Pour les pieux et puits de section circulaire on aura :

$$Q_p = q_p \frac{\pi B^2}{4}$$

4.2. - Frottement latéral

En terrain homogène la résistance au frottement latéral augmente proportionnellement à la profondeur. La méthode de CAQUOT et KERISEL établie à partir de l'équilibre de butée s'applique particulièrement bien aux pieux pour lesquels elle a été vérifiée expérimentalement.

4.2.1. - Sols pulvérulents : ($C_u = 0$, $\phi \neq 0$)

A la profondeur z , la résistance unitaire au frottement latéral est égal à :

$$\tau = \gamma' . z . s_3$$

s_3 est un coefficient sans dimension fonction de l'angle de frottement interne ϕ et de l'obliquité de la résultante δ (fonction du frottement sol sur pieu). La valeur moyenne du frottement sur la fiche H est donnée par :

$$f = \frac{1}{2} \gamma' H . s_3$$

Si P est le périmètre de la fondation, le frottement latéral total à la rupture sera égal à :

$$Q_{lat} = \frac{1}{2} \gamma' . P H^2 . s_3$$

D'autres auteurs tiennent compte de la nature du pieu et de la compacité des terrains. Ainsi BROMS et MEYERHOFF proposent la formule : $\tau = K . \gamma' . z . \tan \phi_a$

Nature du pieu	ϕ_a	Milieu à compacité faible (K =)	Milieu à compacité faible (K =)
Pieu acier	20°	0,5	1
Pieu battu en béton rugueux	3/4 ϕ	1	2
Pieu battu en béton lisse	3/4 ϕ	0,5	1
Pieu foré	3/4 ϕ	0,5	0,5
Pieu en bois conique	2/3 ϕ	1,5	4

4.2.2. - Sol cohérent : ($C_u \neq 0$, $\phi \neq 0$)

La résistance au frottement latéral (ou plus exactement au cisaillement fondation/sol d'appui) est majorée par un terme constant. Si on reprend les résultats de CAQUOT et KERISEL, on obtient :

$$\tau = K \cdot z' \cdot s_3 + c_u \cdot s_5$$

s_5 est un coefficient sans dimension fonction de ϕ .

La valeur moyenne du frottement sur la fiche H est égale à : $f = \frac{1}{2} \gamma' H \cdot s_3 + c_u \cdot s_5$. Le

frottement latéral total pour une fiche H est alors : $Q_{lat} = \left(\frac{1}{2} \gamma' H \cdot s_3 + c_u \cdot s_5 \right) \cdot P \cdot H$

4.2.3. - Sol purement cohérent : ($C_u \neq 0$, $\phi \neq 0$)

Si on applique les abaques précédentes, il vient

$$s_3 = 0 \quad s_5 = 1$$

Toutefois, la mobilisation des butées le long du fût entraîne une expulsion d'eau interstitielle, ce qui réduit provisoirement la résistance, qui s'améliore au fur et à mesure de la consolidation. CAQUOT et KERISEL conseillent d'affecter la résistance au frottement latéral d'un

coefficient minorateur expérimental représenté par : $\frac{100 + c_u^2}{100 + 7c_u^2}$ (C_u en t/m²). On obtient alors

$\tau = \frac{100 + c_u^2}{100 + 7c_u^2} \cdot c_u$. En pratique, on remplace sans risque d'erreur la formule précédente par :

$$\begin{array}{l} \tau = C_u \\ \tau = 1,8 + 0,09 \cdot C_u \\ \tau = 0,1 \cdot C_u \end{array} \quad \left| \begin{array}{l} C_u < 2 \text{ t/m}^2 \\ 2 < C_u < 30 \text{ t/m}^2 \\ C_u > 30 \text{ t/m}^2 \end{array} \right.$$

Le frottement latéral total pour une fiche H est alors :

$$Q_{lat} = P \cdot H \cdot \tau$$