

<p style="text-align: center;">ENTPE – année scolaire 2005-2006 Cours de Mécanique des Sols II – Essais in situ et capacité portance des fondations superficielles</p>
--

1 AVANT-PROPOS

Le présent document dresse un état des lieux des principales méthodes de dimensionnement des fondations superficielles d'ouvrages d'arts et présente les méthodes d'essais in situ permettant de déterminer les caractéristiques mécaniques des sols à prendre en compte dans les calculs. Il ne se substitue en aucun cas aux ouvrages de référence, bien plus exhaustifs, cités dans la bibliographie en fin de document.

2 PRINCIPE DE FONCTIONNEMENT DES FONDATIONS SUPERFICIELLES

Les fondations superficielles sont des fondations faiblement encastrées dans le sol, dont l'objectif est de soutenir un ouvrage en transmettant des efforts aux couches de sol superficielles. Elles s'opposent aux fondations profondes, dont le fonctionnement mécanique permet de mobiliser la résistance des sols profonds.

Dans la suite du document, on notera L la longueur d'une fondation superficielle et B sa largeur. Les trois grands types de fondations superficielles sont les suivants :

- Les **semelles filantes** : L grand devant B ($L/B > 10$),
- les **semelles isolées** : L et B du même ordre de grandeur,
- les **radiers**, dont la surface est la surface totale de l'ouvrage porté.

Le dimensionnement d'une fondation superficielle consiste donc à vérifier la stabilité de celle-ci et notamment que le sol de fondation est en mesure de supporter les sollicitations qui vont lui être appliquées. Il s'agit donc de vérifier que la capacité portante du sol de fondation est suffisante. Celle-ci dépend :

- des caractéristiques de la fondation : longueur, largeur, inclinaison, mais aussi rigidité et surface de contact avec le sol.
- Des caractéristiques de la charge appliquée au sol : intensité mais aussi inclinaison et excentrement.
- Des caractéristiques mécaniques du sol, déterminées en place ou in situ.

Le paragraphe 3 ci-après présente les principaux types d'essais in situ utilisés en mécanique des sols pour calculer la capacité portante des fondations. Les méthodes de calcul, à partir d'essais in situ ou en laboratoire, sont décrites dans les paragraphes 4 et 5. Le paragraphe 6 présente quant à lui les vérifications à effectuer pour justifier de la capacité portante d'une fondation superficielle

3 ESSAIS IN SITU

3.1 Essai pressiométrique Ménard

Cet essai normalisé (NF P 94-110-1) consiste à introduire dans un forage préalablement établi une sonde cylindrique et dilater celle-ci par pression afin de mesurer la déformation volumique de celle-ci.

La courbe pression-volume est enregistrée à partir du contrôleur pression-volume CPV. L'essai permet de déterminer les deux paramètres suivants (voir Figure 1 ci-après) :

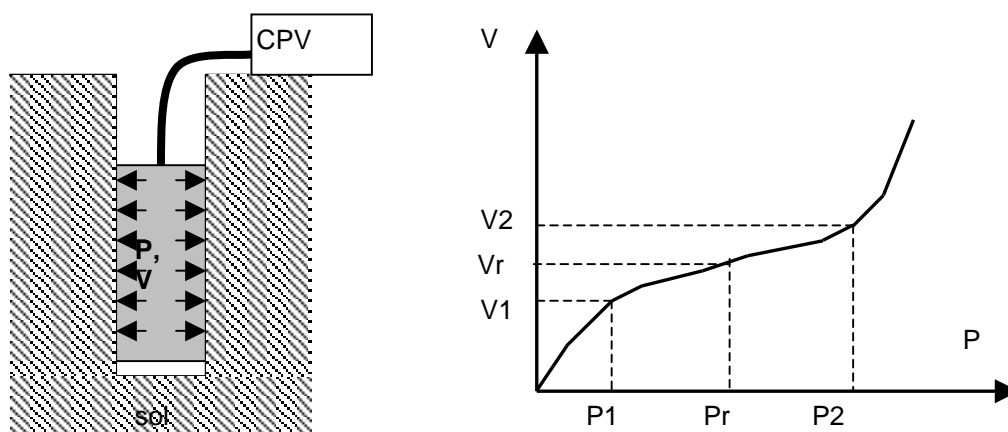


Figure 1 : Schéma de principe de l'essai pressiométrique

- **Le module pressiométrique E_M** : il correspond au module de déformation du sol dans une plage de déformation $[V1 ; V2]$ comprise autour du point d'inflexion $(Vr ; Pr)$ de la courbe pression-volume. E_M est calculé par la formule :

$$E_M = 2(1 + \nu)V \frac{P2 - P1}{V2 - V1}, \text{ où } V \text{ est le volume de la cavité au point d'inflexion et } \nu \text{ est le coefficient de Poisson du sol, pris par convention égal à } 0,33.$$

- **La pression limite du sol pl** : par convention, il s'agit de la pression correspondant à un volume d'injection de $Vs + 2V1$, où Vs est le volume initial de la sonde. Dans la pratique on introduit la pression limite nette du sol $pl^* = pl - p_0$, où p_0 est la pression du sol au repos

Les résultats de ces essais sont ensuite présentés sous la forme d'un profil pressiométrique, représentant d'une part la coupe lithologique du sol (déterminée à partir d'un sondage géologique) et les courbes de E_M et de pl (ou pl^*) en parallèle.

La résistance au cisaillement des sols peut être approchée à partir de relations empiriques issues de l'expérience de l'essai. On pourra retenir que :

- $c_u = pl^*/5,5$ pour $pl \leq 0,05$ MPa,
- $c_u = pl^*/10 + 0,025$ pour $pl > 0,05$ MPa.

3.2 Essai au pénétromètre statique

Le principe de cet essai normalisé (NF P 94-113) est de foncer à vitesse constante un train de tige et une pointe de section normalisée. L'essai permet de quantifier la résistance du sol à la pénétration statique (voir Figure 2 ci-après).

À chaque pas d'avancement, on mesure l'effort d'enfoncement qui correspond à la résistance totale du sol Q_t , elle-même décomposée en un terme de pointe Q_c et un terme de frottement latéral des tiges Q_{ts} :

$$Q_t = Q_c + Q_{ts}$$

Q_c est mesurée soit par des capteurs de contrainte installés dans la pointe, soit par un dispositif permettant d'enfoncer la pointe indépendamment du train de tige.

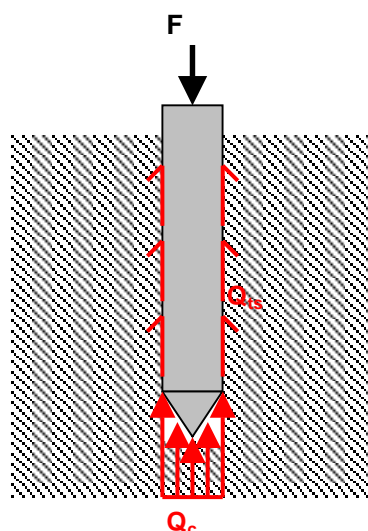


Figure 2 : schéma de principe de l'essai au pénétromètre statique

Les grandeurs retenues pour cet essai sont la résistance totale Q_t et la résistance de pointe rapportée à la section de la pointe et notée q_c . Les résultats de l'essai sont présentés sous la forme d'un profil pénétrométrique, sur lequel Q_t et q_c sont représentés en fonction de la profondeur d'enfoncement.

De la même façon que pour l'essai pressiométrique, des corrélations empiriques permettent de relier la cohésion non drainée des sols fins à la résistance statique de pointe. On retiendra que :

$$c_u = (q_c - q_0) / N_c, \text{ où } N_c = 12 \text{ si } q_c < 1 \text{ MPa et } N_c = 20 \text{ pour } q_c > 1 \text{ MPa}$$

3.3 Essais de pénétration dynamique

Cet essai normalisé consiste à enfoncer dans le sol un train de tige et une pointe de taille normalisée (NF P 94-115) à partir de la chute d'un mouton de masse M (voir Figure 3 ci-après).

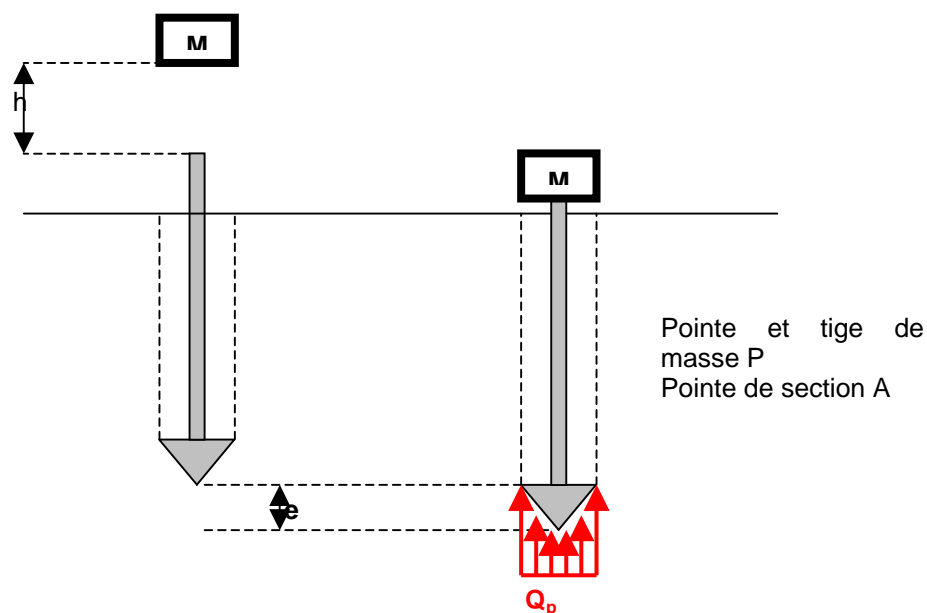


Figure 3 : schéma de principe de l'essai au pénétromètre dynamique

A chaque coup de mouton, l'enfoncement e est mesuré et l'on en déduit la résistance de pointe du sol à partir de la formule des Hollandais :

$$q_d = \frac{M}{e.(M+P)} \frac{Mgh}{A}$$

Attention toutefois de ne pas confondre q_d avec q_c , issu de l'essai au pénétromètre statique : Le premier quantifie la réponse du sol à une sollicitation dynamique et le second à une sollicitation statique. La correspondance entre les deux valeurs peut s'avérer particulièrement fautive dans le cas des sols fins saturés, pour lesquels l'application brutale d'une charge peut entraîner un rebond de la pointe (mise en pression de l'eau interstitielle). À titre d'information, on peut utiliser les corrélations suivantes qui permettent de déterminer des ordres de grandeur de q_d à partir de q_c mais ne doivent en aucun cas servir de base à un dimensionnement de fondation d'ouvrage :

Type de sol	q_d/q_c
Argiles, limons et vases normalement consolidés. Sables lâches ou moyennement denses	1
Argiles et limons surconsolidés	1 à 2
Sables et graviers. Sables limoneux ou argileux denses à très denses	0,5 à 1

L'essai au pénétromètre dynamique n'est donc pas utilisé pour quantifier la résistance mécanique des sols. Cet outil permet avant tout de caractériser les sol d'un point de vue qualitatif : homogénéité géologique, variation de consistance, recherche de cavités,...

4 DÉTERMINATION DE LA CAPACITÉ PORTANTE À PARTIR DES ESSAIS DE LABORATOIRE : MÉTHODE « C-Φ »

Cette méthode, la plus couramment utilisée, a fait l'objet du cours de mécanique des sols 1, enseigné en deuxième année à l'ENTPE. On en rappelle le principe dans la suite de ce chapitre.

On peut schématiser le mécanisme de rupture du sol sous une fondation superficielle par le schéma suivant :

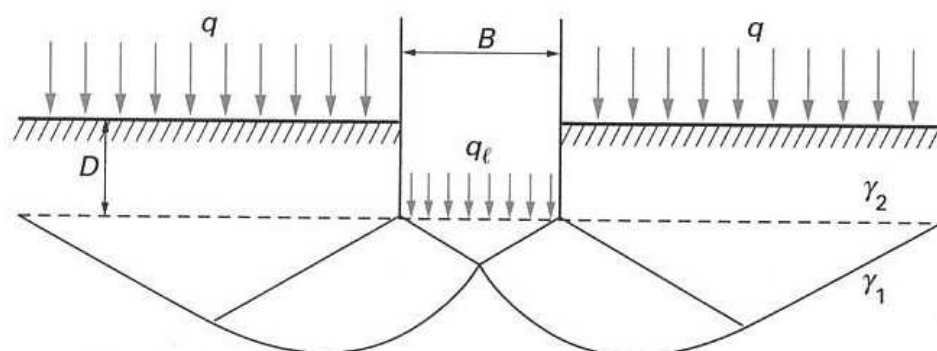


Figure 4 : schéma de rupture théorique sous une fondation superficielle

La capacité portante de la fondation se calcule par la formule suivante :

$$q_{max} = c.N_c.s_c + q.N_q.s_q + 0,5.\gamma.B.N_\gamma.s_\gamma$$

où,

B : largeur de la semelle

$s_{c,q,\gamma}$: facteurs réducteurs dus à la forme de la semelle

$N_{c,q,\gamma}$: facteurs de portance, ne dépendant que de l'angle de frottement φ du sol sous la fondation.
 q : contrainte verticale dans le sol au niveau de la base de la fondation.

Le graphe suivant permet de déterminer les facteurs de portance en fonction de φ (voir Figure 5):

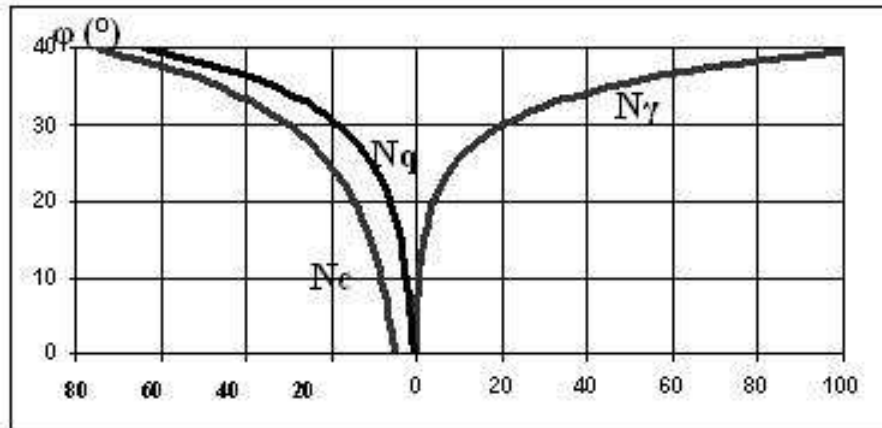


Figure 5 : facteurs de portance

Les facteurs de forme sont quant à eux déterminés par les formules suivantes :

$$s_{\gamma} = 1 - 0,3 \cdot B/L ; s_q = 1 + (B/L) \cdot \sin(\varphi) ; s_c = (s_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1)$$

Cette formule peut être utilisée pour calculer la capacité portante en conditions drainées ou non drainées. Pour cela, il suffit de tenir compte des caractéristiques de sol adéquates, à savoir (voir Tableau 1 ci-après) :

Tableau 1 : caractéristiques mécaniques à prendre en compte dans les calculs de portance

paramètres	Conditions non drainées ou court terme	Conditions drainées ou long terme
c	c_u	c'
φ	$\varphi_u = 0$	φ'
q	q	$q' = q - u$

4.1 Détermination de la capacité portante à partir de la méthode pressiométrique

Cette méthode est décrite dans le Fascicule 62 – Titre V du CCTG : « Règles de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil ». Elle permet, à partir des résultats d'essais pressiométriques, de déterminer la **contrainte totale** de rupture d'une fondation superficielle.

4.1.1 Encastrement équivalent – pression limite équivalente

La pression limite équivalente p_{le}^* est une valeur « moyennée » de la pression limite p_l^* du sol sous la base de la fondation. On prend par convention :

- Dans le cas de sols de caractéristiques pressiométriques homogènes : $p_{le}^* = p_l^* (B + 2 \cdot B/3)$.
- Dans le cas de sols présentant une variation importante de p_l^* : p_{le}^* est la moyenne géométrique des valeurs de p_l^* entre la base de la semelle et une profondeur de $1,5 \cdot B$ sous cette semelle :

$$p_{le}^* = \sqrt[n]{(p_{le1}^* \cdot p_{le2}^* \cdot \dots \cdot p_{len}^*)}$$

L'encastrement équivalent est alors défini par la formule suivante :

$$D_e = \frac{1}{p_{le}^*} \int_0^D p_1^*(z) dz$$

4.1.2 Capacité portante

La capacité portante est directement calculée à partir de p_{le}^* par la formule suivante :

$$q_l = q_0 + k_p \cdot p_{le}^*$$

où q_0 est la contrainte totale verticale au niveau de la fondation après travaux.

k_p est le facteur de portance pressiométrique, permettant de passage d'une contrainte de rupture horizontale (p_{le}^*) à une contrainte de rupture verticale (q_l). k_p dépend de la nature et de l'état des sols, définis dans le Tableau 2 ci-après :

Tableau 2 : classification des sols et des roches d'après le Fascicule 62 – Titre V du CCTG

<i>Classes de sols</i>		<i>p_l (MPa)</i>	<i>q_c (MPa)</i>
Argiles, limons	A – mous	< 0,7	< 3,0
	B – fermes	1,2 à 2,0	3,0 à 6,0
	C – très fermes à durs	> 2,5	> 6,0
Sables, graves	A – lâches	< 0,5	< 5,0
	B – moyennement compacts	1,0 à 2,0	5,0 à 15,0
	C – compacts	> 2,5	> 20,0
Craies	A – molles	< 0,7	< 5,0
	B – altérées	1,0 à 2,5	> 5,0
	C – compactes	> 3,0	-
Marnes, marno-calcaires	A – tendres	1,5 à 4,0	-
	B – compacts	> 4,5	-
Roches	A – altérées	2,5 à 4,0	-
	B – compactes	> 4,5	-

Le facteur de portance pressiométrique peut-être calculé à partir de formules générales (issues du Fascicule 62 – Titre V du CCTG) et dont les représentations graphiques sont les suivantes (voir Figure 6 et Figure 7 ci-après) :

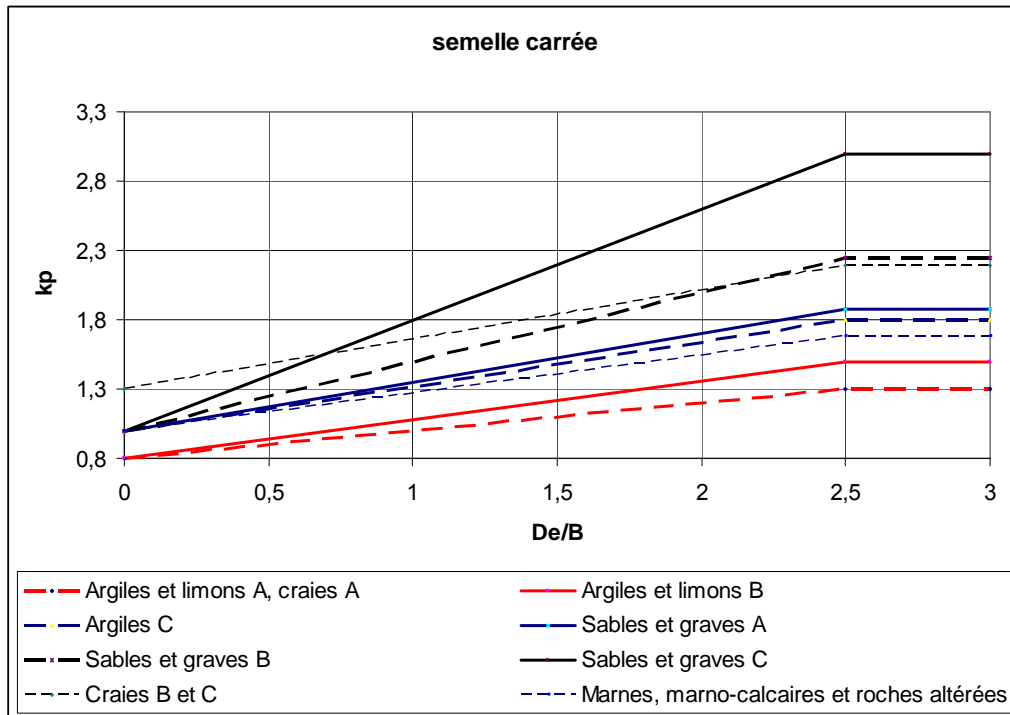


Figure 6 : facteur de portance pressiométrique pour une semelle carrée

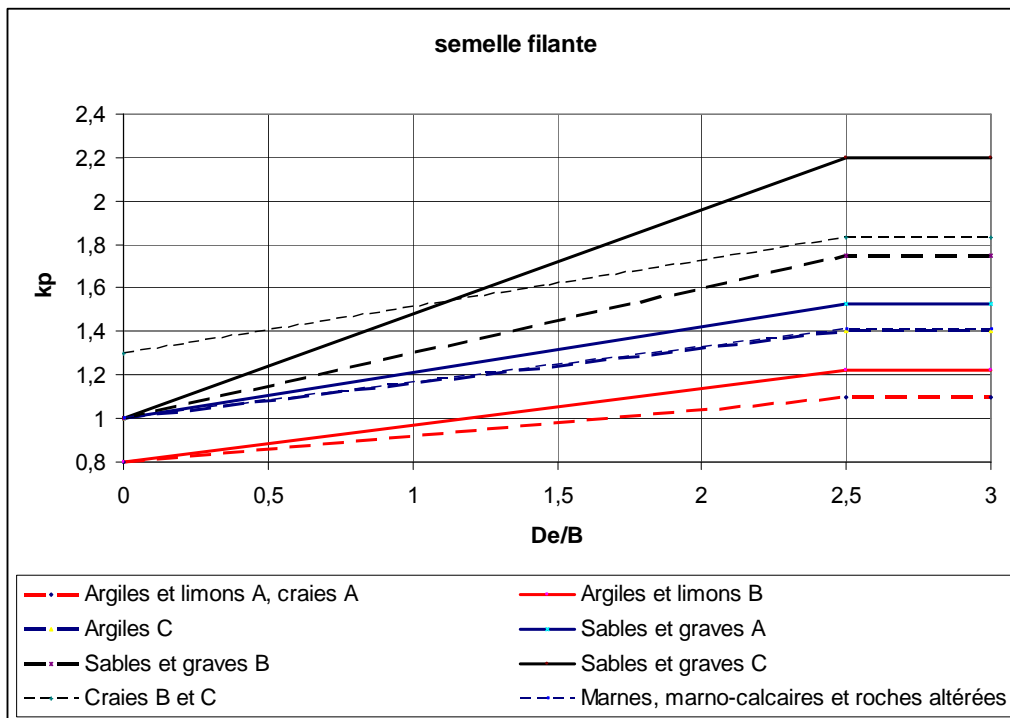


Figure 7 : facteur de portance pressiométrique pour une semelle filante

4.1.3 Influence de l'inclinaison de la charge et de la proximité d'un talus

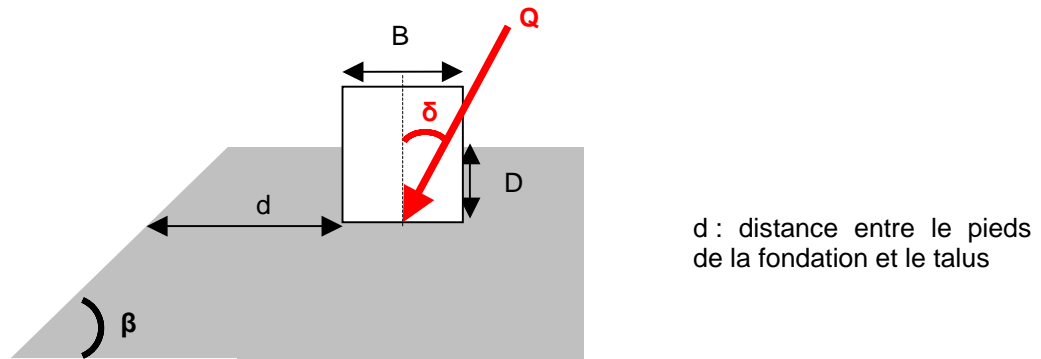


Figure 8 : schéma d'une fondation en crête de talus

L'inclinaison de la charge ou bien la proximité d'un talus ont pour effet de réduire la capacité portante de la fondation. On tient compte de cette réduction en appliquant un coefficient réducteur $i_{\delta\beta}$ à la capacité portante :

$$q_f = q_0 + i_{\delta\beta} \cdot k_p \cdot p_{le}^*$$

Le coefficient $i_{\delta\beta}$ est déterminé en suivant la méthodologie du Fascicule 62 – Titre V. Pour cela, on considère successivement les cas de figure suivants :

➤ **Cas d'une fondation sur sol horizontal soumise à une charge centrée inclinée :**

Les formules utilisées pour le calcul du coefficient minorateur sont les suivantes (voir Tableau 3) :

Tableau 3 : coefficient minorateur dû à l'inclinaison de la charge

Type de sols	i_{δ}
Sols cohérents (argiles, limons, craies, marnes, marno-calcaires) et roches	$i_{\delta} = \Phi_1(\delta) = \left(1 - \frac{\delta}{90}\right)^2$
Sols frottants : sables et graves	$i_{\delta} = \Phi_2(\delta) = \left(1 - \frac{\delta}{90}\right)^2 \left(1 - e^{-\frac{D_c}{B}}\right) + \left(\max\left[\left(1 - \frac{\delta}{45}\right); 0\right]\right)^2 e^{-\frac{D_c}{B}}$

Les fonctions Φ_1 et Φ_2 sont usuellement représentées à l'aide de l'abaque suivante :

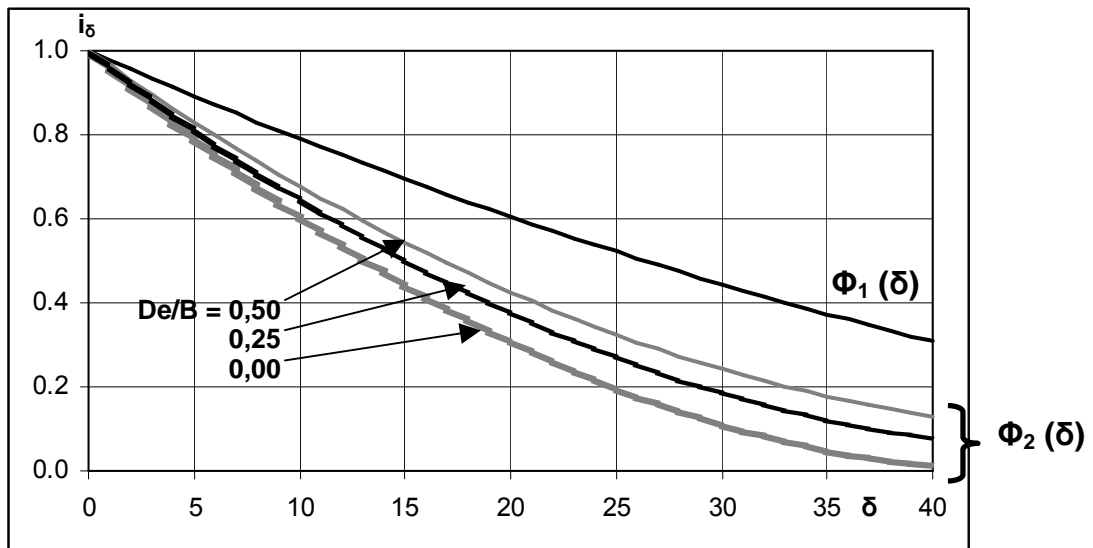


Figure 9 : abaque pour la détermination de $\Phi_1(\delta)$ et $\Phi_2(\delta)$

➤ **Cas d'une fondation en crête de talus soumise à une charge verticale centrée :**

Remarque préliminaire : la méthode de calcul ci-après n'est valable que pour les sols frottants.

Dans le cas d'un encastrement nul ($D=0$), $i_{\delta\beta}$ est calculé par la formule suivante :

$$i_{\delta\beta} = i_{\beta} = \Psi\left(\beta; \frac{d}{B}\right) = 1 - 0,9 \cdot \tan(\beta) \cdot (2 - \tan(\beta)) \cdot \left(\max\left[1 - \frac{d}{8B}; 0\right]\right)^2,$$

dont une représentation graphique figure ci-après :

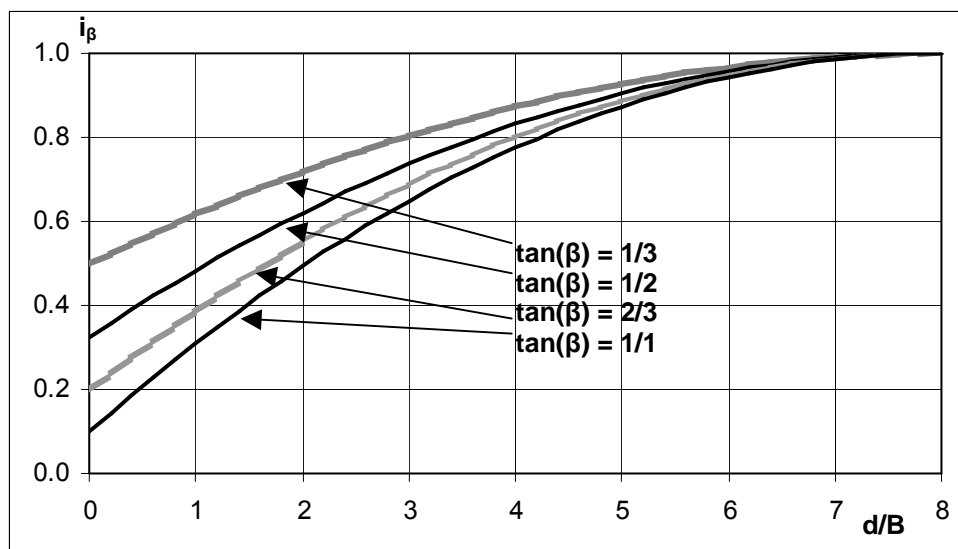


Figure 10 : abaque pour la détermination de $\psi(\beta, d/B)$

Dans le cas d'un encastrement non nul, on détermine un angle de talus fictif β' donnant le même facteur réducteur que pour un encastrement nul. Il est déterminé par la formule suivante :

$$\beta' = 45 \cdot \left(1 - \sqrt{\Psi\left(\beta; \frac{d}{B}\right)}\right)$$

Le coefficient minorateur est alors pris égal à :

$$i_{\beta} = \Phi_2(\beta')$$

➤ **Cas d'une fondation en crête de talus soumise à une charge centrée inclinée :**

Dans ce cas, on superpose les deux cas de figures précédents. On calcule donc le coefficient minorateur de la façon suivante :

$$i_{\delta\beta} = \Phi_2(\delta + \beta'),$$

où β' est l'angle fictif calculé dans le cas d'une fondation (encastrée) en crête de talus soumise à une charge verticale centrée.

5 MÉTHODE PÉNÉTRIMÉTRIQUE

De la même façon que pour la méthode pressiométrique, on détermine à partir du profil pénétrométrique une résistance de pointe représentative des caractéristiques mécaniques du sol de fondation.

Pour cela, on définit la résistance de pointe équivalente par la formule suivante :

$$q_{ce} = \frac{1}{3a + b} \int_{D-b}^{D+3a} q_{cc}(z) dz,$$

où q_{cc} est une moyenne de q_c , échantillonnée à $1,3q_{cm}$, avec :

$$q_{cm} = \frac{1}{3a + b} \int_{D-b}^{D+3a} q_c(z) dz$$

où $a = B/2$ si $B > 1\text{m}$,
 $a = 0,5\text{m}$ si $B < 1\text{m}$,
 $b = \min(a; h)$, h étant la profondeur d'encastrement de la fondation dans la couche porteuse.

On redéfinit également l'encastrement équivalent de la fondation par la formule suivante :

$$D_e = \frac{1}{q_{ce}^*} \int_0^D q_c(z) dz$$

Ces données permettent ainsi de définir la capacité portante du sol de fondation à partir des données pénétrométriques :

$$q_i = q_0 + k_c \cdot q_{ce}$$

Le facteur de portance pénétrométrique k_c est donné sur les abaques suivantes :

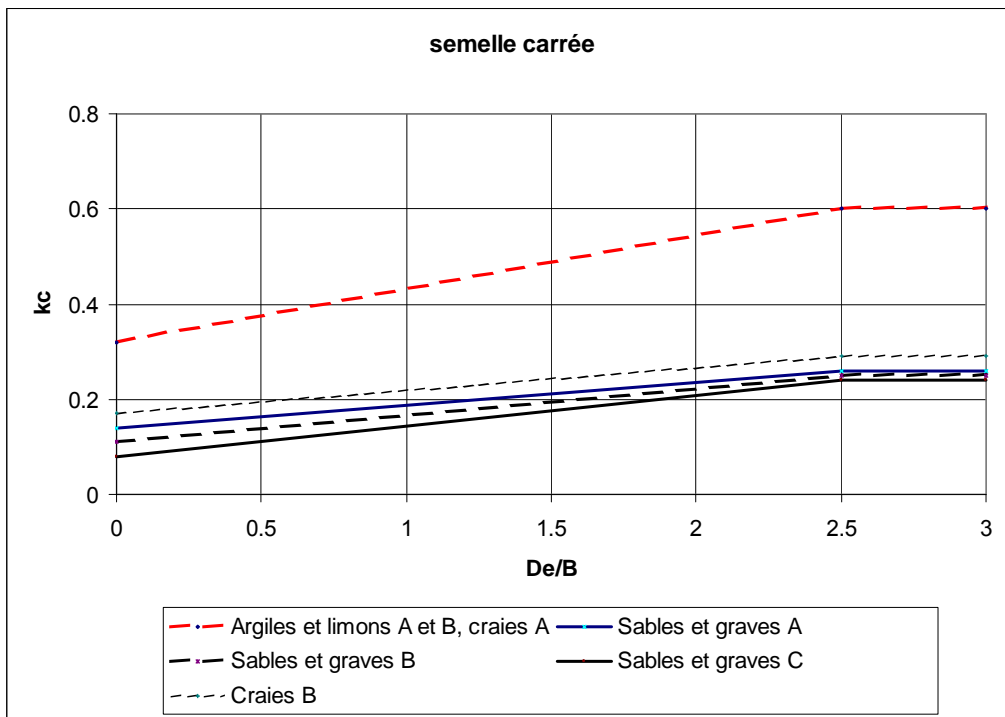


Figure 11 : facteur de portance pénétrométrique (semelles carrées)

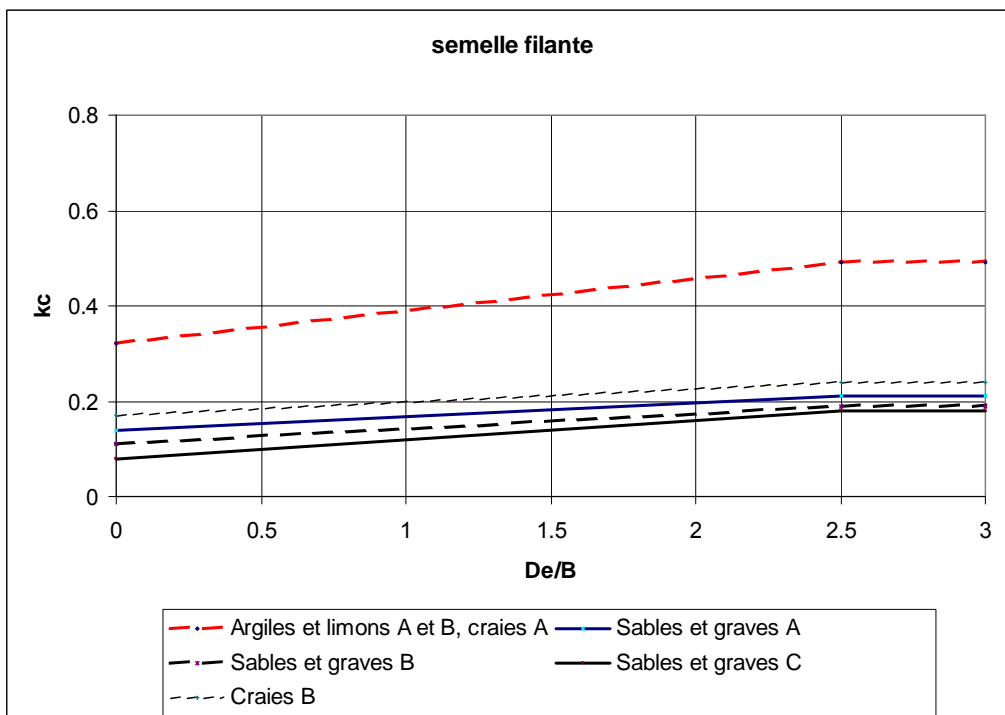


Figure 12 : facteur de portance pénétrométrique (semelles filantes)

Dans le cas d'une charge centrée inclinée et/ou d'une semelle à proximité d'un talus, on applique à la formule précédente le facteur réducteur $i_{\delta\beta}$ déterminé par la même méthode pressiométrique exposée précédemment :

$$q_1 = q_0 + i_{\delta\beta} \cdot k_c \cdot q_{ce}$$

6 VÉRIFICATION DE LA CAPACITÉ PORTANTE DES FONDATIONS SUPERFICIELLES

Il s'agit de vérifier que le sol est en mesure de supporter la charge appliquée par la fondation. Pour cela, on introduit la contrainte de référence appliquée par la semelle au sol.

Pour une fondation rectangulaire de longueur L et de largeur B, si Q est la composante verticale des forces appliquées par la semelle au sol, on définit q_{ref} de la façon suivante (voir Tableau 4) :

Tableau 4 contrainte de référence

	q_{ref}
Charge centrée sur la semelle	$\frac{Q}{BL}$
Excentrement e dans le sens de la largeur	$\frac{Q}{(B - 2e)L}$
Excentrements e dans le sens de la largeur et e' dans le sens de la longueur	$\frac{Q}{(B - 2e)(L - 2e')}$

Le Fascicule 62 – Titre V du CCTG impose la justification de la capacité portante vis-à-vis des états limites ultimes (ELU) et des états limites de service (ELS) de l'ouvrage. La relation à vérifier est donc :

$$q_{ref} \leq \frac{1}{\gamma_q} (q_1 - q_0) + q_0$$

où $\gamma_q = 2$ pour les ELU
 $\gamma_q = 3$ pour les ELS

Bibliographie

Ministère de l'Équipement, du Logement et des Transports :

Cahier des Clauses Techniques Générales applicables aux marchés publics de travaux :
Fascicule 62 – Titre V : Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil

Roger FRANK :

Calcul des fondations superficielles et profondes
Techniques de l'Ingénieur (TI) – Presses de l'École nationale des Ponts et Chaussées