

# SOMMAIRE

<b>AVANT PROPOS.....</b>	<b>2</b>
<b>FONDATIONS SUPERFICIELLES.....</b>	<b>3</b>
<b>1.1 Définitions .....</b>	<b>3</b>
<b>1.1.1 Types de fondations superficielles .....</b>	<b>3</b>
<b>1.1.2 Capacité portante et tassement.....</b>	<b>4</b>
<b>1.2 Méthode « c-<math>\phi</math> » : approche déterministe .....</b>	<b>5</b>
<b>1.2.1 Calcul de la capacité portante.....</b>	<b>5</b>
1.2.1.1 Semelle filante. Charge verticale et centrée.....	5
1.2.1.1.1 Calcul en conditions non drainées.....	6
1.2.1.1.2 Calcul en conditions drainées .....	6
1.2.1.2 Influence de la forme de la fondation. Charge verticale et centrée.....	7
1.2.1.3 Influence de l'inclinaison.....	7
1.2.1.4 Influence de l'excentrement de la charge .....	8
1.2.1.5 Fondations sur sols hétérogènes.....	9
<b>1.2.2 Détermination des tassements.....</b>	<b>10</b>
1.2.2.1 Solution en élasticité.....	10
1.2.2.1.1 Calcul direct du tassement .....	10
1.2.2.1.2 Distribution de la contrainte verticale $\Delta\sigma_z$ avec la profondeur .....	11
1.2.2.2 Calcul des tassements par les résultats de l'essai oedométrique .....	13

## AVANT PROPOS

On distingue deux modes essentiels de transmission des charges des constructions aux sols d'assise : par fondation superficielle et par fondation profonde.

On parle de fondations superficielles, lorsque celles-ci sont faiblement ancrées dans le sol, ou reposant carrément à sa surface. Les contraintes qu'elles transmettent ne sollicitent que les couches superficielles et peu profondes. Les fondations superficielles travaillent essentiellement grâce à la résistance du sol sous la base.

Lorsque le sol en surface n'est pas mécaniquement performant pour supporter les charges par l'intermédiaire de fondations superficielles, on fait appel à des fondations profondes. Les fondations profondes sont donc celles qui permettent de reporter les charges dues à la construction qu'elles supportent sur des couches situées en profondeur. Dans le calcul de la capacité portante des fondations profondes, il y a donc lieu de considérer, en plus de la résistance du sol sous la base, la résistance du sol le long du fût, c'est-à-dire le frottement sur les parois latérales de la fondation.

## FONDATIONS SUPERFICIELLES

### 1.1 Définitions

#### 1.1.1 Types de fondations superficielles

On distingue (figure 1) :

- les **semelles filantes**, de longueur  $L$  importante devant la largeur  $B$  ( $L/B > 5$ ) ;
- les **semelles isolées**, dont les dimensions en plan  $B$  et  $L$  sont toutes deux modestes ; entre autres les semelles carrées ( $L/B = 1$ ) et les semelles circulaires (de diamètre  $B$ ) ;
- les **radiers** ou **dallages**, de dimensions  $B$  et  $L$  importantes.

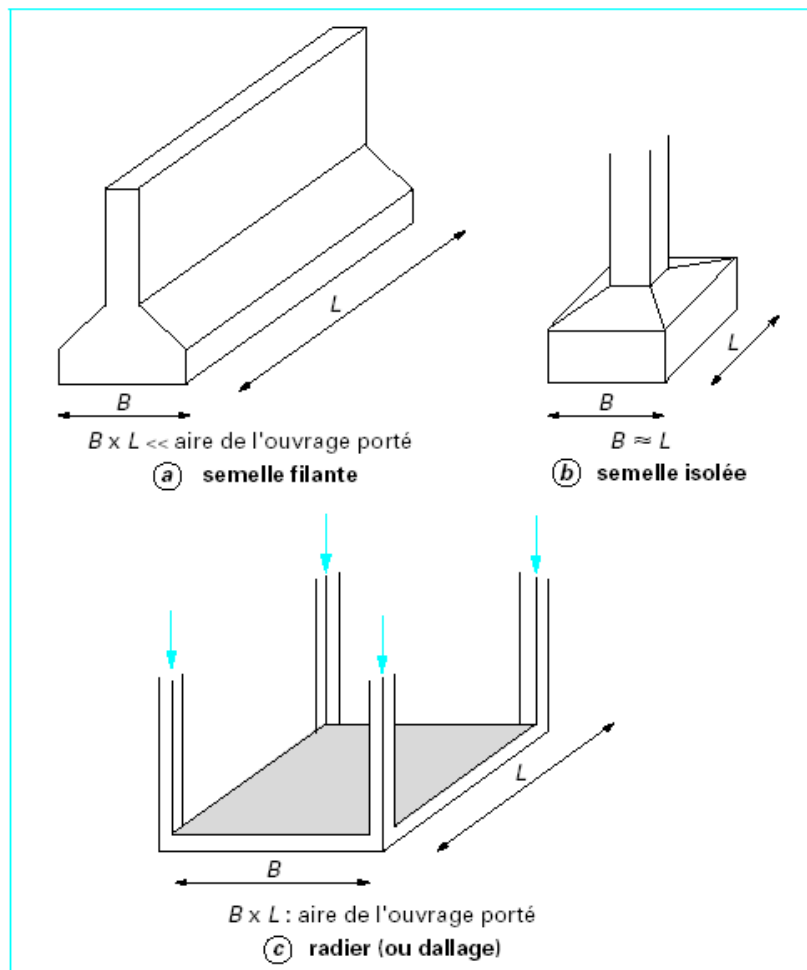


Figure 1 – Types de fondations superficielles

### 1.1.2 Capacité portante et tassement

En premier lieu, l'ingénieur géotechnicien s'efforcera de fonder son ouvrage superficiellement, pour des raisons économiques. Il devra alors vérifier le critère de la capacité portante, c'est-à-dire que les couches de sol superficielles peuvent effectivement supporter la charge transmise. Ensuite, il doit s'assurer que son tassement sous les charges de fonctionnement prévues est dans des limites admissibles.

**Capacité portante et tassement** sont ainsi les deux éléments fondamentaux qu'il y a lieu de considérer lors du calcul des fondations superficielles.

Ces deux notions sont clairement illustrées par la figure 2 qui représente une courbe typique obtenue lors d'un chargement monotone croissant, d'une manière quasi statique, d'une fondation superficielle. À partir d'une certaine charge  $Q_l$ , il y a poinçonnement du sol ou tout du moins un tassement qui n'est plus contrôlé.

Cette charge  $Q_l$  est la capacité portante de la fondation (on parle aussi souvent de charge limite, de charge de rupture ou encore de charge ultime).

Le dimensionnement correct de la fondation d'un ouvrage consistera, notamment, à s'assurer que l'on reste en deçà de cette charge limite, avec une certaine marge quantifiée par un coefficient de sécurité  $F_s$ , et que les tassements correspondants sont admissibles (point  $Q_d, s_d$  sur la figure 2).

$$Q_d = Q_l / F_s \quad (1)$$

$Q_d$  charge admissible ou charge de travail ou charge de service,

$Q_d / (BL) = q_d$  contrainte admissible ou taux de travail,

$Q_l / (BL) = q_l$  contrainte de rupture,

$F_s$  coefficient de sécurité global généralement égal à 3.

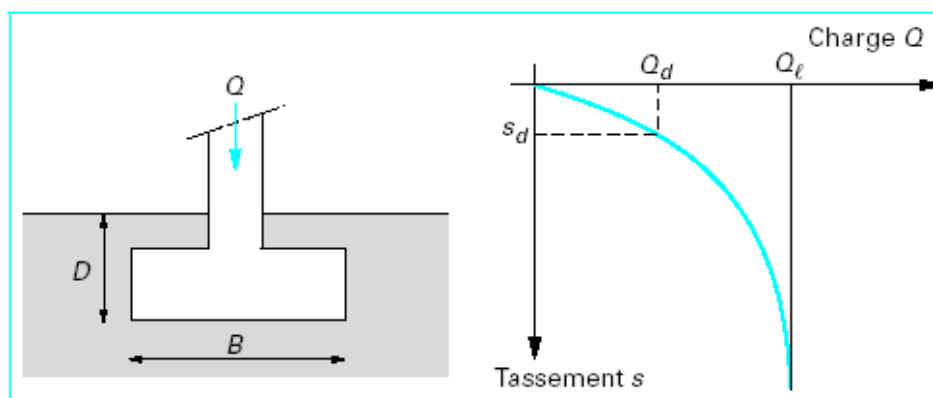


Figure 2 – Notations. Courbe de chargement (vertical et centré) d'une fondation superficielle

## 1.2 Méthode « c-φ » : approche déterministe

### 1.2.1 Calcul de la capacité portante

#### 1.2.1.1 Semelle filante. Charge verticale et centrée

Dans le cas d'une semelle filante, la contrainte de rupture sous charge verticale centrée est obtenue par la relation générale suivante (méthode de superposition de Terzaghi, figures 3 et 4) :

$$q_l = \frac{1}{2} \gamma_1 B N_\gamma(\varphi) + c N_c(\varphi) + (q + \gamma_2 D) N_q(\varphi) \quad (2)$$

avec  $q_l$  contrainte de rupture (capacité portante par unité de surface),

$\gamma_1$  poids volumique du sol sous la base de la fondation,

$\gamma_2$  poids volumique du sol de remblaiement de la fondation,

$q$  surcharge verticale autour de la fondation,

$c$  cohésion du sol sous la base de la fondation,

$N_\gamma(\varphi)$ ,  $N_c(\varphi)$  et  $N_q(\varphi)$  facteurs de portance, ne dépendant que de l'angle de

frottement interne  $\varphi$  du sol sous la base de la fondation, même pour un sol possédant une cohésion  $c$ .

Les différents termes sont les suivants :

$\frac{1}{2} \gamma_1 B N_\gamma(\varphi)$  terme de surface ou de pesanteur,

$c N_c(\varphi)$  terme de cohésion,

$(q + \gamma_2 D) N_q(\varphi)$  terme de surcharge ou de profondeur.

Dans l'application pratique de cette méthode, on doit distinguer, selon la mécanique des sols classique, le calcul à court terme en conditions non drainées (en contraintes totales) et le calcul à long terme en conditions drainées (en contraintes effectives).

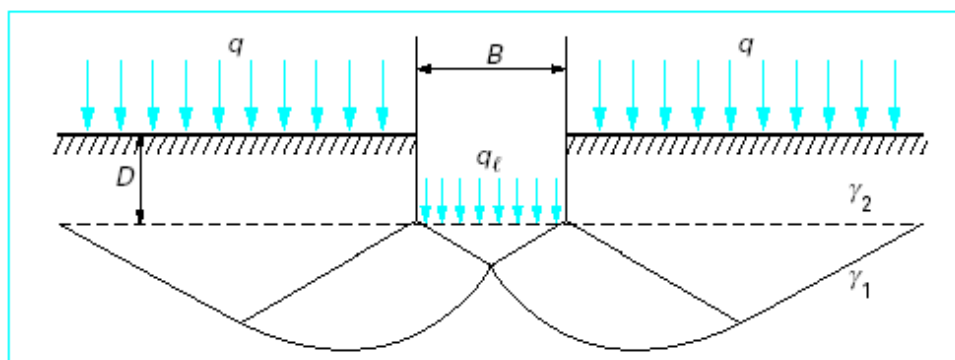


Figure 3 – Schéma de rupture d'une fondation superficielle

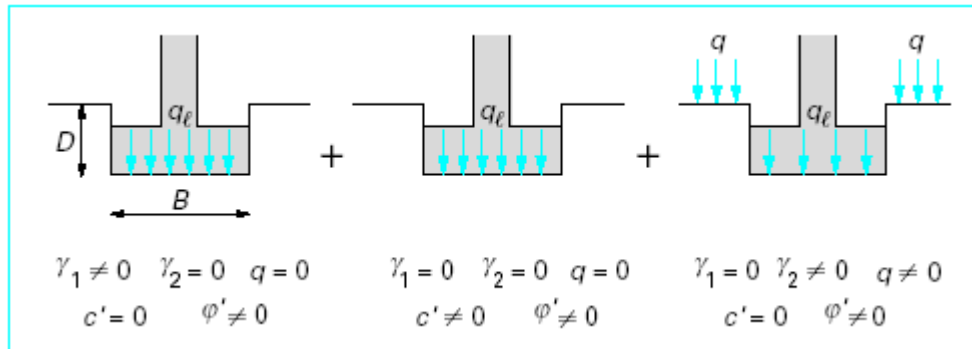


Figure 4 – Capacité portante. Méthode de superposition de Terzaghi

### 1.2.1.1.1 Calcul en conditions non drainées

Lorsque le sol est un sol fin cohérent saturé, on doit faire un calcul à court terme, en contraintes totales. Le sol est caractérisé par sa cohésion non drainée  $c_u$ . On prend :

$$c = c_u \text{ et } \phi = \phi_u = 0 \text{ (paramètres apparents)}$$

On démontre par un calcul de limites sur les expressions générales exposées plus loin que :

$N_\gamma = 0$  et  $N_q = 1$ , donc pour une semelle filante :

$$q_l = c_u N_c(0) + q + \gamma_2 D \quad (3)$$

avec  $N_c(0) = \pi + 2$

$\gamma_2$  est le poids volumique total du sol latéral. Il n'y a pas lieu de tenir compte de la poussée d'Archimède en cas de présence d'une nappe. En d'autres termes, on ne déjauge pas la fondation.

### 1.2.1.1.2 Calcul en conditions drainées

Le calcul à long terme pour les sols cohérents et le calcul dans les sols pulvérulents sont des calculs en conditions drainées, en contraintes effectives. Les paramètres de résistance drainés sont :

$$c = c' \text{ et } \phi = \phi'$$

Dans ce cas, et toujours pour une semelle filante :

$$q_l = \frac{1}{2} \gamma_1' B N_\gamma(\phi') + c' N_c(\phi') + (q + \gamma_2' D) N_q(\phi') \quad (4)$$

avec  $\gamma_1'$  et  $\gamma_2'$  poids volumiques effectifs.

Il y a lieu de déjauger les poids volumiques si les sols correspondants sont immergés (et on tient compte de la poussée d'Archimède sur la fondation, c'est-à-dire que l'on déjauge également le poids de la fondation).

Pour les valeurs des facteurs de portance sans dimension  $N_c(\varphi')$  et  $N_q(\varphi')$ , on utilise la solution classique de Prandtl :

$$N_q = \exp(\pi \tan \varphi') \tan^2(\pi/4 + \varphi'/2) \quad (5)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi' \quad (6)$$

Pour le facteur de portance  $N_\gamma(\varphi')$ , le projet d'Eurocode 7-1 préconise l'expression suivante :

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \varphi' \quad (7)$$

### 1.2.1.2 Influence de la forme de la fondation. Charge verticale et centrée

La relation (2) est modifiée par l'introduction des coefficients correcteurs  $s_\gamma$ ,  $s_c$  et  $s_q$  pour tenir compte de la forme de la fondation :

$$q_l = \frac{1}{2} s_\gamma \gamma_1 B N_\gamma(\varphi) + s_c c N_c(\varphi) + s_q (q + \gamma_2 D) N_q(\varphi) \quad (8)$$

Les propositions de l'Eurocode 7-1 sont résumées dans le tableau 1 :

**Tableau 1 – Coefficients de forme**

Fondations	Conditions saturés et non drainés		Conditions drainés ou non saturés non drainés	
	rectangulaires	carrées ou circulaires (B/L = 1)	rectangulaires	carrées ou circulaires (B/L = 1)
$s_\gamma$			$1 - 0,3 \frac{B}{L}$	0,7
$s_c$	$1 + 0,2 \frac{B}{L}$	1,2	$\frac{\left(1 + \frac{B}{L} \sin \varphi'\right) N_q - 1}{N_q - 1}$	$\frac{\left(1 + \sin \varphi'\right) N_q - 1}{N_q - 1}$
$s_q$	1	1	$1 + \frac{B}{L} \sin \varphi'$	$1 + \sin \varphi'$

### 1.2.1.3 Influence de l'inclinaison

Lorsque la charge appliquée à la fondation est inclinée par rapport à la verticale, il y a lieu de corriger la relation initiale pour cette inclinaison :

$$q_l = \frac{1}{2} i_\gamma s_\gamma \gamma_1 B N_\gamma(\varphi) + i_c s_c c N_c(\varphi) + i_q s_q (q + \gamma_2 D) N_q(\varphi) \quad (9)$$

avec  $i_\gamma$ ,  $i_c$  et  $i_q$  coefficients minorateurs (inférieurs à 1).

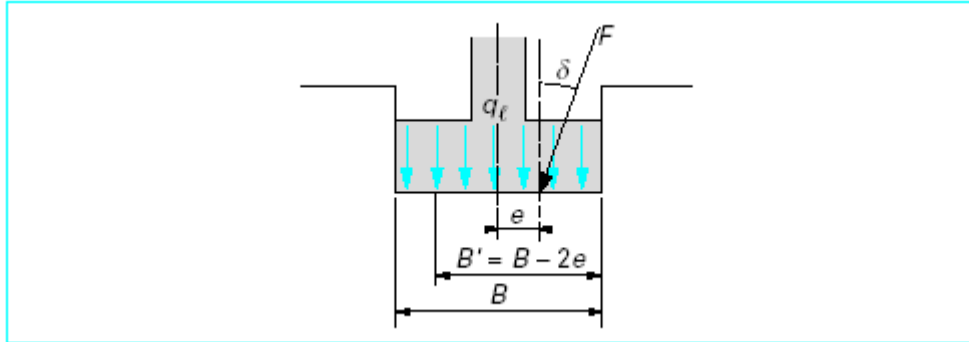


Figure 5 – Inclinaison et excentrement d'une charge dans la direction parallèle à B

On utilise les relations dues à MEYERHOF :

$$i_\gamma = \left(1 - \delta/\varphi'\right)^2 \quad (10)$$

$$i_c = i_q = \left(1 - 2\delta/\pi\right)^2 \quad (11)$$

#### 1.2.1.4 Influence de l'excentrement de la charge

Dans le cas d'une charge d'excentrement  $e$  parallèle à  $B$ , on applique la méthode de MEYERHOF qui consiste à remplacer, dans tout ce qui précède, la largeur  $B$  par la largeur réduite ou effective (figures 5 et 6) :

$$B' = B - 2e \quad (12)$$

ce qui revient à avoir une fondation centrée sous la charge.

Dans le cas d'un excentrement  $e'$  parallèle à la dimension  $L$ , on procède de même pour cette dimension :

$$L' = L - 2e' \quad (13)$$

La capacité portante totale  $Q_l$  est alors obtenue par :

$$Q_l = q_l B' L' \quad \text{pour une fondation rectangulaire ou carrée}$$

$$Q_l = q_l \pi B' B/4 \quad \text{pour une fondation circulaire}$$



- avec  $q_1$  contrainte de rupture définie ci-avant, incluant tous les coefficients correctifs éventuels,
- $B'$  largeur ou diamètre réduit (ou effectif) dans le cas de l'excentrement,
- $L'$  longueur réduite (ou effective) dans le cas de l'excentrement.

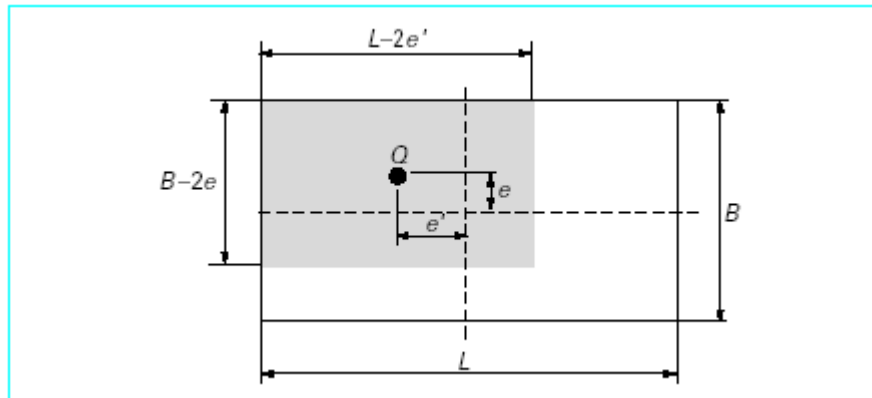


Figure 6 – Surface réduite dans le cas d'un excentrement dans les deux directions (modèle de Meyerhof)

### 1.2.1.5 Fondations sur sols hétérogènes

Dans le cas d'un bicouche, et pour se limiter à ce cas de figure seulement, On pourra s'assurer de la portance d'une couche molle sous-jacente (située au-dessous de la couche porteuse), en appliquant la méthode dite de la « semelle fictive » (figure 7). Cette méthode consiste à vérifier la portance d'une fondation posée sur le toit de la couche molle et ayant pour largeur celle qui est obtenue en supposant une diffusion avec la profondeur de la contrainte à 1 pour 2 ou avec un angle de  $30^\circ$ . Si la couche porteuse a une épaisseur  $H$ , la largeur de la semelle fictive est alors  $B + H$  dans le cas de la diffusion à 1 pour 2.

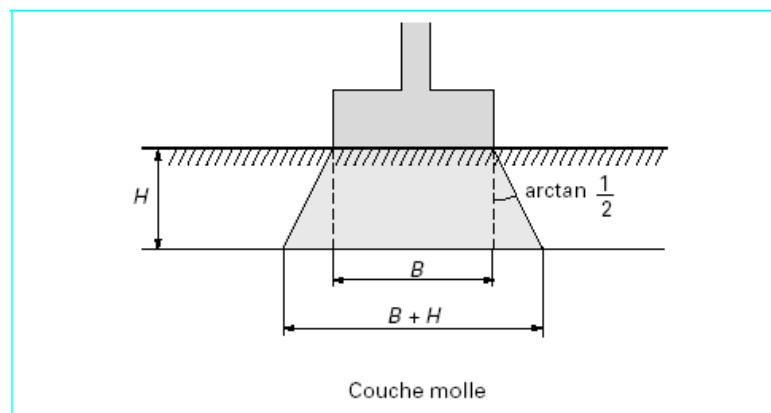


Figure 7 – Méthode de la semelle fictive

## 1.2.2 Détermination des tassements

### 1.2.2.1 Solution en élasticité

Cette théorie est utilisée de deux manières :

- soit pour obtenir directement le tassement (par exemple, le tassement immédiat  $s_i$  non drainé) ;
- soit pour obtenir la distribution de l'accroissement de contrainte verticale  $\Delta\sigma_z$  avec la profondeur dont on a besoin dans certaines méthodes (par exemple, pour le tassement de consolidation).

#### 1.2.2.1.1 Calcul direct du tassement

Le tassement  $s$  d'une fondation de forme circulaire, carrée ou rectangulaire, infiniment rigide (tassement uniforme) ou infiniment souple (contrainte uniforme), posée sur un massif semi-infini élastique linéaire et isotrope prend la forme générale suivante :

$$s = q \frac{1 - \nu^2}{E} BC_f \quad (14)$$

avec

- $s$  tassement,
- $q$  contrainte appliquée sur la fondation (uniforme ou moyenne),
- $E$  et  $\nu$  module d'Young et coefficient de Poisson du massif de sol,
- $B$  largeur ou diamètre de la fondation,
- $C_f$  coefficient dépendant de la forme de la fondation, de sa rigidité et de la position du point considéré.

Le tableau 2 donne quelques valeurs de  $C_f$  pour les cas usuels tirées des tables de GIROUD.

**Tableau 2 – Valeurs du coefficient  $C_f$**

L/B		Circulaire	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	15	20
<b>Fondation rigide</b>		0,79	0,88	1,20	1,43	1,59	1,72	1,83	1,92	2,00	2,07	2,13	2,37	2,54
<b>Fondation souple</b>	<b>centre</b>	1,00	1,12	1,53	1,78	1,96	2,10	2,22	2,32	2,40	2,48	2,54	2,80	2,99
	<b>Bord</b>	0,64	0,56	0,76	0,89	0,98	1,05	1,11	1,16	1,20	1,24	1,27	1,40	1,49

### 1.2.2.1.2 Distribution de la contrainte verticale $\Delta\sigma_z$ avec la profondeur

Il s'agit de connaître la distribution, avec la profondeur, de l'accroissement de contrainte verticale  $\Delta\sigma_z$ , par rapport à l'état de contrainte initial régnant dans le sol, apporté par une contrainte  $q$  appliquée en surface. Toutes les solutions couramment utilisées ont été obtenues par intégration de la solution classique de BOUSSINESQ (pour une force ponctuelle appliquée en surface d'un massif semi-infini élastique linéaire isotrope). Les solutions les plus utilisées pour les fondations superficielles sont :

- contrainte sous une fondation filante ou carrée uniformément chargée (figure 9) ;
- contrainte sous l'axe d'une fondation circulaire uniformément chargée (figure 8) ;
- contrainte sous le coin d'une fondation rectangulaire uniformément chargée (figure 10).

On peut trouver la contrainte verticale sous n'importe quel point de la fondation en superposant toutes les solutions (4 au maximum) pour lesquelles ce point joue le rôle de point de coin.

Dans certains cas, il peut être suffisant de se servir d'une méthode approchée consistant à supposer une diffusion de la contrainte  $q$  à 1 pour 2 avec la profondeur. À la profondeur  $z$ , l'accroissement de contrainte  $\Delta\sigma_z$  sous une semelle rectangulaire  $L \times B$  est alors (figure 11) :

$$\Delta\sigma_z = \frac{q L B}{(L + z)(B + z)} \quad (15)$$

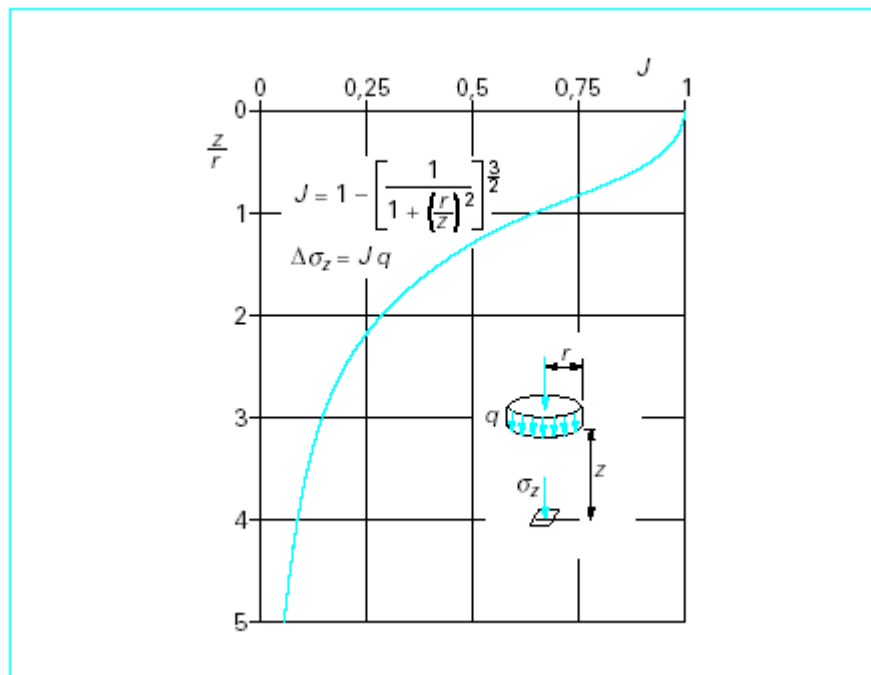


Figure 8 – Accroissement de contrainte verticale  $\Delta\sigma_z$  sous l'axe d'une fondation circulaire uniformément chargée (par la contrainte  $q$ )

Figure 9 – Courbes d'égales contraintes verticales  $\Delta\sigma_z$  sous une fondation, dans un massif homogène, isotrope, semi-infini

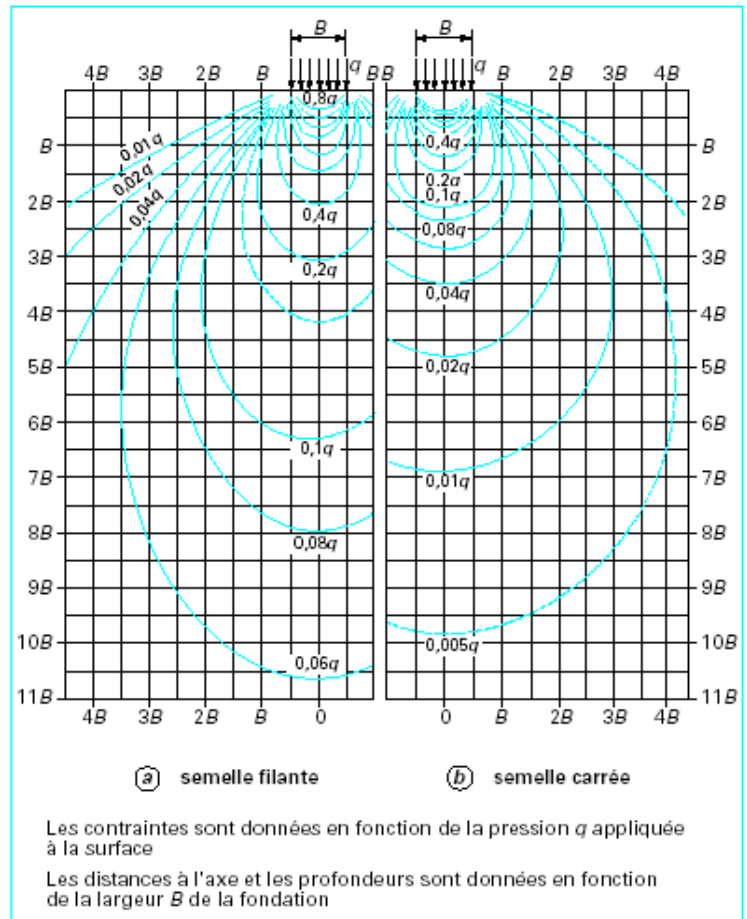
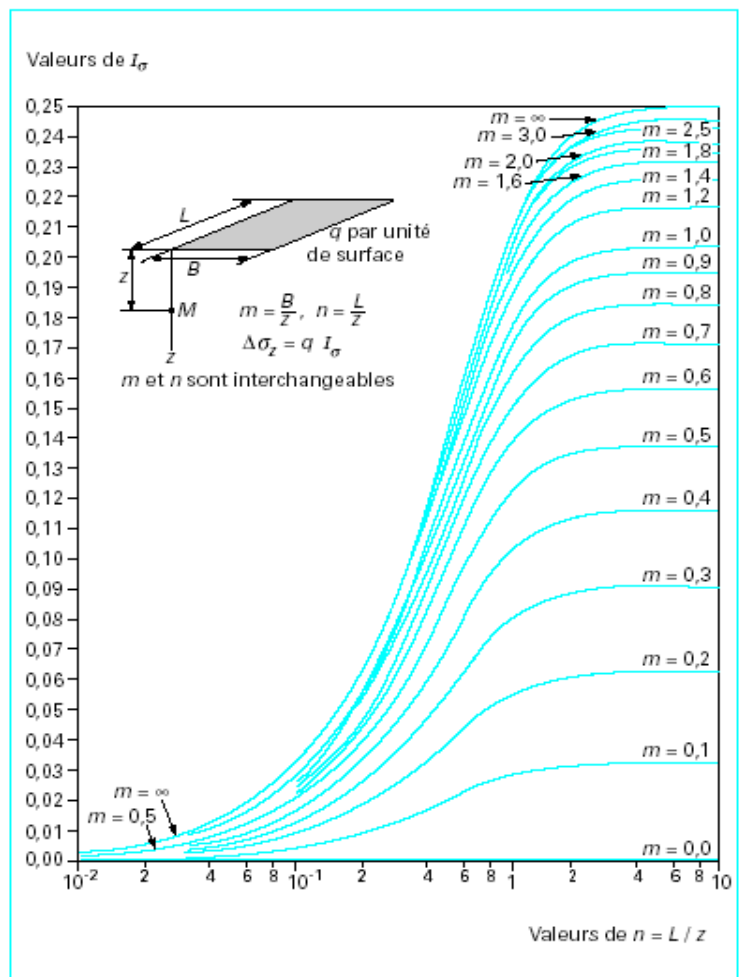


Figure 10 – Accroissement de contrainte verticale  $\Delta\sigma_z$  sous le coin d'une fondation rectangulaire uniformément chargée (par la contrainte q)



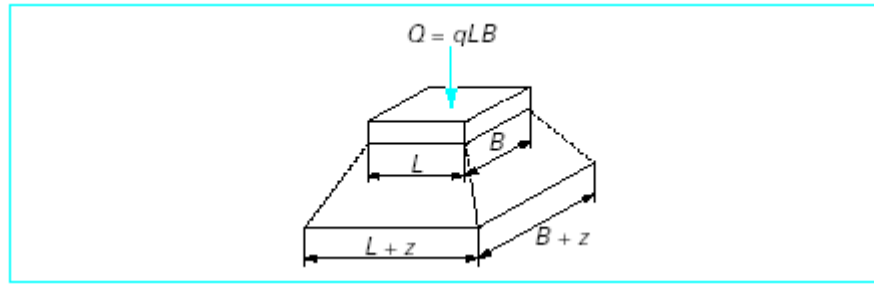


Figure 11 – Méthode approchée pour le calcul de la répartition des contraintes au sein d'un massif

### 1.2.2.2 Calcul des tassements par les résultats de l'essai oedométrique

À partir de la courbe de compressibilité déterminée par l'essai, on peut définir, dans le cas des sols fins, l'indice de compression  $C_c$  (respectivement l'indice de gonflement  $C_s$ ), lorsqu'on linéarise la variation de l'indice des vides en fonction du logarithme décimal de la contrainte effective (diagramme semi-logarithmique), dans le domaine normalement consolidé (respectivement surconsolidé). Dans le cas de l'utilisation de l'indice de compression  $C_c$ , on calcule le tassement de consolidation unidimensionnelle pour chaque couche homogène de la manière suivante :

$$s_{oed} = H \frac{C_c}{1 + e_0} \lg \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_z}{\sigma'_p} \quad (16)$$

avec	$H$	épaisseur de la couche de sol compressible,
	$e_0$	son indice des vides initial (avant consolidation),
	$\sigma'_{v0}$	contrainte verticale effective initiale au milieu de la couche,
	$\Delta\sigma_z$	accroissement de contrainte apporté par la fondation au milieu de la couche,
	$\sigma'_p$	pression de préconsolidation.

Dans le domaine surconsolidé (si  $\sigma'_{v0} < \sigma'_p$ ), le calcul est le suivant :

$$s_{oed} = H \frac{C_s}{1 + e_0} \lg \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_z}{\sigma'_{v0}} \quad (17)$$

pour la partie  $\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_z < \sigma'_p$

Le tassement total  $s_t$  est la somme de trois composantes :

$$s_t = s_i + s_c + s_\alpha \quad (18)$$

où  $s_i$ ,  $s_c$  et  $s_\alpha$  sont, respectivement, le tassement immédiat, le tassement de consolidation et le tassement secondaire.

Dans la pratique courante, le tassement secondaire  $s_\alpha$  est souvent négligé.

Les règles pratiques suivantes sont suffisantes pour la plupart des cas courants :

**- argiles raides surconsolidées :**

$$s_i = 0,5 \text{ à } 0,6 s_{\text{oed}}$$

$$s_c = 0,5 \text{ à } 0,4 s_{\text{oed}}$$

$$s_t = s_{\text{oed}}$$

**- argiles molles normalement consolidées :**

$$s_i = 0,1 s_{\text{oed}}$$

$$s_c = s_{\text{oed}}$$

$$s_t = 1,1 s_{\text{oed}}$$

Le tassement immédiat  $s_i$  peut également être déterminé par le calcul élastique non drainé indiqué plus haut (voir § 1.2.2.1.1).