

## CHAPITRE XVI : Fondations superficielles

<b>16.1</b>	<b>DOMAINE D'APPLICATION</b> .....	<b>2</b>
<b>16.2</b>	<b>COMPORTEMENT DES FONDATIONS SUPERFICIELLES</b> .....	<b>3</b>
16.2.1	COMPORTEMENT À LA RUPTURE.....	3
16.2.2	COMPORTEMENT SOUS LES CHARGES DE SERVICE.....	3
<b>16.3</b>	<b>ETUDE THEORIQUE DE LA CHARGE LIMITE D'UNE SEMELLE FILANTE ANCRÉE DANS UN SOL HOMOGENE ET SOUMISE A UNE CHARGE VERTICALE REPARTIE ET CENTREE</b> .....	<b>5</b>
16.3.1	SOL FROTTANT, NON COHÉRENT ET SANS SURCHARGE - TERME DE SURFACE $N_\gamma$ .....	5
16.3.2	SOL FROTTANT, NON PESANT, NON COHÉRENT AVEC SURCHARGE. TERME DE PROFONDEUR $N_Q$ .....	6
16.3.3	SOL FROTTANT ET COHÉRENT - TERME DE COHÉSION $N_C$ .....	7
16.3.4	CAS GÉNÉRAL : SEMELLE FILANTE ENCASTRÉE DANS UN SOL FROTTANT ET COHÉRENT.....	7
<b>16.4</b>	<b>DÉTERMINATION DE LA CONTRAINTE DE RUPTURE <math>q'_u</math> SOUS UNE FONDATION SUPERFICIELLE SOUMISE À UNE CHARGE VERTICALE CENTRÉE À PARTIR DES ESSAIS DE LABORATOIRE (DTU 13.12)</b> ..	<b>8</b>
<b>16.5</b>	<b>DÉTERMINATION DE LA CONTRAINTE DE RUPTURE <math>q'_u</math> SOUS UNE FONDATION SUPERFICIELLE SOUMISE À UNE CHARGE VERTICALE CENTRÉE À PARTIR DES ESSAIS AU PRESSIOMÈTRE MENARD (FASC. 62 – TITRE V)</b> .....	<b>9</b>
16.5.1	CALCUL DE LA PRESSION LIMITE NETTE ÉQUIVALENTE : %.....	10
16.5.2	DÉTERMINATION DU FACTEUR DE PORTANCE $K_p$ .....	11
<b>16.6</b>	<b>DIMENSIONNEMENT DES FONDATIONS SUPERFICIELLES SOUS DIFFÉRENTS TYPES DE CHARGEMENT</b> .....	<b>13</b>
16.6.1	SITUATIONS ET ACTIONS.....	13
16.6.1.1	<i>Situations</i> .....	13
16.6.1.2	<i>Actions</i> .....	13
16.6.2	COMBINAISONS D' ACTIONS ET SOLLICITATIONS DE CALCUL.....	14
16.6.2.1	<i>Combinaisons d'actions et sollicitations de calcul vis à vis des états-limites ultimes : ELU</i> .....	14
16.6.2.2	<i>Combinaisons d'actions et sollicitations de calcul vis-à-vis des états-limites de service : ELS</i> .....	15
16.6.3	MODÈLES DE COMPORTEMENT DES SEMELLES SUPERFICIELLES ( FASC.62-TITRE V).....	15
16.6.3.1	<i>Comportement vis à vis des charges verticales</i> .....	15
16.6.3.2	<i>Comportement vis-à-vis des charges horizontales</i> .....	16
16.6.4	JUSTIFICATIONS (FASC. 62–TITRE V).....	16
16.6.4.1	<i>Etats limites ultimes de mobilisation de la capacité portante (ELU)</i> .....	16
16.6.4.2	<i>Etats limites de service (ELS)</i> .....	17
16.6.4.3	<i>Etats limites de renversement (ELU)</i> .....	17
16.6.4.4	<i>Etats ultimes de service de décompression du sol (ELS)</i> .....	17
16.6.4.5	<i>Etat limite ultime de glissement (ELU)</i> .....	17
16.6.4.6	<i>Etat limite ultime de stabilité d'ensemble (ELU)</i> .....	17
<b>16.7</b>	<b>ESTIMATION DES TASSEMENTS</b> .....	<b>17</b>
16.7.1	TASSEMENTS ÉVALUÉS À PARTIR DES ESSAIS DE LABORATOIRE.....	17
16.7.2	TASSEMENTS ÉVALUÉS À PARTIR DES ESSAIS PRESSIOMÉTRIQUES MENARD.....	18
16.7.2.1	<i>Sol homogène</i> .....	18
16.7.2.2	<i>Sol hétérogène</i> .....	18
<b>16.8</b>	<b>CAS PARTICULIER</b> .....	<b>20</b>

## 16.1 DOMAINE D'APPLICATION

Une fondation superficielle constitue la partie inférieure d'un ouvrage qui transmet les efforts provenant de la superstructure à une couche de sol peu profonde.

Sous les efforts transmis le sol devra présenter une résistance suffisante et des tassements acceptables pour l'ouvrage lui-même mais également pour les structures avoisinantes.

Le domaine d'application pour les semelles de *bâtiment* est défini par le document technique unifié **DTU 13.12**. (référence AFNOR DTU P11-711) de mars 1988. Pour les semelles des ouvrages de *génie civil* on se réfère aux règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil (**fascicule n°62-titre V** du CCTG).

Au sens du DTU 13.12 le domaine d'application des fondations superficielles est défini par une profondeur relative  $D/B < 6$  et une profondeur absolue de 3m. Au-delà on a des fondations profondes.

Au sens du fasc.62 titre V on considère qu'une fondation est superficielle lorsque sa hauteur d'encastrement  $D_e$  (cf. infra) est inférieure à 1.5 fois sa largeur :  $D_e / B < 1,5$

Actuellement le dimensionnement des semelles de bâtiment (DTU) peut se faire à partir des essais de laboratoire, ou d'après les essais en place (pressiomètre, pénétromètres). Par contre le dimensionnement des semelles des ouvrages de génie civil ne se fait qu'à partir des essais en place (pressiomètre et pénétromètre statique).

Par rapport aux semelles de bâtiment on ne développera que l'étude de la charge limite par rapport aux essais de laboratoire.

Les justifications des semelles des ouvrages de génie civil seront complètement exposées, étant donné qu'il est prévu dans l'avenir une fusion des 2 règlements au profit du fasc.62, plus complet et plus récent, en attendant une refonte complète sous le format de l'EC7.

## 16.2 COMPORTEMENT DES FONDATIONS SUPERFICIELLES

### 16.2.1 Comportement à la rupture

Si on soumet une semelle filante à un chargement croissant jusqu'à la rupture d'un sol homogène et indéfini on obtient une rupture du sol en surface qu'on qualifie de **rupture globale**. Schématiquement, il se forme sous la base de la semelle un **poignon rigide** qui s'enfonce dans le sol en le refoulant de part et d'autre jusqu'à la surface. **Le sol des parties P** est complètement **plastifié**, tandis que les zones externes E ne sont soumises qu'à des contraintes beaucoup plus faibles qui ne le mettent pas en rupture (Fig.16.1).

Si on soumettait la même fondation, mais placée à plus grande profondeur, fondation profonde, au même essai on obtiendrait une rupture interne du sol : rupture locale sans signes extérieurs à la surface du sol.

Cette distinction mécanique entre rupture globale et rupture locale permet bien de distinguer les fondations superficielles des fondations profondes. Elle est plus explicite que la définition des règlements (DTU ou Fasc.) qui diverge d'ailleurs notablement.

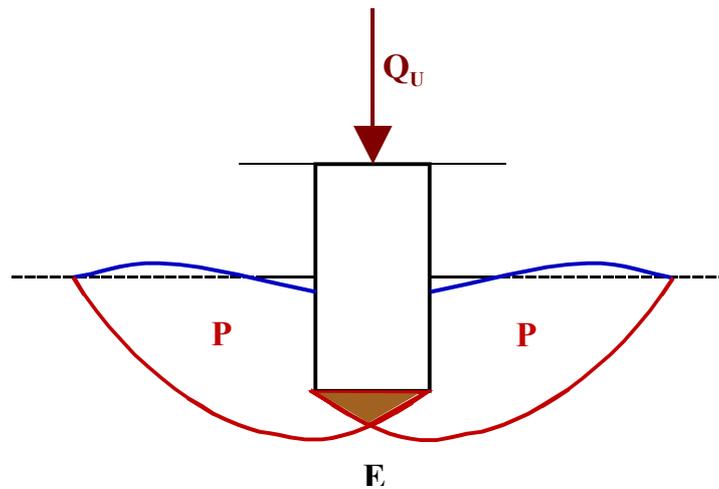


Fig.16.1 Schéma de rupture du sol sous une fondation superficielle

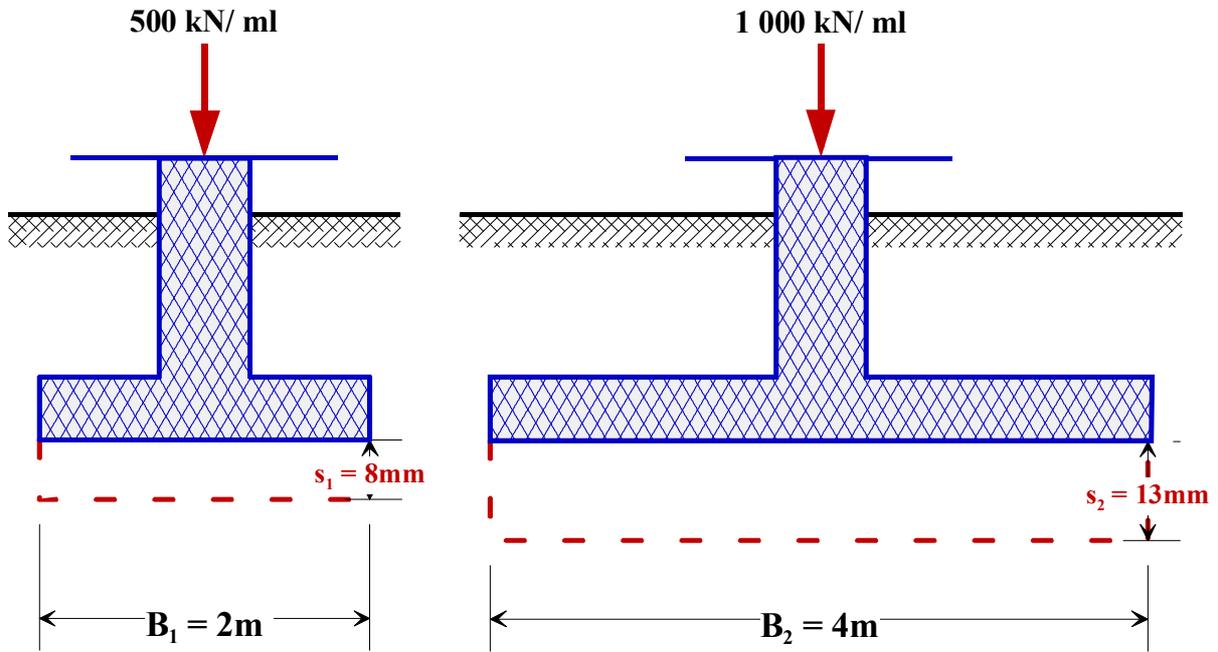
P : zones de sol en rupture

E : zones de sol dans le domaine élastique

### 16.2.2 Comportement sous les charges de service

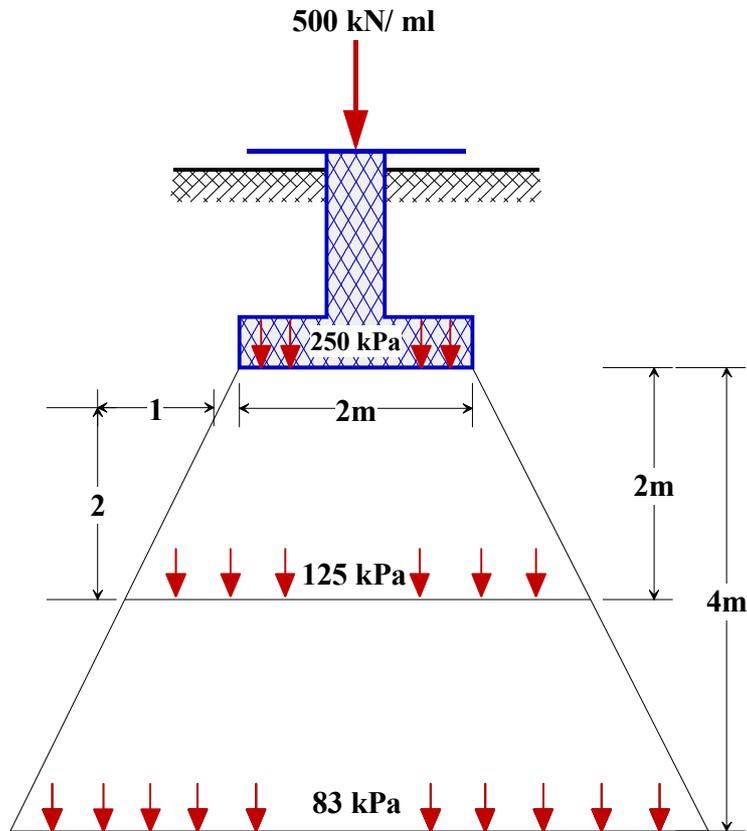
Sous les charges de service les fondations superficielles vont tasser. Le tassement d'une semelle dépend évidemment de la compressibilité du sol mais aussi de ses dimensions.

On doit vérifier que les tassements absolus ne sont pas incompatibles avec le fonctionnement de l'ouvrage mais également que la nouvelle construction n'entraîne pas de tassements significatifs sur les structures existantes. En plus des tassements absolus, on doit vérifier que la structure de l'ouvrage à construire peut supporter les tassements différentiels entre points d'appui. On n'oubliera pas que deux semelles transmettant la même contrainte au sol tasseront proportionnellement à leur dimension (Fig.16.2).



**Fig.16.2 Tassements élastiques de deux semelles rigides filantes de largeurs différentes apportant la même contrainte moyenne au sol**

Plus une semelle est large plus elle influencera les sols sous jacents sous une grande profondeur. On peut tracer les bulbes de contrainte qui représentent la distribution des contraintes sous une fondation. On peut plus simplement en première approximation diffuser les contraintes dans le sol suivant un angle de  $27^\circ$  (largeur :1 – hauteur: 2) (Fig. 16.3).



**Fig.16.3 Diffusion des contraintes apportées par la semelle filante dans le sol**

## 16.3 ETUDE THEORIQUE DE LA CHARGE LIMITE D'UNE SEMELLE FILANTE ANCRÉE DANS UN SOL HOMOGENE ET SOUMISE A UNE CHARGE VERTICALE REPARTIE ET CENTREE

Cette approche n'est presque plus utilisée en France, elle reste par contre d'un usage fréquent dans les pays anglo-saxons.

### 16.3.1 Sol frottant, non cohérent et sans surcharge - Terme de surface $N\gamma$

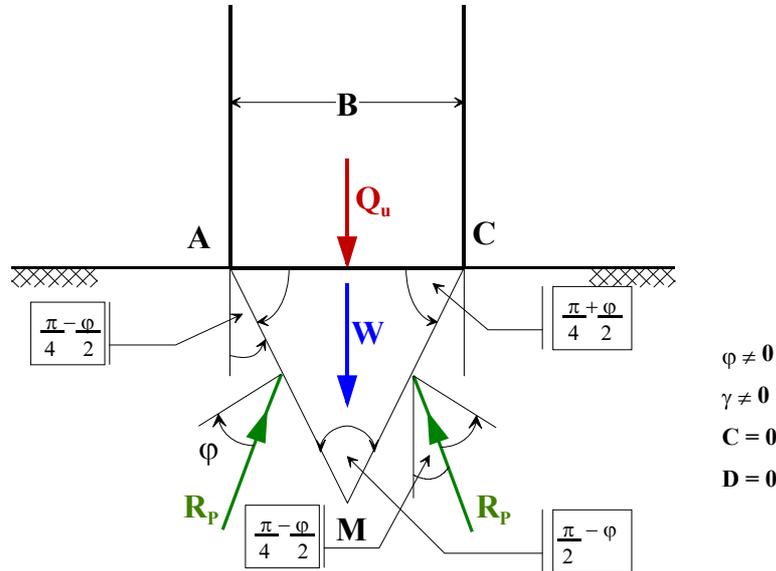


Fig.16.4

Le poinçon rigide met le sol de part et d'autre en butée. Le coefficient de butée  $K_p$  donné dans les tables de Caquot Kérisel-Absi dépend de  $\beta$ ,  $\lambda$  et  $\delta$  (Fig. 16.4) :

$$\beta = 0,$$

$$\lambda = -\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$\delta = \varphi$$

En écrivant l'équilibre des forces sur la verticale

$$Q_u + W = 2R_p \cos\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

On obtient

$$Q_u = \gamma_2 \frac{B^2}{4} \left( K_p \frac{\cos\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)}{\cos^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)} - \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \right)$$

On considère, **pour simplifier**, que la répartition de la contrainte sous la semelle est uniforme :

$$q_u = \frac{Q_u}{B \times 1}, \text{ on peut donc écrire}$$

$$q_u = \gamma_2 \frac{B}{4} \left( K_p \frac{\cos\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)}{\cos^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)} - \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \right)$$

En posant  $q_u = q_\gamma$  (contrainte ultime de surface)

$$q_\gamma = \frac{1}{2} \gamma_2 \times B \times N_\gamma$$

$$N_\gamma = \frac{1}{2} \left( K_p \frac{\cos\left(\frac{\pi - \varphi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)}{\cos^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)} - \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \right)$$

avec :

$\gamma_2$  : poids volumique du sol **sous la semelle**

$N_\gamma = f(\varphi)$  :  $\varphi$  du sol **sous la semelle**.

### 16.3.2 Sol frottant, non pesant, non cohérent avec surcharge. Terme de profondeur $N_q$

Dans ce cas, on calcule la capacité portante de la semelle  $q_u$  encastrée d'une profondeur  $D$ . La surcharge uniformément répartie  $p$  de part et d'autre de la semelle AB est égale à  $p = \gamma_1 D$  (Fig.16.5).

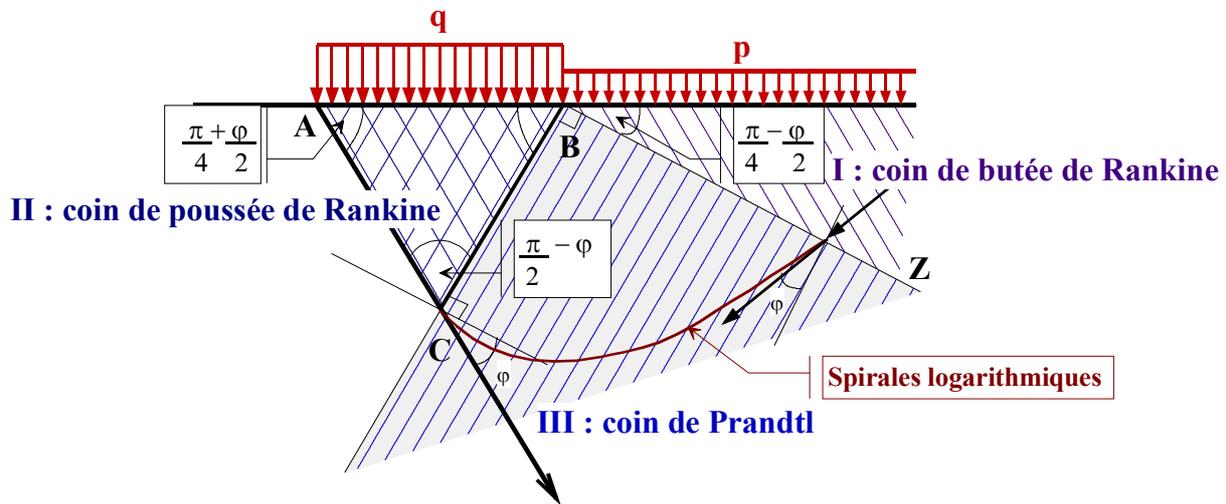


Fig.16.5

Comme dans le cas d'actions du sol sur un écran, on a deux équilibres de Rankine séparé par un équilibre général en spirale logarithmique (Fig.16.5). Le calcul donne l'expression suivante de  $q$ .

$$q_u = p \times \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) e^{\pi \times \operatorname{tg} \varphi}$$

avec  $p = \gamma_1 D$

$$q_u = \gamma_1 \times D \times \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) e^{\pi \times \operatorname{tg} \varphi}$$

avec  $\gamma_1$  : poids volumique du sol **au-dessus** de la semelle.

En posant  $q_u = q_q$  (contrainte ultime de profondeur)

$$q_q = \gamma_1 \times D \times N_q$$

On appellera  $N_q$  : terme de profondeur

$$N_q = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) e^{\pi \times \operatorname{tg} \varphi}$$

avec  $\varphi$  : angle de frottement du sol **au-dessous** de la semelle.

### 16.3.3 Sol frottant et cohérent - Terme de cohésion $N_c$

On applique le théorème des états correspondants de CAQUOT. On est ramené au problème précédent en remplaçant  $\gamma_1 D$  par  $H = C/tg\varphi$  (Fig.16.6)

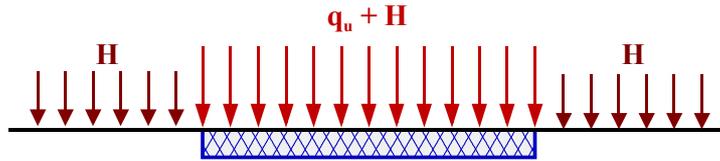


Fig.16.6

$$q_u + H = H \times tg^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) e^{\pi \times tg\varphi}$$

$$q_u = H \left[ tg^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) e^{\pi \times tg\varphi} - 1 \right]$$

En posant  $q_u = q_c$  (contrainte ultime de cohésion)

$$q_c = C \times N_c$$

avec

$$N_c = \frac{N_q - 1}{tg\varphi}$$

pour un sol fin saturé cisailé à court terme  $\varphi_u = 0$  et  $C_u \neq 0$  ; on fait tendre  $\varphi \rightarrow 0$  et on obtient

$$N_c = \pi + 2$$

(Terzaghi pour une semelle rugueuse a montré  $N_c = 5,7$ ).

Cette formule donne la capacité portante d'une semelle sans encastrement fondée sur un sol fin saturé sous un chargement rapide (phase de chantier, court terme).

On peut étendre cette approche à la construction des remblais sur sol fin saturé en assimilant le remblai à une fondation superficielle.

### 16.3.4 Cas général : semelle filante encastree dans un sol frottant et cohérent

Bien qu'en général ce ne soit pas licite et qu'on puisse avoir des équilibres surabondants, on superpose les trois états limites. La charge limite sera égale pour une semelle filante à (Fig.16.7) :

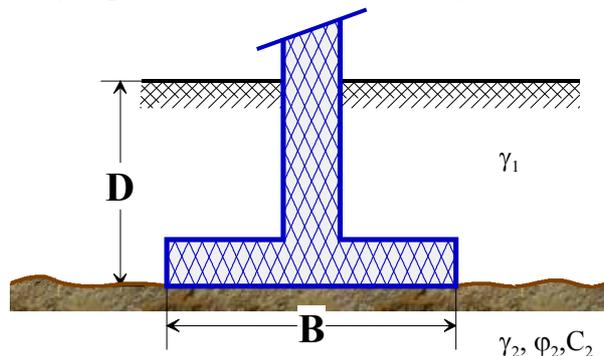


Fig.16.7

$$q_u = \left( \frac{1}{2} \times \gamma_2 \times B \times N_\gamma \right) + (\gamma_1 \times D \times N_q) + (C \times N_c)$$

Les valeurs des  $N_\gamma$ ,  $N_q$ ,  $N_c$  dépendent des hypothèses de calcul et peuvent varier suivant les auteurs.

On utilisera B' au lieu de B, pour une semelle soumise à une flexion composée(cf 6.3.1)

**16.4 DETERMINATION DE LA CONTRAINTE DE RUPTURE  $q'_u$  SOUS UNE FONDATION SUPERFICIELLE SOUMISE A UNE CHARGE VERTICALE CENTREE A PARTIR DES ESSAIS DE LABORATOIRE (DTU 13.12)**

Dans le cas de semelle isolée, pour passer de l'étude théorique en déformation plane 2D au comportement 3D de la semelle isolée on applique des coefficients empiriques.

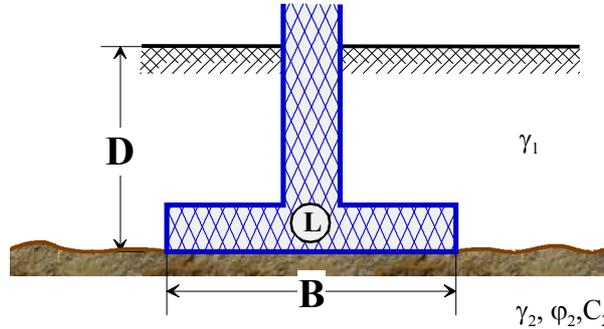


Fig.16.8

$$q_u = \left( \frac{1}{2} \times s_\gamma \times \gamma_2 \times B \times N_\gamma \right) + (s_q \times \gamma_1 \times D \times N_q) + (s_c \times C \times N_c)$$

$s_c = s_\gamma = s_q = 1$  pour une semelle filante.

Pour une semelle de forme quelconque :

$$s_c = 1 + 0,2 \frac{B}{L}$$

$$s_\gamma = 1 - 0,2 \frac{B}{L}$$

$$s_q = 1$$

$\varphi$	$N_c$	$N_\gamma$	$N_q$
0	5,14	0	1,00
5	6,50	0,10	1,60
10	8,40	0,50	2,50
15	11,00	1,40	4,00
20	14,80	3,50	6,40
25	20,70	8,10	10,70
30	30,00	18,10	18,40
35	46,00	41,10	33,30
40	75,30	100,00	64,20
45	134,00	254,00	135,00

On n'oublie pas de préciser quel  $\varphi$  et quel C

- Pour les *sables et graviers*  $\varphi' \neq 0$  avec  $C' = 0$  quelle que soit la vitesse de chargement.

- Pour les *argiles et limons*  $\phi$  et  $c$  dépendent de la vitesse de chargement.

Sous chargement instantané (phase de courte durée de chantier)

*court terme* → *contraintes totales*

$\gamma$

$\phi_{uu}$

$c_{uu}$

(attention  $\phi_{uu}$  et  $c_{uu}$  dépendent de la teneur en eau)

**Si le sol est saturé  $\phi_u = 0$**

Sous chargement très lent ou à la fin de la consolidation pour les sols fins saturés :

*long terme* → *contraintes effectives*

$\gamma'$

$\phi'$

$c'$

(très souvent  $c' \approx 0$ ).

### 16.5 DETERMINATION DE LA CONTRAINTE DE RUPTURE $q'_u$ SOUS UNE FONDATION SUPERFICIELLE SOUMISE A UNE CHARGE VERTICALE CENTREE A PARTIR DES ESSAIS AU PRESSIOMETRE MENARD (FASC. 62 – TITRE V)

La contrainte de rupture  $q'_u$ , pour une charge verticale, est proportionnelle à la pression limite nette équivalente  $p_{le}^*$ . Le facteur de proportionnalité  $k_p$  a été calé sur des essais sur chantier.

$$q'_u - q'_0 = k_p \times p_{le}^*$$

avec :

**$q'_u$  : contrainte effective verticale ultime**

$q'_0$  : pression verticale effective des terres, calculée au niveau du centre géométrique de la semelle (Fig.16.9).

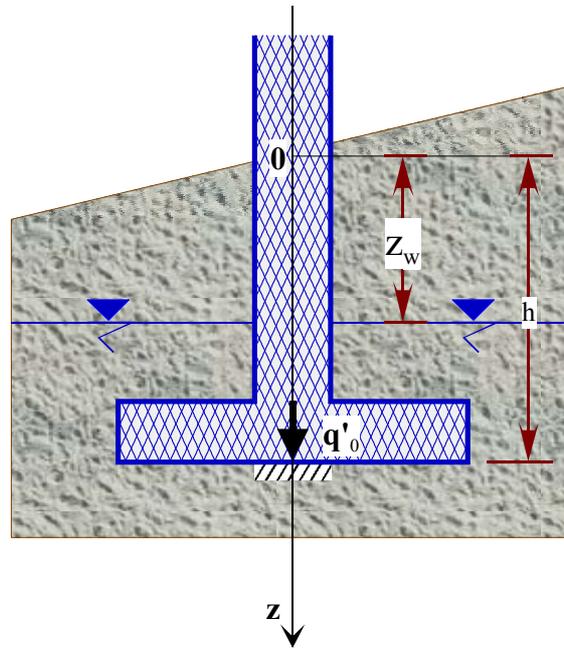


Fig.16.9 Calcul de la pression verticale effective

### 16.5.1 Calcul de la pression limite nette équivalente : %

Si le **terrain homogène** sur au moins une profondeur de **1.5B**, on établit un profil linéaire schématisé sur la tranche de sol entre D et (D+1,5B), (Fig.16.10). La pression limite équivalente est prise égale à :

$$p_{le}^* = p_l^*(z_e) \quad \text{avec} \quad z_e = D + \frac{2}{3}B$$

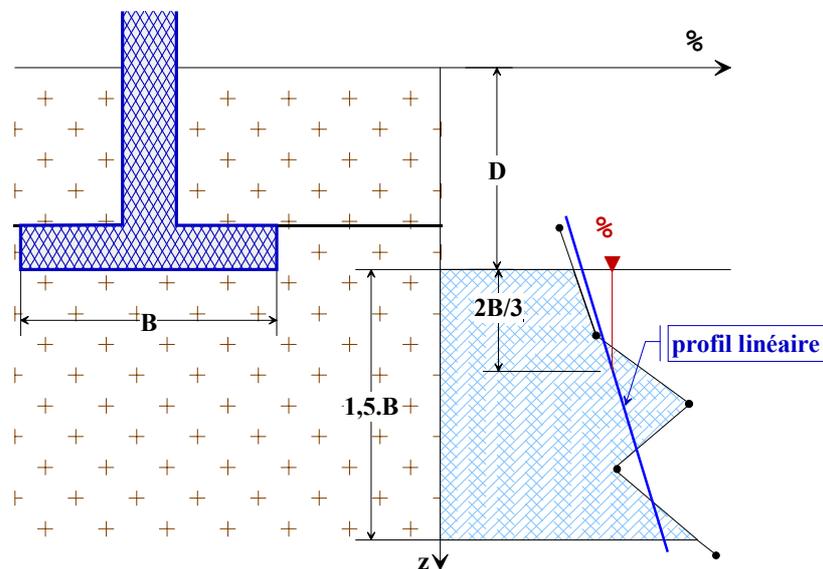


Fig.16.10 Détermination de  $p_{le}^*$  pour un terrain homogène

Si le **terrain n'est pas homogène** et est constitué sous la fondation, jusqu'à une profondeur d'au moins 1,5B de sols de natures différentes et de résistances mécaniques différentes, mais de même ordre de grandeur ; on calcule  $p_{le}^*$ , en procédant à une moyenne géométrique sur la tranche de sol entre D et (D + 1,5B), (Fig16.11).

$$p_{le}^* = \sqrt[n]{p_{l_1}^* \dots p_{l_n}^*}$$

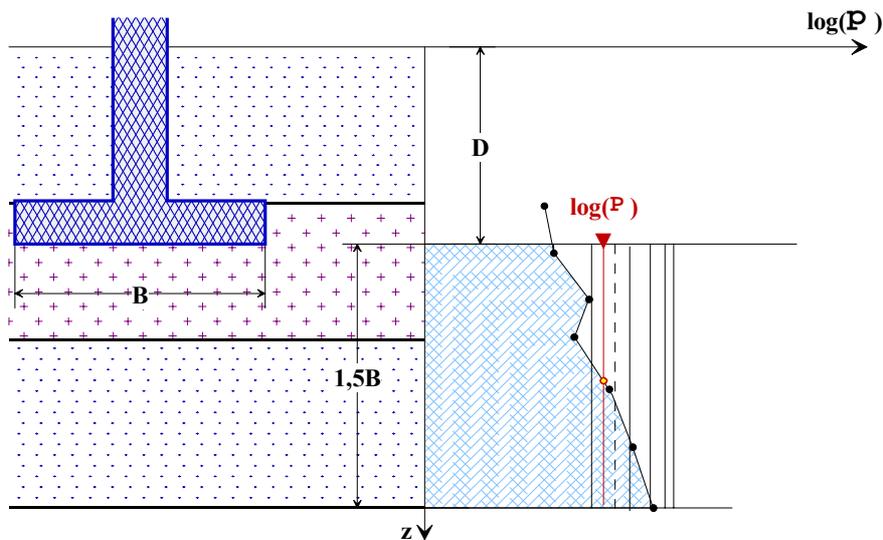


Fig.16.11 Détermination de  $p_{le}^*$  pour un terrain hétérogène

### 16.5.2 Détermination du facteur de portance $k_p$

La valeur de  $k_p$  est fixée par le tableau ci-dessous en fonction de la **nature du sol**, de la profondeur d'encastrement relatif :  $D/B$  et du **rapport** de la largeur  $B$  à la longueur  $L$  de la fondation.

Les valeurs de  $k_p$  proviennent d'essais sur chantier et en modèles centrifugés. Une centaine d'essais en place ont été réalisés par le L.C.P.C, dans les années 1980-90, sur 5 sols différents (gravier, sable, limon, argile et craie). Le critère de rupture  $q_u$  adopté par le fasc.62-titreV correspond à un **enfoncement de 10%** de la largeur de la semelle pour une charge maintenue pendant 30 minutes. La valeur de  $k_p$  a été corrélée par rapport aux essais au **pressiomètre** et au **pénétrömètre statique**. On ne traite dans ce chapitre que de la méthode pressiométrique, la méthode pénétrométrique étant similaire (cf. fasc.62-titreV). Le tableau 16.1 donne la valeur de  $k_p$ .

TYPE DE SOL	EXPRESSION DE $K_p$
Argiles et limons A, craies A	$0,8 \left[ 1 + 0,25 \left( 0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Argiles et limons B	$0,8 \left[ 1 + 0,35 \left( 0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Argiles C	$0,8 \left[ 1 + 0,50 \left( 0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Sables A	$\left[ 1 + 0,35 \left( 0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Sables et graves B	$\left[ 1 + 0,50 \left( 0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Sables et graves C	$\left[ 1 + 0,80 \left( 0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Craies B et C	$1,3 \left[ 1 + 0,27 \left( 0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$

**Tableau 16.1 : valeurs du coefficient de portance  $k_p$**

La nature de sol est donnée par le tableau 16.2

CLASSE DE SOL		DESCRIPTION	PRESSIOMETRE $P_1$ (MPa)
ARGILES, LIMONS	A	Argiles et limons mous	< 0,7
	B	Argiles et limons fermes	1,2 - 2,0
	C	Argiles très fermes à dures	> 2,5
SABLES, GRAVES	A	Lâches	< 0,5
	B	Moyennement compacts	1,0 - 2,0
	C	Compacts	> 2,5
CRAIES	A	Molles	< 0,7
	B	Altérées	1,0 - 2,5
	C	Compactes	> 3,0
MARNES MARNO-CALCAIRES	A	Tendres	1,5 - 4,0
	C	Compacts	> 4,5

**Tableau 16.2 : classification des sols**

**La hauteur d'encastrement mécanique  $D_e$**  est un paramètre conventionnel de calcul destiné à tenir compte du fait que les caractéristiques mécaniques des sols au-dessus de la base de la semelle sont généralement plus faibles que celles du sol de fondation (Fig.16.12).

$$D_e = \frac{1}{\%} \int_0^D \alpha_d(z) \cdot dz$$

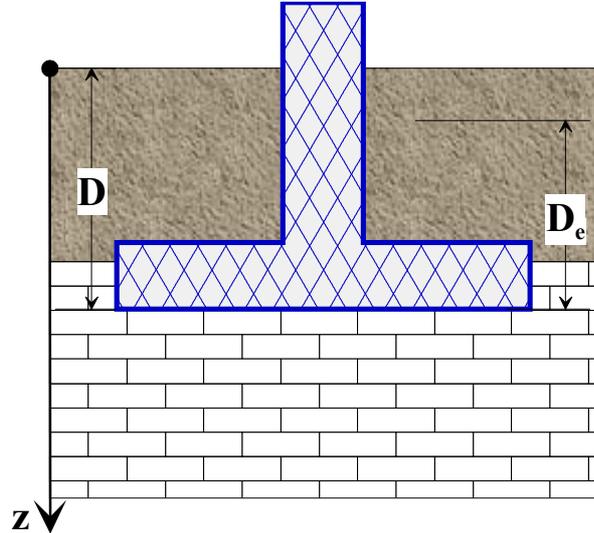


Fig.16.12 Détermination de la hauteur d'encastrement mécanique  $D_e$

$\alpha_d(z)$  est obtenu en joignant par des segments de droite sur une échelle linéaire les différents  $\alpha_d$  mesurés.

$d$  est généralement pris égal à 0, sauf s'il existe des couches de très mauvaises caractéristiques en surface dont on ne tiendra pas compte.

## 16.6 DIMENSIONNEMENT DES FONDATIONS SUPERFICIELLES SOUS DIFFERENTS TYPES DE CHARGEMENT

Le dimensionnement des fondations superficielles comporte une vérification de la **résistance** et une vérification du **tassement**.

La vérification de la **résistance** de la fondation vis à vis du sol se fait en montrant que la **contrainte de référence**, obtenue en **pondérant les actions** transmises par la structure au sol de fondation, est égale ou **inférieure** à la **contrainte de rupture** affectée d'un **coefficient de sécurité partiel** dans une approche aux **états limites**.

Le calcul de la résistance ultime du sol (rupture) sous la fondation  $q_u$  est effectué à partir des essais de laboratoire,  $\phi$  et  $C$ , (DTU 13.12) ou d'après des mesures effectuées directement sur le site par des essais en place : pressiomètre Ménard, pénétromètres (Fasc.62-titreV, DTU 13.12).

### 16.6.1 Situations et actions

#### 16.6.1.1 Situations

La justification de la structure est envisagée pour différentes actions :

- ◆ situations en cours de construction;
- ◆ situations en cours d'exploitation;
- ◆ situations accidentelles.

#### 16.6.1.2 Actions

Les actions sont classées en actions permanentes, variables et accidentelles :

- ◆  $G$  actions **permanentes**;
- ◆  $Q$  actions **variables**;
- ◆  $F_A$  actions **accidentelles**.

Les valeurs représentatives des actions sont :

- ◆ pour les actions permanentes :  $G_k$ ;
- ◆ pour les actions variables :
  - ✓ valeurs caractéristiques  $Q_{ik}$  de l'action  $Q_i$ ;

- ✓ valeurs de combinaison  $\psi_{0i} \cdot Q_{ik}$ ;
- ✓ valeurs fréquentes  $\psi_{1i} \cdot Q_{ik}$
- ✓ valeurs quasi-permanentes  $\psi_{2i} \cdot Q_{ik}$

Les **actions** sont **transmises** aux fondations superficielles :

- ◆ directement **par la structure** (exemple charges de ponts routiers définies par le fasc.61 titreII), en tenant compte éventuellement de l'interaction sol-structure.
- ◆ **par le sol** :
  - ✓ actions d'origine pondérale (actions G)
  - ✓ actions de poussée , avec la même valeur de poids volumique que celle adoptée pour les actions d'origine pondérale, (actions G)
  - ✓ actions transmises par le sol : surcharges.
  - ✓ actions dues à l'**eau** :
    - pressions interstitielles en tenant compte des forces d'écoulement si elles existent (action  $G_w$ , avec  $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$ )
    - effets hydrodynamiques ( poussée de courant, houles, séisme..)

### 16.6.2 Combinaisons d'actions et sollicitations de calcul

Les **sollicitations** (efforts internes) dans les fondations superficielles sont calculées à partir des **actions** (efforts externes) en tenant compte de modèles de comportement plus ou moins complexes et représentatifs de la réalité.

#### 16.6.2.1 Combinaisons d'actions et sollicitations de calcul vis à vis des états-limites ultimes : ELU

##### 16.6.2.1.1 Combinaisons fondamentales

$$1,125 \times S \left\{ (1,2 \times G_{\max}) + (0,9 \times G_{\min}) + (\gamma_{Gw} \times G_w) + (\gamma_{Fw} \times F_w) + (\gamma_{F1Q1} \times Q_{1K}) + \sum 1,15 \times \psi_{0i} Q_{ik} \right\}$$

$G_{\max}$  : actions permanentes défavorables,

$G_{\min}$  : actions permanentes favorables,

$G_w$  : actions des pressions statiques de l'eau,

$F_w$  : actions hydrodynamiques,

$Q_{1K}$  : valeur caractéristique de l'action variable de base,

$\psi_{0i} Q_{ik}$  : valeur de combinaison d'une action variable d'accompagnement.

$\gamma_{Gw}$  vaut : 1, lorsque la pression interstitielle présente un caractère favorable,  
1,05 lorsque la pression interstitielle présente un caractère défavorable.

$\gamma_{Fw}$  vaut : 1,2 ou 0,9, sa valeur étant choisie de manière à obtenir l'effet le plus défavorable.

$\gamma_{F1Q1}$  **vaut : 1,33 dans le cas général,**  
1,20 pour les charges d'exploitation étroitement bornées ou de caractère particulier.  
1,125 peut être qualifié de coefficient de méthode.

##### 16.6.2.1.2 Combinaisons accidentelles

$$S \left\{ G_{\max} + G_{\min} + G_w + F_w + F_A + (\psi_{11} \times Q_{1K}) + \sum (\psi_{2i} \times Q_{ik}) \right\}$$

$F_A$  : valeur nominale de l'action accidentelle,

$\psi_{11} Q_{1K}$  : valeur fréquente d'une action variable  $Q_1$ ,

$\psi_{2i} Q_{ik}$  : valeur quasi permanente d'une autre action  $Q_i$ .

### 16.6.2.1.3 Combinaisons vis à vis des états-limites de stabilité d'ensemble

$$1,125 \times S \left\{ (1,05 \times G_{\max}) + (0,95 \times G_{\min}) + G_w + (\gamma_{F1Q1} \times Q_{1K}) + \sum 1,15 \times \psi_{0i} Q_{ik} \right\}$$

### 16.6.2.2 Combinaisons d'actions et sollicitations de calcul vis-à-vis des états-limites de service : ELS

#### 16.6.2.2.1 Combinaisons rares

$$S \left\{ G_{\max} + G_{\min} + G_w + F_w + Q_{1K} + \sum (1,15 \times \psi_{0i} \times Q_{iK}) \right\}$$

#### 16.6.2.2.2 Combinaisons fréquentes

$$S \left\{ G_{\max} + G_{\min} + G_w + F_w + (\psi_{11} \times Q_{1K}) + \sum (\psi_{2i} \times Q_{iK}) \right\}$$

#### 16.6.2.2.3 Combinaisons quasi permanentes

$$S \left\{ G_{\max} + G_{\min} + G_w + F_w + \sum (\psi_{2i} \times Q_{iK}) \right\}$$

### 16.6.3 Modèles de comportement des semelles superficielles (fasc.62-titreV)

#### 16.6.3.1 Comportement vis à vis des charges verticales

Concernant le fasc.62- Titre V on considère, sous les charges verticales centrées ou excentrées (excentrement  $e_G$  par rapport aux axes centraux d'inertie), le sol en **élasticité linéaire** représenté à l'interface par des ressorts (modèle de Winkler) de raideurs  $k$ ,  $p = k \times y$  (Fig. 16.13). D'autre part le sol n'est pas capable de reprendre des efforts de traction (sol décomprimé).

Pour les semelles rectangulaires on peut appliquer la méthode de **MEYERHOF** qui consiste à calculer les contraintes uniformes sur un rectangle de surface réduite  $B' = B - 2e$ . La valeur de la contrainte normale et les dimensions du rectangle sont calculées pour équilibrer les efforts appliqués (Fig.16.13).

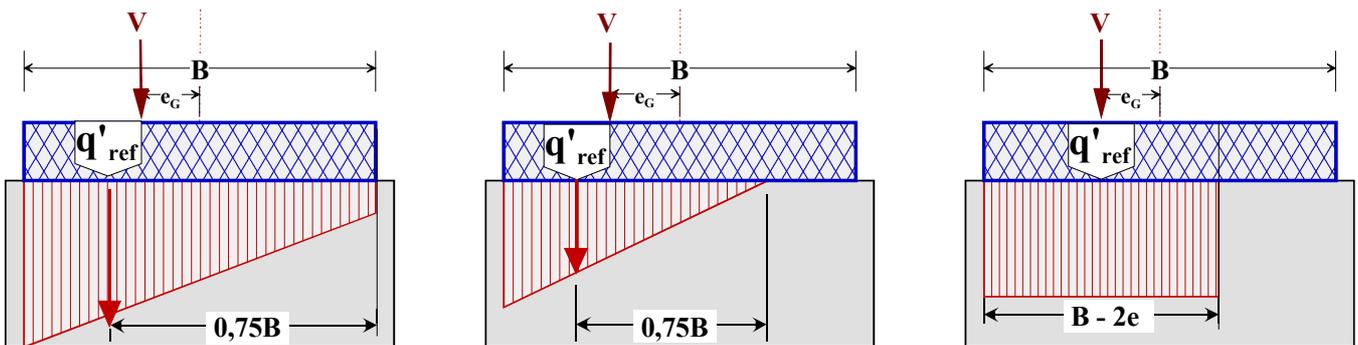
La valeur de la contrainte de référence  $q'_{ref}$  est définie par :

$$q'_{ref} = \frac{3q'_{\max} + q'_{\min}}{4} \quad (\text{diagramme trapézoïdal})$$

ou

$$q'_{ref} = \frac{V}{(B - 2e_G)} \quad (\text{MEYERHOF})$$

Avec  $e_G$  : excentricité de la résultante verticale par rapport au centre d'inertie de la semelle, on notera par la suite  $e_G = e$ .



Semelle entièrement comprimée

Semelle partiellement comprimée

Modèle de MEYERHOF

Fig.16.13 Diagrammes des contraintes sous la semelle Détermination de la contrainte référence

### 16.6.3.2 Comportement vis-à-vis des charges horizontales

En général, les charges horizontales sont reprises uniquement par les forces de frottement à l'interface entre le sol et la fondation, sans tenir compte des réactions de butée sur les faces latérales de la fondation.

### 16.6.4 Justifications (Fasc. 62-titre V)

#### 16.6.4.1 Etats limites ultimes de mobilisation de la capacité portante (ELU)

Pour chaque combinaison d'actions on vérifie que :

$$q'_{réf} \leq \left[ \frac{1}{\gamma_q} (q'_u - q'_0) \times i_\delta \right] + q'_0$$

avec  $\gamma_q = 2$

$i_\delta$  : coefficient minorateur tenant compte de l'inclinaison de la charge.

#### Fondation sur sol horizontal soumise à une charge centrée inclinée

sols cohérents : argile, limon

$$i_\delta = \Phi_1(\delta) = \left( 1 - \frac{\delta}{90} \right)^2$$

sols frottants : sable, gravier

$$i_\delta = \Phi_2(\delta) = \left( 1 - \frac{\delta}{90} \right)^2 \left( 1 - e^{-\frac{D_e}{B}} \right) + \left[ \max \left\{ \left( 1 - \frac{\delta}{45} \right); 0 \right\} \right]^2 e^{-\frac{D_e}{B}}$$

avec B, largeur de la fondation et  $D_e$  la hauteur d'encastrement mécanique,  $\delta$  en degré.

Les fonctions  $\Phi_1(\delta)$  et  $\Phi_2(\delta)$  sont représentées sur l'abaque ci-dessous.

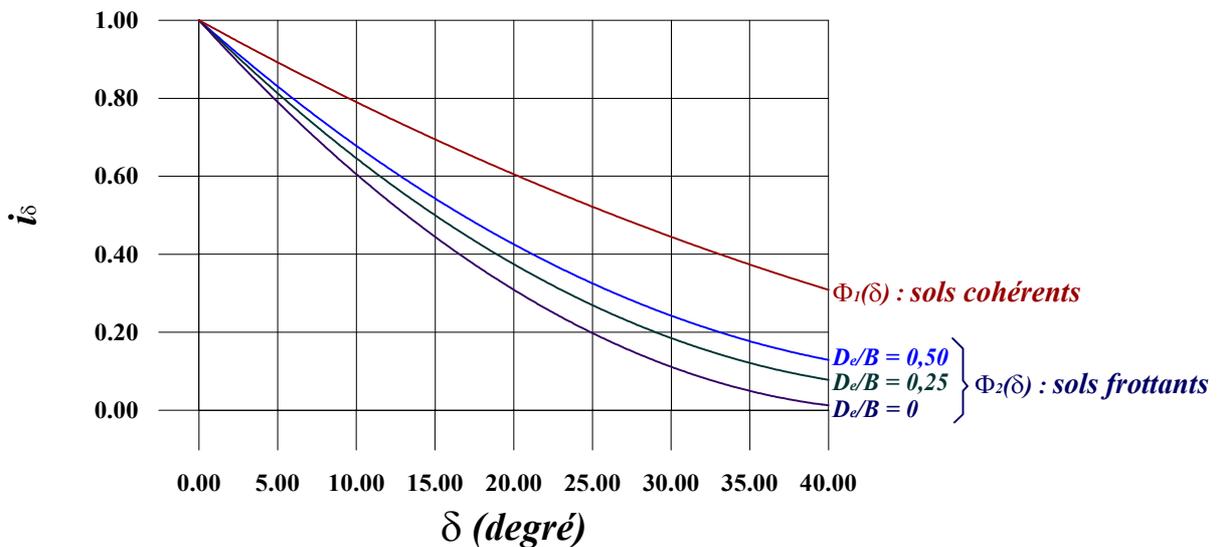


Fig.16.14 Abaque du coefficient minorateur  $i_\delta$

### 16.6.4.2 Etats limites de service (ELS)

Les sollicitations de calcul à considérer sont celles relatives aux combinaisons rares des états limites de service.

Pour chaque combinaison d'actions on vérifie que :

$$q'_{réf} \leq \frac{1}{\gamma_q} (q'_u - q'_0) \times i_\delta + q'_0$$

avec  $\gamma_q = 3$

### 16.6.4.3 Etats limites de renversement (ELU)

Les sollicitations de calcul à considérer sont celles relatives aux *états limites ultimes*.

La surface de **sol comprimé** sous la fondation doit être au moins égale à **10%** de la surface totale de celle-ci.

### 16.6.4.4 Etats limites de service de décompression du sol (ELS)

Les sollicitations de calcul à considérer sont celles relatives aux **états limites de service**.

Le sol sous la fondation doit rester entièrement comprimé sous combinaisons fréquentes.

La surface de **sol comprimé** sous la fondation doit être au moins égale à **75%** de sa surface totale sous combinaisons rares.

### 16.6.4.5 Etat limite ultime de glissement (ELU)

Les sollicitations de calcul à considérer sont celles relatives aux **états limites ultimes**.

Pour chaque combinaison d'actions, on vérifie que :

$$H \leq \frac{V \times \tan \varphi' + C' \times A'}{\gamma_{g1} + \gamma_{g2}}$$

avec :

H et V : composantes de calcul horizontale et verticale de l'effort appliqué à la fondation,

A' : surface comprimée de la fondation (cf. Fig. 16.13)

$\gamma_{g1} = 1,2$

$\gamma_{g2} = 1,5$

### 16.6.4.6 Etat limite ultime de stabilité d'ensemble (ELU)

Cet état concerne le cas des fondations en tête de talus de déblai ou rapporté .

Les sollicitations de calcul à considérer sont celles relatives aux **états limites de stabilité d'ensemble**.

On fera un **calcul de stabilité** (cf. cours de *stabilité des pentes*) en considérant les paramètres de calcul  $\phi_d$  et  $c_d$

$$\tan \phi_d = \frac{\tan \phi}{1,20} \quad \text{et} \quad c_d = \frac{c}{1,50}$$

## 16.7 ESTIMATION DES TASSEMENTS

Les combinaisons d'actions à considérer sont les **combinaisons quasi-permanentes**.

### 16.7.1 Tassements évalués à partir des essais de laboratoire

Le calcul de ces tassements a été traité au chapitre VI. On doit s'y référer automatiquement s'il s'agit de tassements de consolidation (exemples : réservoirs, remblais sur sols argileux saturés)

### 16.7.2 Tassements évalués à partir des essais pressiométriques MENARD.

Cette évaluation n'est valable qu'en dehors du cas de consolidation.

$$s_f = s_c + s_d$$

$s_c$  : tassement sphérique

$s_d$  : tassement déviatorique

#### 16.7.2.1 Sol homogène

$$s_c = \frac{\alpha}{9 \times E_M} (q' - \sigma'_{v_0}) \times \lambda_c \times B \quad s_d = \frac{2}{9 \times E_M} (q' - \sigma'_{v_0}) \times B_0 \left( \lambda_d \frac{B}{B_0} \right)^\alpha$$

$B_0$  : 0,6 m

$B$  : largeur de la fondation

$q'$  : composante normale de la contrainte effective moyenne appliquée au sol par la fondation.

$\sigma'_{v_0}$  : contrainte verticale effective calculée avant travaux au niveau de la fondation (tient compte du poids des terres enlevées lors du terrassement)

$E_M$  : module pressiométrique

$\alpha$  : coefficient rhéologique  $E_{\text{pressio}} = \alpha \cdot E_{\text{oed}}$  (module oedométrique) qui dépend de la nature du sol

$\lambda_c$  et  $\lambda_d$  : coefficients de forme.

Les valeurs de  $\alpha$  proposées par L. MENARD figurent au tableau n° 16.3

Type	Tourbe	Argiles		Limons		Sables		Graves	
	$\alpha$	$E_M/P_1$	$\alpha$	$E_M/P_1$	$\alpha$	$E_M/P_1$	$\alpha$	$E_M/P_1$	$\alpha$
Surconsolidé ou très serré	–	> 16	1	2/3	> 12	1/2	> 10	1/3	
Normalement consolidé ou normalement serré	1	9 – 16	2/3	8 – 14	1/2	7 – 12	1/3	6 – 10	1/4
Sous-consolidé altéré et remanié ou lâche	–	7 – 9	1/2	5 – 8	1/2	5 – 7	1/3		–

Tableau 16.3 : Valeurs de  $\alpha$

Les valeurs de  $\lambda_c$  et  $\lambda_d$  prennent en compte le caractère tridimensionnel du calcul du tassement des semelles isolées (tableau n°16.4)

L/B	Cercle	Carré	2	3	5	20
$\lambda_c$	1,00	1,10	1,20	1,30	1,40	1,50
$\lambda_d$	1,00	1,12	1,53	1,78	2,14	2,65

Tableau 16.4 : valeurs des  $\lambda$

#### 16.7.2.2 Sol hétérogène

En principe les sols hétérogènes sont des sols de même nature mais dont les caractéristiques varient de façon sensible.

On découpe le sol en couches égales à  $B/2$  jusqu'à  $8B$  (Fig.16.15)

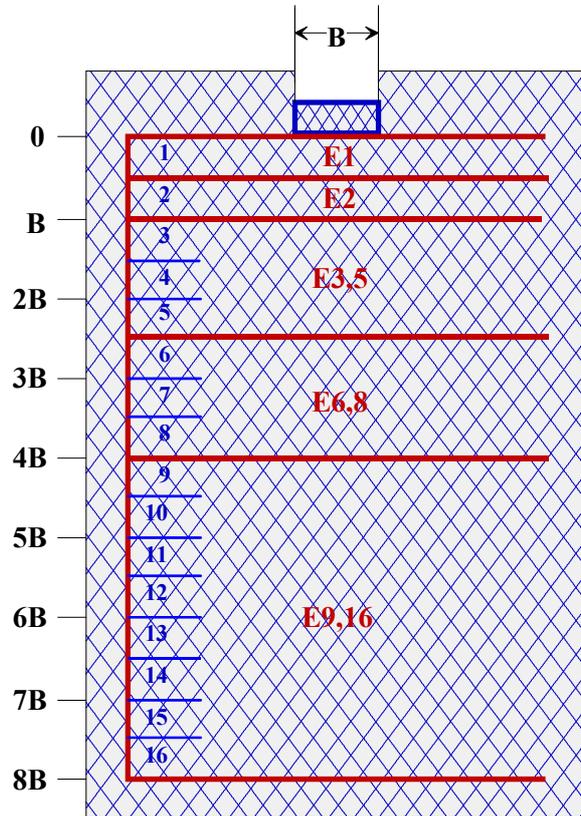


Fig.16.15

$$s_c = \frac{\alpha}{9 \times E_c} (q' - \sigma'_{v_0}) \times \lambda_c \times B$$

$$s_d = \frac{2}{9 \times E_d} (q' - \sigma'_{v_0}) \times B_0 \left( \lambda_d \frac{B}{B_0} \right)^\alpha$$

avec  $E_c = E_1$

et  $E_d$

$$\frac{4}{E_d} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0,85 \cdot E_2} + \frac{1}{E_{3,5}} + \frac{1}{2,5 \cdot E_{6,8}} + \frac{1}{2,5 \cdot E_{9,16}}$$

$E_{ij}$  est la moyenne harmonique des modules mesurés dans les tranches i à j.

$$\frac{3}{E_{6,8}} = \frac{1}{E_6} + \frac{1}{E_7} + \frac{1}{E_8} \quad (\text{par exemple pour les tranches de sol de 6 à 8})$$

Si les valeurs  $E_9$  à  $E_{16}$  ne sont pas connues, mais supérieures aux valeurs sus-jacentes,  $E_d$  est donné par

$$\frac{3,6}{E_d} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0,85 \cdot E_2} + \frac{1}{E_{3,5}} + \frac{1}{2,5 \cdot E_{6,8}}$$

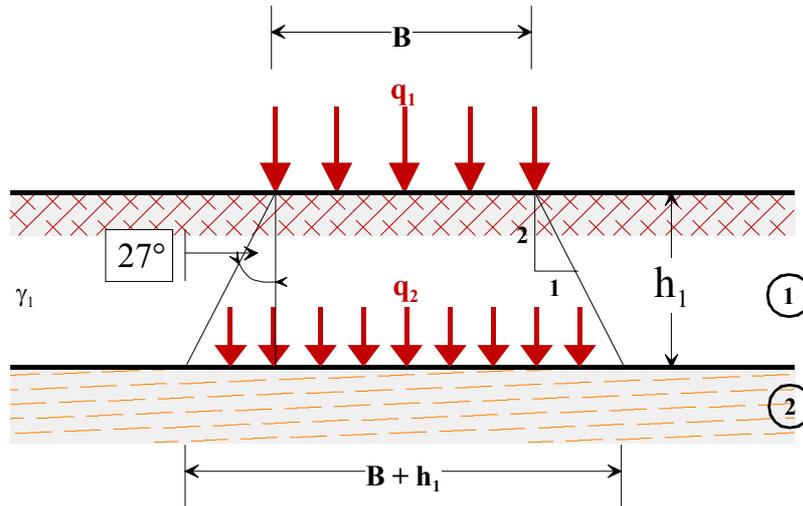
Si, de plus les modules  $E_6$  à  $E_8$  ne sont pas connus,  $E_d$  est donné par :

$$\frac{3,2}{E_d} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0,85.E_2} + \frac{1}{E_{3,5}}$$

## 16.8 CAS PARTICULIER

### Cas du bicouche : sol compact sur sol mou

En pratique, on utilise la méthode de la semelle fictive qui consiste à prendre un angle de répartition de  $27^\circ$  ( $1H/2V$ ) (Fig.16.16).



**Fig.16.16**  
*Schéma de principe de la semelle fictive*

On calcule la portance du sol n° 2 sous la contrainte :

$$q_2 = q_1 \frac{B}{B + h_1} + \gamma_1 \times h_1$$