

CHAPITRE 2

FONDATIONS SUPERFICIELLES

1. INTRODUCTION

On appelle fondation l'élément de l'ouvrage qui transmet au sol d'assise les efforts provenant de la superstructure. Les fondations ont pour rôle de répartir l'ensemble du chargement dans le sol. Suivant l'importance des charges et la résistance du terrain on opte pour des fondations superficielles ou profondes.

Pour des raisons de coût, on cherche souvent à fonder un ouvrage superficiellement, mais si cette solution s'avère non satisfaisante du point de vue technique ou économique, une solution en fondation profonde est envisagée.

On différencie les fondations superficielles des fondations profondes par leur élancement (rapport entre la profondeur d'encastrement D et la largeur B de la fondation, (Figure.1) :

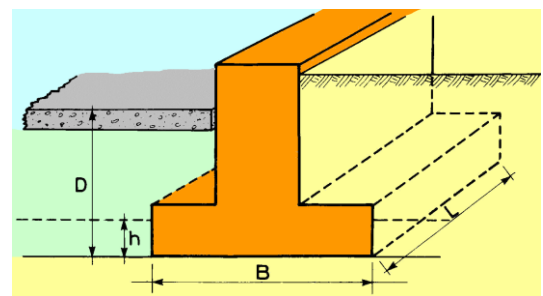
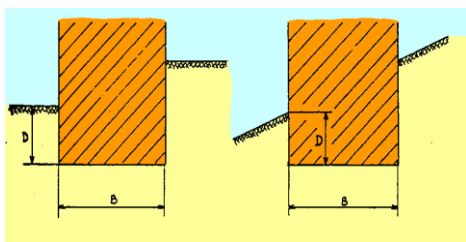


Figure1. Différents notations d'une fondation. [9]

B : largeur d'une semelle

L : longueur d'une semelle, une semelle est continue si $L > 5B$

h : hauteur d'une semelle, profondeur de pénétration dans la couche porteuse

D : hauteur d'encastrement, épaisseur minimale des terres au-dessus du niveau de fondation.

- 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 $D < 3\text{m}$ (Figure. 2). Au-delà, nous avons des fondations profondes.

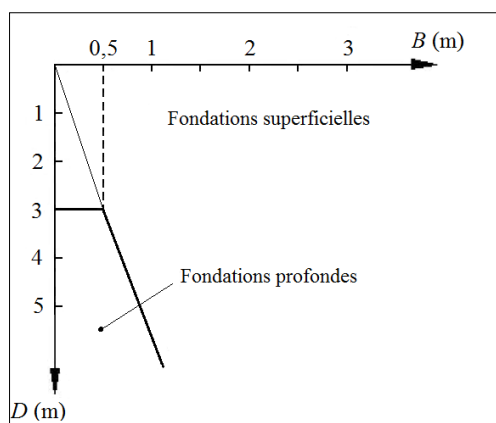


Figure 2. Différents types de fondations. (DTU 13.12)

- Au sens du *Fascicule 62-Titre V* on considère qu'une fondation est superficielle lorsque sa hauteur d'encastrement D_e est inférieure à 1,5 fois sa largeur : $D_e/B < 1,5$.

On utilise souvent un encastrement équivalent D_e qui tient compte des propriétés mécaniques relatives des sols traversés par la fondation. Nous préciserons ce terme, plus loin, dans les calculs.

Pour les normes de l'Eurocode 7, intitulées « Justification des ouvrages géotechniques », ils constituent les textes réglementaires fixant les règles de calcul dont la norme NF P 94-261 est celle des fondations superficielles et NF P 94-262 est la norme donnée pour les fondations profondes,

Actuellement le dimensionnement des semelles de bâtiment (DTU 13.12) peut se faire à partir des essais de laboratoire, ou d'après les essais en place (préssiomètre, pénétromètre.....), par contre le dimensionnement des semelles des ouvrages d'importance en génie civil ne se fait qu'à partir des essais en place (préssiomètre et pénétromètre statique).

Le dimensionnement des ouvrages doit être fait après vérification de deux conditions essentielles de la capacité portante de la fondation et des tassements sous les charges de fonctionnements.

1.1 Différents types de fondations superficielles

On distingue trois types de fondations superficielles :

a) Semelles isolées (ponctuelles)

Une semelle est dite isolées, si le rapport : $L/B \leq 5$.

Il s'agit des semelles isolées sous poteaux. Destinées à transmettre au sol des charges concentrées plus ou moins importantes, la forme et les dimensions de telles semelles dépendront étroitement des charges, du taux de travail admis pour le bon sol et de la section droite des poteaux reposant sur ces semelles. Elles se présentent généralement sous les formes suivantes :

➤ Semelles pyramidales : (Figure. 3)

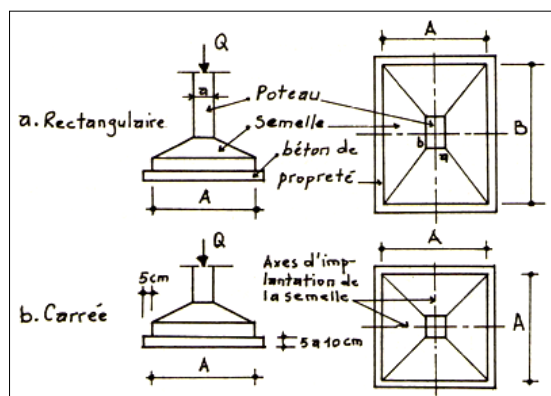


Figure 3. Semelles pyramidales.

➤ Semelles tronconiques et semelles octogonales : (Figure. 4)

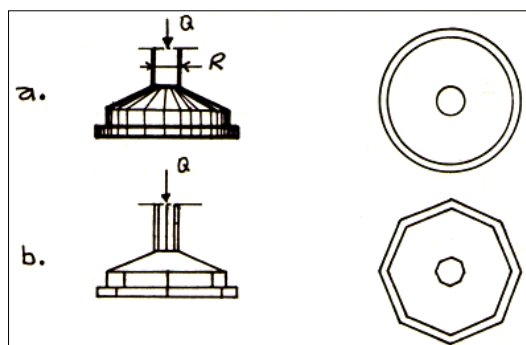


Figure 4. Semelles tronconiques (a) et semelles octogonales (b).

➤ Semelles à patin simple (rectangulaires ou carrées) : (Figure. 5)

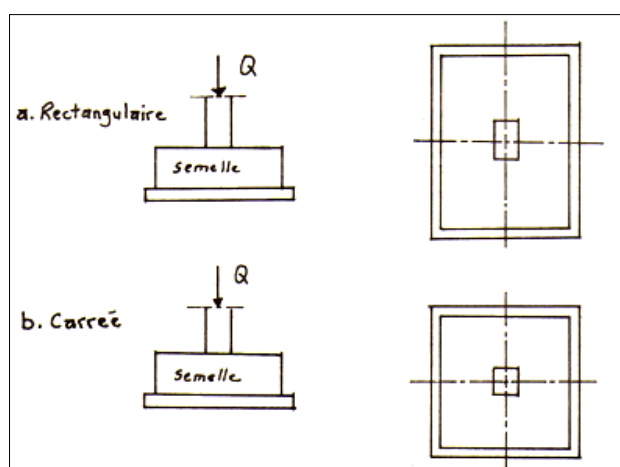


Figure 5. Semelles à patin simple.

b) Semelles filantes (linéaires, continues)

Ce sont des semelles continues sous murs ou sous poteaux.

Dans la pratique, on peut considérer qu'une semelle rectangulaire est une semelle filante dès que le rapport : $L/B > 5$:

- Semelles filantes sous murs (ou voiles) : (Figure. 6)

Ce type de semelles filantes se présente sous plusieurs formes telles que :

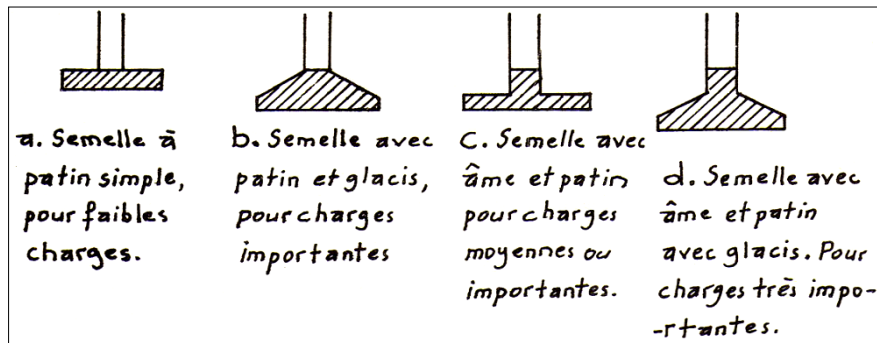


Figure 6. Différentes formes de semelles filantes en béton armé.

- Semelles filantes sous poteaux : (Figure.7)

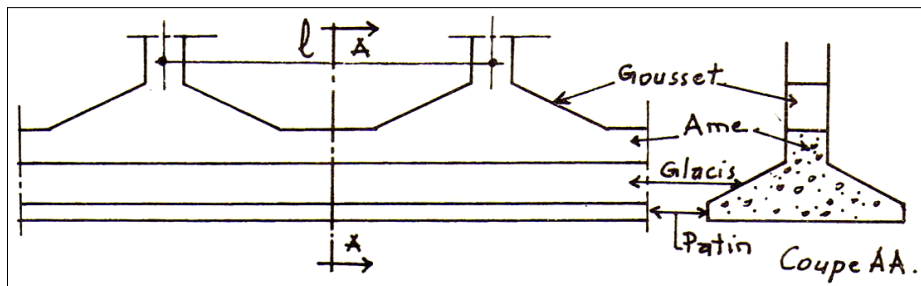


Figure 7. Semelles continues sous poteaux.

c) Radiers (Figure. 8)

Le radier est justifié si la surface des semelles isolées ou continues est très importante (supérieure ou égale à 50 % de l'emprise du bâtiment).

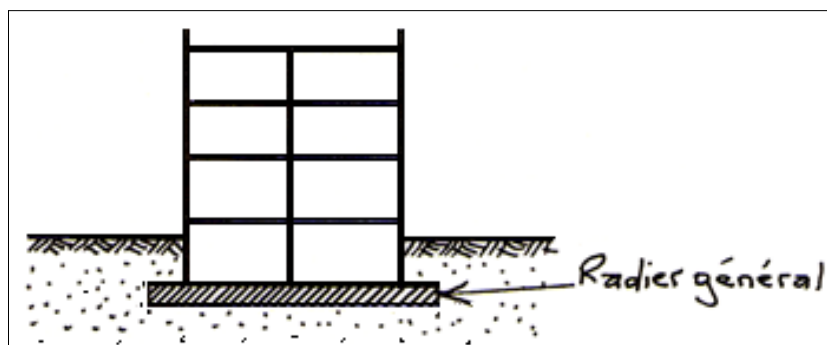


Figure 8. Radier général.

Le Cas du radier est appliqué lorsque :

- Le sol a une faible capacité portante, mais il est relativement homogène.
- Les charges du bâtiment sont élevées (immeuble de grande hauteur).
- L'ossature a une trame serrée (poteaux rapprochés).
- La profondeur à atteindre pour fonder sur un sol résistant est importante.
- Il est difficile de réaliser des pieux (coût - vibrations nuisibles).
- Il existe des charges excentrées en rive de bâtiment.
- Éventuellement, dans le cas de sous-sol utilisable (parking, garages, caves ...), ou en vue d'obtenir un sous-sol étanche (cuvelage).

2. COMPORTEMENT ET MODE DE RUPTURE D'UNE FONDATION SUPERFICIELLE SOUS UNE CHARGE VERTICALE CENTREE

Si on mesure le tassement « s » obtenu en fonction de la charge Q monotone croissante appliquée de manière quasi statique on peut remarquer que :

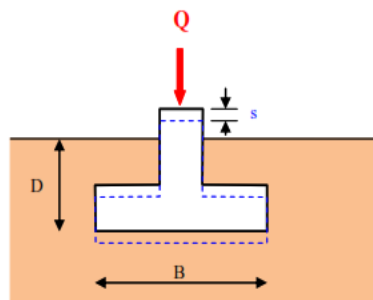


Figure 9. Charge appliquée à la fondation –vertical centrée-[9]

- Au début, le comportement est sensiblement linéaire : s proportionnel à Q .
- Après s n'est plus proportionnel à Q : création et propagation de zone de sol plastifié sous la fondation.
- Puis à partir d'une certaine charge, il y a poinçonnement du sol (tassement qui n'est plus contrôlé) : le sol n'est pas capable de supporter une charge supérieure (on peut dire qu'on a atteint l'écoulement plastique libre). Cette charge est la capacité portante de la fondation (charge limite, charge de rupture ou encore charge ultime « Q_u »).

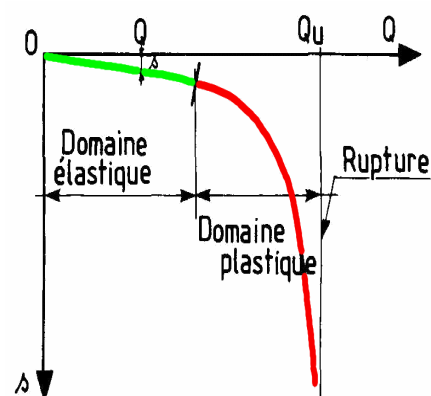


Figure 10. Courbe typique obtenue lors du chargement d'une fondation superficielle. [9]

Q_u : charge limite de la semelle conventionnellement définie comme la charge correspondant à un enfoncement égale à $B/10$

q_u : contrainte limite ou contrainte de rupture = Q_u/A (A : aire de la semelle).

2.1 Comportement à la rupture

Le Comportement à la rupture est schématisé par la figure suivante : (Figure 11)

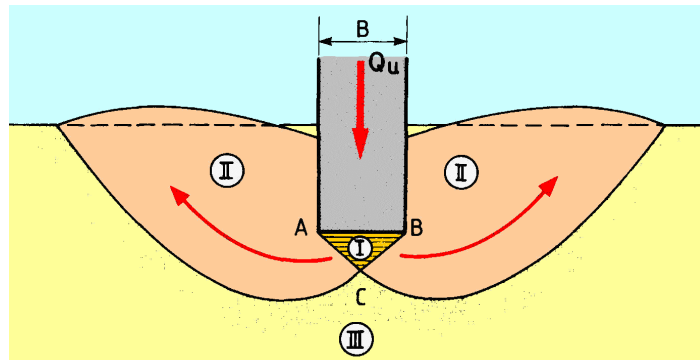


Figure 11 : Schéma de rupture d'une semelle. [9]

Nous pouvons localiser trois zones dont :

- **Zone I** : Dans laquelle la semelle s'enfonce dans le sol en formant un poinçon rigide « coin de Coulomb » qui va refouler les grains de sol de part et d'autre jusqu'à la surface.
- **Zone II** : Le sol est complètement plastifié et il est repoussé vers la surface. Ce qui provoque un déplacement important et un cisaillement du sol « rupture ».
- **Zone III** : Cette partie de sol n'est soumise qu'à des contraintes beaucoup plus faibles qui ne la mettent pas en rupture.

3. THEORIE ET CALCUL DE LA CAPACITE PORTANTE D'UNE FONDATION SUPERFICIELLE

Pour un calcul justificatif conduit suivant la théorie des états limites on distingue :

- les états limites ultimes (ELU) au-delà des quels il y a risque de rupture pour lesquelles on doit vérifier la stabilité au poinçonnement (portance), la stabilité au renversement (limitation de l'excentricité) et la stabilité vis-à-vis du glissement sur la base.
- les états limites de services (ELS) au-delà des quels l'ouvrage ne serait plus susceptible de remplir ses fonctions.

Pour ce cas on doit vérifier l'état limite de service de mobilisation du sol (limitation des déplacements), l'état limite de service de décompression du sol, et faire la vérification des tassements.



En ce qui concerne les calculs de portance (calcul en terme de charge), l'approche aux états limites consiste à s'assurer que :

$$V_d \leq Q_d \quad (1)$$

Avec

- V_d : charge de calcul appliquée normalement à la base de la fondation, tenant compte de coefficients pondérateurs des charges, qui sont des coefficients partiels sur les actions.
- Q_d : capacité portante de calcul (ou résistance de calcul) correspondante, incluant l'effet de l'inclinaison et de l'excentrement des charges, et tenant compte de coefficients de sécurité partiels sur la résistance du sol.

Pour les méthodes de calcul on peut distinguer deux types :

- 1- Méthode de calcul par les essais de laboratoire.
- 2- Méthode de calcul par les essais in situ.

3.1 Calcul de capacité portante à partir des essais de laboratoire (Méthode c-φ) :

3.1.1 Méthode fournie par les Normes Françaises (DTU 13-12)

Tous les calculs des fondations superficielles convergent vers la même formule composée de trois termes (termes de gravité ou surface, terme de profondeur et terme de cohésion) :

$$q_{ult} = 1/2 \cdot B \gamma_1 N_\gamma(\varphi) + (q + \gamma_2 D) N_q(\varphi) + c N_c(\varphi) \quad (2)$$

q_{ult} ou q_l : contrainte ultime de rupture (capacité portante par unité de surface),

(γ_2) : les poids volumiques du sol au-dessus de la fondation (coté latéral)

(γ_1) : le poids volumique du sol au-dessous de la base de la semelle.

q : surcharge verticale latérale à la fondation.

c : cohésion du sol sous la base de la fondation.

Les coefficients N_γ , N_c et N_q sont des facteurs de portance, ne dépendant que de l'angle de frottement φ du sol sous la base de la semelle.

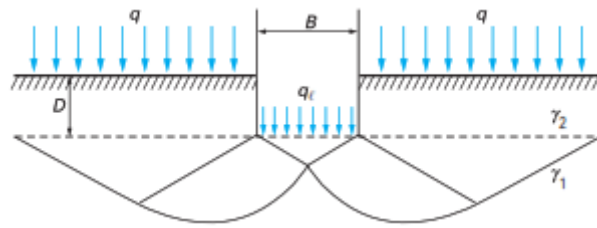
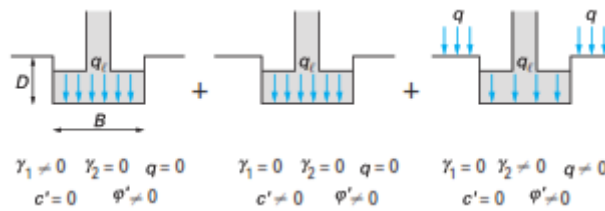


Fig. 12 : schéma de rupture d'une fondation superficielle. [5]

Figure 13 : Capacité portante, méthode de superposition de Terzaghi (méthode c, ϕ). [5]

Le premier terme de l'équation ($1/2 \gamma_1 B N_\gamma(\phi)$) est appelé terme de surface ou terme de pesanteur, le deuxième ($c N_c(\phi)$) est le terme de cohésion et le troisième terme $(q + \gamma_2 D) N_q(\phi)$ est un terme de surcharge.

Nous devons distinguer lors de l'application de cette méthode entre le calcul mené à court terme c'est-à-dire en condition non drainé (contraintes totales) et le calcul à long terme en conditions drainées (contraintes effectives).

a) Calcul à court terme :

Si le sol de fondation est du type fins cohérent saturé, le calcul doit se faire à court terme en conditions non drainées c'est à dire en contraintes totales.

Nous avons donc : $c = c_u$ (cohésion non drainée)

et : $\phi = 0$

Donc $N_\gamma = 0$ et $N_q = 1$

Pour une semelle filante : $q_{ult} = c_u N_c(0) + q + \gamma_2 D$ (3)

Avec $N_c(0) = \pi + 2$ pour les fondations lisses

$N_c(0) = 5.71$ pour les fondations rugueuses.

γ_2 : est le poids volumique total du sol latéral.

b) Calcul à long terme :

Le calcul en conditions drainées (long terme) pour les sols cohérents et les sols grenus, est donné en contraintes effectives :

$$c = c' \quad \text{et} \quad \varphi = \varphi'$$

Pour une semelle filante avec charge verticale centrée nous avons :

$$q_l = 1/2 \gamma_1 \cdot B N_\gamma(\varphi') + c' N_c(\varphi') + (q + \gamma_2 D) N_q(\varphi') \quad (4)$$

Avec : γ_1' et γ_2' poids volumiques effectifs

$$\gamma' = \gamma - \gamma_w$$

avec γ : poids volumique total du sol,

γ_w : poids volumique de l'eau.

Si la nappe affleure à la surface du sol (sol saturé) :

$$q_l = 1/2 (\gamma_1 - \gamma_w) B N_\gamma(\varphi') + c' N_c(\varphi') + [q + (\gamma_2 - \gamma_w) D] N_q(\varphi') \quad (5)$$

Si la nappe se trouve à une grande profondeur (sol sec) :

$$q_l = 1/2 \gamma_1 B N_\gamma(\varphi') + c' N_c(\varphi') + (q + \gamma_2 D) N_q(\varphi') \quad (6)$$

Pour les valeurs de $N_c(\varphi')$ et $N_q(\varphi')$, on utilise la solution exact de Prandtl :

$$N_q = \exp(\pi \tan \varphi') \tan^2(\pi/4 + \varphi'/2) \quad \text{et} \quad N_c = (N_q - 1) \cot \varphi' \quad (7)$$

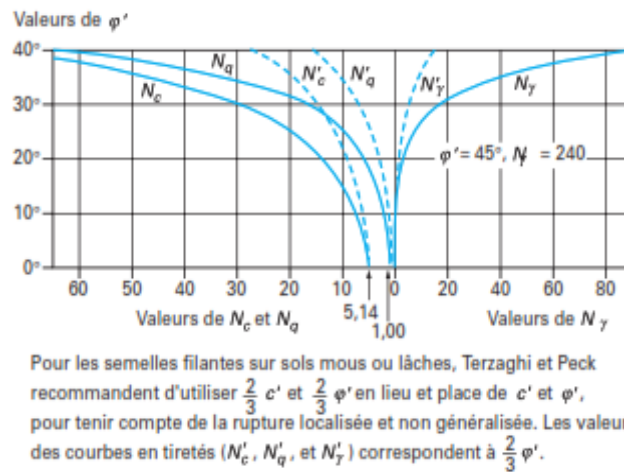


Figure 14. Valeurs de $N_c(\varphi')$, $N_q(\varphi')$ et $N_\gamma(\varphi')$ recommandée par Terzagui et Peck (38), les valeur de $N_\gamma(\varphi')$ sont dues à Meyerhof. [12]

Tableau 1. Valeurs de $N_c(\varphi')$, $N_q(\varphi')$ et $N_\gamma(\varphi')$. (DTU 13.12 (1988))

φ'	N_c	N_γ	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

Il existe diverses recommandations concernant les valeurs de $N_\gamma(\varphi')$, pour lequel on ne dispose pas de solution exact. L'Eurocode 7-1 (1994) préconise l'expression suivante :

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \varphi' \quad (8)$$

Lorsque la base de la fondation est rugueuse (pour un angle de frottement fondation-sol supérieur à $\varphi'/2$).

La valeur de la capacité portante q_u (contrainte ultime) ou q_{net} peut être soit déduite de l'expérience, soit calculée à partir des résultats d'essai de sol.

c) Contrainte de calcul déduite de l'expérience (DTU 11.12) :

La contrainte de calcul q_u peut être déduite de l'expérience acquise sur des réalisations existantes voisines pour un sol et un ouvrage donnés :

Tableau 2. Contrainte de calcul q_u déduite de l'expérience acquise (DTU 13.12)

Nature du sol	q_u (MPa)
Roches peu fissurées saines non désagrégés et de stratification	0,75 à
Terrains non cohérent à bonne compacité	0,35 à
Terrains non cohérent à compacité moyenne	0,20 à
Argiles ⁽¹⁾	0,10 à
⁽¹⁾ : Certaines argiles très plastiques ne sont pas visées dans ce tableau.	

3.1.2 Influence de la forme de la fondation : charge verticale et centrée.

La prise en compte de la forme de la fondation est assurée par l'introduction de coefficients multiplicatifs S_γ , S_q et S_c , :

$$q_l = \frac{1}{2} S_\gamma \gamma_1 B N_\gamma(\varphi) + S_c N_c(\varphi) + S_q (q + \gamma_2 D) N_q(\varphi) \quad (9)$$

Les coefficients de forme sont donnés par Terzaghi (tableau 3) dont ceux des fondations rectangulaires et carrées sont retenues par le DTU 13.12

Tableau 3. Coefficients de forme.

Valeurs de Terzaghi. (Conditions non drainées et drainées). [13]

Fondations	Rectangulaires ou carrées $\left(\frac{B}{L} = 1\right)$		Circulaires
$s_f(1)$	$1 - 0,2 \frac{B}{L}$	0,8	0,6
s_c	$1 + 0,2 \frac{B}{L}$	1,2	1,3
s_q	1	1	1
(1) Conditions drainées, seulement.			

L'Eurocode 7-1 (1994) propose des valeurs semblables pour les conditions non drainées, mais sensiblement différentes pour les coefficients s_q et s_c en conditions drainées (tableau 4)

Tableau 4. Coefficient de forme. Projet d'Eurocode 7-1 (1994)

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

3.1.3 Influence de l'inclinaison de la charge

Dans le cas d'une charge inclinée de l'angle « δ » sur la verticale (Figure 15), les 3 termes de la formule précédente sont chacun affectés d'un coefficient minorateur inférieur à 1, à savoir :

$$q_l = \frac{1}{2} i_\gamma \cdot s_\gamma \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_\gamma(\varphi) + i_c \cdot s_c \cdot C \cdot N_c(\varphi) + i_q \cdot s_q (q + \gamma_2 D) N_q(\varphi) \quad (10)$$

Les valeurs proposées par le DTU 13.12 sont i_γ et i_c . La valeur de i_q est donnée par Meyerhof.

$$\text{Avec :} \quad i_\gamma = \left(1 - \frac{\delta}{\varphi}\right)^2 ; \quad (11)$$

$$\text{et} \quad i_q = i_c = \left(1 - \frac{2\delta}{\pi}\right)^2. \quad (12)$$

Il faut vérifier qu'il n'y a pas de glissement le long de la fondation c'est-à-dire, il faut que :

$$\tan \delta \leq \frac{1}{1,5} \left(\frac{c}{q} + \tan \varphi \right) \quad \text{et} \quad \delta \leq 30^\circ.$$

(13)

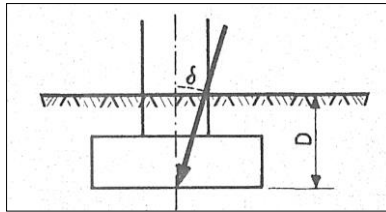


Figure 15 : Charge inclinée.

3.1.4 Cas d'une charge excentrée (DTU 11.12) (Figure. 16)

Dans le cas de charges d'excentrement « e » la largeur à prendre en compte est : $B' = B - 2e$.

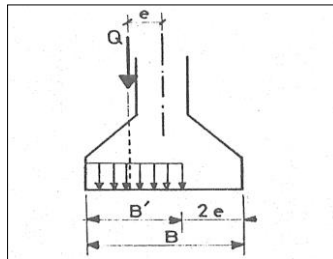


Figure 16 : Charge excentrée.

3.1.5 Contrainte admissible

La contrainte admissible q_a , souvent appelée aussi taux de travail, est la contrainte moyenne acceptable pour la semelle. C'est la valeur de cette contrainte qui permettra au bureau d'études de dimensionner les fondations.

La contrainte admissible devra répondre à deux conditions :

- Un critère de rupture :

$$q_a = \gamma_1 D + \frac{q_u - \gamma_1 D}{F_s} ; \quad (14)$$

avec : F_s coefficient de sécurité généralement pris égal à 3.

- Un critère de déformabilité :

La condition précédente étant supposée remplie et la semelle chargée par la contrainte q_a , cette semelle va tasser de la valeur s_a . La valeur de tassement admissible est dépendante du type d'ouvrage.

Exercice [10]

Calculer la charge admissible d'une semelle carrée de 3m de côté fondée sur un sable compact d'angle de frottement interne ($\phi=37^\circ$) quand la profondeur est successivement égale à 0 ; 1 ; 2 ; 3 ; 4 ; et 5m. Le poids volumique du sable est de 20 KN/m³.

Réponse : $Q_{adm}(D=0m) = 4610 \text{ KN}$, $Q_{adm}(D=1m) = 7970 \text{ KN}$, $Q_{adm}(D=2m) = 11330 \text{ KN}$, $Q_{adm}(D=3m) = 14690 \text{ KN}$, $Q_{adm}(D=4m) = 18050 \text{ KN}$, $Q_{adm}(D=5m) = 21410 \text{ KN}$.

Conclusion : l'augmentation de la charge admissible avec l'augmentation de la profondeur d'ancrage est linéaire.

3.1.6 Semelles superficielles ancrées dans une bicouche (Figure. 17)

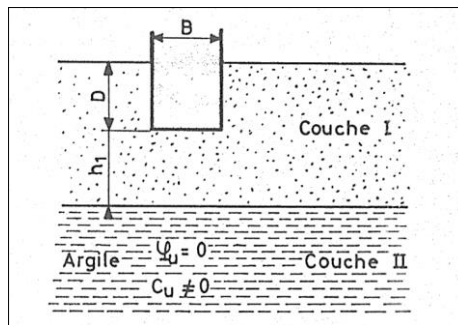


Figure 17. Cas d'une couche d'argile en profondeur.

Tcheng est parvenu aux résultats suivants :

- Si : $\frac{h_1}{B} < 1,5$: La semelle poinçonne la couche (I) ; dans ce cas on peut considérer que la semelle repose directement sur la couche II. La contrainte ultime peut être estimée par la formule :

$$q_u = \gamma_1 D + \frac{(2 + \pi)c_u}{1 - 0,3 \frac{h_1}{B}} ; \quad (15)$$

- Si : $\frac{h_1}{B} > 3,5$: Pratiquement l'influence de la couche (II) est négligeable.
- Si : $1,5 < \frac{h_1}{B} < 3,5$: on utilise la méthode de la *semelle fictive*. Cette méthode approchée consiste à admettre que les contraintes se répartissent en profondeur comme indiqué sur la

figure (Fig. 18). Il faut vérifier que la stabilité au poinçonnement de la couche (II) est assurée lorsque celle-ci supporte directement une semelle de largeur B' appliquant une contrainte :

$$q' = q \frac{B}{B'} + \gamma_1 h_1 ; \quad (16)$$

avec : $B' = B + h_1$.

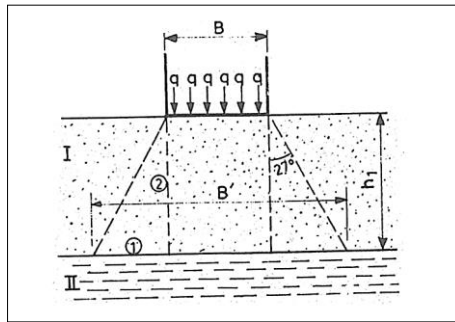


Figure 18 : *Semelle fictive.*

3.1.7 Méthode de l'Eurocode 7

La formule de calcul de la capacité portante des fondations superficielles donnée comme exemple dans le projet d'Eurocode 7 a la même structure générale que celles décrites jusqu'ici, avec trois termes comportant chacun un facteur de capacité portante et des coefficients correcteurs. Pour les calculs en conditions non drainées, la formule suggérée est : [9]

$$q_{\max} = \frac{V}{A'} = (\pi + 2)c_u s_c i_c b_c + q \quad (12)$$

Ce qui correspond à la valeur minimale de N_c pour $\phi = 0$, soit $N_c = 5,14$), avec des coefficients correcteurs égaux à :

- pour la forme de la fondation :

$s_c = 1 + 0,2B'/L'$; pour une semelle rectangulaire de dimensions réduite B' et L'

$s_c = 1,2$; pour une semelle circulaire

Pour l'inclinaison de la charge (composantes horizontale H et verticale V) :

$$i_c = 0,5 \left(1 + \sqrt{1 - \frac{H}{A'c_u}} \right) ; \quad (18)$$

- Pour l'inclinaison de la base de la fondation

$$b_c = 1 - \frac{2\alpha}{\pi + 2} \quad (19)$$

A' ($B \cdot L'$) est l'aire de la surface de contact de la semelle avec le sol après réduction de deux fois l'excentrement dans chaque direction, selon la méthode de Meyerhof. Pour les calculs en contraintes effectives (c' , ϕ), la formule de calcul de base est :

$$q'_{\max} = c' N_c s_c i_c b_c + q' N_q s_q i_q b_q + \frac{1}{2} \gamma' B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma b_\gamma \quad (20)$$

Où : $q'_{\max}$ est la pression effective maximale sous la semelle,

γ' : est le poids volumique déjaugé du sol sous le niveau de la fondation,

B' : est la largeur réduite de la fondation,

c' : est la cohésion,

N_c , N_q et N_γ sont les facteurs de capacité portante,

s_c , s_q et s_γ sont les facteurs de forme,

i_c , i_q et i_γ sont les facteurs d'inclinaison de la charge,

b_c , b_q et b_γ sont les facteurs d'inclinaison de la base de la fondation.

Le tableau suivant rassemble les valeurs de ces facteurs et les expressions des coefficients correcteurs correspondants.

Exercice [10]

On considère une semelle filante de 1m de largeur, enterrée de 1m dans un sable de caractéristiques :

$\gamma_d = 16 \text{ KN/m}^3$, $\gamma_s = 27 \text{ KN/m}^3$; $c' = 0$; $\phi' = 27^\circ$.

Calculer la pression limite de poinçonnement et la pression admissible (si les tassements sont par ailleurs admissibles) dans les cas suivants :

- 1) Le sable est sec ;
- 2) La nappe est au niveau du terrain naturel ;
- 3) La nappe est au niveau de la semelle ;
- 4) Le sable est sec et on applique à la fondation au niveau du sol une force horizontale de 50 KN et une force verticale égale à la contrainte admissible de la question 1).

Tableau 5. Tableau récapitulatif des différentes valeurs et différents coefficients. DTU 13.12, et Eurocode 7

	Terme de surface ou de gravité N_γ	Terme de profondeur N_q	Terme de cohésion N_c
DTU 13.12			
	$N_\gamma = 1,85(N_q - 1)\tan(\varphi)$	$e^{\pi \tan \varphi} \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)$	$(N_q - 1) \tan \varphi$
Eurocode 7			
	$N_\gamma = 2(N_q - 1)\tan(\varphi)$	$N_q = e^{\pi \tan \varphi} \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)$	$N_c = (N_q - 1) \tan \varphi$
Forme c', φ'	$s_\gamma = 1 - 0,3 \frac{B'}{L'}$	$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \sin \varphi'$	$s_c = 1 + \frac{s_q N_q - 1}{N_q - 1}$
Profondeur	(pas de formule)	(pas de formule)	(pas de formule)
Inclinaison de la charge	$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V + A'c' \cot \varphi'}\right)^{m+1}$	$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + A'c' \cot \varphi'}\right)^m$	$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c} \tan \varphi'$
Inclinaison de la semelle	$b_\gamma = (1 - \alpha \tan \varphi)^2$	$b_q = (1 - \alpha \tan \varphi)^2$	$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c} \tan \varphi$
Taux	(pas de formule)	(pas de formule)	(pas de formule)
Excentrement	Réduction de B de $2 e_B$ Réduction de L de $2 e_L$	Réduction de B de $2 e_B$ Réduction de L de $2 e_L$	Réduction de B de $2 e_B$ Réduction de L de $2 e_L$
Notes			
(1) Les formules sont données pour une semelle rectangulaire de cotés $L > B$. Pour un carrée ou un cercle, on fait $L=B$ dans les formules.			
(2) La valeur du paramètre m dépend du sens de l'inclinaison de la charge. Il vaut :			
$m = m_B = \frac{2+B'/L'}{1+B'/L'}$ lorsque H est dirigée dans le sens de B			
$m = m_B = \frac{2+L'/B'}{1+L'/B'}$ lorsque H est dirigée dans le sens de L			
Lorsque la force est dirigée dans une direction quelconque θ , le paramètre m vaut :			
$M = m_\theta = m_L \cos \theta^2 + m_B \sin \theta^2$			

4. REPARTITION DES CONTRAINTES SOUS UNE FONDATION SUPERFICIELLE

4.1 Semelle souples et semelles rigides

Une semelle est **souple** si elle est parfaitement déformable, si la charge est uniformément répartie la **contrainte** sur le sol au contact de la semelle est **uniforme** et le **tassement variable** (Figure 19 a et b).

A l'inverse, une semelle **rigide** est une fondation parfaitement indéformable ; le **tassement** sous une charge centrée sera donc **uniforme**, les **contraintes** sous la semelle seront **variables** (Figure 19 c et d).