

**République Algérienne Démocratique et Populaire**  
**Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique**  
**Université de Saida -Dr. Tahar Moulay-**



**Faculté de Technologie**  
**Département de Génie Civil et Hydraulique**

**Polycopié**

# **Calcul des fondations superficielles**

*Auteur :*

**Derfouf Feth-Ellah Mounir**  
*Maitre de conférences -B-*

**Décembre 2017**

---

# **Calcul des fondations superficielles**

---

# Table des matières

<b>CHAPITRE I. REFERENCES NORMATIVES</b>	<b>6</b>
1.1. INTRODUCTION	3
1.2. TEXTES REGLEMENTAIRES DANS LE DOMAINE DE CONSTRUCTION	3
1.3. DEFINITION ET TERMINOLOGIE :	7
1.4. ACTIONS CARACTERISTIQUES ET COMBINAISONS DE CHARGES	9
1.4.1. <i>Actions caractéristiques</i>	9
▪ <i>Actions permanentes (G):</i>	10
▪ <i>Action variable (<math>Q_{i-i=1, 2, \dots, n}</math>)</i>	10
1.5. COMBINAISONS D'ACTIONS :	10
1.5.1. <i>État limite ultime</i>	10
1.5.2. <i>État limite de service</i>	12
1.6. JUSTIFICATION D'UNE FONDATION SUPERFICIELLE :	13
<b>CHAPITRE II. CALCUL DE LA CAPACITE PORTANTE.</b>	<b>18</b>
II.1 INTRODUCTION	19
II.2 COMPORTEMENT D'UNE SEMELLE SOUS CHARGE VERTICALE CENTREE	19
II.3 CALCUL DE LA CAPACITE PORTANTE	21
II.3.1 METHODE A PARTIR DES ESSAIS DE LABORATOIRE (METHODES C ET $\phi$ ).	21
II.3.2 INFLUENCE DE LA NAPPE PHREATIQUE	27
II.4 METHODES A PARTIR DES ESSAIS IN-SITU	28
II.4.1 HAUTEUR D'ENCASTREMENT EQUIVALENTE	28
II.4.2 METHODE A PARTIR DE L'ESSAI PRESSIOMETRIQUE	29
II.4.3 CAPACITE PORTANTE A PARTIR DE L'ESSAI AU PENETROMETRE STATIQUE	34
II.5 CALCUL SISMIQUE DE LA CAPACITE PORTANTE	35
II.6 CAPACITE PORTANTE ADMISSIBLE	37
<b>CHAPITRE III. CALCUL DES TASSEMENTS</b>	<b>39</b>

III.1	INTRODUCTION -----	40
III.2	METHODE ELASTIQUE -----	40
III.2.1	CALCUL DU TASSEMENT ELASTIQUE D'UNE FONDATION -----	40
III.2.2	CALCUL DES ACCROISSEMENTS DES CONTRAINTES -----	41
III.3	ÉVALUATION DU TASSEMENT A PARTIR DES ESSAIS DE LABORATOIRE -----	46
III.3.1	ESSAI DE COMPRESSIBILITE ŒDOMETRIQUE, -----	46
III.3.2	TASSEMENT D'UNE FONDATION -----	48
III.4	TASSEMENTS EVALUES A PARTIR DES ESSAIS PRESSIOMETRIQUES -----	50
III.5	TASSEMENTS EVALUES PAR LA METHODE PENETROMETRIQUE -----	53
III.6	TASSEMENTS ADMISSIBLES -----	55
<b>CHAPITRE IV. RESISTANCE STRUCTURALE -----</b>		<b>58</b>
IV.1	INTRODUCTION : -----	59
IV.2	NOTATIONS -----	59
IV.3	CALCUL DE FERRAILLAGE D'UNE SEMELLE ISOLEE -----	60
IV.3.1	SEMELLE RECTANGULAIRE SOUS POTEAU RECTANGULAIRE SOUMISE A UN EFFORT NORMAL CENTRE : -----	60
IV.3.2	SEMELLE SOUMISE A UN EFFORT NORMAL ET UN MOMENT FLECHISSANT -----	64
IV.4	RESISTANCE AU POINÇONNEMENT -----	66
IV.5	CALCUL DES SEMELLES FILANTES -----	70
IV.5.1	HYPOTHESE DE WESTERGAARD -----	70
IV.5.2	MODULE DE REACTION DE SOL -----	71
IV.5.3	POUTRE SUR SOL ELASTIQUE -----	73
<b>ANNEXES -----</b>		<b>76</b>
<b>BIBLIOGRAPHIE -----</b>		<b>73</b>

## **Avant propos**

Les fondations sont des éléments de l'infrastructure destinées à la transmission des charges de la superstructure au sol. Ainsi, de la maîtrise des règles de calcul, de conception et de réalisation découle la stabilité et la tenue de l'ouvrage. Selon la réglementation en vigueur, les fondations peuvent être classées en deux catégories : les fondations superficielles (semelles isolées et filantes, radiers), et les fondations profondes (pieux et micropieux).

Les différents intervenants dans le domaine de la construction, et en particulier les géotechniciens, disposent d'un panorama très varié de règles de calcul et de conception, leur permettant un dimensionnement rationnel des ouvrages. .

L'objet de ce polycopié est de présenter les méthodes de calcul des fondations superficielles, basées sur la réglementation algérienne (Les DTR), française (DTU et Fascicules) et la nouvelle réglementation européenne (Eurocodes). Il s'adresse principalement aux étudiants de licence et master génie civil ainsi que ceux de travaux publics. Il pourra aussi être d'un grand intérêt pour les ingénieurs de bureaux d'études pour l'élaboration d'un projet de fondation ou même être utilisé comme aide-mémoire pour les enseignants soucieux de présenter un manuel de référence pour leurs étudiants.

Après un premier chapitre résumant les différentes références normatives dans le domaine de construction et en particulier ceux dédiés aux calculs des fondations superficielles, les méthodes de calcul de capacité portante, de tassement, et de calcul de résistance feront l'objet des trois chapitres restants. Toutefois, les aspects de dispositions constructifs, de justifications vis-à-vis du glissement d'ensemble, soulèvement et vibrations, calcul des fondations sur rocher, ferrailage des semelles excentriques, jumelées ou reposant sur pieux, ne seront pas traités dans ce document, et ceci par souci de simplicité. Le lecteur trouvera dans la littérature plus de détails concernant ces points.

---

# **Chapitre I.**

## **Références Normatives.**

## **1.1. INTRODUCTION**

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure. Elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Dans ce chapitre un bref aperçu sur les textes réglementaires, algériens, français et européen du domaine de construction est présenté, tout en mettant le point sur les critères de classification des fondations. Après, l'ensemble des actions caractéristiques et sollicitations auxquelles est soumis un ouvrage et en particulier une fondation sont définies. En fin, les charges et règles de calcul et de conception des fondations superficielles. Après, on présentera, les différents états limites (ultimes et de services) à satisfaire pour assurer un bon fonctionnement de la fondation superficielle.

## **1.2. TEXTES REGLEMENTAIRES DANS LE DOMAINE DE CONSTRUCTION**

Les professionnels de bâtiments et travaux publics et en particulier les géotechniciens disposent d'un très grand nombre de documents et textes réglementaires ainsi que de recommandations diverses. En Algérie, on trouve l'ensemble des documents techniques réglementaires, dits DTR. On distingue deux types de DTR. Les documents techniques réglementaires de conception (DTR-C-), et les documents techniques réglementaires d'exécution (DTR-E-).

Selon les indications du Centre National d'Études et de Recherches Intégrées du Bâtiment (CNERIB), Les DTR -C-, sont les documents qui définissent les méthodes permettant de vérifier si les solutions techniques adoptées correspondent bien aux exigences énoncées dans les documents tels que les Lois, les décrets, les Arrêtés ainsi que les Circulaires et les Instructions, etc, et précisent les principes généraux au cours de l'élaboration des projets de bâtiments. Dans la structure des documents réglementaires adoptée, il est prévu que ces documents sortent sous forme de normes ou de règles de conception et de calcul. Dans le cas des exigences dont la satisfaction peut être démontrée par un calcul, ces normes précisent les valeurs des paramètres de calcul de base (surcharges, températures extérieures, etc....) et indiquent les principes et les règles de conception.

En ce qui concerne les DTR-E-, ces documents traitent de prescriptions portant sur :

- le choix des matériaux utilisés dans les travaux,
- les matériels, les installations et les accessoires employés dans les travaux, le stockage, etc.,
- la préparation et la confection des matériaux composites (composition, recettes) et leur mise en place (assemblage, tolérances, protection, etc....), les conditions générales et particulières d'exécution,
- les dispositions et règles constructives à respecter,
- les opérations de contrôle de la qualité des travaux,
- le mode de réception des ouvrages (provisoire ou définitive suivant le cas),
- les autres normes applicables.

Comme documents techniques réglementaires, on peut citer :

DTR B.C.2.4.2 Charges permanentes et charges d'exploitation.

DTR B.C.2.1 Règles d'exécution des travaux de construction des ouvrages en béton armé.

DTR B.E.1.2 Règles d'exécution des travaux de terrassement pour le bâtiment.

DTR B.E.1.31 Règles d'exécution des travaux de fondations superficielles.

DTR B.E.2.2 Règles d'exécution des travaux de construction des parois et murs en béton banché.

***DTR B.C.2.33.1 Méthodes de calcul des fondations superficielles.***

DTR B.2.32 Méthodes de sondages et d'essais de sols

DTR B.E.2.31 Travaux de fondations profondes

DTR B.C.2.33.1 Méthodes de calcul des fondations profondes

**DTR B.C.2.41 Règles de conception et de calcul des structures en béton armé « CBA93.**

DTR B.E.11 Travaux de sondages et d'essais de sol.

DTR B.C.2.44 Règles de conception et de calcul des structures en acier. « CCM97)

**DTR B.C.2.48 Règles parasismique Algériennes RPA99/ version 2003**

DTR B.C Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art « RPOA2008 »

DTR C 2.47 Règlement Neige et Vent " RNV 2013".

En France, un ensemble de documents techniques unifiés (DTU), et fascicules ainsi que de normes sont applicables dans le domaine de bâtiment et travaux publics. On peut citer par exemple :

DTU 11.1 : Sondage des sols de fondation.

DTU 12 : Terrassement pour le bâtiment

*DTU 13.11 : Fondations superficielles.*

*DTU 13.12 : Règles pour le calcul des fondations superficielles (NF P 11-711 de 1988)*

DTU 13.2 : Travaux de fondations profondes pour le bâtiment (1992)

Fascicule 2 : Travaux de terrassement

*Fascicule 62 - titre V : Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil.*

Fascicule 68 : Exécution des travaux de fondation d'ouvrages.

Fascicule 69 : Exécution des travaux en souterrain.

Fascicule 79-15bis : Travaux de terrassement généraux.

L'ensemble de ces textes devrait disparaître au profit des Eurocodes, qui constituent un ensemble unique de normes (58 normes européennes), d'application volontaire, harmonisant les méthodes de calcul utilisables pour vérifier la stabilité et le dimensionnement des différents éléments constituant des bâtiments ou ouvrages de génie civil, quels que soient les types d'ouvrages ou de matériaux. Les Eurocodes sont au nombre de dix, chacun subdivisé en partie et sous-parti. Chacun vise un aspect spécifique de la conception, ou un type particulier de construction :

- Eurocode 0: Bases de calcul des structures
- Eurocode 1 : Actions sur les structures
- Eurocode 2: Calcul des structures en **béton**, (Tableau I-1) :
- Eurocode 3: Calcul des structures en **acier**
- Eurocode 4: Calcul des structures **mixtes** acier-béton
- Eurocode 5: Conception et calcul des structures en **bois**
- Eurocode 6: Calcul des ouvrages en **maçonnerie**
- Eurocode 7: Calcul **géotechnique** (Tableau I-2 et I-3)
- Eurocode 8: Conception et dimensionnement des structures pour leur résistance aux **séismes** (Tableau, I-4).
- Eurocode 9: Calcul des structures en alliages d'**aluminium**.

Tableau I-1: Normes constituant l’Eurocode 2, (Afnor normalisation, 2016).

Titre		Référence
Partie 1-1: Règles générales et règles pour les bâtiments		NF EN 1992-1-1
A1	Amendement	NF EN 1992-1-1/A1
AN	Annexe nationale	NF EN 1992-1-1/NA
Partie 1-2: Règles générales - Calcul du comportement au feu		NF EN 1992-1-2
AN	Annexe nationale	NF EN 1992-1-2/NA
Partie 2: Ponts en béton - Calcul et dispositions constructives		NF EN 1992-2
C1	Corrigendum	EN 1992-2:2005/AC:2008
AN	Annexe nationale	NF EN 1992-2/NA
Partie 3: Silos et réservoirs		NF EN 1992-3
AN	Annexe nationale	NF EN 1992-3/NA
Partie 4: Conception des inserts utilisés dans le béton		PR NF EN 1992-4

Tableau I-2: Normes constituant l’Eurocode 7, (Afnor normalisation, 2016).

Titre		Référence
Partie 1: Règles générales		NF EN 1997-1
A1	Amendement	NF EN 1997-1/A1
AN	Annexe nationale	NF EN 1997-1/NA
Partie 2: Reconnaissance des terrains et essais		NF EN 1997-2

Tableau I-3: Norme Française de mise en œuvre de l’Eurocode 7, (Afnor normalisation, 2016).

Titre		Référence
Justification des ouvrages géotechniques – Normes d'application nationale de l'Eurocode 7 - Fondations superficielles		NF P94-261:2013
Justification des ouvrages géotechniques - Normes d'application nationale de l'Eurocode 7 - Fondations profondes		NF P94-262:2012
Calcul géotechnique - Ouvrages de soutènement - Remblais renforcés et massif en sol cloué		NF P94-270: 2009
Justification des ouvrages géotechniques - Écrans de soutènement - Murs de soutènement		NF P94-281:2014
Calcul géotechnique - Ouvrages de soutènement - Ecrans		NF P94-282: 2009
A1	Amendement	NF P94-282/A1
Ouvrages en terre		PR NF P94-290

Tableau I-4: Normes constituant l'Eurocode 8, (Afnor normalisation, 2016).

Titre		Référence
Partie 1: Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments		NF EN 1998-1
A1	Amendement	NF EN 1998-1/A1
AN	Annexe	NF EN 1998-1/NA
Partie 2: Ponts		NF EN 1998-2
A1	Amendement	NF EN 1998-2/A1
A2	Amendement	NF EN 1998-2/A2
AN	Annexe	NF EN 1998-2/NA
Partie 3: Évaluation et renforcement des bâtiments		NF EN 1998-3
AN	Annexe	NF EN 1998-3/NA
Partie 4: Silos, réservoirs et canalisations		NF EN 1998-4
AN	Annexe	NF EN 1998-4/NA
Partie 5: Fondations, ouvrages de soutènement et aspects géotechniques		NF EN 1998-5
AN	Annexe	NF EN 1998-5/NA
Partie 6: Tours, mâts et cheminées		NF EN 1998-6
AN	Annexe	NF EN 1998-6/NA

### 1.3. DEFINITION ET TERMINOLOGIE :

La fondation est un élément de construction destiné à transmettre au sol, dans les conditions les plus favorables, les charges provenant de la superstructure. Le type de fondation est déterminé par son allure et ses proportions.

Si on désigne par  $D$  la profondeur d'encastrement de la fondation dans le sol, par  $B$  sa largeur et par  $L$  sa longueur,  $h_c$  la hauteur d'encastrement dans la couche portante, et  $h$  la hauteur de la semelle (Figure I-1). Le DTU 13-12 définit une fondation superficielle comme étant une fondation de rapport  $D/B$  inférieur à 6 et  $D < 3m$ . (Figure I-2).

En pratique, il est généralement admis que si :

- $\frac{D}{B} < 4$  : Fondation superficielle :
- $4 \leq \frac{D}{B} \leq 10$  : Fondation semi- profondes :
- $10 < \frac{D}{B}$  : Fondation profonde :

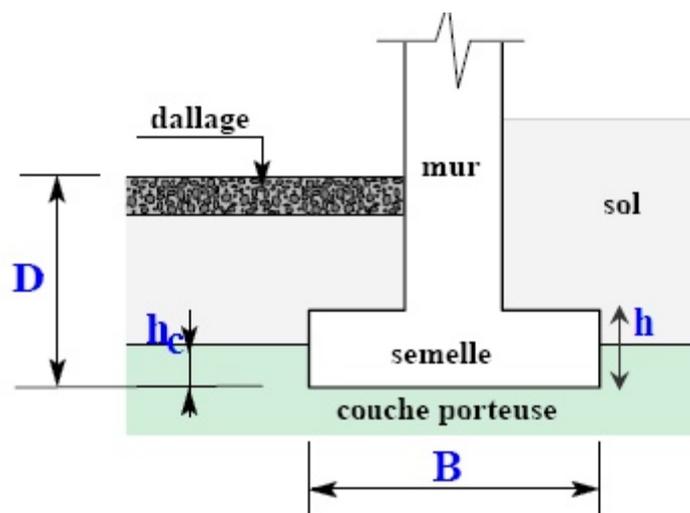


Figure I-1 : Dimensions d'une fondation.

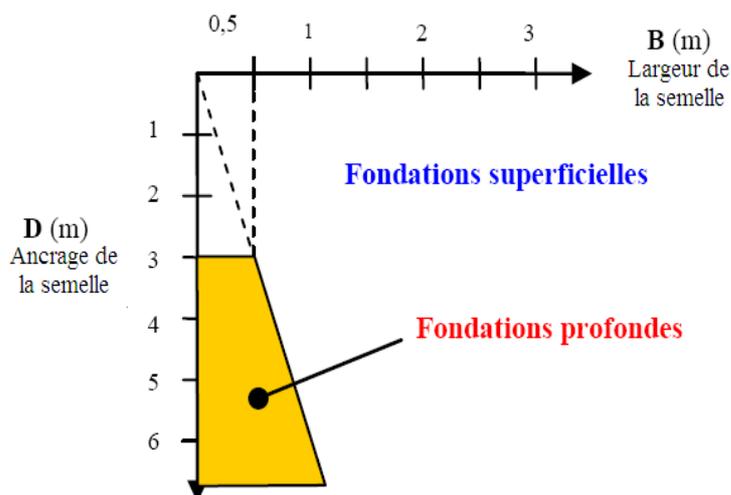


Figure I-2 : Critère de classification des fondations selon le DTU13.12.

On distingue trois types de fondations superficielles (Figure I-3):

- les semelles filantes (Figure I-3-a), généralement de largeur  $B$  modeste et de grand  $L$  (généralement,  $L/B > 10$ ) ; les semelles de murs de soutènement en font partie,
- les semelles isolées (Figure I-3-b), dont les dimensions en plan  $B$  et  $L$  sont toutes deux au plus de quelques mètres ; cette catégorie inclut les semelles carrées les semelles rectangulaires, et les semelles circulaires (de diamètre  $B$ ) ;
- les radiers ou dallages de dimension  $B$  et  $L$  importante (Figure I-3-c) ; cette catégorie inclut les radiers généraux.

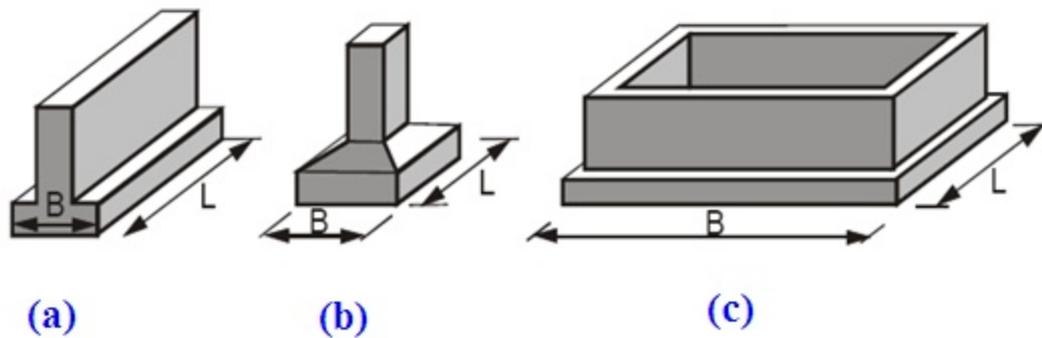


Figure I-3 : Les différents types de fondations superficielles. Reiffsteck.2010.

D'après les conditions de travail de leurs matériaux, les fondations se divisent en deux catégories :

- Fondations rigides  $h \geq (B-b)/4 + 0.05$ : Sous l'action de la charge appliquée la semelle ne subit pas des déformations à la flexion. Elle travaille pratiquement en compression.
- Fondations flexibles  $h < (B-b)/4 + 0.05$ : Le matériau de la semelle dans ce cas subit des déformations causées par la flexion.

Avec b et h sont respectivement la largeur du poteau ou du mur supporté par la fondation et la hauteur de la fondation.

#### 1.4. ACTIONS CARACTERISTIQUES ET COMBINAISONS DE CHARGES

Actuellement, le dimensionnement des ouvrages en géotechnique repose sur la théorie des états limites, basée sur une analyse semi-probabiliste des paramètres de calcul, en introduisant des facteurs partiels de sécurité entachant les différents paramètres de dimensionnement.

Deux catégories d'états limites sont distinguées : les états limite ultime « ELU », dont le dépassement équivaut à la ruine de l'ouvrage, et les états limites de service « ELS », dont le non-respect compromet la durabilité de l'ouvrage ou contrarie l'exploitation habituelle.

##### 1.4.1. Actions caractéristiques

Ce sont les différentes actions auxquelles sera soumise la construction ; elles sont classées en trois catégories en fonction de leur fréquence d'apparition.

▪ **Actions permanentes (G):**

Les actions permanentes représentent les actions dont l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps. Elles comprennent :

- le poids propre des éléments de la structure,
- les charges des superstructures, des équipements fixes de toute nature, les efforts dus à des terres ou à des liquides dont les niveaux varient peu, les efforts dus aux déformations permanentes imposées à la construction, etc.

▪ **Action variable ( $Q_i$ - $i=1, 2, \dots, n$ )**

Ce sont des actions dont l'intensité est plus au moins constante, mais qui sont appliquées pendant un temps court par rapport aux actions permanentes. On distingue :

- Les actions d'exploitation qui sont définies par les conditions propres d'exploitation de l'ouvrage, ou par des normes et règlements dont les principaux : DTR-BC2.4.2 (charges permanentes et charges d'exploitation), eurocode1 : NF EN 1991 1-1 (Actions permanentes et actions dues à l'exploitation, y compris actions dynamiques).

Les actions climatiques définies par les règles « Neige et vent », comme le règlement Algérien R.N.V.1999 (DTR-BC 2-4.7), eurocode1 : NF EN 1991 1-3 et 4.

- Les actions dues à la température, eurocode1 : NF EN 1991 1-5
- Les actions appliquées en cours d'exécution qui peuvent être combinées avec les actions climatiques, eurocode1 : NF EN 1991 1-6
- Les actions accidentelles ( $F_A$ ) : séismes, action de feu, chocs de véhicules, etc..., elles ne sont à considérer que si des documents d'ordre public ou le marché le prévoient (RPA99,version 2003, eurocode 1 : NF EN 1991 1-7 etc)

## **1.5. COMBINAISONS D'ACTIONS :**

### **1.5.1. État limite ultime**

à l'état limite ultime- ELU, on distingue deux types : la combinaison fondamentale, ELU-F, et la combinaison accidentelle, ELU-A.

▪ **État limite ultime fondamentale : ELU-F :**

$$1.35G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{Q1}Q_1 + \sum_{i>1} 1.3\psi_{0i}Q_i$$

Avec :

$G_{\max}$  : ensemble des actions permanentes défavorables (allant dans le même sens que l'action caractéristique de base  $Q_1$ );

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

$\psi_{0i}Q_i$  : la valeur de combinaison d'une action d'accompagnement.

$\gamma_{Q1}=1.5$  cas général,

1.35 Pour la température, les bâtiments agricoles à faible densité d'occupation humaine (et sans action humaine permanente), les charges routières étroitement bornées ou de caractère particulier.

▪ **État limite ultime accidentelle ELU-A :**

$$G_{\max} + G_{\min} + F_A + \psi_{11}Q_1 + \sum_{i>1} \psi_{2i}Q_i$$

Avec :

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

$\psi_{11}Q_1$  : Valeur fréquente d'une action variable,

$\psi_{2i}Q_i$  : Valeur quasi permanente d'une action variable.

On note qu'il n'est pas envisagé de combiner l'action du vent avec celle du séisme.

Pour le calcul des fondations superficielles, le règlement RPA99 version 2003 (DTR.-BC.2.48), définit les combinaisons suivantes :

$$G_{\max} + Q_1 + F_A \text{ (Pour le calcul du ferrailage)}$$

$$0.8G_{\max} \pm F_A \text{ (Pour la vérification de la stabilité au renversement)}$$

$F_A$  désigne dans ce cas l'action sismique.

### 1.5.2. État limite de service

À l'état limite de services, ELS, trois combinaisons sont considérées :

- **Combinaison rare**

L'ouvrage est sollicité sous cette combinaison, quelquefois seulement durant sa vie.

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum_{i>1} \psi_{0i} Q_i$$

- **Combinaison fréquente :**

Cette combinaison est utilisée pour l'évaluation des déplacements préjudiciables à la structure.

$$G_{\max} + G_{\min} + \psi_{11} Q_1 + \sum_{i>1} \psi_{2i} Q_i$$

- **Combinaison quasi fréquente :**

Corresponds aux sollicitations réellement appliquées à l'ouvrage, et sers au calcul des déplacements à long terme de la fondation.

$$G_{\max} + G_{\min} + \sum_{i>1} \psi_{2i} Q_i$$

Les valeurs des coefficients  $\psi$  sont données dans les tableaux I-5, I-6:

Tableau I-5: coefficients  $\psi$  des charges d'exploitation des bâtiments. DTR-BC.2-41 (CBA.93) et NF P 06-001 et NF EN 1991-1-3 4 et5, (Eurocode 1).

Type de bâtiment	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
catégorie A : Habitation, zones résidentielles	0,7	0,5	0,3
catégorie B :Bureaux	0,7	0,5	0,3
catégorie C : Lieu de réunion	0,7	0,7	0,6
catégorie D : Commerces	0,7	0,7	0,6
catégorie E : Stockage	1,0	0,9	0,8
catégorie F : Zone de trafic, véhicules de poids $\leq 30\text{kN}$	0,7	0,7	0,6
catégorie G : Zone de trafic, véhicules de poids compris entre 30kN et 60 kN	0,7	0,5	0,3
catégorie H : Toits	0	0	0

Tableau I-6 : coefficients  $\psi$  des actions climatiques, DTR-BC,2-41 (CBA,93) et NF P 06-001 et NF EN 1991-1-3 4 et5, ((Eurocode 1).

Actions	$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$
Vent	0,77 (0,6 : NF EN 1991-1-4)	0,2	0
Neige pour altitude $\leq 500\text{m}$ (1)	0,77	0,15	0
Neige pour altitude $> 500\text{m}$ (1)	0,77	0,3	0,1
Variation uniforme de la température	0,6	0,5	0
(1) d'autre valeur en fonction des zones et pays appliquant les règles eurocodes			

## 1.6. JUSTIFICATION D'UNE FONDATION SUPERFICIELLE :

Selon le DTU 13-12, le DTR-BC 2,331 ainsi que le Fascicule 62-V, 1993, les états limites suivants sont à vérifier :

1. **État limite de résistance** : La justification de cet état est satisfaite vis-à-vis du sol par l'inégalité suivante :

$$q_{3/4} \leq q_{adm}$$

Où  $q_{3/4}$  représente la résultante générale des forces prise au niveau du contact avec le sol (voir chapitre 3 ), et  $q_{adm}$ , est la capacité portante admissible,

Dans le cas de combinaison d'action pour laquelle l'action du vent est l'action variable de base, l'inégalité satisfaite est :

$$q_{3/4} \leq 1.33q_{adm}$$

2. **État limite de stabilité de forme** : la justification de cet état comprend la prise en compte des excentricités additionnelles provenant des effets du second ordre dans la justification de l'état limite de résistance,

3. **État limite d'équilibre statique** : Deux points son à considérer :

- *La condition de non-glissement de la fondation* : la vérification au glissement à ELU s'écrit :

$$H_d = \frac{V_d \tan \phi'}{1.2} + \frac{c' \cdot A_f}{1.5}$$

Avec  $H_d$  l'effort horizontal maximal à ELU, et  $V_d$  l'effort minimal à ELU,  $c'$  et  $\phi'$  sont respectivement la cohésion et l'angle de frottement interne du sol évalué à long terme et  $A_f$  est la valeur de calcul de la surface effective de la fondation (Figure II-4).

- *La condition de stabilité d'ensemble* : dans le cas de dénivellation ou de pente importante, prenant en compte la structure et le terrain avoisinant. Dans ce cas, l'article B.3.6.1 du Fascicule 62-V, 1993, préconise l'utilisation de la méthode de Bishop dans les cas courants. La vérification à effectuer consiste alors à s'assurer que  $F \geq 1$  pour tous les cercles. Les caractéristiques du sol étant prises égales

$$\tan \phi_d = \frac{\tan \phi}{1.2} \text{ et } c_d = \frac{c}{1.5}.$$

Aussi pour s'assurer le *non-renversement* de la fondation, il faut s'assurer que la surface du sol comprimée sous la fondation soit au moins égale à 10% de celle-ci à ELU et 75 % à ELS.

4. **État limite de service vis-à-vis de la durabilité** : à défaut de justification plus précise sous les combinaisons d'actions de service, dans le cas où la fissuration est considérée préjudiciable ou très préjudiciable, la section d'armatures obtenues à l'état limite ultime de résistance doit être majorée respectivement de 10% ou de 50%.
5. **État limite de service vis-à-vis des déformations** : cette justification consiste à vérifier que l'ensemble des déplacements et rotations de la fondation restent inférieures aux valeurs admissibles.

Selon l'eurocode 7, les différents états limites à vérifier, sont comme suite :

- .1 **La stabilité d'ensemble du système sol/fondation** : en particulier : en présence de pentes naturelles ou artificielles ; près d'une excavation ou un ouvrage de soutènement, près d'une rivière, canal ou réservoir, ainsi que les mines et les ouvrages enterrés.
- .2 **La capacité portante du sol** : en vérifiant que :  $V_d \leq R_d$

Avec  $R_d$  représente valeur de calcul de la résistance à une action, déduite à partir de la valeur de la capacité portante ultime.

$V_d$  représente la valeur de calcul de la charge verticale ou composante normale de la résultante des actions appliquées à la base de la fondation.  $V_d$  doit comprendre l'ensemble des charges appliquées sur la fondation y compris le poids propre, le poids du remblai, pression des terres favorables et défavorables, ainsi que la pression hydrostatique, non due aux charges appliquées, etc.

- .3 **La résistance au glissement de la fondation** : Cette vérification est prévue dans le cas où la résultante de chargement n'est pas normale à la base de fondation. Dans ce cas, l'inégalité suivante doit être vérifiée :

$$H_d \leq R_d + R_{p,d}$$

Avec  $H_d$  valeur de calcul de charge horizontale ou composante de l'action totale appliquée parallèlement à la base de la fondation. Cette dernière doit inclure l'ensemble des forces de poussée appliquée sur la fondation.  $R_{pd}$  est la valeur de calcul de la force résistante due à la pression des terres sur le côté d'une fondation.

- *En conditions drainées*

$$R_d = V'_d \cdot \tan(\delta_d) = \frac{V'_d \cdot \tan(\delta_k)}{\gamma_{R,h}}$$

- *En conditions non drainées :*

$$R_d = A_f \cdot c_{u,d} = \frac{A_f \cdot c_u}{\gamma_{R,h}}$$

avec

$\gamma_{R,h}$  facteur partiel pour la résistance au glissement (Tableau 5 , annexe A, eurocode7).

$\delta_k$  et  $\delta_d$ : Respectivement, angle de frottement fondation/sol, angle de frottement de calcul sol /fondation.  $\delta_d = \phi_{cri}$  (Angle de frottement interne à l'état critique), pour les bétons de

fondations coulés en place, et  $\delta_d = \frac{2}{3} \phi_{cri}$  pour les fondations préfabriquées lisses.

$V'_d$  représente la valeur de  $V_d$  en contraintes effectives.

$A_f$  est la valeur de calcul de la surface effective de la fondation (Figure II-4).

$c_u$  et  $c_{u,d}$  sont respectivement la cohésion non drainée et la valeur de calcul de la cohésion non drainée.

Dans le cas où il est possible que de l'eau ou de l'air atteigne l'interface entre une fondation et le sol de fondation argileux, la vérification suivante est à faire :

$$R_d \leq 0.4V_d$$

**.4 État limite de résistance structural** (Ferrailage, ancrage des armatures, et poinçonnement..)

En ce qui concerne les états limites de services, elles doivent être justifiées vis-à-vis :

### **.5 Vérification des tassements**

- ✓ Tenir compte des tassements immédiats et des tassements différés.
- ✓ Estimer les tassements différentiels et les rotations relatives.

### **.6 Vérification du soulèvement**

Les causes de soulèvement suivantes doivent être différenciées :

- ✓ à diminution de la contrainte effective ;
- ✓ l'expansion volumique des sols partiellement saturés ;
- ✓ le soulèvement dû au tassement d'une structure adjacente, dans un sol saturé qui se déforme à volume constant.
- ✓ Les calculs de soulèvement doivent inclure le soulèvement immédiat et le soulèvement différé.

### **.7 Vérification des Vibrations**

On doit vérifier que les valeurs limites pour la structure ne sont pas atteintes.

Un résumé de l'ensemble des états limites à vérifier selon l'eurocode 7 est donné sur la figure I-4. Pour plus de détails concernant la vérification des états limites, ainsi que le calcul des ouvrages selon l'eurocode 7, le lecteur peut consulter les ouvrages suivants : Orr et Farrell, 2012, Bond et al, 2013.

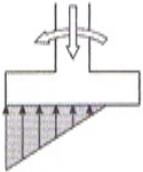
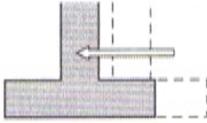
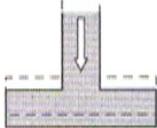
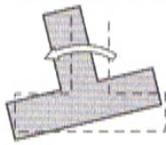
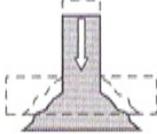
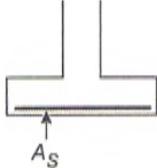
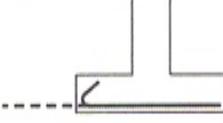
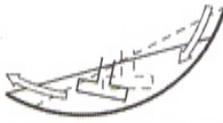
Vérification	Illustration	État limite	Règlement
<p><b>Résistance du sol</b> La contrainte exercée sur le sol ne doit pas excéder la contrainte de calcul du sol.</p>		ELU GEO	NF EN 1997-1-1 Section 6 fondations superficielles. Art. 6.5.2 Portance
<p><b>Glissement</b> L'effort de glissement sollicitant ne doit pas excéder l'effort de glissement résistant.</p>		ELU GEO	NF EN 1997-1-1 Section 6 fondations superficielles. Art. 6.5.3 Résistance au glissement
<p><b>Tassement</b> Les tassements ne doivent pas excéder des valeurs de tassements admissibles.</p>		ELS	NF EN 1997-1-1 Section 6 fondations superficielles. Art. 6.6.2 Tassement
<p><b>Renversement</b> Le moment de renversement sollicitant ne doit pas excéder le moment de renversement résistant.</p>		ELU EQU	NF EN 1997-1-1 Section 9 ouvrages de soutènement. Art. 9.7.2 Stabilité globale
<p><b>Poinçonnement</b> La contrainte de cisaillement agissante ne doit pas excéder la contrainte de cisaillement résistante.</p>		ELU STR	NF EN 1992-1-1 Section 6 états limites ultimes. Art. 6.4 Poinçonnement
<p><b>Ferraillage</b> Les aciers inférieurs doivent équilibrer les efforts de traction.</p>		ELU STR	NF EN 1992-1-1 Section 9 dispositions constructives relatives aux éléments et règles particulières Art. 9.8.2 Semelles de fondation de poteaux ou de voiles
<p><b>Ancrage</b> Les aciers inférieurs doivent être suffisamment ancrés.</p>		ELU STR	NF EN 1992-1-1 Section 9 dispositions constructives relatives aux éléments et règles particulières Art. 9.8.2 Semelles de fondation de poteaux ou de voiles
<p><b>Glissement</b> La stabilité au glissement doit être assurée.</p>		ELU EQU	NF EN 1997-1-1 Section 11 stabilité générale. Art. 11.5.1 Analyse de la stabilité des pentes

Figure I-4 : États limites à vérifier pour les semelles de fondations selon l'eurocode 7. Ricotier, 2012.

# **Chapitre II.**

## **Calcul de la capacité portante.**

## II.1 INTRODUCTION

La capacité portante ultime d'un sol est la contrainte que peut reprendre le sol avant rupture par cisaillement. Dans la littérature, on trouve un panorama de méthodes issues de différentes approches de calcul. Les plus utilisées sont : la méthode basée sur les essais de laboratoire, dite méthode  $c$  et  $\phi$ , et les méthodes empiriques ou semi-empiriques basées sur les essais in-situ. Dans ce chapitre, nous allons exposer ces différentes méthodes à travers les règlements techniques en vigueur.

## II.2 COMPORTEMENT D'UNE SEMELLE SOUS CHARGE VERTICALE CENTREE

Sous une charge axiale, verticale, monotone croissante de manière quasi-statique, l'allure de la courbe des tassements en fonction de l'intensité de la charge appliquée est celle présentée ci-après (Figure II-1).

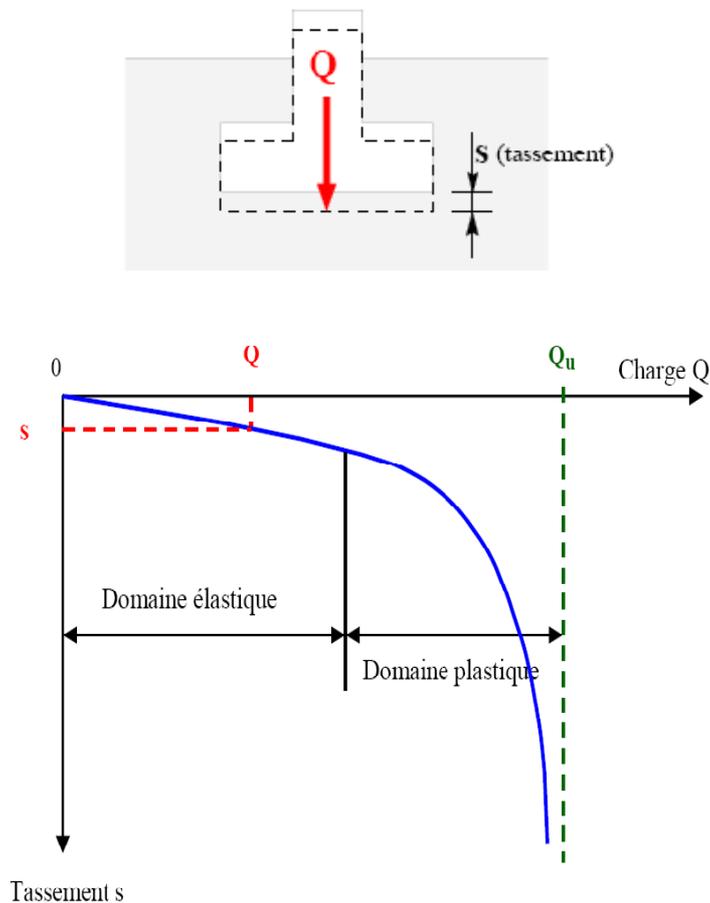


Figure II-1: Comportement d'une semelle isolée sous une charge verticale centrée.

Au début du chargement, le comportement est sensiblement linéaire. Le tassement croît proportionnellement à la charge appliquée, définissant ainsi un domaine élastique. Ensuite, le

tassement enregistré n'est plus proportionnel à la charge. À partir d'une certaine charge  $Q_u$ , il y a poinçonnement du sol ou du moins le tassement n'est plus contrôlé. On définira :

$Q_u$  : charge limite de la semelle,

$q_u$  : contrainte limite ou contrainte de rupture

$$q_u = \frac{Q_u}{A}$$

avec  $A$  : aire de la semelle

L'analyse des résultats sur des modèles réduits a permis de mettre en évidence un mécanisme de rupture sous la fondation superficielle. Suivant l'état de compacité du sol, Veisic, 1973, distingue trois mécanismes de rupture du sol quand la charge limite est atteinte comme le montre la figure II-2 :

- Avec un sol dense, la charge limite est atteinte quand on observe un mécanisme de rupture générale (Figure II-2-a);
- A un état de compacité intermédiaire du sol correspond un mécanisme de rupture locale (Figure II-2-b).
- Quand on a un sol de faible compacité, la charge limite est associée à un mécanisme de rupture par poinçonnement (Figure II-2-c) .

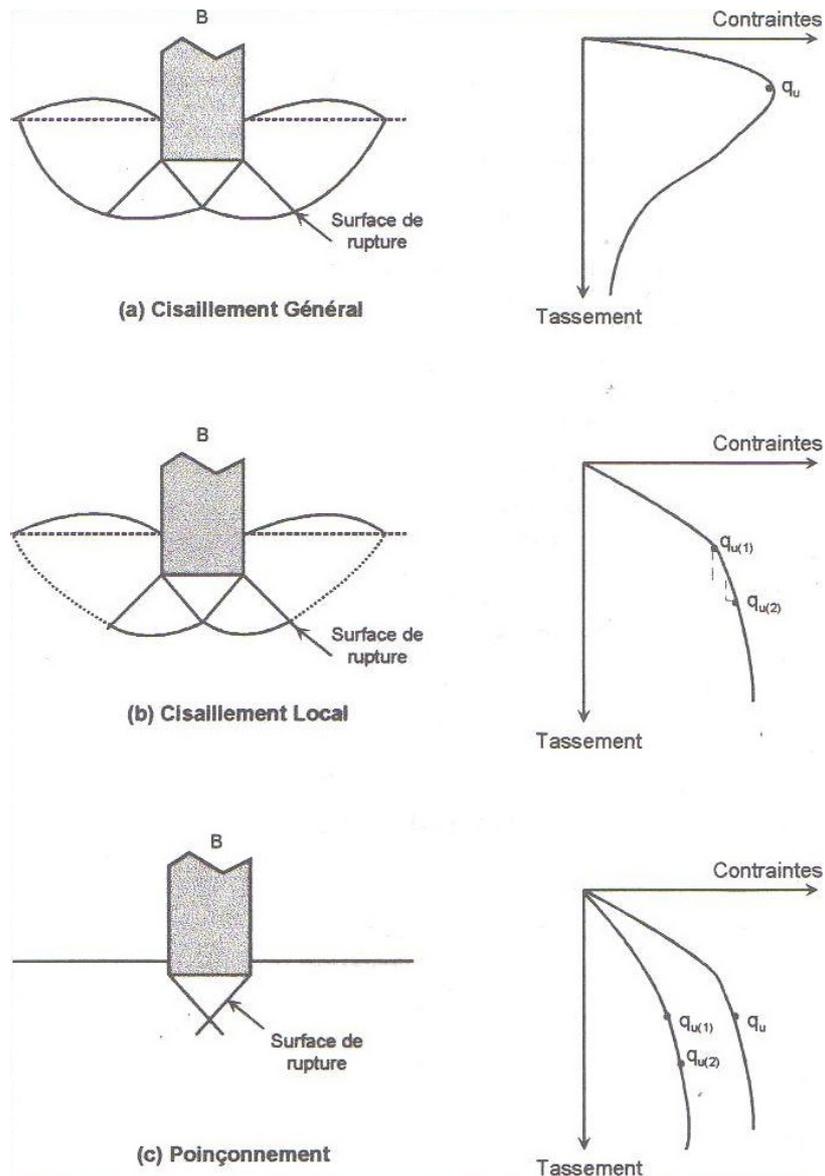


Figure II-2 : Modes de rupture du sol sous une fondation superficielle. Veisic, 1973.

## II.3 CALCUL DE LA CAPACITE PORTANTE

### II.3.1 Méthode à partir des essais de laboratoire (Méthodes c et $\phi$ ).

En se basant sur un modèle bi-dimensionnel (Figure II-3) dans lequel une semelle filante (continue) et rigide de largeur B, ancrée à une profondeur D, sur une surface rugueuse, Terzaghi, 1943 (cité dans Das, 2010), donne la capacité portante ultime  $q_{ult}$  comme suite :

$$q_{ult} = \frac{1}{2} \gamma B N_{\gamma} + (q_0 + \gamma D) N_q + c N_c$$

L'équation est composée de trois termes :

- Le premier est appelé terme de surface : il est proportionnel à la largeur B de la fondation.
- Le deuxième terme est appelé terme de profondeur : il est proportionnel à l'ancrage de la fondation D, et le chargement  $q_0$  à la surface.
- Le troisième terme est appelé terme de cohésion : il est proportionnel à la cohésion c.

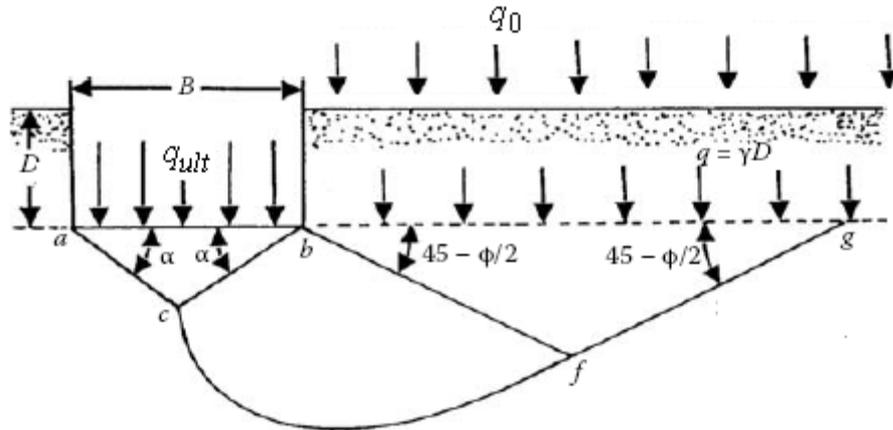


Figure II-3 : Plan de cisaillement sous une fondation rugueuse continue et rigide sous un chargement concentré. Terzaghi, 1943 cité dans Das, 2010.

$N_\gamma$ ,  $N_q$  et  $N_c$  sont les facteurs de la capacité portante. Ce sont des nombres purs qui dépendent uniquement de l'angle de frottement du sol d'assise de la fondation et de sa cohésion. Leurs formulations sont issues de l'analyse en équilibre limite des zones de rupture sous la fondation. Les valeurs adoptées par Terzaghi sont comme suite :

$$N_\gamma = \frac{1}{2} K_{p\gamma} \tan^2 \phi - \left( \frac{\tan \phi}{2} \right) \quad N_q = \frac{a^2}{a \cos^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)} \quad N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$a = e^{\left( 0.75\pi - \frac{\phi}{2} \right) \tan \phi}$$

$K_{p\gamma}$  est le coefficient de butée des terres du sol sous la fondation.

Les valeurs des coefficients de portance de Terzaghi, sont données dans tableau 1 de l'annexe 1. Les valeurs à prendre en compte pour l'angle de frottement  $\phi$  et la cohésion c sont comme suite :

- Pour l'équilibre à court terme :  $c_u$  et  $\phi_u$  :

dans ce cas, la capacité portante ultime s'écrit :  $q_{ult} = (q_0 + \gamma D) + (\pi + 2)c_u$

- Pour l'équilibre à long terme  $c'$  et  $\phi'$ .

Dans la littérature, différentes valeurs de coefficient de portance ont été proposées. Ceci est généralement dû à la différence des mécanismes de rupture adoptés. On peut citer par exemple :

- Meyerhof, 1963 :

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4\phi) \quad N_q = e^{(\pi \tan \phi)} \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)$$

- Hansen, 1970 :  $N_\gamma = 1.5(N_q - 1) \tan \phi$

- Vesić, 1973  $N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \phi$

Les valeurs des coefficients de portance adoptés par le règlement algérien, DTR-BC 2.331 sont celle du règlement DTU 13-12 (Tableau II-1). En ce qui concerne l'eurocode 7, les valeurs de  $N_c$  et  $N_q$  sont celles de Meyerhof, 1963, et de  $N_\gamma$  est celle de Vesić, 1973, (Tableau 1 annexe 2).

Selon la forme de la fondation, l'excentrement et l'inclinaison de la charge verticale, la présence d'un talus à côté de la fondation ou l'inclinaison de la base de la fondation, des coefficients correcteurs sont injectés à chaque terme de la formule de la capacité portante ultime (terme de surface, profondeur et de cohésion).

Tableau II-1: Valeurs des coefficients de portance selon le DTR-BC 2.331 et DTU 13-12.

$\phi$	$N_\gamma$	$N_q$	$N_c$
0	1	0	5,14
5	1,6	0,1	6,50
10	2,50	0,50	8,40
15	4,00	1,40	11
20	6,40	3,50	14,8
25	10,70	8,10	20,70
30	18,40	18,10	30
35	33,30	41,10	46

▪ **Excentrement de la fondation**

Dans le cas d'un excentrement de la charge verticale (Figure II-4), on considère des dimensions fictives de la fondation telles que :

$$B' = B - 2e_B \quad L' = L - 2e_L \quad A_f = B' \cdot L'$$

▪ **Coefficients de forme :**

Le DTR-BC 2.331 et DTU 13-12 propose les corrections suivantes :

$$s_c = 1 + 0,2 \frac{B'}{L'} \quad s_\gamma = 1 - 0,2 \frac{B'}{L'} \quad s_q = 1$$

**Remarque :**

Dans le cas d'une semelle circulaire de diamètre  $D$ , on prend  $B=L=D$ ., et dans le cas d'une semelle filante :  $s_q = s_\gamma = s_c = 1$ .

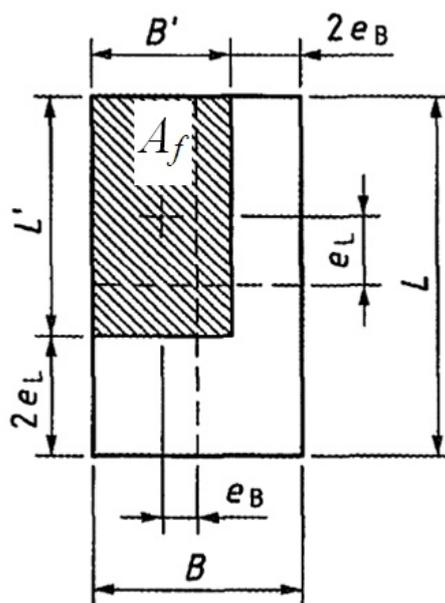


Figure II-4 : Dimensions fictives d'une fondation superficielle en cas d'excentrement dans les deux directions, selon l'eurocode 7.

Selon L'eurocode 7:

▪ **Coefficients de forme (Tableau, II-2)**

Tableau II-2: Valeurs des coefficients de forme selon l'eurocode 7, en conditions drainées et non drainées.

	$s_q$	$s_\gamma$	$s_c$
conditions drainées			
fondation rectangulaire	$1 + \left(\frac{B'}{L'}\right) \sin \phi'$	$1 - 0.3 \left(\frac{B'}{L'}\right)$	$\frac{s_q N_q - 1}{N_q - 1}$
fondation circulaire ou carrée	$1 + \sin \phi'$	0.7	
conditions non drainées			
fondation rectangulaire	/	/	$1 + 0.2 \left(\frac{B'}{L'}\right)$
fondation circulaire ou carrée	/	/	1.2

▪ **Coefficients d'inclinaison de la charge**

Le DTR-BC 2.331 et DTU 13-12 propose les coefficients suivants :

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{2\theta}{\pi}\right)^2 \quad i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{\phi}\right)^2$$

avec  $\theta$  représente l'inclinaison de la charge verticale V par rapport à l'axe vertical (Figure II-5).

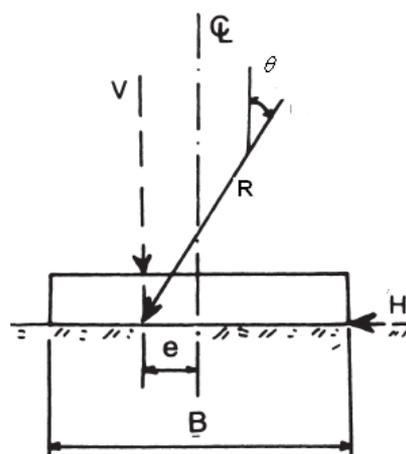


Figure II-5 : Shématisation de l'inclinaison de la charge et des forces verticales et horizontales agissant sur la fondation, smith 2006 selon l'eurocode 7.

L'eurocodes 7, propose les valeurs suivantes des coefficients d'inclinaison de la charge :

- *En condition drainée*

$$i_c = i_q - \left( \frac{1 - i_q}{N_c \tan \phi'} \right) \quad i_q = \left[ 1 - \frac{H}{V + A_f c' \cot \phi'} \right]^m \quad i_\gamma = \left[ 1 - \frac{H}{V + A_f c' \cot \phi'} \right]^{m+1}$$

A' représente la surface effective = B' x L'

Si H agit dans la direction de B'  $m = m_B = \frac{2 + \frac{B'}{L'}}{1 + \frac{B'}{L'}}$

Si H agit dans la direction de L'  $m = m_L = \frac{2 + \frac{L'}{B'}}{1 + \frac{L'}{B'}}$

- *En conditions non drainées*

$$i_c = \frac{1}{2} \left( 1 + \sqrt{1 - \frac{H}{A_f c_u}} \right) \text{ avec } H \leq A_f c_u$$

avec  $c_u$  la cohésion non drainée et  $A_f$  est la valeur de calcul de la surface fictive de la fondation = B' .L'.

▪ **Coefficients d'inclinaison de la base de fondation**

Selon l'eurocode 7, les valeurs suivantes sont à prendre en compte :

- *En conditions drainées*

$$b_c = b_q - \frac{(1 - b_q)}{N_c \tan \phi'} \quad b_q = b_\gamma = (1 - \alpha \tan \phi')^2$$

$\alpha$  représente l'inclinaison de la base de fondation (Figure II-6).

- *En conditions non drainées*  $b_c = 1 - \frac{2\alpha}{(\pi + 2)}$

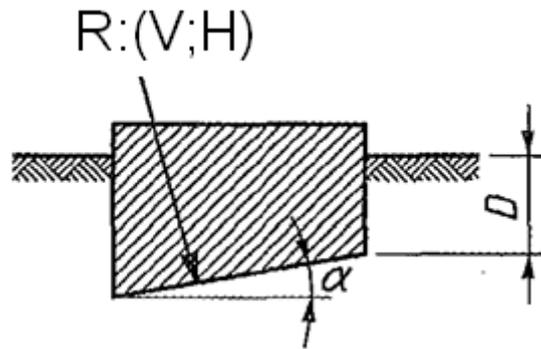


Figure II-6: schématisation de l'inclinaison de la base de la fondation et de l'ancrage D, selon l'eurocode 7.

### **Remarque**

Le règlement Algérien DTR-BC 2.331 ainsi que le DTU13-12 et l'eurocode 7 ne traitent pas le cas de présence d'un talus adjacent une fondation. Par souci de simplification, ce cas ne sera pas traité dans ce document, et le lecteur peut revenir à la littérature pour plus de détails théoriques (Vesic, 1973, Costet et Sanglerat, 1983, Bouafia, 2010... etc.).

### **II.3.2 Influence de la nappe phréatique**

La présence de la nappe aquifère est prise en compte de la façon suivante :

- si la base de la fondation est en permanence sous le niveau de la nappe, la courbe de rupture est se trouve influencée. Dans ce cas, il y'a lieu de déjauger le poids volumique. Ainsi la capacité portante limite s'écrit :

$$q_{ult} = \frac{1}{2} \gamma' B N_{\gamma} + (q_0 + \gamma' D) N_q + c N_c$$

- Si la nappe est à une profondeur supérieure à environ  $Z_w = D + B$  sous le niveau de la fondation, son influence peut être négligée. Cette limite est, bien à considérer pour le cas le plus défavorable, en tenant compte des fluctuations saisonnières, du niveau phréatique ;
- Si la nappe se situe à un niveau intermédiaire, c'est-à-dire lorsqu'elle recoupe les courbes de rupture, est le cas le plus complexe à traiter. La capacité portante limite° va être influencée d'une manière partielle avec la position de la nappe. Dans ce cas, on peut admettre une variation linéaire des effets du niveau de la nappe entre les deux positions extrêmes : nappe à une profondeur B sous la fondation, et nappe au niveau de la base de la fondation. Le poids volumique à considérer est tel que :

$$\gamma_m = \frac{Z_w - D}{B} (\gamma - \gamma') + \gamma'$$

Ainsi le terme de surface devient :  $1/2 \gamma_m B N_\gamma$

## II.4 METHODES A PARTIR DES ESSAIS IN-SITU

Parmi les essais *in situ* homologués pour la détermination de la capacité portante des fondations superficielles, on trouve : l'essai pressiométrique Ménard (NF EN ISO 22476-4, indice P 94-521-4), et l'essai pénétromètre statique (NF P94-113).

L'essai pressiométrique Ménard (mis au point par Louis Ménard en 1955) consiste à comprimer le sol au moyen d'une sonde cylindrique gonflante à une profondeur « z » dans un forage réalisé au préalable. A chaque profondeur « z », on détermine, la pression limite  $pl^*$  et le module pressiométrique  $E_m$ . En ce qui concerne l'essai de pénétration statique, il consiste à enfoncer dans le sol, à une vitesse constante et à l'aide d'un vérin hydraulique, une pointe terminée par un cône. Au moyen de dispositifs spécifiques, on mesure la résistance d'enfoncement de la pointe «  $q_c$  », ainsi que le frottement latéral mobilisé sur un manchon de longueur donnée.

### II.4.1 Hauteur d'encastrement équivalente

La hauteur d'encastrement équivalente  $D_e$  est un paramètre conventionnel de calcul destiné à tenir compte des caractéristiques mécaniques des sols de couverture et qui sont généralement plus faible que celles du sol porteur (en général,  $D_e$  est inférieure à  $D$ ).

Pour le pressiomètre, la hauteur d'encastrement équivalente  $D_e$ , est donnée comme suite :

$$D_e = \frac{I}{pl_e^*} \int_0^D pl^*(z).dz$$

avec  $pl^* = pl - p_0$  pression limite nette et  $pl^*$  pression limite mesurée.

$p_0$  : Contrainte totale horizontale au même niveau avant essai ;  $p_0$  peut être déterminé à partir du coefficient de pression des terres au repos  $K_0$  estimé et à partir des valeurs de la contrainte verticale effective  $q'$  et de la pression interstitielle  $u$ , par la formule :

$$p_0 = K_0 q' + u$$

Pour le pénétromètre La hauteur d'encastrement équivalente  $D_e$ , vaut :

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

avec  $q_c$  la résistance de pointe (ou résistance de cône) mesurée. Le tableau II-3 donne une classification de quelques types de sol en fonction des caractéristiques pressiométriques et pénétrométriques.

Tableau II-3 : Classification des sols en fonction des paramètres pressiométriques et pénétrométriques. Fascicule 62-V, 1993.

Classes de sol		Pressiomètre $p_1^*$ (MPa)	Pénétromètre $q_c$ (MPa)
Argiles, limons	A– Argiles et limons mous	<0,7	< 3,0
	B – Argiles et Limons fermes	1,2 à 2,0	3,0 à 6,0
	C – Argiles très fermes à dures	>2,5	>6,0
Sables graves	A – Lâches	<0,5	<5
	B – Moyennement compacts	1,0 à 2,0	8,0 à 15,0
	C – compacts	>2,5	>20,0
Craies	A – Molles	<0,7	<5
	B – Altérées	1,0 à 2,5	>5,0
	C – compacts	>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 – Fragmentées	>4,5	-

#### II.4.2 Méthode à partir de l'essai pressiométrique

On définit une Pression limite nette équivalente  $pl_e^*$  qui se calcule pour une couche porteuse homogène d'épaisseur au moins égale à  $1,5B$  (Figure II-7-a). On établit un profil linéaire de

la pression limite nette  $pl^* = pl - p_0$  et l'on prend pour valeur de calcul, la valeur à la profondeur  $D + (2/3, B)$  :

$$pl_e^* = pl^* \cdot \left( D + \frac{2}{3} B \right)$$

Si le sol n'est pas homogène on prend la moyenne géométrique sur l'intervalle  $[D - D + 1,5B]$  :

$$pl_e^* = \sqrt[n]{pl_1^* + pl_2^* + pl_3^* + \dots + pl_n^*}$$

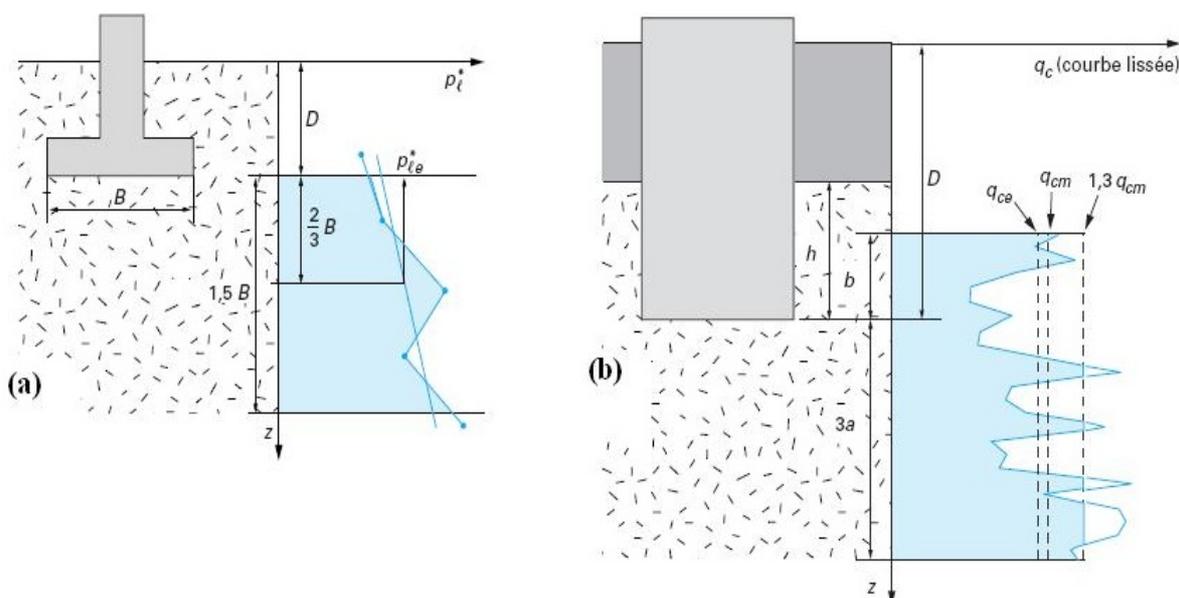


Figure II-7: Définition de la pression limite équivalente (a) et de la résistance de pointe équivalente (b). Frank, 1999, selon le Fascicule 62-V, 1993.

La valeur de calcul de la contrainte de rupture (capacité portante par unité de surface) d'une fondation soumise à une charge verticale centrée est liée à la pression limite du sol par la fonction linéaire suivante :

$$q_{ult-pres} = q_0 + k_p \cdot pl_e^*$$

$q_{ult-pres}$  : contrainte de rupture pressiométrique,

$q_0$  : contrainte totale verticale au niveau de la base de la fondation après travaux et

$pl_e^*$  : pression limite nette équivalente.

$k_p$  (Tableau II-4) est le facteur de portance pressiométrique, qui dépend du type et de la classe de sol ainsi que la largeur  $B$  et la longueur  $L$  de la fondation, et peut s'écrire sous la forme suivante :

$$k_p = k_p(0) + k_p(B) \cdot \frac{D_e}{B} + k_p(L) \cdot \frac{D_e}{L}$$

Tableau II-4 :Facteurs de portance pressiométrique  $k_p$ . Fascicule 62-V,1993.

Type de sol	Expression de $k_p$	$K_p \max$ (Semelle carrée)	$K_p \max$ (Semelle filante)
Argiles et limons A, craies A	$0,8 + 0,12 \cdot \frac{D_e}{B} + 0,08 \cdot \frac{D_e}{L}$	1,3	1,1
Argiles et limons B	$0,8 + 0,17 \cdot \frac{D_e}{B} + 0,11 \cdot \frac{D_e}{L}$	1,5	1,22
Argiles C	$0,8 + 0,24 \cdot \frac{D_e}{B} + 0,16 \cdot \frac{D_e}{L}$	1,8	1,40
Sables A	$1 + 0,21 \cdot \frac{D_e}{B} + 0,14 \cdot \frac{D_e}{L}$	1,88	1,53
Sables et graves B	$1 + 0,30 \cdot \frac{D_e}{B} + 0,20 \cdot \frac{D_e}{L}$	2,25	1,75
Sables et graves C	$1 + 0,48 \cdot \frac{D_e}{B} + 0,32 \cdot \frac{D_e}{L}$	3,00	2,2
Craies B et C	$1,3 + 0,21 \cdot \frac{D_e}{B} + 0,14 \cdot \frac{D_e}{L}$	2,18	1,83
Marnes, marno-calcaires, roches altérées	$1 + 0,16 \cdot \frac{D_e}{B} + 0,11 \cdot \frac{D_e}{L}$	1,68	1,41

L'influence de l'inclinaison de la charge sur sol horizontal est prise en compte par l'introduction des coefficients minorateurs  $i_\beta$  et  $i_\delta$  (Fascicule 62-V.1993), tel que :

$$q_{ult-press} = q_0 + i_\delta \cdot i_\beta \cdot k_p \cdot p_{le}^*$$

**Pour les sols cohérents (argiles limons, marnes), les craies, les marno-calcaires et les roches altérées :**

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

**Pour les sols pulvérulents (sables et graves) :**

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

La variation du coefficient  $i_{\delta}$  en fonction de l'inclinaison de la charge  $\delta$  et le rapport  $De/B$  est donnée sur la figure II-8.

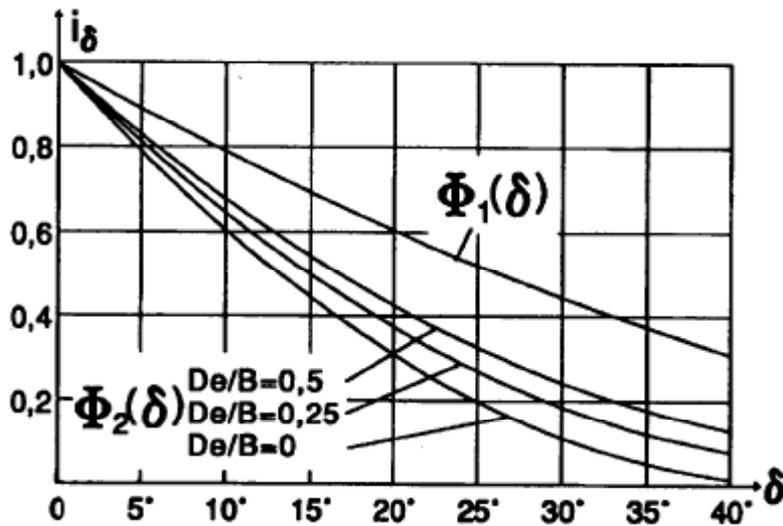


Figure II-8 : abaque donnant le coefficient minorateur  $i_{\delta}$  selon le Fascicule 62-V.1993.

$i_{\beta}$  est un coefficient minorateur tenant en compte la présence d'un talus adjacent la fondation (Figure II-9).

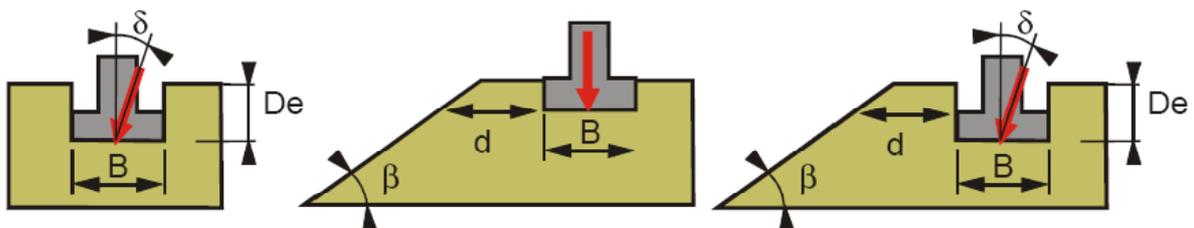


Figure II-9: Fondation avec charge inclinée et configuration d'une fondation à proximité d'un talus. Reiffsteck, 2010, selon le Fascicule 62-V.1993

Si l'encastrement de la fondation est nul, on prend :

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

Si la fondation est encastree, on calcul  $\beta' = 45 \cdot \left( 1 - \sqrt{\Psi\left(\beta, \frac{d}{B}\right)} \right)$  à partir de l'abaque de la figure II-10. Connaissant l'encastrement  $D_e/B$  de l'arête de la fondation la plus proche du talus, on obtient avec  $\delta = \beta'$  sur l'abaque de la figure II-11:

$$i_{\delta\beta'} = \Phi_2\left(\beta', \frac{D_e}{B}\right)$$

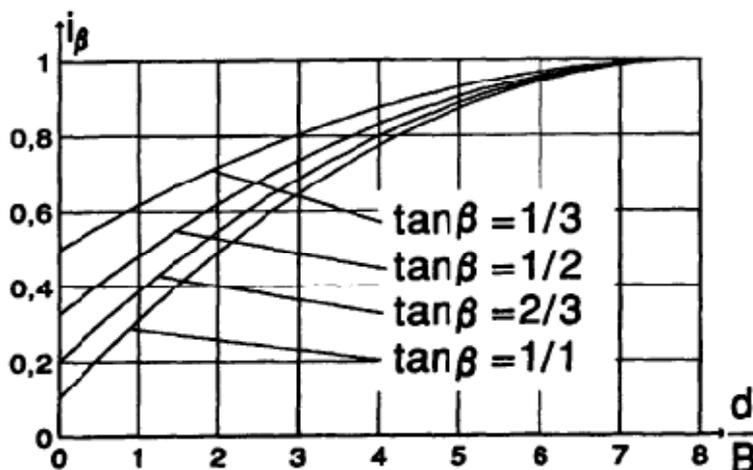


Figure II-10 : abaque donnant la valeur du coefficient minorateur  $i_{\beta}$  selon le Fascicule 62-V.1993.

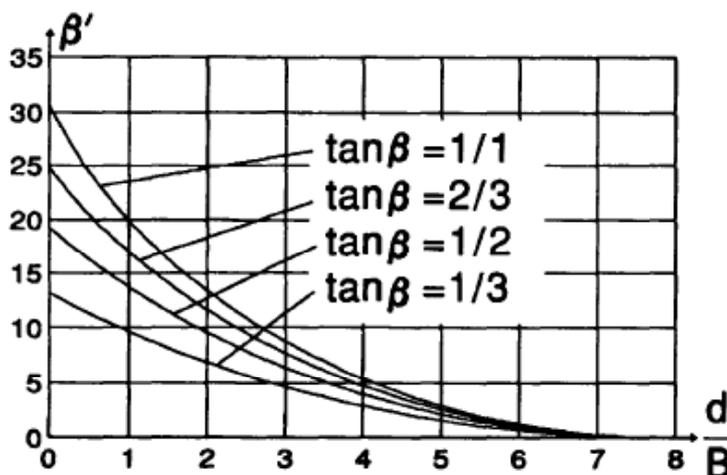


Figure II-11 : abaque donnant les valeurs de  $\beta'$  en degré, selon le Fascicule 62-V.1993.

Lorsque de plus *la charge est inclinée*, on utilise alors un coefficient minorateur  $i_{\delta\beta}$  remplaçant les coefficients  $i_{\delta}$  et  $i_{\beta}$ :

- si l'inclinaison est dirigée vers le talus :

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

- si l'inclinaison est dirigée vers l'intérieur :

$$i_{\delta\beta} = \inf \left\{ \Phi_1(\delta) \text{ ou } \Phi_2(\delta) \text{ ou } \Phi_2(\beta' - \delta) \right\}$$

**Remarque :**

*On note que la méthode pressiométrique ainsi que la méthode dite C et  $\phi$  sont préconisées pour le calcul de la capacité portante limite des fondations superficielles par l'eurocode 7, annexe D et E.*

### II.4.3 Capacité portante à partir de l'essai au pénétromètre statique

On définit la résistance de pointe moyenne peut être définie à partir d'une courbe lissée ou écrêtée à  $1,3q_{cm}$  (Figure II-7-b) avec :

$$a = B/2 \text{ si } B > 1 \text{ m}$$

$$a = 0,5 \text{ m si } B < 1 \text{ m}$$

$b = \min(a, h)$  où  $h$  est la hauteur de la fondation dans la couche porteuse.

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

La valeur de la capacité portante admissible d'une fondation soumise à une charge verticale centrée à partir des résultats de l'essai pénétrométrique est très semblable à celle employée pour l'essai pressiométrique,

$$q_{ult-pe} = q_0 + k_c \cdot q_{ce}$$

$q_{ult-pe}$  capacité portante ultime déterminée par l'essai au pénétromètre,

$q_0$  contrainte totale verticale au niveau de la base de la fondation après travaux,

$k_c$  facteur de portance pénétrométrique,

$q_{ce}$  résistance de pointe équivalente.

Les valeurs du facteur de portance pénétrométrique  $k_c$  en fonction du type de sol, de la profondeur d'encastrement et de la forme de la fondation sont données dans le tableau II-4 :

Tableau II-5 : Facteurs de portance pénétrométrique  $k_c$  selon le Fascicule 62-V.1993.

Type de sol	Expression de $k_c$	$k_{c \max}$ (Semelle carrée)	$k_{c \max}$ (Semelle filante)
Argiles et limons A et B, craies A	$0,32 \cdot \left[ 1 + 0,35 \cdot \left( 0,6 + 0,4 \cdot \frac{B}{L} \right) \cdot \frac{D_e}{B} \right]$	0,6	0,49
Sables A	$0,14 \cdot \left[ 1 + 0,35 \cdot \left( 0,6 + 0,4 \cdot \frac{B}{L} \right) \cdot \frac{D_e}{B} \right]$	0,26	0,21
Sables et graves B	$0,11 \cdot \left[ 1 + 0,50 \cdot \left( 0,6 + 0,4 \cdot \frac{B}{L} \right) \cdot \frac{D_e}{B} \right]$	0,25	0,19
Sables et graves C	$0,08 \cdot \left[ 1 + 0,80 \cdot \left( 0,6 + 0,4 \cdot \frac{B}{L} \right) \cdot \frac{D_e}{B} \right]$	0,24	0,18
Craies B	$0,17 \cdot \left[ 1 + 0,27 \cdot \left( 0,6 + 0,4 \cdot \frac{B}{L} \right) \cdot \frac{D_e}{B} \right]$	0,29	0,24

L'influence de l'inclinaison de la charge, la proximité d'un talus et l'excentrement est prise en compte comme pour l'essai pressiométrique.

## II.5 CALCUL SISMIQUE DE LA CAPACITE PORTANTE

Conformément à l'eurocode 8, la stabilité des fondations superficielles doit être vérifiée aux états limites ultimes à partir des sollicitations sismiques vis-à-vis de la rupture par glissement et aussi de la rupture par perte de capacité portante. La vérification de la capacité portante de la fondation doit être effectuée sous la combinaison de l'effet des actions appliquées, charges verticales  $N_{Ed}$ , charges horizontales  $V_{Ed}$ , et moment  $M_{Ed}$ .

D'après l'expression de l'annexe informative de l'eurocode 8, on doit vérifier :

$$\frac{(1-e.\bar{F})^{c_T} . (\beta.\bar{V})^{C_T}}{(\bar{N})^a . \left[ (1-m.\bar{F}^k)^k - \bar{N} \right]^b} + \frac{(1-f.\bar{F})^{c_M} . (\gamma.\bar{M})^{C_M}}{(\bar{N})^c . \left[ (1-m.\bar{F}^k)^k - \bar{N} \right]^d} - 1 \leq 0$$

Avec

$$\bar{N} = \frac{\gamma_{rd} \cdot N_{Ed}}{N_{max}}$$

$$\bar{V} = \frac{\gamma_{rd} \cdot V_{Ed}}{N_{max}}$$

$$\bar{M} = \frac{\gamma_{rd} \cdot M_{Ed}}{B \cdot N_{max}}$$

Pour les sols purement cohérents :  $0 < \bar{N} < 1$ ;  $|\bar{V}| \leq 1$ ;

Pour les sols purement frottants :  $0 < \bar{N} \leq (1-m.\bar{F})^k$

$\gamma_{rd}$  coefficient partiel (voir le Tableau II-6)

Tableau II-6: valeur du coefficient  $\gamma_{rd}$ , Davidovici, 2013 selon eurocode 8

<b>sable moyennement dense à dense</b>	<b>sable lâche sec</b>	<b>sable lâche saturé</b>	<b>Argile non sensible</b>	<b>Argile sensible</b>
1,00	1,15	1,50	1,00	1,15

$N_{max}$  est l'effort normal déduit de la capacité portante ultime de la fondation sous charge verticale centrée définie dans l'annexe F de l'eurocode 8 pour une semelle filante à partir de  $c$  (cohésion) et  $\phi$  ( $N_{max} = q_{ult} / (B \cdot xL)$ ). Il peut également se calculer en compression centrée pour une semelle isolée et à partir des essais pressiométriques ou pénétrométriques.

Dans ce cas  $N_{max}$  est la valeur de calcul de la résistance ultime du terrain  $R_d$  sous la base d'une fondation superficielle déterminée en appliquant les coefficients partiels comme indique dans l'expression suivante :

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_{R,v}} = \frac{R_{v0}}{\gamma_{R,v} \cdot \gamma_{R;d}}$$

$R_d$  est la valeur de calcul de la résistance ultime du terrain,

$R_k$  est la valeur caractéristique de la résistance ultime du terrain,

$R_{v0}$  est la résistance verticale du terrain sous la base de la fondation donnée par la formule suivante :

$$R_{v0} = q_{ult\text{-}press} \text{ ou } q_{ult\text{-}pe}$$

$\gamma_{R;d}$  est le coefficient de modèle lié au type de données utilisées et à la méthode de calcul employé (1,2 pour la méthode pressiométrique ou pénétrométrique),

$\gamma_{R;v}=1,4$  facteur partiel permettant le calcul de la portance à l'ELU,

$\bar{F}$  est la force d'inertie du sol tel que :

$$\bar{F} = \frac{\rho \cdot a_g \cdot S \cdot B}{\bar{c}}$$

B : largeur de la fondation,

$\rho$  : masse volumique du sol en  $\text{kg/m}^3$ ,

S : paramètre caractéristique de la classe de sol,

$\bar{c}$  : est assimilé à  $c_u$  (cohésion non drainée) pour les sols cohérents,

Les paramètres qui restent sont des paramètres numériques différents selon la nature du sol (Tableau II-7).

### **Remarques**

Dans les situations les plus courantes, l'inertie du sol peut être prise égale à 0 pour les sols cohérents. Pour les sols pulvérulents,  $\bar{F}$  peut être négligé si  $a_g \cdot S < 0,1 \cdot g$  où  $g$  est l'accélération de la pesanteur. La capacité portante doit être vérifiée pour les combinaisons des actions de calcul  $N_{Ed}$ , charges horizontales  $V_{Ed}$ , et moment  $M_{Ed}$  en prenant en compte l'inclinaison et l'excentricité résultant des forces d'inertie.

## **II.6 CAPACITE PORTANTE ADMISSIBLE**

On définit la pression résiduelle ( $q_{unet}$ ) comme étant la capacité portante ultime  $q_{ult}$  (déterminée par l'une des méthodes présentées ci-dessus) moins le poids du sol adjacent par unité de surface :

$$q_{unet} = q_{ult} - \gamma' D$$

La capacité portante admissible est cette pression maximale ( $q_{u_{net}}$ ) divisée par un coefficient de sécurité ( $F_s$ ) : Ainsi, selon le Fascicule 62 -V, 1993 :

$$q_{adm} = \left( \frac{q_{u_{net}}}{F_s} \right) i_{\delta\beta} + \gamma' D$$

Avec  $F_s=3$  à ELS et 2 à ELU, et  $i_{\delta\beta}$  est un coefficient minorateur, tenant en compte l'inclinaison de la charge et de la géométrie du sol (cf.§ II-4-2).

Certains ingénieurs et praticiens, appliquent le coefficient de sécurité directement sur la cohésion et la l'angle de frottement du sol, et ceci dans le but de prendre en compte la réduction de ces paramètres le long de la ligne de rupture. Ainsi, la nouvelle cohésion et l'angle de frottement à prendre compte dans les calculs sont donnés comme suite :

$$c_d = \frac{c}{F_{s(cis)}} \quad \phi_d = \tan^{-1} \left( \frac{\tan \phi}{F_{s(cis)}} \right)$$

Le Coefficient de sécurité à prendre en compte est généralement inférieur à 3.

Tableau II-7: valeurs des paramètres numériques de l'Eurocode8. (Cité dans Davidovici, 2013).

paramètres	sol purement cohérent	sol purement frottant
a	0,7	0,92
b	1,29,	1,25
c	2,14	0,92
d	1,81	1,25
e	0,21	0,41
f	0,44	0,32
m	0,21	0,96
k	1,22	1,00
k'	1,00	0,39
c <sub>T</sub>	2,00	1,14
c <sub>M</sub>	2,00	1,01
c' <sub>M</sub>	1,00	1,01
b	2,57	2,90
g	1,85	2,80

# **Chapitre III.**

## **Calcul des tassements**

### III.1 INTRODUCTION

Ce chapitre a pour but de présenter les différentes méthodes de calcul et les limites admissibles des tassements d'une fondation superficielle. Selon le DTU 13.12, le DTR B.C.2.33.1, et l'eurocode 7, deux méthodes sont principalement utilisées pour estimer les tassements prévisibles :

- Les méthodes basées sur des solutions en élasticité utilisant les modules d'élasticité déterminés lors des essais de laboratoire ou plus rarement d'essais en place,
- Les méthodes semi-empiriques reliant directement le tassement à la caractéristique mesurée par un essai (oedométrique, pressiométrique ou pénétrométrique)..

### III.2 METHODE ELASTIQUE

#### III.2.1 CALCUL DU TASSEMENT ELASTIQUE D'UNE FONDATION

Le tassement  $s$  d'une fondation de forme quelconque infiniment rigide (tassement uniforme) ou souple (contrainte uniforme) posée sur un massif semi-infini élastique linéaire isotrope s'écrit sous la forme générale suivante :

$$s = q_0 \frac{1-\nu^2}{E} C_f B$$

avec

$s$  : tassement,

$q_0$  : contrainte ou pression 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 l'élançement horizontal de la fondation ( $L/B$ ), la forme de la fondation, de sa rigidité ainsi de la position du point considéré, Les valeurs du coefficient  $C_f$  sont extraites des tables de Giroud 1972 et Poulos et Davis, 1974. Selon l'élançement des dimensions de la fondation, le coefficient  $C_f$  est donné comme suite (Giroud, 1972, cité par Bouafia, 2010):

- Pour une fondation rectangulaire souple :

$$C_f = \frac{1}{\pi} L n \left( \frac{L}{B} + \sqrt{\left(\frac{L}{B}\right)^2 + 1} \right) + \frac{L}{B\pi} L n \left( \frac{1 + \sqrt{\left(\frac{L}{B}\right)^2 + 1}}{\frac{L}{B}} \right)$$

- Pour une fondation rigide :

$$C_f = \frac{1}{\pi} L n \left( \frac{L}{B} + \sqrt{\left(\frac{L}{B}\right)^2 + 1} \right) + \frac{L}{B\pi} L n \left( \frac{1 + \sqrt{\left(\frac{L}{B}\right)^2 + 1}}{\frac{L}{B}} \right) + \frac{1 + \left(\frac{L}{B}\right)^3 - \left(\left(\frac{L}{B}\right)^2 + 1\right)^{\frac{3}{2}}}{3\pi \frac{L}{B}}$$

- Pour une fondation circulaire souple de rayon R égale à B/2, posée en surface, la valeur de  $I_z$  d'un point se trouvant sur l'axe de symétrie vertical de la fondation est donnée, en posant  $\lambda = z/R$ , avec Z la profondeur du point considéré.

$$C_f = \frac{\left(\sqrt{\lambda^2 + 1} - \lambda\right) + \left(1 + \frac{\lambda}{2(1-\nu)\sqrt{\lambda^2 + 1}}\right)}{2}$$

### III.2.2 CALCUL DES ACCROISSEMENTS DES CONTRAINTES

Le calcul de l'accroissement de contrainte  $\Delta\sigma_z$  avec la profondeur z, est issu de la solution classique de Boussinesq. La valeur de la contrainte verticale est égale à :

$$\sigma_z = \frac{Q \cdot (3 \cdot z^3)}{2\pi \cdot (r^2 + z^2)^{\frac{5}{2}}} = \frac{Q}{z^2} \cdot N$$

Avec :

Q la charge ponctuelle, z est la profondeur du point visé par le calcul de  $\sigma_z$ , à partir de la surface, r est la distance horizontale au point visé par le calcul de  $\sigma_z$ , à partir de l'axe d'application de la charge,  $N_B$  est un facteur de forme qui regroupe les termes constants de l'équation de Boussinesq en fonction de r/z. Ces termes sont définis à la figure.III-1.

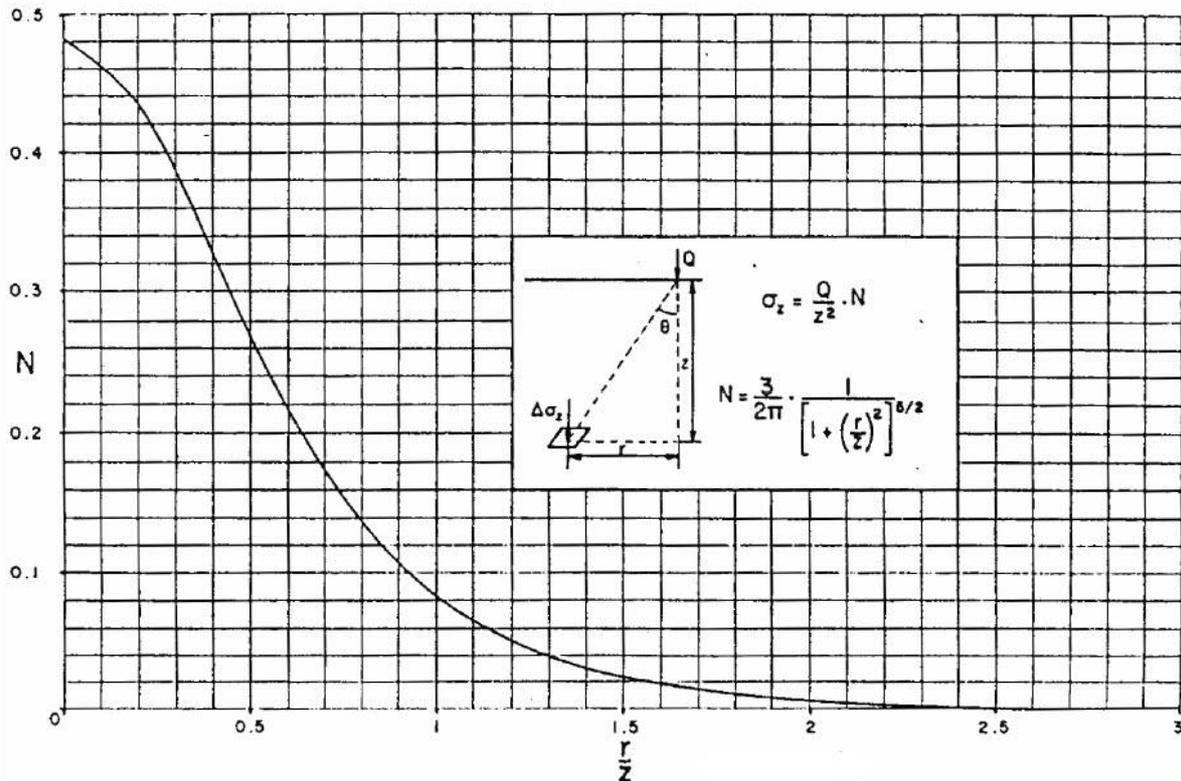
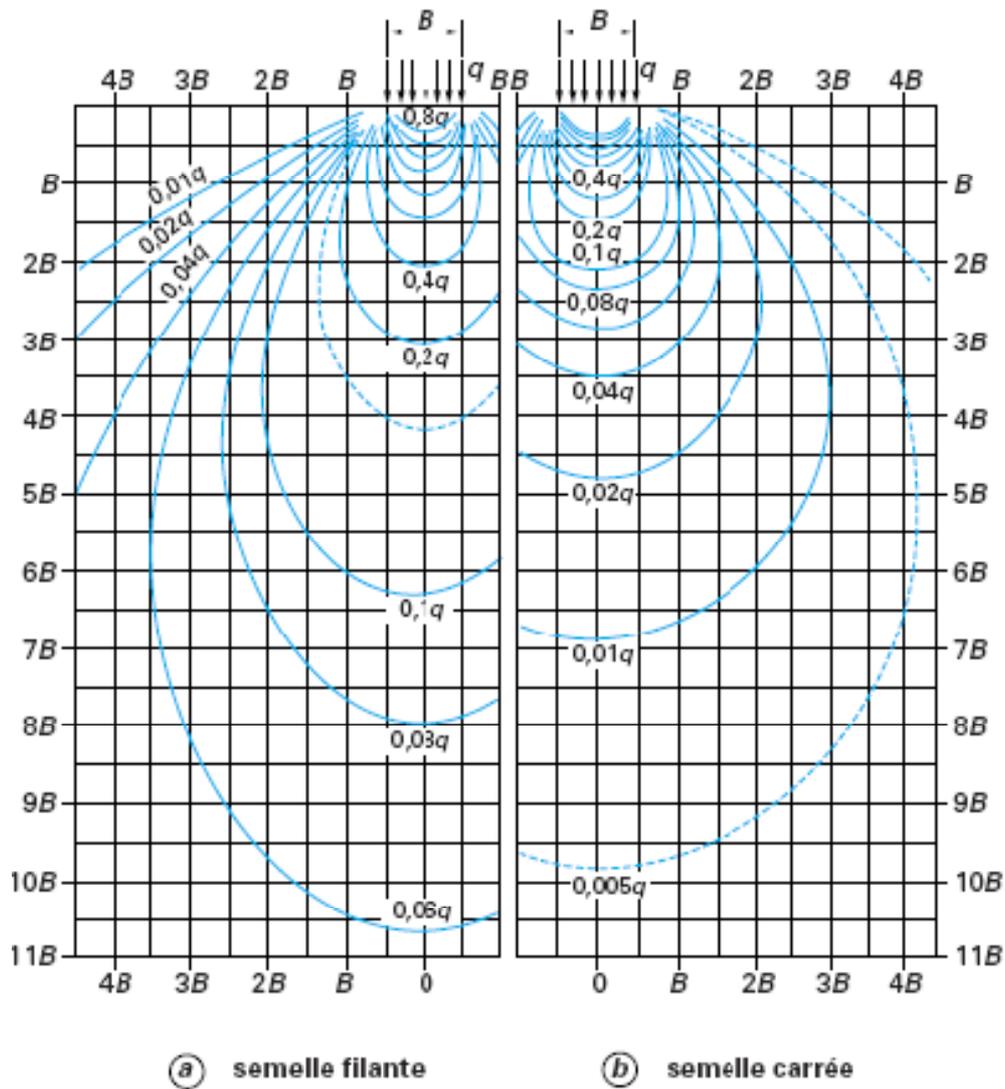


Figure III-1 : Relation entre le paramètre N et le rapport r/z pour une charge ponctuelle (Taylor, 1948, cité par Holtz et Kovacs, 1991).

Toutes les solutions couramment utilisées ont été obtenues par intégration de la solution classique de Boussinesq. Les solutions les plus utilisées pour les fondations superficielles sont :

- contrainte sous le coin d'une fondation filante ou carrée uniformément chargée (Figure III-2),
- contrainte sous une fondation circulaire chargée uniformément (Figure III-3),
- contrainte sous le coin d'une fondation rectangulaire chargée uniformément (Figure III-4).

En superposant toutes les solutions, on peut calculer la contrainte verticale sous n'importe quel point A de la fondation jouant le rôle de coin des quatre sous zones (1, 2, 3, 4) la décrivant (Figure III-5).



Les contraintes sont données en fonction de la pression  $q$  appliquée à la surface

Les distances à l'axe et les profondeurs sont données en fonction de la largeur  $B$  de la fondation

Figure III-2: Courbes d'égaux contraintes verticales sous une fondation, dans un massif homogène, isotrope, semi-infini (Sowers, 1961 cité par Frank, 1999)

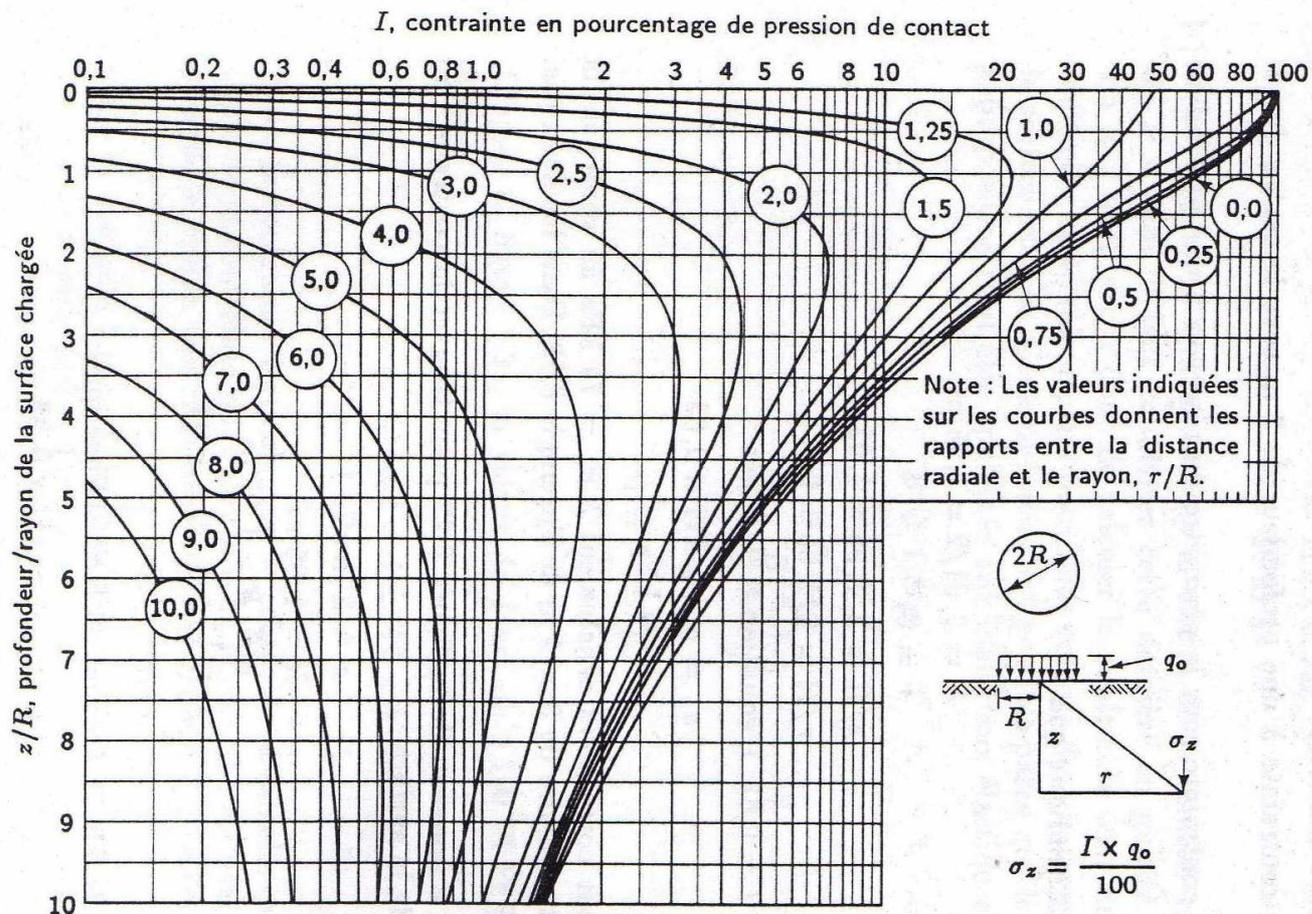


Figure III-3: Valeurs des coefficients d'influence exprimées en pourcentage de la pression de contact  $q_0$  pour une contrainte verticale sous une surface circulaire uniformément chargée (Foster et Ahlvin, 1954 cité par Holtz et Kovacs, 1991).

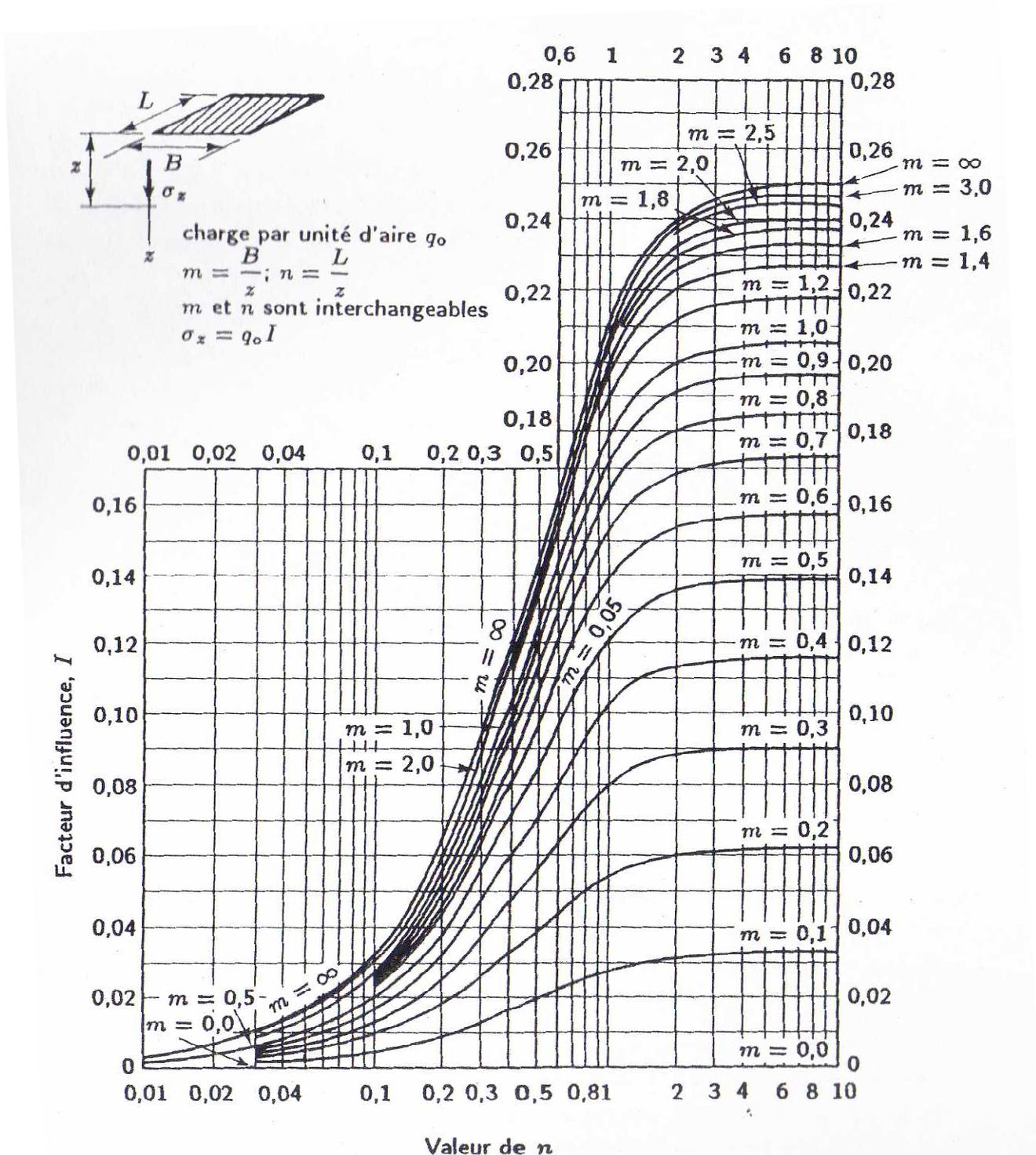


Figure III-4 : Valeurs des coefficients pour une contrainte verticale sous une surface rectangulaire uniformément chargée (U.S. Navy, 1971, cité par Holtz et Kovacs, 1991).

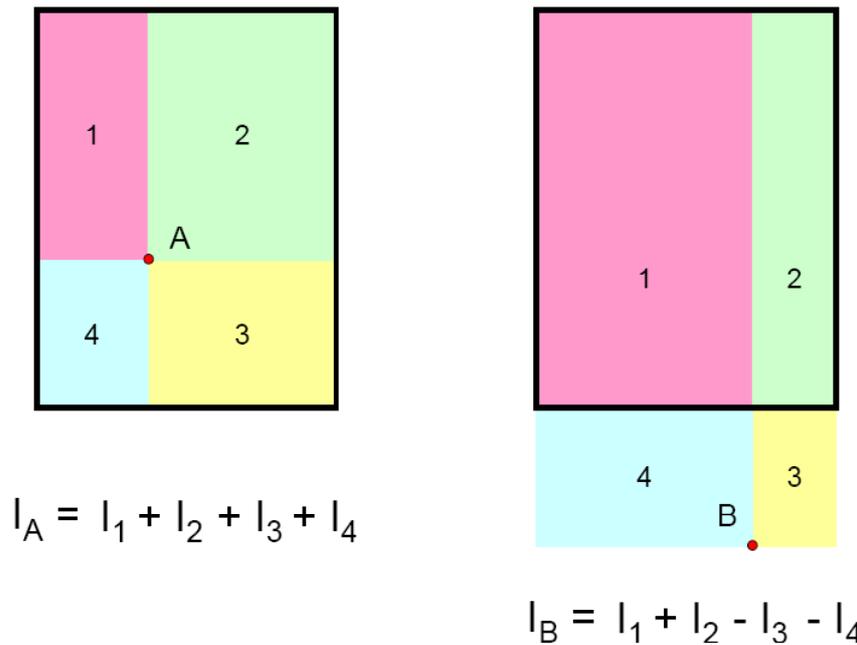


Figure III-5: Exemple de détermination du coefficient d'influence au centre d'une fondation.

### III.3 ÉVALUATION DU TASSEMENT A PARTIR DES ESSAIS DE LABORATOIRE

#### III.3.1 Essai de compressibilité œdométrique,

L'essai œdométrique a pour but de déterminer les caractéristiques de compressibilité d'un sol qui permettent d'estimer le tassement d'un massif de sol. L'échantillon de sol est placé dans une enceinte cylindrique suffisamment rigide empêchant ainsi toute déformation latérale. Cette éprouvette est soumise à un chargement mécanique progressif par doublement de la masse appliquée. Chaque fois que l'on ajoute un poids (généralement chaque 24h), le tassement de l'échantillon est enregistré jusqu'à stabilisation. La représentation de la variation de l'indice des vides  $e$  en fonction du logarithme décimal de la contrainte appliquée est appelé courbe œdométrique (Figure III-6). Sur la même figure, on définit les paramètres suivants :

$c_c$  : Indice de compression (pente de la droite de compression vierge),

$c_s$  : indice de gonflement ou de déchargement

$\sigma_p'$  : contrainte de préconsolidation.

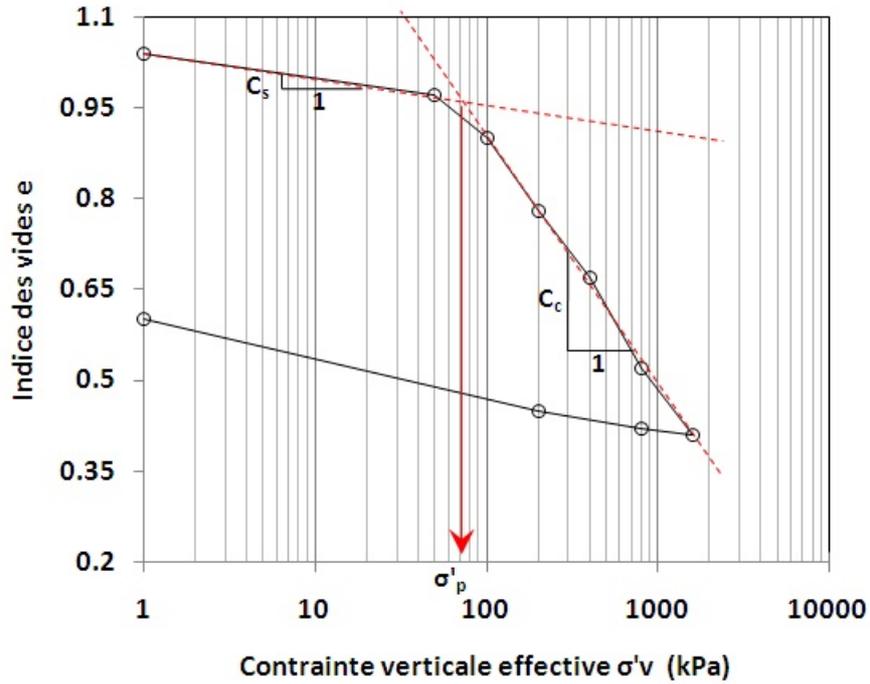


Figure III-6 : Exemple de courbe oedométrique

La courbe de variation du tassement  $s$  en fonction du logarithme du temps  $t$  à l'allure indiquée sur la figure III-7, Cette courbe est appelée courbe de consolidation, On a l'habitude de distinguer trois parties dans cette courbe :

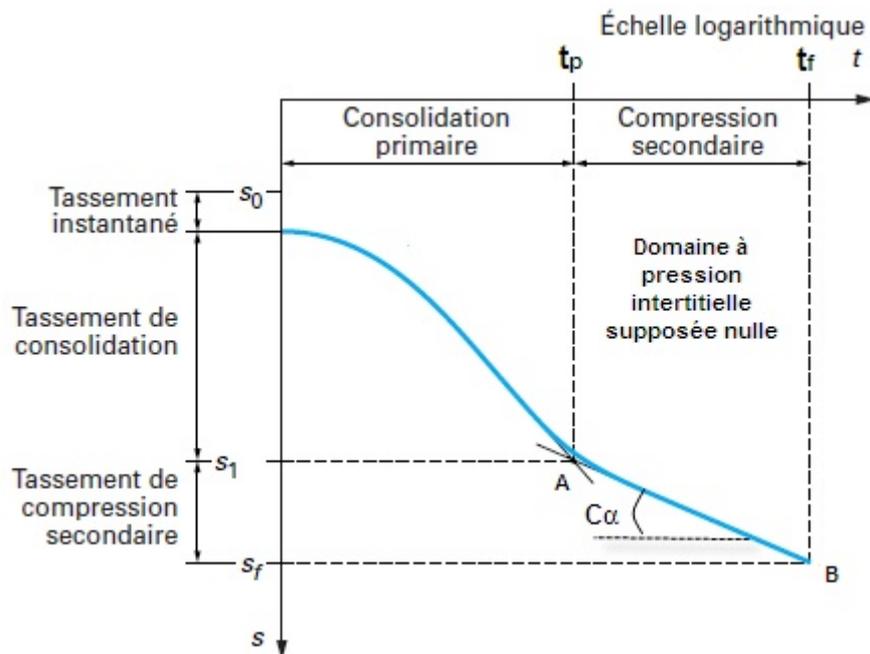


Figure III-7: Exemple de courbe de consolidation (représentation semi-logarithmique). Frank, 1999.

### III.3.2 Tassement d'une fondation

Le tassement final d'une fondation est la somme de trois termes :

$s_i$  : tassement instantané, qui se manifeste au début de chargement, suite à une déformation du sol à volume constant. Dans les sols fins saturés, il s'agit d'un tassement correspondant à un comportement non drainé,

$s_c$  : tassement de consolidation primaire de sol, qui correspond à la dissipation de la pression interstitielle,

$s_s$  : tassement de compression secondaire ou de fluage, qui se poursuit dans le temps après la dissipation de la surpression interstitielle sous des contraintes effectives constantes dans le temps. Ce tassement est prépondérant dans les sols organiques, les argiles molles, et les vases ainsi que les tourbes.

En supposant une variation linéaire de ce dernier en fonction du logarithme décimal du temps, on peut définir une pente  $C_\alpha$  : représentant l'indice de compression secondaire ou de fluage (pente de la droite AB, figure III-7) (Raymond et Wahls, 1976),

$$C_\alpha = \frac{\Delta e}{\log\left(\frac{t_f}{t_p}\right)}$$

$\Delta e$  est la variation de l'indice des vides entre  $t_p$  (point A, Figure III-7) et  $t_f$  (point B, Figure III-7).

Ainsi, le tassement de compression secondaire est égal :

$$s_s = \frac{C_\alpha H_0}{1 + e_p} \log\left(\frac{t_f}{t_p}\right)$$

$e_p$  est l'indice des vides à la fin de la consolidation primaire (point A, figure III-7),

$H_0$  hauteur initiale de la couche du sol,

Le terme  $C_{\alpha e} = \frac{C_\alpha}{1 + e_p}$  est appelé l'indice de compression secondaire modifié

- Le tassement œdométrique  $s_{\text{œd}}$  correspond à la fin de la consolidation primaire, et le raisonnement doit se faire par conséquent en contraintes effectives, La méthodologie de calcul est comme suit :

- Découper le sol en N tranches suffisamment minces telles que la contrainte effective  $\sigma'_v$  varie linéairement au sein de la tranche. Le découpage continue jusqu'à ce que  $\Delta\sigma'_v$  devient négligeable dans un massif semi-infini, ou jusqu'à la base du sol étudié dans le cas d'un massif d'épaisseur finie ;
- Calculer  $\sigma'_z$  au milieu de la tranche i à l'aide de la méthode d'élasticité (cf § III-2),
- Calculer la contrainte effective  $\sigma'_v = \sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v$  (Figure III-8).
- Calculer le tassement  $s_{oed}(i)$  de la tranche (i) sous  $\sigma'_v(i)$ , Le calcul du tassement dépend de la position de  $\sigma'_v$  par rapport à la contrainte de préconsolidation  $\sigma'_p$ ,

$$S_{oed} = \Delta H = \frac{\Delta e}{1 + e_0} H_0 = \frac{H_0}{1 + e_0} \left[ c_s \log \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}} + c_c \log \frac{\sigma'_v}{\sigma'_p} \right]$$

où  $e_0$  : l'indice des vides initial de la couche i

$H_0$  : hauteur initiale de la couche i

$\Delta e$  Variation de l'indice des vides de la couche i sous l'effet de la contrainte  $\sigma'_v = \sigma'_{v0} + \sigma'_z$ , (Figure III-8)

$c_c$  : coefficient de compression (pente de la droite de compression vierge),

$c_s$  : indice de gonflement ou de déchargement.

Le tassement œdométrique total est la somme des tassements œdométriques des tranches i,

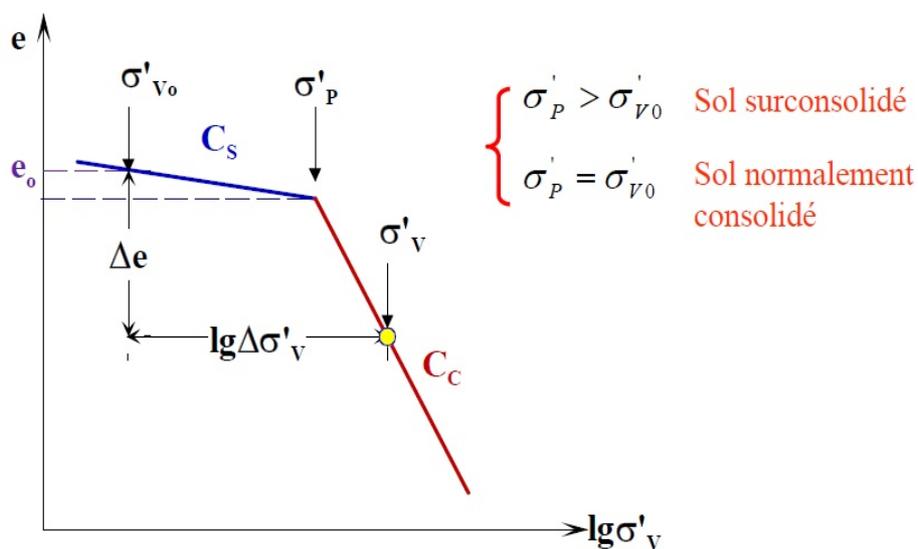


Figure III-8: schéma de la courbe œdométrique et représentation des paramètres de calcul du tassement.

Des méthodes empiriques proposent d'évaluer le tassement instantané et de consolidation comme suite (Frank, 1991 cité dans Bouafia, 2010) :

- Pour une argile normalement consolidée :

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

$$s_c = s_{oed}$$

- Pour une argile surconsolidée :

$$s_i = 0,5 \text{ à } 0,6 s_{oed}$$

$$s_c = 0,5 \text{ à } 0,4 s_{oed}$$

### III.4 TASSEMENTS EVALUES A PARTIR DES ESSAIS PRESSIOMETRIQUES

La méthode pressiométrique a été proposée à l'origine par Ménard et Rousseau, elle est reprise dans le fascicule 62 titre V, Elle propose le calcul du tassement à 10 ans d'une fondation encastree de largeur B (rajouter 20% si fondation à encastrement nul) :

$$S_{10 \text{ ans}} = S_c + S_d$$

$$S_c = \frac{\alpha}{9.E_c} \cdot (q - \gamma.D) \cdot \lambda_c \cdot B$$

$$S_d = \frac{2}{9.E_d} \cdot (q - \gamma.D) \cdot \left( \lambda_d \cdot \frac{B}{B_0} \right)^\alpha \cdot B_0$$

q : composante normale de la contrainte moyenne appliquée au sol par la fondation,

$\gamma$ : poids volumique du sol,

D : encastrement de la fondation dans le sol,

$\alpha$ : coefficient rhéologique dépendant de la nature du sol et de la consolidation du sol,

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

B : largeur ou diamètre de la fondation,

$B_0$  : dimension de référence égale à 0,6 m,

$E_c$  et  $E_d$  : sont respectivement le module pressiométrique équivalent dans la zone volumique et déviatorique.

Les valeurs des coefficients  $\alpha$ ,  $\lambda_c$  et  $\lambda_d$  sont donnés dans les tableaux III-1 et III-2.

Tableau III-1 : Valeurs des coefficients de forme  $\lambda_c$  et  $\lambda_d$  (DTU13-12).

L/B	cercle	carré	2	3	5	20
$\lambda_c$	1,00	1,10	1,2	1,3	1,4	1,5
$\lambda_d$	1,00	1,12	1,53	1,78	2,14	2,65

Tableau III-2 : Valeurs du coefficient rhéologique  $\alpha$  (DTU13-12).

Type	tourbe	argile		Limon		sable		sable et gravier		type	roche
	$\alpha$	E/PI*	$\alpha$	E/PI*	$\alpha$	E/PI*	$\alpha$	E/PI*	$\alpha$		$\alpha$
Surconsolidé ou très serré		>16	1	>14	2/3	>12	1/2	>10	1/3	Très peu fracturée	2/3
Normalement consolidé	1	9 à 16	2/3	8 à 14	1/2	7 à 12	1/3	6 à 10	1/4	normale	1/2
Sous-consolidé altéré et remanié ou lâche		7 à 9	1/3	5 à 8	1/2	5 à 7	1/3			Très fracturée	1/3
	Très altérée									2/3	

Le calcul des modules équivalents  $E_c$  et  $E_d$  est effectué, d'une part en utilisant la distribution de la contrainte verticale sous une fondation souple (contrainte uniforme), d'autre part, en considérant que les déformations volumiques sont prépondérantes sous la fondation, jusqu'à la profondeur  $B/2$ . Pour le calcul de  $E_c$ , et que les distorsions ont de l'influence jusqu'à la profondeur de  $8B$  (Figure III-9),

Le calcul des modules  $E_c$  et  $E_d$  se fait de la manière suivante :

$E_c$  est pris égal au module  $E_1$  mesuré dans la tranche d'épaisseur  $B/2$  située sous la fondation :

$$E_c = E_1$$

$E_d$  est obtenu par l'expression :

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

où  $E_{i-j}$  est la moyenne harmonique des modules mesurés dans les couches situées de la profondeur à la profondeur, On a par exemple :

$$\frac{3}{E_{3-5}} = \frac{1}{E_3} + \frac{1}{E_4} + \frac{1}{E_5}$$

Si les valeurs de  $E_9$  à  $E_{16}$  ne sont pas connues, mais sont supposées supérieures aux valeurs sus-jacentes, on calcule  $E_d$  de la manière suivante :

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

Il en est de même si les valeurs de  $E_6$  et  $E_8$  ne sont pas connues,  $E_d$  est donné par :

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

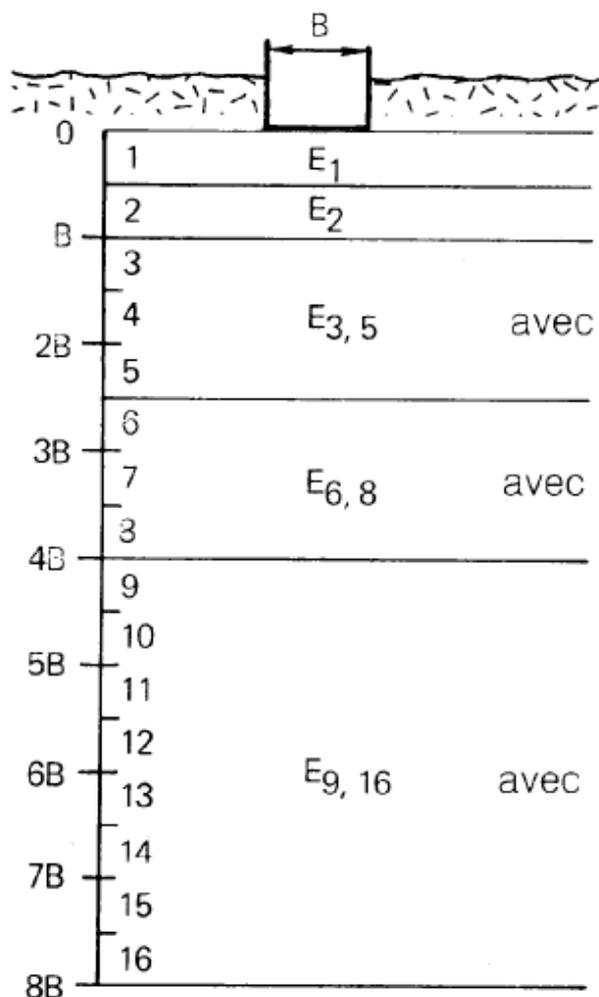


Figure III-9 : Modules pressiométriques à prendre en compte pour le calcul du tassement d'une fondation, selon DTU13-12.

### III.5 TASSEMENTS EVALUES PAR LA METHODE PENETROMETRIQUE

La méthode pénétrométrique est basée sur l'estimation d'un module oedométrique par corrélation avec la résistance de pointe ou de cône :

$$E_{oed} = \alpha \cdot q_c$$

Le tableau III-3 donne les valeurs de  $\alpha$  recommandé par Sanglerat, 1972, Il permet une première estimation du tassement.

Tableau III-3 : les valeurs de  $\alpha$  recommandé par Sanglerat, 1972

Type de sol	qc (MPa)	$\alpha$
Argile peu plastique	<0,7	3 à 8
	0,7 à 2	2 à 5
	>2	1 à 2,5
Limon peu plastique	<2	3 à 6
	>2	1 à 2
Argile très plastique	<2	2 à 6
Limon très plastique	>2	1 à 2
Limon très organique	<1,2	2 à 8
Tourbe et argile très organique (w teneur en eau)	<0,7	50% < w < 100% 1,5 < $\alpha$ < 4 100% < w < 200% 1 < $\alpha$ < 1,5 300% < w $\alpha$ < 0,4
Craie	2 à 3	2 à 4
	>3	1,5 à 3
Sable	<5	2
	>10	1,5

Pour les sols pulvérulents, une autre méthode pénétrométrique de calcul du tassement des fondations superficielles par Schmertmann et al, 1978, Le tassement est donné comme suite :

$$S = C_1 \cdot C_2 \cdot (q - \sigma'_{v0}) \cdot \int_0^{z_1} \left( \frac{I_z}{C_3 \cdot E} \right) \cdot dz$$

Avec :

$$C_1 = 1 - \frac{0,5 \cdot \sigma'_{v0}}{q - \sigma'_{v0}}$$

facteur de correction pour l'encastrement de la fondation,

$\sigma'_{v0}$  est la contrainte verticale effective au niveau de la base de la fondation,

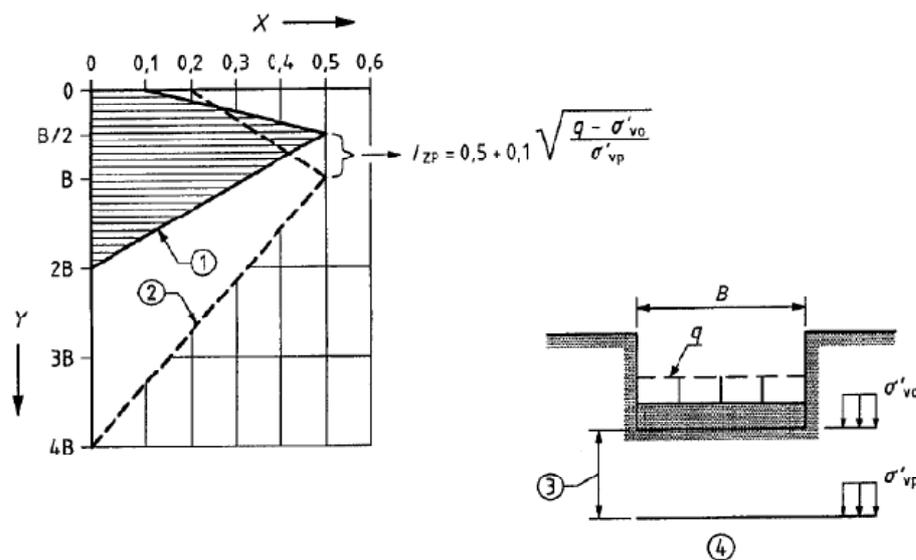
$C_2 = 1,2 + 0,2 \cdot \log(t)$  facteur de correction pour le fluage avec  $t$  en années,

$C_3$  : facteur de correction dépendant de la forme de fondation :

=1.25 pour une semelle carrée,.

=1.75 pour une semelle filante avec  $L \geq 10B$

Le facteur d'influence de la contrainte verticale  $I_z$  est donné sur l'abaque de la figure III-10 :



**Légende**

- X Facteur d'influence de la déformation verticale sous une semelle rigide  $I_z$
- Y Profondeur relative sous le niveau de la semelle
- 1 Axisymétrique ( $L/B = 1$ )
- 2 Déformation plane ( $L/B > 10$ )
- 3  $B/2$  (axisymétrique) ;  $B$  (déformation plane)
- 4 Valeur de  $I_{zp}$  pour la profondeur relative considérée sous la semelle

Figure III-10 : Valeurs du facteur d'influence de déformation verticale  $I_z$ , Schmertmann et al, 1978, Annexe D, Eurocode 7 partie 2.

La valeur de  $E$  peut être dérivée de la résistance de pointe déduite de l'essai pénétrométrique  $q_c$  :

$$E=2,5,q_c \text{ pour la symétrie de révolution,}$$

$$E=3,5,q_c \text{ pour la déformation plane,}$$

La valeur  $z_I$  (bornes d'intégrales) correspond à la zone utile des déformations verticales sous une fondation superficielle ; zone au-delà de laquelle le sol manifeste des déformations négligeables, celle-ci est prise égale à :

$$z_I=4,B \text{ pour une semelle filante } (L/B>10)$$

$$z_I=2,B \text{ pour une semelle carrée}$$

$$z_I=2,B,(1+\log(L/B)) \text{ pour une semelle rectangulaire.}$$

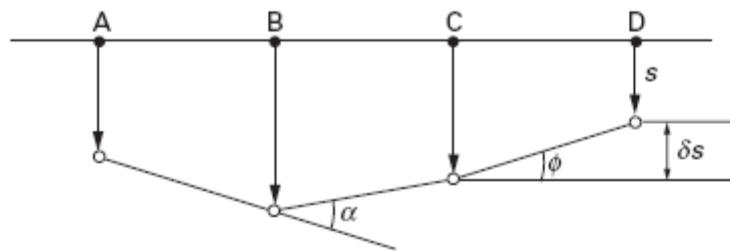
### III.6 TASSEMENTS ADMISSIBLES

La connaissance des valeurs limites admissibles des déplacements des fondations est un sujet d'importance et encore assez peu abordé, Ces limites dépendent, bien évidemment, de la structure portée, mais il s'agit d'un sujet d'interaction sol-structure qui a également intéressé les géotechniciens depuis longtemps,

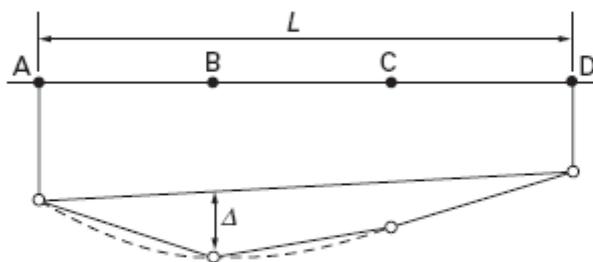
Les valeurs limites des mouvements des fondations font notamment l'objet de la clause 2,4,9, ainsi que de l'Annexe H (informative) de l'Eurocode 7 – Partie 1. Par ailleurs, il semble que non seulement les ELS soient visés (voir ci-dessus), mais également les ELU (on vise les mouvements des fondations pouvant provoquer un ELU dans la structure portée).

L'Eurocode 7 liste un certain nombre de facteurs à prendre en compte lorsque l'on établit les valeurs limites des mouvements, Il est important que ces valeurs limites soient établies d'une manière réaliste, en coopération étroite entre le géotechnicien et le projeteur de la structure, Des valeurs trop sévères conduisent habituellement à des dimensionnements non économiques,

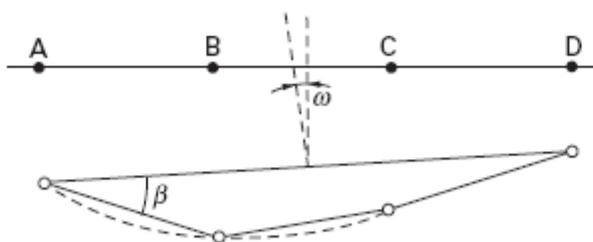
La Figure III-11 définit les paramètres utilisés pour qualifier les mouvements et déformations des fondations.



(a) tassement  $s$ , tassement différentiel  $\delta s$ , rotation  $\phi$  et déformation angulaire  $\alpha$



(b) déflexion  $\Delta$  et déflexion relative  $\Delta/L$



(c) inclinaison  $\omega$  et rotation relative (distorsion angulaire)  $\beta$

A, B, C, D sont des points de la structure

Figure III-11 : Définitions du mouvement des fondations et des déformations des structures  
(Annexe H de l'Eurocode 7 – Partie 1)

L'Annexe H de l'eurocode7 donne à titre indicatif, les valeurs limites suivantes:

- pour les structures à cadres ouverts, les cadres avec remplissage et les murs porteurs ou les murs en maçonnerie continus : rotations relatives maximales entre environ 1/2000 et environ 1/300 pour empêcher qu'un ELS ne soit atteint dans la structure ;
- pour beaucoup de structures : la rotation relative maximale égale à 1/500 est acceptable pour les ELS et 1/150 pour les ELU ;

- pour les structures courantes à fondations isolées : des tassements totaux  $s = 50$  mm et des tassements différentiels égale à 20 mm entre colonnes adjacentes sont souvent acceptables.

Ces valeurs peuvent servir de guide, en l'absence d'autres indications sur les valeurs limites pour les déformations des structures.

# **Chapitre IV.**

## **Résistance structurale**

## IV.1 INTRODUCTION :

L'objet de ce chapitre est de présenter les règles de calcul de ferrailage des semelles isolées, selon les recommandations de l'eurocode 2, ainsi que du BAEL 91 et CBA 93. Dans le cas des semelles filantes et radiers, nous nous sommes contentés de présenter la méthode de calcul des sollicitations basée sur le principe de calcul des poutres sur appuis élastiques et la résolution de l'équation de Lagrange. Leur ferrailage est simplement déduit des règles de calcul des semelles isolées.

## IV.2 NOTATIONS

Les notations suivantes sont adoptées :

B : la largeur de la semelle isolée,

L ; La longueur de la semelle isolée

b : largeur du poteau ou du voile au-dessus de la semelle,

l : longueur du poteau ou du voile au-dessus de la semelle. Dans le cas d'une semelle filante, le calcul de ferrailage se fait par mètre linéaire ( $L=l=1m$ ).

d : est la hauteur utile (distance séparant le centre de gravité du ferrailage par rapport à la fibre extrême).

Selon le règlement BAEL, 91 (Mougin, 1992) et CBA, 93, les dimensions minimales d'une semelle sont comme suite (Figure IV-1) :

$$d \geq \frac{B-b}{4}$$

$$c \geq 3cm$$

$$e \geq \text{Max}\left(15cm, \left[ (6\phi + 6cm) \text{ ou } (12\phi + 6cm) \right] \right)$$

$$6\phi + 6cm \quad \text{barres sans crochets}$$

$$12\phi + 6cm \quad \text{barres avec crochets}$$

Dans le cas général, on choisit les dimensions de la semelle (BxL) de telle sorte qu'elle soit homothétique du poteau (bxl), avec

$$B \leq L, \quad b \leq l: \quad \frac{B}{L} \leq \frac{b}{l},$$

Aussi, selon les règles BAEL 91 et CBA93, une semelle est considérée comme rigide si :

$$h \geq \frac{B-b}{4} + 0.05m$$

Avec h toujours supérieure à 15 cm.

Dans ce cas, la semelle ne travaille pas à la flexion. La transmission des efforts de traction aux armatures de ferrailage se fait par des bielles de compression inclinées.

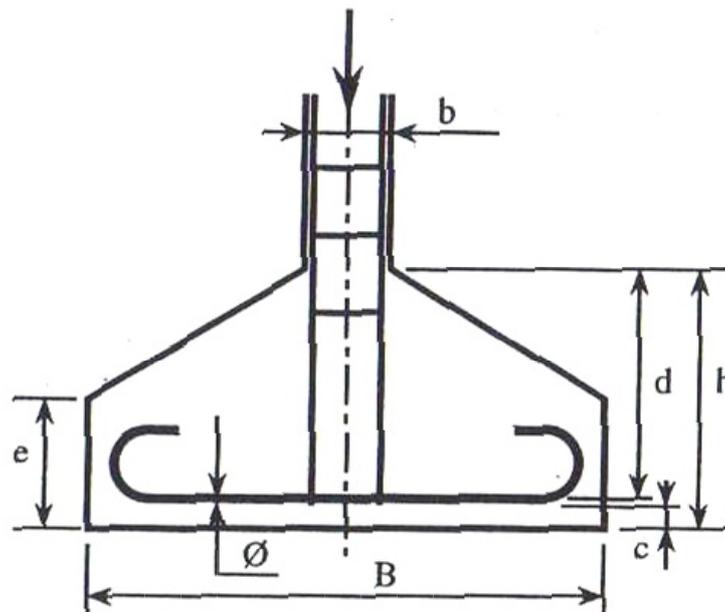


Figure IV-1: Dimensions d'une semelle isolée, Mougin, 2000 selon BAEL, 1991.

### IV.3 CALCUL DE FERRAILAGE D'UNE SEMELLE ISOLEE

#### IV.3.1 Semelle rectangulaire sous poteau rectangulaire soumise à un effort normal

centré :

On désigne respectivement par  $N_{Ed}$  et  $M_{Ed}$  l'effort normal et le moment fléchissant, pondérés

à *ELU*, appliqués au niveau du sol. On pose  $e = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}}$  l'excentricité de la résultante.

On admettant une répartition uniforme des contraintes, la résultante des contraintes P en absence de moment est égale :

$$P = \frac{N_{Ed}}{2.c.L} = \frac{N_{Ed}}{(B-2e).L}$$

Avec L la longueur de la semelle isolée, En cas d'une semelle filante, L=1m.

L'eurocode 2 propose deux méthodes de calcul de la section d'acier inférieure : la méthode des moments et la méthode des bielles.

#### **IV.3.1.1 Méthode des moments**

Cette méthode exposée dans l'article 9,8,2,2 de l'eurocode 2, partie 1, consiste à calculer l'effort de traction dans les armatures à partir des conditions d'équilibre, en tenant compte de l'effet des fissures inclinées, Le moment résistant est obtenu en multipliant l'effort par le bras de levier interne  $z_i$  (Figure IV-2).

Sachant que :

R : résultante de la pression du sol sur la distance x (en kN) ;

$z_e$  : bras de levier des forces externes (m). C'est la distance entre R et l'effort  $N_{Ed}$ . Généralement  $z_e$  est prise égale à  $0,15b$ .

$z_i$  : bras de levier des forces internes (m) ; soit la distance entre les armatures et l'effort horizontal  $F_c$ .

$z_i$  peut être pris égale à  $0,9d$ , ou plus précisément :

$$z_i = 0,5.d \left( 1 + \sqrt{1 - 2.\mu} \right)$$

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{B.d^2.f_{cd}}$$

$f_{cd}$  est la valeur de calcul de la résistance en compression du béton égale à :

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

$\alpha_{cc}$  : coefficient qui tient compte des effets à long terme sur la résistance à la compression du béton. Ce paramètre est compris entre 0,8 et 1. L'annexe nationale française donne une valeur égale à 1. Le CBA 93, ainsi que le BAEL 91, préconise une valeur de 0,85.

$f_{ck}$  est la résistance caractéristique du béton. Cette valeur dépend de la résistance moyenne de compression de bétons  $f_{cm}$ , obtenue sur un ensemble d'essais d'écrasement sur des éprouvettes cylindriques de diamètre de 16 cm et de 32 cm de hauteur.

$$f_{ck} = f_{cm} - 1,64\sigma$$

$\sigma$  étant l'écart type de l'ensemble des résultats d'essais d'écrasement.

$\gamma_c$  Coefficient partiel relatif au béton.  $\gamma_c=1,5$  pour les situations de projets durables (en services) et transitoires (phase travaux) ; et  $\gamma_c=1,2$  pour les situations de projets accidentelles. Le RPA 99 version 2003 préconise une valeur de 1,15.

$F_c$  : effort de compression correspondant à l'effort de traction maximal  $F_{s,max}$  pour une abscisse  $x = \frac{B}{2} - 0,35b$  (Figure IV-2) et qui vaut

$$F_{s,max} = \frac{N_{Ed}(B - 0,7b)^2}{8.B.z_i}$$

Ainsi, on considérant  $z_i=0,9d$ , la section d'armature dans la direction B est égale :

$$A_s = \frac{N_{Ed}(B - 0,7b)^2}{7,2.B.d.f_{yd}} = \frac{M_{Ed}}{7,2.d.f_{yd}}$$

$f_{yd}$  : correspond à la limite élastique de calcul pour l'acier, égale à :

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

$f_{yk}$  représente la limite élastique caractéristique de l'acier et  $\gamma_s$  est un coefficient partiel de sécurité égale à 1 en situation accidentelle et 1.15 en situation durables.

**Remarque :**

- L'excentricité résultante est calculée comme suite :

$$e_r = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} = \frac{(B - 0,7b)^2}{8.B}$$

- Si le calcul se fait dans la direction de la dimension L, on remplace le terme « B » par « L » et « b » par « l ».

L'eurocode 2 propose d'autres méthodes de calcul, tel que la méthode des moments écrêtés ainsi que la méthode des bielles et tirants, qui sont présentées dans l'annexe 3.

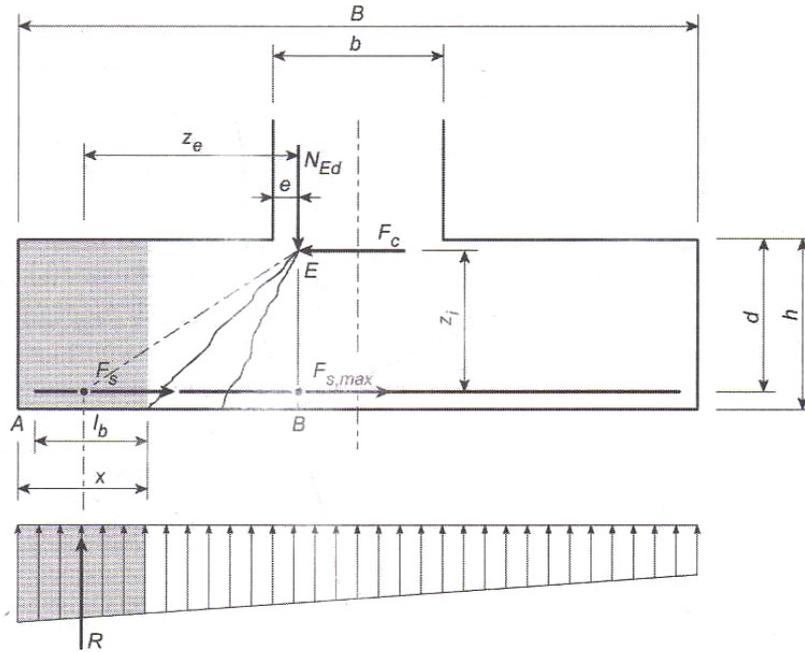


Figure IV-2 : modèle de calcul de la méthode des moments (Ricotier, 2012, selon l'eurocode2).

#### IV.3.1.2 Méthode des bielles :

La méthode des bielles est proposée par le règlement algérien CBA, 93 ainsi que le règlement français (DTU 13-12, ainsi que le BAEL, 91), comme méthode de calcul des fondations superficielles soumise à un effort de compression centré  $N_{Ed}$ . Par rapport à la méthode des bielles et tirants proposée par l'eurocode 2, la transmission des efforts au sol de fondation se fait par une multitude de bielles de compression réparties sur toute la surface de la semelle (Ricotier, 2012).

En admettant une répartition uniforme des contraintes dans le sol de fondation, l'effort de traction  $F(x)$ , (Figure IV-3), appliqué sur les armatures est donnée par l'intégrale suivant :

$$F(x) = \int_x^{B/2} dF = \left( \frac{B^2}{4} - x^2 \right) \frac{N_{Ed}}{2B \cdot h_0}$$

Ainsi la section d'armatures transversales par mètre de semelle est :

$$A_s = \frac{N_{Ed}(B-b)}{8 \cdot d \cdot f_{yd}}$$

$f_{yd}$  : correspond à la limite élastique de calcul pour l'acier.

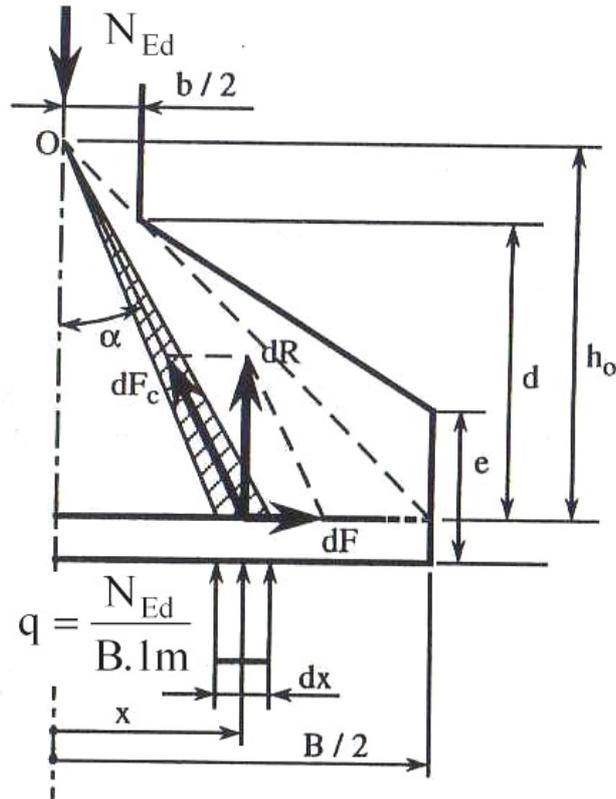


Figure IV-3: Répartition des charges et contraintes selon la méthode des bielles, Mougins, 2000 selon BAEL, 1991.

### IV.3.2 Semelle soumise à un effort normal et un moment fléchissant

Dans ce cas la semelle est soumise soit :

- à un effort  $N_{Ed}$  et un moment de flexion  $M_{Ed}$  rapporté au centre de gravité de la section de béton seul à la base du mur ou du poteau,
- soit à un effort  $N_{Ed}$  excentré de  $e_0$  par rapport au centre de gravité, ce qui est équivalent au cas précédent avec  $M_{Ed} = N_{Ed} \times e_0$

Aucune traction du sol sur la semelle n'étant possible, le diagramme de répartition des contraintes ne dépend que de la valeur de l'excentricité  $e_0$ .

On peut distinguer trois cas

- si  $e_0 \leq B/6$  la répartition des contraintes est trapézoïdale (Figure IV-4) :

les valeurs des contraintes maximales et minimales sont  $q_M$  et  $q_m$ , avec :

$$q_M = \frac{N_{Ed}}{B.L} \left( 1 + \frac{6.e_0}{B} \right)$$

$$q_m = \frac{N_{Ed}}{B.L} \left( 1 - \frac{6.e_0}{B} \right)$$

On doit vérifier que la contrainte située aux tris quarts de la semelle, du côté de  $q_M$ , doit être inférieure à la contrainte admissible du sol :

$$q_{3/4} = \frac{(3.q_M + q_m)}{4} = \frac{N_{Ed}}{B.L} \left( 1 + \frac{3.e_0}{B} \right) \leq q_{adm}$$

Les armatures dans la direction B sont calculées pour équilibrer le moment  $M_1$  qui s'applique dans la section S1 située à une distance  $0,15b$  du nu du poteau du côté de M. Les armatures ainsi obtenues sont uniformément réparties,

$$M_1 = \left( \frac{B}{2} - 0,35.b \right)^2 \cdot \left( 1 + \frac{4.e_0}{B} + \frac{1,4.e_0.b}{B^2} \right) \cdot \frac{N_{Ed}}{2.B}$$

La section d'acier  $A_s$  est égale :

$$A_s = \frac{M_1}{z_1 \cdot f_{yd}}$$

- si  $B/6 < e_0 < B/2$  la répartition des contraintes est triangulaire (Figure IV-4)

Le point d'application de l'effort  $N_{Ed}$  est hors du noyau central mais dans les dimensions de la semelle. Dans ce cas, le sol n'est pas entièrement comprimé et la semelle se soulève. La valeur de la contrainte maximale  $q_M$  est égale :

$$q_M = \frac{2.N_{Ed}}{3.L \left( \frac{B}{2} - e \right)} \leq q_{adm}$$

Le moment de calcul des armatures  $M_1$  est égal :

$$M_1 = (4.B + 0,35.b - 9.e_0)^2 \cdot \left( \frac{\frac{B}{2} - 0,35.b}{\frac{B}{2} - e_0} \right)^2 \cdot \frac{N_{Ed}}{27}$$

La section d'acier  $A_s$  est égale :

$$A_s = \frac{M_1}{z_i \cdot f_{yd}}$$

Il est possible d'utiliser le diagramme de Meyerhof (répartition uniforme des contraintes, Figure IV-5) pour calculer les dimensions et la section d'acier de la semelle. Les dimensions de la semelle doivent vérifier :

$$\frac{N_{Ed}}{L \cdot (B - 2 \cdot e_0)} \leq q_{adm}$$

Pour le calcul des armatures, deux cas peuvent se présenter :

- si  $B - 2e_0 > (B - b)/2$ , ou encore si  $B > 4e_0 - b$  :

$$M_1 = \frac{N_{Ed} \cdot (B - b)}{8 \cdot (B - 2e_0)}$$

La section d'acier

$$A_s = \frac{M_1}{z_i \cdot f_{yd}} = \frac{N_{Ed} \cdot (B - b)^2}{z_i \cdot (B - 2e_0) \cdot f_{yd}}$$

- si  $B < 4e_0 - b$  :

On trouve

$$M_1 = N_{Ed} \cdot \left( e_0 - \frac{b}{2} \right)$$

D'où

$$A_s = \frac{M_1}{z_i \cdot f_{yd}} = \frac{N_{Ed} (2e_0 - b)}{2 \cdot f_{yd}}$$

#### IV.4 RESISTANCE AU POINÇONNEMENT

Les semelles doivent être vérifiées au poinçonnement pour éviter que le poteau ne traverse la semelle à l'emporte-pièce. Selon l'eurocode 2, on doit vérifier que la contrainte de cisaillement  $v_{Ed}$  agissant dans une section de contrôle, située à une distance au plus égale à  $2d$  du nu du poteau, est inférieure à la contrainte de cisaillement résistant  $v_{Rd,c}$  :

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,c}$$

A la distance « a » du nu du poteau, on définit le périmètre « u » du contour de contrôle et la surface de contact avec le sol à l'intérieure du contour de contrôle (Tableau IV-1).

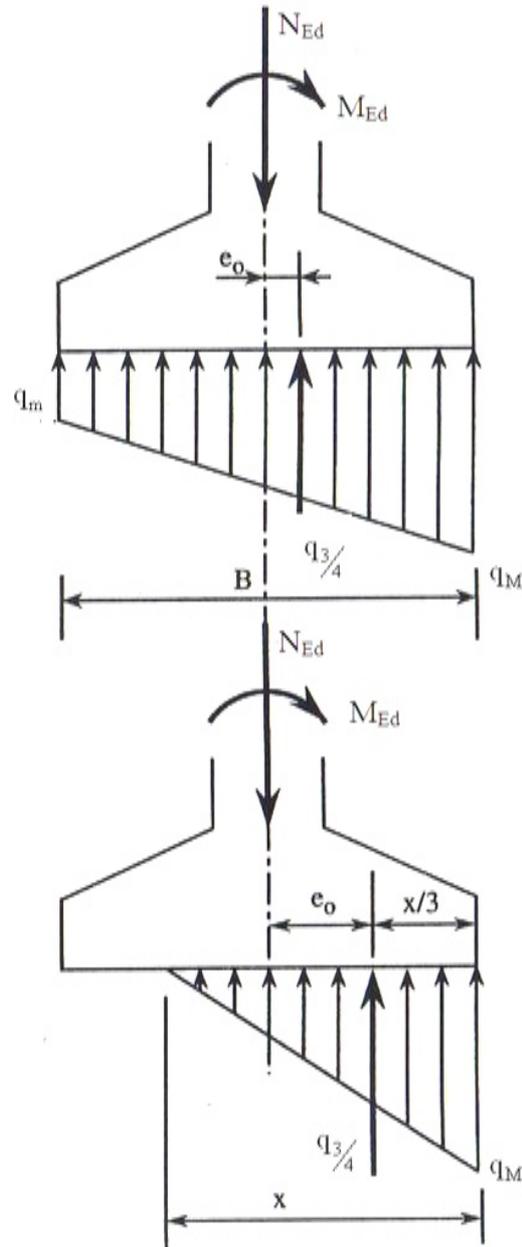


Figure IV-4: Répartition des contraintes sous l'effet d'un chargement excentré, Mougin, 2000 selon BAEL, 1991.

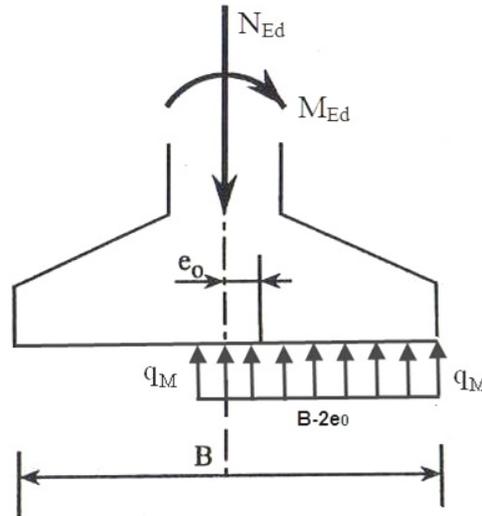


Figure IV-5: Répartition des contraintes sous l'effet d'un chargement excentré, diagramme de Meyerhof. Mougins, 2000 selon BAEL, 1991.

Tableau IV-1: Périmètre et surface de contour de contrôle, selon l'eurocode 2.

	<b>poteau circulaire</b>	<b>poteau rectangulaire</b>	<b>poteau carré</b>
<b>Périmètre <math>u</math> (m)</b>	$\pi.(D + 2a)$	$2.(b + c + \pi.a)$	$(4.b + 2\pi.a)$
<b>surface <math>A_u</math> (<math>m^2</math>)</b>	$\pi.(\frac{D}{2} + 2a)^2$	$2.a.(b + c) + b.c + \pi.a^2$	$4.a.b + b^2 + \pi.a^2$

Deux cas peuvent se présenter :

- **Chargement centré**

Le cisaillement dans la section de contrôle est dû à la réaction du sol en dehors de la surface  $A_u$ . Ainsi, la contrainte de cisaillement agissante est égale à :

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed} - \Delta V_{Ed}}{u.d}$$

Avec :

$V_{Ed}$  : effort tranchant appliqué (Effort correspondant à l'effort normal appliqué par le poteau),

$\Delta V_{Ed}$  : réaction du sol sur la surface  $A_u$ ,

u: est la surface de la section de contrôle, et « d » étant la hauteur utile moyenne considérée dans les deux directions x et y, soit  $d=0,5 (dx+dy)$ ,

La contrainte de cisaillement résistante  $v_{Rd,c}$  est égale à :

$$v_{Rd,c} = \frac{2.d}{a} \cdot \max \left( C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}}; v_{\min} \right)$$

Avec

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c};$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2 \text{ avec } d \text{ exprimé en mm ;}$$

$\rho$  : est le pourcentage moyen d'acier :  $\rho = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y}$  , où  $\rho_x$  est le rapport de la section de l'acier sur la section de béton dans la direction x pour une largeur égale à la largeur du poteau plus 3d de part et d'autre  $\rho_y$  est le pourcentage d'acier dans la direction orthogonale.

$$v_{\min} = 0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}}$$

Si la relation  $v_{Ed} \leq v_{Rd,c}$  n'est pas vérifiée, il faut disposer des armatures d'effort tranchant conformément à l'eurocode 2 (article 6,4,5), ou augmenter la hauteur h de la semelle.

▪ **Chargement excentré**

Dance cas,  $v_{Ed}$  s'écrivent :

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed} - \Delta V_{Ed}}{u \cdot d} \cdot \beta$$

Dans le cas d'un poteau rectangulaire, le coefficient  $\beta$  est égale à :

$$\beta = 1 + k \cdot \frac{M_{Ed} \cdot u}{(V_{Ed} - \Delta V_{Ed}) \cdot W}$$

Avec

$M_{Ed}$  : moment agissant au pied de poteau ;

$$W = 0,5 \cdot c_1^2 + c_1 \cdot c_2 + 4 \cdot c_2 \cdot d + 16 \cdot d^2 + 2 \cdot \pi \cdot d \cdot c_1$$

$c_1$  est la dimension du poteau parallèlement à l'excentricité de la charge,

$c_2$  est la dimension du poteau perpendiculairement à l'excentricité de la charge,

$k'$  est un coefficient qui dépend des dimensions du poteau (Tableau IV-2).

Tableau IV-2: Valeur de  $k'$  en fonction des dimensions du poteau selon l'eurocode 2.

$\frac{c_1}{c_2}$	$\leq 0,5$	<b>1</b>	<b>2</b>	$\geq 3$
k	0,45	0,6	,07	,08

Dans le cas d'un poteau circulaire, le coefficient  $\beta$  s'écrit :

$$\beta = 1 + \frac{0,6 \cdot \pi \cdot e_v}{D + 4 \cdot d}$$

Où :

D : diamètre du poteau circulaire ;

$e_v$  : excentricité égale au rapport entre le moment agissant en pied de poteau  $M_{Ed}$  et l'effort tranchant  $V_{Ed}$ ,

d : hauteur utile moyenne.

## IV.5 CALCUL DES SEMELLES FILANTES

Pour le calcul des semelles filantes ; on appelle généralement à l'hypothèse de Westergaard, permettant le calcul des poutres continues sur sol (appuis élastiques).

### IV.5.1 Hypothèse de Westergaard

Le calcul de la distribution des contraintes et des tassements devient très difficile lorsque la surface chargée n'est pas parfaitement flexible, Une théorie simplifiée proposée par Westergaard admet qu'en chaque point de la surface chargée, la contrainte verticale  $q$  qui règne dans le sol est proportionnelle au tassement observé  $s$  selon la relation suivante (Figure IV-6) :

$$q = k_s \cdot s$$

Où le coefficient  $k_s$  est appelé coefficient de réaction du sol ou coefficient de raideur ou même coefficient de Ballast. Ce coefficient à la dimension d'une contrainte divisée par une longueur, c'est à dire d'un poids volumique, mais il est plus commode de l'exprimer en kPa ou MPa / m,

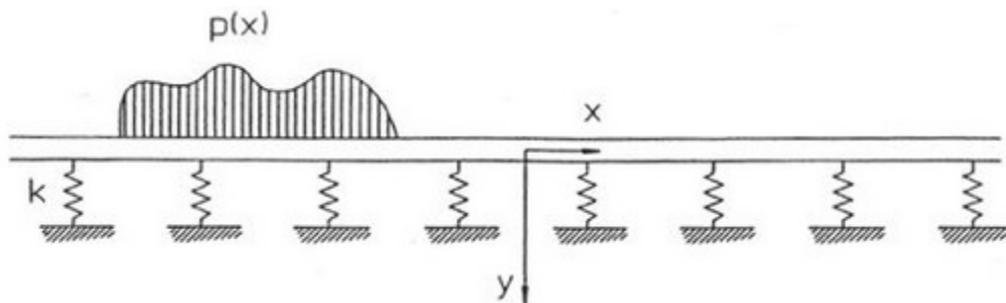


Figure IV-6: Schématisation de la théorie de Westergaard.

#### IV.5.2 Module de réaction de sol

Dans la pratique plusieurs méthodes sont proposées pour la détermination du coefficient de réaction du sol, On peut citer les suivants :

- Essai LCPC : cette méthode consiste à réaliser un chargement à 70 kPa, et de mesurer l'enfoncement  $e$  en mm correspondant. La valeur du coefficient de réaction du sol est donnée par la formule suivante :

$$k_s = \frac{56}{e} .$$

- Essai à la plaque (essai standard Westergaard) :

Une plaque circulaire à 25 mm d'épaisseur et de 75cm de diamètre est enfoncée sous une charge de 30 kN toute en mesurant l'enfoncement  $e$ . La valeur du coefficient de réaction du sol est égale .:

$$k_s = \frac{70}{e}$$

- Essai CBR (California Bearing Capacity)

La relation suivante est donnée entre la valeur du coefficient de réaction du sol  $k_s$  et l'indice CBR :

- si  $2 < \text{CBR} < 27$  :  $k_s = 50 \log_{10} (\text{CBR}) + 4,8$
- si  $27 < \text{CBR} < 100$  :  $k_s = 247 \log_{10} (\text{CBR}) - 277$

Des valeurs de  $k_s$  en fonction de la nature du sol sont données dans le tableau suivant (Tableau IV-3) :

Tableau IV-3 : valeurs du coefficient  $k_s$  (Isnard et al, 1964)

Caractéristiques du sol	composition du sol	valeur de $k_s$ (MPa/m)
sol de faible densité	vase, sable fraîchement rapporté, argile humidifiée	1 à 5
sol de densité moyenne	sable tassé, gravier rapporté, argile humide	5 à 50
sol dense	sable fortement tassé, gravier fortement tassé, cailloux, argile peu humide, marne	50 à 100
sol très dense	argile sablonneuse tassé artificiellement, argile dure	100 à 200
sol dur	Rocher fissuré calcaire, grès, sol gelé	200 à 1000
sol rocheux	roche dur	1000 à 15000
sol artificiel	fondation sur pieux	50 à 150
matériau de construction	briques	4000 à 5000
	maçonnerie,	5000 à 6000
	béton armé et non armé	8000 à 15000

Plusieurs ingénieurs ont essayé de trouver des formules empiriques permettant le calcul du coefficient de réaction du sol. On peut citer par exemple celle de Terzaghi , 1955 (cité dans Costet et Sanglerat, 1983). Ces formules relient le coefficient de réaction du sol  $k_s$  sous une poutre infinie de largeur B en cm au coefficient  $k_{s1}$  du sol sous une plaque de 30 cm,

- Dans le cas d'une argile

$$k_s = \frac{20}{B} k_{s1}$$

- Dans le cas d'une semelle rectangulaire BxL (cm)

$$k_s = k_{s1} \cdot \frac{L+0,5B}{1,5L} \cdot \frac{30}{B} \quad (\text{Cité dans Jean roux, 1995}).$$

- Dans le cas d'un sable

$$k_s = \left( \frac{B + 30}{2B} \right)^2 k_{s1}$$

Certains auteurs remplacent la valeur de 2B au dénominateur par 2,5B. Le tableau IV-4 et IV-5, donnent des valeurs indicatives de la valeur  $k_{s1}$  pour quelque types de sol :

Tableau IV-4: Valeurs indicatives de  $k_{s1}$  pour des sols non cohérents (Jean roux, 1995)

Consistance du sol		Lâche	Moyenne	Dense
Densité sèche		1,3	1,6	1,9
Valeur expérimentale de $k_{s1}$ (N/cm <sup>3</sup> )		6 à 19	19 à 96	96 à 320
$k_{s1}$ (N/cm <sup>3</sup> )	sable non noyé sec ou humide	13	41	160
	Sable noyé	8	26	96

Tableau IV-5: Valeurs indicatives de  $k_{s1}$  pour des argiles (Jean roux, 1995)

Consistance de l'argile	Raid	très raide	Dure
Résistance à la compression sans confinement(MPa)	0,1 à 0,2	0,2 à 0,4	>0,4
Valeur expérimentale de $k_{s1}$ (N/cm <sup>3</sup> )	16 à 32	32 à 64	>64
$k_{s1}$ (N/cm <sup>3</sup> )	24	48	96

### IV.5.3 Poutre sur sol élastique

On considère une poutre de fondation d'axe longitudinal Ox (Figure IV-6). La superstructure exerce sur cette poutre une action qui, combinée avec le poids propre de la poutre donne naissance à des contraintes appliquées à la fibre neutre. Pour équilibrer ces charges, le terrain de fondation développe sous la base de la poutre une réaction du sol  $q=k_s.s$ , On peut écrire :

$$p = B.(q - k_s.s)$$

Où p est la charge appliquée par unité de longueur de poutre, et B la largeur de la poutre. L'équation d'équilibre de la poutre (formule de Bresse) s'écrit :

$$\frac{EI}{1-\nu^2} \cdot \frac{d^4s}{dx^4} = p = B.(q - k_s.s) \text{ ou } \frac{d^4s}{dx^4} + \frac{Bk_s}{K} = \frac{Bq(x)}{K}$$

Avec  $E$  et  $\nu$  sont respectivement le module de Young et le coefficient de poisson du matériau constituant la poutre et  $I$  est le moment d'inertie de cette poutre.  $K$  étant la raideur de la poutre, donnée par la formule suivante :

$$K = \frac{E.I}{1 - \nu^2}$$

La solution générale de cette équation différentielle sans second membre est de la forme :

$$s = e^{-\lambda x} (C_1 \cdot \cos(\lambda x) + C_2 \cdot \sin(\lambda x)) + e^{\lambda x} (C_3 \cdot \cos(\lambda x) + C_4 \cdot \sin(\lambda x))$$

avec  $C_1$   $C_2$   $C_3$   $C_4$  sont des constantes de l'équation déterminées à partir des conditions aux limites et  $\lambda$  est appelée la longueur élastique de la poutre. Cette dernière dépend des caractéristiques géométriques de la poutre ainsi que celui du terrain de support.

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{B.k_s}{4K}}$$

Dans le cas d'une poutre de longueur infinie la valeur du tassement  $s$  et du moment fléchissant  $M$  et de l'effort tranchant  $T$  sont données comme suite :

$$s = \frac{P}{2.B.\lambda.k_s} e^{-\lambda x} (\cos(\lambda x) + \sin(\lambda x))$$

$$M(x) = \frac{P.\lambda}{4} e^{-\lambda x} (\cos(\lambda x) - \sin(\lambda x))$$

$$T(x) = -\frac{P}{2} e^{-\lambda x} (\cos(\lambda x))$$

### **Remarques**

Dans le cas d'une poutre de longueur finie ou semi-infinie, il existe des tables numériques donnant la solution du problème. Cependant, avec le développement des outils de calcul informatiques, le problème devient assez simple. L'astuce consiste à modéliser la poutre avec le chargement existant et de considérer le sol support comme des ressorts de raideur  $K$ . Dans ce cas, l'exactitude de la solution dépend fortement du nombre de ressorts à considérer sous la poutre. Le calcul doit être poursuivi jusqu'à l'obtention d'une solution indépendante du nombre de ressorts considérés.

Malgré les fortes objections défaut théorique de la méthode Westergaard, elle reste parmi les méthodes les plus utilisées en raison de sa simplicité. Toutefois, selon Costet et Sanglerat,

1983, cette méthode peut être utilisée pour le calcul des sollicitations dans la fondation, mais il est exclu par contre de l'utiliser pour le *calcul des tassements*. Selon les mêmes auteurs, cette méthode donne d'assez bons résultats pour les poutres longues et flexibles, mais les erreurs s'accroissent à mesure que les poutres deviennent plus courtes et plus rigides.

# **Annexes**

---

## Annexe 1

Tableau1 : Valeurs des coefficients de portance selon la formulation de Terzaghi, 1943. Das,  
2010.

$\phi$	$N_\gamma$	$N_\gamma$	$N_c$
0	0.00	0.00	5.70
1	0.01	0.01	6.00
2	0.04	0.04	6.30
3	0.06	0.06	6.62
4	0.10	0.10	6.97
5	0.14	0.14	7.34
6	0.20	0.20	7.73
7	0.27	0.27	8.15
8	0.35	0.35	8.60
9	0.44	0.44	9.09
10	0.56	0.56	9.61
11	0.69	0.69	10.16
12	0.85	0.85	10.76
13	1.04	1.04	11.41
14	1.26	1.26	12.11
15	1.52	1.52	12.86
16	1.82	1.82	13.68
17	2.18	2.18	14.60
18	2.59	2.59	15.12
19	3.07	3.07	16.57
20	3.64	3.64	17.69
21	4.31	4.31	18.92
22	5.09	5.09	20.27
23	6.00	6.00	21.75
24	7.08	7.08	23.36
25	8.34	8.34	25.13
26	9.84	9.84	27.09
27	11.60	11.60	29.24
28	13.70	13.70	31.61
29	16.18	16.18	34.24
30	19.13	19.13	37.16
31	22.65	22.65	40.41
32	26.87	26.87	44.04
33	31.94	31.94	48.09
34	38.04	38.04	52.64
35	45.41	45.41	57.75
36	54.36	54.36	63.53
37	65.27	65.27	70.01
38	78.61	78.61	77.50
39	95.03	95.03	85.97
40	115.31	115.31	95.66
41	140.51	140.51	106.81
42	171.99	171.99	119.67
43	211.56	211.56	134.58
44	261.60	261.60	151.95
45	325.34	325.34	172.28
46	407.11	407.11	196.22
47	512.84	512.84	224.55
48	650.87	650.87	258.28
49	831.99	831.99	298.71
50	1072.80	1072.80	347.50

---

**Annexe 2****Tableau 1 : Valeurs des coefficients de portance selon la formulation de l'Eurocode 7.**

<b>0</b>	<b>N<sub>v</sub></b>	<b>N<sub>g</sub></b>	<b>N<sub>c</sub></b>
<b>0</b>	<b>0.00</b>	<b>1.00</b>	<b>5.14</b>
<b>5</b>	<b>0.10</b>	<b>1.57</b>	<b>6.49</b>
<b>10</b>	<b>0.52</b>	<b>2.47</b>	<b>8.34</b>
<b>15</b>	<b>1.58</b>	<b>3.94</b>	<b>10.98</b>
<b>20</b>	<b>3.93</b>	<b>6.40</b>	<b>14.83</b>
21	4.66	7.07	15.81
22	5.51	7.82	16.88
23	6.50	8.66	18.05
24	7.66	9.60	19.32
<b>25</b>	<b>9.01</b>	<b>10.66</b>	<b>20.72</b>
26	10.59	11.85	22.25
27	12.43	13.20	23.94
28	14.59	14.72	25.80
29	17.12	16.44	27.86
<b>30</b>	<b>20.09</b>	<b>18.40</b>	<b>30.14</b>
31	23.59	20.63	32.67
32	27.72	23.18	35.49
33	32.59	26.09	38.64
34	38.37	29.44	42.16
<b>35</b>	<b>45.23</b>	<b>33.30</b>	<b>46.12</b>
36	53.40	37.75	50.59
37	63.18	42.92	55.63
38	74.90	48.93	61.35
39	89.01	55.96	67.87
<b>40</b>	<b>106.05</b>	<b>64.20</b>	<b>75.31</b>
41	126.74	73.90	83.86
42	151.94	85.37	93.71
43	182.80	99.01	105.11
44	220.77	115.31	118.37
<b>45</b>	<b>267.75</b>	<b>134.87</b>	<b>133.87</b>
46	326.20	158.50	152.10
47	399.36	187.21	173.64
48	491.56	222.30	199.26
49	608.54	265.50	229.92
<b>50</b>	<b>758.09</b>	<b>319.06</b>	<b>266.88</b>

---

### Annexe 3

#### Méthode des moments écrêtés selon l'eurocode 2 (article 5,3,2,2 de la norme NF EN 1992-1-1)

Lorsqu'une poutre ou une dalle est continue au droit d'un appui, le moment de calcul sur appuis, déterminé pour une portée égale à l'entraxe des appuis, peut être minoré de valeur  $\Delta M_{Ed}$ , Dans le cas d'une semelle de fondation, la nouvelle valeur du moment  $M_{Ed}$  vaut :

$$M_{Ed} = \frac{N_{Ed} \cdot (B - b)}{8}$$

Ainsi, la section d'armature dans la direction B sera calculée en considérant la nouvelle valeur de  $M_{Ed}$ ,

#### Méthode des bielles et tirants :

Cette méthode est détaillée dans l'article 6,5 de la norme NF EN 1992-1-1. L'application de cette méthode conduit à la définir :

- Une bielle de compression horizontale sous le poteau ;
- une bielle de compression inclinée moyenne,
- un tirant horizontal (les armatures inférieures)

Quatre nœuds,

La section des armatures inférieures  $A_s$  :

$$A_s = \frac{2 \cdot \delta \cdot N_{Ed}}{b \cdot f_{yd}}$$

$$\text{avec } \delta = \frac{2 \cdot d - \sqrt{4 \cdot d^2 - b \cdot (B - b)}}{4}$$

Cette implique aussi la vérification des contraintes pour quelles soit inférieures à la contrainte limite (Tableau 1, Annexe3).

Tableau 1: Contrainte dans les bielles de béton comprimé, Ricotier, 2012 selon l'eurocode 2.

	<b>Contrainte agissante (*)</b>	<b>contrainte maximale</b>
<b>Bielle inclinée</b>	$\sigma_b = \frac{\frac{N_{Ed}}{2 \cdot \sin \theta}}{b} = \frac{N_{Ed}}{2 \cdot \sin \theta \cdot b}$	$\sigma_{RD,max} = k_1 \cdot v' \cdot f_{cd}$
<b>Bielle horizontale sous poteau</b>	$\sigma_b = \frac{\frac{N_{Ed}}{2 \cdot \tan \theta}}{2 \cdot \delta} = \frac{N_{Ed}}{4 \cdot \delta \cdot \tan \theta} = \frac{N_{Ed}}{b}$	
<p>(*) cas d'une semelle rectangulaire</p> <p> <math>\sigma_b = \frac{N_{Ed}}{b \cdot l}</math> , b et l les dimensions du poteau. <math>k_1=1</math> (annexe nationale française). <math>v' = 1 - \frac{f_{ck}}{250}</math> </p>		

# **Bibliographie**

- 
- 1) Afnor normalisation. (2016). Tableau d'avancement des eurocodes.
  - 2) BAEL 91 - DTU P18-702-. (1992). Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.
  - 3) Bond, A. J., Schuppener, B., Scarpelli, G., Orr, T. L., Dimova, S., Nikolova, B., & Pinto, A. V. (2013). Eurocode 7: Geotechnical design worked examples. In *Worked examples presented at the Workshop "Eurocode (Vol. 7)*.
  - 4) Bouafia, A. (2010). Génie civil, Conception et calcul des ouvrages géotechnique. Édition pages bleues
  - 5) C.B.A.93- DTR-BC.2-41 – (1993). Règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A.93.
  - 6) Costet, J., Sanglerat, G. (1983). Cours pratique de mécanique des sols. Tome 2 : calcul des ouvrages. 3 édition. Dunod.
  - 7) Das, B. M. (2010). *Shallow foundations: bearing capacity and settlement*. CRC press.
  - 8) DTU 13.12. (1988). Règles pour le calcul des fondations superficielles. *Document de référence mars 1988*. Erratum nov 1988.
  - 9) Eurocode 1 :NF EN 1991-1-2 (juillet 2003) . « : actions sur les structures. — Partie 1-2 : actions générales. — Actions sur les structures exposées au feu” conjointement avec son annexe nationale objet de la norme NF EN 1991-1-2/NA (février 2007).
  - 10) Eurocode 2 :NF EN 1992-1-2 (octobre 2005) . « : calcul des structures en béton. — Partie 1-2 : règles générales. — Calcul du comportement au feu” conjointement avec son annexe nationale objet de la norme NF EN 1992-1-2/NA (octobre 2007).
  - 11) Eurocode 7, NF EN 1997-1-2 (septembre 1997). « Calcul géotechnique : règle générale- calcul géotechnique- Reconnaissance des terrains et essais. Partie 1 et 2 : règles générales - conjointement avec son Annexe Nationale à la NF EN 1997-1:2005(septembre 2006).
  - 12) Eurocode 8 :NF EN 1998 1 à8. « Calcul des structures pour leur résistance aux séismes. Ponts, silos, réservoirs, canalisations, fondation, ouvrages de soutènement, tours, mâts, cheminées »
  - 13) Fascicule n°62 Titre V. (1993). Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil. Décret 93-466 du 23 mars 1993.
  - 14) Frank, R. (1991). Quelques développements récents sur le comportement des fondations superficielles. In 10ème Congrès Européen Mécanique des Sols et des Travaux de Fondation (Vol. 3, pp. 1003-1030).
  - 15) Frank, R. (1999). Calcul des fondations superficielles et profondes. Techniques de l'Ingénieur.

- 
- 16) Foster, C. R., & Ahlvin, R. G. (1954). Stresses and deflections induced by a uniform circular load. In Highway Research Board Proceedings (Vol. 33).
  - 17) Isnard, V., Grekow, A., & Mrozowicz, P. (1964). Formulaire de l'ingénieur: avec exposés de méthodes pratiques de calcul d'ouvrages de génie civil. Eyrolles.
  - 18) Giroud, J. P. (1972). Tables pour le calcul des fondations, Dunod.
  - 19) Hansen, J. B. (1970). A revised and extended formula for bearing capacity. Danish Geotech inst. Bulletin 28, Copenhagen.
  - 20) Holtz, R. D., & Kovacs, W. D. (1991). Introduction à la géotechnique. Presses inter Polytechnique.
  - 21) Mougin, J. P. (1992). Cours de béton armé: BAEL 91: calcul des éléments simples et des structures de bâtiments. Eyrolles.
  - 22) Mougin, J. P. (2000). Béton armé: BAEL 91 modifié 99 et DTU associés. Eyrolles.
  - 23) Meyerhof G.G. (1963). Some recent research on the bearing capacity of foundations. Revue Canadienne de Géotechnique/Canadian Geotechnical Journal, vol. 1, n°1, pp. 16-26.
  - 24) Navy, U. S. (1971). Soil mechanics, foundations, and earth structures. NAVFAC Design Manual DM-7. US Navy, Washington, DC.
  - 25) NF EN ISO 22476-4(P 94-521-4). (2015). Reconnaissance et essais géotechniques – Essais en place - Partie 4 – Essai au pressiomètre Ménard.
  - 26) NF P 94-113. (1996). Sols : Reconnaissance et Essais - Essai de pénétration statique.
  - 27) NF P 06-001. (1986). Bases de calcul des constructions - Charges d'exploitation des bâtiments.
  - 28) Orr, T. L., & Farrell, E. R. (2012). Geotechnical design to Eurocode 7. Springer Science & Business Media.
  - 29) Poulos, H. G., & Davis, E. H. (1974). Elastic solutions for soil and rock mechanics. John Wiley.
  - 30) Raymond, G. P., & Wahls, H. E. (1976). Estimating 1-dimensional consolidation, including secondary compression, of clay loaded from overconsolidated to normally consolidated state.
  - 31) Ricotier, D., & Vié, D. (2012). Dimensionnement des structures en béton selon l'Eurocode 2: de la descente de charges aux plans de ferrailage. Le Moniteur Edition.
  - 32) RPA99/ version 2003 -DTR B.C.2.48- (2003). Règles parasismique Algériennes
  - 33) Sanglerat, G.. (1972). The Penetrometer and Soil Exploration. Elsevier (1972).

---

34) Schmertmann J.H., Haetman J.P. et Brown P.R. (1978). Improved strain factor influence diagrams. J. Geotech. Engng Div. 104, 1131-1135.

35) Smith, I. (2006). Smith's elements of soil mechanics. Blackwell publishing.

36) Vesić A S . 1973. Analysis o f ultimate loads o f shallow foundations. ASCE, Journal o f the Soil M echanics and Foundations Division, vol. 99, n° SM I, pp. 45-73.

### **Sites internet :**

<https://www.afnor.org>

[www.cnerib.edu.dz](http://www.cnerib.edu.dz)

<http://www.cgs-dz.org/>

<http://www.cstb.fr/>

<http://www.cstc.be>

<http://ctc-dz.org/>

<https://www.nbn.be/fr>

<https://fr.wikipedia.org>