



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة أبي بكر بلقايد- تلمسان

Université Aboubakr Belkaïd– Tlemcen – Faculté de TECHNOLOGIE

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du diplôme de MASTER

En : Génie civil

Spécialité : Géotechnique

Thème

CALCUL DES FONDATIONS SUPERFICIELLES

Présenté Par :

- BELHARRANE Oussama

- GHENIM Mohammed Yacine

Soutenu, le /07 /2021, devant le jury composé de :

Mme AYAD. F	MCB	UNIV Tlemcen	Présidente
Mme BENCHOUK. A	MCA	UNIV Tlemcen	Encadrante
Mr MELOUKA. I	MAA	UNIV Tlemcen	Examinateur

Année Universitaire : 2020 – 2021

Dédicace

« Chaque fois que vous voyez une entreprise qui réussit, dites-vous que c'est parce qu'un jour quelqu'un a pris une décision courageuse. » Peter Drucker

Au terme de ce modeste travail, nous remercions tout d'abord "ALLAH" de nous avoir donné la force et la volonté pour réaliser ce travail,

Nous dédions ce mémoire à :

- Nos très chers parents, pour leurs soutiens, encouragements et sacrifices.*
- Nos familles d'avoir nous soutenir et encourager le long de nos cursus d'étude.*
- Et Nos chers amis qui ont été une vraie source de positivité par le peu qu'ils ont fait, nous n'oublierons jamais votre présence.*

Remerciement

En ces quelques lignes nous tenons, particulièrement, à remercier les personnes qui nous ont encadrées, entourées ou soutenues, et sans qui ce travail n'aurait jamais pu aboutir

Tous d'abord, Nous tenons à exprimer nos vifs remerciements à notre promotrice **Madame BENCHOUK. A** pour les consignes et la grande volonté qu'elle n'a pas cessée de nous témoigner le long de la réalisation de ce travail.

Nous remercions **Madame Ayad F.** de nous avoir honorés en présidant le jury de notre mémoire de fin d'étude.

Nos sincères reconnaissances s'adressent également à **Monsieur Melouka S.** d'avoir accepté de lire et de juger ce travail.

Au cours de notre cursus universitaire, nous avons beaucoup profité des connaissances des enseignants de notre département, que nous les exprimons aujourd'hui notre profonde gratitude.

Résumé

L'objectif principal de ce mémoire est d'utiliser l'Eurocode 7 "calcul géotechnique" pour le calcul de la capacité portante des fondations superficielles et le tassement de ces dernières. Aussi, le mémoire a pour but final de présenter les calculs de l'Eurocode d'une façon pédagogique pour faciliter l'utilisation de ce dernier par les étudiants et les jeunes ingénieurs.

Ce mémoire aborde deux parties, dans la première partie une présentation des méthodes de calculs classiques de la capacité portante. Dans la deuxième partie, le règlement de l'Eurocode 7 avec établissement des différents organigrammes de calculs avec des exemples de calculs en procédant à la programmation par Matlab.

Mots clés : Fondations superficielles, Eurocode 7, organigramme de calcul, programmation Matlab.

Abstract

The main objective of this thesis is to use Eurocode 7 "geotechnical calculation" for the calculation of the bearing capacity of shallow foundations and their settlement. The final aim of the thesis is to present the calculations of the Eurocode in a pedagogical way to facilitate the use of the latter by students and young engineers.

This thesis is divided into two parts, in the first part a presentation of the classical calculation methods of the bearing capacity. In the second part, the regulation of Eurocode 7 with establishment of the various flowcharts of calculations with examples of calculations by proceeding to the programming by Matlab.

Key words: Shallow foundations, Eurocode 7, calculation flowchart, Matlab programming.

الملخص

الهدف الرئيسي من هذا الموجز هو استخدام الرمز الأوروبي 7 "الحساب الجيوتقني" لحساب القدرة الحاملة للحمولة للأسس السطحية وتسويتها. والهدف النهائي من الأطروحة هو عرض حسابات الرمز الأوروبي بطريقة تعليمية لتيسير استخدام الأخير من قبل الطلاب والمهندسين الشباب..

وتتناول هذه الأطروحة جزأين ، في الجزء الأول عرض للطرق التقليدية لحساب القدرة على حمل الحمل. في الجزء الثاني ، تنظيم يوروكود 7 مع وضع جداول التدفق المختلفة للحسابات مع أمثلة للحسابات من خلال المضي قدما في البرمجة من قبل ماتلاب .

الكلمات الرئيسية: أسس سطحية ، يوروكود 7 ، مخطط حسابي ، برمجة ماتلاب.

Notation

Qu: la charge limite.

A: l'aire de la semelle.

S: le tassement.

q: la contrainte appliquée sur la fondation (uniforme ou moyenne).

E: module d'Young du sol.

v: coefficient de Poisson du sol.

Cf: coefficient qui dépend de la forme de la fondation, de sa rigidité.

σ_v : Contrainte verticale totale avant travaux au niveau de la base de la fondation.

λ_c et λ_d : coefficients de forme.

α : coefficient rhéologique dépendant du sol.

B: largeur ou diamètre de la fondation.

B₀: dimension de référence.

E_c: module pressiométrique équivalent dans la zone volumique.

E_d: module pressiométrique équivalent dans la zone déviatorique.

s_c: le tassement volumique.

s_d: le tassement déviatorique.

S_c; S_q, S_γ: facteurs de formes.

d_c; d_q, d_γ: facteurs de profondeur.

i_c; i_q, i_γ: facteurs d'inclinaison de la charge.

b_c; b_q, b_γ: facteurs d'inclinaison de la base de la fondation.

g: inclinaison de la surface du sol.

N: composante de la charge normale à la base de la fondation.

A: aire de la fondation.

V_d: la valeur de calcul de la force verticale appliquée à la fondation.

R₀: le poids du volume de sol constitué du volume de la fondation sous le terrain après travaux et des sols compris entre la fondation et le terrain après travaux.

R_v: la résistance nette du terrain.

i_e: le coefficient réducteur lié à l'excentrement e du chargement.

q_{net}: la contrainte de rupture nette à la base de la fondation calculée à partir de données pressiométriques.

CALCUL DES FONDATIONS SUPERFICIELLES

$\gamma_{R,v}$: le coefficient partiel gérant l'état limite considéré.

$\gamma_{R,v;d}$: le coefficient de modèle dépendant du type de données utilisées pour le calcul.

k_p : le facteur de portance qui dépend de la nature du sol de fondation.

p^*_{ie} : la pression limite nette équivalente.

i_δ : le coefficient réducteur lié à l'inclinaison δ du chargement.

i_β : le coefficient réducteur lié à la présence d'un talus de pente β à proximité de la semelle.

H_d : la valeur de calcul de la force horizontale appliquée à la fondation superficielle.

$R_{h;d}$: la valeur de calcul de la résistance au glissement à la base de la fondation.

$R_{p;d}$: la valeur de calcul de la résistance frontale de la fondation.

δ_s : Le tassement différentiel.

θ : La rotation.

α : La déformation angulaire.

A' : Valeur de calcul de la surface effective de la fondation.

B : Valeur de calcul des facteurs pour l'inclinaison de la base de la fondation, avec les indices pour la cohésion, q pour la surcharge et γ pour le poids.

B : Largeur de la fondation.

B' : Largeur effective de la fondation.

D : Profondeur d'encastrement.

C_u : Valeur de la cohésion non drainée du sol d'assise de la fondation.

φ' : Valeur de l'angle de frottement effectif.

C' : Valeur de la cohésion drainée du sol d'assise de la fondation.

e : Excentricité.

i : Coefficients d'inclinaison de la charge, avec les indices c , q et γ .

L : Longueur de la fondation.

L' : Longueur effective de la fondation.

N : Facteurs de portance, avec les indices c , q , et γ .

s : Coefficients de forme de la base de la fondation, avec les Indices c , q et γ charge verticale.

α : Inclinaison de la base de la fondation par rapport à l'horizontale.

γ' : valeur de calcul du poids volumique effectif du sol sous le niveau de la fondation.

θ : Angle donnant la direction de H .

E_M : le module pressiométrique Ménard.

CALCUL DES FONDATIONS SUPERFICIELLES

q' : la contrainte moyenne effective appliquée au sol par la fondation.

σ'_{v_0} : la contrainte verticale effective au niveau de fondation, dans la configuration du terrain.

Table des matières

INTRODUCTION GENERALE	14
Chapitre 1 : Généralités sur les fondations superficielles et les méthodes classiques de calcul	
1.1 Introduction.....	16
1.2 Fondation superficielle.....	16
1.3 Types de fondations superficielles.....	17
1.3.1 Semelles filantes.....	17
1.3.2 Semelles isolées.....	17
1.3.3 Radiers ou dallages.....	17
1.4 Fonctions de fondations.....	18
1.5 Comportement des fondations superficielles.....	18
1.5.1 Comportement à la rupture.....	19
1.5.2 Comportement sous les charges de service.....	20
1.6 Tassement des fondations superficielles.....	21
1.6.1 Calcul du tassement en utilisant la théorie de l'élasticité.....	21
1.6.2 Calcul du tassement en utilisant les résultats de l'essai œdométrique.....	22
1.6.3 Calcul du tassement en utilisant les résultats de l'essai au pressiomètre.....	22
1.7 Capacité portante des fondations superficielles.....	25
1.7.1 Méthode de Terzaghi.....	25
1.7.2 Méthode de Meyerhof.....	27
1.7.3 Méthode de Brinch Hansen.....	29
1.7.4 Méthode de Vesic.....	31
1.7.5 Méthode de Lancellotta.....	33
1.8 Conclusion.....	34
Chapitre 2 : Calcul par l'Eurocode 7	
2.1 Introduction.....	36
2.2 Champ d'application de l'Eurocode 7.....	36
2.3 Contenu des documents.....	37
2.3.1 Partie 1 : Règles générales.....	37
2.3.1.1 Sections de l'Eurocode 7 (CEN 2004a)	37
2.3.1.2 Quelques points essentiels de l'Eurocode 7.....	37
2.3.2 Partie 2 : Reconnaissance des terrains et essais géographiques.....	38
2.4 Dimensionnement des fondations superficielles selon Eurocode 7.....	39
2.4.1 Exigences de la norme NF P 94-261.....	39
2.4.1.1 Principes de justification.....	39
2.4.1.2 Calcul de la portance.....	40
2.4.1.3 Limitations d'excentrement.....	44
2.4.1.4 Calcul de la résistance au glissement.....	45
2.4.1.5 Calcul des tassements des semelles.....	46

CALCUL DES FONDATIONS SUPERFICIELLES

2.4.2	Formulaire pour le calcul des fondations superficielles.....	48
2.4.2.1	Portance à partir de c_u , c et φ	48
2.4.2.2	Portance à partir de p_{LM}	50
2.4.2.3	Tassement à partir de p_{LM}	53
2.5	Conclusion.....	56

Chapitre 3 : Calculs superficielles par l'Eurocode 7

3.1	Introduction.....	58
3.2	Présentation du logiciel Matlab.....	58
3.3	Organigramme de calcul.....	59
3.3.1	Capacité portante à partir de C_u , C' et Φ	59
3.3.2	Capacité portante à partir de l'essai pressiomètre.....	59
3.3.3	Tassement.....	59
3.4	Applications et interprétations.....	63
3.4.1	Fondation rectangulaire dans un sol sableux (laboratoire)	63
3.4.2	Semelle continue dans la marne (in situ)	69
3.5	Etude paramétrique.....	70
3.5.1	Influence de l'angle de frottement ϕ'	70
3.5.2	Influence de la cohésion c'	71
3.5.3	Influence de l'inclinaison de chargement δ et l'inclinaison de talus β	72
3.5.4	Influence de largeur B sur le tassement.....	73
3.6	Conclusion.....	74
	CONCLUSION GENERALE.....	75

Liste des tableaux

Tableau 1.1 : Coefficient de forme.....	22
Tableau 1.2 : Coefficients de forme.....	23
Tableau 1.3 : Coefficient rhéologique α	24
Tableau 1.4 : Comparaison entre les facteurs de capacité portante selon le mécanisme de Prandtl et le mécanisme de Coulomb.....	27
Tableau 1.5 : Facteurs de capacité portante, (Chowdhury et Dasgupta, 2009).....	33
Tableau 2.1 : Correspondance entre les mécanismes de rupture et les états limites à analyser pour les fondations superficielles.....	39
Tableau 2.2 : Synthèse des coefficients partiels à utiliser pour la justification de la portance d'une fondation superficielle.....	42
Tableau 2.3 : Calcul du terme réducteur d'excentrement.....	43
Tableau 2.4 : Vérifications à mener pour la justification de l'excentrement du chargement.....	45
Tableau 2.5 : Vérifications à mener et coefficients partiels à utiliser pour la justification de la résistance au glissement d'une fondation superficielle.....	46
Tableau 2.6 : Coefficients b_c , s_c et i_c – méthode analytique en conditions non drainées.....	49
Tableau 2.7 : Facteurs de portance, coefficients de base et de forme de la fondation, coefficients d'inclinaison de la charge – Méthode analytique en conditions drainées.....	50
Tableau 2.8 : Valeurs numériques des coefficients a, b et c pour le calcul du facteur de portance k_p	51
Tableau 2.9 : Coefficient rhéologique des sols.....	54
Tableau 2.10 : Coefficient rhéologique applicable aux roches.....	54
Tableau 2.11 : Coefficients de forme.....	55
Tableau 3.1 : Influence de l'angle de frottement sur la contrainte de rupture nette	71

Tableau 3.2 : Influence de la cohésion sur la contrainte de repture nette.....72

Tableau 3.3 : influence des inclinaisons β et δ sur la contrainte de repture nette.....73

Tableau 3.4 : Influence du largeur sur le tassement.....73

Liste de figures

Figure 1.1 : Fondation superficielle.....16

Figure 1.2 : Types de fondations superficielles. (BURLON, CARPINTEIRO et GLANDY,2015).....17

Figure 1.3 : Chargement d'une fondation superficielle (Terzegli, 1943).....19

Figure 1.4 : Schéma de rupture du sol sous une fondation superficielle (PLUMELLE ,2003).....19

Figure 1.5 : Tassements élastiques de deux semelles rigides filantes de largeurs différentes apportant la même contrainte moyenne au sol (PLUMELLE ,2003).....20

Figure 1.6 : Diffusion des contraintes apportées par la semelle filante dans le sol(PLUMELLE, 2003).....21

Figure 1.7 : Modules pressiométriques à considérer pour le calcul du tassement d'une fondation.....24

Figure 1.8 : Ligne de glissement de Prandtl., (Richards et al ,1993 cité par BENDJEDIA,2015).....25

Figure 2.1 : Prise en compte simultanée de l'excentrement et de l'inclinaison du chargement.....44

Figure 2.2 : Notations relatives aux mouvements et rotations d'une semelle (d'après l'Eurocode 7, CEN 2005).....48

Figure 2.3 : Notations pour les méthodes de calcul de la portance à partir de c' , φ' et c_u (d'après l'Eurocode 7, CEN 2005).....49

Figure 2.4 : Facteur de portance51

Figure 2.5 : Définition de la longueur d et de l'angle β52

Figure 2.6 : Calcul des modules harmoniques E_{ij} sous une fondation.....56

Figure 3.1. La contrainte de rupture nette en fonction de l'angle de frottement.....71

Figure 3.2. La contrainte de repture nette en fonction de la cohésion.....72

Figure 3.3. Le tassement en fonction du largeur.....74

INTRODUCTION GENERALE

La construction d'une fondation est l'une des plus anciennes activités du bâtiment et des travaux publics, à ce jour, l'étude des fondations reste l'une des préoccupations de la géotechnique. Selon la capacité du sol ou de la roche à supporter les structures (bâtiments, usines, barrages, ponts etc...), les fondations peuvent être superficielles ou profondes. Le calcul de la capacité portante d'une fondation superficielle est un sujet d'importance et d'intérêt en ingénierie géotechnique. On appelle pression admissible la pression ou contrainte maximale qui peut être appliquée par une structure sur un sol, sans qu'il y ait de tassements excessifs et de risque de rupture du sol.

L'objet de ce travail est de la présentation des fondations superficielles et les différentes méthodes de calculs, sur tout on a basé sur les calculs des fondations superficielles selon Eurocode 7.

Le présent mémoire est scindé en 3 chapitres principaux :

- Le premier chapitre : est consacré à une synthèse bibliographique de la capacité portante des fondations superficielles en énumérant la définition des fondations superficielles, leurs types, fonctionnement, comportement, tassement et la présentation des différentes méthodes classique de leurs calculs (Terzaghi, Meyerhof, Brinch Hansen, Vesic, Lancellotta etc...).
- Le deuxième chapitre : est consacré à la présentation de champ d'application de Eurocode 7 et le contenu des documents qui ce compose a deux partie, ainsi on a parlé sur le calcul des fondations superficielles selon Eurocode 7 et ses formulaires des différente cas qu'on traité.
- Le troisième chapitre : est consacré la présentation du logiciel MATLAB, utilisé pour faire des programmes pour facilité les calculs des fondations superficielles, ainsi on a fait des organigrammes pour chaque cas d'étude et on a appliqué trois exemples sur ses programmes avec l'interprétation et l'analyse des résultats qu'on a trouvé.

CHAPITRE I :

Généralités sur les fondations superficielles et les méthodes classiques de calcul

1.1-Introduction :

Il existe deux grands modes de transmission des charges des constructions aux couches de sols sous-jacentes : par fondation superficielle et par fondation profonde.

La fondation superficielle est, par définition, une fondation qui repose sur le sol ou qui n'y est que faiblement encastrée. Les charges qu'elle transmet ne sollicitent que les couches superficielles et peu profondes. (FRANK, 1998)

1.2-Fondation superficielle :

Les fondations superficielles sont des fondations faiblement encastrées qui reportent les charges au niveau des couches superficielles de terrains. Les fondations profondes reportent les charges dans les couches profondes, mais aussi dans, les couches superficielles, qu'elles traversent. Pour différencier ces deux types de fondations on est amené à définir la notion de profondeur critique qui est la profondeur au-dessous de laquelle la résistance sous la base de la fondation n'augmente plus. Les fondations superficielles ont leurs bases au-dessus de cette profondeur critique.

Une fondation est dite superficielle :

Si $D < 1,5 B$

Si $D > 5B$ la fondation est dite profonde.

Pour les fondations superficielles, la fondation est appelée

Radier si la surface totale du bâtiment est la fondation.

Semelle si seule une partie de la surface du bâtiment correspond à la fondation. De plus pour une semelle si :

$L/B > 10$ il s'agit d'une semelle filante

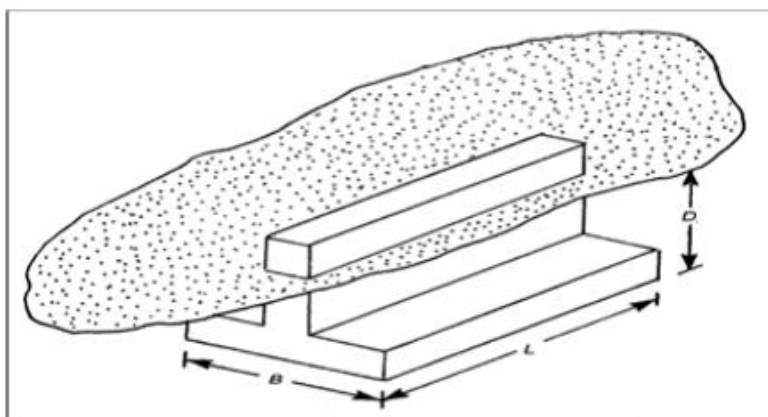


Figure 1.1 Fondation superficielle.

1.3- Types de fondations superficielles :

On distingue trois types de semelles :

1.3.1- Semelles filantes

Lorsque la descente de charges n'est plus concentrée (sous un mur), on met logiquement en œuvre une fondation de types filante, c'est-à-dire continue sous l'objet fondé.

Les semelles filantes généralement de largeur B modeste (au plus quelques mètres)

Et des grandes longueurs L ($L/B < 10$) (figure 1.2)

1.3.2- Semelles isolées

Dont les dimensions en plan B et L sont toutes deux au plus de quelques mètres ; cette catégorie inclut les semelles carrées ($B / L = 1$) et les semelles circulaires de diamètre B (BOUROKBA , 2015)

Ce type de semelle est mis en œuvre dans le cadre d'un bâtiment présentant des Descentes de charges concentrées (poteau, longrines sous murs).

1.3.3- Radiers ou dallages

Les radiers ou dallages ont des dimensions B et L importantes, cette catégorie inclut les radiers généraux.

Pour des raisons de coût, on cherche souvent à fonder un ouvrage superficiellement. Si cette solution n'est pas satisfaite d'un point de vue technique ou économique, une solution en fondation profonde est envisagée.

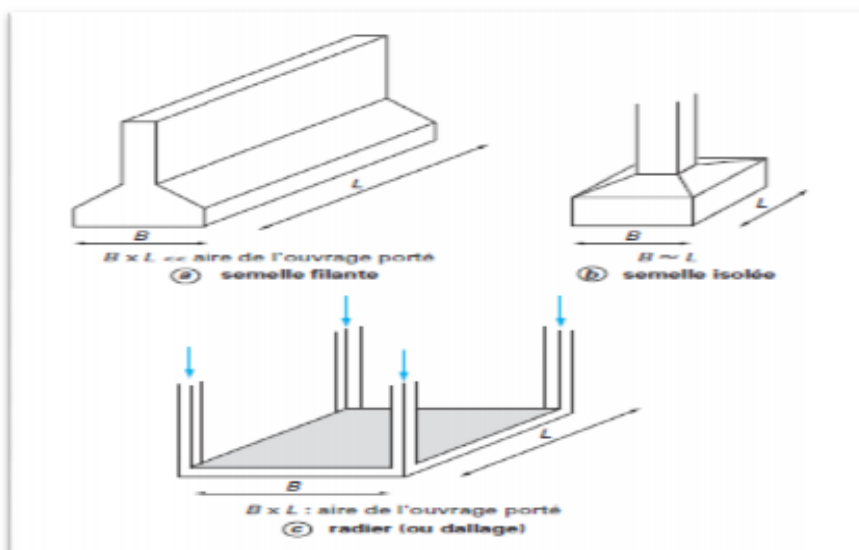


Figure 1.2 : Types de fondations superficielles.(BURLON, CARPINTEIRO et GLANDY ,2015)

1.4- Fonctions des fondations :

En général, n'importe quelle conception de fondation doit répondre à trois exigences essentielles :

- Fournir une sécurité adéquate contre la rupture structurelle de la fondation.
- Offrir une capacité portante adéquate du sol sous la fondation avec une sécurité spécifiée contre la rupture ultime.
- Atteindre un tassement total ou différentiel acceptable sous des charges d'exploitation.

En outre, la stabilité globale des pentes au voisinage d'une semelle doit être considérée comme faisant partie de la conception de la fondation.

Pour tous projets, il est généralement nécessaire d'étudier à la fois la capacité portante et le tassement d'une semelle.

Il s'agit donc de vérifier que la capacité portante du sol de fondation est suffisante. Celle-ci dépend (BAHAMMA, 2018) :

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

1.5- Comportement des fondations superficielles :

Afin de montrer le comportement d'une fondation superficielle, les tassements qui vont se produire sous la fondation sont en fonction de l'intensité de la charge appliquée. À partir de la Figure I.3, on observe que le tassement croît en fonction de la charge appliquée. En remarque au début que la déformation croît proportionnellement en fonction de la charge, puis la déformation s'amplifie et aussi on remarque que le tassement continue sans qu'il y ait accroissement de l'effort, une rupture plastique de l'assise se produit, est par définition la charge limite qui entraîne la rupture. On a :

$q = Q_u/A$ avec :

Q_u : la charge limite

A : l'aire de la semelle

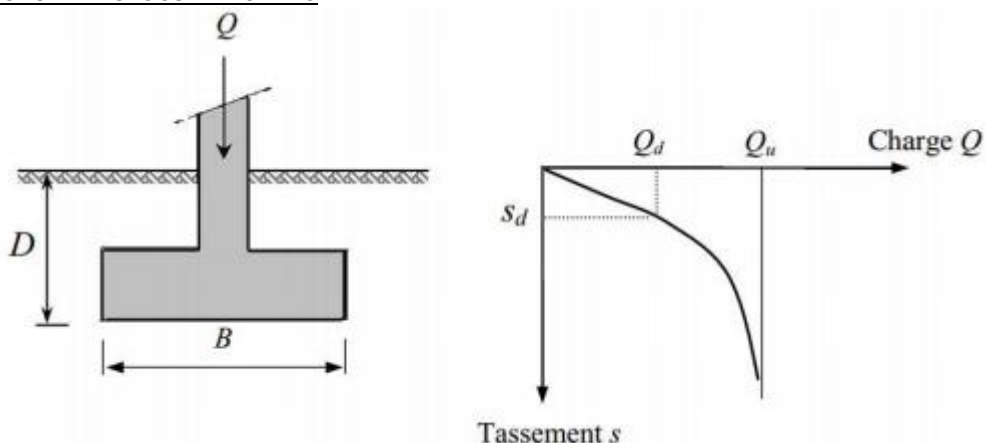


Figure 1.3 Chargement d'une fondation superficielle (Terzegli, 1943)

1.5.1- Comportement à la rupture

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

- Si on soumettait la même fondation, mais placée à plus grande profondeur, fondation profonde, au même essai on obtiendrait une rupture interne du sol : rupture locale sans signes extérieurs à la surface du sol.
- Cette distinction mécanique entre rupture globale et rupture locale permet bien de distinguer les fondations superficielles des fondations profondes.

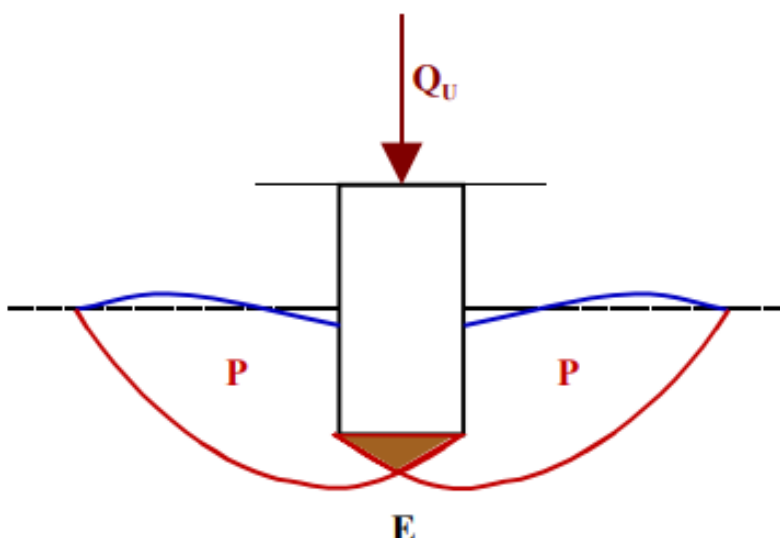


Figure 1.4 Schéma de rupture du sol sous une fondation superficielle (PLUMELLE, 2003)

1.5.2- Comportement sous les charges de service

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

On doit vérifier que les tassements absolus ne sont pas incompatibles avec le fonctionnement de l'ouvrage mais également que la nouvelle construction n'entraîne pas de tassements significatifs sur les structures existantes. En plus des tassements absolus, on doit vérifier que la structure de l'ouvrage à construire peut supporter les tassements différentiels entre points d'appui. On n'oubliera pas que deux semelles transmettant la même contrainte au sol tasseront proportionnellement à leur dimension (Figure I.5).

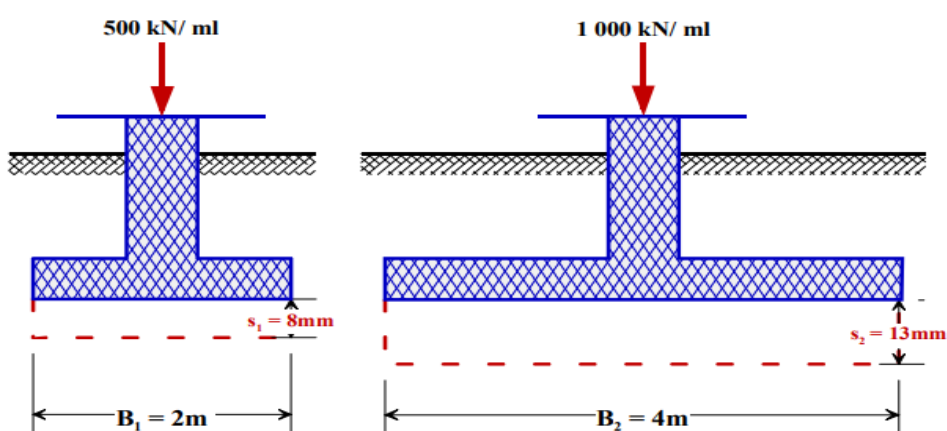


Figure 1.5 Tassements élastiques de deux semelles rigides filantes de largeurs différentes apportant la même contrainte moyenne au sol (PLUMELLE ,2003)

Plus une semelle est large plus elle influencera les sols sous-jacents sous une grande profondeur. On peut tracer les bulbes de contrainte qui représentent la distribution des contraintes sous une fondation. On peut plus simplement en première approximation diffuser les contraintes dans le sol suivant un angle de 27° (largeur : 1 – hauteur : 2) (Figure I.6).

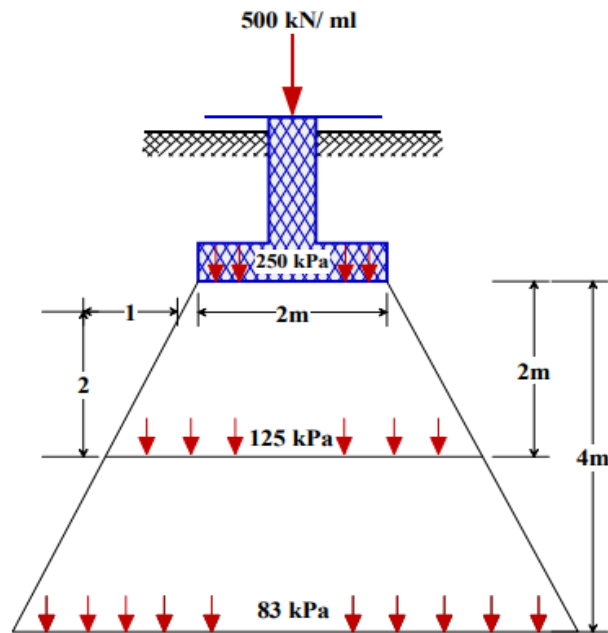


Figure 1.6 Diffusion des contraintes apportées par la semelle filante dans le sol (PLUMELLE, 2003)

1.6 -Tassement des fondations superficielles

Le niveau de fondation ayant été décidé, on calcule la contrainte admissible du sol. On calcule également le tassement prévisible sous la fondation. On vérifie que le tassement prévisible est inférieur ou égal au tassement admissible.

Il existe deux familles de méthodes d'évaluation du tassement des fondations superficielles :

- Les méthodes basées sur les essais de laboratoire. Il s'agit principalement de l'essai œdométrique. Cette méthode est utilisée surtout pour les sols fins cohérents ;
- Les méthodes basées sur les essais in situ. Ces méthodes sont surtout utilisées pour les sols pulvérulents à cause des difficultés de prélèvement de carottes.

1.6.1- Calcul du tassement en utilisant la théorie de l'élasticité

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

$$S = q \frac{1-\nu^2}{E} BC_f$$

- S : le tassement ;
- q : la contrainte appliquée sur la fondation (uniforme ou moyenne) ;
- E : module d'Young du sol ;
- ν : coefficient de Poisson du sol ;

CALCUL DES FONDATIONS SUPERFICIELLES

— B : largeur ou diamètre de la fondation.

— C_f : coefficient qui dépend de la forme de la fondation, de sa rigidité. Les valeurs de ce paramètre sont données par le tableau ci-dessous (tableau 1.1) :

Tableau 1.1 Coefficient de forme C_f

L/B	Circulaire	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	15	20	
Fondation rigide	0.79	0.88	1.2	1.43	1.59	1.72	1.83	1.92	2.0	2.07	2.13	2.37	2.54	
Fondation souple	Centre	1.00	1.12	1.53	1.78	1.96	2.10	2.22	2.32	2.4	2.48	2.54	2.80	2.99
	Bord	0.64	0.56	0.76	0.89	0.98	1.05	1.11	1.16	1.20	1.24	1.27	1.40	1.49

La théorie de l'élasticité peut être utilisée de différentes manières :

- On peut calculer directement le tassement (le tassement immédiat non drainé) ;
- On peut déterminer la distribution de l'accroissement de contrainte verticale en fonction de la profondeur. Cette distribution pourrait être utilisée par la suite pour calculer le tassement à l'aide de la méthode œdométrique par exemple.

1.6.2- Calcul du tassement en utilisant les résultats de l'essai œdométrique

À partir de la distribution avec la profondeur de la contrainte verticale sous la fondation (généralement estimée sur la base de l'élasticité linéaire isotrope), on calcule le tassement de consolidation unidimensionnelle bien connu S_{oed} . Le calcul du tassement avec la méthode œdométrique se base sur la formule suivante

$$S = \Delta H = \frac{\Delta e}{1+e_0} H_0 = \frac{H_0}{1+e_0} \times \left[C_s \cdot \lg \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v_0}} + C_c \cdot \lg \frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_p} \right]$$

1.6.3- Calcul du tassement en utilisant les résultats de l'essai au pressiomètres Ménard

La technique de calcul du tassement d'une fondation à l'aide des résultats d'un essai au pressiomètre Ménard que l'on expose dans ce paragraphe est basée sur les recommandations du fascicule 62 titre V.

Cette méthode est bien utile surtout pour les fondations étroites telles que les semelles de bâtiments et d'ouvrages d'art. Elle n'est pas bien adaptée pour les fondations de grandes dimensions relativement à la couche compressible telles que les radiers et les remblais.

Considérons une fondation ayant un encastrement supérieur ou égal à sa largeur B. Le tassement après dix ans de cette fondation est donné par :

$$S(10 \text{ ans}) = sc + sd$$

CALCUL DES FONDATIONS SUPERFICIELLES

Si la fondation a un encastrement presque nul, il faut majorer le tassement obtenu de 20%. Les termes figurant dans la formule du tassement sont donnés par :

- $s_c = (q - \sigma_v) \lambda_c B \alpha / (9E_c)$: le tassement volumique ;

- $s_d = 2(q - \sigma_v) B_0 \left(\frac{\lambda_d B}{B_0} \right)^\alpha / (9E_d)$: le tassement déviatorique.

Avec :

q : contrainte verticale appliquée par la fondation ;

σ_v : Contrainte verticale totale avant travaux au niveau de la base de la fondation ;

λ_c et λ_d : coefficients de forme donnés dans le tableau 1.2 ;

α : coefficient rhéologique dépendant du sol et donné dans le tableau 1.3 ;

B : largeur ou diamètre de la fondation ;

$B_0 = 0.60\text{m}$: dimension de référence ;

E_c : module pressiométrique équivalent dans la zone volumique ;

E_d : module pressiométrique équivalent dans la zone déviatorique.

Tableau 1.2 Coefficients de forme

L/B	Cercle	Carré	2	3	5	20
λ_c	1,00	1,10	1,20	1,30	1,40	1,50
λ_d	1,00	1,12	1,53	1,78	2,14	2,65

Tableau 1.3 Coefficient rhéologique α

Type	Tourbe	Argile		Limon		Sable		Sable et gravier		Type	Roche
	α	E/P ₁	α	E/P ₁	α	E/P ₁	α	E/P ₁	α		α
Surconsolidé ou très serré		>16	1	>14	2/3	>12	1/2	>10	1/3	Très peu fracturé	2/3
Normalement consolidé ou normalement	1	9 à 16	2/3	8 à 14	1/2	7 à 12	1/3	6 à 10	1/4	Normal	1/2
Sous-consolidé altéré et remanié ou lâche		7 à 9	1/2	5 à 8	1/2	5 à 7	1/3			Très fracturé	1/3
										Très altéré	2/3

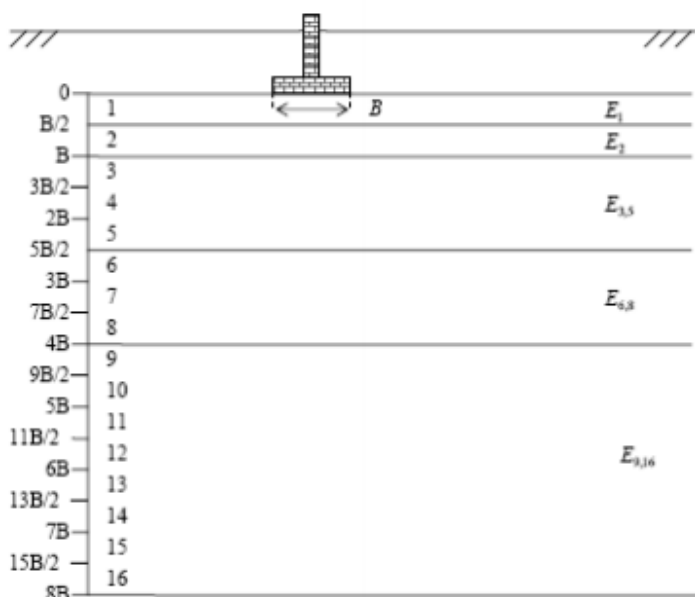


Figure 1.7 Modules pressiométriques à considérer pour le calcul du tassement d'une fondation

Les modules E_c et E_d sont calculés de la manière présentée dans ce qui suit. (DELL, 2013).

On note par E_1 le module mesuré dans la tranche d'épaisseur $B/2$ située sous la fondation :

$$E_1 = E_c$$

E_d Est donné par la formule suivante :

$$\frac{4}{E_d} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0.85E_2} + \frac{1}{E_{3.5}} + \frac{1}{2.5E_{6.8}} + \frac{1}{2.5E_{9.16}}$$

1.7- Capacité portante des fondations superficielles

1.7.1- Méthode de Terzaghi

La capacité portante statique, aussi appelée charge ultime, qu'une semelle peut supporter, est généralement calculée par superposition des contributions attribuables à la cohésion du sol c , au poids volumique du sol γ et la surcharge q . Chaque contribution peut être exprimée sous la forme d'un facteur de capacité portante N pour donner la capacité totale (Terzaghi, 1943)

$$q_l = \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma + q N_q + C N_c$$

Où B la largeur de la fondation. Les facteurs N_c , N_q et N_γ sont fonction de l'angle interne de frottement, qui est supposé constant. Terzaghi a obtenu cette solution par la méthode de l'équilibre limite. La ligne de glissement à deux dimensions proposées par (Prandtl, 1921), et montrée sur la Figure 1.8, est le mécanisme de rupture traditionnellement utilisé. Un sol homogène de masse volumique possède les caractéristiques c' et φ (cohésion et angle de frottement) et peut être considéré comme un corps plastique rigide.

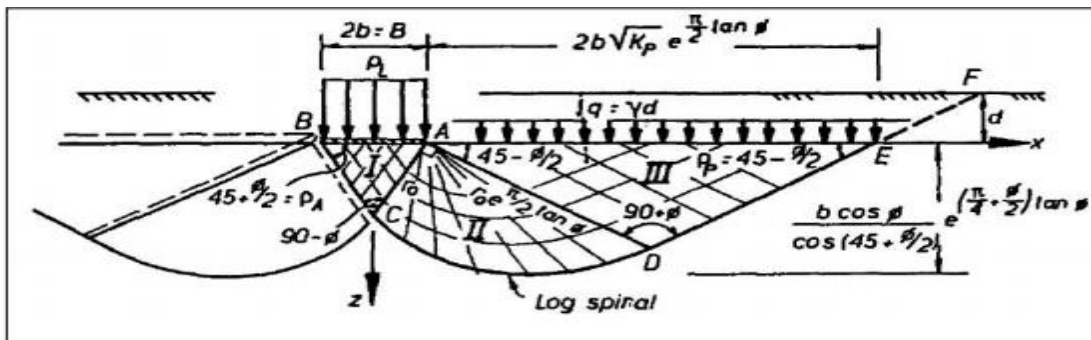


Figure 1.8 Ligne de glissement de Prandtl., (Richards et al, 1993 cité par BENDJEDIA, 2015)

Le schéma de rupture de Prandtl est composé de 3 régions de glissement :

- 1) une zone active (région I) qui descend,
- 2) une zone passive (région III) qui monte,
- 3) une zone radiale de transition (région II) qui se déplace latéralement.

Pour $\varphi = 0$, la région II devient un quart de cercle et les angles des zones actives et passives sont tous les deux égaux à $\pi/4$. Pour un équilibre statique, les facteurs de capacité portante sans dimensions de Prandtl pour un sol ($\gamma = 0$) et une base régulière sont :

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$N_c = (N_q - 1) \tan(\phi)$$

CALCUL DES FONDATIONS SUPERFICIELLES

Lorsque la masse du sol sous la semelle est prise en compte pour déterminer N_γ , La région II de Prandtl est perturbée. Une approximation faite à partir d'une autre solution numérique basée sur les travaux de Prandtl est donnée par (Vesic, 1973)

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan(\varphi)$$

Il existe un grand nombre de méthodes différentes pour le calcul de N_γ

Les facteurs de capacité portante N_q et N_γ peuvent maintenant être calculés pour des sols granulaires pour des valeurs de φ et δ variables.

Les résultats du (Tableau 1.4) montrent la comparaison avec les valeurs du système mécanique de Prandtl

Tableau 1.4 Comparaison entre les facteurs de capacité portante selon le mécanisme de Prandtl et le mécanisme de Coulomb

Paramètres	$\varphi = 0$	$\varphi = 10^\circ$			$\varphi = 20^\circ$			$\varphi = 30^\circ$			$\varphi = 40^\circ$		
	$\delta = 0$	$\delta = 0$	$\delta = 5$	$\delta = 10$	$\delta = 0$	$\delta = 5$	$\delta = 10$	$\delta = 0$	$\delta = 5$	$\delta = 10$	$\delta = 0$	$\delta = 5$	$\delta = 10$
K_A	1	0,704	0,662	0,635	0,490	0,447	0,427	0,333	0,301	0,297	0,217	0,199	0,210
φ_A (Degrés)	45	50	45,2	41,8	55	51,1	48,1	60	56,9	54,3	65	62,6	60,4
K_p	1	1,42	1,569	1,73	2,04	2,635	3,525	3	4,978	10,09	4,6	11,77	92,59
φ_p (Degrés)	45	40	33,2	28,4	35	27	21,1	30	20,7	13,4	25	14,1	4,8
N_q (Prandtl)	1	2,47	2,47	2,47	6,4	6,4	6,4	18,4	18,4	18,4	64,2	64,2	64,2
N_q Coulomb	1	2,02	2,37	2,73	4,16	5,9	8,26	9	16,51	33,97	21,15	59,03	44,05
N_γ (Prandtl)	0	1,22	1,22	1,22	5,39	5,39	5,39	22,4	22,4	22,4	109,4	109,4	109,4
N_γ Coulomb	0	1,21	1,38	1,54	4,51	6,06	8,1	13,85	23,76	45,96	43,21	119,9	777,4

1.7.2- Méthode de Meyerhof

La portance des semelles filantes est calculée en suivant la forme générale décrite par Terzaghi, avec des expressions établies par (Prandtl ,1921) pour N_c , par (Reissner, 1924) pour N_q et N_γ par (Meyerhof, 1961) pour une valeur approchée de, ces coefficients ne tenant pas compte de la résistance au cisaillement dans le sol situé au-dessus de la base de la fondation:(Meyerhof ,1963)

CALCUL DES FONDATIONS SUPERFICIELLES

$$\left\{ \begin{array}{l} Nq = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \\ Nc = (Nq - 1) \tan(\phi) \\ Ny = (Nq - 1) \tan(1.4\phi) \end{array} \right.$$

Pour les semelles circulaires et rectangulaires de côtés B et L, des facteurs partiels ont été proposés, à l'initiative de (Skempton, 1951) pour les argiles, par interpolation entre le cas des semelles filantes et celui des semelles circulaires :

$$s_c = 1 + 0.2 \frac{B}{L} \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$s_\gamma = s_q = 1 \text{ Si } \phi = 0$$

$$s_\gamma = s_q = 1 + 0.1 \frac{B}{L} \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \text{ si } \phi > 10^\circ$$

Pour les fondations rectangulaires, une interpolation est aussi proposée pour corriger la valeur de l'angle de frottement interne, plus forte de 10% dans les ruptures en déformations planes (ϕ_t) que dans les essais triaxiaux (ϕ_p) :

$$\phi = \phi_p = \left(1.1 - 0.1 \frac{B}{L} \right) \phi_t$$

-S'il y a de l'eau dans le sol, ou si le sol n'est pas homogène, il est recommandé d'utiliser des valeurs moyennes du poids volumique déjaugé (sous l'eau) et non déjaugé (en l'absence d'eau), de la cohésion c et de l'angle de frottement interne ϕ :

- Jusqu'à deux fois B sous la base des semelles filantes,
- Jusqu'à une fois B sous la base des semelles circulaires et carrées

Pour tenir compte de la résistance du sol au-dessus de la base de la fondation, on utilise d'autres facteurs partiels :

$$d_c = 1 + 0.2 \frac{D}{L} \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$d_\gamma = d_q = 1 \text{ Si } \phi = 0$$

$$d_\gamma = d_q = 1 + 0.1 \frac{D}{L} \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \text{ si } \phi > 10^\circ$$

Meyerhof indique aussi que, pour les charges excentrées, la pratique consistant à faire le calcul de portance sur une semelle filante de largeur B' réduite :

$$B' = B - 2e$$

Toutefois, en cas de double excentrement, la réduction de la longueur et de la largeur de deux fois les excentrement correspondants est jugée suffisante. Pour les charges inclinées, les travaux de (Schultze, 1952) et de (Meyerhof, 1953) ont défini des coefficients réducteurs égaux à :

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

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

Dans le cas général, la formule de calcul de la capacité portante du sol a donc la forme :

$$q_{max} = c s_c d_c i_c N_c + q s_q d_q i_q N_q + \frac{1}{2} \gamma B s_\gamma d_\gamma i_\gamma N_\gamma$$

L'intérêt de Meyerhof est la liaison entre la résistance et le déplacement : sous une charge inclinée et excentrée, une fondation superficielle peut se déplacer horizontalement de 5 à 20% de la largeur de la fondation, et tourner de 1 à 5 degrés, selon la densité ou rigidité du sol et la profondeur d'encastrement de la fondation. Ces déplacements sont nécessaires pour mobiliser la résistance du sol et peuvent avoir une influence importante sur les structures qu'il porte. Pour limiter les déplacements des fondations, il faut les élargir ou les encastrent plus profondément. D'autre part, si la rigidité de la fondation est faible par rapport à celle du sol, il faut utiliser une approche différente, par exemple avec des coefficients de réaction.

1.7.3- Méthode de Brinch Hansen

(Brinch Hansen ,1970) résume ses recommandations pour le calcul de la force portante des fondations superficielles en suivant le cadre général introduit par Terzaghi:

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

$$N_c = (N_q - 1) \tan(\varphi)$$

$$N_\gamma = 1.5 (N_q - 1) \tan(\varphi)$$

Dont le dernier est une borne inférieure calculée par (Lundgren et Mortensen ,1953). En 1961, Brinch Hansen proposait une expression différente :

$$N_\gamma = 1.8 (N_q - 1) \tan(\varphi)$$

La capacité portante d'une fondation inclinée de forme quelconque, encastree dans un massif incliné et soumise à une charge inclinée, est égale à :

$$q_{max} = \frac{N}{A} + 0,5 \gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma b_\gamma i_\gamma g_\gamma + q N_q s_q d_q i_q b_q g_q + c N_c s_c d_c i_c b_c g_c$$

(Notations : s - forme ; d - profondeur ; i - inclinaison de la charge ; b - inclinaison de la base de la fondation ; g - inclinaison de la surface du sol : N - composante de la charge normale à la base de la fondation ; A - aire de la fondation).

Pour une fondation sur sol cohérent (où $\varphi = 0$, donc $N_\gamma = 0$), Brinch Hansen indique qu'il vaut mieux écrire l'expression sous la forme additive

$$q_{max} = \frac{N}{A} = (\pi + 2) C_u [1 + s_c^a + d_c^a - i_c^a - b_c^a - g_c^a]$$

CALCUL DES FONDATIONS SUPERFICIELLES

Pour l'inclinaison de la charge, il recommande les formules approchées suivantes :

$$\begin{cases} i_c^a = 0,5 - 0,5 \sqrt{1 - \frac{H}{Ac_u}} \\ i_q = \left[1 - \frac{0,5H}{N + A_c \cot \varphi} \right]^5 \\ i_\gamma = \left[1 - \frac{0,7H}{N + A_c \cot \varphi} \right]^5 \end{cases}$$

Brinch Hansen donnait l'expression de i_c :

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \tan \varphi}$$

Pour l'inclinaison de la base de la fondation, les coefficients correcteurs de Brinch Hansen ont pour expression :

$$\begin{cases} b_c^a = \frac{2\alpha}{\pi + 2} \text{ ou } \frac{\alpha}{147} & (\text{solution exacte}) \\ b_q = \exp(-2\alpha \tan \varphi) & (\text{solution exacte}) \\ b_\gamma = \exp(-2,7\alpha \tan \varphi) & (\text{expression empirique}) \end{cases}$$

L'expression de b_{cn} n'est pas donnée.

En cas d'inclinaison de la base de la fondation, le coefficient est modifié pour assurer la continuité des solutions :

$$i_\gamma = \left[1 - \frac{(0,7 - \alpha 0,450)}{N + A_c \cot \varphi} \right]^5$$

Pour l'inclinaison de la surface du sol, Brinch Hansen suggère d'utiliser les formules approchées :

$$g_q = [1 - 0,5 \tan \beta]^5$$

$$g_\gamma = g_q$$

Pour $\beta < \varphi$ et $\alpha + \beta \leq 90^\circ$

- L'expression de g_c n'est pas donnée.

Les coefficients adoptés par Brinch Hansen pour décrire l'effet de la forme de la fondation sont,

Pour les fondations rectangulaires ($B < L$) et carrées (côté B) sous charge verticale :

$$\begin{cases} s_c^a = 0,2 \frac{B}{L} \\ s_q = 1 + \frac{B}{L} \sin\varphi \\ s_\gamma = 1 - 0,4 \frac{B}{L} \end{cases}$$

Et, pour les charges inclinées (dans le sens de B ou dans le sens de L) :

$$\begin{cases} s_{cB}^a = 0,2 i_{cB}^a \frac{B}{L} \\ s_{cL}^a = 0,2 i_{cL}^a \frac{L}{B} \end{cases} \begin{cases} s_{qB} = 1 + i_{qB} \frac{B}{L} \sin\varphi \\ s_{qL} = 1 + i_{qL} \frac{L}{B} \sin\varphi \end{cases} \begin{cases} s_{\gamma B} = 1 - 0,4 \frac{B i_{\gamma B}}{L i_{\gamma L}} \\ s_{\gamma L} = 1 - 0,4 \frac{L i_{\gamma L}}{B i_{\gamma B}} \end{cases}$$

Expressions dans lesquelles on utilise l'expression en B (première ligne) ou en L (seconde ligne) selon le sens de l'inclinaison de la charge. Pour $s_{\gamma B}$ ou $s_{\gamma L}$, Brinch Hansen indique qu'il faut prendre la valeur supérieure à 0,6.

Enfin, pour l'effet de la profondeur, Brinch Hansen suggère les formules approchées suivantes :

$$\begin{cases} d_\gamma = 1 \\ d_c^a = 0,4 \frac{D}{B} \\ d_q = 1 + 2 \tan\varphi (1 - \sin\varphi)^2 \frac{D}{B} \end{cases} \text{ pour } D \leq B$$

$$\begin{cases} d_\gamma = 1 \\ d_c^a = 0,4 \arctan \frac{D}{B} \\ d_q = 1 + 2 \tan\varphi (1 - \sin\varphi)^2 \arctan \frac{D}{B} \end{cases} \text{ pour } D \geq B$$

Notons que l'angle de frottement interne à utiliser pour les problèmes de déformations planes est l'angle, déduit de l'angle de frottement interne déterminé à l'appareil triaxial par la formule :

$$\varphi_p = 1,1\varphi_t$$

1.7.4- Méthode de Vesic

Vesic présente un panorama complémentaire du développement de l'analyse de la capacité portante des fondations superficielles. Vesic décrit le mode de calcul par superposition de la capacité portante avec les facteurs N_c et N_q de (Prandtl, 1921) et (Reissner, 1924) ; pour N_γ , il indique que la solution tabulée de

(Caquot et Kérisel, 1953) peut être représentée avec moins de 10% d'erreur sur l'intervalle $15 \ll 45$ degrés (moins de 5% d'erreur entre 20 et 40 degrés) par l'expression :

$$N_\gamma = 2(+1) \tan(\varphi)$$

La superposition des trois termes de capacité portante donne une estimation approchée par défaut (de 17 à 10% au plus pour $\varphi = 30$ à 40 degrés) mais exacte pour $\varphi = 0$ degré.

- coefficients de forme :

$$\begin{cases} S_c = 1 + \frac{B N_q}{L N_c} = 1 + \frac{B}{L} \frac{N_q}{N_q - 1} \tan\varphi \\ S_q = 1 + \frac{B}{L} \tan\varphi \\ S_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L} \end{cases}$$

- coefficients de profondeur pour D/ B, d'après (Brinch Hansen, 1970) :

$$\begin{cases} d_q = 1 + 2 \tan\varphi (1 - \sin\varphi)^2 \\ d_\gamma = 1 \end{cases}$$

L'effet de la compressibilité du sol et de la dimension de la fondation est ensuite longuement discuté. La diminution de la résistance du sol lorsque la taille de la fondation augmente semble provenir de trois causes :

- l'enveloppe des cercles de Mohr n'est pas une droite ;
- la rupture se développe progressivement sur la surface de rupture ;
- il existe des zones de plus faible résistance dans tous les sols naturels.

Cette diminution provient principalement du terme. Des équations sont proposées pour en tenir compte.

Le Tableau 1.5 présente une comparaison des facteurs de capacité définis selon les trois auteurs présentés dans les sections précédentes :

Tableau 1.5 : Facteurs de capacité portante, (Chowdhury et Dasgupta, 2009)

φ (°)	Terzaghi			Hansen, Meyerhoff et Vesic		Hansen (1970)	Meyerhoff (1963)	Vesic (1975)
	N_c	N_q	N_γ	N_c	N_q	N_γ	N_γ	N_γ
0	5,7	1,0	0,0	5,14	1,0	0,0	0,0	0,0
5	7,3	1,605	6,49	1,6	0,1	0,1	0,1	0,4
10	9,6	2,7	1,2	8,34	2,5	0,1	0,1	0,4
15	12,9	4,4	2,5	11,0	3,9	1,2	1,1	2,6
20	17,7	7,4	5,0	14,8	6,4	2,9	2,9	5,4
25	25,1	12,7	9,7	20,1	10,7	6,8	6,8	12,5
30	37,2	22,5	19,7	30,1	18,4	15,1	15,7	22,4
35	57,8	41,4	42,4	46,6	33,5	34,4	37,6	48,1
40	95,7	81,3	100	75,3	64,1	79,4	93,6	109,3
45	172,0	173,0	298,0	134,0	135,0	201,0	262,3	271,3

1.7.5- Méthode de Lancellotta

(Lancellotta, 1995) donne pour le facteur de gravité l'expression proposée par Vesic pour la solution de Caquot et Kérisel (1953) cité par BENDJEDIA, 2015.

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan(\varphi)$$

Et utilise les coefficients de forme de (Meyerhof, 1963), indiqués ci-dessus, mais des coefficients d'effet de l'encastrement dus à (Brinch Hansen, 1970), et (Vesic, 1973) :

$$\begin{cases} d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \frac{D}{B} & \text{si } D \leq B \\ d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^{2 \tan^{-1} \frac{D}{B}} & \text{si } D > B \\ d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \tan \varphi} \end{cases}$$

Pour tenir compte de l'inclinaison α de la base de la fondation, il donne les formules suivantes:

$$\begin{cases} b_q = (1 - \alpha \tan \varphi) \\ b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \tan \varphi} \\ b_\gamma = b_q \end{cases}$$

Pour l'inclinaison β de la surface du sol, il donne une autre série de coefficients réducteurs, proposée par (Brinch Hansen, 1970) :

$$g_q = (1 - \beta)^2 \text{ (solution exacte de Brinch Hansen, 1970)}$$

$$g_c = g_q - \frac{1 - g_q}{N_c \tan \varphi}$$

$$g_\gamma = g_q$$

Pour les charges excentrées, il utilise la méthode de réduction de largeur de Meyerhof pour les semelles rectangulaires et donne une construction graphique pour traiter le cas des semelles circulaires.

Le cas d'une charge inclinée (force normale N, force horizontale H) mais centrée est traité au moyen de coefficients empiriques dus à (Vesic, 1975):

$$\begin{cases} i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{N + BLc \cot \varphi}\right)^{m+1} \\ i_q = \left(1 - \frac{H}{N + BLc \cot \varphi}\right)^m \text{ Avec } m = \frac{2+B/L}{1+B/L} \\ i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \tan \varphi} \end{cases}$$

1.8- Conclusion :

Les fondations superficielles constituent la partie de l'ouvrage qui transmet directement l'ensemble des charges au sol. La détermination de la capacité portante des fondations est l'un des problèmes les plus importants de la mécanique des sols. Les méthodes classiques qui existent, pour la détermination de la capacité portante sont basées sur l'équilibre limite utilisent des hypothèses simplificatrices et souffrent de quelques difficultés

et critique. Bien des méthodes ont été proposées, mais toutes admettent quelques approximations simplificatrices quant aux propriétés du sol et aux déplacements qui se produisent, approximations non conformes aux phénomènes observés.

CHAPITRE II :

***CALCUL DES FONDATIONS SUPERFICIELLES PAR
L'EUROCODE 7***

2.1- INTRODUCTION

Le système des normes « Eurocodes structuraux » est divisé en 10 Eurocodes (EN veut dire Européen Norme) :

- EN 1990 Eurocode : Bases du calcul des structures.
- EN 1991 Eurocode 1 : Actions sur les structures.
- EN 1992 Eurocode 2 : Calcul des structures en béton.
- EN 1993 Eurocode 3 : Calcul des structures en acier.
- EN 1994 Eurocode 4 : Calcul des structures mixtes acier-béton.
- EN 1995 Eurocode 5 : Calcul des structures en bois.
- EN 1996 Eurocode 6 : Calcul des structures en maçonnerie.
- EN 1997 Eurocode 7 : Calcul géotechnique.
- EN 1998 Eurocode 8 : Calcul des structures pour leur résistance aux séismes.
- EN 1999 Eurocode 9 : Calcul des structures en aluminium.

Dans le présent chapitre, on va présenter l'Eurocode 7. L'Eurocode 7 spécialisé dans le calcul des ouvrages géotechnique comportait, à l'origine, trois parties. Ainsi, trois normes expérimentales (prénormes ENV) furent publiées (Frank, 2005):

ENV 1997-1 - Partie 1 : Règles générales (1994 ; version française en 1996).

ENV 1997-2 - Partie 2 : Calcul sur la base d'essais en laboratoire (1999).

ENV 1997-3 - Partie 3 : Calcul sur la base d'essais en place (1999).

Les parties 2 et 3 sont maintenant regroupées en un seul document (pour la conversion en EN) qui s'intitule « Partie 2 : Reconnaissance des terrains et essais géotechniques ».

FRANK (2005).

2.2- Champ d'application de l'Eurocode 7

L'Eurocode 7 s'applique aux aspects géotechniques du calcul des bâtiments et des ouvrages de génie civil. Il traite des exigences vis-à-vis de la résistance, de la stabilité, de l'aptitude au service et de la durabilité des ouvrages. L'Eurocode 7 est applicable aux aspects géotechniques des catégories d'ouvrages suivantes :

- Tous les bâtiments ;
- Les ouvrages d'art tels que les ponts, les soutènements... etc. ;
- Les pentes naturelles et artificielles (déblais), les ouvrages en sol renforcé, les remblais.

Il est important également de noter que l'Eurocode 7 n'est pas un manuel de dimensionnement mais un règlement de justification des projets. Il ne faut pas y chercher des indications sur la meilleure façon de concevoir les ouvrages, ni quelles dimensions il vaut

mieux leur donner ou quelles sont les meilleures techniques de construction : l'Eurocode 7, comme tous les autres Eurocodes, définit les règles qu'il faut appliquer pour prouver aux organismes chargés d'assurer la sécurité dans le secteur du bâtiment et des travaux publics que l'ouvrage décrit dans le projet est stable et remplira les fonctions qui lui sont assignées (MEBARKI, 2021).

2.3- Contenu des documents

2.3.1- Partie 1 : Règles générales

2.3.1.1- Sections de l'Eurocode 7 (CEN 2004a)

Section 1 : Généralités

Section 2 : Bases du calcul géotechnique

Section 3 : Données géotechniques

Section 4 : Surveillance de l'exécution des travaux, suivi et entretien

Section 5 : Remblais, rabattement de nappe, amélioration et renforcement des terrains

Section 6 : Fondation superficielles

Section 7 : Fondations sur pieux

Section 8 : Ancrages

Section 9 : Ouvrages de soutènement

Section 10 : Rupture d'origine hydraulique

Section 11 : Stabilité générale

Section 12 : Remblais

Les sections 8 sur les ancrages, 10 sur la rupture d'origine hydraulique et 11 sur la stabilité générale sont nouvelles par rapport à la norme expérimentale de 1994 (ENV 1997-1).

2.3.1.2- Quelques points essentiels de l'Eurocode 7

Dans le chapitre 2 de l'Eurocode 7 – Partie 1, un certain nombre de notions essentielles à la justification des ouvrages géotechniques est introduite. Il semble important de préciser les notions suivantes :

- Les actions géotechniques.
- Les méthodes de justification des ouvrages géotechniques.
- Les catégories géotechniques.
- Les valeurs caractéristiques et les valeurs de calcul.

a. Actions géotechniques :

L'Eurocode 1 définit trois catégories d'actions (ou « charges » au sens large, puisqu'il peut s'agir de forces, de moments ou de déplacements imposés) correspondant à des durées et fréquences d'application différentes :

- Les actions permanentes (poids des structures et des sols, pressions d'eau, pressions des terres, précontrainte, etc.) ;
- Les actions variables (charges de circulation, charges de vent et neige, etc.) ;
- Les actions accidentelles (explosions, charges dynamiques, chocs, séismes, etc.).

Ces actions sont combinées pour définir les cas de charge qui serviront pour le calcul, (permanentes, variables dominantes ou autres, accidentelles et sismiques). L'Eurocode 7 précise que la durée des actions doit être appréciée par référence aux effets du temps sur les propriétés mécaniques du sol, notamment la perméabilité, les conditions de drainage et la compressibilité des sols fins.

b. Catégories géotechniques :

L'Eurocode 7 définit trois catégories géotechniques en fonction de la complexité de l'ouvrage à dimensionner et des conditions de terrains.

- ✓ **Catégorie 1** regroupe les ouvrages simples pour lesquels le dimensionnement peut être réalisé en se référant à des expériences comparables et pour lesquels le risque géotechnique est négligeable. Les fondations des maisons individuelles et les murs de soutènement de faible hauteur peuvent, par exemple, être classés dans cette catégorie.
- ✓ **Catégorie géotechnique 2** comprend les ouvrages géotechniques classiques sans risque exceptionnel.
- ✓ **Catégorie géotechnique 3** rassemble les ouvrages qui ne peuvent être classés, ni en catégorie 1, ni en catégorie 2. On peut ranger dans cette catégorie les fondations d'ouvrages exceptionnels comme les tours de grande hauteur, les ouvrages produisant de l'énergie, etc.

2.3.2- Partie 2 : Reconnaissance des terrains et essais géotechniques

Le rôle de cette partie de l'Eurocode 7, dédiée aux essais en laboratoire et en place, est de donner les exigences essentielles pour les appareillages et les procédures d'essais, pour la présentation des résultats, pour leur interprétation, ainsi que pour la dérivation des paramètres géotechniques pour le calcul. Elle est un complément aux exigences de la partie 1, permettant d'assurer une conception géotechnique sûre et économique

2.4- Dimensionnement des fondations superficielles selon Eurocode7

2.4.1- Exigences de la norme NF P 94-261

La norme NF P 94-261 est structurée comme toutes les normes d'application nationale de l'Eurocode 7.

Il s'agit de présenter uniquement les aspects les plus importants pour la justification d'une fondation superficielle selon l'Eurocode 7 :

- Les principes de justification ;
- Le calcul de la portance ;
- Les limitations d'excentrement ;
- Le calcul de la résistance au glissement ;
- Le calcul du tassement des semelles.

2.4.1.1- Principes de justification :

La norme NF P 94-261 s'appuie sur les principes de justification de la section 6 de l'Eurocode 7 – Partie 1. Les mécanismes de rupture à examiner sont définis selon les exigences de la section 6.5. Ils peuvent être analysés à la fois pour des ELU et des ELS. À l'ELU pour les situations durables et transitoires, l'approche de calcul 2 est mise en œuvre. L'approche de calcul 3 reste réservée à l'utilisation de calculs numériques. Il est possible de dresser le tableau de correspondance suivant.

Tableau. 2.1 : Correspondance entre les mécanismes de rupture et les états limites à analyser pour les fondations superficielles.

	ELU	ELS
Portance (dont limitation de l'excentrement)	Oui	Oui
Résistance au glissement	Oui	Non
Stabilité générale	Oui	Non
Déplacements et rotation de la semelle	Non	Oui

Volontairement, la norme exige des justifications en termes de portance et d'excentrement aux ELS. Deux idées se cachent derrière ces justifications. La première traduit la volonté de limiter la charge transmise au terrain aux ELS pour prévenir les phénomènes de fluage. La seconde en relation avec des limitations de l'excentrement de la charge appliquée sur la fondation doit permettre de limiter l'influence d'éventuels « décollements » induits par des chargements cycliques. On peut aussi noter que le calcul des

CALCUL DES FONDATIONS SUPERFICIELLES

déplacements et des rotations de la fondation superficielle n'est pas exigé à l'ELU bien que l'Eurocode 7 – Partie 1 ne l'exclut pas. Dans le cas d'ouvrages élancés sensibles aux déformations, il faut toutefois examiner le fait que de faibles mouvements de la fondation n'induisent pas des ELU dans la structure portée.

2.4.1.2- Calcul de la portance

Le calcul de la portance est à réaliser à la fois pour les justifications à l'ELU et à l'ELS. Il reprend l'inégalité 6.1 de la section 6.5.2 de l'Eurocode 7 – Partie 1 en intégrant le poids du volume de sol à l'emplacement de la fondation en l'absence de celle-ci :

$$V_d \leq R_d$$

$$V_d - R_0 \leq R_{v;d}$$

$$V_d - R_0 \leq R_{v;k} / \gamma_{R,v}$$

$$V_d - R_0 \leq R_v / (\gamma_{R,v} \gamma_{R;d,v})$$

$$V_d - R_0 \leq A i_e q_{net} / (\gamma_{R,v} \gamma_{R;d,v})$$

Avec :

V_d : la valeur de calcul de la force verticale appliquée à la fondation ;

R_0 : le poids du volume de sol constitué du volume de la fondation sous le terrain après travaux et des sols compris entre la fondation et le terrain après travaux ;

R_v : la résistance nette du terrain ;

A : l'aire de la base de la fondation superficielle ;

i_e : le coefficient réducteur lié à l'excentrement e du chargement (Annexe Q de la norme NF P 94-261) ;

q_{net} : la contrainte de rupture nette à la base de la fondation calculée à partir de données pressiométriques (Annexe D de la norme NF P 94-261), pénétrométriques (Annexe E de la norme NF P 94-261) ou de paramètres intrinsèques de résistance du terrain (c_u ou c et ϕ) (Annexe F de la norme NF P 94-261) ;

$\gamma_{R,v}$: le coefficient partiel gérant l'état limite considéré ;

$\gamma_{R,v;d}$: le coefficient de modèle dépendant du type de données utilisées pour le calcul (p_{LM} , q_c , etc.).

La valeur de calcul V_d est déterminée dans le cadre de l'approche de calcul 2 en considérant l'ensemble de coefficients partiels A1 sur les actions. On rappelle que l'excentrement e du chargement correspond au rapport entre la somme des valeurs de calcul des moments et la somme des valeurs de calcul des forces verticales. Cette valeur varie donc selon la combinaison de charge considérée. L'excentrement e du chargement

désigne, d'un point de vue géométrique, la distance par rapport au centre de la semelle, du point d'application de la résultante des forces.

La relation est exprimée comme une inégalité sur les forces alors que les errements habituels, notamment ceux issus du Fascicule 62 Titre V et du DTU 13.12, sont basés sur une vérification en termes de contraintes. Ce changement de forme appelle deux remarques. La première est qu'il est plus rationnel de procéder à une vérification sur les forces que sur les contraintes. En effet, lors d'expérimentations, la force appliquée sur une semelle est connue avec beaucoup moins d'incertitudes que les contraintes au niveau de l'interface entre celle-ci et le sol.

La seconde remarque concerne l'organisation des études géotechniques. Il est clair qu'il n'est plus possible d'annoncer des contraintes admissibles indépendantes de la nature du chargement appliqué à la semelle. Cette situation oblige donc à connaître, si cela est possible, le plus vite possible dans le projet la descente de charge ou sans doute plus généralement à faire des hypothèses sur la descente de charge si celle-ci est inconnue ou encore mal définie.

La justification relative à la portance d'une fondation superficielle a un sens dans le cas où un mécanisme de rupture est susceptible de se développer dans le terrain. Pour les semelles de dimensions réduites, un tel mécanisme pourrait être mis en évidence. Pour des semelles de grandes dimensions ou des radiers, la justification en termes de portance est peu probante en ce qui concerne la stabilité de l'ouvrage porté. En effet, pour un grand radier de plusieurs mètres voire quelques dizaines de mètres, les déplacements du terrain pour mobiliser la résistance limite du terrain sont de plusieurs dizaines de centimètres. L'utilisation de coefficients partiels pour diminuer cette résistance limite réduit ces déplacements qui restent encore très importants. Par conséquent, pour les radiers de grande taille, les calculs de déplacements paraissent plus appropriés.

Les valeurs des coefficients partiels $\gamma_{R;v}$ et $\gamma_{R;v;d}$ sont précisées dans le tableau 2.2. Le coefficient global $\gamma_{R;v}\gamma_{R;v;d}$ appliqué sur la portance varie entre 1,68 et 2,8 à l'ELU et entre 2,76 et 4,6 à l'ELS. La dispersion du coefficient de modèle traduit une plus grande confiance dans les modèles basés sur des données comme p_{LM} , q_c ou c_u que sur des données comme c et φ .

Tableau. 2.2 : Synthèse des coefficients partiels à utiliser pour la justification de la portance d'une fondation superficielle.

	$\gamma_{R,v}$			
	ELU situations durables et transitoires	ELU situations accidentelles	ELS combinaisons quasi permanente, fréquente et rare	$\gamma_{R,v,d}$
Modèles de calcul basés sur p_{LM}, q_c etc.	1,4			1,2
Modèles de calcul basés sur c et φ.	(valeur conforme à m'EC7-1)	1,2	2,3	2,0

Le terme réducteur d'excentrement peut être exprimé à partir des relations présentées dans le tableau 2.3.

La relation liant V_d, R_0 et $R_{v,d}$ est établie en considérant un essai de chargement de fondations superficielles. La charge V est appliquée sur une plaque posée au fond d'un trou dont la réalisation a nécessité de terrasser une masse de terrain R_0 . L'estimation de la portance R_u lors de la rupture de la fondation nécessite de considérer l'égalité suivante :

$$V = R_u = R_0 + R_v = R_0 + A_i e q_{net} \text{ d'où :}$$

$$V - R_0 = R_v = A_i e q_{net}$$

On suppose implicitement que le calcul de la masse de terre R_0 n'est pas entaché d'incertitudes. Dans le cas où q_{net} est estimée à partir de données pressiométriques, la relation suivante est obtenue :

$$V = R_0 = R_v = A_i e (k_p p^*_{le} i_\delta i_\beta)$$

Avec :

k_p : le facteur de portance qui dépend de la nature du sol de fondation, de la forme de la fondation et de l'encastrement équivalent de la fondation (Annexe D de la norme NF P 94-261) ;

p^*_{le} : la pression limite nette équivalente (Annexe D de la norme NF P 94-261) ;

i_δ : le coefficient réducteur lié à l'inclinaison δ du chargement (Annexe D de la norme NF P 94-261) ;

i_β : le coefficient réducteur lié à la présence d'un talus de pente β à proximité de la semelle (Annexe D de la norme NF P 94-261).

Tableau. 2.3 : Calcul du terme réducteur d'excentrement.

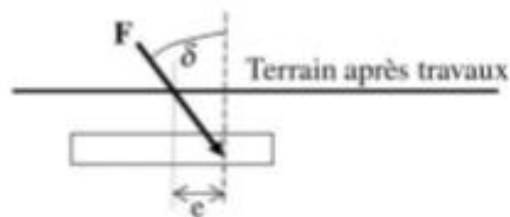
Type de semelle	Relation à utiliser
Filante	$A' = Ai_e = A \left(1 - 2\frac{e}{B}\right) - LB \left(1 - 2\frac{e}{B}\right) - LB'$
Circulaire	$A' = Ai_e = A \left[\frac{\arccos\left(\frac{e}{R}\right)}{\pi} - \frac{2e}{\pi R} \sqrt{1 - \left(\frac{e}{R}\right)^2} \right]$
	$= \pi R^2 \left[\frac{\arccos\left(\frac{e}{R}\right)}{\pi} - \frac{2e}{\pi R} \sqrt{1 - \left(\frac{e}{R}\right)^2} \right]$
	$B' = \sqrt{A' \frac{(R-e)}{\sqrt{R^2 - e^2}}} \text{ et } L' = \sqrt{A' \frac{\sqrt{R^2 - e^2}}{(R-e)}}$
Rectangulaire	$A' = Ai_e = A \left(1 - 2\frac{eB}{B}\right) \left(1 - 2\frac{eL}{L}\right) = (B - 2e_B) (L - 2e_L) = B'L'$

Le calcul de la pression limite nette équivalente p^*_{ie} correspond à la moyenne géométrique des valeurs des pressions limites nettes mesurées sur une certaine hauteur h_r sous la fondation. Les valeurs aberrantes ou la présence d'un substratum pouvant influencer le mécanisme de rupture mis en jeu peuvent être pris en compte ou pas selon le cas. Une analyse détaillée de chaque situation est à mener par le géotechnicien. De manière plus générale, cette question pose le problème de la valeur représentative de pression limite à considérer dans l'application de la relation 4.8.

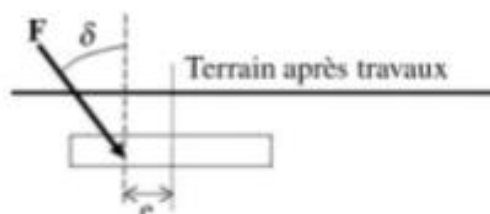
Lorsque la valeur q_{net} est calculée à partir de données issues de mesures au pénétromètre statique, la procédure de calcul reste identique en remplaçant p^*_{ie} .

La valeur de l'inclinaison δ est calculée comme l'excentrement à partir des valeurs de calculs des actions transmises à la semelle.

Les règles de cumul des coefficients réducteurs i_e , i_δ et i_β sont précisées dans l'annexe D de la norme NF P 94-261. Ils sont valables à la fois pour des calculs menés à partir de données pressiométriques et pénétrométriques. Pour des calculs menés à partir de méthodes analytiques avec c_u ou c et φ , il est nécessaire de se reporter à l'annexe F. Il est important de noter que les effets de l'excentrement et de l'inclinaison du chargement sont traités comme s'ils se cumulaient toujours ce qui n'est pas nécessairement le cas. Les figures ci-dessous illustrent ces questions de cumul des coefficients réducteurs i_e et i_δ . Le formulaire dans la section 4.3 comprend les principales relations permettant le calcul de ces termes.



Les effets de l'excentrement et de l'inclinaison se cumulent.



Les effets de l'excentrement et de l'inclinaison ne se cumulent pas.

Figure. 2.1 : Prise en compte simultanée de l'excentrement et de l'inclinaison du chargement.

2.4.1.3- Limitations d'excentrement

La section 6.5.4 de l'Eurocode 7 – Partie 1 indique au sujet des excentrements que la charge appliquée à la fondation superficielle ne doit pas sortir des 2/3 centraux de la fondation, c'est-à-dire que l'excentrement ne doit pas être supérieur à $B/3$.

La norme NF P 94-261 complète cette exigence avec les critères suivants pour les ELU dans les situations durables et transitoires et pour les ELS dans les combinaisons quasi-permanentes, fréquentes et caractéristiques.

Ces vérifications ont pour objectif d'éviter des « décollements » de la semelle et de prévenir les éventuels effets des charges cycliques. Ces justifications relatives à l'excentrement peuvent s'apparenter à des vérifications de type EQU puisqu'elles ont pour objectif de limiter les moments déstabilisateurs par rapport aux moments stabilisateurs.

Tableau. 2.4 : Vérifications à mener pour la justification de l'excentrement du chargement.

	Semelle filante	Semelle circulaire	Semelle rectangulaire
ELU Situations durables et transitoires	$1 - \frac{2e}{B} \geq \frac{1}{15}$	$1 - \frac{2e}{B} \geq \frac{3}{40}$	$\left(1 - \frac{2eB}{B}\right) \left(1 - \frac{2eL}{L}\right) \geq \frac{1}{15}$
ELS caractéristique	$1 - \frac{2e}{B} \geq \frac{1}{2}$	$1 - \frac{2e}{B} \geq \frac{3}{4}$	$\left(1 - \frac{2eB}{B}\right) \left(1 - \frac{2eL}{L}\right) \geq \frac{2}{3}$
ELS fréquent	$1 - \frac{2e}{B} \geq \frac{2}{3}$	$1 - \frac{2e}{B} \geq \frac{9}{16}$	$\left(1 - \frac{2eB}{B}\right) \left(1 - \frac{2eL}{L}\right) \geq \frac{1}{2}$
EIS quasi-permanent	$1 - \frac{2e}{B} \geq \frac{2}{3}$	$1 - \frac{2e}{B} \geq \frac{9}{16}$	$\left(1 - \frac{2eB}{B}\right) \left(1 - \frac{2eL}{L}\right) \geq \frac{1}{2}$

eB et *eL* désignent pour une semelle rectangulaire les excentrement dans les directions liées respectivement à la largeur *B* et à longueur *L*.

2.4.1.4- Calcul de la résistance au glissement

Il s'appuie sur la relation 6.2 de la section 6.5.3 de l'Eurocode 7 – Partie 1. Il est effectué uniquement aux ELU et dans le cas des situations durables et transitoires, il met en œuvre l'approche de calcul 2. La relation utilisée est la suivante :

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

Avec :

H_d : la valeur de calcul de la force horizontale (ou parallèle à la base de la fondation) appliquée à la fondation superficielle ;

$R_{h,d}$: la valeur de calcul de la résistance au glissement à la base de la fondation ;

$R_{p,d}$: la valeur de calcul de la résistance frontale de la fondation.

On constate que les résistances équilibrant l'effort horizontal comprennent deux termes : l'un lié à la résistance au glissement à la base de la fondation et l'autre lié à la résistance frontale de la fondation. La résistance latérale mobilisable sur les côtés de la fondation est implicitement prise en compte dans la résistance frontale. La mobilisation de ces deux résistances nécessite des déplacements du sol qui ne sont pas du même ordre de grandeur : la résistance au glissement est mobilisée très rapidement tandis que la résistance frontale ne l'est que pour des déplacements du sol plus importants.

Le cumul des termes $R_{h,d}$ et $R_{p,d}$ est possible à condition que les déplacements nécessaires pour mobiliser simultanément ces deux résistances soient compatibles avec les exigences de la structure portée. En pratique, le terme $R_{p,d}$ est rarement considéré. Des conditions d'exécution très soignées peuvent toutefois permettre de le considérer en procédant par ailleurs à une estimation prudente de sa valeur (par exemple, en prenant un

CALCUL DES FONDATIONS SUPERFICIELLES

compte un coefficient de mobilisation permettant de limiter sa valeur au tiers ou à la moitié de sa valeur réelle).

Les coefficients partiels permettant de déterminer les valeurs de calcul $R_{h;d}$ et $R_{p;d}$ à partir de leur valeur caractéristique sont les suivantes.

Tableau. 2.5 : Vérifications à mener et coefficients partiels à utiliser pour la justification de la résistance au glissement d’une fondation superficielle.

		Vérifications à mener	Valeurs des coefficients partiels	
			ELU situations durables et transitoires	ELU situations accidentelles
Résistance au glissement	Conditions non drainées	$R_{h;d} = \min \left\{ \frac{1}{\gamma_{R;h} \gamma_{R;d;h}} (A'cu ; k); 0,4 Vd \right\}$	$\gamma_{R;h} = 1,1$ et	$\gamma_{R;h} = 1,0$ et
	Conditions drainées	$R_{h;d} = \frac{RVdtang\delta a;k}{\gamma_{R;h} \gamma_{R;d;h}}$	$\gamma_{R;d;h} = 1,1$	$\gamma_{R;d;h} = 1,1$
Résistance frontale		$R_{p;d} = \frac{Rp;K}{\gamma_{R;e}}$	$\gamma_{R;e} = 1,4$	$\gamma_{R;e} = 1,1$
Résistance latérale		$R_{p;d} = \frac{Rp;K}{\gamma_{R;e}}$	$\gamma_{R;e} = 1,1$	$\gamma_{R;e} = 1,0$

La valeur de calcul de l’angle de frottement $\delta_{a;d}$ peut être égale à la valeur de calcul de l’angle de frottement interne à l’état critique φ'_{crit} pour les fondations en béton coulées en place et égal à $2 \varphi'_{crit} / 3$ pour les fondations préfabriquées lisses. En conditions drainées, il convient de négliger la cohésion effective c' .

On remarque que la valeur de la résistance au glissement dépend de la composante verticale V_d s’appliquant sur la fondation. Les facteurs partiels considérés pour le calcul de V_d sont égaux à ceux utilisés pour le calcul de H_d si les actions V_d et H_d ne sont pas indépendantes.

2.4.1.5- Calcul des tassements des semelles

Dans la norme NF P 94-261 et dans l’Eurocode 7, la question du déplacement et de la rotation des fondations superficielles n’est abordée qu’à l’ELS pour les combinaisons quasi-permanentes. Dans cet ouvrage, il ne s’agit pas de présenter les méthodes de calcul mais plutôt d’en décrire rapidement les principes.

Les annexes H, I et J de la norme NF P 94-261 sont consacrées à la question du déplacement et de la rotation des fondations superficielles. Les annexes H et I présentent des méthodes basées sur l’utilisation, soit de la pression limite Ménard (annexe H), soit de la résistance de cône (annexe I). Pour chacune de ces annexes, les méthodes proposées

doivent être considérées comme un bloc. Il ne s'agit pas de considérer certains aspects d'une méthode pour l'intégrer dans l'autre.

À partir de la pression limite Ménard, la méthode de calcul présentée dans la norme NF P 94-261 est celle de Ménard où les tassements dans le sol sont calculés jusqu'à une profondeur égale à huit fois la largeur de la fondation. Le sol est divisé en 16 couches d'égale épaisseur et un module pressiométrique est associé à chaque couche. Des coefficients correcteurs permettent de gérer la diffusion de la charge appliquée sur la fondation avec la profondeur et de donner plus ou moins d'importance aux couches de sol sous la semelle dans le calcul du tassement.

L'annexe J dresse une synthèse des méthodes de calcul du déplacement et de la rotation d'une semelle dans le cas où le terrain est assimilé à un milieu continu. La principale question posée est l'estimation du module de déformation du sol qui dépend du chemin de chargement ainsi que du taux de chargement (plus ou moins proche de la rupture). Une fondation isolée de petite taille ne transmet pas les mêmes efforts au sol qu'un radier. La répartition entre les déformations de volume et de cisaillement n'est pas la même et influe sur le choix du module de déformation à considérer. Dans certains cas, il peut s'agir du module d'Young (semelle isolée) et dans d'autres, du module œdométrique (radier). Ces méthodes analytiques de calcul des tassements et des rotations des semelles trouvent leur prolongement dans les méthodes numériques de calcul avec la possibilité d'utiliser divers logiciels de calcul mettant en œuvre la méthode des éléments finis ou des différences finies.

Les méthodes de calcul exposées dans la norme NF P 94-261 doivent être reliées à l'annexe H de l'Eurocode 7 – Partie 1 qui définit des valeurs limites pour les déformations des bâtiments. Différentes grandeurs sont définies :

- Le tassement S
- Le tassement différentiel δs ;
- La rotation θ ;
- La déformation angulaire α ;
- La déflection Δ et de la déflection relative Δ/L ;
- L'inclinaison ϖ et de la rotation relative (distorsion angulaire) β .

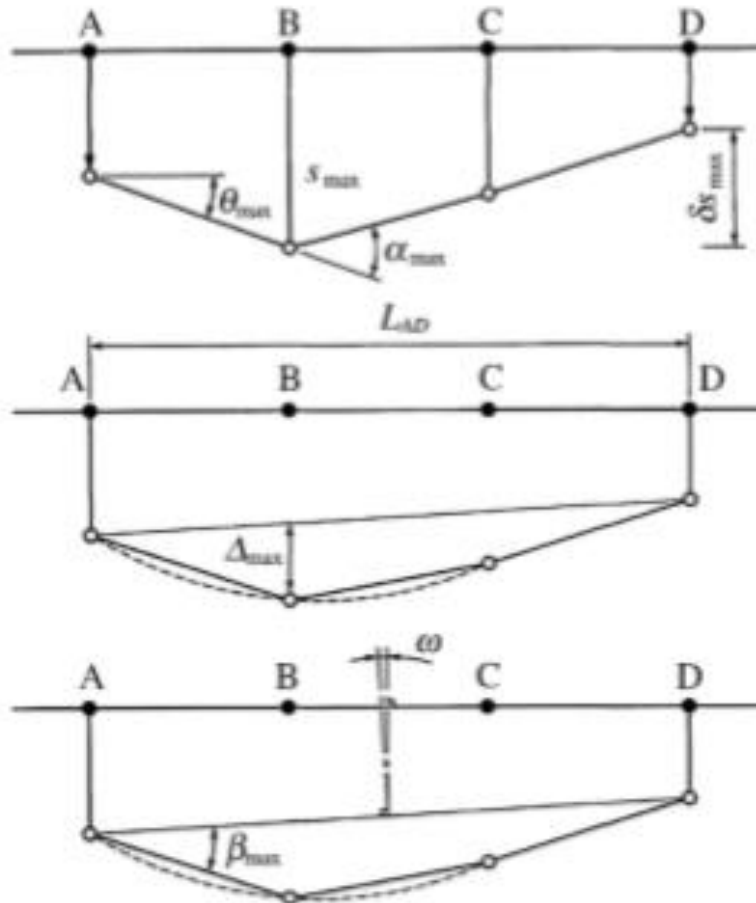


Figure. 2.2 : Notations relatives aux mouvements et rotations d'une semelle (d'après l'Eurocode 7, CEN 2005).

2.4.2- Formulaire pour le calcul des fondations superficielles

Ce formulaire a pour objectif de synthétiser les principales relations pour le calcul des fondations superficielles. En particulier, il comprend l'ensemble des relations nécessaires pour un calcul de fondations superficielles.

2.4.2.1- Portance à partir de c_u , c et φ :

En conditions respectivement non drainées et drainées, la valeur de la contrainte de rupture nette q_{net} est donnée par :

- $q_{net} = (\pi + 2)c_u b_c s_c i_c + q$ en conditions non drainées ;
- $q_{net} = c' N_c b_c s_c i_c + q'_{0N_q} b_q s_q i_q + q N_q b_q s_q i_q + 0,5 \gamma' B' N_\gamma b_\gamma s_\gamma i_\gamma$ en conditions drainées.

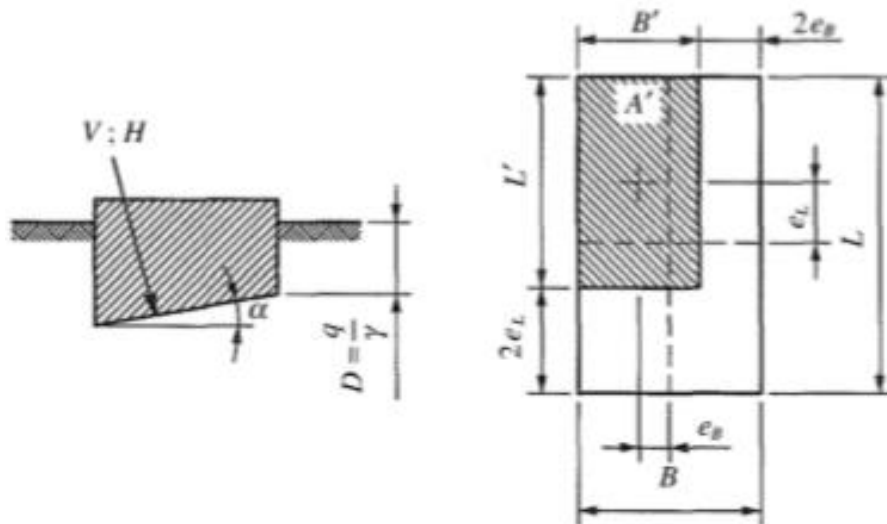


Figure. 2.3 : Notations pour les méthodes de calcul de la portance à partir de c' , φ' et c_u (d'après l'Eurocode 7, CEN 2005).

Tableau. 2.6 : Coefficients b_c , s_c et i_c – méthode analytique en conditions non drainées.

Facteurs/coefficients	Symbole	Expression
Inclinaison de la base ^a	b_c	$1 - \frac{2\alpha}{\pi+2}$
Forme	s_c	$1 + 0,2 \frac{B'}{L'}$
Inclinaison de la charge ^b	i_c	$\frac{1}{2} \left[1 + \sqrt{1 - \frac{H}{A'Cu}} \right]$ avec $H \leq A'Cu$
a α est l'inclinaison de la base de la fondation par rapport à l'horizontale		
b H est la valeur de calcul de l'effort parallèle au plan de la base de la fondation superficielle		

Tableau. 2.7 : Facteurs de portance, coefficients de base et de forme de la fondation, coefficients d'inclinaison de la charge – Méthode analytique en conditions drainées.

Facteurs / coefficients	Terme de surcharge ou de profondeur	Terme de cohésion	Terme de surface
Portance	$N_q = e^{\pi \tan \phi'} \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} \right)$	$N_c = \frac{Nq-1}{\tan \phi'}$	$N_v = 2 (N_q - 1) \tan \phi'$
Forme ^a	$S_q = 1 + \frac{B'}{L'} \sin \phi'$	$S_c = \frac{sqNq-1}{Nq-1}$	$S_v = 1 - 0,3 \frac{B'}{L'}$
Inclinaison de la base ^b	$b_q = (1 - \alpha \tan \phi')^2$	$b_c = b_q - \frac{(1-bq)}{Nc \tan \phi'}$	$b_v = (1 - \alpha \tan \phi')^2$
Inclinaison de la charge ^{c,d}	$i_q = \left[1 - \frac{H}{V+A'c' / \tan \phi'} \right]^m$	$i_c = i_q - \frac{(1-iq)}{Nc \tan \phi'}$	$i_v = \left[1 - \frac{H}{V+A'c' / \tan \phi'} \right]^{m+1}$
a : Ces formules s'appliquent également au cas des semelles carrées ou circulaires en prenant dans ce cas B' = L'.			
b, c : α est l'inclinaison de la base de la fondation par rapport à l'horizontale.			
d : V, H sont respectivement la valeur de calcul de l'effort normal et parallèle au plan de la base de la fondation superficielle.			

2.4.2.2- Portance à partir de p_{Lm}

a) Portance sous charge verticale centrée :

La valeur q_{net} est exprimée à partir de l'expression suivante :

$$q_{net} = k_p P_{le}^* \text{ avec } P_{le}^* = n \sqrt{\prod_{i=1}^n P_i^* l_i}; k; i$$

Le facteur de portance pressiométrique k_p doit être déterminé à partir de la relation suivante pour des valeurs de D_e / B ≤ 2 (D_e / B désigne la valeur de l'encastrement équivalent) :

$$K_p \frac{B}{L} = k_{p0} + \left(a + b \frac{D_e}{B} \right) \left(1 - e^{-c \frac{D_e}{B}} \right)$$

La valeur de la hauteur d'encastrement est déterminée à partir de la relation suivante :

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

Tableau. 2.8 : Valeurs numériques des coefficients a, b et c pour le calcul du facteur de portance k_p .

Catégorie de sol - Courbe de variation du facteur de portance		Expression de K_p			
		a	b	c	K_{p0}
Argiles et limons	Semelle filante - Q1	0,2	0,02	1,3	0,8
	Semelle carrée - Q2	0,3	0,02	1,5	0,8
Sable et graves	Semelle filante - Q3	0,3	0,05	2	1
	Semelle carrée - Q4	0,22	0,18	5	1
Craies	Semelle filante - Q5	0,28	0,22	2,8	0,8
	Semelle carrée - Q6	0,35	0,31	3	0,8
Marnes et marno-calcaires Roches altérées	Semelle filante - Q7	0,2	0,02	3	0,8
	Semelle carrée - Q8	0,2	0,3	3	0,8

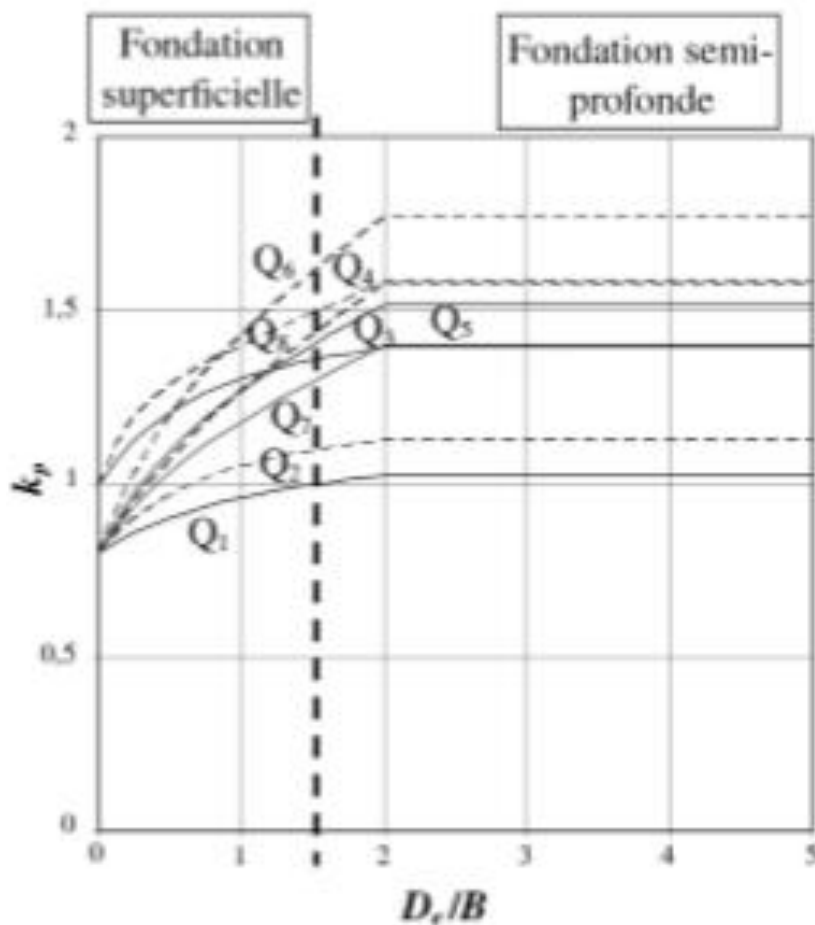


Figure. 2.4 : Facteur de portance k_p .

CALCUL DES FONDATIONS SUPERFICIELLES

b) Prise en compte de l'inclinaison δ du chargement

$$q_{net} = k_p P^* i_\delta$$

Dans le cas de sols fins ou cohérents (en général, des sols fins saturés), caractérisés par une cohésion non drainée c_u et un angle de frottement nul, la relation suivante doit être utilisée :

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

Dans le cas de sols grenus ou frottant (en général, des sables ou graves propres), caractérisés par un angle de frottement interne φ' et une cohésion c' nulle ou négligeable la relation suivante doit être utilisée :

$$i_\delta = \Phi_2(\delta) = \left(1 - \frac{2\delta_d}{\pi}\right)^2 - \frac{2\delta_d}{\pi} \left(2 - 3\frac{2\delta_d}{\pi}\right) e^{D_e/B} \text{ pour } \delta_d < \pi/4$$

$$i_\delta = \Phi_2(\delta) = \left(1 - \frac{2\delta_d}{\pi}\right)^2 - \left(1 - \frac{2\delta_d}{\pi}\right)^2 e^{D_e/B} \text{ pour } \delta_d \geq \pi/4$$

Dans le cas de sols présentant à la fois un caractère fin et grenu, la relation suivante doit être considérée :

$$i_\delta = \Phi_2(\delta) + (\Phi_1(\delta) - \Phi_2(\delta)) \left(1 - e^{-\frac{\alpha c}{\gamma B \tan(\varphi')}}\right)$$

où α est un paramètre de calage pris égal à 0,6.

c) Prise en compte de la pente d'un talus incliné à β :

$$q_{net} = k_p P^* i_\beta$$

Lorsque la base de la fondation est située à une distance d du bord du talus (Fig. 2.5), il est nécessaire de calculer un coefficient i_β qui dépend de la nature fine ou grenue du terrain ainsi que de la distance d .

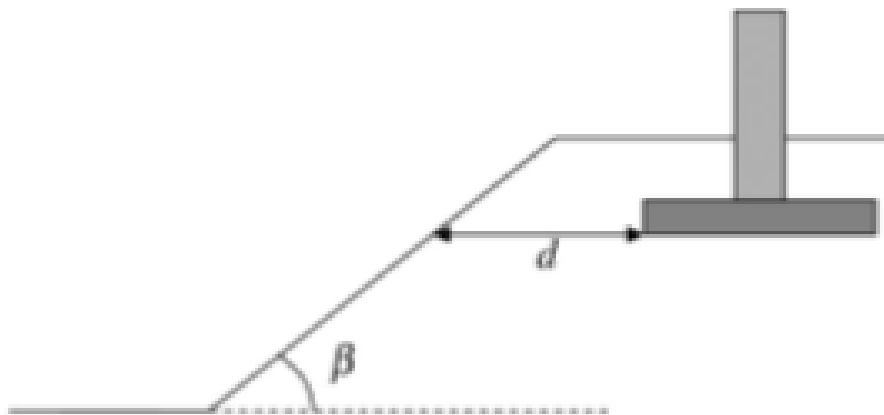


Figure. 2.5 : Définition de la longueur d et de l'angle β .

CALCUL DES FONDATIONS SUPERFICIELLES

Dans le cas de sols fins ou cohérents (en général, des sols fins saturés) caractérisés par une cohésion non drainée c_u et un angle de frottement nul, pour un encastrement quelconque, la relation suivante est à utiliser :

$$i_\beta = \psi_1(\beta) = 1 - \frac{B}{\pi} \left(1 - \frac{d}{8B}\right)^2$$

Dans le cas de sols grenus ou frottant (en général, des sables ou des graves propres) caractérisés par un angle de frottement interne φ' et une cohésion c' nulle ou négligeable, pour un encastrement quelconque, la relation suivante est à utiliser :

$$i_\beta = \psi_2(\beta) = 1 - 0,9 (\tan\beta)(1-\tan\beta) \left(1 - \frac{d + D_e/\tan\beta}{8\beta}\right)^2$$

Dans le cas de sols présentant à la fois un caractère fin et grenu, c'est-à-dire des sols intermédiaires, des sols marneux à calcaires, des sols indurés et certaines roches altérées, la relation suivante doit être considérée :

$$i_\beta = \psi_2(\beta) + (\psi_1(\beta) - \psi_2(\beta)) \left(1 - e^{-\frac{\alpha c}{\gamma B \tan(\varphi)}}\right)$$

où α est un paramètre de calage pris égal à 0,6.

d) Prise en compte simultanée des coefficients i_δ et i_β

$$q_{net} = k_p P^* i_\delta i_\beta$$

Dans le cas d'une fondation située à proximité d'un talus, les effets des coefficients i_δ et i_β ne se cumulent pas nécessairement. Si la charge est inclinée vers le talus alors les effets se cumulent ($i_\delta \cdot i_\beta$). Si la charge est inclinée vers l'intérieur du talus alors il convient alors de remplacer le produit $i_\beta \cdot i_\delta$ par le coefficient $i_{\delta\beta}$ qui est défini par les relations suivante :

$$i_{\delta\beta} = \min\left(\frac{i_\beta}{i_\delta}; i_\delta\right) \text{ pour chargement dirigé vers l'intérieur du talus } (\delta < 0)$$

$$i_{\delta\beta} = i_\delta \cdot i_\beta \quad \text{pour chargement dirigé vers l'extérieur du talus } (\delta > 0)$$

2.4.2.3. Tassement à partir de p_{LM}

Pour un sol homogène, le tassement final d'une fondation superficielle est calculé à partir de la formule suivante :

$$S_f = S_c + S_d$$

Avec :

S_f : le tassement final (tassement estimé pour une échéance de 10 ans),

S_c : le tassement sphérique (dû aux déformations volumétriques),

S_d : le tassement déviatorique (dû aux déformations de cisaillement).

CALCUL DES FONDATIONS SUPERFICIELLES

a. Cas d'un sol homogène

Dans le cas d'un sol homogène, les tassements sphériques S_c et déviatoriques S_d sont calculés selon les expressions suivantes :

$$S_c = \frac{\alpha}{9E_M} (q' - \sigma'_{v0}) \lambda_c B \text{ et } S_d = \frac{\alpha}{9E_M} (q' - \sigma'_{v0}) B_0 \left(\lambda d \frac{B}{B_0} \right)^\alpha$$

Avec :

E_M : le module pressiométrique Ménard,

q' : la contrainte moyenne effective appliquée au sol par la fondation.

σ'_{v0} : la contrainte verticale effective au niveau de fondation, dans la configuration du terrain avant travaux.

B_0 : une largeur de référence égale à 0,60 m,

B : la largeur de la fondation.

Le coefficient rhéologique α dépend de la nature du terrain et les coefficients de forme, λ_c , λ_d , fonction du rapport L/B sont définis dans les tableaux 2.9 et 2.10.

Tableau. 2.9 : Coefficient rhéologique des sols.

	Tourbe	Argile		Limon		Sable		Grave	
Type	A	E_M/P^*i	A	E_M/P^*i	α	E_M/P^*i	α	E_M/P^*i	α
Surconsolidé ou très serré	-	> 16	1	> 14	2/3	> 12	1/2	> 10	1/3
Normalement consolidé ou normalement serré	1	9 - 16	2/3	8 - 14	1/2	7 - 12	1/3	6 - 10	1/4
Sous-consolidé altéré et remanié ou lâche	-	7 - 9	1/2	5 - 8	1/2	5 - 7	1/3	-	-

Tableau. 2.10 : Coefficient rhéologique applicable aux roches.

Rocher	
Type	α
Très peu fracturé	2/3
Normal fracturé	1/2
Très fracturé	1/3
Très altéré	2/3

Tableau. 2.11 : Coefficients de forme.

L/B	Cercle	Carré	2	3	5	≥ 20
λ_c	1,00	1,10	1,20	1,30	1,40	1,50
λ_d	1,00	1,12	1,20	1,78	2,14	2,65

b. Cas d'un sol hétérogène

Pour un sol hétérogène, les tassements sphériques et déviatorique sont calculés respectivement à partir des expressions suivantes :

$$S_c = \frac{\alpha}{9E_c} (q' - \sigma'_{v0}) \lambda_c B \text{ et } S_d = \frac{\alpha}{9E_d} (q' - \sigma'_{v0}) B_0 \left(\lambda_d \frac{B}{B_0} \right)^\alpha$$

Avec :

E_c : le module pressiométrique Ménard équivalent correspondant à la zone où les déformations volumétriques sont prépondérantes (zone dite d'influence sphérique),

E_d : le module pressiométrique Ménard équivalent correspondant à la zone où les déformations de cisaillement sont prépondérantes (zone dite d'influence déviatorique),

α : est un coefficient rhéologique moyen de l'épaisseur de terrain.

Le calcul du module E_d nécessite un découpage du sol en tranches horizontales fictives sous la fondation (Fig. 2.6), chaque tranche ayant une épaisseur de $B/2$. Les modules équivalents E_c et E_d sont donnés par les formules suivantes :

$$E_c = E_1$$

E_c est égal à la valeur E_1 mesurée dans la tranche d'épaisseur $B/2$ située immédiatement sous la fondation.

$$\frac{1}{E_d} = \frac{0,25}{E_1} + \frac{0,3}{E_2} + \frac{0,25}{E_{3;5}} + \frac{0,1}{E_{6;8}} + \frac{0,1}{E_{9;16}}$$

$E_{i;j}$ est la moyenne harmonique des modules mesurés dans les couches i à j ($j > i$) :

$$\frac{1}{E_{i;j}} = \frac{1}{j-i+1} \sum_{k=1}^j \frac{1}{E_k}$$

Si les valeurs E_9 à E_{16} ou E_6 à E_{16} ne sont pas connues mais considérées comme supérieures aux valeurs sus-jacentes, E_d peut se calculer comme suit :

$$\frac{1}{E_d} = \frac{0,25}{E_1} + \frac{0,3}{E_2} + \frac{0,25}{E_{3;5}} + \frac{0,2}{E_{6;8}} \text{ OU } \frac{1}{E_d} = \frac{0,25}{E_1} + \frac{0,3}{E_2} + \frac{0,45}{E_{3;5}}$$

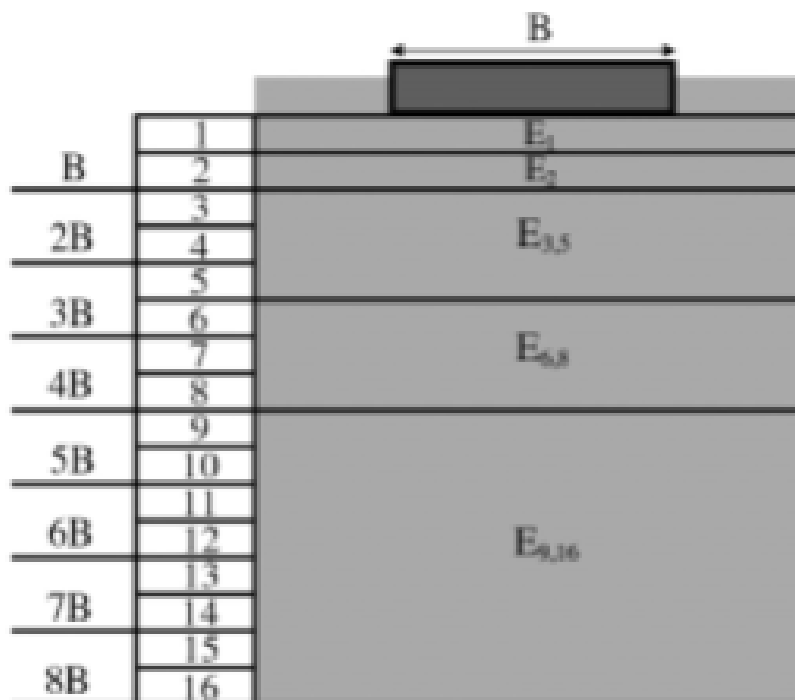


Fig. 2.6 : Calcul des modules harmoniques E_{ij} sous une fondation

2.5- CONCLUSION :

Ce chapitre dresse une synthèse des principales procédures de calcul, de dimensionnement et de justification des ouvrages géotechniques selon l'Eurocode 7 et les normes d'application françaises. Bien que ces normes de calcul définissent des principes de justification, il ne faut pas oublier que le travail de conception de l'ingénieur reste prépondérant. Les normes fournissent des listes de mécanismes de rupture et de déformation à prendre en compte pour les justifications aux ELU et aux ELS, mais elles ne sont pas exhaustives. Pour chaque projet, l'ingénieur doit donc développer une stratégie spécifique de conception et de dimensionnement.

L'Eurocode 7 et les normes associées (reconnaissance des terrains et essais, calcul, exécution, etc.) assurent que la sécurité des ouvrages soit garantie, mais ne doivent aucun cas diminuer les capacités d'innovation et les possibilités d'optimisation.

CHAPITRE III :

***ANALYSE NUMERIQUE DU CALCUL DE FONDATIONS
SUPERFICIELLES***

3.1- Introduction :

Dans ce troisième chapitre, on abordera le calcul des fondations superficielles par l'Eurocode7.

Le calcul se fait d'une manière numérique, en programmant les différentes étapes de calcul. Pour cela on a commencé dans une première étape à présenter l'outil de programmation qui est Matlab. Ensuite on va établir les différents organigrammes de calculs suivant les cas qui se présentent dans l'analyse des fondations superficielles. Après la programmation de l'ensemble de ces procédures, des applications pédagogiques suivront pour valider le programme réalisé.

3.2- présentation du logiciel Matlab :

Des millions d'ingénieurs et de scientifiques dans le monde utilisent MATLAB pour une gamme d'applications, dans l'industrie et dans le milieu universitaire. Différents domaines utilisent ce logiciel vu sa puissance et sa souplesse, on cite parmi ces domaines : l'automatique, le traitement du signal et les communications, le traitement d'images et de vidéos, les systèmes de contrôle, les tests et mesures, la finance informatique, la biologie informatique et le génie-civil, etc.

Matrix Laboratoire est un logiciel commercial développé par la Société « The Math Works ». MATLAB est un environnement puissant, complet et facile à utiliser destiné aux calculs scientifiques. Il apporte aux ingénieurs, chercheurs et à tout scientifique un système interactif intégrant des calculs numériques et visualisations.

MATLAB possède les particularités suivantes par rapport à d'autres logiciels :

- La programmation facile au niveau des syntaxes qui sont très intelligibles, (par exemple : For, If, while...).
- La continuité parmi les valeurs entières, réelles et complexes, (par exemple : le nombre entier 2 peut s'écrire en nombre réel 2,00 ou en nombre complexe $2 + 0.i$).
- La gamme étendue des nombres et leurs précisions, (par exemple : un entier est compris entre l'intervalle $[-127, 127]$ dans d'autre langages).
- La bibliothèque mathématique très compréhensive, (l'inversion matrice : $inv()$, ...).
- L'outil graphique inclut les fonctions d'interface graphique et les utilitaires.
- La possibilité de liaison avec les autres langages classiques de programmations (C ou Fortran).

La bibliothèque des fonctions mathématiques dans MATLAB donne des analyses mathématiques très simples. En effet, l'utilisateur peut exécuter dans le mode commande n'importe quelle fonction mathématique se trouvant dans la bibliothèque sans avoir à recourir à la programmation.

3.3- Organigramme de calcul :

3.3.1- Capacité portante à partir de C_u , C' et Φ :

L'organigramme de cette partie présente la méthode de calcul de la contrainte de rupture nette à partir de l'essai en laboratoire traditionnelle aux conditions drainé ou non drainé en fonction des termes de profondeur, cohésion et surface.

3.3.2- Capacité portante à partir de l'essai pressiomètre :

a) Portance sous charge verticale

Notre objectif est de calculer la contrainte de rupture nette en fonction du facteur de portance pressiométrique et la pression limite nette équivalente avec les coefficients réducteurs qui sont pris égal à 1.

b) Prise en compte de l'inclinaison δ du chargement

Afin de calculer la contrainte de rupture nette dans le cas de chargement de δ , on prend en compte le coefficient de réducteur δ , et pour cela, on a trois cas : Sol fin, sol grenu et sol à la fois fin et grenu avec α (paramètre de calage) égale à 0,6.

c) Prise en compte de la pente d'un talus incliné d'un angle β :

Pour calculer la contrainte de rupture nette en cas de chargement β , on prend en compte le coefficient réducteur β avec la même procédure de l'inclinaison δ du chargement.

d) Prise en compte simultané des coefficients i_β et i_δ :

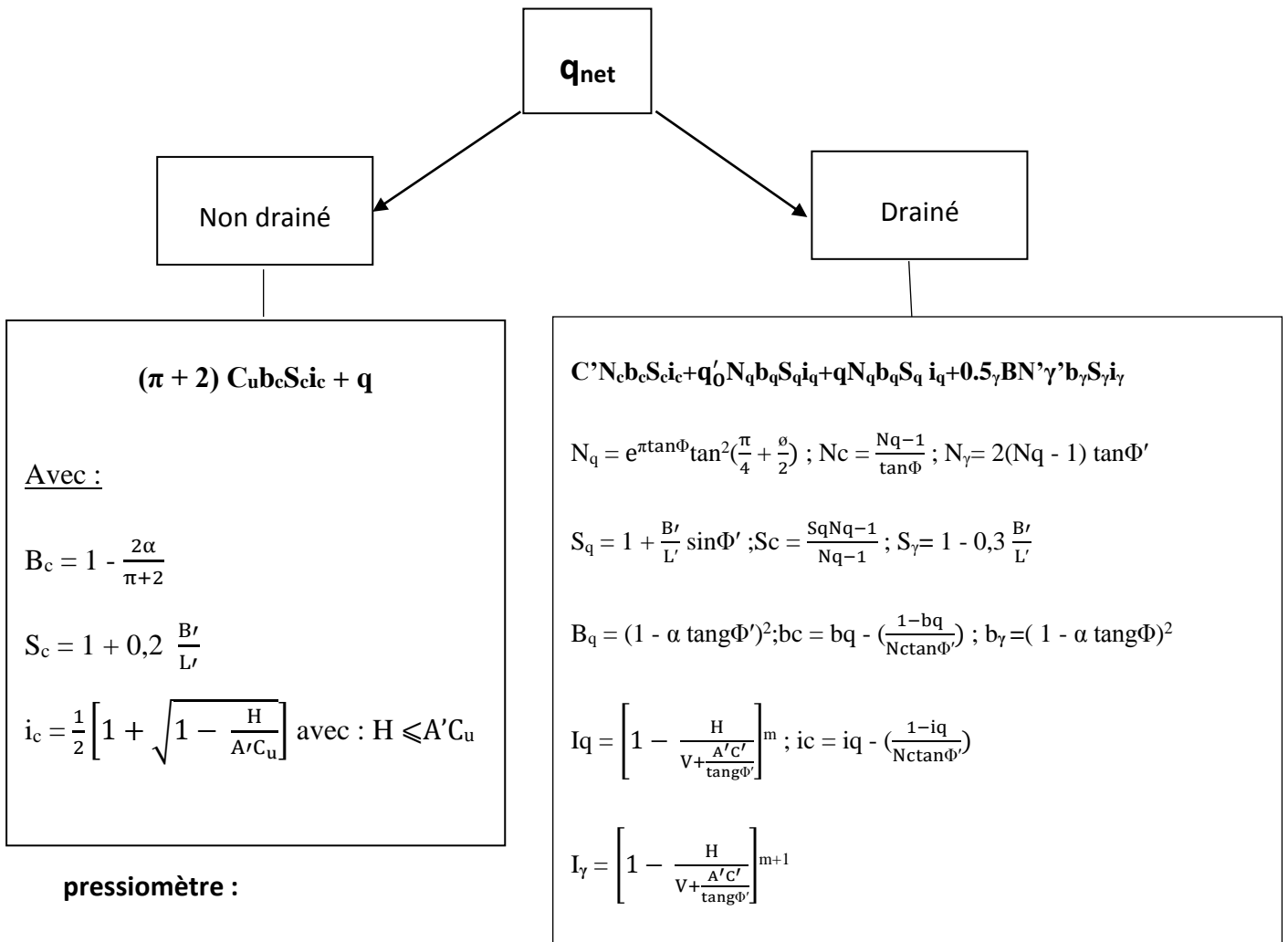
Pour calculer la contrainte de rupture nette dans le cas étudié, on prend les coefficients réducteur β et δ et pour cela en a deux cas :

- ✓ Chargement dirigé vers l'extérieur du talus.
- ✓ Chargement dirigé vers l'intérieur du talus.

3.3.3- Tassement :

Afin de calculer le tassement final on doit sommer les tassement déviatorique et sphérique pour les sols homogène et hétérogène, on doit suivre les calculs présentés dans l'organigramme

Capacité portante à partir de C_u , C' et Φ :



a) Portance sous charge verticale :

$q_{net} = k_p P^*_{le}$

Avec :

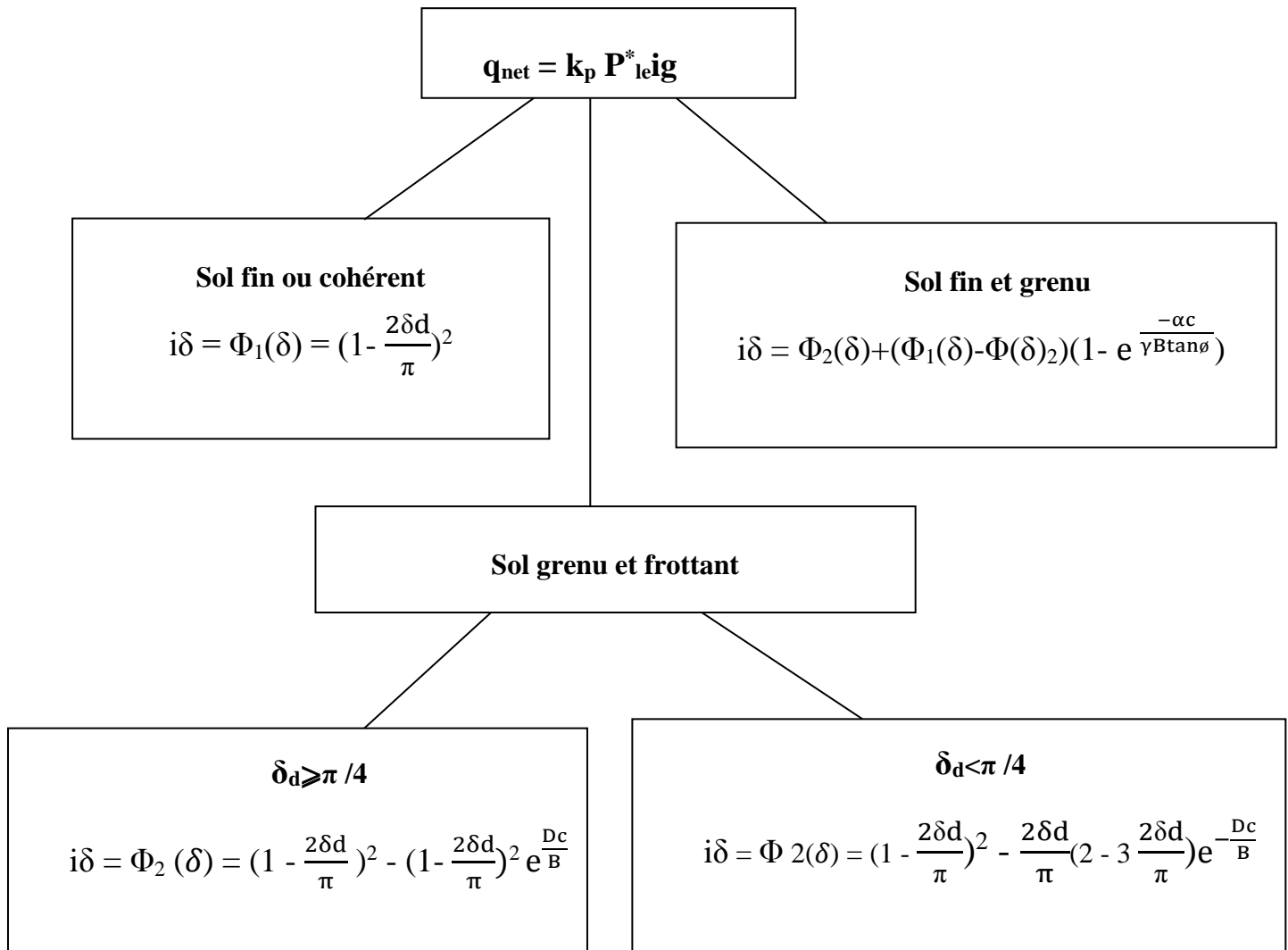
$$P^*_{le} = n \sqrt{\pi i^n} = P^* l; k; i$$

$$\text{Et } k_p = k_{p0} + \left(\alpha + b \frac{D_e}{B} \right) \left(1 - e^{-c \frac{D_e}{B}} \right)$$

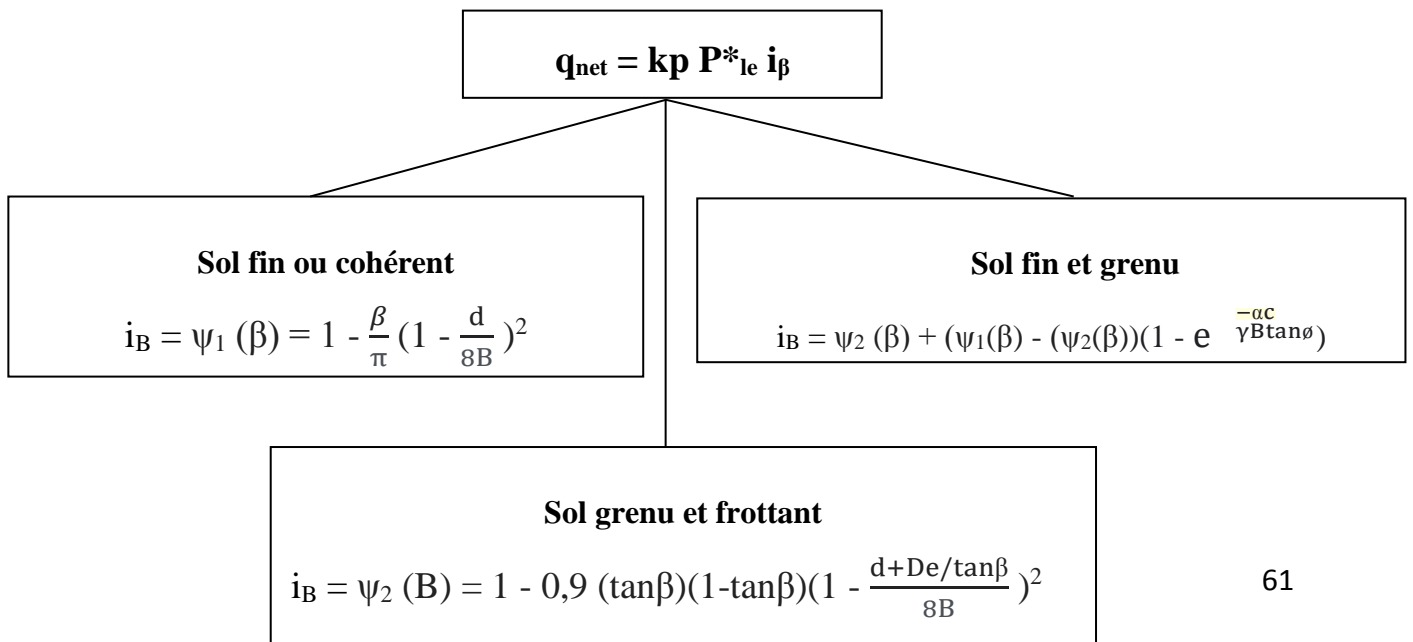
$$\text{Avec } D_e = \frac{1}{P^*_{le}} \int_0^D p^* l(z) dz$$

a, b, c, k_{p0} ⇒ extraire à partir du tableau 2.9.

b) Prise en compte de l'inclinaison δ du chargement



c) Prise en compte de la pente d'un talus incliné à β :



d) Prise en compte simultanée des coefficients $i\beta$ et $i\delta$:

$$q_{net} = k_p P^* i \delta \beta$$

Chargement dirigé vers l'extérieur du talus ($\delta > 0$)

$$i\delta\beta = \min\left(\frac{i\beta}{i\delta}; i\delta\right)$$

Chargement dirigé vers l'intérieur du talus ($\delta < 0$)

$$i\delta\beta = i\delta, i\beta$$

Tassement

Tassement

Sol homogène

$$S_c = \frac{\alpha}{9EM} (q' - \sigma'_{v0}) \lambda_c B ; S_d = \frac{\alpha}{9EM} (q' - \sigma'_{v0}) B_o \left(\lambda_d \frac{B}{B_o}\right)^\alpha$$

$\alpha \Rightarrow$ Voir le tableau 2.9 et 2.10.

λ_c et $\lambda_d \Rightarrow$ Voir le tableau 2.1 2.2

Sol hétérogène

$$S_c = \frac{\alpha}{9E_c} (q' - \sigma'_{v0}) \lambda_c B ; S_d = \frac{\alpha}{9E_d} (q' - \sigma'_{v0}) B_o \left(\lambda_d \frac{B}{B_o}\right)^\alpha$$

Avec :

$$E_c = E_1 (E_1 = B/2)$$

$$\frac{1}{E_d} = \frac{0,25}{E_1} + \frac{0,3}{E_2} + \frac{0,25}{E_{3,5}} + \frac{0,1}{E_{6,8}} + \frac{0,1}{E_{9,11}}$$

S : E_9 à E_{16} ou E_6 à E_{16} ne sont pas connues.

$$\frac{1}{E_d} = \frac{0,25}{E_1} + \frac{0,3}{E_2} + \frac{0,25}{E_{3,5}} + \frac{0,2}{E_{6,8}}$$

$$\text{Ou } \frac{1}{E_d} = \frac{0,25}{E_1} + \frac{0,3}{E_2} + \frac{0,45}{E_{3,5}}$$

$$\frac{1}{E_{i,j}} = \frac{1}{j-i+1} \sum_{k=1}^j \frac{1}{E_k}$$

3.4- Applications et interprétations :

Etude des cas :

Dans l'objectif d'analyser les résultats, des programmes sur Matlab ont été établis pour interpréter les cas suivants :

3.4.1- Fondation rectangulaire dans un sol sableux (laboratoire) :

- Données du problème :

Cet exemple est extrait de Bouafia, 2015

Une fondation carrée en béton armé coulé sur place, de 5,65 m de côté, est fichée à 2 m par rapport au terrain naturel dans un sol composé du sable sec moyennement dense de grande épaisseur, caractérisé par les valeurs géotechniques suivantes : $\gamma' = 20 \text{ kN/m}^3$, $\phi' = 35^\circ$, $c' = 0 \text{ kPa}$. L'ouvrage reposant sur la fondation est une cheminée haute de 10 m, transmettant à la fondation une force verticale permanente centrée $V = 2921.7 \text{ kN}$, et une force horizontale variable $H = 450 \text{ kN}$. Avec excentricité de B égale à 1.85 m est celle de L est nulle, et la valeur de $\theta = 0^\circ$.

Les valeurs introduites dans le programme sont :

$C' = 0$ (terrais sableux) ; $\phi' = 35^\circ$, $q = \gamma' \times D = 20 \times 2 = 40 \text{ kN/m}^2$; $q'_0 = 0$; $\alpha = 0$; $\gamma' = 20 \text{ kN/m}^3$

$B = 5.65 \text{ m}$; $L = 5.65 \text{ m}$; $e_B = 1.85 \text{ m}$; $e_L = 0 \text{ m}$; $H = 450 \text{ kN}$; $V = 2921.7 \text{ kN}$ et $\theta = 0^\circ$.

Avec les conditions suivantes :

- La composante horizontale de la charge agit dans la direction de B'
- Condition drainée.

Résultats :

qnet = 1557.6 kN/m²

On a obtenu ce résultat après excursions de notre programme. Ci-après on montre l'exécutable de notre programme, où on va traiter un exemple de calcul et on montre ce que voit l'utilisateur du programme, c'est-à-dire l'interface utilisateur. Aussi pour montrer les différentes données nécessaires pour utiliser le programme.

CALCUL DES FONDATIONS SUPERFICIELLES

>> portance_laboratoire

donner la valeur de cu(kpa) :0

cu =

0

donner la valeur de c_prime(kpa) :0

c_prime =

0

donner la valeur de phi(angle de frottement en degré) : 0

phi =

0

donner la valeur de phi_prime (angle de frottement a condition drainé en degré) : 35

phi_prime =

35

donner la valeur de q(Pression de surcharge au niveau de la base de la fondation en kn/m2) : 40

q =

40

CALCUL DES FONDATIONS SUPERFICIELLES

donner la valeur de alpha (Inclinaison de la base de la fondation par rapport a horizontale en degré) : 0

alpha =

0

donner la valeur de gama_prime (kn/m3):20

gama_prime =

20

donner la valeur de B(m) : 5.65

B =

5.6500

donner la valeur de L(m) : 5.65

L =

5.6500

donner la valeur de eB(m):1.85

eB =

1.8500

CALCUL DES FONDATIONS SUPERFICIELLES

donner la valeur de $eL(m)$:0

$eL =$

0

donner la valeur de H (la valeur de calcul de l'effort parallèle au plan de la base de la fondation superficielle kn/m) : 450

H =

450

donner la valeur de theta (Angle donnant la direction de H en degré) : 0

theta =

0

donner la valeur de v (la valeur de calcul de l'effort normal kn/m) : 2921.7

v =

2.9217e+03

$Nq =$

33.2590

CALCUL DES FONDATIONS SUPERFICIELLES

A_prime =

11.0175

Nc =

46.0706

N_gama =

45.1760

Sq =

1.1980

Sc2 =

1.2041

S_gama =

0.8965

CALCUL DES FONDATIONS SUPERFICIELLES

bq =

1

bc2 =

1

b_gama =

1

est ce que la composante horizontale de la charge agit ? : dans la direction de B_prime

m =

dans la direction de B_prime

m =

2.2303

iq =

0.6886

ic2 =

0.6839

i_gama =

0.5826

condition de drainage drainé

x =

drainé

q_net =

1.5576e+03

3.4.2- Semelle continue dans la marne (in situ) :

- Données du problème :

Une fondation continue de 1,6 m de largeur est fichée à 1.5 m dans un sol composé d'une terre végétale sur 0,5 m, ensuite d'une couche de marne verte grisâtre devenant grise beige en profondeur. Cette couche est de consistance faible à moyenne jusqu'à 3 m et devient ensuite raide à très raide. On considère un poids volumique humide $\gamma=20 \text{ kN/m}^3$. Les résultats de sondage pressiométrique sont : $P^*le=1071 \text{ kpa}$, $De=0,7\text{m}$,

Les données de cette application ont été extraites de Baguelin et Zerhouni (2011).

Les valeurs introduites dans le programme sont :

$De=0,7\text{m}$; $d=0\text{m}$; $D=1,5$; $B=1,6$; $L=40\text{m}$; $\gamma=20 \text{ kN/m}^3$; $P^*le=1071 \text{ kPa}$

CALCUL DES FONDATIONS SUPERFICIELLES

Avec les conditions suivantes :

- Sol marne et marno calcaire – semelle filante
- Charge verticale centrée

Résultats :

qnet= 1081,8 KN/m²

✚ Pour le calcul de tassement on a utilisé le même exemple précédent :

- Données du problème :

Les mêmes données de cas 2 avec : E1=8.9 MPa ; E2=14.2 MPa ; E3-5=102.7 MPa ; E6-8=42 MPa ; EM=8900 Kpa ; q'=156 Kpa ; $\alpha=0.67$

Les valeurs introduites dans le programme sont :

EM=8900 Kpa ; E1=8900 Kpa ; E2=14200 Kpa ; E3-5=102700 Kpa ; E6-8=42000 ; q'=156 Kpa ; $\sigma'_0 = \gamma \times D = 20 \times 1.5 = 30$ Kpa ; B=1.6m ; L=40m ; $\alpha=0.67$

Avec les conditions suivantes :

- L/B \geq 20.
- Les valeurs E9 à E16 ou E6 à E16 ne sont pas connues.
- Sol hétérogène.

Résultats :

S=3,4 mm

3.5- Etude paramétrique :

Cette partie a pour objectif l'analyse de l'influence de quelques paramètres sur la contrainte de rupture nette, tel que : l'angle de frottement et la cohésion par rapport aux essais de laboratoire, l'inclinaison du chargement et l'inclinaison du talus par rapport à l'essai pressiométrique et sur le tassement : la largeur de semelle.

3.5.1- Influence de l'angle de frottement ϕ'

Dans cette partie nous avons modifié l'angle de frottement en adaptant les valeurs suivantes : $\phi' = 25^\circ, 30^\circ, 35^\circ(\text{réf}), 40^\circ$.

Le tableau 3.1 montre les résultats de calcul en termes de la contrainte de rupture nette en fonction de l'angle de frottement. Ces résultats ont été présentés sous forme de graphe.

Tableau 3.1. Influence de l'angle de frottement sur la contrainte de rupture nette .

ϕ' (°)	q_{net} (KPa)
25	427,98
30	798,3
35(référence)	1557,6
40	3236,3

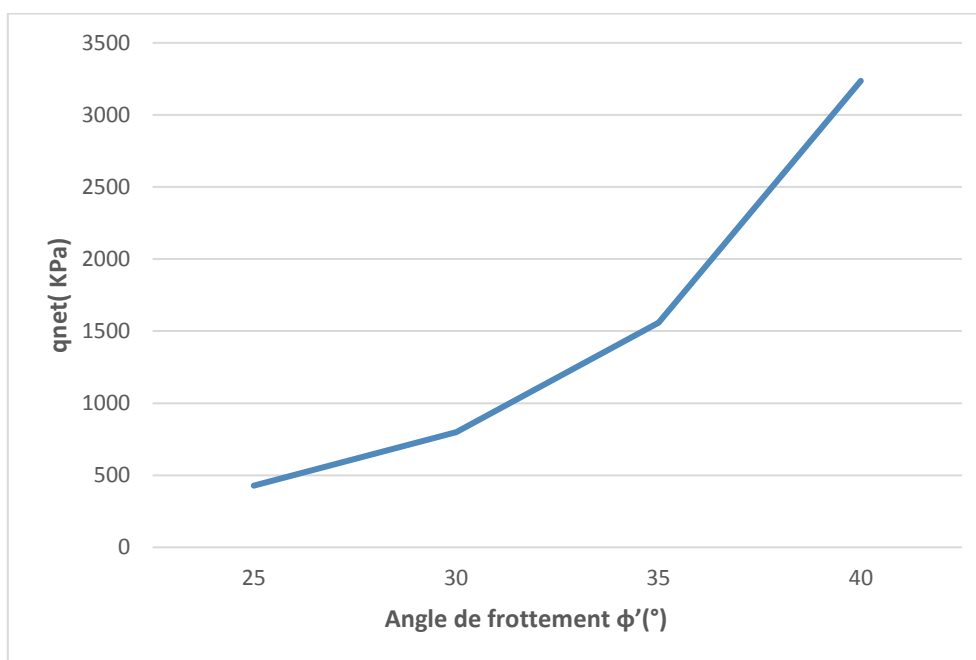


Figure 3.1. La contrainte de rupture nette en fonction de l'angle de frottement

La courbe de la (figure. 3.1) montre que de la contrainte de rupture nette est en relation proportionnelle avec l'angle de frottement donc plus le sol a un grand angle de frottement ϕ' plus q_{net} (KPa) augmente.

3.5.2- Influence de la cohésion c' :

En ce qui suit nous avons modifié la cohésion c' en utilisant les valeurs suivant :

$C'=0$ (réf), 10 KPa, 15 KPa, 20 KPa.

Les résultats suivants ont été résumé sous forme de tableau et ensuite une courbe a été tracé.

Tableau 3.2. Influence de la cohésion sur la contrainte de repture nette.

c' (KPa)	q_{net} (KPa)
0 (référence)	1557,6
10	1981,9
15	2198,6
20	2417,9

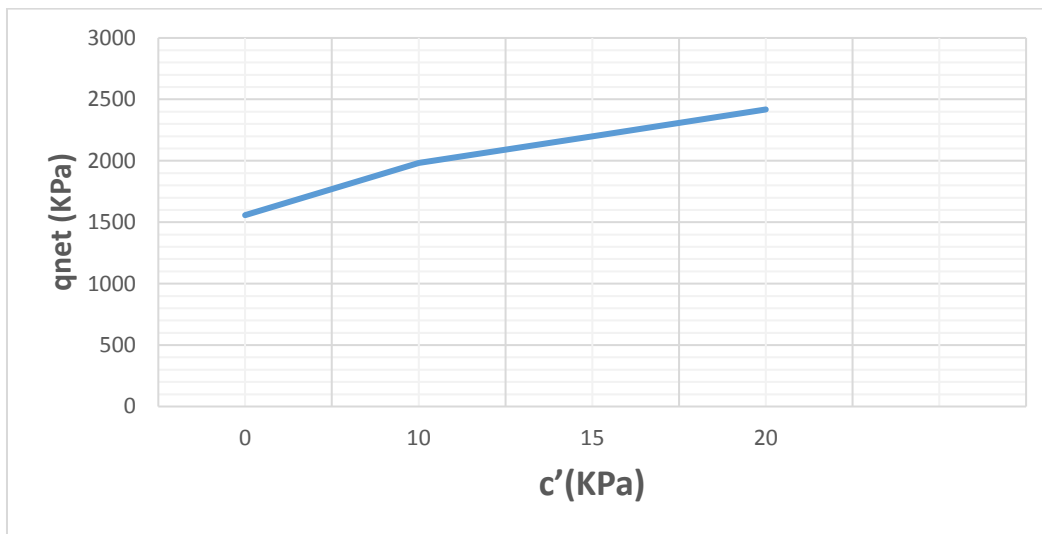


Figure 3.2. la contrainte de repture nette en fonction de la cohésion

Le tableau ainsi que la figure 3.2 montrent que la contrainte de rupture nette augmente en fonction de l'augmentation de la cohésion, elles sont donc en relation proportionnelle.

3.5.3- Influence de l'inclinaison de chargement δ et l'inclinaison de talus β :

Dans cette partie on a modifié une fois l'inclinaison de chargement δ , une fois l'inclinaison du talus β et dans la troisième fois en prenant les deux en même temps. En ajoutant les données et les conditions suivant :

$d=5m$

$\phi'=0$; c'est le cas d'un sol cohérent.

Le chargement δ dirigé vers l'extérieur

Les résultats suivants sont résumés sous forme de tableau 3.3 :

Tableau 3.3. Influence des inclinaisons β et δ sur la contrainte de repture nette

Inclinaison β et δ (°)	qnet (KPa)
$\beta = 0$ et $\delta = 0$ (référence)	1081,8
$\beta = 0$ et $\delta = 10$	854,78
$\beta = 20$ et $\delta = 0$	1037,12
$\beta = 20$ et $\delta = 10$	217,30

On observe une influence significative de l'inclinaison de chargement δ et l'inclinaison de talus β sur les valeurs de la contrainte de rupture nette dont lorsqu'elles sont nulles, la contrainte de rupture nette est égale à 1081,8 kPa alors que lorsque $\beta = 20^\circ$ et $\delta = 10^\circ$, elle est de l'ordre de 217,30 kPa seulement.

3.5.4- Influence de largeur B sur le tassement :

Dans cette partie on a modifié les largeurs de semelles en adaptant les valeurs suivantes : B=1m, 1.6(réf), 2m, 4m, 5m.

Le tableau 3.4 montre les résultats de calcul en termes de tassement en fonction de la largeur B. Ces résultats ont été présentés sous forme une courbe (figure 3.3)

Tableau 3.4. Influence du largueur sur le tassement

B(m)	S(mm)
1	2,2
1,6 (référence)	3,4
2	4,1
4	8,4
5	9,5

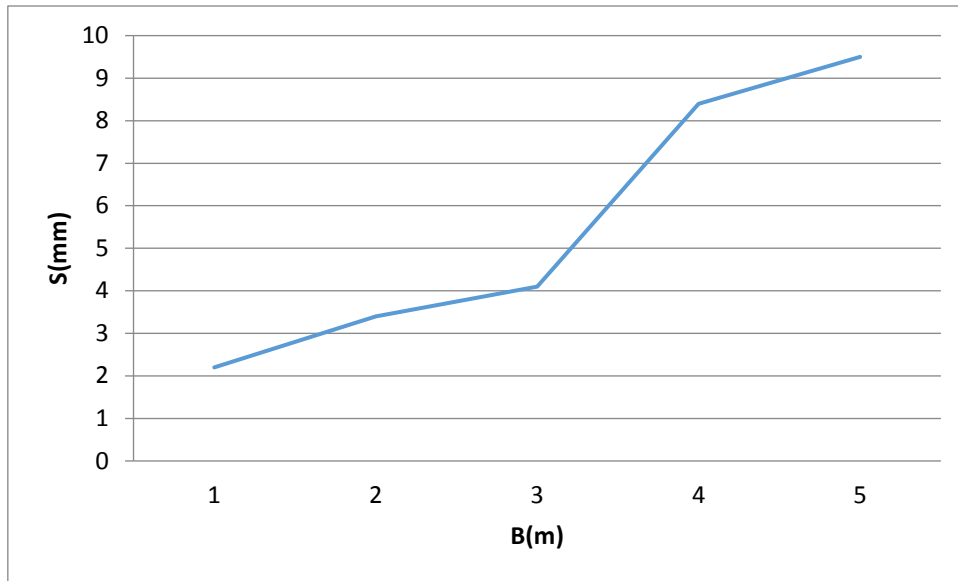


Figure 3.3. Le tassement en fonction du largeur

On observe que lorsque $B(m) = 1$, le tassement total est égal à 2,2 mm cependant plus la largeur de la fondation est élevée plus les valeurs de $S(mm)$ augmentent.

3.6- Conclusion :

Ce chapitre fait le point sur le calcul des fondations superficielles selon l'Eurocode 7 à l'aide des programmes sur le logiciel MATLAB, les différentes méthodes de calcul sur des organigrammes ont été démontré bien en détails. Trois cas d'application ont été traités afin d'analyser le comportement de la fondation et/ou bien de calculer la contrainte de la rupture nette.

En plus des résultats d'une étude paramétrique où on voit bien l'influence de chaque paramètre à part.

CONCLUSION GENERALE

Les fondations superficielles sont des éléments structuraux très importants dans la transmission des charges de la structure au sol d'assise.

Il y a eu plusieurs codes de calculs depuis l'avènement de la branche de la mécanique des sols. Ces codes se sont évolués et à chaque incident sur ouvrage géotechnique, les ingénieurs praticiens et chercheurs apportent des réflexions et recommandations nécessaires sur les différents codes de calculs afin d'assurer la plus grande sécurité aux ouvrages.

Dans ce mémoire dédié à la réglementation de l'Eurocode 7 : Calcul des fondations superficielles, nous avons essayé de synthétiser les méthodes de calculs sous formes d'organigrammes et de tableaux de valeurs afin que les étudiants de graduation et les ingénieurs praticiens se retrouvent facilement et puisse appliquer ce code de calcul aisément.

La programmation de ces procédures de calcul sous Matlab nous a permis d'approfondir les connaissances dans le domaine numériques en appliquant des exemples de calculs sur quelques cas réels.

Ensuite on a terminé par une étude comparative qui nous a permis de déduire que :

- La capacité portante d'une fondation superficielle augmente avec l'augmentation de l'angle de frottement et la cohésion.
- La capacité portante diminue avec l'augmentation de l'inclinaison de la charge et du talus, ce qui va dans le sens du risque de rupture par poinçonnement.

Comme perspective à ce travail, nous proposons de faire des abaques de calculs suivant différentes valeurs de la cohésion et de l'angle de frottement, de l'inclinaison de la charge pour aider les ingénieurs praticiens dans un avant-projet.

Références bibliographiques

BAHAMMA Soumia (2018). Etude numérique de la capacité portante d'une fondation. Mémoire de master, Université de Mohamed khider – Biskra.

BENDJEDIA Hayat (2015). Fiabilité des fondations superficielles et méthode de calcul. Mémoire de Magister, université des frères Mentouri - Constantine.

BOUOKBA MRABENT Souad Amel (2016). Calcul pratiques des fondations. Université Usto - Oran.

BURLON Sébastien, CARPINTEIRO Luis, GLANDY Michel (2015). Calcul géotechnique selon l'Eurocode 7 et ses normes d'application.

BURLON Sébastien, DESODT Clément, HABERT Julien, REIFFSTECK Philippe (2017). Calcul des ouvrages géotechniques selon l'Eurocode 7.

DELL (2013). Fondations superficielles.

FRANK Roger (1998). Fondations superficielles: Technique de l'ingénieur.

FRANK Roger (2005). Développement de l'Eurocode 7 «Calcul géotechnique».

MEBARKI Ammar (2021). Règles parasismique eurocodes7.

PLUMELLE (2003). Géotechnique. Cours Cnam.

RAZAN AMAHIRATRA Tevina Domoina (2016). Automatisation des méthodes de calcul de capacités portantes des fondations superficielles d'un bâtiment.