

17/6/2013, 81c

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Mémoire de Mastère

Présenté à l'Université de Guelma
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de : Génie Civil et Hydraulique
Spécialité : Géotechnique
Option : Géotechnique



Présenté par :

Maalem Fateh

Thème : Calcul analytique et numérique de la capacité portante selon l'Eurocode 7

Sous la direction de : **Dr. LAFIFI BRAHIM**

Juin 2013



*D*édicaces

*Je voudrais dédier cet humble travail
à toute ma famille, A ma mère qui m'a éclairée mon chemin et
qui m'a encouragé et soutenue toute au long de mes études*

qui nous a quitté à jamais, Qui ont veillé à ce que

Je sois ce que je suis devenu maintenant.

A mes frères Razik, Kamel, Zoubir.

A mes sœurs.

A mes amis

A tous ceux qui m'aiment.

R*emerciement*

À travers ce modeste travail, je tiens à exprimer mes profonds remerciements à

DIEU *qui m'a donné force, patience, courage, santé et volonté pour réaliser ce travail*

*J'adresse mes vifs remerciements à Monsieur **Lafji brahim**, mon encadreur, Maître de conférences à l'Université de Guelma.*

Je le remercie infiniment de m'avoir guider à effectuer ce travail et a consacré son temps pour m'aider, Mercie une autre fois.

Je remercie :

***Mr : Nouaouria Med Salah**, Professeur à l'Université de Guelma, pour avoir accepté de présider le jury.*

***Mr : Bouteldja Fateh**, Maître de conférences à l'Université de Guelma.*

***Mr : Boutahir/Bencheikh M**, Maître de conférences à l'Université de Guelma.*

Qui ont accepté de juger ce travail

Je remercie toutes les personnes qui m'ont aidé de près ou de loin pour la réalisation de ce travail..

SOMMAIRE*Page**Chapitre I Généralités sur la norme Eurocode 7*

I.1	Historique du programme des Eurocodes.....	1
I.2	Statut et domaine d'application des Eurocodes	3
I.3	Les lectures des Eurocodes	3
I.4	Normes nationales transposant les Eurocodes.....	4
I.5	Présentation de l'Eurocode 7	5
I.5.1	Champs d'application de l'Eurocode	5
I.5.2	Structure de l'Eurocode 7.....	5
I.6	Principes généraux de l'Eurocode 7	7
I.6.2	Classification des actions	8
I.6.3	Situations de calcul	8
I.6.4	Valeurs caractéristiques et valeurs de calcul	8
I.6.5	Organisation des études géotechniques	9

Chapitres II : Dimensionnement géotechnique par le calcul

II.1	Généralités	10
II.2	Actions	10
II.3	Propriétés des terrains	11
II.4	Données géométriques	11
II.5	Valeurs caractéristiques	11
II.5.1	Valeurs caractéristiques des actions	11
II.5.2	Valeurs caractéristiques des paramètres géotechniques	11
II.5.3	Valeurs caractéristiques des paramètres géométriques	12
II.6	Valeurs de calcul	12
II.6.1	Valeurs de calcul des actions	12
II.6.2	Valeurs de calcul des paramètres géotechniques	13
II.6.3	Valeurs de calcul des paramètres géométriques	13
II.6.4	Valeurs de calcul des propriétés des matériaux des structures	13

II.7	Etats limites ultimes	13
II.7.1	Vérification de l'équilibre statique (EQU)	15
II.7.2	Vérification de la résistance pour les états limites de la structure et du terrain (STR) et (GEO)	17
II.8	Approches de calcul	19
II.8.2	Approches de calcul1	19
II.8.2	Approche de calcul 2	19
II.8.3	Approche de calcul 3	19
II.9	Procédure de vérification pour le soulèvement hydraulique(UPL).....	20
II.10	Vérification de la résistance à la rupture par soulèvement du terrain du fait de l'écoulement de l'eau (HYD)	21

Chapitres III : Comportement des fondations superficielles

III.1	Les différents types de fondations	23
III.2	Comportement des fondations superficielles	24
III.2.1	Comportement sous charge verticale et sol horizontal	24
III.2.2	Comportement sous charge inclinée	24
III.2.3	Comportement d'une fondation superficielle établie en bord de pente	26
III.2.4	Couplage excentricité-inclinaison de la charge et présence d'un talus	26
III.3	Mécanismes de ruine associés aux fondations superficielles.....	27
III.4.1	Généralités	29
III.4.2	États-limites ultimes.....	39
III.5	Capacité portante	31
III.5.1	Principe de calcul	31
III.5.2	Méthodes semi-empiriques	33
III.5.3	Méthodes basées sur les paramètres intrinsèques du sol	34
III.5.3.1	Méthodes analytiques	34
III.5.3.2	Méthodes numérique	35
III.6	Procédures de détermination de la résistance du terrain sous une fondation superficielle à partir de la méthode analytique.....	36
III.6.1	Conditions non drainées	39

III.6.2	Conditions drainées	40
---------	---------------------------	----

*Chapitres IV : Calcul analytique de la capacité portante d'une
semelle de fondation selon E7*

IV.1.	Introduction.....	43
IV.1.2	Application N° 1: cas d'une semelle circulaire.....	43
IV.2.1	Présentation du problème étudié	43
IV.2.2	Approche de calcul	44
IV.2.3	Calcul en conditions drainées	45
A.A	Approche de calcul 1	45
B.A	Approche de calcul 2	50
C.	Approche de calcul 3.....	51
IV.3	Application N° 2: cas d'une semelle filante.....	53
IV.3.1	Présentation du problème étudié	53
IV.3.2	Calcul en conditions drainées.....	54
A.	Approche de calcul 1	54
B.	Approche de calcul 2.....	57

*Chapitres IV : Calcul numérique de la capacité portante
d'une semelle de fondation selon E7*

V.1	Introduction.....	61
V.2	Présentation du logiciel PLAXIS.....	61
V.2.1	Lois de comportement utilisées dans PLAXIS.....	61
V.3	Application N° 1: cas d'une semelle circulaire.....	62
V.4	Calcul en conditions drainées.....	62
A.	Approche de calcul 1.....	62
V.4.1	Présentation du problème étudié.....	63
V.4.2	Conditions aux limites.....	63
V.4.3	Chargement.....	63
V.4.4	Caractéristiques du sol et loi de comportement.....	64
V.4.5	Génération du maillage.....	65
V.4.6	Calcul.....	66
V.4.7	Présentation des résultats.....	66

V.4.8.1	Caractéristiques du sol et loi de comportement.....	68
V.4.8	Présentation des résultats.....	69
V.5	Application N° 2: cas d'une semelle filante.....	70
V.5.1	Présentation du problème étudié.....	70
V.5.3	Calcul en conditions non drainées.....	71
A.	Approche de calcul 2.....	71
V.5.4	Conditions aux limites et chargement.....	71
V.5.5	Caractéristiques du sol et loi de comportement.....	72
V.5.6	Calcul.....	73
V.5.7	Présentation des résultats.....	74
B.	Approche de calcul 3	75
V.4.8.1	Caractéristiques du sol et loi de comportement.....	75
V.4.8	Présentation des résultats.....	75
	Conclusion générale.....	77

Liste des tableaux

Tableau 2.1	Facteurs partiels pour les actions (F).....	16
Tableau 2.2	Facteurs partiels pour les paramètres du sol (M).....	16
Tableau 2.3	Facteurs partiels pour les actions (F) ou les effets des actions (E).....	17
Tableau 2.4	Facteurs partiels pour les paramètres du sol (M).....	18
Tableau 2.5	Facteurs partiels de résistance (R) pour les fondations superficielles.....	18
Tableau 2.6	Facteurs partiels pour les actions F	21
Tableau 2.7	Facteurs partiels pour les paramètres du sol et des résistances (R).....	21
Tableau 2.8	Facteurs partiels pour les actions F	22
Tableau 3.1	Vérifications minimales à établir aux états limites ultimes pour les situations de projet en cours de construction et d'exploitation.....	30
Tableau 3.2	Coefficients b_c , s_c et i_c - Méthode analytique en conditions non drainées.....	39
Tableau 4.1	Caractéristiques mécaniques du sol de fondation.....	43
Tableau 4.2	Approches de calcul utilisées selon l'Eurocode 7.....	44
Tableau 4.3	Facteurs partiels pour les actions et les effets des actions.....	44
Tableau 4.4	Facteurs partiels pour les paramètres de sol.....	45
Tableau 4.5	Facteurs partiels de la résistance (γ_R) pour les fondations superficielles.....	45
Tableau 4.6	Synthèse sur les résultats des calculs en conditions drainées.....	53
Tableau 4.7	Caractéristiques mécaniques du sol de fondation.....	54
Tableau 4.8	Synthèse sur les résultats des calculs en conditions drainée.....	60
Tableau 5.1	Caractéristiques mécaniques du sol de fondation.....	64
Tableau 5.2	Caractéristiques mécaniques du sol de fondation.....	68
Tableau 5.3	Synthèse sur les résultats des calculs en conditions drainées.....	70
Tableau 5.4	Caractéristiques mécaniques du sol de fondation.....	71
Tableau 5.5	Caractéristiques mécaniques du sol de fondation.....	75
Tableau 5.3	Synthèse sur les résultats des calculs en conditions drainées.....	76

Liste des figures

	<i>Page</i>
Figure 3.1 Exemples de fondations superficielles.....	24
Figure 3.1 Exemples de courbes d'enfoncement observées d'une fondation superficielle sous une charge verticale centrée.....	26
Figure 3.2 Exemple d'enfoncement observé d'une fondation superficielle sous une charge verticale excentrée.....	26
Figure 3.3 Mécanisme de rupture - Exemples de déplacement moyen observé dans le cas d'une fondation établie en crête de talus	27
Figure 3.4 Rupture par poinçonnement du terrain d'assise (insuffisance de capacité portante).....	29
Figure 3.5 Rupture par glissement horizontal de la fondation (insuffisance de frottement à l'interface fondation - terrain).....	29
Figure 3.6 Notations.....	38
Figure 3.7 Hypothèses associées à la méthode analytique de calcul de la portance.....	39
Figure 5.1 Entrée des caractéristiques mécaniques du sol de fondation.....	64
Figure 5.2 Paramètres mécaniques du modèle de Mohr-Coulomb.....	65
Figure 5.3 Génération automatique du maillage.....	65
Figure 5.4 Fenêtre du réglage des paramètres de calcul.....	66
Figure 5.5 Maillage déformé.....	67
Figure 5.6 Résultats de la simulation.....	67
Figure5.7 Courbe charge limite – Déplacement verticale U_y	68
Figure 5.8 Résultats de la simulation.....	69
Figure5.9 Courbe charge limite – Déplacement verticale U_y	70
Figure5.10 Maillage et conditions aux limites du modèle.....	72
Figure5.11 Entrée des caractéristiques mécaniques du sol de fondation.....	72
Figure5.12 Paramètres mécaniques du modèle de Mohr-Coulomb.....	73

Figure5.13	Fenêtre du réglage des paramètres de calcul.....	73
Figure5.14	Résultats de la simulation.....	74
Figure5.15	Courbe charge limite – Déplacement verticale U_y	74
Figure5.16	Résultats de la simulation.....	76
Figure5.17	Courbe charge limite – Déplacement verticale U_y	76

II)-*Introduction générale*

La capacité portante a toujours été l'un des sujets les plus intéressants en mécanique des sols et des fondations. On appelle pression admissible la pression ou contrainte maximum qui puisse être appliquée par une structure sur un sol, sans qu'il y ait de tassements excessifs et de risque de rupture du sol.

Les procédures de calcul classiques, basées sur la méthode de l'équilibre limite, imposants, d'une part, les directions des plans de rupture (approximation très grossière), d'autre part ces théories supposent que le sol se comporte comme un matériau associé, avec un angle de dilatance égale à l'angle de frottement interne ϕ .

Une nouvelle méthode dite approche probabiliste présentée dans la norme Eurocode 7, plus fiables et plus économiques offre une bonne alternative pour l'estimation de la sécurité des ouvrages à travers l'utilisation des facteurs partiels de sécurité dérivés par des méthodes probabilistes.

Ce travail consiste à la détermination analytique et numérique de la capacité portante des fondations superficielles, en se basant sur la nouvelle approche probabiliste.

Ce mémoire est structuré comme suit :

Le premier chapitre, débute par une introduction succincte des Eurocodes, ensuite la présentation de la norme Eurocode 7, sa structure et son domaine d'application seront rappelées.

Les principes de base de calcul et de vérification des ouvrages géotechniques selon la norme Eurocode 7, font l'objet du deuxième chapitre.

Le troisième chapitre, fait appelle de certain nombre de connaissances de base sur la définition des fondations superficielles et leur desfonctionnement. Les différents mécanismes de rupture et la présentation des différentes méthodes de calcul de la capacité portante pour différents types de fondations et pour plusieurs configurations ont été également présentés.

Dans le chapitre quatre, nous présentons le calcul par la méthode analytique de la capacité portante selon les différentes approches de l'Eurocode 7, pour une semelle

isolée circulaire en conditions drainées et une semelle filante en conditions non drainées.

Le cinquième chapitre débute par une simple présentation du logiciel de calcul par éléments finis Plaxis qui est un outil bien adopté aux problèmes géotechniques ou des structures, ensuite, nous présentons les résultats de nos calculs de modélisation. Plusieurs modèles de calcul numérique de la capacité portante des semelles, selon le type (semelle isolée et filante), ont été réalisés. Une comparaison des résultats de calcul analytique et ceux du calcul numérique ont été également présentés. Les conclusions générales et les perspectives de cette étude figurent à la fin du présent document.

Chapitre I

Généralités

sur la norme

Eurocode 7

CHAPITRE I Généralité sur la norme Eurocode 7

I.1 Historique du programme des Eurocodes

En 1975, la Commission des Communautés européennes arrêta un programme d'action dans le domaine de la construction. Dans le cadre de ce programme d'action, la Commission prit l'initiative d'établir un ensemble de règles techniques harmonisées pour le calcul des ouvrages de construction. Ces règles, dans un premier stade, serviraient d'alternative aux règles nationales en vigueur dans les États membres et, à terme, les remplaceraient.

Pendant quinze ans, la Commission, avec l'aide d'un Comité Directeur comportant des représentants des États membres, pilota le développement du programme des Eurocodes, ce qui conduisit au cours des années 1980 à la première génération de codes européens.

En 1989, la Commission et les États membres de l'Union européenne (UE) et de l'Association Européenne de Libre Echange (AELE) décidèrent, sur la base d'un accord ^[1] entre la Commission et le CEN, de transférer au CEN l'élaboration et la publication des Eurocodes, afin de leur donner par la suite un statut de normes européennes (EN).

Les Eurocodes sont appelés à devenir le principal moyen de conception des structures de bâtiments et ouvrages de génie civil. Ils ont donc une importance essentielle à la fois pour le secteur de la conception des ouvrages et pour l'industrie du bâtiment et des travaux publics.

Il est, dès lors, essentiel pour les praticiens de connaître les différentes parties d'Eurocode et les dates de leur publication.

Les Eurocodes sont au nombre de dix, chacun subdivisé en parties et sous-parties. Chaque Eurocode vise un aspect spécifique de la conception, ou un type particulier de construction :

Chaque Eurocode est caractérisé par un numéro de norme européenne (EN), parexemple EN 1991 pour l'Eurocode 1, EN 1992 pour l'Eurocode 2, ..., jusqu'à EN 1999 pour l'Eurocode 9. Par une malheureuse coïncidence, ces numéros correspondent à peu près aux années actuelles, ce qui a déjà amené de nombreuses confusions !

Chaque Eurocode se compose à son tour de plusieurs parties, qui sont caractérisées par un extra numéro (souvent composé). Ainsi, par exemple, EN 1991-2-4 signifie partie deux-quatre de l'Eurocode 1, EN 1992-1-1 signifie partie un-unde l'Eurocode 2, . . . Souvent l'année de publication de l'Eurocode est ajoutée. Dans ce cas, l'année se trouve à la fin de l'indice, séparée de celle-ci par un double-point ou des parenthèses : EN 1991-1-1 : 2003.

EN 1990 Eurocode 0 : Bases de calcul des structures ;

EN 1991 Eurocode 1 : Actions sur les structures (remplace différentes normes, NV65, N84,)

EN 1992 Eurocode 2 : Calcul des structures en béton (remplace le BAEL91 en France) ;

EN 1993 Eurocode 3 : Calcul des structures en acier (remplace le CM66 en France) ;

EN 1994 Eurocode 4 : Calcul des structures mixtes acier-béton ;

EN 1995 Eurocode 5 : Calcul des structures en bois (remplace le CB71 en France) ;

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 (remplace le PS92 en France) ;

EN 1999 Eurocode 9 : Calcul des structures en aluminium ;

Les Eurocodes 0 et 1 définissent des hypothèses de départ qui seront uniques pour un projet de bâtiment donné quelle que soit le type de structure choisie ensuite pour sa construction.

I.2 Statut et domaine d'application des Eurocodes

Les États membres de l'UE et de l'AELE reconnaissent que les Eurocodes servent de documents de référence pour les usages suivants :

- Comme moyen de prouver la conformité des bâtiments et des ouvrages de génie civil aux exigences essentielles de la directive 89/106/CEE du Conseil, en particulier à l'exigence essentielle n° 1 – Stabilité et résistance mécanique – et à l'exigence essentielle n° 2 – Sécurité en cas d'incendie ;
- Comme base de spécification des contrats pour les travaux de construction et les services techniques associés ;
- comme cadre d'établissement de spécifications techniques harmonisées pour les produits de construction (EN et ATE).

- Les normes Eurocodes fournissent des règles de conception structurale communes d'usage quotidien pour le calcul des structures entières et de produits composants, de nature tant traditionnelle qu'innovatrice. Les formes de construction ou les conceptions inhabituelles ne sont pas spécifiquement couvertes, et il appartiendra en ces cas au concepteur de se procurer des bases spécialisées supplémentaires.

I.3 Les lectures des Eurocodes

Les Eurocodes peuvent avoir plusieurs lectures. Dans le même document on trouvera :

- Les Principes (noté P) à appliquer obligatoirement quel que soit le pays,
- Les Règles d'application qui peuvent être modifiées par l'Annexe Nationale. En général, l'Eurocode propose une valeur recommandée qui peut être éventuellement modifiée dans l'Annexe Nationale. Les Annexes Nationales pourront aussi contenir des compléments d'information, des commentaires ou des méthodes de calcul dans la limite où les principes de l'Eurocode ne sont pas transgressés.

Elles ne peuvent contenir que des informations sur les paramètres laissés en attente dans l'Eurocode pour choix national, il s'agit :

- de valeurs de coefficients partiels et/ou classes lorsque des alternatives sont données dans l'Eurocode ;
- de valeurs à utiliser lorsque seul un symbole est donné dans l'Eurocode ;
- de données géographiques et climatiques spécifiques à l'État membre;
- de la procédure à utiliser lorsque des procédures alternatives sont données dans l'Eurocode ;
- des références à des informations complémentaires non contradictoires pour aider l'utilisateur à appliquer l'Eurocode.

I.4 Normes nationales transposant les Eurocodes

Les normes nationales transposant les Eurocodes comprendront la totalité du texte des Eurocodes (toutes annexes incluses), tel que publié par le CEN ; ce texte peut être précédé d'une page nationale de titres et d'un Avant-Propos National et peut être suivi d'une annexe nationale.

L'annexe nationale peut seulement contenir des informations sur les paramètres laissés en attente dans l'Eurocode pour choix national, sous la désignation de Paramètres déterminés au niveau national, à utiliser pour les projets de bâtiments et ouvrages de génie civil à construire dans le pays concerné, il s'agit :

- de valeurs et/ou des classes là où des alternatives figurent dans l'Eurocode ;
- de valeurs à utiliser là où seul un symbole est donné dans l'Eurocode ;
- de données propres à un pays (géographiques, climatiques, etc.), par exemple carte de neige ;
- de la procédure à utiliser là où des procédures alternatives sont données dans l'Eurocode.

Il peut aussi contenir :

- des décisions sur l'usage des annexes informatives ;
- des références à des informations complémentaires non contradictoires pour aider l'utilisateur à appliquer l'Eurocode.

I.5 Présentation de l'Eurocode 7

L'eurocode 7 « Calcul géotechnique » constitue l'un des chapitres d'un ensemble de textes dont la préparation a été commandée par la Commission des Communautés Européennes au début des années 80, afin d'harmoniser les règles de conception et de calcul des constructions courantes et de rendre plus égales les conditions de concurrence dans les différents pays d'Europe.

Sa publication simultanée dans les trois langues de travail du CEN (allemand, anglais, français), à la fin de 1994, marque le début d'une période de test de trois années, à l'issue de laquelle la norme a été réexaminée puis devenu une norme européenne à part entière, s'imposant dans les pays membres du CEN (Comité Européen de Normalisation), dont la France.

I.5.1 Champs d'application de l'Eurocode 7

L'eurocode 7 a été conçu comme le recueil des règles de bases applicables aux aspects géotechniques des catégories d'ouvrages suivantes :

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

Il précise que l'eurocode 7 n'est pas suffisant pour le dimensionnement des barrages, tunnels et ouvrages souterrains (hors tranchées couvertes) et ouvrages en mer et qu'il ne s'applique pas aux terrassements routiers et ferroviaires, ni aux problèmes de dragage en mer ou en rivière.

I.5.2 Structure de l'Eurocode 7

L'eurocode 7, comme tous les autres eurocodes, comprend un texte principal, qui est d'application obligatoire, et des règles d'application, qui constituent des modèles reconnus d'application des prescriptions de l'eurocode. L'eurocode 7 est divisé en trois parties :

Partie 1 (EN 1997 – 1) : règles générales ;

Elle est divisée en neuf chapitres :

Chapitre 1 : Introduction

Chapitre 2 : Bases du calcul géotechnique

Chapitre 3 : Données géotechniques

Chapitre 4 : Contrôle de la construction, surveillance et entretien

Chapitre 5 : Remblais, rabattements de nappe, amélioration et renforcement du sol

Chapitre 6 : Fondations superficielles

Chapitre 7 : Fondations sur pieux

Chapitre 8 : Ouvrages de soutènement

Chapitre 9 : Remblais et talus

Les premiers chapitres présentent les concepts de base du dimensionnement des ouvrages, tandis que les chapitres suivants décrivent leur application au dimensionnement des grandes catégories d'ouvrages géotechniques.

Partie 2 (EN 1997 – 2) : reconnaissance des terrains et essais géotechniques ;

Elle est destinée à être utilisée conjointement avec la norme EN 1997-1 et fournit des règles complémentaires à la norme EN 1997-1 :2004 relatives :

- à la planification et à la consignation des résultats des reconnaissances du terrain ;
- aux exigences générales relatives à un certain nombre d'essais de laboratoire et en place courants ;
- à l'expression et à l'évaluation des résultats d'essai ;
- à la détermination des valeurs des coefficients et des paramètres géotechniques.

Elle donne également des exemples d'application des résultats d'essai en place, au dimensionnement.

Partie 3 (EN 1997 – 3) : calculs sur la base d'essais sur place.

En complément de l'EN 1997-1, l'EN 1997-3 définit, pour un certain nombre d'essais en place courants :

- a) les exigences relatives à l'équipement et aux modes opératoires d'essai ;
- b) les exigences relatives aux rapports et à la présentation des résultats d'essai ;
- c) l'interprétation des résultats d'essai.

La partie 3 doit servir de lien entre les exigences de calcul de la partie 1 et les résultats d'un certain nombre d'essais en place. Par conséquent, elle donne aussi :

- d) des exemples sur la manière de calculer les valeurs de paramètres géotechniques à partir des résultats d'essai.

I.6 Principes généraux de l'Eurocode 7

I.6.1 Etats limites ultimes et de service

L'objectif du dimensionnement des ouvrages de génie civil, dont font partie les ouvrages géotechniques, est de satisfaire un certain nombre de conditions de sécurité et d'aptitude au service, spécifique à chaque type d'ouvrages et à son utilisation prévue. Les eurocodes distinguent deux grandes catégories d'états limites, qui sont les états au-delà desquels les exigences de sécurité (pour les états limites ultimes) et d'aptitude au service (pour les états limites de service) ne sont plus satisfaites.

Les états limites ultimes concernent à la fois la sécurité de la structure (qui ne doit pas être gravement endommagée) et la sécurité des personnes. On peut en donner comme exemples :

- la perte de stabilité globale de l'ouvrage (renversement, enfoncement excessif dans le sol, glissement) ;
- la rupture d'un élément de la structure de l'ouvrage ;
- des tassements, mouvements horizontaux ou déformations excessifs pour le fonctionnement ultérieur de la structure de l'ouvrage.

Les états limites de service définissent les conditions au-delà desquelles les spécifications de service de l'ouvrage ne sont plus remplies, que ce soit en termes de fonctionnement mécanique, de confort, d'aspect, etc. Ce sont souvent des conditions relatives aux tassements relatifs maximaux ou déformations maximales acceptables, à

des vibrations, sources d'inconfort, à la fissuration de l'ouvrage, qui peut compromettre sa durabilité, etc.

I.6.2 Classification des actions

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, en suivant les règles complexes traditionnelles qui attribuent des poids différents aux différents types d'actions (permanentes, variables dominantes ou autres, accidentelles et sismiques).

I.6.3 Situations de calcul

Les situations de calcul sont les combinaisons de charges et de données géométriques, physiques et mécaniques sur les structures et les sols pour lesquelles on doit vérifier que l'on n'atteint pas d'état limite ultime ou de service. Des situations de calcul différentes peuvent être associées aux phases d'exécution d'un même ouvrage, tant pour les géométries successives du sol et de l'ouvrage que pour le type de comportement (court terme, long terme) et les combinaisons de charges permanentes, transitoires et accidentelles qui sont susceptibles de se produire pendant la durée de la phase correspondante des travaux.

I.6.4 Valeurs caractéristiques et valeurs de calcul

La notion de valeur caractéristique d'un paramètre de dimensionnement (charge ou propriété mécanique d'un matériau) est liée à une conception probabiliste de la sécurité : c'est une valeur « représentative » ayant une certaine probabilité d'être

dépassée du côté défavorable au comportement de l'ouvrage (c'est ainsi, par exemple, que l'on choisit en général des valeurs caractéristiques inférieures à la moyenne pour la résistance et des valeurs supérieures pour les charges). Cette probabilité est fixée à 5 % dans l'eurocode 7. Dans la pratique de la géotechnique, la détermination des valeurs caractéristiques des propriétés mécaniques des sols (et des roches) est souvent malaisée, car on dispose rarement d'un ensemble suffisant de résultats de mesures pour effectuer une analyse statistique. De plus, les valeurs représentatives de certains paramètres dépendent des dimensions de l'ouvrage et du volume de sol qui contrôle son fonctionnement.

Les valeurs de calcul, qui sont, comme leur nom l'indique, les valeurs des paramètres qui seront utilisées pour contrôler l'occurrence des états limites dans chaque situation de calcul, sont déduites des valeurs caractéristiques par application d'un coefficient minorateur ou majorateur, suivant que l'augmentation du paramètre va ou non dans le sens de la sécurité.

1.6.5 Organisation des études géotechniques

La justification d'un ouvrage du point de vue de la géotechnique s'appuie bien évidemment sur les conclusions de la reconnaissance du site, comportant les cas des études géologiques, des sondages et essais en place, des prélèvements et essais de laboratoire, voire des expérimentations en vraie grandeur. L'importance de cette reconnaissance géotechnique et les méthodes de justification utilisées dépendent non seulement de la nature de l'ouvrage et des terrains (sols ou roches) rencontrés sur le site, mais aussi de l'importance de l'ouvrage.

Chapitres II :
Dimensionnement
géotechnique
par le calcul

Chapitres II

Dimensionnement géotechnique par le calcul

II.1 Généralités

Le dimensionnement par le calcul fait intervenir :

- Des actions, qui peuvent être soit des charges imposées soit des déplacements imposés, par exemple par des mouvements du terrain ;
- Des propriétés des sols, des roches et des autres matériaux ;
- Des données geometries ;
- Des valeurs limites de déformations, de largeurs de fissures, de vibrations, etc. ;
- Des modèles de calculi.

II.2 Actions

Pour les calculs géotechniques, il convient d'examiner le classement comme actions des forces, pressions ou déplacement suivants :

- Le poids des sols, des roches et de l'eau ;
- Les contraintes existant dans le terrain ;
- Les pressions des terres et les pressions de l'eau présente dans le terrain ;
- Les pressions de l'eau interstitielle ;
- Les forces d'écoulement ;
- Les charges permanentes et les charges provenant des structures ;
- Les surcharges ;
- L'enlèvement de charges ou l'excavation du terrain ;
- Les charges de circulation ;
- Le gonflement et le retrait provoqués par la végétation, le climat ou les variations d'humidité ;
- Les mouvements dus au fluage ou au glissement ou au tassement d'une masse de terrain ;
- Les mouvements et accélérations dus aux tremblements de terre, aux explosions, aux

vibrations et aux charges dynamiques ;

- Les effets de la température, y compris l'action du gel ;
- La précontrainte imposée dans les ancrages ;

II.3 Propriétés des terrains

Les propriétés des massifs de sols ou de roches, doivent être déduites des résultats des essais, soit directement soit par des corrélations, des théories ou des raisonnements empiriques, ainsi que des autres données pertinentes.

Lorsque l'on établit les valeurs des paramètres géotechniques, il convient de prendre en considération les points suivants :

- L'information publiée et reconnue concernant l'utilisation de chaque type d'essais dans les conditions de terrain appropriées ;
- La valeur de chaque paramètre géotechnique par comparaison avec les données publiées pertinentes et avec l'expérience locale et générale ;
- La variation des paramètres géotechniques qui sont pertinents pour le projet ;
- Les résultats des essais en vraie grandeur et des mesures effectuées sur les constructions voisines.

II.4 Données géométriques

La cote et la pente de la surface du terrain, les niveaux d'eau, les niveaux des interfaces entre les couches, les niveaux des excavations et les dimensions des structures géotechniques doivent être traités comme des données géométriques.

II.5 Valeurs caractéristiques

II.5.1 Valeurs caractéristiques des actions

Les valeurs caractéristiques et représentatives des actions doivent être déterminées conformément à la norme EN 1990 :2002 et aux différentes parties de la norme EN 1991.

II.5.2 Valeurs caractéristiques des paramètres géotechniques

Le choix des valeurs caractéristiques des paramètres géotechniques doit s'appuyer sur les

valeurs mesurées et les valeurs dérivées des essais en place et en laboratoire, complétées par les enseignements de l'expérience.

Le choix des valeurs caractéristiques des paramètres géotechniques doit tenir compte des points suivants :

- L'existence d'informations préalables, d'ordre géologique ou autre, telle que des données de projets antérieurs ;
- Le volume des investigations menées en place et en laboratoire ;
- Le type et le nombre d'échantillons ;
- Les dimensions de la zone du terrain qui gouverne le comportement de l'ouvrage géotechnique pour l'état limite considéré ;
- La capacité de l'ouvrage géotechnique à transférer les charges des zones faibles aux zones plus résistantes du terrain.

II.5.3 Valeurs caractéristiques des paramètres géométriques

Les valeurs caractéristiques des niveaux du terrain, de la nappe ou de l'eau libre doivent être des valeurs par excès ou par défaut des niveaux mesurés, nominaux ou estimés.

Il convient généralement que les valeurs caractéristiques des niveaux du terrain et les dimensions des ouvrages géotechniques soient des valeurs nominales.

II.6 Valeurs de calcul

II.6.1 Valeurs de calcul des actions

La valeur de calcul d'une action doit être déterminée conformément à la norme EN 1990 :2002. La valeur de calcul d'une action (F_d) doit être estimée directement ou déduite de la valeur représentative de l'action en utilisant l'équation suivante :

avec

$$F_{rep} = \gamma_F \cdot F_k$$

$$F_{rep} = \Psi \cdot F_k \quad (2.1a)$$

Le facteur partiel γ_F pour les situations permanentes ou transitoires défini dans le tableau

2.2 doit être utilisé dans l'équation (2.1a).

Les valeurs des facteurs partiels peuvent être fixées dans l'annexe nationale.

II.6.2 Valeurs de calcul des paramètres géotechniques

Les valeurs de calcul des paramètres géotechniques (X_d) doivent être déduites des valeurs caractéristiques au moyen de l'équation suivante :

$$X_d = X_K / \gamma_M \quad (2.2)$$

Le facteur partiel γ_M pour les situations permanentes ou transitoires défini dans le tableau 2.2 doit être utilisé dans l'équation (2.2).

Les valeurs des facteurs partiels peuvent être fixées dans l'annexe nationale.

II.6.3 Valeurs de calcul des paramètres géométriques

Les valeurs de calcul des données géométriques (a_d) doivent être déterminées directement ou déduite des valeurs nominales en utilisant l'équation suivante (voir 6.3.4 de la norme EN 1990 :2002) :

$$a_d = a_{nom} \pm \Delta a \quad (2.3)$$

II.6.4 Valeurs de calcul des propriétés des matériaux des structures

Les valeurs de calcul des résistances des matériaux des structures et les résistances de calcul des éléments de structure doivent être calculées conformément aux instructions des normes EN 1992 à EN 1996 et EN 1999.

II.7 Etats limites ultimes

Il est nécessaire de vérifier que les états limites suivants ne sont pas dépassés, lorsqu'ils sont pertinents :

- Perte d'équilibre de la structure ou du terrain, considéré comme un corps solide dans lequel les résistances des matériaux (de la structure ou du terrain) n'apportent pas de contribution significative à la résistance (EQU) ;

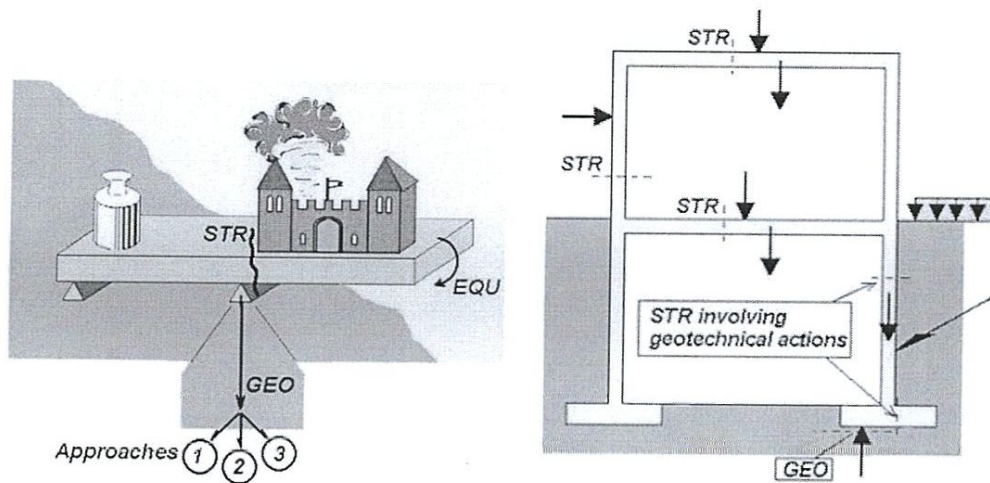


Figure 2.1 : Etats limites définies dans l'Eurocode 7.

- Rupture interne ou déformation excessive de la structure ou d'éléments de structure, tels que les semelles, les pieux ou les murs de sous-sol, dans lesquels la résistance des matériaux de la structure contribue significativement à la résistance (STR) ;
- Rupture ou déformation excessive du terrain, dans lequel la résistance des sols ou des roches contribue de façon significative à la résistance (GEO) ;
- soulèvement global de la structure ou du terrain provoqué par la pression de l'eau (poussée d'Archimède) ou par d'autres actions verticales (UPL) ;

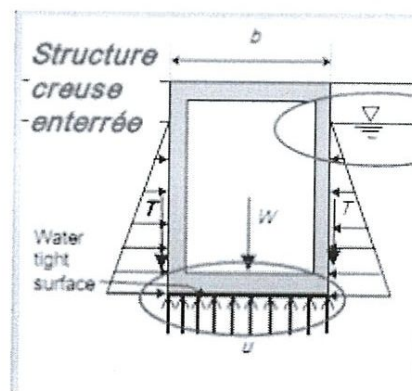


Figure 2.2 : Etat limite type UPL.

- Soulèvement local du terrain, érosion interne du terrain, sous l'effet des gradients hydrauliques (HYD).

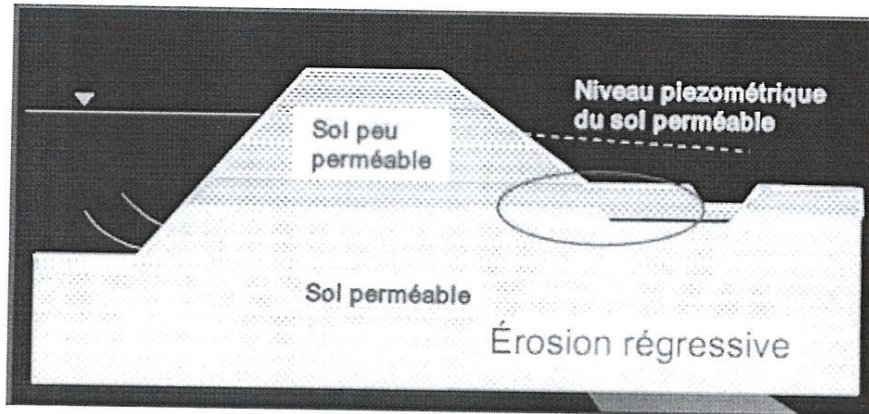


Figure 2.3 : Etat limite type HYD.

II.7.1 Vérification de l'équilibre statique (EQU)

Pour les états limites d'équilibre statique ou de déplacement global de la structure ou du terrain (EQU), on doit vérifier que :

$$E_{dst;d} \leq E_{stb;d} + T_d$$

Avec $E_{dst;d} = E\{\gamma_F F_{rep}; X_K / \gamma_M; a_d\}_{dst}$

Et $E_{stb;d} = E\{\gamma_F F_{rep}; X_K / \gamma_M; a_d\}_{stb}$ (2.3)

- $E_{stb;d}$ valeurs de calcul de l'effet des actions stabilisatrices ;
- $E_{dst;d}$ valeurs de calcul de l'effet des actions déstabilisatrices ;
- T_d valeur de calcul de la résistance au cisaillement qui se développe sur la partie de l'ouvrage en contact avec le terrain

Les valeurs des facteurs partiels peuvent être fixées dans l'annexe nationale. Les tableaux 2.1 et 2.2 donnent les valeurs recommandées.

Action	Symbole	Valeur
Permanente	$\gamma_{G;dst}$	1.1
a) Défavorable	$\gamma_{G;stb}$	0.9
b) favorable		
Variable	$\gamma_{Q;dst}$	1.5
a) Défavorable	$\gamma_{Q;stb}$	0
b) favorable		
a) Déstabilisatrice		
b) Stabilisatrice		

Tableau 2.1: Facteurs partiels pour les actions (F)

Paramètre du sol	Symbole	Valeur
Angle de frottement interne	$\gamma_{\varphi'}$	1.25
Cohesion effective	$\gamma_{c'}$	1.25
Cohesion non drainée	γ_{c_u}	1.4
Resistance en compression simple	γ_{q_u}	1.4
Poids volumique	γ_{γ}	0
Ce facteur est appliqué à $\tan \varphi'$.		

Tableau 2.2: Facteurs partiels pour les paramètres du sol (M)

II.7.2 Vérification de la résistance pour les états limites de la structure et du terrain (STR) et (GEO)

Pour les états limites de rupture ou de déformation excessive d'un élément de structure ou du terrain (STR et GEO), on doit vérifier que :

$$\text{Avec:} \quad E_d \leq R_d \quad (2.3)$$

- E_d valeur de calcul de l'effet des actions ;
- R_d valeur de calcul de la résistance à une action.
- Les facteurs partiels sur les actions peuvent être appliqués aux actions elles-mêmes (F_{rep}) ou à leurs effets (E) :

$$E_d = E\{\gamma_F F_{rep}; X_K/\gamma_M; a_d\}$$

$$\text{Ou} \quad E_d = \gamma_E E\{\gamma_F F_{rep}; X_K/\gamma_M; a_d\} \quad (2.4)$$

Les valeurs des facteurs partiels peuvent être fixées dans l'annexe nationale. Les tableaux 2.3 ET 2.4 donnent les valeurs recommandées.

Action		Symbol	Ensemble	
			A1	A2
Permanente	Défavorable	γ_G	1.35	1.0
	favorable		1.0	1.0
Variable	Défavorable	γ_Q	1.5	1.3
	favorable		0	0

Tableau 2. 3: Facteurs partiels pour les actions (F) ou les effets des actions (E).

Paramètre du sol	Symbol	Ensemble	
		M1	M2
Angle de frottement interne	$\gamma_{\varphi'}$	1.0	1.25
Cohesion effective	$\gamma_{c'}$	1.0	1.25
Cohesion non drainer	γ_{c_u}	1.0	1.4
Resistance en compression simple	γ_{q_u}	1.0	1.4
Poids volumique	γ_{γ}	1.0	1.0
Ce facteur est appliqué à $\tan \varphi'$.			

Tableau 2.4: Facteurs partiels pour les paramètres du sol (M)

Les facteurs partiels peuvent être appliqués aux propriétés du terrain (X) ou aux résistances (R) ou aux deux simultanément, comme indiqué ci-après :

$$R_d = R\{\gamma_F F_{rep}; X_K / \gamma_M; a_d\}$$

Ou

$$R_d = R\{\gamma_F F_{rep}; X_K / \gamma_M; a_d\} / \gamma_R$$

Ou

$$R_d = R\{\gamma_F F_{rep}; X_K / \gamma_M; a_d\} \gamma_R \quad (2.5)$$

Les valeurs des facteurs partiels peuvent être fixées dans l'annexe nationale.

Resistance	Symbol	Ensemble		
		R1	R2	R3
Portance	γ_{Rv}	1.0	1.4	1.0
Glissement	γ_{Rh}	1.0	1.1	1.1

Tableau 2.5: Facteurs partiels de résistance (R) pour les fondations superficielles.

II.8 Approches de calcul

La façon d'appliquer les équations (2.4) et (2.5) est déterminée par le choix de l'une des trois approches de calcul définies ci-après.

Les facteurs partiels à utiliser dans les équations (2.4) et (2.5) sont groupés en ensembles notés A (pour les actions ou effets des actions), M (pour les paramètres du sol) et R (pour les résistances). Ils sont sélectionnés en fonction de l'approche de calcul utilisée.

II.8.1 Approche de calcul 1

Sauf pour le calcul des pieux sous charge axiale et des ancrages, on doit vérifier qu'aucun état limite de rupture ou de déformation excessive ne sera atteint sous chacune des deux combinaisons d'ensembles de facteurs partiels suivantes :

Combinaison 1 : $A1 \ll + \gg M1 \ll + \gg R1$

Combinaison 2 : $A2 \ll + \gg M2 \ll + \gg R1$

Où « + » signifie : " à combiner avec ".

Dans la combinaison 1 et 2, les facteurs partiels sont appliqués aux actions et aux paramètres de résistance du terrain.

II.8.2 Approche de calcul 2

On doit vérifier qu'aucun état limite de rupture ou de déformation excessive ne sera atteint avec la combinaison d'ensembles de facteurs partiels suivante :

Combinaison : $A1 \ll + \gg M1 \ll + \gg R2$

Dans cette approche, les facteurs partiels sont appliqués aux actions ou aux effets des actions et aux résistances du terrain.

II.8.3 Approche de calcul 3

On doit vérifier qu'aucun état limite de rupture ou de déformation excessive ne sera atteint avec la combinaison d'ensembles de facteurs partiels suivante :

Combinaison : ($A1^*$ ou $A2$) « + » $M2$ « + » $R3$

* sur les actions provenant de la structure ;

Sur les actions géotechniques.

Dans cette approche, les facteurs partiels sont appliqués aux actions ou aux effets des actions et aux paramètres de résistance du terrain.

II.9 Procédure de vérification pour le soulèvement hydraulique(UPL)

La vérification par rapport au soulèvement global provoqué par la pression de l'eau (UPL) doit être effectuée en vérifiant que la valeur de calcul de la combinaison des actions verticales permanentes et variables déstabilisatrices ($V_{dst;d}$) est inférieure ou égale à la somme de la valeur de calcul des actions permanentes verticales stabilisatrices ($G_{stb;d}$) et de la valeur de calcul de toute résistance additionnelle au soulèvement (R_d) :

$$V_{dst;d} < G_{stb;d} + R_d$$

Avec

$$V_{dst;d} < G_{dst;d} + Q_{dst;d} \quad (2.6)$$

Les résistances additionnelles au soulèvement peuvent également être traitées comme des actions permanentes verticales stabilisatrices ($G_{stb;d}$).

Les facteurs partiels appliqués pour déterminer $G_{dst;d}$, $Q_{dst;d}$, $G_{stb;d}$ et R_d pour les situations permanentes et transitoires, qui sont définis dans les tableaux 2.6 et 2.7.

Action	Symbole	Valeur
Permanente a)	$\gamma_{G;dst}$	1.1
Défavorable b) favorable	$\gamma_{G;stb}$	0.9
Variable a)Défavorable	$\gamma_{Q;dst}$	1.5
b) favorable	$\gamma_{Q;stb}$	0
a) Déstabilisatrice		
b) Stabilisatrice		

Tableau 2.6: Facteurs partiels pour les actions F.

Paramètre du sol	Symbole	Valeur
Angle de frottement interne	$\gamma_{\varphi'}$	1.25
Cohesion effective	$\gamma_{c'}$	1.25
Cohesion non drainée	γ_{c_u}	1.40
Resistance a la traction d'un pieu	γ_{st}	1.40
Resistance de l'ancrage	γ_a	1.40
Ce facteur est appliqué à $\tan \varphi'$.		

Tableau 2.7: Facteurs partiels pour les paramètres du sol et des résistances (R).

II.10 Vérification de la résistance à la rupture par soulèvement du terrain du fait de l'écoulement de l'eau (HYD)

Pour les états limites de rupture par soulèvement du terrain du fait de l'écoulement de l'eau

vers le haut (HYD), on doit vérifier, pour toute colonne de sol, que la valeur de calcul de la pression interstitielle déstabilisatrice totale ($u_{dst;d}$) à la base de la colonne, ou la valeur de calcul de la force d'écoulement dans la colonne ($S_{dst;d}$), est inférieure ou égale à la contrainte totale verticale stabilisatrice ($\sigma_{stb;d}$) à la base de la colonne, ou au poids déjaugé ($G'_{stb;d}$) de la même colonne, respectivement :

$$U_{dst,d} \leq \delta_{stb;d}$$

$$S_{dst,d} \leq G'_{stb;d} \quad (2.7)$$

Les facteurs partiels pour $u_{dst;d}$, $\sigma_{stb;d}$, $S_{dst;d}$ et $G'_{stb;d}$ en situations permanentes et transitoires sont données dans le tableau 2.8.

Action	Symbole	Valeur
Permanente a) Défavorable b) favorable	$\gamma_{G;dst}$	1.35
	$\gamma_{G;stb}$	0.90
Variable a) Défavorable b) favorable	$\gamma_{Q;dst}$	1.50
	$\gamma_{Q;stb}$	0
a) Déstabilisatrice		
b) Stabilisatrice		

Tableau 2.8: Facteurs partiels pour les actions F.

Chapitres III :

Comportement des

fondations

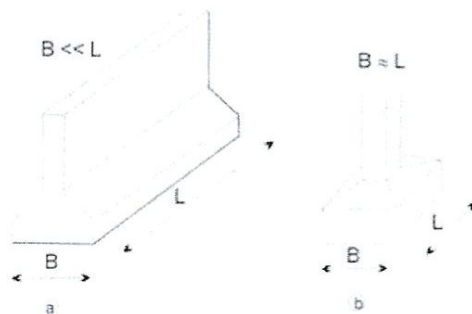
superficielles

Chapitres III

Comportement des fondations superficielles

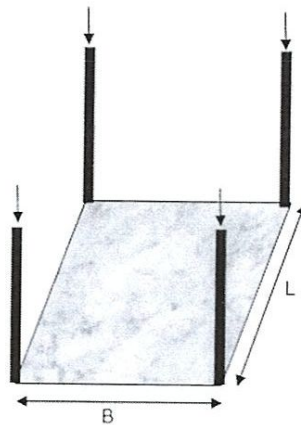
III.1 Les différents types de fondations

Les situations de projet et les états limites à considérer pour la justification par calcul des fondations superficielles doivent tenir compte de leur comportement et de tous les mécanismes de ruine susceptibles de se produire pour ce type de structure (Figures 3.1).



a - semelle filante

b - semelle isolée



c - radier (ou dallage)

Figure 3.1: Exemples de fondations superficielles.

III.2 Comportement des fondations superficielles

III.2.1 Comportement sous charge verticale et sol horizontal

Lorsqu'on applique progressivement une charge verticale centrée sur une semelle superficielle rigide établie dans un sol à surface horizontale, on observe un enfoncement vertical de celle-ci et en règle générale la courbe charge-enfoncement présente une première partie où l'enfoncement de la semelle croît modérément en fonction de la charge et se stabilise rapidement lorsque la charge est maintenue constante et une deuxième partie où l'enfoncement de la semelle croît rapidement avec chaque incrément de charge et ne se stabilise que pour une durée de temps importante (Figure 3.1).

Lorsqu'on applique progressivement une charge verticale centrée sur une semelle superficielle rigide établie dans un sol à surface horizontale, selon la nature et la compacité du sol, selon que la fondation soit encastrée ou non, selon que la charge appliquée soit statique ou non, la « rupture » du terrain peut être brutale ou progressive.

Lorsqu'on applique progressivement une charge verticale excentrée sur une semelle superficielle rigide rectangulaire, libre de tourner, et établie sur un sol à surface horizontale, en règle générale, la rotation de la semelle croît avec la charge et l'intersection des plans successifs de la fondation avec le plan initial varie très peu (Figure 3.2). Lorsque la résultante des actions sort du quart central de la base de la fondation ($e > B/4$), un décollement de celle-ci peut être observé.

III.2.2 Comportement sous charge inclinée

Lorsqu'on applique progressivement une charge inclinée centrée sur une semelle superficielle rigide établie dans un sol à surface horizontale, on observe à la fois un enfoncement vertical et un déplacement horizontal de la fondation, ce dernier étant d'autant plus important que l'inclinaison de la charge est proche de la valeur de l'angle

de frottement φ_a qui caractérise l'adhérence entre la base de la fondation et le terrain. La capacité portante du sol diminue quand l'inclinaison augmente.

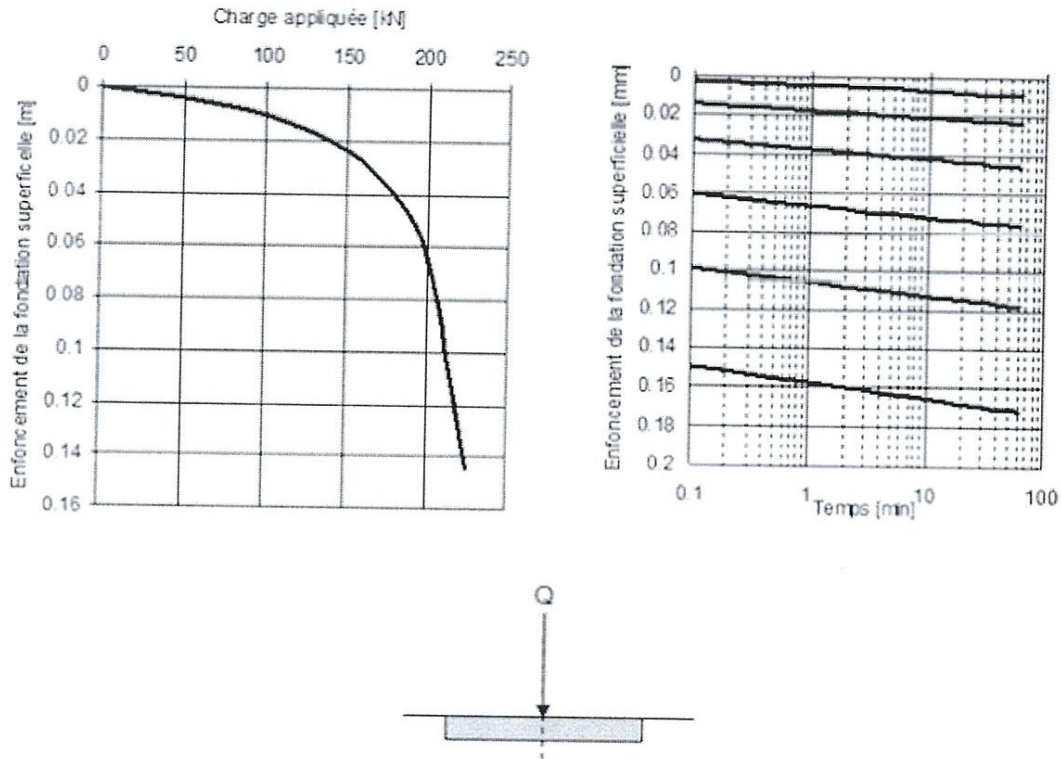


Figure 3.1: Exemples de courbes d'enfoncement observées d'une fondation superficielle sous une charge verticale centrée.

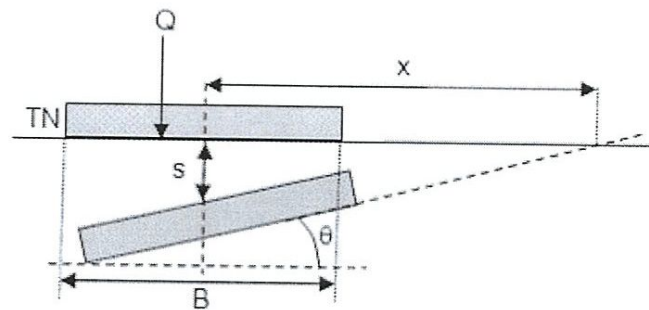


Figure 3.2: Exemple d'enfoncement observé d'une fondation superficielle sous une charge verticale excentrée.

III.2.3 Comportement d'une fondation superficielle établie en bord de pente

Lorsqu'on applique progressivement une charge verticale centrée sur une semelle superficielle rigide établie à proximité d'une pente, on observe à la fois un enfoncement vertical et un déplacement horizontal, ce dernier étant d'autant plus important que la fondation est proche de la crête du talus (Figure 3.3). La capacité portante du sol diminue quand l'inclinaison du talus augmente.

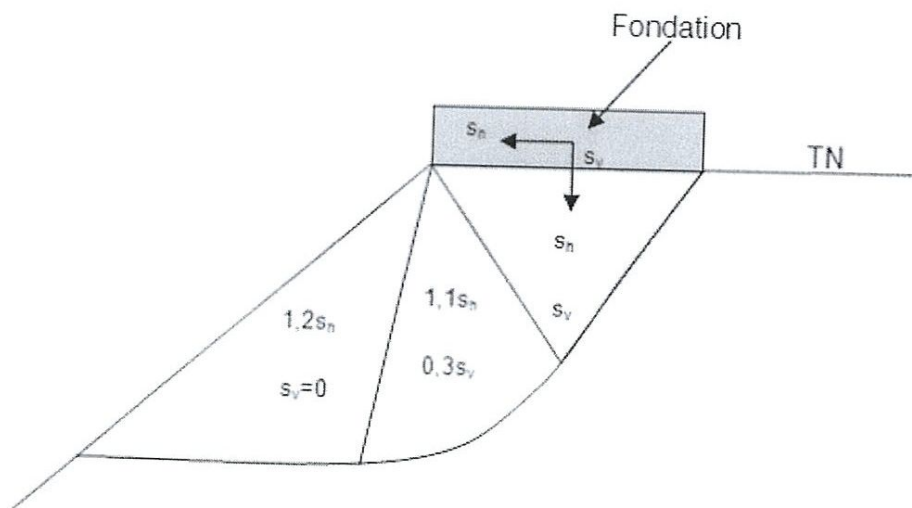


Figure 3.3: Mécanisme de rupture - Exemples de déplacement moyen observé dans le cas d'une fondation établie en crête de talus.

III.2.4 Couplage excentricité-inclinaison de la charge et présence d'un talus

Lorsque les effets se cumulent (excentricité et inclinaison de la charge dans la direction du talus), la réduction de la capacité portante est proche de celle que l'on obtient par le produit des réductions de portance élémentaires observées.

III.3 Mécanismes de ruine associés aux fondations superficielles

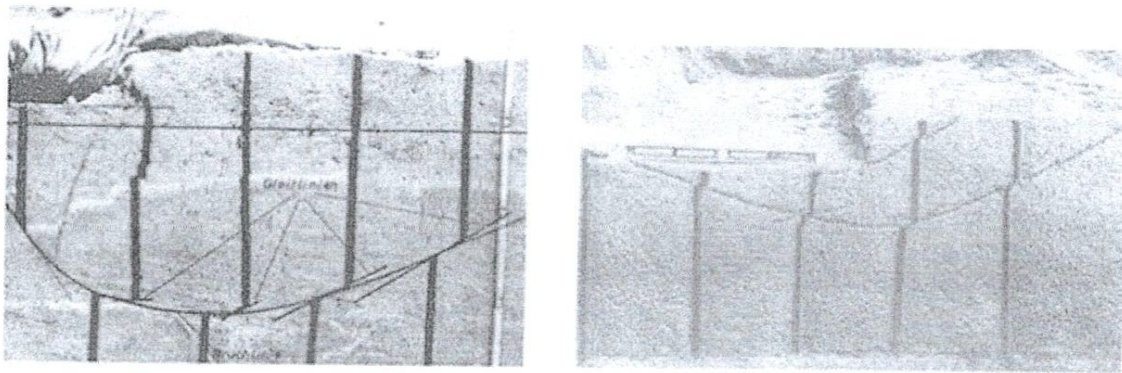
Les risques de ruine des fondations superficielles à prendre en considération sont multiples et sont fonction du projet. En règle générale, ils relèvent de cinq grands domaines :

- Les ruines par insuffisance de résistance du terrain (défaut de capacité portante, défaut de résistance vis-à-vis de sollicitations horizontales, instabilité générale du site.) (Figures 3.4 et 4.5) ;
- Les ruines par rupture de la structure de la fondation superficielle ;
- Les ruines consécutives à un déplacement excessif de la fondation ;
- Les ruines consécutives à une rotation excessive de la fondation ;
- Les ruines liées aux écoulements et aux pressions des eaux.

Pour les mécanismes de ruine liés aux écoulements et aux pressions des eaux, il convient de distinguer :

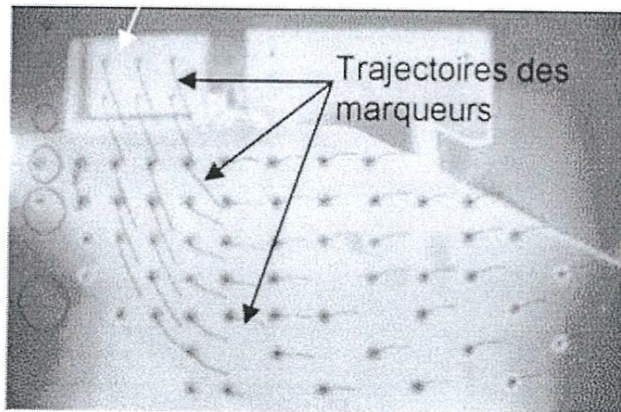
- Les cas où la ruine est provoquée par un soulèvement global de la fondation due à la poussée d'Archimède (UPL) comme dans le cas d'un batardeau ou d'un radier établi sous le niveau d'eau ;
- Les cas où la ruine est consécutive à une érosion régressive ou mise en bouillasse du terrain d'assise de la fondation (HYD).

Pour les fondations superficielles, la justification de ces deux types d'état-limite est décrite dans la norme NF EN 1997-1. Les facteurs partiels à utiliser sont présentés dans l'annexe A de la norme NF EN 1997-1 et sont rappelés dans l'annexe B de la présente norme.



a - Fondation sous charge verticale centrée.

b - Fondation sous charge inclinée.



c - Fondation en bord de talus.

Figure 3.4: Rupture par poinçonnement du terrain d'assise (insuffisance de capacité portante).

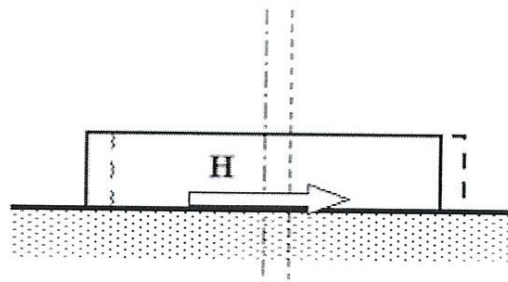


Figure 3.5: Rupture par glissement horizontal de la fondation (insuffisance de frottement à l'interface fondation - terrain).

III.4.1 Généralités

Les calculs justificatifs des fondations sont conduits en considérant d'une manière générale les actions listées en 2.4.2 (4) de la norme NF EN 1997-1 lors du choix des états limites.

Les états limites suivants doivent être considérés et une liste des états limites appropriés doit être établie :

- Instabilité d'ensemble ;
- Défaut de capacité portante, rupture par poinçonnement ;
- Rupture par glissement ;
- Rupture combinée dans le terrain et dans la fondation ;
- Rupture de la structure du fait des mouvements de la fondation ;
- Tassements ou déplacements excessifs ;
- Soulèvement excessif sous l'effet du gonflement du sol, du gel ou d'autres causes ;
- Vibrations inadmissibles.

Le choix des modèles de calcul doit être adapté d'une part à la complexité des problèmes posés, tant du point de vue du fonctionnement de la fondation que du point de vue géotechnique et d'autre part à l'état limite visé et au type de fondation étudié.

Les calculs justificatifs pour l'étude des déplacements doivent être menés à partir d'un modèle de calcul approprié à la complexité de la géométrie de la fondation et des conditions de terrain.

III.4.2 États-limites ultimes

Pour toutes les fondations superficielles, on doit au moins vérifier, pour la combinaison d'action fondamentale et la situation de projet la plus défavorable en cours de construction et en cours d'exploitation vis-à-vis de l'état limite visé, la sécurité vis-à-vis des modes de rupture suivants (Tableau 3.1) :

- Instabilité générale du site ;
- Rupture par poinçonnement du sol support : défaut de capacité portante en termes de forces ou éventuellement en termes de contraintes et excès d'excentricité e ;
- Rupture par glissement ;
- Rupture de la structure de la fondation ;
- Instabilité de l'ouvrage porté vis-à-vis des déplacements et des rotations de la fondation.

Pour toutes les fondations superficielles supportant des ouvrages sensibles, il doit être vérifié pour la combinaison d'action fondamentale et la situation de projet la plus défavorable en cours de construction et en cours d'exploitation vis-à-vis de l'état-limite de tassement, que le tassement estimé demeure inférieur à la valeur admissible spécifiée.

Projet	Etat-limite ultime	Situation de projet (caractère)	Combinaisons d'action
Tous les projets	GEO : stabilité générale du site	Exécution (Transitoire)	Fondamentale
	GEO : poinçonnement	et	
	GEO : glissement	Exploitation (Durable)	
	STR : structure de la fondation		
Selon le cas	EQU : renversement	et/ou	Fondamentale
	GEO : tassement	Exploitation (Transitoire)	
	UPL : soulèvement		
Selon le cas	GEO / STR	Accidentelle (choc)	Accidentelle

Tableau 3.1: Vérifications minimales à établir aux états limites ultimes pour les situations de projet en cours de construction et d'exploitation.

III.5 Capacité portante

III.5.1 Principe de calcul

Pour démontrer que la fondation superficielle supportera la charge de calcul avec une sécurité adéquate vis-à-vis d'une rupture par défaut de portance du terrain, on doit vérifier, selon l'approche de calcul 2 de la norme NF EN 1997-1 appliquée comme indiqué ci-après, que l'inégalité suivante est satisfaite, pour tous les cas de charge et de combinaisons de charge :

$$V_d < R_d \quad (3.1)$$

V_d : est la valeur de calcul de la charge verticale transmise par la fondation superficielle ;

R_d : est la valeur de calcul de la résistance ultime du terrain.

La valeur de calcul de la charge verticale transmise par la fondation au terrain doit inclure le poids de la fondation, le poids des matériaux rapportés éventuels, et toutes les pressions des terres, favorables ou défavorables. Les pressions d'eau qui ne sont pas dues à la charge appliquée au sol par la fondation doivent être comptées parmi les actions.

Lors de la vérification de l'inégalité 3.1, le poids du terrain au-dessus du niveau de fondation avant travaux doit être retranché de la valeur de la charge verticale réellement transmise par la fondation au terrain, en le considérant comme une action favorable (en appliquant donc à cette action un facteur partiel égal à 1). Toutefois, conformément aux pratiques habituelles, le poids du terrain au-dessus de la semelle est pris en compte dans l'estimation de la valeur de calcul de la résistance du terrain.

La valeur de calcul de la résistance ultime du terrain R_d sous la base d'une fondation superficielle doit être déterminée en appliquant les coefficients partiels comme indiqué dans l'expression suivante :

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_{RV}} \quad (3.2)$$

R_d : est la valeur de calcul de la résistance ultime du terrain ;

R_k : est la valeur caractéristique de la résistance ultime du terrain ;

γ_{RV} : est le facteur partiel permettant le calcul de la portance à l'ELU.

La valeur du coefficient partiel γ_{RV} vaut 1,4 à l'ELU. Cette valeur concerne les ELU pour les situations durables et transitoires et les situations sismiques.

La valeur caractéristique de la résistance ultime du terrain R_k sous la base d'une fondation superficielle doit être déterminée à partir des valeurs de calcul des actions, des propriétés des matériaux et des données géométriques, conformément à l'expression générale suivante :

$$R_k = \frac{R\{\gamma_F F_k; X_k; a_d\}}{\gamma_{Rd}} \quad (3.3)$$

R_k : est la valeur caractéristique de la résistance ultime du terrain ;

γ_F : est le facteur partiel pour les actions ;

F_k est la valeur caractéristique des actions sollicitant la fondation superficielle ;

X_k est la valeur caractéristique de la résistance des matériaux (sol) ;

a_d est la valeur de calcul des données géométriques ;

γ_{Rd} est le coefficient de modèle liée au type de données utilisées et à la méthode de calcul employée.

La valeur caractéristique de la résistance ultime du terrain R_k sous la base d'une fondation superficielle doit être déterminée à partir d'une méthode semi-empirique ou d'une méthode basée sur les paramètres intrinsèques du sol (c et φ)

La portance d'une fondation superficielle fondée sur du rocher doit être estimée à partir de l'annexe G de la norme NF EN 1997-1 ou de recommandations professionnelles existantes.

III.5.2 Méthodes semi-empiriques

Lorsque la méthode semi-empirique dite pressiométrique est utilisée pour estimer la capacité portante ultime d'une fondation superficielle, les dispositions de l'annexe D la norme NF EN 1997-1 doivent être appliquées.

La valeur du coefficient de modèle $\gamma_{R;d}$ retenue pour la méthode semi-empirique dite pressiométrique est égale à 1,2.

Lorsque la méthode semi-empirique dite pénétrométrique est utilisée pour estimer la capacité portante ultime d'une fondation superficielle, les dispositions de l'annexe E la norme NF EN 1997-1 doivent être appliquées.

La valeur du coefficient de modèle $\gamma_{R;d}$ retenue pour la méthode semi-empirique dite pénétrométrique est égale à 1,2.

Les méthodes basées sur des essais de sol privilégient l'emploi de données obtenues à partir de sondages pressiométriques et pénétrométriques (annexes D et E). Il est néanmoins possible d'utiliser d'autres types de données (nombre de coups au SPT par exemple). Dans ce cas, la méthode de calcul et le coefficient de modèle $\gamma_{R;d}$ associé, susceptibles d'être utilisés, doivent être validés par un ensemble d'essais de chargement statique de fondations superficielles réalisés dans des situations traduisant une expérience comparable en termes de terrain et de type de semelles. La méthode de calcul doit être de type « direct », c'est à dire qu'elle corrèle directement les résultats des essais de sol aux paramètres de la capacité portante. De plus, le coefficient de modèle devra couvrir la dispersion des résultats expérimentaux par rapport aux valeurs calculées.

III.5.3 Méthode basées sur les paramètres intrinsèques du sol

Les méthodes basées sur les paramètres intrinsèques du sol, c'est-à-dire sa cohésion non drainée dans le cas d'un calcul à court terme ou sa cohésion et son angle de frottement dans le cas d'un calcul à long terme, peuvent être analytiques ou numériques.

III.5.3.1 Méthodes analytiques

Pour les configurations appropriées, la méthode de calcul analytique à utiliser pour l'estimation de la capacité portante ultime d'une semelle est présentée dans l'annexe D de la norme NF EN 1997-1.

Pour la méthode analytique, dans le calcul à long terme, il convient d'émettre les remarques suivantes :

- Elle ne peut être rigoureusement mise en œuvre que dans le cas d'un sol homogène ;
- Elle ne permet pas de prendre en compte les effets des variations de volume du sol en plasticité (contractante ou dilatance) ;
- Le choix de la valeur de la cohésion doit être très prudent.

La valeur du coefficient de modèle γ_{Rd} retenue pour les méthodes analytiques dans le cas de calcul à court terme pour les sols cohérents est égale à 1,2. Ce type de calcul doit être considéré, en particulier dans les sols fins.

Lorsque la méthode analytique donnée en annexe F la norme NF EN 1997-1 est inapplicable, il convient d'utiliser des procédures numériques pour déterminer le mécanisme de rupture le plus défavorable.

Lorsque le massif de sol ou de roche qui porte la fondation présente une structure stratifiée ou discontinue bien définie, le mécanisme de rupture adopté pour le calcul et les paramètres de résistance et de déformation choisis doivent prendre en compte les caractéristiques structurelles du terrain.

Pour la détermination de la capacité portante de calcul d'une fondation reposant sur un massif stratifié, dont les propriétés varient fortement d'une couche à l'autre, les valeurs de calcul des propriétés du terrain doivent être déterminées pour chaque couche.

Lorsqu'une formation résistante est recouverte par une formation qui l'est moins et qui supporte la fondation, la capacité portante peut être calculée en utilisant les paramètres de résistance au cisaillement de la formation la moins résistante. Dans la situation inverse, il convient de vérifier la stabilité de la fondation superficielle par rapport à une rupture par poinçonnement de la couche molle.

III.5.3.2 Méthodes numériques

Les calculs numériques par la méthode des éléments finis ou des différences finies visant à déterminer le comportement d'une semelle doivent être réalisés pour des configurations géométriques complexes pour lesquelles les méthodes semi-empiriques ou analytiques s'avèrent peu pertinentes.

Les lois de comportement utilisées doivent être suffisamment représentatives pour traduire l'ensemble des modes de déformation envisageables. Des valeurs prudentes doivent être choisies non seulement pour les paramètres de résistance mais aussi pour ceux permettant de définir la règle d'écoulement ou de régir l'évolution des éventuels mécanismes d'érouissage.

Afin de procéder au calage et à l'étalonnage du modèle, il convient d'examiner des configurations simples permettant de définir un coefficient de modèle. Par exemple, dans le cas d'une fondation sous charge verticale centrée, le calage du modèle doit permettre de retrouver la valeur de la résistance ultime du terrain estimée à partir de données pressiométriques ou la valeur de tassement estimée à partir des formules de Ménard lorsque ces références sont pertinentes et éprouvées.

Les méthodes numériques peuvent être utilisées avec les approches de calcul 2 et 3 de la norme NF EN 1997-1 :

- Pour l'approche 2 : il s'agit d'établir la courbe charge-déplacement de la structure et de définir une charge correspondant à la rupture du système étudié. Cette charge est associée à un déplacement de la fondation ou de la structure correspondant à un état de ruine (par analogie avec les essais expérimentaux de chargement des fondations superficielles, on peut par exemple retenir une charge correspondant à un déplacement vertical égal à $0,1B$ ou un déplacement horizontal égal à $0,05B$). Il s'agit ensuite d'identifier sur la courbe charge-déplacement la charge correspondant à l'ELU visé et de vérifier que le rapport entre la charge correspondant à la ruine de la structure et cette charge est suffisant vis-à-vis des différents coefficients partiels fixés.
- Pour l'approche 3 : Deux procédures peuvent être admises. La première consiste à réaliser le calcul avec des valeurs réduites des paramètres de résistance pour le sol et la structure. Les coefficients partiels à utiliser sont ceux du jeu de paramètre M2 . La seconde consiste à partir d'un état d'équilibre à réduire les valeurs des paramètres de résistance du sol et de la structure jusqu'à obtenir un état correspondant à la rupture du système étudié. Le facteur de réduction des paramètres de résistance des matériaux (sol et structure) constitue un facteur partiel dont la valeur doit être supérieure aux valeurs du jeu de paramètres M2.

III.6 Procédures de détermination de la résistance du terrain sous une fondation superficielle à partir de la méthode analytique

Les symboles suivants (Figure 3.6) sont utilisés :

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 c pour la cohésion, q pour la surcharge et γ pour le poids volumique ;

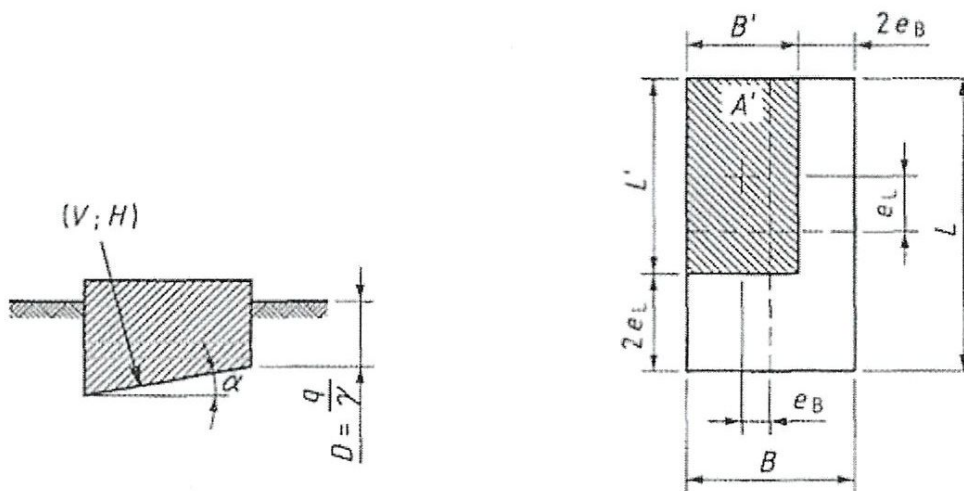
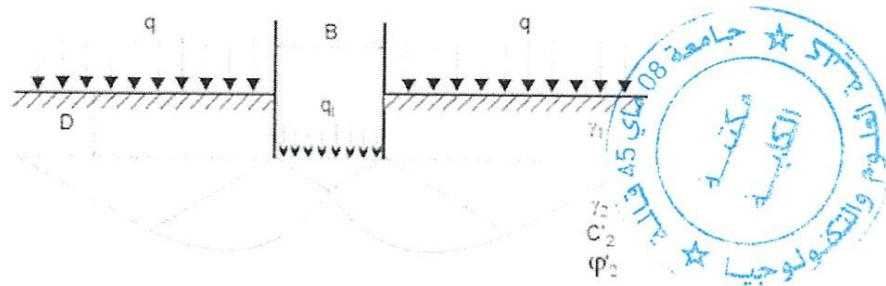


Figure 3.6: Notations.

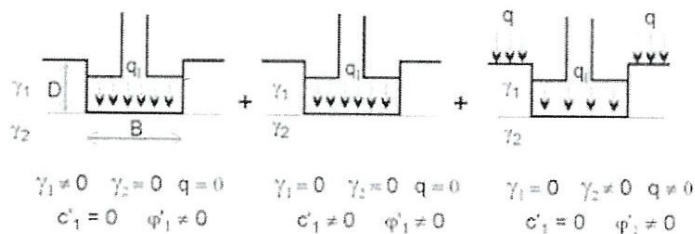
- B largeur de la fondation ;
- B' largeur effective de la fondation ;
- D profondeur d'encastrement ;
- e excentricité de la résultante des actions, avec les indices B pour une excentricité par rapport à l'axe transversal de la fondation ou L pour une excentricité par rapport à l'axe longitudinal de la fondation ;
- i facteurs d'inclinaison de la charge, avec les indices c, q et γ ;
- L longueur de la fondation ;
- L' longueur effective de la fondation ;
- m exposant dans les formules de calcul du facteur d'inclinaison i ;
- N facteurs de capacité portante, avec les indices c, q et γ ;
- Q pression due au poids des terres ou pression de surcharge au niveau de la base de la fondation ;

- q' : valeur de calcul de la pression effective due au poids des terres au niveau de la base de la fondation ;
- s : facteurs de forme de la base de la fondation, avec les indices c , q et γ ;
- V : charges verticales ;
- 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 ;
- φ : angle donnant la direction de H .

On présente dans ce paragraphe, la procédure qui doit être utilisée pour déterminer la valeur de la capacité portante du terrain sous une fondation superficielle selon la méthode analytique, c'est à dire la méthode basée sur les propriétés de résistance au cisaillement (c' et φ' ou γ) mesurées en laboratoire sur des échantillons de terrain non remanié (Figure 3.7).



a - Schéma des mécanismes de rupture.



b - Méthode de superposition.

Figure 3.7: Hypothèses associées à la méthode analytique de calcul de la portance.

III.6.1 Conditions non drainées

La résistance ultime du terrain sous une fondation superficielle doit être déterminée à partir de la relation suivante :

$$\frac{R_v}{A'} = (\pi + 2) \times C_u \times b_c \times S_c \times i_c + q \quad (3.4)$$

R_v est la résistance ultime du terrain,

c_u est la valeur de la cohésion non drainée du sol d'assise de la fondation,

q pression, au niveau de la base de la fondation, due au poids total des terres et aux charges permanentes ;

b_c, s_c, i_c coefficients de base inclinée, de forme et d'inclinaison de la charge;

A' surface effective de la fondation.

Les coefficients de base et de forme de la fondation et le coefficient d'inclinaison de la charge doivent être déterminés à partir des expressions regroupées dans le tableau 3.2.

Coefficients	Symbole	Expression ^a
Inclinaison de la base	b_c^b	$1 - \frac{2\alpha}{\pi+2}$
Forme	s_c	$1 + 0.2 \frac{b'}{L'}$
Inclinaison de la charge	i_c^c	$\frac{1}{2} \left[1 + \sqrt{1 - \frac{H}{A'c_u}} \right]$ avec $H \leq A'c_u$

Tableau 3.2 - Coefficients b_c , s_c et i_c - Méthode analytique en conditions non drainées.

La surface effective de la fondation doit être déterminée conformément aux expressions suivantes :

Pour une semelle filante :

$$A' = A \left(1 - 2 \frac{e}{B} \right) = LB \left(1 - 2 \frac{e}{B} \right) = LB' \quad (3.5)$$

□ Pour une semelle circulaire :

$$A' = A \cdot \left(2 \frac{\arccos\left(\frac{e}{R}\right)}{\pi} - \frac{2e}{\pi R^2} \sqrt{1 - \left(\frac{e}{R}\right)^2} \right) = \pi R^2 \left(2 \frac{\arccos\left(\frac{e}{R}\right)}{\pi} - \frac{2e}{\pi R^2} \sqrt{1 - \left(\frac{e}{R}\right)^2} \right) \quad (3.6)$$

$$B' = \sqrt{A' \frac{(R-e)}{\sqrt{R^2 - e^2}}} \quad (3.7)$$

$$L' = \sqrt{A' \frac{\sqrt{R^2 - e^2}}{(R-e)}} \quad (3.8)$$

□ Pour une semelle rectangulaire :

$$A' = A \left(1 - 2 \frac{e_B}{B} \right) \left(1 - 2 \frac{e_L}{L} \right) = (B - 2e_B)(L - 2e_L) = B' L' \quad (3.9)$$

III.6.2 Conditions drainées

La résistance ultime du terrain sous une fondation superficielle doit être déterminée à partir de la relation suivante :

$$\frac{R_k}{A'} = c' \times N_c \times b_c \times S_c \times i_c + q' \times N_q \times b_q \times S_q \times i_q + 0.5 \times \gamma' \times B' \times N_\gamma \times b_\gamma \times S_\gamma \times i_\gamma \quad (3.10)$$

R_v : est la résistance ultime du terrain ;

c' : est la valeur de la cohésion non drainée du sol d'assise de la fondation ;

γ' : est poids volumique déjaugé du terrain d'assise ;

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

q' : pression, au niveau de la base de la fondation, due au poids effectif des terres ;

b_c, b_q, b_γ sont les coefficients de base inclinée ;

s_c, s_q, s_γ : sont les coefficients de forme ;

i_c, i_q, i_γ : sont les coefficients d'inclinaison de la charge ;

A' : surface effective de la fondation.

La valeur de l'exposant m doit être déterminée conformément aux expressions suivantes :

□ lorsque la composante horizontale de la charge agit dans la direction de B' :

$$m = m_B = \frac{2 + \frac{B'}{L'}}{1 + \frac{B'}{L'}} \quad (3.11)$$

□ lorsque la composante horizontale de la charge agit dans la direction de L' :

$$m = m_L = \frac{2 + \frac{L'}{B'}}{1 + \frac{L'}{B'}} \quad (3.12)$$

□ Lorsque la composante horizontale de la charge agit selon une direction faisant un angle θ avec la direction de L' :

$$m = m_\theta = m_L \cos^2 \theta + m_B \sin^2 \theta \quad (3.13)$$

La surface effective de la fondation doit être déterminée conformément aux expressions suivantes :

□ Pour une semelle filante :

$$A' = A \left(1 - 2 \frac{e}{B}\right) = LB \left(1 - 2 \frac{e}{B}\right) = LB' \quad (3.14)$$

□ Pour une semelle circulaire :

$$A' = A \cdot \left(2 \frac{\arccos\left(\frac{e}{R}\right)}{\pi} - \frac{2e}{\pi R^2} \sqrt{1 - \left(\frac{e}{R}\right)^2}\right) = \pi R^2 \left(2 \frac{\arccos\left(\frac{e}{R}\right)}{\pi} - \frac{2e}{\pi R^2} \sqrt{1 - \left(\frac{e}{R}\right)^2}\right) \quad (3.15)$$

$$B' = \sqrt{A' \frac{(R-e)}{\sqrt{R^2-e^2}}} \quad (3.16)$$

$$L' = \sqrt{A' \frac{\sqrt{R^2-e^2}}{(R-e)}} \quad (3.17)$$

□ Pour une semelle rectangulaire :

$$A' = A \left(1 - 2 \frac{e_B}{B}\right) \left(1 - 2 \frac{e_L}{L}\right) = (B - 2e_B)(L - 2e_L) = B' L' \quad (3.18)$$

Chapitres IV :

Calcul analytique de

la capacité portante

d'une semelle de

fondation selon E7

Chapitres IV

Calcul analytique de la capacité portante d'une semelle de fondation selon Eurocode 7

IV.1 Introduction

Le calcul de la capacité portante des fondations superficielles à partir de la cohésion c et l'angle de frottement ϕ est probablement le problème le plus connu de la mécanique des sols contemporaine et tous les manuels du domaine y font largement référence. Dans le cadre de cet exemple (cas d'un problème bidimensionnel), nous nous sommes intéressées au calcul de capacité la portante selon les différentes approches présentées dans l'Eurocode 7.

IV.2 Application N° 1: cas d'une semelle circulaire

IV.2.1 Présentation du problème étudié

Pour cet exemple, on souhaite calculer la capacité portante d'une fondation circulaire de deux (2.0) m de diamètre reposant à la surface d'une couche de sable de 4.0 m. Les caractéristiques mécaniques du sol d'assise sont données dans le tableau ci-dessous:

Paramètres	Nom	Valeur	unité
Poids volumique saturé	γ_{sat}	20.0	[KN/m ³]
Poids volumique sec	γ_{unsa}	17.0	[KN/m ³]
Module de Young	E^{ref}	1.3×10^4	[KN/m ²]
cohésion	C^{ref}	1.0	[KN/m ²]
Coefficient de poisson	ν	0,3	-
Angle de frottement	ϕ	31	[°]
Angle de dilatance	ψ	0	[°]

Tableau 4.1: Caractéristiques mécaniques du sol de fondation.

IV.2.2 Approches de calcul

Les facteurs partiels utilisés dans les approches sont groupés en ensembles notés A (pour les Actions ou effets des actions), M (pour les paramètres du sol) et R (pour les résistances). Ils sont sélectionnés en fonction de l'approche de calcul utilisée.

Approche 1		Approche 2	Approche 3
Combinaison 01 $A1 + M1 + R1$	Combinaison 02 $A2 + M2 + R1$	$A1 + M1 + R2$	$A1 + M2 + R3$ Où $A2 + M2 + R3$

Tableau 4.2: Approches de calcul utilisées selon l'Eurocode 7.

Pour la vérification de l'état d'équilibre, on doit appliquer aux actions les facteurs partiels suivants :

$\gamma_{G;dst}$ pour les actions permanentes défavorables déstabilisatrices.

$\gamma_{G;stb}$ pour les actions permanentes favorables stabilisatrices.

$\gamma_{Q;dst}$ pour les actions variables défavorables déstabilisatrices.

$\gamma_{Q;stb}$ pour les actions variables favorables stabilisatrices.

	Facteurs partiels pour les actions E ou effet des actions E			
	A1	A2	A1	A1 ou A2
Action permanente défavorable $\gamma_{G;dst}$	1.35	1.0	1.35	1.35 ou 1.0
Action permanente défavorable $\gamma_{G;dst}$	1.0	1.0	1.0	1.0
Action variable défavorable $\gamma_{Q;dst}$	1.5	1.3	1.5	1.5 ou 1.3
Action variable favorable $\gamma_{Q;stb}$	0	0	0	0

Tableau 4.3: Facteurs partiels pour les actions et les effets des actions.

Facteurs partiels pour les paramètres de sol γ_M		
	M1	M2
Poids volumique $\gamma ; \gamma$	1.0	1.0
Angle de frottement $\gamma ; \varphi'$	1.0	1.25
cohésion $\gamma ; c'$	1.0	1.25
cohésion non drainée $\gamma ; c_u$	1.0	1.40

Tableau 4.4: Facteurs partiels pour les paramètres de sol.

	R1	R2	R3
Facteur partiel de la résistance γ_{Rv}	1.0	1.4	1.0

Tableau 4.5: Facteurs partiels de la résistance (γ_R) pour les fondations superficielles.

IV.2.3 Calcul en conditions drainées

A. Approche de calcul 1

On doit vérifier qu'aucun état limite de rupture ou de déformation excessive ne sera atteint sous chacune des deux combinaisons d'ensembles de facteurs partiels suivantes :

Combinaison 1 : A1 "+" M1 "+" R1

Combinaison 2 : A2 "+" M2 "+" R1

Où "+" signifie : "à combiner avec".

NOTE : Dans les combinaisons 1 et 2, les facteurs partiels sont appliqués aux actions et aux Paramètres de résistance du terrain.

Combinaison 1 : A1 "+" M1 "+" R1

$$V_d < R_d$$

V_d : Valeur de calcul de la Somme des charges verticales appliquées à la semelle.

R_d : Résistance de calcul de l'ouvrage, tenant compte le facteur partiel de sécurité sur la résistance.

Calcul de l'action V_d

$$V_d = 1.35 (G + G_{sem}) + 1.5 (Q)$$

Avec : $G = 300$ KN, $Q = 100$ KN

$$G_{sem} = 3.14 \times 1 \times 25 \times 0.5 = 39.25 \text{ KN}, d=2\text{m}$$

$$V_d = 1.35 \times (39.25 + 300) + 1.5 \times 100 = 607.9875 \text{ KN}$$

Calcul de la résistance R_d

La force de résistance R_d , en conditions drainées est donnée par l'équation suivante:

$$\frac{R_K}{A'} = c' \times N_c \times b_c \times S_c \times i_c + q' \times N_q \times b_q \times S_q \times i_q + 0.5 \times \gamma' \times B' \\ \times N_\gamma \times b_\gamma \times S_\gamma \times i_\gamma$$

Avec:

R_K : Résistance caractéristique.

c' est la valeur de la cohésion non drainée du sol d'assise de la fondation ;

γ' est poids volumique déjaugé du terrain d'assise ;

N_c, N_q, N_γ : sont les facteurs de capacité portante ;

q' : *pression*, au niveau de la base de la fondation, due au poids effectif des terres ;

b_c, b_q, b_γ : sont les coefficients de base inclinée ;

s_c, s_q, s_γ : sont les coefficients de forme ;

i_c, i_q, i_γ : sont les coefficients d'inclinaison de la charge ;

A' surface effective de la fondation.

*Calcul des facteurs de portance:

Pour l'angle de frottement 31° , on a:

$$N_c = 32.67$$

$$N_q = 20.63$$

$$N_\gamma = 23.59$$

*Calcul des coefficients de forme:

$$S_q = 1 + \sin \varphi' = 1.51$$

$$S_\gamma = 0.7$$

$$S_c = \frac{(S_q \cdot N_q^{-1})}{(N_q^{-1})}, S_c = 1.54$$

*Calcul des coefficients de base inclinée:

$$b_q = b_\gamma = 1$$

$$b_c = b_q - \frac{(1-b_q)}{N_c \cdot \tan \varphi'}, b_c = 1$$

*Calcul des coefficients d'inclinaison de la charge:

$$i_\gamma = i_c = i_q = 1$$

$$\frac{R_k}{A'} = 494.10 \text{ KPa}$$

$$R_K = \left(\frac{2^2 \times 3.14}{4} \right) \times 494.10 = 1551.60 \text{ KN}$$

$$R_d = \frac{R_K}{\gamma_{RV}}$$

$$R_d = \frac{R_k}{1} = 1551.60 \text{ KN}$$

$$R_d = 1551.60 \text{ KN}$$

$$V_d = 607.9875 \text{ KN} < R_d = 1551.60 \text{ kN}$$

Condition vérifiée.

Combinaison 2 : A2 "+" M2 "+" R1

$$V_d < R_d$$

Calcul de l'action V_d

$$V_d = 1.0 (G + G_{sem}) + 1.3 (Q)$$

Avec : $G = 300 \text{ KN}$, $Q = 100 \text{ KN}$

$$G(sem) = 3.14 \times 1 \times 25 \times 0.5 = 39.25 \text{ KN.}$$

$$V_d = 1.0 \times (39.25 + 300) + 1.30 \times 100 = 469.25 \text{ KN}$$

Calcul de la résistance R_d

*Calcul des facteurs de portance:

Pour l'angle de frottement $\varphi = 31^\circ / 1.25 = 24.8^\circ$, on a:

$$N_c = 20.43$$

$$N_q = 10.44$$

$$N_\gamma = 8.72$$

*Calcul des coefficients de forme:

$$S_q = 1 + \sin \varphi' = 1.58$$

$$S_\gamma = 0.7$$

$$S_c = \frac{(S_q \cdot N_q - 1)}{(N_q - 1)}, S_c = 1.57$$

*Calcul des coefficients de base inclinée:

$$b_q = b_\gamma = 1$$

$$b_c = b_q - \frac{(1 - b_q)}{N_c \cdot \tan \varphi'}, b_c = 1$$

*Calcul des coefficients d'inclinaison de la charge:

$$i_\gamma = i_c = i_q = 1$$

$$\frac{R_k}{A'} = 240.9 \text{ KPa}$$

$$R_k = \left(\frac{2^2 \times 3.14}{4} \right) \times 240.9 = 756.40 \text{ KN}$$

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_{RV}}$$

$$R_d = \frac{R_k}{1} = 756.40 \text{ KN}$$

$$R_d = 756.4 \text{ KN}$$

$$V_d = 469.25 \text{ KN} < R_d = 756.40 \text{ kN}$$

Condition vérifiée.

B. Approche de calcul 2

On doit vérifier qu'aucun état limite de rupture ou de déformation excessive ne sera atteint avec la combinaison d'ensembles de facteurs partiels suivante ;

Combinaison : A1 "+" M1 "+" R2

NOTE : Dans cette approche, les facteurs partiels sont appliqués aux actions ou aux effets des actions et aux résistances du terrain.

Combinaison : A1 "+" M1 "+" R2

Calcul de l'action V_d

$$V_d = 1.35 (G + G_{sem}) + 1.5 (Q)$$

Avec: $G = 300 \text{ KN}$, $Q = 100 \text{ KN}$

$$G_{(sem)} = 3.14 \times 1 \times 25 \times 0.5 = 39.25 \text{ KN.}$$

$$V_d = 1.35 \times (39.25 + 300) + 1.5 \times 100 = 607.9875 \text{ KN}$$

Calcul de la résistance R_d

*Calcul des facteurs de portance:

Pour l'angle de frottement 31° , on a:

$$N_c = 32.67, N_q = 20.63, N_\gamma = 23.59$$

*Calcul des coefficients de forme:

$$S_q = 1 + \sin \varphi' = 1.51$$

$$S_\gamma = 0.7$$

$$S_c = \frac{(S_q \cdot N_q^{-1})}{(N_q^{-1})}, S_c = 1.54$$

*Calcul des coefficients de base inclinée:

$$b_q = b_\gamma = 1$$

$$b_c = b_q - \frac{(1-b_q)}{N_c \cdot \tan \varphi'}, b_c = 1$$

*Calcul des coefficients d'inclinaison de la charge:

$$i_\gamma = i_c = i_q = 1$$

$$\frac{R_k}{A'} = 494.10 \text{ KPa}$$

$$RK = \left(\frac{2^2 \times 3.14}{4} \right) \times 494.10 = 1551.60 \text{ KN}$$

$$R_d = \frac{R_K}{\gamma_{RV}}$$

$$R_d = \frac{R_k}{1.4} = 1551.60 \text{ KN}$$

$$R_d = 1108.30 \text{ KN}$$

$$V_d = 607.9875 \text{ KN} < R_d = 1108.30 \text{ kN}$$

Condition vérifiée.

C. Approche de calcul 3

On doit vérifier qu'aucun état limite de rupture ou de déformation excessive ne sera atteint avec la combinaison d'ensembles de facteurs partiels suivante :

Combinaison : (A1* ou A2t) "+" M2 "+" R3

* sur les actions provenant de la structure.

* sur les actions géotechniques.

NOTE : Dans cette approche, les facteurs partiels sont appliqués aux actions ou aux effets des actions et aux paramètres de résistance du terrain.

Combinaison : (A1* ou A2t) "+" M2 "+" R3**Calcul de l'action V_d**

$$V_d = 1.35 (G + G_{sem}) + 1.5 (Q)$$

avec: $G = 300 \text{ KN}$, $Q = 100 \text{ KN}$

$$G_{(sem)} = 3.14 \times 1 \times 25 \times 0.5 = 39.25 \text{ KN.}$$

$$V_d = 1.35 \times (39.25 + 300) + 1.5 \times 100 = 607.99 \text{ KN}$$

Calcul de la résistance R_d *Calcul des facteurs de portance:

Pour l'angle de frottement $\varphi = 31^\circ / 1.25 = 24.8^\circ$, on a:

$$N_c = 20.43$$

$$N_q = 10.44$$

$$N_\gamma = 8.72$$

*Calcul des coefficients de forme:

$$S_q = 1 + \sin \varphi' = 1.58$$

$$S_\gamma = 0.7, S_c = \frac{(S_q \cdot N_q - 1)}{(N_q - 1)}, S_c = 1.57$$

*Calcul des coefficients de base inclinée:

$$b_q = b_\gamma = 1$$

$$b_c = b_q - \frac{(1 - b_q)}{N_c \cdot \tan \varphi'}, b_c = 1$$

*Calcul des coefficients d'inclinaison de la charge:

$$i_\gamma = i_c = i_q = 1$$

$$\frac{R_k}{A'} = 240.9 \text{ KPa}$$

$$R_k = \left(\frac{2^2 \times 3.14}{4} \right) \times 240.9 = 756.40 \text{ KN}$$

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_{RV}}, \quad R_d = \frac{R_k}{1} = 756.40 \text{ KN}, \quad R_d = 756.4 \text{ KN}$$

$$V_d = 607.99 \text{ KN} < R_d = 756.40 \text{ kN}$$

Condition vérifiée.

	Approche 01		Approche 02	Approche 03
	Combinaison 1 A1 "+" M1 "+" R1	Combinaison 2 A2 "+" M2 "+" R1	Combinaison A1 "+" M1 "+" R2	Combinaison (A1* ou A2t) "+" M2 "+" R3
Vd (kN)	607.99	469.25	607.99	607.99
Rd (kN)	1551.60	756.40	1108.30	756.40
Rd/Vd	2.55	1.61	1.82	1.24

Tableau 4.6: Synthèse sur les résultats des calculs en conditions drainées.

IV.3 Application N° 2: cas d'une semelle filante

IV.3.1 Présentation du problème étudié

Pour cet exemple, on souhaite calculer la capacité portante d'une filante de 2.50 m de largeur reposant à la surface d'une couche d'argile non drainée de 8.0 m de profondeur. Les caractéristiques mécaniques de cette argile sont données dans le tableau ci-dessous:

Paramètres	Nom	Valeur	unité
Poids volumique saturé	γ_{sa}	18.0	[KN/m ³]
Poids volumique sec	γ_{unsa}	18.0	[KN/m ³]
Module de Young	E^{ref}	1.0×10^4	[KN/m ²]
cohesion	C^{ref}	50.0	[KN/m ²]
Coefficient de poisson	ν	0,49	-
Angle de frottement	φ	0.0	[°]
Angle de dilatance	ψ	0.0	[°]

Tableau 4.7: Caractéristiques mécaniques du sol de fondation.

IV.3.2 Calcul en conditions drainées

A. Approche de calcul 1

On doit vérifier qu'aucun état limite de rupture ou de déformation excessive ne sera atteint sous chacune des deux combinaisons d'ensembles de facteurs partiels suivantes :

Combinaison 1 : A1 "+" M1 "+" R1

Combinaison 2 : A2 "+" M2 "+" R1

Combinaison 1 : A1 "+" M1 "+" R1

$$V_d < R_d$$

V_d : Valeur de calcul de la Somme des charges verticales appliquées à la semelle.

R_d : Résistance de calcul de l'ouvrage, tenant compte le facteur partiel de sécurité sur la résistance.

Calcul de l'action V_d

$$V_d = 1.35 (G + G_{sem}) + 1.5 (Q)$$

avec: $G = 300 \text{ KN}$, $Q = 100 \text{ KN}$

$$G_{(sem)} = 2.50 \times 1 \times 25 \times 0.5 = 31.25 \text{ KN}$$

$$V_d = 1.35 \times (31.25 + 300) + 1.5 \times 100 = 600.00 \text{ KN}$$

Calcul de la résistance R_d

La force de résistance R_d , en conditions non drainées est donnée par l'équation suivante:

$$\frac{R_K}{A'} = (\pi + 2) \times C_u \times b_c \times S_c \times i_c + q$$

Avec:

R_K : Résistance caractéristique.

c_u est la valeur de la cohésion non drainée du sol d'assise de la fondation ;

q : pression, au niveau de la base de la fondation, due au poids des terres ;

b_c : coefficient de base inclinée ;

S_c : coefficient de forme ;

i_c : coefficient d'inclinaison de la charge ;

A' surface effective de la fondation.

***Calcul des coefficients**

$b_c = 1.0$ Pour semelle à base horizontale;

$S_c = 1.0$ pour une semelle filante;

$I_c = 1.0$ facteur du à l'inclinaison de la charge.

$q = 27.0 \text{ kPa}$.

$$\frac{R_k}{A'} = 284.10 \text{ KPa}$$

$$R_k = 2.50 \times 1.0 \times 284.10 = 710.20 \text{ KN}$$

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_{RV}}$$

$$R_d = \frac{R_k}{1} = 710.20 \text{ KN}$$

$$R_d = 710.20 \text{ KN}$$

$$V_d = 600.00 \text{ KN} < R_d = 710.20 \text{ kN}$$

Condition vérifiée.

Combinaison 2 : A2 "+" M2 "+" R1

$$V_d < R_d$$

Calcul de l'action V_d

$$V_d = 1.0 (G + G_{sem}) + 1.3 (Q)$$

Avec : $G = 300 \text{ KN}$, $Q = 100 \text{ KN}$

$$G_{(sem)} = 31.25 \text{ KN}$$

$$V_d = 1.0 \times (31.25 + 300) + 1.30 \times 100 = 461.25 \text{ KN}$$

Calcul de la résistance R_d

*Calcul des coefficients

$b_c = 1.0$ Pour semelle à base horizontale;

$s_c = 1.0$ pour une semelle filante;

$i_c = 1.0$ facteur du à l'inclinaison de la charge.

$q = 27.0 \text{ kPa}$.

$$\frac{R_k}{A'} = 210.60 \text{ KPa}$$

$$R_K = 2.50 \times 1.0 \times 210.60 = 526.60 \text{ KN}$$

$$R_d = \frac{R_K}{\gamma_{RV}}$$

$$R_d = \frac{R_k}{1} = 526.60 \text{ KN}$$

$$R_d = 526.60 \text{ KN}$$

$$V_d = 421.25 \text{ KN} < R_d = 526.60 \text{ kN}$$

Condition vérifiée.

B. Approche de calcul 2

On doit vérifier qu'aucun état limite de rupture ou de déformation excessive ne sera atteint avec la combinaison d'ensembles de facteurs partiels suivante ;

Combinaison : A1 "+" M1 "+" R2

NOTE : Dans cette approche, les facteurs partiels sont appliqués aux actions ou aux effets des actions et aux résistances du terrain.

Combinaison : A1 "+" M1 "+" R2

Calcul de l'action V_d

$$V_d = 1.35 (G + G_{sem}) + 1.5 (Q)$$

avec: $G = 300 \text{ KN}$, $Q = 100 \text{ KN}$

$$G_{(sem)} = 2.50 \times 1 \times 25 \times 0.5 = 31.25 \text{ KN}$$

$$V_d = 1.35 \times (31.25 + 300) + 1.5 \times 100 = 600.00 \text{ KN}$$

Calcul de la résistance R_d

*Calcul des coefficients

$bc = 1.0$ pour semelle à base horizontale;

$S_c = 1.0$ pour une semelle filante;

$I_c = 1.0$ facteur du à l'inclinaison de la charge.

$q = 27.0$ kPa.

$$\frac{R_k}{A'} = 284.10 \text{ KPa}$$

$$RK = 2.50 \times 1.0 \times 284.10 = 710.20 \text{ KN}$$

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_{RV}}$$

$$R_d = \frac{R_k}{1.40} = 507.30 \text{ KN}$$

$$R_d = 507.30 \text{ KN}$$

$$V_d = 600.00 \text{ KN} < R_d = 507.30 \text{ KN}$$

Condition non vérifiée.

C. Approche de calcul 3

On doit vérifier qu'aucun état limite de rupture ou de déformation excessive ne sera atteint avec la combinaison d'ensembles de facteurs partiels suivante :

Combinaison : (A1* ou A2t) "+" M2 "+" R3

* sur les actions provenant de la structure.

* sur les actions géotechniques.

NOTE : Dans cette approche, les facteurs partiels sont appliqués aux actions ou aux effets des actions et aux paramètres de résistance du terrain.

Combinaison : (A1* ou A2t) "+" M2 "+" R3

Calcul de l'action V_d

$$V_d = 1.35 (G + G_{sem}) + 1.5 (Q)$$

avec: $G = 300 \text{ KN}$, $Q = 100 \text{ KN}$

$$G_{(sem)} = 2.50 \times 1 \times 25 \times 0.5 = 31.25 \text{ KN}$$

$$V_d = 1.35 \times (31.25 + 300) + 1.5 \times 100 = 600.00 \text{ KN}$$

Calcul de la résistance R_d

*Calcul des coefficients

$b_c = 1.0$ Pour semelle à base horizontale;

$s_c = 1.0$ pour une semelle filante;

$i_c = 1.0$ facteur du à l'inclinaison de la charge.

$q = 27.0 \text{ kPa}$.

$$\frac{R_k}{A'} = 210.60 \text{ KPa}$$

$$R_k = 2.50 \times 1.0 \times 210.60 = 526.60 \text{ KN}$$

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_{RV}}$$

$$R_d = \frac{R_k}{1} = 526.60 \text{ KN}$$

$$R_d = 526.60 \text{ KN}$$

$$V_d = 600.00 \text{ KN} < R_d = 526.60 \text{ kN}$$

Condition non vérifiée.

	Approche 01		Approche 02	Approche 03
	Combinaison 1 A1 "+" M1 "+" R1	Combinaison 2 A2 "+" M2 "+" R1	Combinaison A1 "+" M1 "+" R2	Combinaison (A1* ou A2t) "+" M2 "+" R3
<i>Vd (kN)</i>	600.00	421.25	600.00	600.00
<i>Rd (kN)</i>	710.20	526.60	507.30	526.60
<i>Rd/Vd</i>	1.18	1.25	0.85	0.88

Tableau 4.8: Synthèse sur les résultats des calculs en conditions drainées.

Chapitres V :

Calcul numérique de

la capacité portante

d'une semelle de

fondation selon E7

Chapitres V

Calcul numérique de la capacité portante d'une semelle de fondation selon l'Eurocode 7

V.1 Introduction

Les fondations superficielles isolées, posées sur un massif de sol homogène à surface horizontale, constituent des exemples simples pour la validation des résultats de calcul par éléments finis. En effet, on dispose de solutions exactes concernant la charge limite ou de bornes inférieures et supérieures pour quelque problème particulier. De plus, le schéma de rupture est également connu, dépendant des conditions d'essais. Dans le cadre de cet exemple (cas d'un problème bidimensionnel), nous nous sommes intéressés à la notion de capacité portante à partir d'un modèle numérique établi par le logiciel Plaxis, en se basant sur les différentes approches de l'Eurocode 7 et de comparer les résultats obtenus avec ceux trouvés par le calcul analytique au chapitre précédent.

V.2 Présentation du logiciel PLAXIS

Le code de calcul par éléments finis PLAXIS a été développé en premier lieu à l'université technologique de Delft en 1987. Dans les années suivantes, ce code, initialement réalisé pour analyser les digues en sols argileux, a vu son champ d'application de développer largement afin de prévoir traiter les différents types de problèmes géotechniques. Il permet d'analyser des problèmes élastiques, élasto-viscoplastiques en 2D ou 3D. Pour une description détaillée du code PLAXIS, le lecteur pourra se référer au manuel d'utilisation de PLAXIS.

V.2.1 Lois de comportement utilisées dans Plaxis

Les modèles de comportement de sols sont très nombreux : depuis le modèle élastique-plastique de Mohr-Coulomb jusqu'aux lois de comportement les plus sophistiquées, permettant de décrire presque tous les aspects du comportement élasto-plastique des sols, aussi bien sous des sollicitations monotone que cyclique. Ces modèles ont été développés dans le but d'être intégrés dans des calculs par éléments finis. Dans ce schéma, la

modélisation par éléments finis permet de résoudre le problème aux limites en tenant compte, par une loi de comportement réaliste, du comportement réel du sol. Deux difficultés majeures ont empêché la réalisation complète de ce schéma : d'une part les lois de comportement qui décrivent bien le comportement des sols sont complexes, la seconde difficulté est l'intégration de ces lois de comportement dans des codes de calcul par éléments finis, bi ou tridimensionnels. Peu de codes sont opérationnels actuellement, avec des lois sophistiquées. Les modèles de comportement disponible dans PLAXIS sont :

- Modèle élastique linéaire ;
- Modèle de Mohr-Coulomb ;
- Modèle de sol avec écrouissage (Hardening Soil Model) ;
- Modèle "SSM", pour les sols mous ;
- Modèle "SSCM", pour les sols mous avec effet du temps.

Le logiciel PLAXIS, dispose (depuis la version 8.0) d'une option permettant à l'utilisateur d'implémenter ses propres lois de comportement des matériaux.

V.3 Application N° 1: cas d'une semelle circulaire

V.4 Calcul en conditions drainées

A. Approche de calcul 1

On doit vérifier qu'aucun état limite de rupture ou de déformation excessive ne sera atteint sous chacune des deux combinaisons d'ensembles de facteurs partiels suivantes :

Combinaison 1 : $A1 "+" M1 "+" R1$

Combinaison 2 : $A2 "+" M2 "+" R1$

Où "+" signifie : "à combiner avec".

NOTE : Dans les combinaisons 1 et 2, les facteurs partiels sont appliqués aux actions et aux Paramètres de résistance du terrain.

B. Combinaison 1 : $A1 "+" M1 "+" R1$

V.4.1 Présentation du problème étudié

Pour ce modèle, on souhaite étudier le comportement d'une fondation circulaire reposant à la surface d'une couche d'argile de 4.0 m. de hauteur. En dessous se trouve un substratum rocheux. La fondation est rigide (et alors on impose un déplacement uniforme en surface). Le problème est axisymétrique et seul π radians de la fondation sera modélisé. L'extension latérale sera prise à 5 m, soit 5 fois le rayon : on vérifiera que cette limite n'intervient pas sur le champ de déplacement.

V.4.2 Conditions aux limites

On choisit les conditions aux limites par défaut, libres en vertical sur l'axe et sur le pourtour, bloquées au fond.

V.4.3 Chargement

La fondation est supposée rigide, le déplacement imposé ($u_{\text{imposé}}$) est uniformément réparti en surface. Nous utilisons ici la procédure de niveau final ("*Ultimate level*") comme une méthode d'application du chargement. Cette procédure pour laquelle la taille des pas de calcul est choisie automatiquement nous permet de préciser la charge totale (i.e. le déplacement imposé sur la fondation) à appliquer en assurant un bon compromis entre la robustesse et la précision du calcul. Remarquons que le calcul sera mené jusqu'à ce que l'un des trois critères suivants soit satisfait :

- La charge totale admissible appliquée a été atteinte,
- Le nombre maximal de pas de chargement additionnel spécifié a été atteint. Dans ce cas, le calcul peut s'arrêter avant d'obtenir la charge totale,
- La charge de rupture a été atteinte. Dans ce cas, la charge totale n'a pas non plus été obtenue. La rupture est diagnostiquée lorsque la charge appliquée diminue pendant deux pas de calcul successifs.

V.4.4 Caractéristiques du sol et loi de comportement

Pour notre modèle, on a utilisé La loi de Mohr-Coulomb avec les paramètres représentés sur le tableau ci-dessous:

Paramètres	Nom	Valeur	unité
Poids volumique saturé	γ_{sa}	20.0	[KN/m ³]
Poids volumique sec	γ_{unsa}	17.0	[KN/m ³]
Module de Young	E^{ref}	1.3×10^4	[KN/m ²]
cohesion	c^{ref}	1.0	[KN/m ²]
Coefficient de poisson	ν	0,3	-
Angle de frottement	φ	31	[°]
Angle de dilatance	ψ	0	[°]

Tableau 5.1: Caractéristiques mécaniques du sol de fondation.

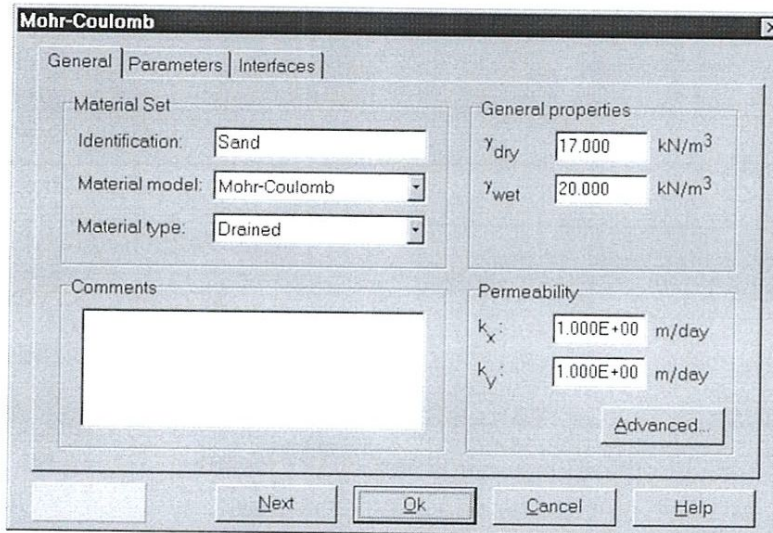
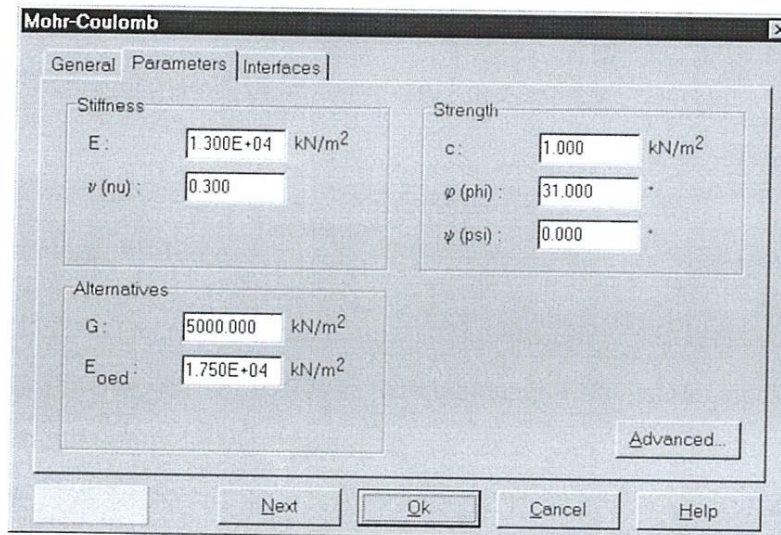


Figure 5.1: Entrée des caractéristiques mécaniques du sol de fondation.

V.4.5 Génération du maillage

L'icône "maillage" permet d'effectuer automatiquement le maillage du problème. On obtient alors le résultat ci dessous. Notons dès maintenant qu'il serait possible de raffiner ce maillage localement ou globalement.



The image shows a software dialog box titled "Mohr-Coulomb" with three tabs: "General", "Parameters", and "Interfaces". The "Parameters" tab is active. It contains several input fields for mechanical properties:

Category	Parameter	Value	Unit
Stiffness	E	1.300E+04	kN/m ²
	ν (nu)	0.300	
Strength	c	1.000	kN/m ²
	φ (phi)	31.000	°
	ψ (psi)	0.000	°
Alternatives	G	5000.000	kN/m ²
	E _{oed}	1.750E+04	kN/m ²

At the bottom right of the dialog is an "Advanced..." button. At the bottom are "Next", "Ok", "Cancel", and "Help" buttons.

Figure 5.2: Paramètres mécaniques du modèle de Mohr-Coulomb.

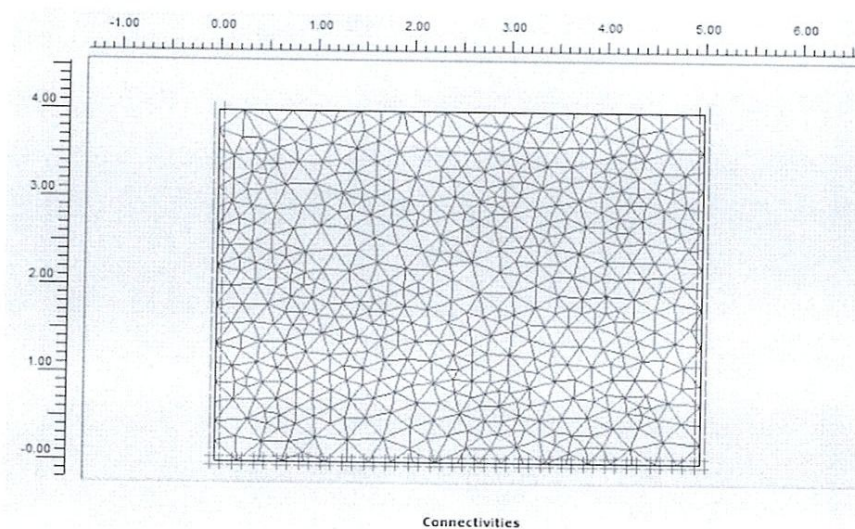


Figure 5.3: Génération automatique du maillage.

V.4.6 Calcul

Dans le cas présent on souhaite enfoncer de 30 cm la fondation dans le sol : on choisit donc un facteur $M_{disp} = 1 \text{ mètre} \times 0,3 = 30 \text{ cm}$.

On peut alors lancer le calcul. Pendant celui-ci, une fenêtre d'information apparaît donnant l'évolution du calcul.

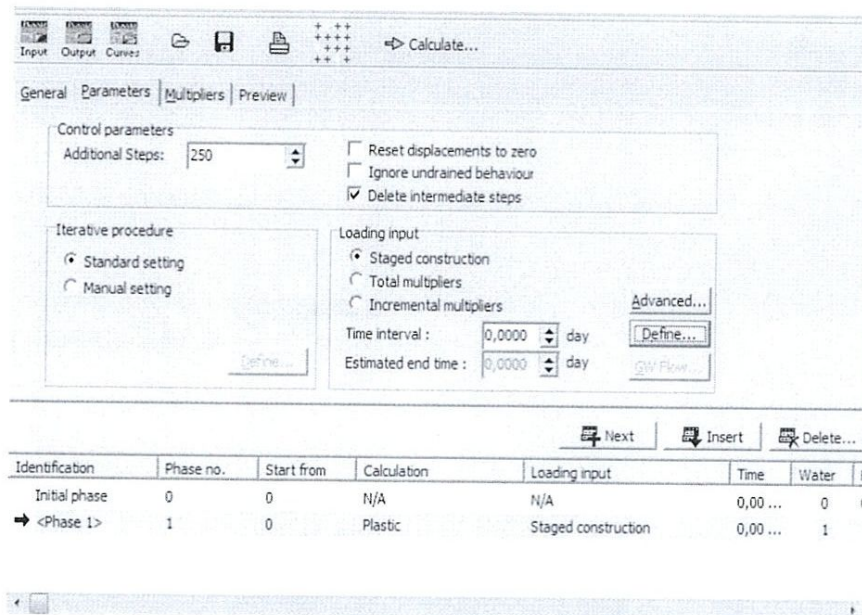


Figure 5.4: Fenêtre du réglage des paramètres de calcul.

V.4.7 Présentation des résultats

On obtient le maillage déformé ci-dessous :

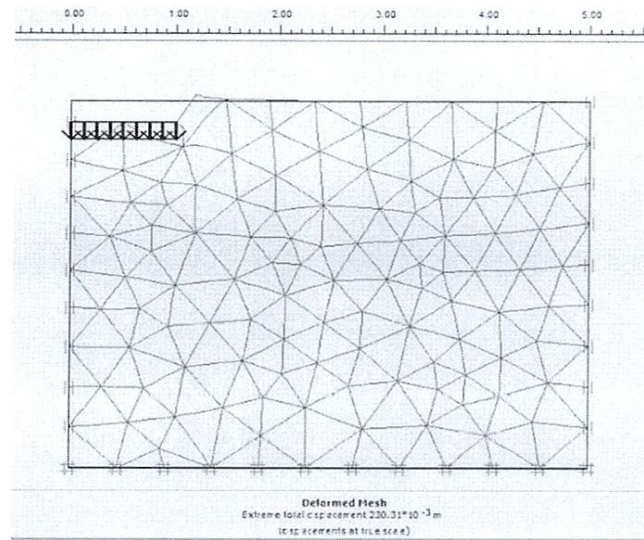


Figure 5.5: Maillage déformé.

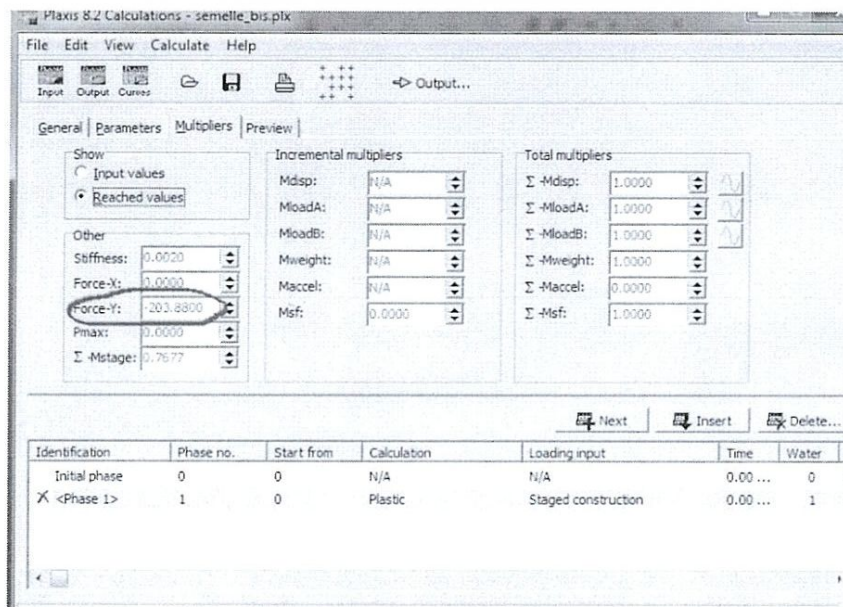


Figure 5.6: Résultats de la simulation.

A partir des résultats disponibles, on peut obtenir des informations sur le déroulement du calcul, ainsi la force totale selon l'axe Y est de 203.88 kN/radian ce qui correspond à une force totale par unité de surface, sur la semelle d'environ 408 kPa.

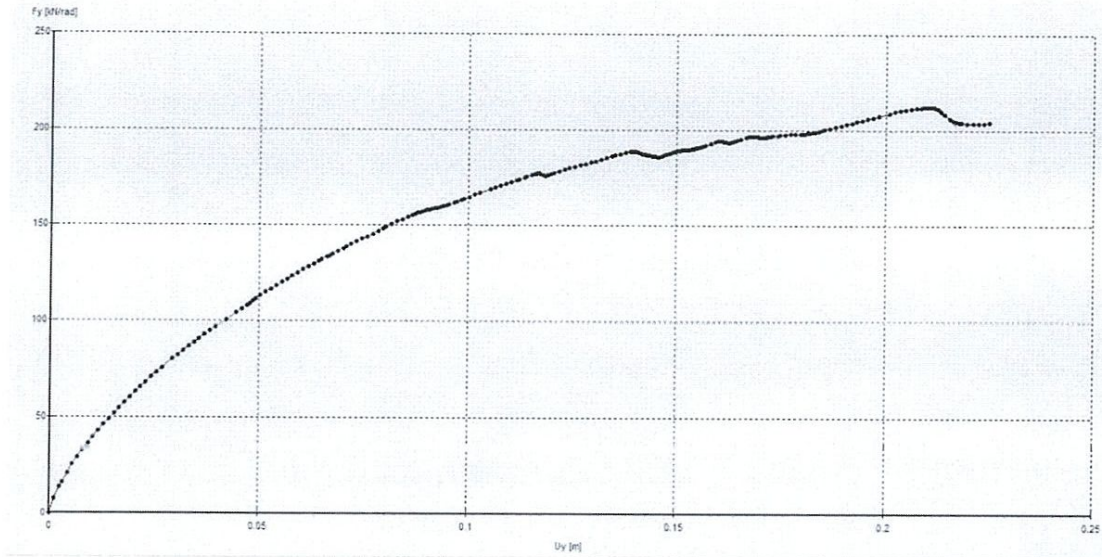


Figure 5.7 : Courbe charge limite – Déplacement verticale U_y .

La courbe charge-tassement tracée sur la figure 5.6 confirme ce résultat, où on remarque le pic de la charge appliquée puis la chute de cette dernière. La confrontation des résultats numériques avec la solution analytique pour le même cas (la valeur de la capacité portante par unité de surface est de 494.10 kPa), marque une légère différence entre les deux calculs.

C. Combinaison 2 : A2 "+" M2 "+" R1

V.4.8 Caractéristiques du sol et loi de comportement

Dans ce deuxième cas, on applique les coefficients partiels M2 sur les paramètres géotechniques, comme présenté sur le tableau ci-dessous:

Paramètres	Nom	Valeur	unité
Poids volumique saturé	γ_{sat}	16.0	[KN/m ³]
Poids volumique sec	γ_{unsa}	13.60	[KN/m ³]
Module de Young	E^{ref}	1.04×10^4	[KN/m ²]
cohesion	C^{ref}	0.80	[KN/m ²]
Coefficient de poisson	ν	0,24	-
Angle de frottement	φ	24.8	[°]
Angle de dilataance	ψ	0	[°]

Tableau 5.2: Caractéristiques mécaniques du sol de fondation.

V.4.8 Présentation des résultats

A partir des résultats disponibles, on peut obtenir des informations sur le déroulement du calcul, ainsi la force totale selon l'axe Y est de 78.86 kN/radian ce qui correspond à une force totale par unité de surface, sur la semelle d'environ 158 kPa.

La courbe charge-tassement tracée sur la figure 5.9 confirme ce résultat, où on remarque le pic de la charge appliquée puis la chute de cette dernière. La confrontation des résultats numériques avec la solution analytique pour le même cas (la valeur de la capacité portante par unité de surface est de 240.90 kPa), marque une différence remarquable entre les deux calculs.

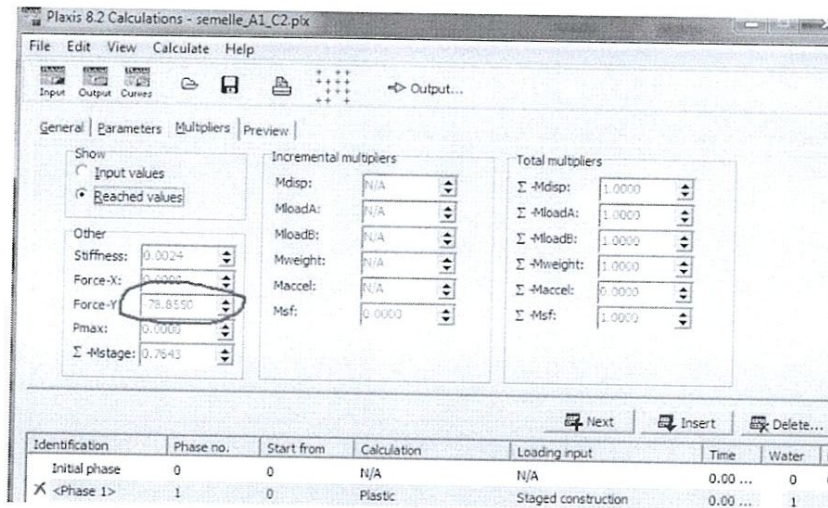


Figure 5.8: Résultats de la simulation.

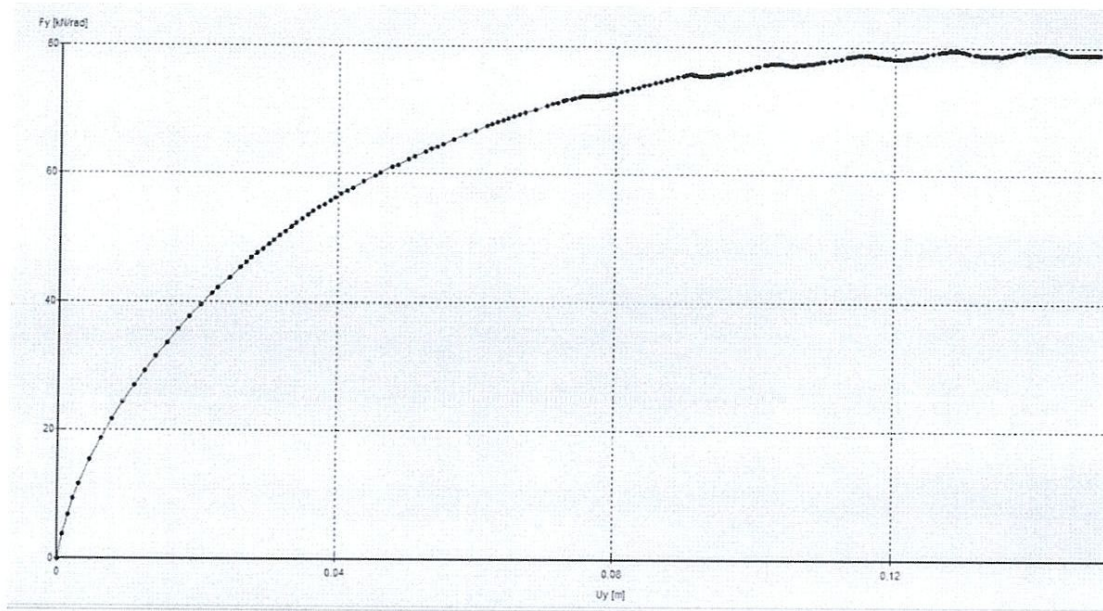


Figure 5.9 : Courbe charge limite – Déplacement verticale U_y .

$\frac{R_d}{A'} \text{ (kPa)}$	Approche 01	
	Combinaison 1 A1 "+" M1 "+" R1	Combinaison 2 A2 "+" M2 "+" R1
<i>Analytique</i>	494.10	240.90
<i>Numérique</i>	408.0	158.0

Tableau 5.3: Synthèse sur les résultats des calculs en conditions drainées.

V.5 Application N° 2: cas d'une semelle filante

V.5.1 Présentation du problème étudié

Pour cet exemple, on souhaite simuler le comportement d'une semelle filante de 2.50 m de largeur reposant à la surface d'une couche d'argile non drainée de 8.0 m de profondeur et de déduire sa capacité portante selon les approches 2 et 3 définies précédemment afin de comparer les résultats obtenus avec ceux calculés par la méthode analytique. Les caractéristiques mécaniques du sol de fondation sont données dans le tableau ci-dessous:

Paramètres	Nom	Valeur	unité
Poids volumique saturé	γ_{sa}	18.0	[KN/m ³]
Poids volumique sec	γ_{unsa}	18.0	[KN/m ³]
Module de Young	E^{ref}	1.0x10 ⁴	[KN/m ²]
Cohesion	C^{ref}	50.0	[KN/m ²]
Coefficient de poisson	ν	0,49	-
Angle de frottement	φ	0.0	[°]
Angle de dilatance	ψ	0.0	[°]

Tableau 5.4: Caractéristiques mécaniques du sol de fondation.

V.5.3 Calcul en conditions non drainées

A. Approche de calcul 2

V.5.4 Conditions aux limites et chargement

On choisit les conditions aux limites par défaut, libres en vertical sur l'axe et sur le pourtour, bloquées au fond. Pour le chargement, on applique un chargement type A, au niveau des multiplicateurs, on fixe le multiplicateur de la charge A ($MloadA$) à 350 pour avoir une valeur de chargement égale à 350×1kPa qui excède largement la force portante du sol.

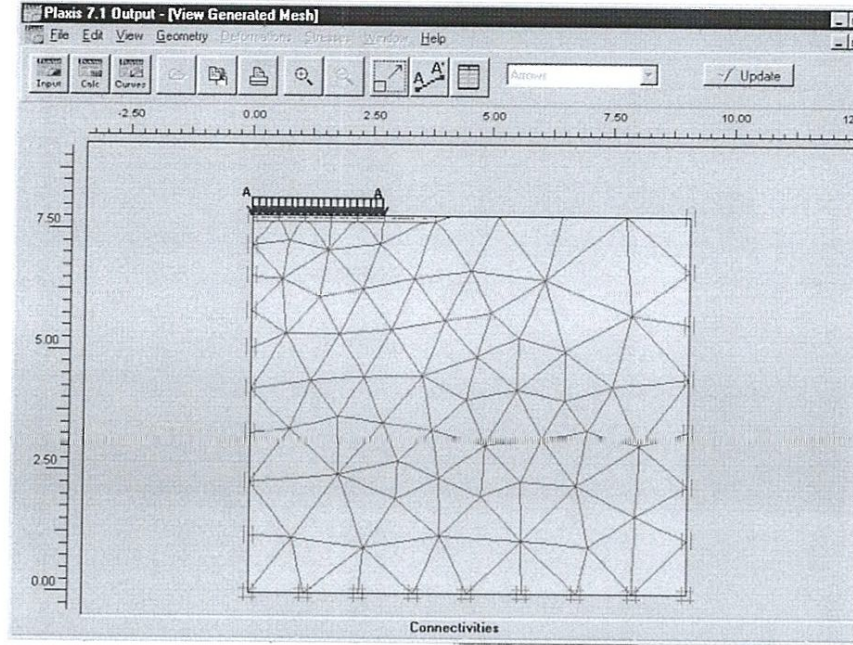


Figure 5.10 : Maillage et conditions aux limites du modèle.

V.5.5 Caractéristiques du sol et loi de comportement

Pour notre modèle, on a utilisé toujours la loi de Mohr-Coulomb avec les paramètres représentés sur le tableau 5.4.

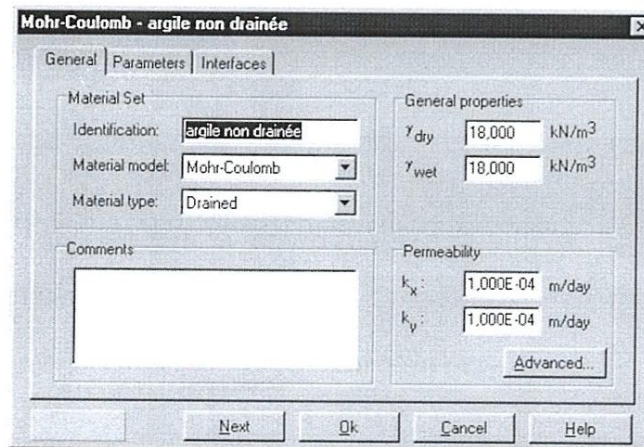


Figure 5.11: Entrée des caractéristiques mécaniques du sol de fondation.

Mohr-Coulomb - argile non drainée

General Parameters Interfaces

Stiffness

E_{ref} : 10000,000 kN/m²

ν (nu): 0,490

Strength

c_{ref} : 50,000 kN/m²

ϕ (phi): 0,000 °

ψ (psi): 0,000 °

Alternatives

G_{ref} : 1677,852 kN/m²

F_{oed} : 8,557E+04 kN/m²

Advanced...

Next Ok Cancel Help

Figure 5.12: Paramètres mécaniques du modèle de Mohr-Coulomb.

V.5.6 Calcul

On peut alors lancer le calcul. Pendant celui-ci, une fenêtre d'information apparaît donnant l'évolution du calcul.

File Edit View Calculate Help

Input Output Curves Calculate...

General Parameters Multipliers

Show

Input values

Reached values

Incremental multipliers

Mdisp: N/A

McontA: N/A

McontB: N/A

MloadA: N/A

MloadB: N/A

Mweight: N/A

Maccel: N/A

Mst: 0,0000

Total multipliers

Σ -Mdisp: 0,0000

Σ -McontA: 0,0000

Σ -McontB: 0,0000

Σ -MloadA: 350,0000

Σ -MloadB: 0,0000

Σ -Mweight: 1,0000

Σ -Maccel: 0,0000

Σ -Mst: 1,0000

Next Insert Delete...

Identification	Phase no.	Start from	Calculation	Loading input	First	Last	Water
Initial phase	0	0	N/A	N/A	0	0	0

Figure 5.13: Fenêtre du réglage des paramètres de calcul.

V.5.7 Présentation des résultats

La force portante a pour valeur $0.737 \times 350 = 258 \text{ kPa}$ (figure 5.14), ce qui est voisin de la valeur théorique calculée au chapitre précédent (202.9 kPa).

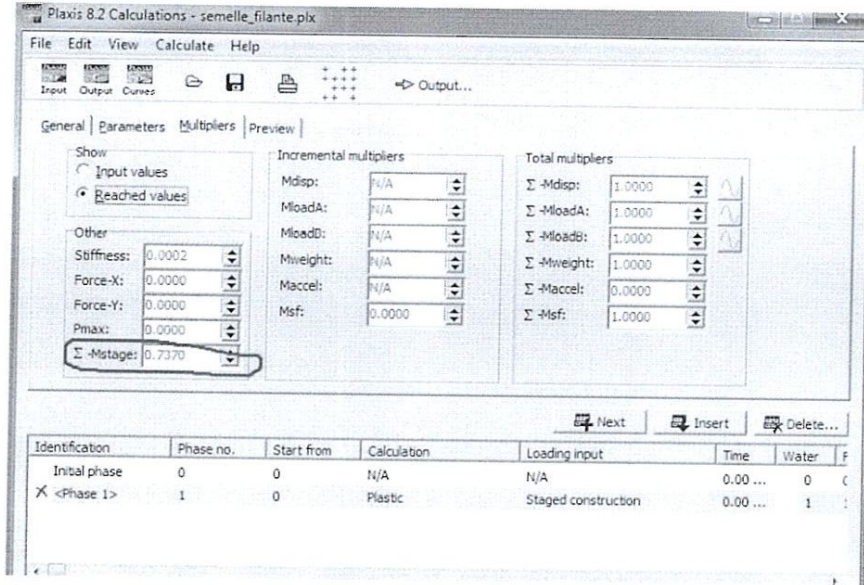


Figure 5.14: Résultats de la simulation.

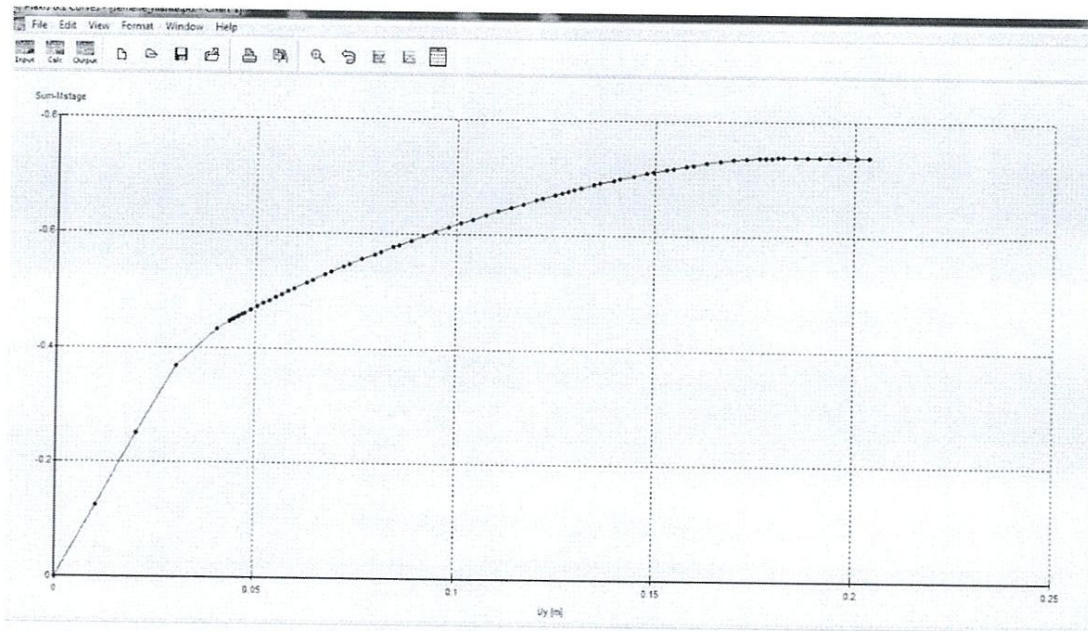


Figure 5.15 : Courbe charge limite – Déplacement verticale Uy.

La courbe charge-tassement tracée sur la figure 5.15 confirme ce résultat.

B. Approche de calcul 3

Combinaison : (A1* ou A2t) "+" M2 "+" R3

V.4.8 Caractéristiques du sol et loi de comportement

Dans ce deuxième cas, on applique les coefficients partiels M2 sur les paramètres géotechniques, comme présenté sur le tableau ci-dessous:

Paramètres	Nom	Valeur	unité
Poids volumique saturé	γ_{sa}	16.36	[KN/m ³]
Poids volumique sec	γ_{unsa}	16.36	[KN/m ³]
Module de Young	E^{ref}	8.0×10^3	[KN/m ²]
Cohesion	C^{ref}	35.71	[KN/m ²]
Coefficient de poisson	ν	0,49	-
Angle de frottement	φ	0.0	[°]
Angle de dilatance	ψ	0.0	[°]

Tableau 5.5: Caractéristiques mécaniques du sol de fondation.

V.4.8 Présentation des résultats

A partir des résultats disponibles, on peut obtenir des informations sur le déroulement du calcul, ainsi la force totale selon l'axe Y est égale à $0.53 \times 350 = 186$ kPa.

La courbe charge-tassement tracée sur la figure 5.17 confirme ce résultat. La confrontation des résultats numériques avec la solution analytique pour le même cas (la valeur de la capacité portante par unité de surface est de 210.60 kPa), marque une légère différence entre les deux calculs.

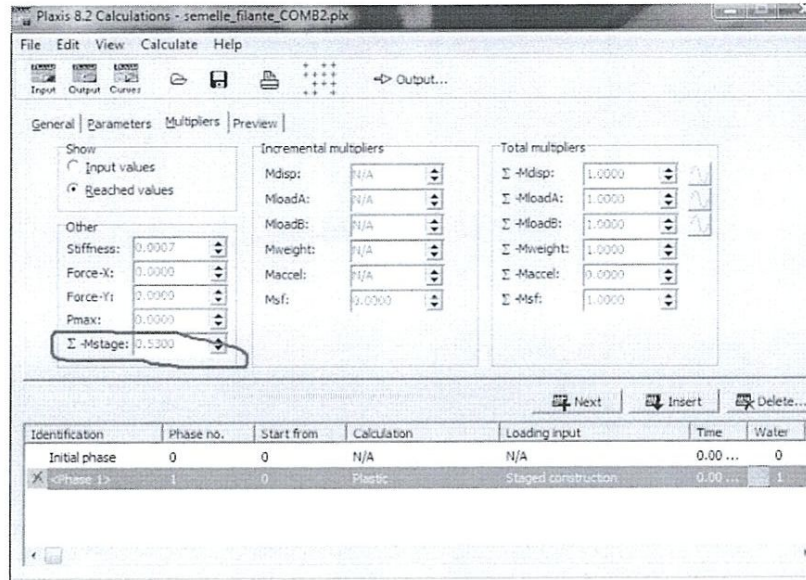


Figure 5.16: Résultats de la simulation.

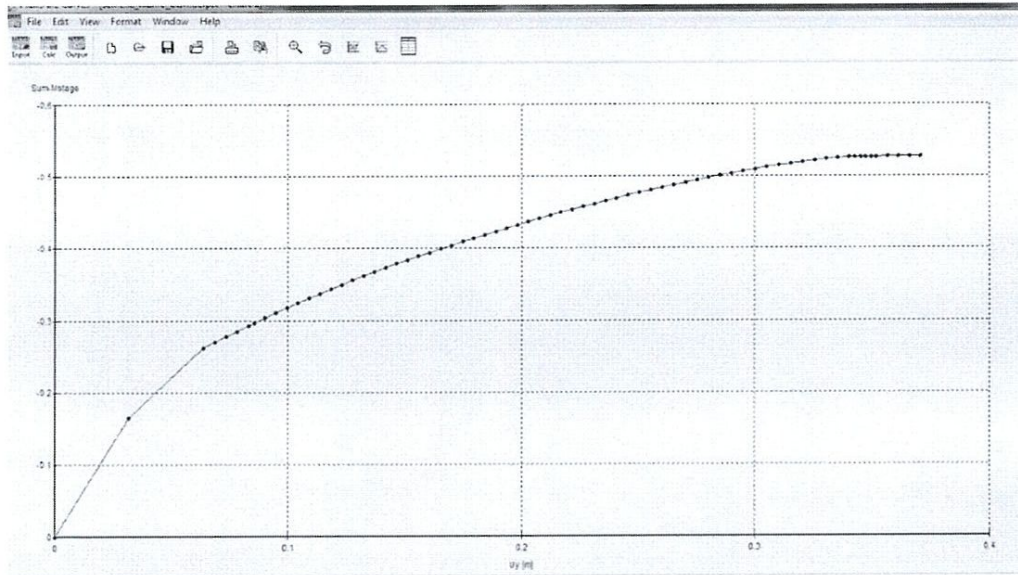


Figure 5.17 : Courbe charge limite – Déplacement verticale Uy.

$\frac{Rd}{A'} \text{ (kPa)}$	Approche 02	Approche 03
	A1 "+" M1 "+" R2	A1 "+" M2 "+" R3
<i>Analytique</i>	202.90	210.60
<i>Numérique</i>	258.0	185.50

Tableau 5.3: Synthèse sur les résultats des calculs en conditions drainées.

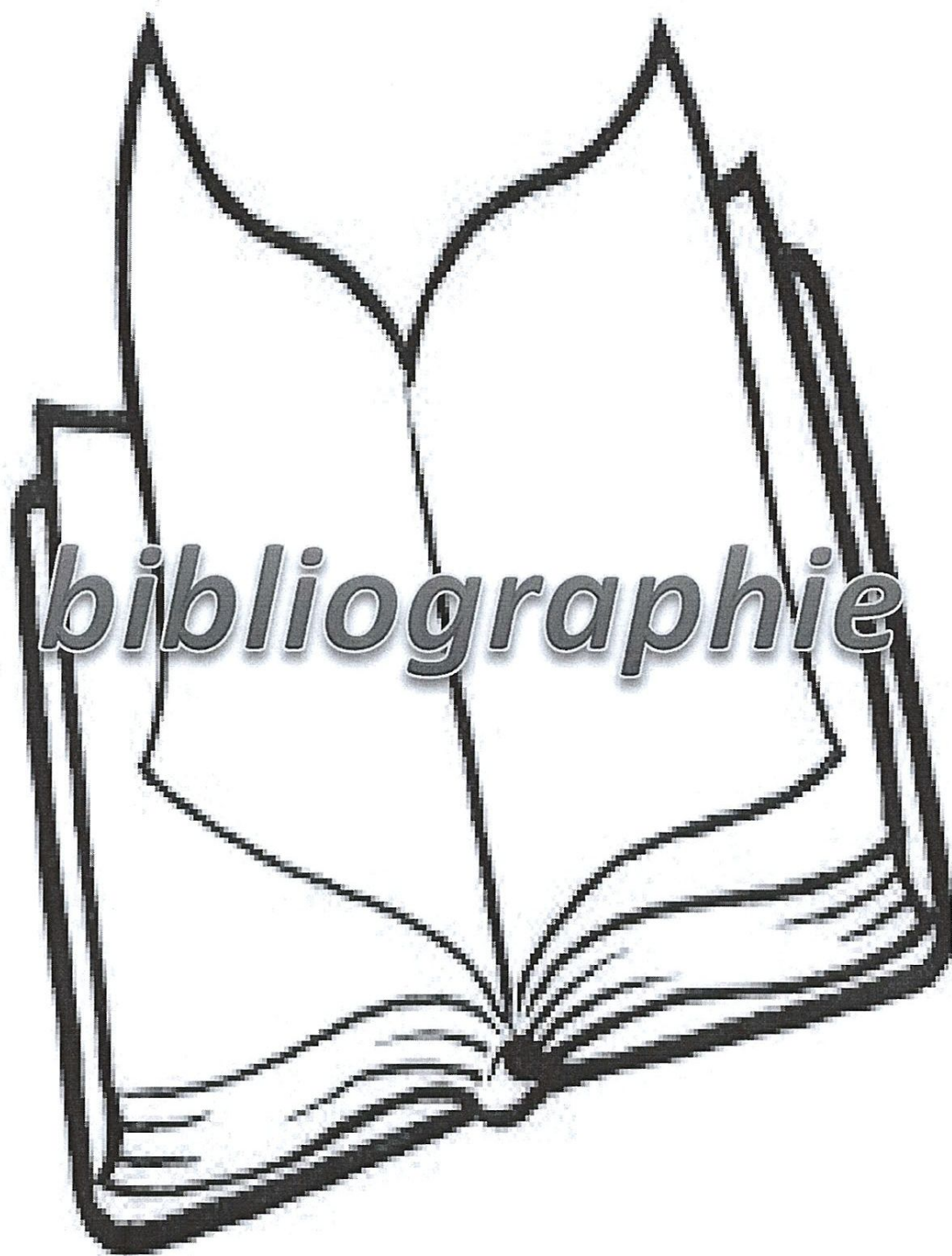
Conclusions et perspectives

Dans ce mémoire, nous avons abordé le problème de calcul analytique et numérique de la capacité portante des fondations superficielles, selon l'approche probabiliste définie dans la norme Eurocode 7,

Les résultats obtenus pour les différents modèles montrent une bonne concordance entre le calcul numérique et calcul analytique, cela prouve l'efficacité du logiciel de calcul Plaxis pour ces types de modélisation.

Finalement, plusieurs perspectives peuvent être envisagées pour ce travail à savoir:

- L'utilisation d'un autre logiciel de calcul pour la modélisation des cas étudiés;
- Proposition de d'autres modèles plus complexe tel que: semelle avec charge inclinée, semelle avec charge perpendiculaire excentrée, semelle au bord d'un talus, semelle sur plusieurs couches de sol hétérogène....etc.
- Prise en compte des conditions hydrauliques dans les modèles étudiés à travers la modélisation du niveau de la nappe phréatique;
- Utilisation des lois de comportement plus évoluées dans la modélisation.



Bibliographique

- [1] Coste J. & Sanglera G. : Cours pratique de mécanique des sols. Troisième édition du Tome 2. Dunod, 1982.
- [2] Frank R. : Fondations superficielles. Techniques de l'ingénieur, C246, 1998.
- [3] D.T.U 13-12 : Document Technique Unifié, Cahiers du Centre Scientifique et Technique de Bâtiment (CSTB), 1988.
- [4] Eurocode 7 : Calcul géotechnique - Partie I - Règles générales, 2004.
- [5] Olivaire G. : Mécanique des sols. Tome 2, Entpe, 1984.
- [6] Philippon Nat G. : Fondations et ouvrages en terre. Seyroles, 1987.
- [7] Choser F. : Eléments de mécanique des sols. Presses de l'école nationale des ponts et chaussées, 2003.
- [8] Cui Y.J. et Delage P. : Sols non saturés - Applications au calcul des ouvrages. Techniques de l'Ingénieur, C303, 2003.
- [9] Meyerhof G. G.: The bearing capacity of foundation under eccentric and inclined loads. Comptes rendus du 3e conger international. Tome 1. Zürich 1953, P (1-19).
- [10] D.T.R.B.C.2.1. : Document technique réglementaire, Principes généraux pour vérifier la sécurité des ouvrages. Ministère de l'habitat, Alger, 1988.
- [11] Favre J.L. : Géotechnique - Sécurité des ouvrages, Risques, Modélisation de l'incertain, fiabilité, analyse des risques. Ellipses, 2004.
- [12] Magnan J.P. : Eurocode 7 - calcul géotechnique, Technique de l'ingénieur, C240, 1995. Bibliographiqu.

Netographique

- [19] [http : //irc.cnrc.gc.ca/cbd/cbd221f.html](http://irc.cnrc.gc.ca/cbd/cbd221f.html)
- [20] http://www.setra.equipement.gouv.fr/euronormes/anglais_francais/PC_Anglais_Francais.htm
- [21] [http : //www.cetmef.equipement.gouv.fr](http://www.cetmef.equipement.gouv.fr)
- [22] [http : //WWW.introduction à la géotechnique_fichiers /ch1601h2.htm](http://WWW.introduction_à_la_géotechnique_fichiers/ch1601h2.htm)