

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE MOHAMED BOUDIAF - M'SILA

FACULTE DE TECHNOLOGIE
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



DOMAINE : TECHNOLOGIE
FILIERE : GENIE CIVIL
OPTION : GEOTECHNIQUE

N° :

Mémoire présenté pour l'obtention
Du diplôme de Master Académique

Par : CHAOUN Mohamed Nassim

Intitulé

**ÉTUDE PAR ÉLÉMENTS FINIS DE
LA PORTANCE D'UNE SEMELLE
FILANTE SITUÉE A PROXIMITÉ
D'UNE PENTE**

Soutenu devant le jury composé de :

PR: KHEMISSA MOHAMED
DR : LAHMADI AZZEDDINE
DR : BELOUAHRI BRAHIM

Université DE M'sila
Université DE M'sila
Université DE M'sila

Président
Rapporteur
Examineur

Année universitaire : 2016/2017

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE MOHAMED BOUDIAF - M'SILA

FACULTE DE TECHNOLOGIE
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



DOMAINE : TECHNOLOGIE
FILIERE : GENIE CIVIL
OPTION : GEOTECHNIQUE

N° :

Mémoire présenté pour l'obtention
Du diplôme de Master Académique

Par : CHAOUN Mohamed Nassim

Intitulé

**ÉTUDE PAR ÉLÉMENTS FINIS DE
LA PORTANCE D'UNE SEMELLE
FILANTE SITUÉE A PROXIMITÉ
D'UNE PENTE**

Soutenu devant le jury composé de :

PR: KHEMISSA MOHAMED
DR : LAHMADI AZZEDDINE
DR : BELOUAHRI BRAHIM

Université DE M'sila
Université DE M'sila
Université DE M'sila

Président
Rapporteur
Examineur

Année universitaire : 2016/2017

Remerciements

*Je tiens à remercier tout d'abord dieu pour m'avoir aidé à atteindre mon but, mes remerciements vont également à mon encadreur **Mr.***

***LAHMADI Azzeddine** pour sa patience, sa disponibilité, ses conseils et son aide.*

Ma plus profonde gratitude va à tous les membres du jury, à tous les enseignants du département de génie-civil.

A tous mes amies de géotechnique, à tous ceux qui m'ont aidé dans ce modeste travail je dis merci.

Dédicaces

Je dédie cet humble travail aux élus de mon cœur mes chers parents :

A papa said pour ses encouragements son dévouement et sa patience

à ma chère mère nassima

A mon frère marwan

A mes chères sœurs

A toute ma famille

A tous mes amies

Résumé:

La configuration particulière d'une fondation située à proximité d'une pente est un cas fréquemment rencontré dans la pratique. Cependant l'évaluation de la Capacité portante des fondations superficielles dans ce cas constitue l'un des problèmes majeurs en géotechnique. Les études théoriques et expérimentales ont montré que : Lorsqu'une fondation superficielle est située au bord d'une pente, sa portance est considérablement affectée par la présence de la pente et elle devient plus faible que celle avec un terrain horizontal et elle doit être affectée d'un coefficient réducteur.

L'objectif de ce mémoire est de présenter une synthèse bibliographique concernant les travaux effectués pour étudier l'influence de la pente sur la capacité portante des fondations superficielles. Egalement, une étude numérique a été effectuée en utilisant un logiciel d'interaction sol-structures en élément finis (PLAXIS) et en faisant varier plusieurs paramètres incluant l'angle d'inclinaison de la pente β , la distance entre la fondation et la crête de talus d , afin d'évaluer l'effet de la pente sur la capacité portante d'une fondation filante sous chargement vertical reposant sur un sol frottant.

Mots clés :

capacité portante, fondation, pente, analyse numérique, Plaxis.

ملخص:

إن الحالة الخاصة لوجود أساس بالقرب من منحدر هي حالة غالبا ما نواجهها عمليا إلا أن تقييم قدرة تحمل الأساسات السطحية في هذه الحالة هي واحدة من أكبر المشاكل في الهندسة الجيوتقنية، وقد أظهرت الدراسات النظرية والتجريبية إنه عندما يقع أساس سطحي على حافة منحدر، فإن قدرة تحمله تتأثر بشكل كبير بوجود هذا المنحدر وتصبح أقل من قدرة التحمل الخاصة لسطح أفقي حيث تضرب في معامل تخفيض.

الهدف من هذه المذكرة هو موجز مرجعي فيما يتعلق بالأعمال المنجزة لدراسة تأثير المنحدر على قدرة تحمل الأساسات السطحية.

بالإضافة إلى ذلك، تم إجراء دراسة عددية باستخدام برنامج تفاعل بين التربة والهياكل باستعمال العناصر المنتهية PLAXIS من خلال تغيير عدة معاملات بما في ذلك زاوية ميل منحدر β والمسافة بين الأساس وقمة المنحدر d .

لتقييم تأثير المنحدر على قدرة التحمل لأساس مستمر خاضع لتأثير قوة عمودية متمركزة على تربة ذات احتكاك.

الكلمات المفتاحية: قدرة الحمل، أساس مستمر، منحدر، تحليل بعدي، بلاكسيس

.PLAXIS

Abstract:

The particular configuration of a foundation located near a slope is a case frequently encountered in practice. However the evaluation of the bearing capacity of shallow foundations in this case is one of the major problems in geotechnical engineering. The theoretical and experimental studies have shown that, when a shallow foundation is located at the edge of a slope, its bearing capacity is significantly affected by the presence of the slope and it becomes lower than that with an horizontal ground and it should be multiplied by a reduction factor. The objective of this thesis is to present a literature review concerning the works done to study the influence of the slope on the bearing capacity of shallow foundations. Also, a numerical study was conducted using a program of soil-structures interaction using finite elements (PLAXIS) and by varying several parameters including the inclination angle of the slope β and the crest of the slope d , in order to evaluate the effect of the slope on the bearing capacity of a strip foundation under a vertical load resting on a soil with friction.

Keywords :

Bearing capacity, Strip Foundation, slope, numerical analysis, Plaxis.

SOMMAIRE

Introduction générale.....	1
----------------------------	---

Chapitre I :

Comportement des fondations superficielles

I.1 Introduction.....	5
I.2 Définition Général	5
I.3 Principaux types de fondations superficielles	6
I.3.1 Les semelles filantes	6
I.3.2 Les Semelles isolées	7
I.3.3 Les radiers ou dallages	7
I.4 Les Fonctions des fondations dallages	7
I.4.1 Assurer la stabilité de l'ouvrage et des fondations	8
I.4.2 Assurer la résistance des massifs de fondations	8
I.4.3 Vérifier la résistance du terrain de fondations	8
I.4.4 S'assurer de la durabilité des fondations	8
I.4.5 Trouver la solution la plus économique	9
I.5 Comportement d'une fondation superficielle	9
I.6 Mécanismes De Rupture.....	9
1.6.1 Les Types de rupture dans le sol à une charge ultime.....	11
Conclusion	13

Chapitre II :

Capacité Portante Des Fondations Superficielle

II.1 Introduction	15
II.2 Capacité portante de fondation superficielle	15
II.3 Calcul de la capacité portante à partir des essais de laboratoire (méthode «C – φ»).....	16
II.3.1 Calcul en conditions non drainées.....	18
II.3.2 Calcul en conditions drainées	18

II.4 Calcul de la capacité portante à partir de l'essai de pénétration statique (CPT)	19
II.5 Philosophies de conception des fondations.....	19
II.5.1 Méthode de contrainte admissible (utilisation de facteur de sécurité)	19
II.5.2 Méthode d'état limite (utilisation du facteur partiel de sécurité)....	19
II.5.3 Méthodes pressiométrique et pénétrométrique.....	20
II.6 Résistance de pointe équivalente q _{ce} au pénétromètre statique (CPT)	23
Conclusion	24

Chapitre III :

La portance d'une fondation superficielle à proximité d'une pente

III.1 Introduction.....	26
III.2 Calcul de la capacité portante des fondations à proximité d'une pente.....	26
III.2.1 Etudes expérimentales.....	26
III.2.2 Méthodes théoriques.....	29
Conclusion	46

Chapitre IV :

Partie I : Présentation du logiciel de calcul PLAXIS

IV.1 Introduction	48
IV.2 Bref aperçu sur la méthode des éléments finis	48
IV.2.1 Concepts de base de la méthode aux éléments finis	48
IV.2.2 L'analyse des déplacements par MEF	48
IV.2.3 L'interpolation des déplacements	50
IV.2.4 Déformations	51
IV.3 Présentation de PLAXIS	51
IV.3.1 Le logiciel Plaxis.....	51
IV.3.2 Système d'options du code Plaxis.....	52

IV.3.3 Types de modèle en Plaxis.....	53
IV.3.4 Types d'éléments utilisés par Plaxis.....	53
IV.3.5 Modèles de comportement utilisés dans le Plaxis.....	55
IV.3.6 Modèle de comportement élasto-plastique	57
Conclusion	61

Chapitre V :

Partie II : Étude numérique de portance d'une fondation située à proximité d'une pente

V.1 Introduction.....	62
V.2 Présentation du cas étudié	62
V.3 Caractéristiques générales	63
V.3.1 Géométrie	63
V.3.2 Conditions aux limites	63
V.3.3 Caractéristiques des matériaux	63
V.3.4. Génération du Maillage	64
V.3.5 Conditions initiales	65
V.3.6 Calculs	66
Comparaison des résultats	74
Conclusion générale.....	76

LISTE DES FIGURES

	Page
Chapitre I :	
Comportement des fondations superficielles	
I.1: Rapport d/b définissant le type de fondation selon le DTU 13.12 (1988).....	06
I.2: Semelle filante.....	06
I.3: Semelle isolée.....	07
I.4: Fondation de type radiers.....	07
I.5: Chargement d'une fondation superficielle (Frank, R (1998).....	09
I.6: Courbe de chargement d'une fondation superficielle Suivant l'état de compacité du sol, on distingue trois mécanismes de rupture du sol quand la charge limite est atteinte comme le montre la figure.....	10
I.7: Mécanisme de cisaillement généralisé.....	11
I.8: Rupture par poinçonnement.	12
Chapitre II:	
Capacité Portante Des Fondations Superficielle	
II.1: Surface de rupture par cisaillement général supposée par Terzaghi (1943) pour une semelle filante.....	15
II.2: Capacité portante. Méthode de superposition de Terzaghi (méthode «C – φ »).....	16
II.3 : Configuration sol/fondation.....	18
II.4: Définition de l'encastrement équivalent d'une fondation superficielle	21
II.5: Définition de la pression limite nette équivalente p_{ie}^* dans le cas d'une couche porteuse homogène (fascicule 62-V, 1993).....	22
II.6: Définition de la résistance de pointe (ou de cône) équivalente pour les fondations superficielles et profondes (fascicule 62-V, 1993).....	23
Chapitre III :	
Capacité portante d'une fondation a proximité d'une pente	
III.1: Emplacement des fondations (Bauer et al.1981)	27
III.2: Configurations testées par Gemperline (1988)	27

III.3: Contour de portances obtenues par l'équation de Gemperline (1988)	29
(a) $\beta = 26.6^\circ$ et (b) 33.7° d'après Shields et al (1990)	
III.4: Surface de rupture d'une fondation filante rugueuse située sur une pente d'après Meyerhof (1957)	29
III.5: Variation du facteur de la capacité portante N_{cq} pour un sol purement cohérent (fondation sur une pente) d'après Meyerhof (1957).....	30
III.6: Variation du facteur de portance N_{yq} pour un sol purement frottant, cas d'une fondation sur pente, d'après Meyerhof (1957)	31
III.7: Surface de rupture d'une Fondation filante au bord d'une pente d'après Meyerhof (1957)	32
III.8: Facteur de portance N_{cq} de Meyerhof pour un sol purement cohérent (fondation située à proximité d'une pente) d'après Meyerhof (1957).....	32
III.9: Facteur de portance N_{yq} de Meyerhof, pour un sol purement frottant, (fondation située à proximité d'une pente) d'après Meyerhof (1957)	33
III.10: Mécanisme de rupture adopté par Kusakabe et al (1981)	34
III.11: Valeurs critiques de $N_{cetN_{\gamma}}$ pour diverses valeurs de $c/\gamma B$ ($\varphi = 30^\circ, \beta = 45^\circ, \alpha = 1$)	34
III.12 : Variation des surfaces de rupture et les valeurs de N_c, N_{γ} Avec la valeur de $c/\gamma B$	35
III.13: Mécanisme de rupture d'après Graham et al (1987)	36
(a) : $Df/b > 0$; (b) : $b/B > 0$	
III.14 : Valeurs théoriques de $N_{\gamma q}$, ($Df/b = 0$) d'après Graham et al (1987).....	36
III.15 : Valeurs théoriques de $N_{\gamma q}$, ($Df/b = 0.5$) d'après Graham et al (1987)...	37
III.16: Les valeurs théoriques de $N_{\gamma q}$, ($Df/b = 1$) d'après Graham et al (1987) Saran et al (1989)	38
III.17: Mécanisme de rupture supposé par Saran et al (1989)	37
III.18: Schéma de rupture, d'après Narita et Yamaguchi (1990)	38
III.19: Mécanisme de rupture et les forces appliquées adoptées dans l'analyse de Castelli et Motta (2009)	39
III.20: Définition du problème (Georgiadis (2010))	41
III.21: Modes de rupture d'après Georgi adis (2010)	41
III.22: Maillage pour une semelle filante au bord d'une pente d'après Georgi adis (2010)	42
III.23: Variation de N_c avec $c_u / (\gamma B)$ d'une fondation sur la crête d'une pente	42

$(\lambda = 0, \beta = 30^\circ)$ (Georgi adis, 2010)	
III.24: Variation de N_c avec λ pour $c_u/(B\gamma) = 1$ (Georgi adis 2010)	43
III.25: Géométrie du problème (Mabrouki et al 2010)	43
III.26: Maillage du modèle bidimensionnel et conditions aux limites, cas de $\beta = 26,6^\circ, d/B = 1$ (Mabrouki et al 2010)	44
III.27: Evolution du coefficient réducteur de portance en fonction de la distance à la crête du talus. (a) $\beta = 26,6^\circ$ (pente 1/2), (b) $\beta = 33,7^\circ$ (pente 1/3).....	45

Chapitre IV :

Présentation de l'outil numérique PLAXIS

IV.1 : Maillage en PLAXIS.....	49
IV.2 : Elément à 6 nœuds.....	50
IV.3 : Exemples de problèmes en déformations plane et axisymétrique.....	54
IV.4 : Position des noeuds et des points de contrainte dans les éléments de sol	55
IV.5 : Modèle monodimensionnel du comportement élastoplastique.....	56
IV.6 : Représentation du comportement élastique parfaitement plastique.....	56
IV.7 : Représentation du comportement élastoplastique avec écrouissage.....	56
IV.8 : Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb.....	57
IV.9 : Représentation du critère de Mohr-Coulomb dans l'espace des contraintes	58
IV.10 : Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb.....	58
IV.11 : Définition du module à 50 % de la rupture.....	59

Chapitre V

Étude numérique de portance d'une fondation située a proximité d'une pente

V.1:(a) Géométrie du problème pour une surface horizontale.....	62
V.2:(b) Géométrie du problème pour une pente de (1/2)	63
V.3 : Maillage avant le calcul.....	65
V.4 : Initialisation des contraintes initiales avec la procédure K0.....	65
V.5 : Choix de K0.....	65
V.6 : Valeurs des contraintes initiales.....	66
V.7 Menu général de calcul.....	66
V.8 : Excavation de talus.....	67
V.9 : Valeurs de déplacement imposé.....	67
V.10: Fenêtre d'évolution de calcul.....	68
V.11 : Contraintes totales.....	69

V.12 : Déplacements totaux.....	69
VI.13 : Points plastiques.....	70
V.14 : Contraintes totales	70
V.15 : Déplacements totaux.....	71
V.16 : Points plastique.....	71
V.17: Courbes contrainte-tassement pour $d=0$	72
V.18 : Courbes contrainte-tassement pour $d=1$	72
V.19 : Courbes contrainte-tassement pour $d=2$	73
V.20 : Courbes contrainte-tassement pour $d=3$	73

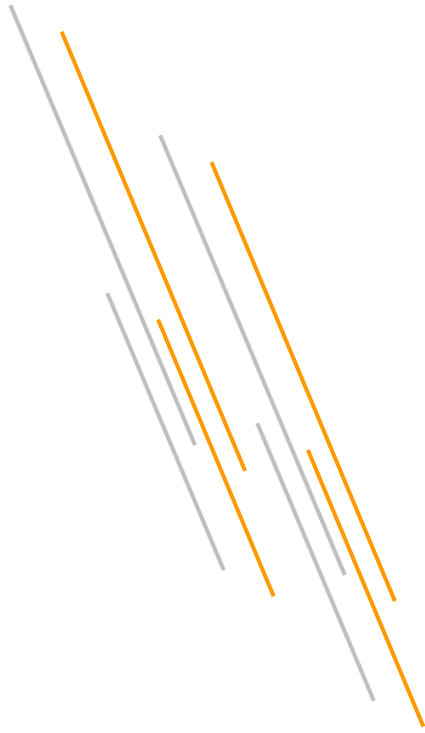
LISTE DES TABLEAUX

	Page
Chapitre II :	
Capacité portante des fondations superficielle	
II.1 : Facture de la capacité portante.....	17
II.2 : Coefficients de forme.....	17
II.3 : Résultats à partir des essais in-situ.....	20
Chapitre III	
Capacité portante d'une fondation à proximité d'une pente	
III.1: Comparaisons avec les résultats des tests pour l'argile.....	40
Chapitre V	
Étude numérique de portance d'une fondation située à proximité d'une pente	
V.1 : Paramètres géotechniques du sol.....	64
V.2 : Des résultats en termes de capacité portante	74

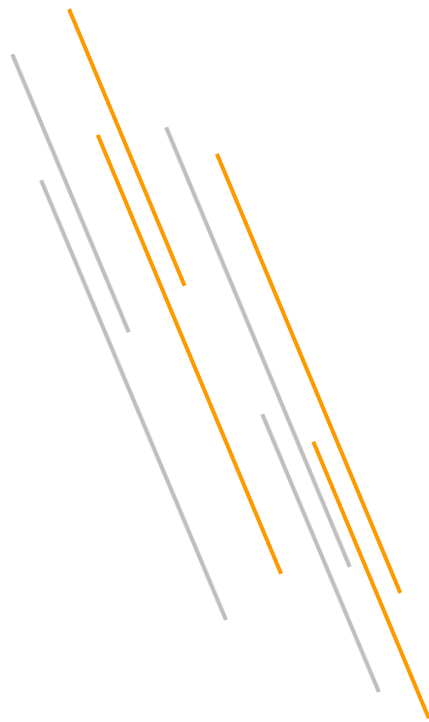
LISTE DES NOTATIONS

q_l	: Contrainte de rupture (capacité portante par unité de surface),
S_γ, S_q, S_c	: Coefficients de forme de la semelle
N_γ, N_q, N_c	: Facteurs de portance (fonction de ϕ)
γ_1	: Poids volumique du sol sous la base de la fondation,
γ_2	: Poids volumique du sol latéralement à la fondation,
c	: Cohésion du sol sous la base de la fondation.
γ	: Cohésion du sol sous la base de la fondation.
γ_d	: Poids volumique sec du sol
γ	: Poids volumique saturé du sol
ϕ	: Angle de frottement interne du sol
ϕ'	: Angle de frottement interne effectif du sol
q_a	: Contrainte admissible
Q_l	: Charge limite de la semelle
A	: La surface de la base de la semelle
F_s	: Coefficient de sécurité .
B	: Largeur de la semelle ou la plus petite dimension.
D	: Encastrement
h	: Ancrage de la semelle
L	: Longueur de la semelle
p_l^*	: La pression limite nette
p_l	: Pression limite mesurée
p_0	: Contrainte totale horizontale au même niveau avant essai
k_p	: Facteur de portance pressiométrique
p_{le}^*	: Pression limite nette équivalente
q_{ce}	: Étant la résistance de pointe équivalente définie ci-après

k_c	: Facteur de portance pénétrométrique
q_{ce}	: Résistance de pointe équivalente
q_{ref}	: La contrainte transmise au sol caractérisant la sollicitation considérée
E_{50}^{ref}	: Module sécant dans un essai triaxial
E_{oed}^{ref}	: Module tangent dans un essai oedométrique
E_{ur}^{ref}	: Module en décharge
EA	: Rigidité normale
EI	: Rigidité de flexion
K_0	: Coefficient des terres au repos
m	: Puissance
R_f	: Coefficient à la rupture q_f/q_a .



INTRODUCTION GÉNÉRALE



INTRODUCTION GENERALE

L'un des sujets les plus importants dans le domaine de géotechnique est l'estimation de la capacité portante des fondations superficielles. De nombreuses méthodes ont été développées pour le calcul de la capacité portante d'une fondation superficielle filante, posée sur un sol horizontal. Ces méthodes conduisent à la formule générale de Terzaghi (1943) où la capacité portante des fondations superficielles se réduit à la détermination des facteurs de la capacité portante N_c , N_q et N_γ . L'équation de Terzaghi, relative à une fondation superficielle filante s'écrit sous la forme:

$$q_u = CN_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma$$

Où c , q , B , γ , expriment respectivement la cohésion, la surcharge, la largeur d'une fondation, le poids volumique du sol de fondation. N_c , N_q et N_γ sont les facteurs de capacité portante qui représentent l'effet de la cohésion, la profondeur de la fondation et le poids volumique du sol de fondation et qui dépendent de l'angle de frottement interne ϕ du sol sous la base de la fondation. L'équation de Terzaghi admet le principe de superposition des effets qui n'est pas tout à fait valable en calcul plastique. Mais ce principe a bien été adopté par tous les géotechniciens.

Il arrive qu'on ne puisse établir les fondations sur un terrain suffisamment plat et que l'on soit obligé de fonder sur ou à proximité des pentes. La configuration particulière d'une fondation située au voisinage d'une pente est un cas fréquemment rencontré dans la pratique, notamment pour les culées de ponts. Ce problème a fait l'objet d'essais en vraie grandeur ou sur modèles réduits centrifugés ou à gravité normale. Par ailleurs, certains auteurs ont développé des méthodes théoriques pour l'évaluation de la portance d'une fondation filante au bord d'une pente.

Objectifs du travail effectué :

L'objectif principal de ce travail est de déterminer les facteurs qui sont susceptibles d'avoir le plus d'influence sur la capacité portante des sols de fondation située à proximité d'une pente.

Les facteurs qui seront considérés sont : l'angle d'inclinaison de la pente β et la distance entre la fondation et la crête de talus d .

Le présent mémoire est présenté en deux parties :

La première partie : présente une synthèse bibliographique consacrée à l'étude des problèmes de la portance des fondations superficielles ainsi que de l'outil numérique choisi pour l'étude du problème posé. Cette partie est divisée en 5 chapitres :

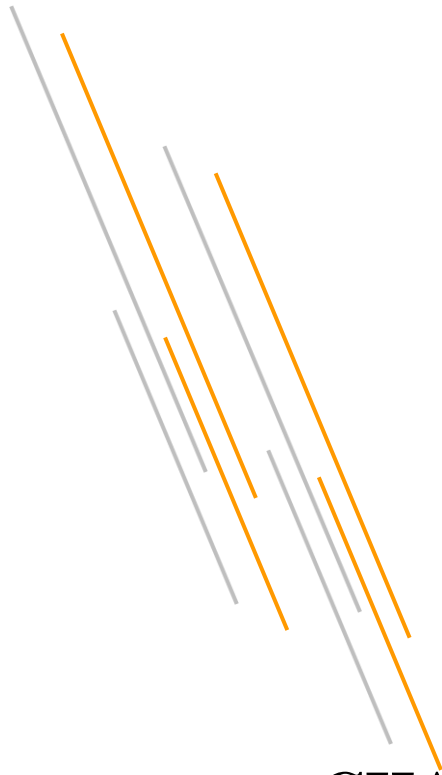
Le premier chapitre est consacré à la présentation des fondations superficielles, leurs types et fonctions ainsi que leurs comportement et mécanismes de rupture lorsqu'elles sont soumises à une charge vertical centrée.

Le deuxième chapitre est consacré à la présentation des méthodes de calcul de la capacité portante des fondations superficielles posée sur une surface horizontale. On rappelle brièvement les méthodes les plus utilisées actuellement à savoir la méthode de l'équilibre limite qui est la plus classique de toutes les méthodes, la méthode de l'analyse limite, la méthode des caractéristiques et enfin la méthode des éléments finis, on donne aussi les solutions les plus célèbres, à savoir Prandtl (1921), Terzaghi (1943), Meyerhof (1963), De Beer (1970).

Le troisième chapitre est consacré à la présentation d'une synthèse bibliographique concernant les travaux de recherche effectués pour étudier l'influence de la pente sur la capacité portante des fondations superficielles en utilisant des méthodes analytiques, empiriques et numériques.

Le quatrième chapitre présente les principes du code de calcul PLAXIS utilisé pour élaborer les simulations numériques de cette étude ainsi que les modèles de comportement utilisées dans ce code de calcul.

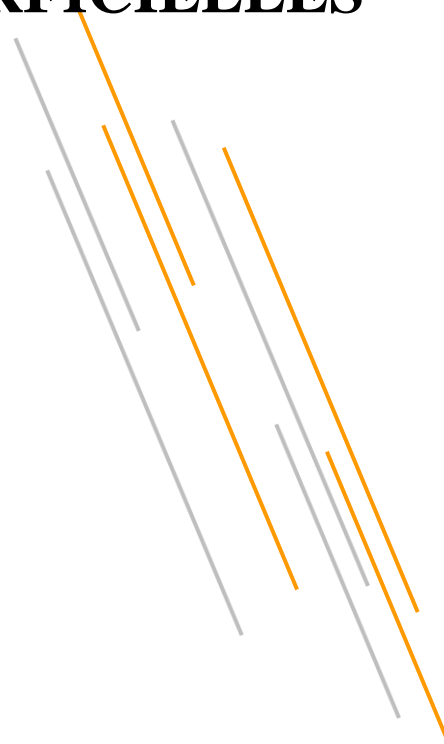
La deuxième partie : présente la contribution effectuée qui s'intéresse au calcul numérique de la capacité portante d'une fondation filante sous charge verticale centrée reposant sur la surface d'un sol frottant au bord d'une pente en utilisant le code Plaxis. L'étude est porter sur la variation des paramètres incluant l'inclinaison de la pente, la distance entre la fondation et la crête de talus d , afin d'évaluer l'effet de la pente sur la capacité portante.



CHAPITRE I

COMPORTEMENT DES FONDATIONS

SUPERFICIELLES



I. 1 Introduction:

A travers l'histoire, les constructeurs ont toujours exprimé leurs soucis de la nécessité de réaliser des fondations suffisamment stables afin d'assurer une sécurité suffisante à leurs constructions. Fonder une construction est une des plus anciennes activités géotechnique du bâtiment et des travaux publics, et le problème de géotechnique le plus courant encore aujourd'hui. Selon la capacité du sol ou de la roche à supporter les structures, les fondations peuvent être superficielles ou profondes.

Lorsque le sol de surface n'a pas une résistance suffisante pour supporter l'ouvrage par l'intermédiaire d'une fondation superficielle, des fondations profondes sont mises en place. Ce type de fondation permet de reporter les charges dues à l'ouvrage qu'elles supportent, sur des couches de sol situées à une profondeur variante de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres.

I.2 Définition général :

La fondation est la composante d'un ouvrage qui transmet au sol d'assise les efforts provenant de cet ouvrage. Ces derniers ont en général une composante verticale prédominante, mais la composante horizontale est souvent non négligeable ; les efforts appliqués au sol sont donc inclinés.

Si les efforts sont reportés à la surface du sol les fondations seront dites superficielles ; si les efforts sont reportés en profondeur, il s'agira de fondations profondes.

Pour des raisons de coût, on cherche souvent à fonder un ouvrage superficiellement. Si cette solution n'est pas satisfaisante d'un point de vue technique (le sol ne peut pas supporter la charge appliquée ou les tassements sont trop importants) ou économique, une solution en fondation profonde est envisagée.

On considère habituellement que la fondation est superficielle quand la profondeur D du niveau de fondation par rapport à la surface du sol est inférieure à 3 m ou 06 fois la largeur B de la fondation ($D/B < 6$) selon le DTU 13.12 (figure I).

Pour certains auteurs :

Une fondation est dite superficielle, si $D < 1,5.B$

Si $D > 5B$ La fondation est dite profonde

Si $1,5 B < D < 5 B$ la fondation est semi profonde.

On remarque aussi que Terzaghi (1943) considère « une fondation superficielle » celle qui a un rapport $D/B \leq 2$

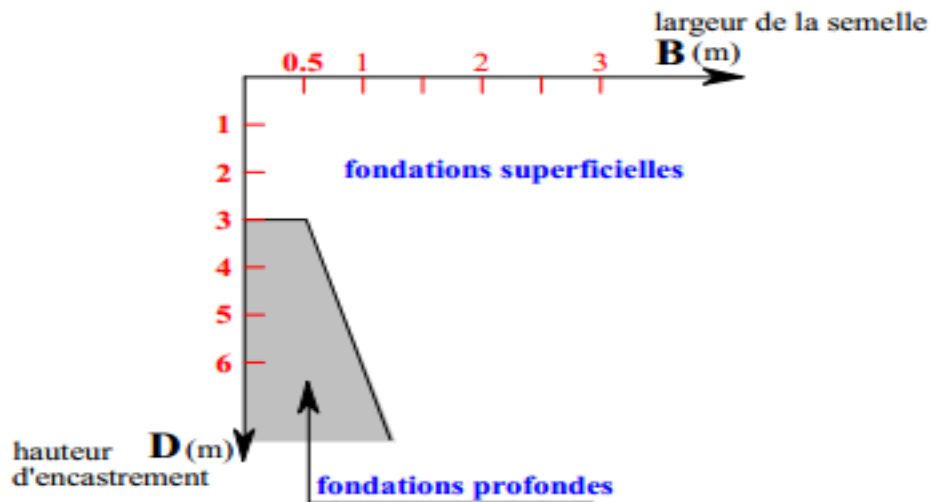


Figure I.1: RAPPORT D/B DEFINISSANT LE TYPE DE FONDATION SELON LE DTU 13.12(1988)

I.3 Principaux types de fondations superficielles :

D'après Frank, R (1998), On distingue trois types de fondations superficielles : les fondations filantes, les fondations isolées et les radiers ou dallages.

I.3.1 Les semelles filantes :

Lorsque la descente de charges n'est plus concentrée (sous un mur classique), on met logiquement en œuvre une fondation de type filante, c'est à dire continue sous l'objet fondé. Les fondations filantes, généralement de largeur B modeste (au plus quelques mètres) et de grande longueur L ($L/B > 10$ pour fixer les idées) ;

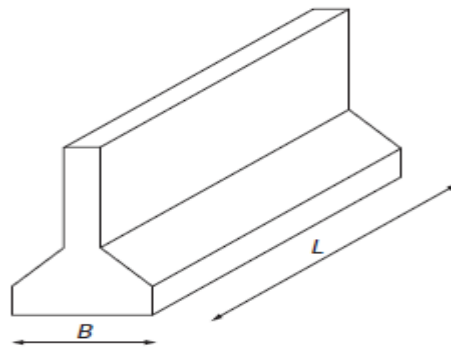


Figure I.2: Semelle filante

I.3.2 Les semelles isolées :

On entend par isolée, une fondation présentant une géométrie proche du carré (ou du rond). Ce type de fondation est mis en œuvre dans le cadre d'un bâtiment présentant des descentes de charges concentrées (poteaux, longrines sous murs).

- Exemple : Une semelle sous un poteau.

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

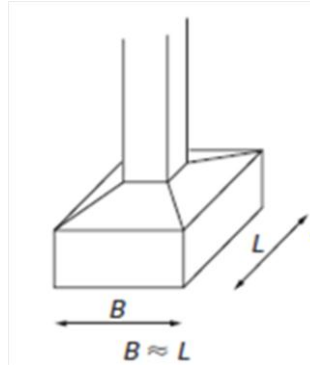


Figure I.3: Semelle isolée

I.3.3 Les radiers ou dallages :

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

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

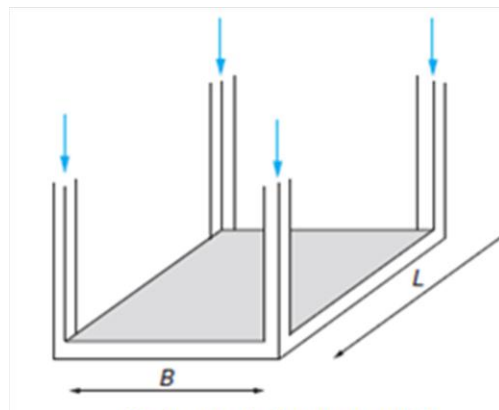


Figure I.4: fondation de type radiers

I.4 Les fonctions des fondations :

D'après chai (2000). En général, n'importe quelle conception de fondation Elles doivent reprendre les charges supportées par la structure et les transmettre au sol dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

I.4.1 Assurer la stabilité de l'ouvrage et des fondations :

❖ Les tassements du terrain d'assise ne doivent pas autoriser de désordres graves des fondations et de l'ouvrage. Limitation des tassements compatibles avec l'utilisation de l'ouvrage (ordre de grandeur quelques mm de 5 à 25 mm)

❖ Éviter ou, au pire, limiter les tassements différentiels.

❖ Tenir compte de la présence d'eau dans le sol (poussée d'Archimède)

Vérifier que les poussées d'Archimède soient inférieures au poids de l'ouvrage (rare) si non prévoir un ancrage du bâtiment par tirants ou prévoir un lestage.

❖ L'ouvrage ne doit pas se déplacer sous l'action des forces horizontales ou obliques appliquées à la structure (vent, poussées des terres, poussée hydrostatiques) Prendre les dispositions constructives adaptées à chaque cas (utilisation de bûches, frottements sol/béton suffisant, tirants ou clous,...)

❖ Éviter les glissements de l'ouvrage pour les constructions réalisées sur un terrain en pente et ne pas charger les semelles avoisinantes avec la semelle étudiée. Pente maximale entre semelles de fondations de 2/3 (env. 30°)

❖ Drainage périphérique.

I.4.2 Assurer la résistance des massifs de fondations :

❖ Les actions qui sollicitent les fondations ne doivent pas entraîner leur rupture. Respecter les règles en vigueur et le dimensionnement correct des fondations en fonction du type de l'ouvrage, des charges et surcharges supportées par la structure, de la nature du terrain, du type de fondations et des matériaux employés

I.4.3 Vérifier la résistance du terrain de fondations :

❖ Les actions qui sollicitent le sol de fondations ne doivent pas entraîner son poinçonnement ni des déformations incompatibles avec l'utilisation de l'ouvrage supporté. Respect des règlements en vigueur. L'étude des comportements du sol fait l'objet de la mécanique des sols.

I.4.4 S'assurer de la durabilité des fondations :

❖ La résistance des massifs de fondations doit être assurée pendant toute l'existence de l'ouvrage. Les massifs de fondation doivent être protégés de l'oxydation, de l'érosion, de la décomposition chimique, de l'action du gel. Le sol devra être stable à l'érosion, au glissement de terrain, à la dissolution de certaines particules dans l'eau (gypse,...), au gel.

I.4.5 Trouver la solution la plus économique :

❖ On recherchera des solutions qui seront les plus économiques en fonctions du type d'ouvrage, des préconisations de l'étude de sols, de l'accessibilité au terrain (engins TP, de forage,...).

I.5 Comportement d'une fondation superficielle :

- Courbe typique obtenue lors du chargement d'une fondation superficielle :
 - Application d'une charge monotone croissante Q (manière quasi statique).
 - Mesure des tassements Obtenus en Fonction de la charge appliquée Q .

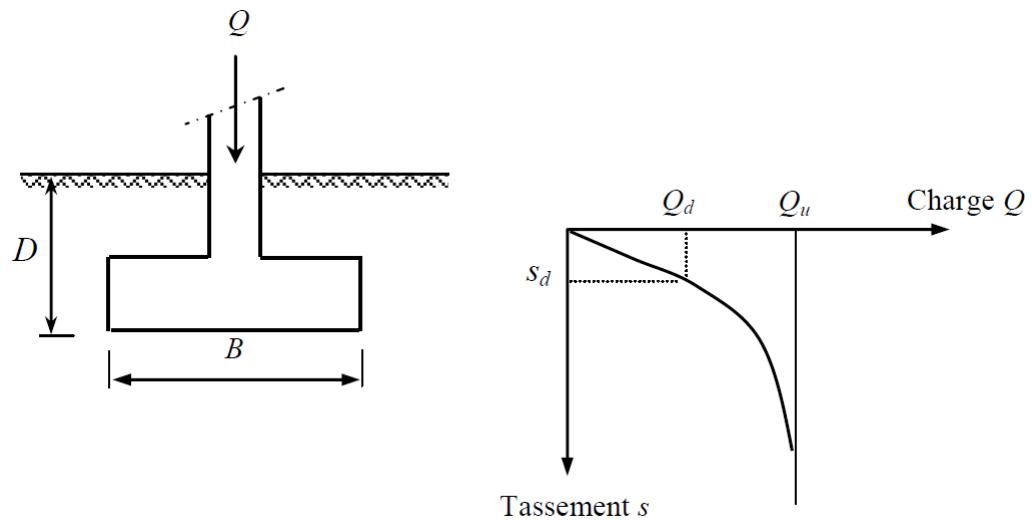


Figure I.5: chargement d'une fondation superficielle (frank, R (1998))

I.6 Mécanismes de rupture :

En réalisant un essai de chargement sur une fondation superficielle, on constate qu'au début du chargement, le comportement est linéaire. Le tassement augmente linéairement en fonction du tassement. Ensuite, on observe une accélération du tassement pour des accroissements de charges relativement faibles. On constate également l'existence d'une charge ultime Q_l pour laquelle le sol est poinçonné. Le sol ne peut pas supporter une charge supérieure à la charge ultime Q_l . On peut dire que l'on a atteint l'écoulement plastique libre. Cette charge est la capacité portante de la fondation (on parle aussi souvent de charge limite, de charge de rupture ou encore de charge ultime).

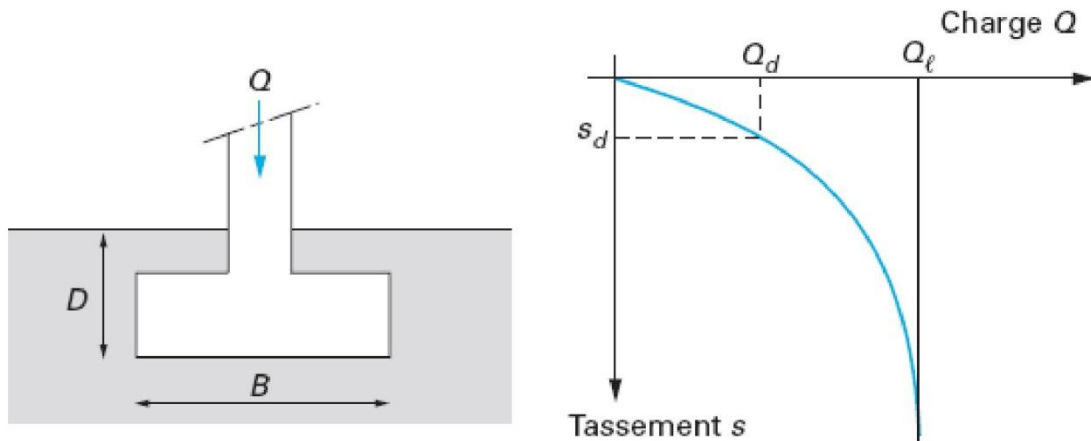


Figure I.6 : Courbe de chargement d'une fondation superficielle. Suivant l'état de compacité du sol, on distingue trois mécanismes de rupture du sol quand la charge limite est atteinte comme le montre la figure.

Q_l Est appelée charge limite de la semelle : C'est la charge maximale que peut supporter celle-ci et qui entraîne la rupture. Comme cette valeur n'est pas très bien définie, elle correspond à un certain enfoncement, soit par exemple 10 cm.

Si A est la surface de la base de la semelle, la contrainte de rupture de la semelle est :

$$q_\ell = \frac{Q_\ell}{A} \quad (\text{I-1})$$

La contrainte admissible q_a est la pression moyenne acceptable (absence de tassements excessifs et/ou de risques de rupture du sol). C'est avec cette contrainte que l'on dimensionnera les fondations.

Elle est en général égale à une certaine fraction de la contrainte de rupture :

$$q_a = \frac{q_\ell}{F_s} \quad (\text{I-2})$$

F_s Est un coefficient de sécurité généralement pris égale à 3.

La contrainte admissible devra, en effet, être telle que tout risque de rupture est évité.

Un critère de déformabilité : la condition précédente étant supposée remplie et la semelle chargée de telle sorte que la contrainte admissible transmise au sol q_a , cette semelle tassera de la valeur S (Figure I.6).

- Avec un sol dense, la charge limite est atteinte quand on observe un mécanisme de rupture générale ;
- Quand on a un sol de faible compacité, la charge limite est associée à un mécanisme de rupture par poinçonnement ;

1.6.1 Les types de rupture dans le sol à une charge ultime:

Les résultats d'essais sur des semelles rigides montrent qu'il existe trois mécanismes potentiels de rupture mobilisant un volume limité de sol :

- **Un mécanisme de cisaillement généralisé:** caractérisé par la formation d'un coin sous la base de la fondation, qui refoule le sol latéralement selon des lignes de glissement débouchant à la surface. L'enfoncement de la fondation provoque généralement un soulèvement du sol d'autant plus net que la structure est moins déformable. C'est le cas pour les sols résistants (Figure I.7).

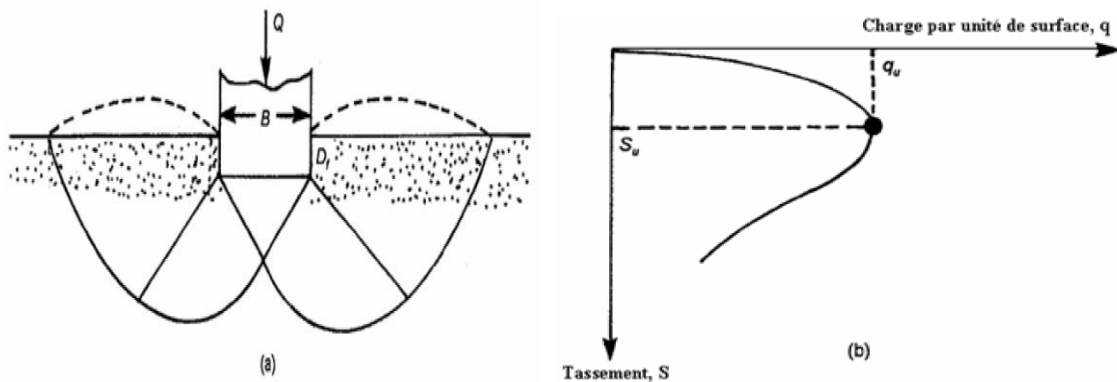


Figure I.7 : Mécanisme de cisaillement généralisé.

- **Une rupture par poinçonnement :** La fondation **pénètre** verticalement dans le massif sans perturber le sol qui n'est pas directement sous la fondation.

Pour les sols cohérents, l'application du chargement est accompagnée d'une augmentation de la pression interstitielle. Mais comme la vitesse de chargement est souvent supérieure à la vitesse nécessaire pour la dissipation de ces surpressions, il est raisonnable de supposer que l'enfoncement s'effectue à volume constant (en conditions non drainées). Pour les sols pulvérulents, l'application du chargement entraîne une variation de volume due à la réorganisation des grains (désenchevêtrement ou compaction des grains selon les niveaux de contraintes atteints). La charge de rupture (ou capacité portante) peut être estimée par des calculs relativement simples en supposant que les paramètres de résistance des sols au voisinage de la fondation sont connus (Figure I.8).

Cependant, de très nombreux facteurs peuvent affecter cette valeur comme :

- Des phénomènes se produisant au cours de la construction (soulèvement du fond de fouille après une excavation, gonflement ou ramollissement des argiles, effets du gel, etc...).
- Des interactions avec d'autres constructions à proximité (battage de pieux, vibrations, excavation de tranchée, creusement de galeries, rabattement de la nappe phréatique, etc...).

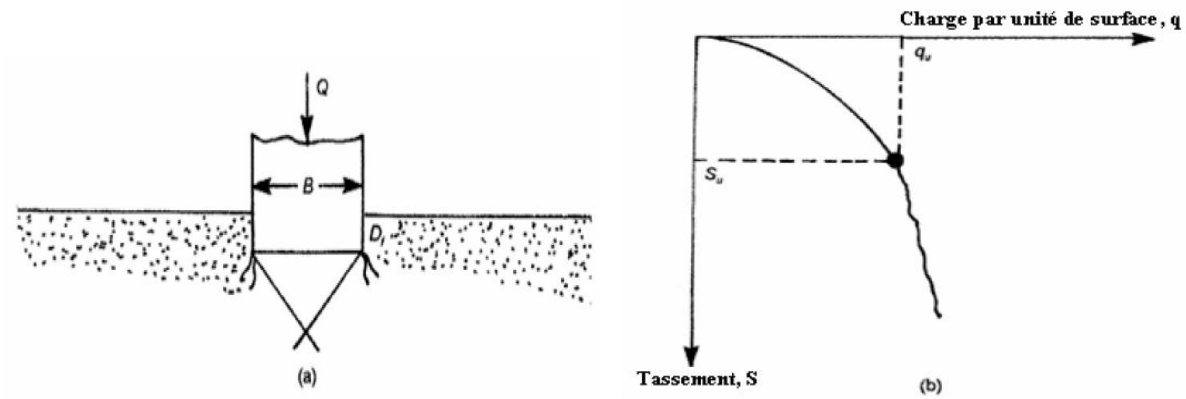


Figure I.8: Rupture par poinçonnement.

Conclusion :

Les fondations superficielles (semelles isolées ou filantes, radiers) constituent la partie de l'ouvrage qui transmet directement l'ensemble des charges au sol.

Les sols naturels sont souvent hétérogènes et déposés en couches stratifiées. Les observations instituées les essais sur modèles réduits montrent l'existence de trois mécanismes potentiels de rupture à savoir:

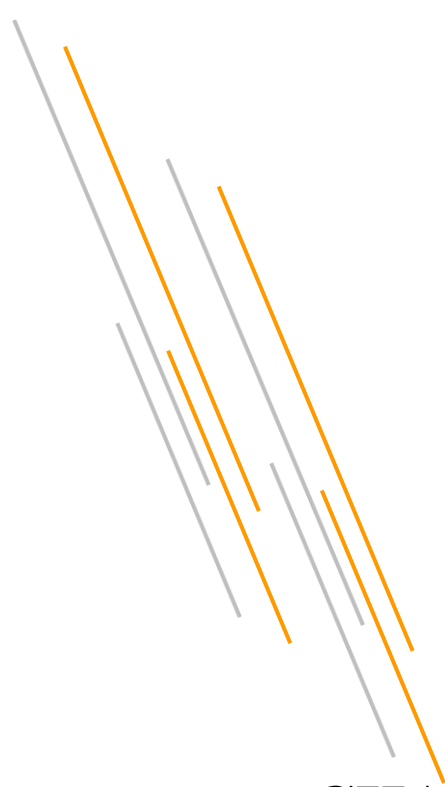
- Un mécanisme général.
- Un mécanisme de cisaillement localisé.

Un mécanisme de rupture par poinçonnement.

A partir des essais sur modèles réduits, la distribution des mécanismes de rupture dépend de la nature du sol particulièrement la densité du sol et du rayon hydraulique.

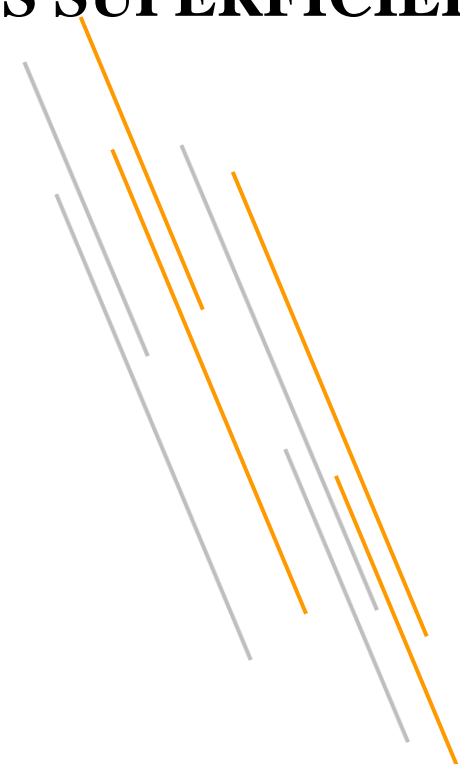
Malgré l'ancienneté de certaines techniques et des constructions sur des sites extrêmement variables, le comportement des structures fondées superficiellement est loin d'être bien connu.

Cette méconnaissance est liée à la nature hétérogène des sols et à leurs comportements divers (sable, argile, drainé, non drainé,...).



CHAPITRE II

LA CAPACITÉ PORTANTE DES FONDACTIONS SUPERFICIELLE



II.1 Introduction :

L'un des sujets les plus importants dans le domaine de géotechnique est l'estimation de la capacité portante des fondations superficielles. De nombreux auteurs ont résolu le problème de la capacité portante en faisant des hypothèses différentes sur la rugosité de la semelle et la forme de la zone en équilibre limite, c'est-à-dire sur l'allure des surfaces de glissement, bien que les valeurs numériques soient parfois assez différentes.

Ce chapitre est consacré à la présentation d'une synthèse bibliographique concernant les travaux effectués dans le domaine du calcul de la capacité portante des fondations superficielles posée sur une surface horizontale.

II.2 La capacité portante de fondation superficielle:

Prandtl et Reissner ont présenté les premières solutions analytiques pour la capacité portante des fondations superficielles. Terzaghi a proposé la formule générale de la capacité portante d'une semelle filante soumise à une charge verticale centrée. Deux types de méthodes de calcul de la capacité portante sont développés dans ce qui suit :

* les méthodes à partir des résultats des essais de laboratoire, c'est-à-dire à partir de la cohésion et de l'angle de frottement (méthodes classiques, dites méthodes « $C - \phi$ »).

* Les méthodes à partir des résultats des essais in situ, c'est-à-dire à partir de la pression limite du pressiomètre Ménard ou à partir de la résistance de pointe c_q du pénétromètre statique CPT.

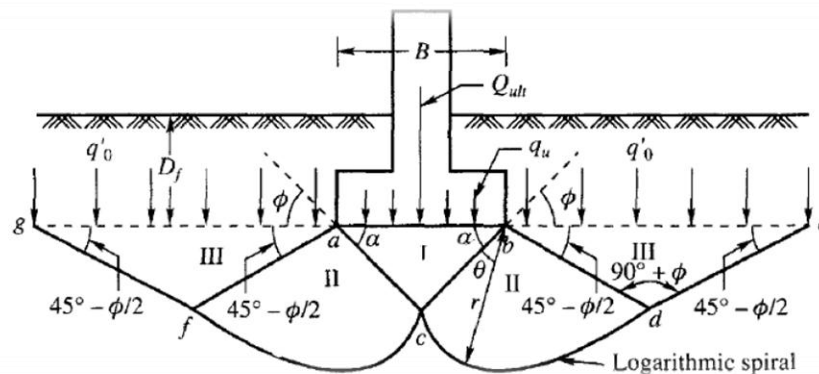


Figure II.1: Surface de rupture par cisaillement général supposée par Terzaghi (1943) pour une semelle filante.

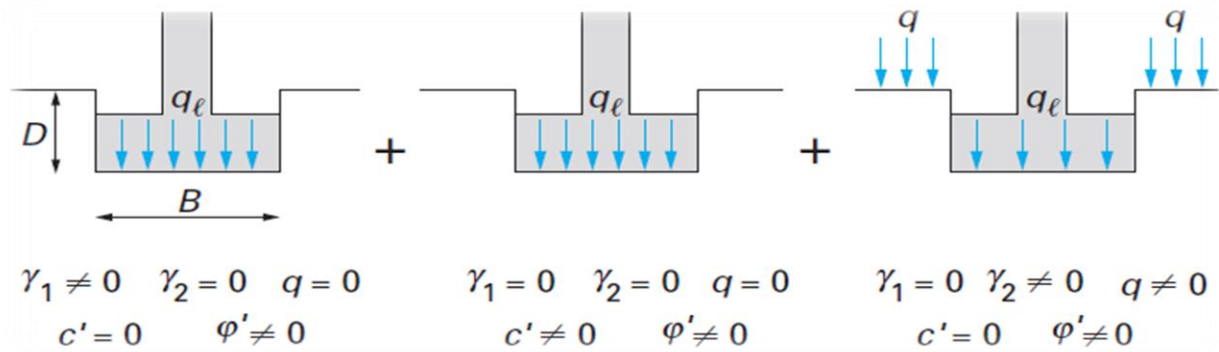


Figure II.2: Capacité portante. Méthode de superposition de Terzaghi
(méthode «C – φ»)

II.3 Calcul de la capacité portante à partir des essais de laboratoire (méthode «C – φ»):

La charge limite est déterminée en superposant trois états de résistance : la résistance du sol pulvérulent sous le niveau de la semelle, l'action des terres situées au-dessus du niveau de la fondation et l'action de la cohésion (Méthode de superposition de Terzaghi).

Dans le cas d'une semelle filante, La contrainte de rupture sous une charge verticale centrée est obtenue par la relation générale suivante :

$$q_l = \frac{1}{2}y_1BN_y + (y_2D + q)N_q + cN_c \quad (\text{II-1})$$

Les différents termes sont les suivants :

* le premier terme $0.5 \times y_1 \times N(\varphi)$ est le terme de surface (ou de pesanteur), car il est fonction de la largeur de la fondation B et du poids volumique y_2 du sol sous la fondation.

C'est la charge limite (théorie rigide-plastique) pour un massif pesant et frottant uniquement ;

* le deuxième terme $C^*N_c(\varphi)$ est le terme de cohésion. C'est la charge limite pour un Sol frottant et cohérent, mais non pesant ;

* le troisième terme $(y_2D + q)N_q(\varphi)$ est le terme de surcharge ou de profondeur.

C'est la charge limite pour un sol uniquement frottant et chargé latéralement y_2 est le poids volumique du sol au-dessus du niveau de la base).

Avec :

* q_l contrainte de rupture (capacité portante par unité de surface),

* y_1 poids volumique du sol sous la base de la fondation,

* y_2 poids volumique du sol latéralement à la fondation,

* q Surcharge verticale latérale à la fondation,

* C cohésion du sol sous la base de la fondation,

* $N_y(\varphi), N_c(\varphi), N_q(\varphi)$ facteurs de portance, ne dépendant que de l'angle frottement interne φ du sol sous la base de la fondation.

Tableau II.1 : Facture de la capacité portante suivant TERZAGHI.

φ°	N_γ	N_q	N_c
0	0	1	5,14
5	0,1	1,6	6,5
10	0,5	2,5	8,4
15	1,4	4	11
20	3,5	6,4	14,8
25	8,1	10,4	20,7
30	18,1	18,4	30
35	41,1	33,3	46
40	100	64,2	75,3
45	254	135	134

La relation est modifiée par l'introduction des coefficient multiplicatifs S_c, S_q et S_γ pour tenir compte de la forme de la fondation.

$$q_t = \frac{1}{2} S_\gamma y_1 B N_\gamma + S_q (y_2 D + q) N_q + S_c c N_c \quad \text{(II-2)}$$

Dans la littérature, de nombreux résultats ont été publiés par différents auteurs.

(Caquot ET Kerisel; Brinch, Hansen; Meyerhof. Le problème axisymétrique pour une semelle circulaire a été considéré par Berezantzev, Shield, Cox et al et Martin.

Tableau II.2 : Coefficients de forme. Valeurs de Terzaghi. (Conditions non drainées et drainées).

Fondation	Rectangulaire ou carrées (B/L =1)		Circulaire
$s_\gamma (1)$	1-(0,2B/L)	0,8	0,6
s_c	1+ (0,2B/L)	1,2	1,3
s_q	1	1	1
(1) conditions drainées seulement			

II.3.1 Calcul en conditions non drainées :

Lorsque le sol porteur est un sol fin cohérent saturé, on doit faire un calcul à court terme, en contraintes totales.

Le sol est caractérisé par sa cohésion non drainée C_μ .

On prend : $C = C_\mu$ et $\phi = 0$

Il en résulte $N_\gamma = 0$ et $N_q = 1$, donc pour une semelle filante :

$$q_l = C\mu \cdot N_c + \gamma_2 \cdot D \quad (\text{II-3})$$

Avec :

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

* $N_c(0) = 5.17$ pour les fondations rugueuses

* γ_2 est le poids volumique total du sol latéral.

II.3.2 Calcul en conditions drainées :

Le calcul à long terme pour les sols cohérents et le calcul dans les sols pulvérulents sont des calculs en conditions drainées, en contraintes effectives. Les paramètres de résistance drainés sont:

$$C = C' \text{ et } \varphi = \varphi' \quad (\text{II-4})$$

Dans ce cas, et toujours pour une semelle filante :

$$q_l = \frac{1}{2} \gamma'_1 B N_\gamma + (\gamma'_2 D + q) N_q + c' N_c \quad (\text{II-5})$$

Avec : γ'_1 et γ'_2 poids volumiques effectifs et $\gamma' = \gamma - \gamma_w$.

$$q_l = \frac{1}{2} (\gamma_1 - \gamma_w) B N_\gamma + [(\gamma_2 - \gamma_w) D + q] N_q + c' N_c \quad (\text{II-6})$$

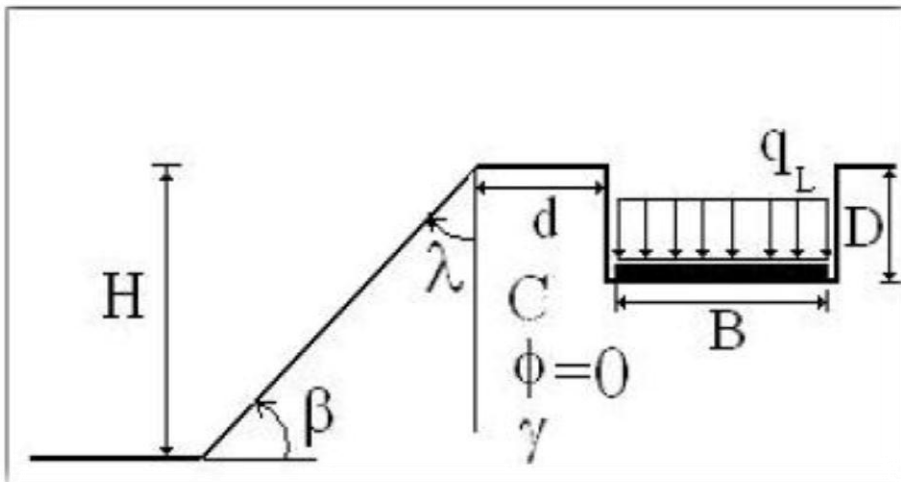


Figure II. 3 : Configuration sol/fondation

II.4 Calcul de la capacité portante à partir de l'essai de pénétration statique (CPT) :

Le fascicule 62-V, la contrainte de rupture (capacité portante par unité de surface) sous charge verticale centrée est donnée la formule :

$$q_\ell = q_0 + k_c p_{ce} \quad (\text{II-7})$$

Avec :

q_ℓ Contrainte de rupture.

q_0 Contrainte totale verticale au niveau de la base de la fondation (après travaux).

k_c Facteur de portance pénétrométrique,

p_{ce} Résistance de pointe équivalente.

II.5 Philosophies de conception des fondations:

II.5.1 Méthode de contrainte admissible (utilisation de facteur de sécurité):

Le facteur de sécurité F_s est de l'ordre de 2 à 3 ou plus, il est employé pour s'assurer que les charges des fondations sont de manière significative moins que la résistance au cisaillement du sol de support et que les tassements ne sont pas excessifs.

La valeur relativement élevée du facteur singulier de la sécurité tient compte de :

- Incertitudes vis-à-vis les conditions de charge et des variations défavorables de charge.
- Incertitudes vis-à-vis l'état de sol ainsi que ses paramètres.
- Conséquences de rupture, incertitudes dans les méthodes d'analyse (mode rupture, etc...).

II.5.2 Méthode d'état limite (utilisation du facteur partiel de sécurité):

Vise à s'assurer que toutes les conditions d'exécution appropriées sont satisfaites dans toutes Les circonstances imaginables:

Les exemples des états de limites incluent:

- ✓ Rupture par cisaillement.
- ✓ Rupture par glissement.
- ✓ Rupture par renversement.
- ✓ Tassement ou soulèvement excessif.
- Rupture de la structure de l'élément de fondation.

Il convient de noter que la portance admissible des fondations superficielles est presque toujours commandée par des critères de tassement êtres rarement par des critères de rupture par cisaillement. Cependant, en ce qui concerne la sécurité contre la rupture de cisaillement, la charge structurale permise sur une fondation est calculée par la méthode contrainte admissible. Lors d'une étude préliminaire ou du contrôle d'un calcul, il est utile de connaître les ordres de grandeur de la capacité portante admissible pour des roches ou des sols types. Il y a une gamme des méthodes empiriques basées sur des résultats d'essai in situ.

Tableau II.3 : Résultats à partir des essais in-situ.

Catégorie	Type des roches et des sols	Capacité portante admissible
Sols pulvérulents	Gravier dense ou sable et gravier dense	$> 600 \text{ kN/m}^2$
//	Gravier dense moyen, ou sable et gravier denses moyens	$< 200 \text{ à } 600 \text{ kN/m}^2$
//	Gravier lâche, ou sable et gravier lâche	$< 200 \text{ kN/m}^2$
//	Sable compact	$> 300 \text{ kN/m}^2$
//	Sable dense moyen	$100 \text{ à } 300 \text{ kN/m}^2$
//	Sable lâche	$< 100 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ dépendent dessus degré de relâchement
Sols cohérents	Argiles plus "bold" très raides et argiles dures	$300 \text{ à } 600 \text{ kN/m}^2$
//	Argiles raides	$150 \text{ à } 300 \text{ kN/m}^2$
//	Argiles et vases molles	$< 75 \text{ kN/m}^2$
//	Argiles ferme	$75 \text{ à } 150 \text{ kN/m}^2$

II.5.3 Méthodes pressiométrique et pénétrométrique :

Les méthodes de calcul pressiométrique et pénétrométrique qui suivent sont celles incluses dans le fascicule 62, titre V, du CCTG (1993) : Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil.

Elles sont issues des résultats de nombreux essais de chargement réalisés par les laboratoires des ponts et chaussées, ainsi que de l'exploitation de données expérimentales trouvées dans la littérature internationale.

La méthode pour conduire et interpréter les essais pressiométriques et pénétrométriques est donnée par les normes de l'AFNOR, référencées respectivement NF P 94-110, pour l'essai pressiométrique Ménard, et NF P 94-113 pour l'essai de pénétration statique.

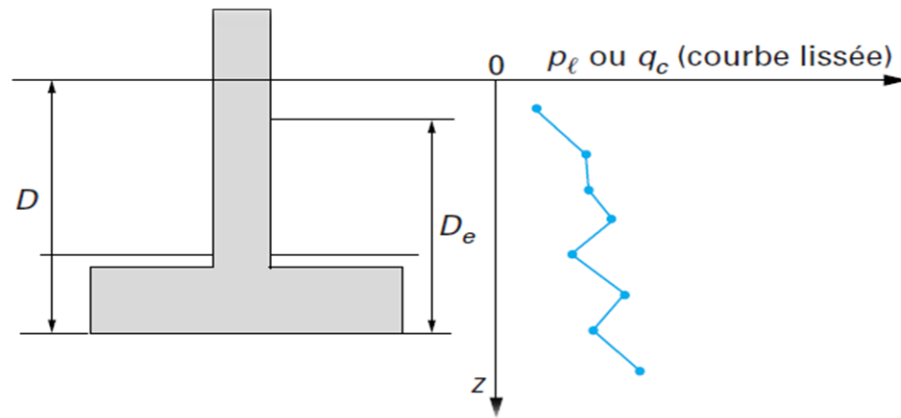


Figure II.4 : Définition de l'encastrement équivalent d'une fondation superficielle

a) Méthodes pressiométriques :

a.1) Hauteur d'encastrement équivalente D_e :

Elle est définie à partir des résultats des essais de sols en place. Si l'on considère la courbe représentant, la pression limite en fonction de la profondeur z (**Figure II.4**) :

La pression limite nette:

$$p_l^* + p_l - p_0 \quad (\text{II-8})$$

p_l : Pression limite mesurée.

p_0 : Contrainte totale horizontale au même niveau dans le sol avant essai.

La hauteur d'encastrement équivalente D_e dans le cas d'un pressiomètre est définie par :

$$D_e = \frac{1}{p_{le}^*} \int_0^D p_l^*(z) dz \quad (\text{II-9})$$

p_{le}^* Étant la pression limite nette équivalente définie ci-après.

a.2) Pression limite nette équivalente « P_{le}^* » au pressiomètre Ménard :

Dans le cas d'une couche porteuse homogène, d'épaisseur au moins égale à $1,5 B$ au-dessous de la base de la fondation (c'est-à-dire que le sol est de nature unique et les pressions limites sont dans un rapport de 1 à 2, au plus, dans la couche), on établit un profil linéaire de la pression limite nette et l'on prend pour pression limite nette équivalente la valeur à la profondeur $D + \frac{2}{3} B$, comme indiqué sur la (**Figure II.5**)

$$P_{le}^* = p_l^* \left(D + \frac{2}{3} \cdot B \right) \quad (\text{II-10})$$

Dans le cas de sols de fondation non homogènes, ayant toutefois des valeurs de pression limite du même ordre de grandeur jusqu'à au moins $1,5 B$ au-dessous de la base de la fondation, on retient pour la moyenne géométrique :

$p_{l1}^*, p_{l2}^* \dots p_{ln}^*$ Étant les valeurs de la pression limite nette équivalente dans les couches situées de D à $D + 1,5 B$, après avoir écarté, si besoin est, des valeurs singulières.

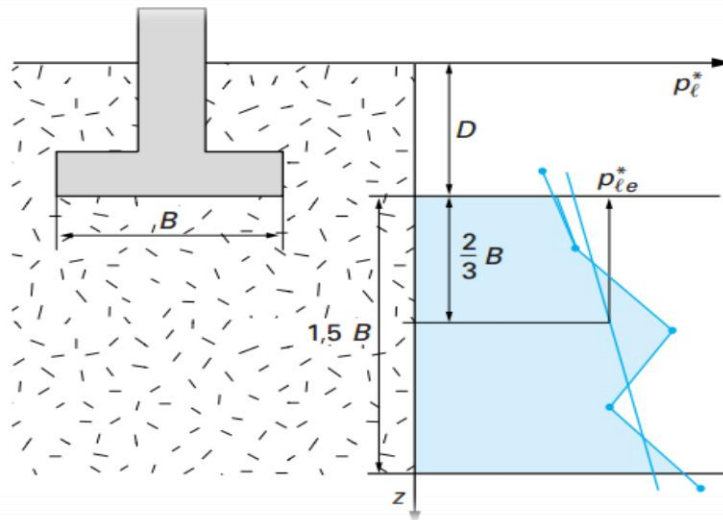


Figure II.5: Définition de la pression limite nette équivalente p_{le}^* dans le cas d'une couche porteuse homogène (fascicule 62-V, 1993).

b) Méthodes pénétrométriques :

b.1) Hauteur d'encastrement équivalente D_e :

Elle est définie à partir des résultats des essais de sols en place. Si l'on considère la courbe représentant, la résistance de pointe (ou résistance de cône) en fonction de la profondeur Z (figure précédente):

La hauteur d'encastrement équivalente D_e au **pénétrömètre** statique est définie par :

$$D_e = \frac{1}{q_{ce}} \int_0^D q_c(z) dz \tag{II-11}$$

q_{ce} Étant la résistance de pointe équivalente définie ci-après.

II.6 Résistance de pointe équivalente q_{ce} au pénétromètre statique (CPT) :

C'est une résistance de pointe moyenne autour de la base de la fondation définie, à partir d'une couche $q_c(z)$ lissée, par (**Figure. II . 5**) :

$$q_{ce} = \frac{1}{3a+b} \int_{D-b}^{D+3a} q_{cc}(z) dz \tag{II-12}$$

Avec : q_{cc} résistance de pointe q_c écrêtée à $1.3 q_{cm}$.

$$q_{cm} = \frac{1}{3a+b} \int_{D-b}^{D+3a} q_c(z) dz \quad (\text{II-13})$$

Avec: $a = B / 2$ Si $B > 1m$,

$A = 0,5 m$ Si $B < 1m$,

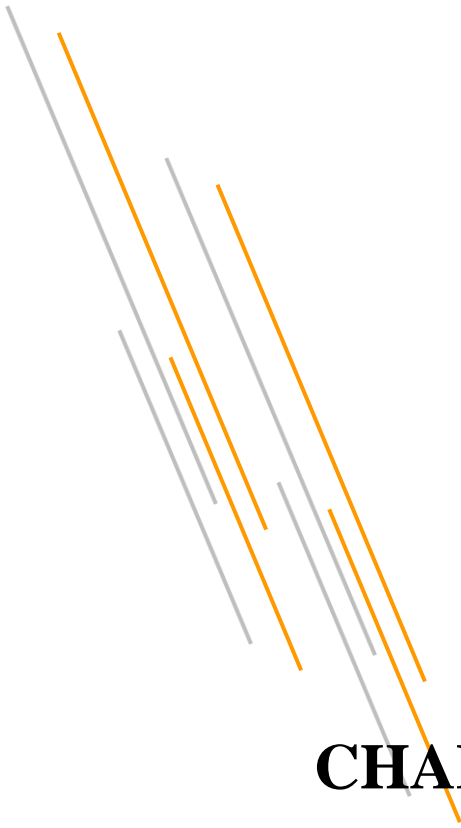
$B = \min (a, h)$ Ou h est la hauteur de la fondation dans la couche porteuse

Conclusion :

La détermination de la capacité portante des fondations est l'un des problèmes les plus importants de la mécanique des sols. Pour le calcul de la stabilité des fondations, trois classes de méthodes ont été jusque-là les plus utilisées : les méthodes basées sur la superposition des trois termes de portance (N_c , N_q et N_γ) proposées par Terzaghi (1943) et qui laissent un libre choix pour les coefficients de portances, les méthodes de calcul partant des essais en place au pressiomètre, et la méthode des éléments finis.

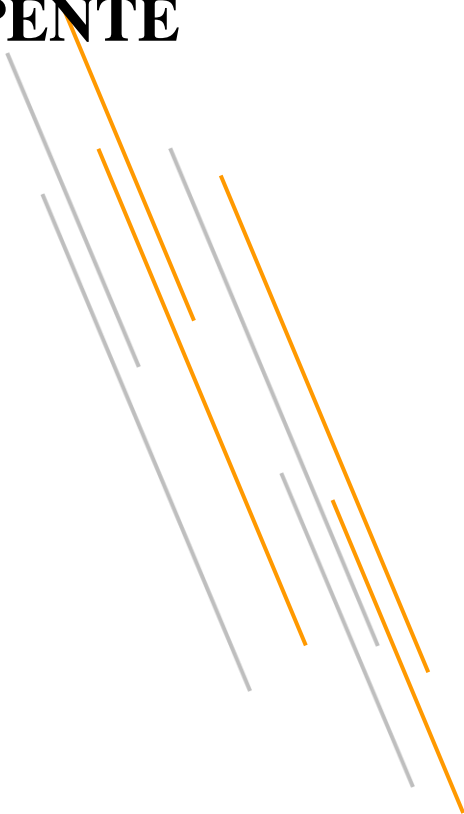
Pour les autres formes de fondation non filantes, à savoir rectangulaires, carrées, circulaires, annulaires, etc., les méthodes classiques n'apportent de réponse à la capacité portante qu'à travers certains coefficients de formes empiriques.

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



CHAPITRE III

**LA PORTANCE D'UNE FONDATION
SUPERFICIELLE A PROXIMITÉ D'UNE
PENTE**



III.1 Introduction:

Il arrive qu'on ne puisse établir les fondations sur un terrain suffisamment plat et que l'on soit obligé de fonder sur ou à proximité des pentes. La configuration particulière d'une fondation située au voisinage d'une pente est un cas fréquemment rencontré dans la pratique, notamment pour les culées de ponts. Ce problème a fait l'objet d'essais en vraie grandeur ou sur modèles réduits centrifugés ou à gravité normale. Par ailleurs, certains auteurs ont développé des méthodes théoriques pour l'évaluation de la portance d'une fondation filante au bord d'une pente. Ce chapitre est consacré à la présentation d'une synthèse bibliographique concernant les travaux de recherche effectués pour étudier l'influence de la pente sur la capacité portante des fondations superficielles.

III.2 Calcul de la capacité portante des fondations à proximité d'une pente:

Si le problème de la capacité portante d'une fondation superficielle de type semelle filante, posée sur un massif plan semi-infini, et chargée par une force verticale centrée, est actuellement bien maîtrisé, car reposant notamment sur une expérience acquise par l'ingénieur géotechnicien depuis de nombreuses années, il n'en est plus de même dès que l'on s'éloigne de cette configuration de référence. Tel est notamment le cas lorsque cette fondation est située au voisinage d'une pente ou d'une excavation susceptibles de diminuer sa portance dans des proportions importantes. Il existe de nombreuses investigations sur ce sujet en utilisant des méthodes analytiques, empiriques et numériques.

III.2.1 Etudes expérimentales:

Shields et al. (1977) ont effectué une série d'essais en vraie grandeur pour déterminer la capacité portante d'une semelle filante rigide et rugueuse lorsqu'il est placé adjacent à une pente d'angle $\beta = 26,6^\circ$ (pente 1/2) sur un sable pulvérulent. La largeur de la semelle a été prise égale à 0,3m. Deux séries d'essais ont été faites à deux densités différentes de sable: 14,85 KN/m³ et 15,75 KN/m³ qui ont été visés à sable compact et sable dense respectivement. Les essais ont été effectués à 12 endroits dans la crête de la pente. Sur la base de résultats expérimentaux, Les auteurs ont déterminé les facteurs de portance $N_{\gamma q}$ et leur variation a été tracée.

Bauer et al. (1981) a étendu le travail expérimental de Shields et al. (1977) en effectuant le test sur une fondation situé à proximité de la pente aussi. En outre, l'effet de l'inclinaison de la charge sur la valeur de capacité portante a été obtenu à travers les expériences. Les tests ont été effectués pour deux largeurs différentes de semelle (0,3m et 0,6m respectivement). Une pente de 2H: 1V a été prise et les tests ont été effectués avec du sable déposé à l'état dense et une densité

de 16,4 KN/m³. Le facteur de portance a été présenté sous la forme d'une carte de contour pour divers emplacements de la fondation (figure III.1).

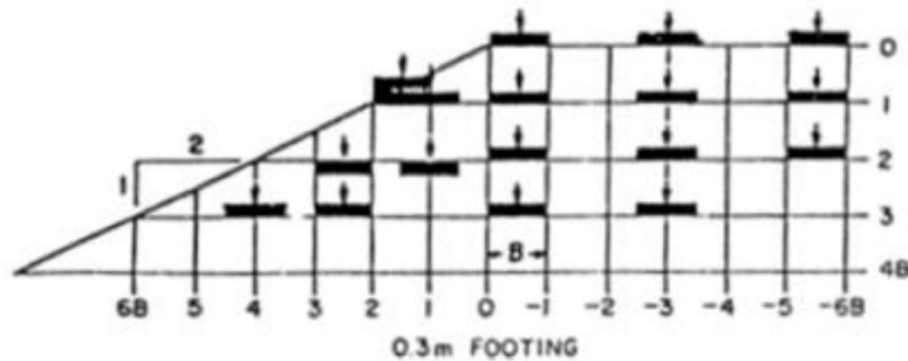


Figure III.1: Emplacement des fondations (Bauer et al.1981)

Gemperline (1988) a enregistré les résultats de 215 essais de centrifugeuse testés sur une fondation filante située au sommet d'une pente en sable, et en faisant varier les paramètres géométriques et mécaniques $B, L/B, d/B, D/B, \beta, \gamma, \varphi$. Dans tous les cas, les semelles ont été soumises à une charge verticale et centrée. La Figure 3.2 récapitule les différents cas examinés. On remarque que tous les essais ont été réalisés sur des semelles établies en amont de la crête d'une pente d'angle $\beta = 26,6^\circ$ ou $33,7^\circ$ (pente 1/2 ou 2/3); les élancements L/B testés ne dépassent pas 6 et la largeur de la semelle varie entre 0,61 m et 1,83 m. Les tests de Gemperline ont été réalisés dans une centrifugeuse à un certain nombre de forces gravitationnelles (valeurs de g).

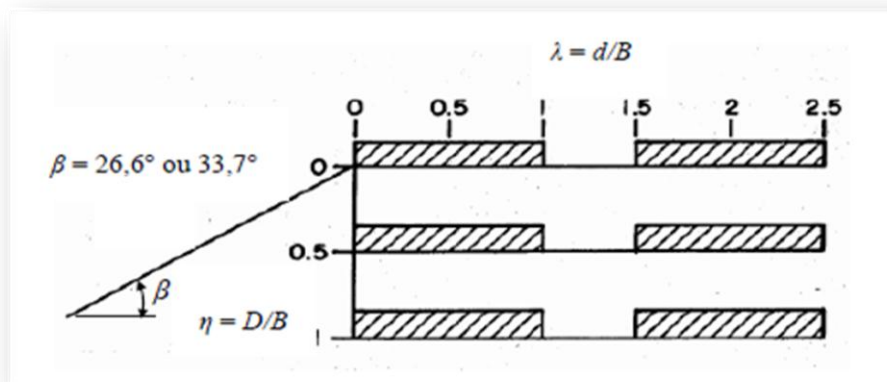


Figure III.2: Configurations testées par Gemperline (1988)

Gemperline (1988) a proposé une équation pour la détermination du facteur de portance N_{yq} utilisé dans l'équation de capacité portante de Meyerhof (1957) :

$$q_u = 0.5\gamma B N_{yq} \quad \text{(III-1)}$$

$$N_A = f(\varphi) \times f(B) \times f(D/B) \times f(B/L) \times f(D/B, B/L) \times f(\beta, d/B) \times f(\beta, d/B, D/B) \times f(\beta, d/B, B/L) \quad (\text{III-2})$$

Avec :

$$f(\varphi) = 10^{(0.1159\varphi - 2.386)}; f(B) = 10^{(0.34 - 0.20 \log_{10} B)}; \quad (\text{III-3})$$

$$f(D/B) = 1 + 0.65(D/B); f(B/L) = 1 - 0.27(B/L) \quad (\text{III-4})$$

$$f(D/B, B/L) = 1 + 0.39(D/B) \quad (B/L) = 1 + 0.39(D/L) \quad (\text{III-5})$$

$$f(\beta, d/B) = 1 - 0.8 [1 - (1 - \tan\beta)^2] \left\{ \frac{2}{2 + (d/B)^2 \tan\beta} \right\} \quad (\text{III-6})$$

$$f(\beta, d/B, D/B) = 1 + 0.33(D/B) \tan\beta \left\{ \frac{2}{2 + (d/B)^2 \tan\beta} \right\} \quad (\text{III-7})$$

L'équation de Gemperline (1988) s'écrit :

Pour calculer $f(B)$ la largeur B est en pouces, on note aussi que l'équation de Gemperline n'est pas valide pour des angles β supérieurs à 45° .

Le rapport entre le facteur de portance $N_{\gamma q}$ d'une semelle établie au voisinage d'une pente et le facteur de portance de référence $N_{\gamma q R}$ de la même semelle non encadrée ($D = 0$), établie sur le même sol à surface horizontale, correspond donc au coefficient réducteur de portance i_β . L'équation (III-7) proposée par Gemperline pour le coefficient réducteur i_β est fonction de l'angle β de la pente, par rapport à l'horizontale, et de la distance relative d/B de la fondation du bord du talus ainsi que du rapport D/B .

$$i_\beta = \frac{N_{\gamma q}}{N_{\gamma q R}} = \left[1 + 0.65 \left(\frac{D}{B} \right) \right] \left[1 - 0.8 [1 - (1 - \tan\beta)^2] \left\{ \frac{2}{2 + \left(\frac{d}{B} \right)^2 \tan\beta} \right\} \right] \quad (\text{III-8})$$

$$\left[1 + 0.33 \left(\frac{D}{B} \right) \tan\beta \left\{ \frac{2}{2 + \left(\frac{d}{B} \right)^2 \tan\beta} \right\} \right] \quad (\text{III-9})$$

$$i_\beta = 1 - 0.8 [1 - (1 - \tan\beta)^2] \frac{2}{2 + \left(\frac{d}{B} \right)^2 \tan\beta} \quad (\text{III-10})$$

Il est à noter que cette expression ne dépend pas ni de la densité du sol, ni de l'angle de frottement interne φ du sol. Les Figures III- 3 (a) et (b) montrent une représentation graphique de l'équation (III-10) pour deux pentes d'angle $\beta = 26.6^\circ$ ou 33.7° (pente 1/2 ou 2/3), respectivement.

Pour calculer $N_{\gamma q R}$, Gemperline donne la relation suivante :

$$N_{\gamma q R} = \left[10^{(0.1159\varphi - 2.386)} \right] \cdot \left[10^{(0.34 - 0.21 \log_{10} B)} \right] \quad (\text{III-11})$$

Notez que l'équation de Gemperline a été utilisée pour déterminer les valeurs $N_{\gamma q} / N_{\gamma q R}$ bien au-delà de $\lambda = 1,5$, $\eta = 1,0$ limites des essais de Gemperline.

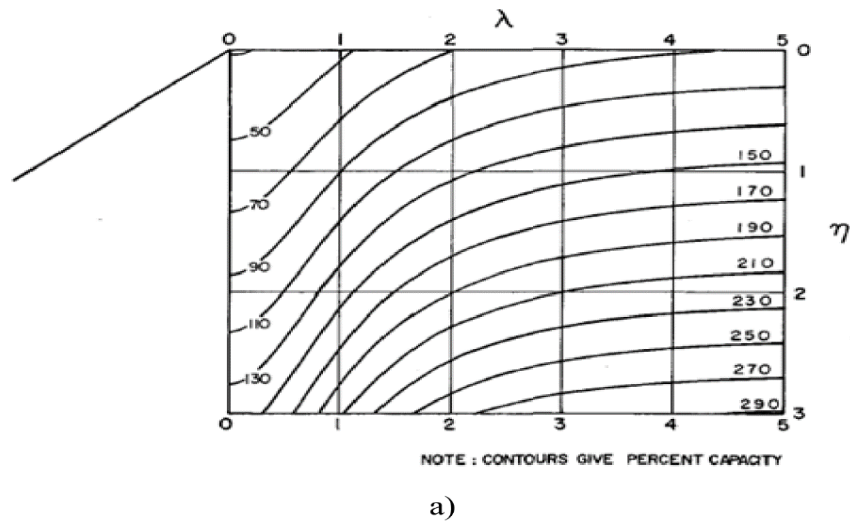


Figure III.3: Contour de portances obtenues par l'équation de Gemperline (1988)

(a) $\beta = 26.6^\circ$ et (b) 33.7° d'après Shields et al (1990)

III.2.1 Méthodes théoriques:

Meyerhof (1957) a utilisé la méthode d'équilibre limite pour étudier deux configurations d'une semelle rugueuse par rapport à la pente. Dans le premier cas, l'auteur examine la capacité portante d'une semelle posée sur la pente; dans le deuxième cas, la semelle est située à proximité d'une pente.

Pour une fondation sur la surface d'un talus Meyerhof a proposé une théorie pour déterminer la capacité portante d'une fondation superficielle située sur la surface d'un talus. La figure (III.4) montre la nature de la zone plastique développée dans le sol.

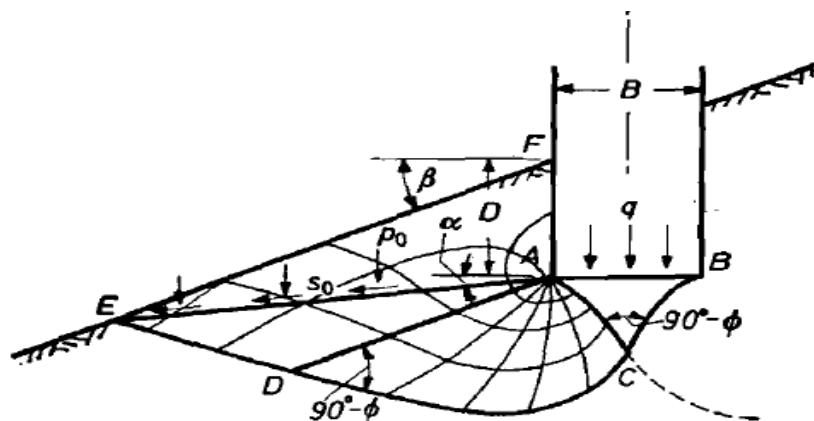


Figure III.4: Surface de rupture d'une fondation filante rugueuse située sur une pente d'après Meyerhof (1957)

Sous la fondation filante rugueuse de largeur B située sur un talus Meyerhof a proposé trois zones:

Abc: est une zone élastique;

Acd: zone présente un cisaillement radial;

Ade : présente une zone de cisaillement.

Les efforts normaux et de cisaillement sur le plan **ae** sont **P0** et **S0** respectivement.

On note aussi que le talus fait un angle β avec l'horizontale. Les paramètres de résistance au cisaillement du sol sont c et ϕ ; et son poids spécifique est γ La portance finale peut être exprimée comme suit:

$$q_u = cN_c + P_0N_q + 1/2\gamma BN_y \tag{III-12}$$

La relation peut également être exprimée comme suit :

$$q_u = cN_{cq} + 1/2\gamma BN_{yq} \tag{III-13}$$

Avec: cN_{cq}, N_{yq} sont les facteurs de portance.

Pour le sol purement cohérent (c'est-à-dire $\phi = 0$) :

$$q_u = cN_{cq} \tag{III-14}$$

La figure (III.5) montre la variation de N_{cq} avec l'angle β et le facteur de la stabilité du talus N_s . On note que :

$$N_s = \frac{\gamma H}{c} \tag{III-15}$$

Avec H: hauteur du talus.

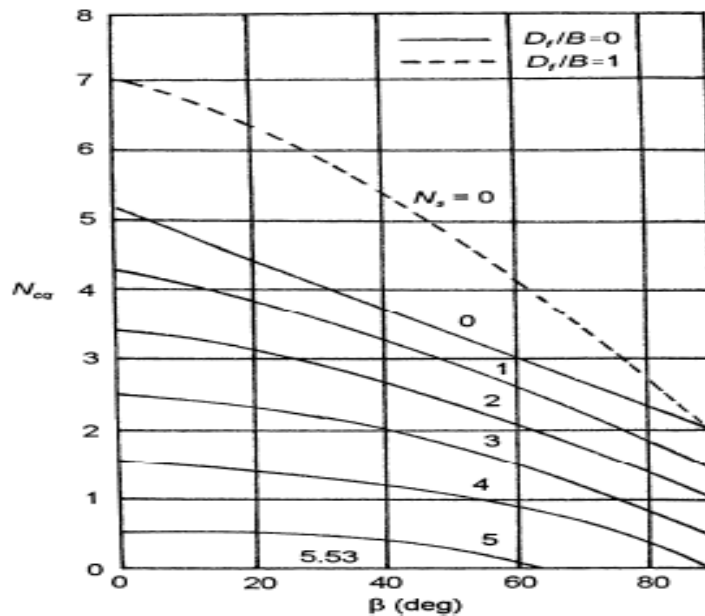


Figure III.5: Variation du facteur de la capacité portante N_{cq} pour un sol purement cohérent (fondation sur une pente) d'après Meyerhof (1957)

D'une façon semblable pour un sol purement frottant ($c = 0$), la figure (III.6) montre la variation de $N_{\gamma q}$ avec l'angle β du talus;

$$q_u = \frac{1}{2} \gamma B N_{\gamma q}$$

(III-16)

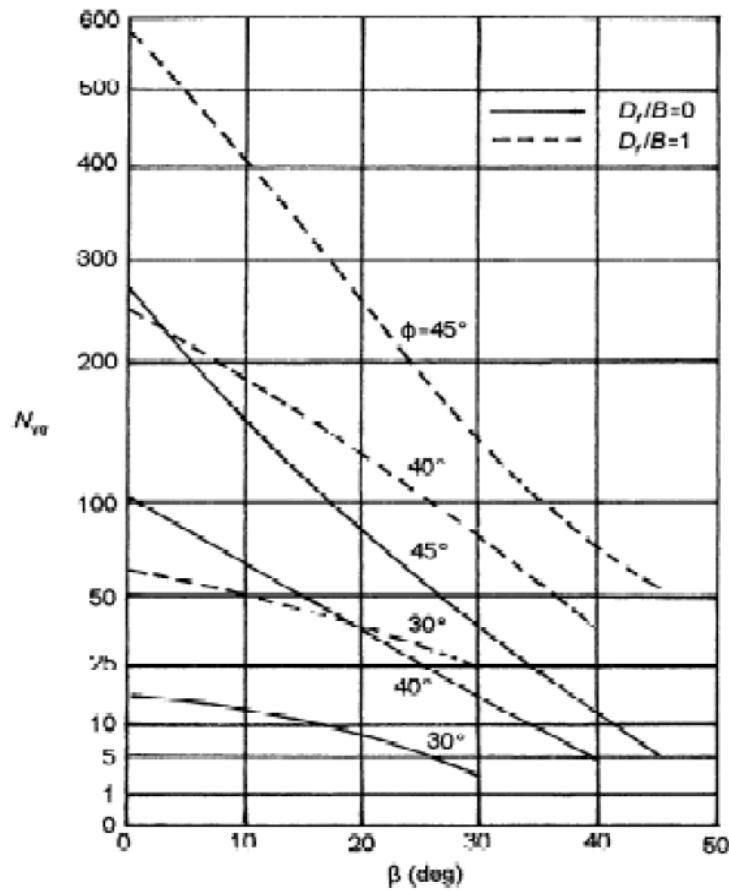


Figure III.6: Variation du facteur de portance $N_{\gamma q}$ pour un sol purement frottant, cas d'une fondation sur pente, d'après Meyerhof (1957)

La figure (III.7) montre le deuxième cas étudié par Meyerhof (1957), où il considère une fondation filante rugueuse de largeur B située au bord d'une pente, de hauteur H . La fondation est placée à une distance b à partir de la crête de la pente.

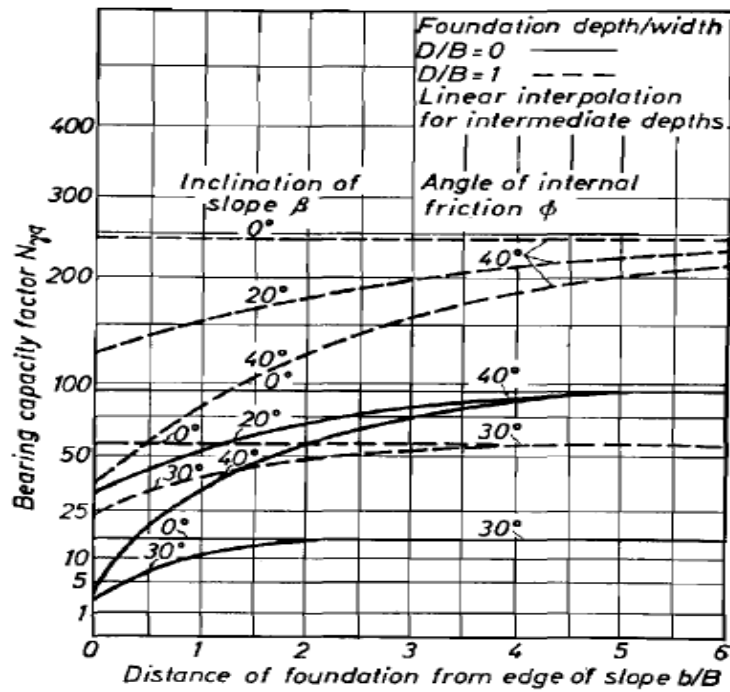


Figure III.9: Facteur de portance N_{yq} de Meyerhof, pour un sol purement frottant, (fondation située à proximité d'une pente) d'après Meyerhof (1957)

Pour une fondation en crête de talus, Hansen (1970) a proposé la relation (III-17) de la capacité portante d'une fondation filante.

$$q_u = cN_c\lambda_{c\beta} + qN_q\lambda_{q\beta} + 1/2\gamma BN_y\lambda_{y\beta} \tag{III-17}$$

Sont des facteurs de pente D'après Hansen:

$$\lambda_{c\beta}, \lambda_{q\beta}, \lambda_{y\beta} \tag{III-18}$$

$$\lambda_{q\beta}, \lambda_{y\beta} = (1 - \tan \beta)^2 \tag{III-19}$$

$$\lambda_{c\beta} = \frac{N_q\lambda_{q\beta}^{-1}}{N_q - 1} \quad \text{pour } (\phi > 0) \tag{III-20}$$

$$\lambda_{c\beta} = 1 - \frac{2\beta}{\pi + 2} \quad \text{pour } (\phi > 0) \tag{III-21}$$

Kusakabe et al (1981) ont étudié le problème par une approche de l'analyse limite, et plus précisément par la méthode cinématique. Le problème concerné a de nombreux paramètres: l'angle d'inclinaison (β), la distance du bord de pente (αB), la hauteur de la pente (HB), les caractéristiques de résistance du sol (c et ϕ) et le poids volumique du sol (γ). Un mécanisme de rupture, qui est considéré comme raisonnable pour ce problème est illustré sur la figure (III-10)

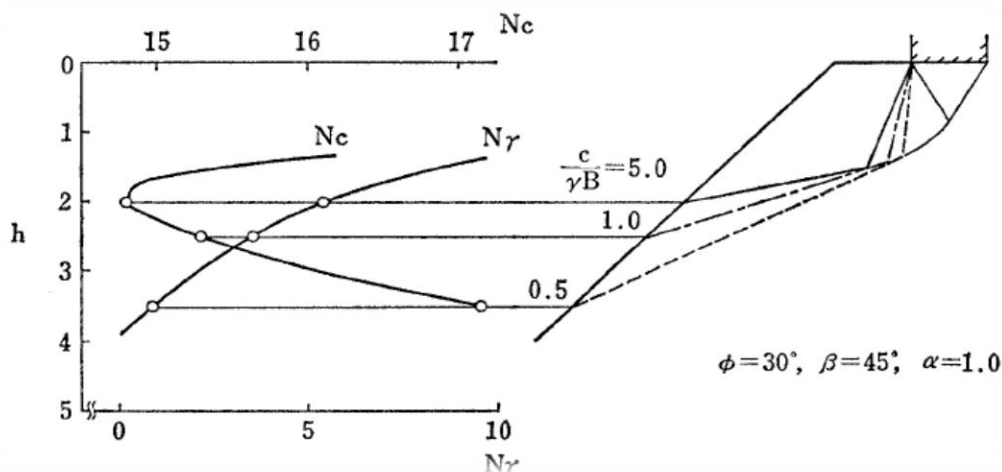


Figure III.10: Mécanisme de rupture adopté par Kusakabe et al (1981)

Les auteurs proposent le mécanisme de rupture qui est en bon accord avec les surfaces de rupture réelle pour diverses combinaisons de valeurs β et α . Les solutions de la borne supérieure sont assez proches aux solutions déterminées par la borne inférieures, ce qui implique que les limites supérieures obtenues présentent une bonne approximation de la solution exacte. Les valeurs des facteurs N_c et N_γ sont tracées par rapport à la hauteur normalisée sur la Figure (III-11), cette dernière montre que ces facteurs ne peuvent être déterminés indépendamment et que l'importance relative de c et γB ne peuvent être négligés. En outre, la figure (III-12) montre que la surface de rupture ou de la ligne de glissement et les facteurs de portance N_c et N_γ varient avec le paramètre $c/\gamma B$.

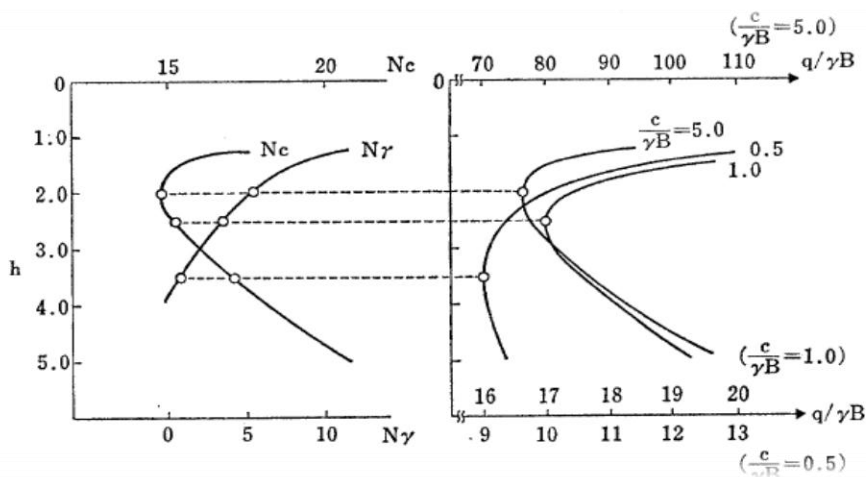


Figure III.11: Valeurs critiques de N_c et N_γ pour diverses valeurs de $c/\gamma B$ ($\phi = 30^\circ, \beta = 45^\circ, \alpha = 1$)

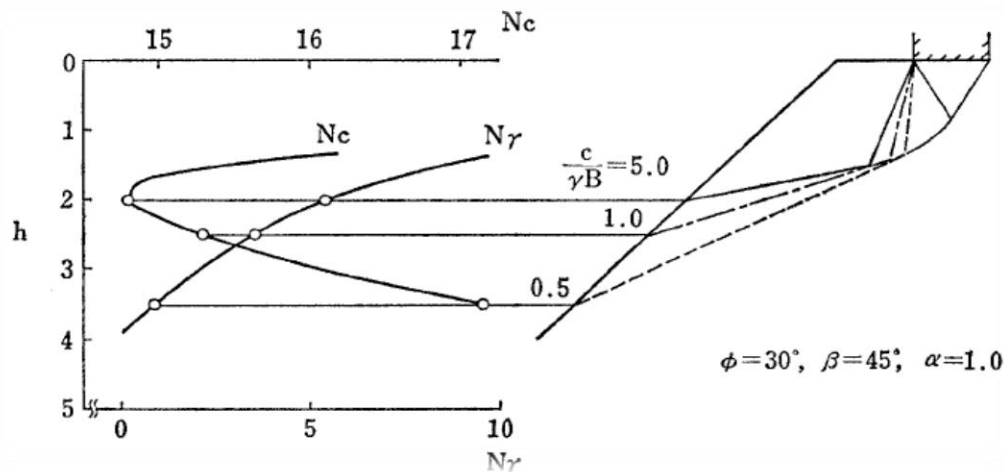


Figure III.12 : Variation des surfaces de rupture et les valeurs de N_c, N_γ Avec la valeur de $c/\gamma B$

Les essais sur modèle ont été réalisées par Kusakabe et al (1981) afin d'étudier l'applicabilité de la théorie actuelle sur les problèmes pratiques pour 9 combinaisons de paramètres α et β , à savoir $\alpha = 0, 0.5, 1.0$ et $\beta = 30^\circ, 45^\circ$ et 60° . Les essais montrent que cette théorie sous-estime la capacité portante avec un écart moyen de 30%. Les mécanismes de rupture prévus par la théorie de Kusakabe et al (1981) avec l'hypothèse $\varphi_u = 0$ sont en accord raisonnable avec les observations dans des essais sur modèles.

Graham et al (1987) ont fourni une solution pour le facteur de portance $N_{\gamma q}$ pour une fondation superficielle filante située au sommet d'une pente d'un sol pulvérulent basée sur la méthode des caractéristiques ou ligne de glissement. La figure (III-13) montre le mécanisme de rupture dans le sol pour (Df/b) et (b/B) assumés dans cette analyse. Les variations de $N_{\gamma q}$ obtenues par cette méthode sont montrées sur les figures (III-14), (III-15), et (III-16).

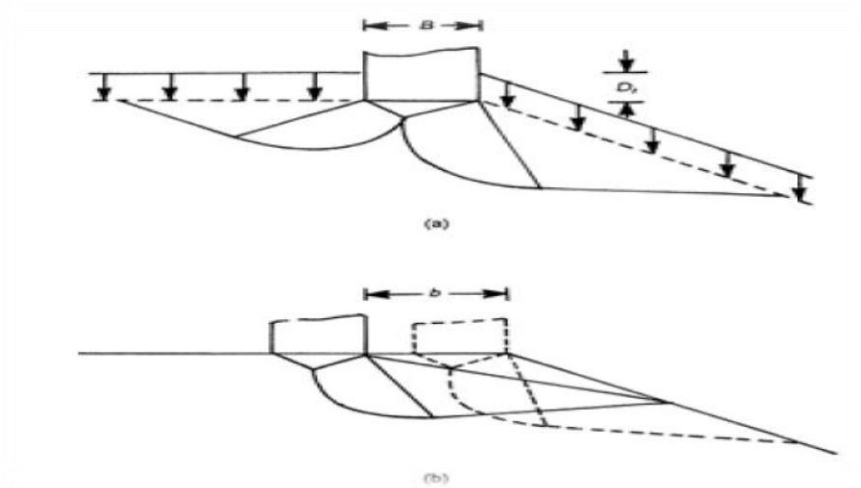


Figure III.13: Mécanisme de rupture d'après Graham et al (1987)
 (a) : $Df/b > 0$; (b) : $b/B > 0$

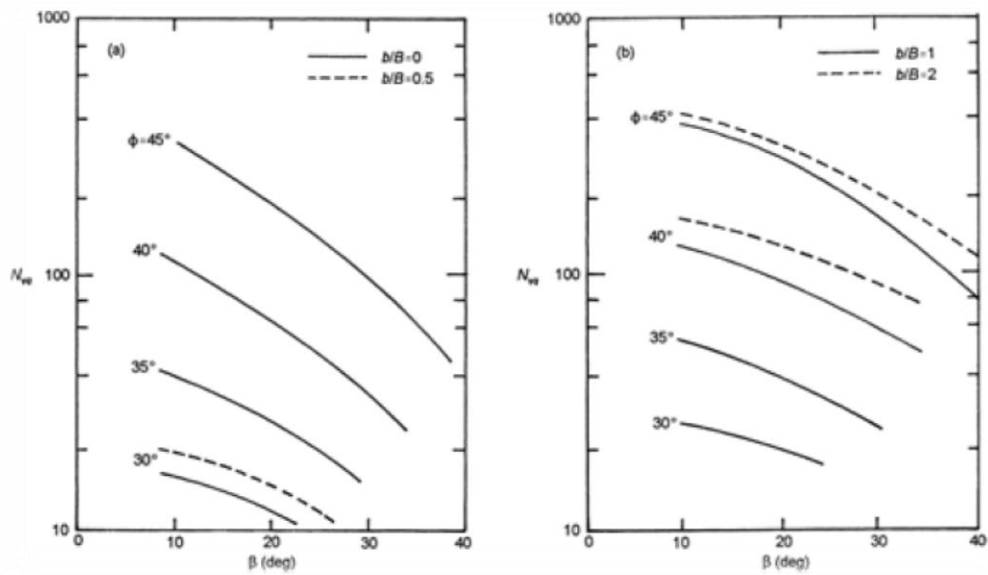


Figure III.14 : Valeurs théoriques de $N_{\gamma q}$, ($Df/b = 0$) d'après Graham et al (1987)

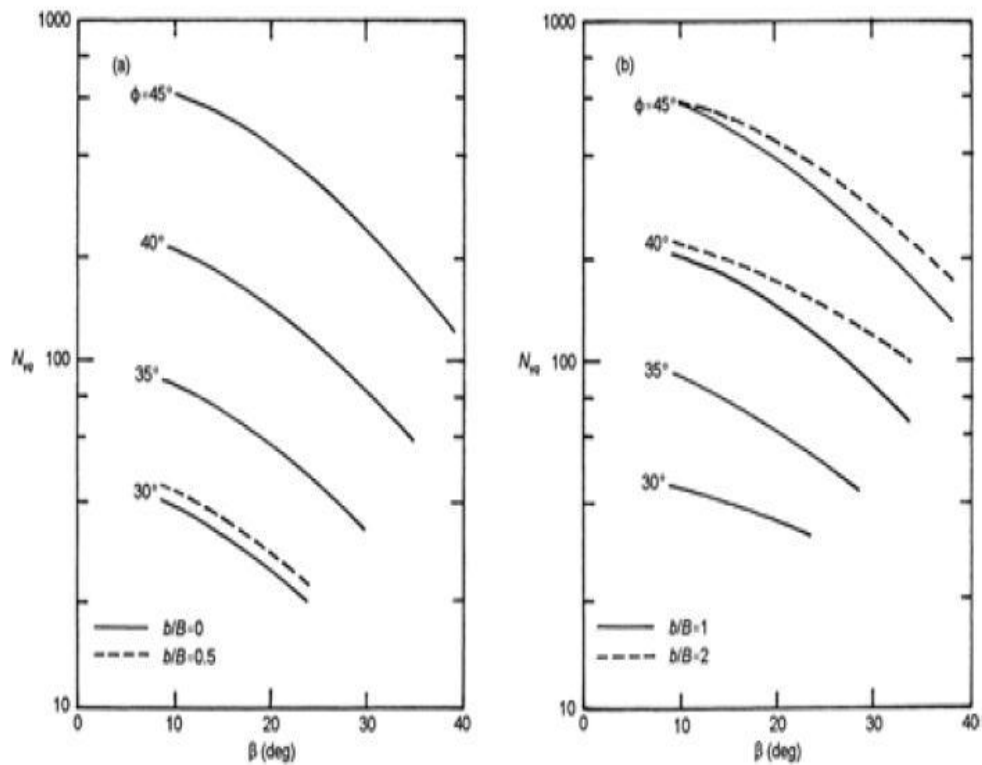


Figure III.15 : Valeurs théoriques de $N_{\gamma q}$, ($D_f/b = 0.5$) d'après Graham et al (1987)

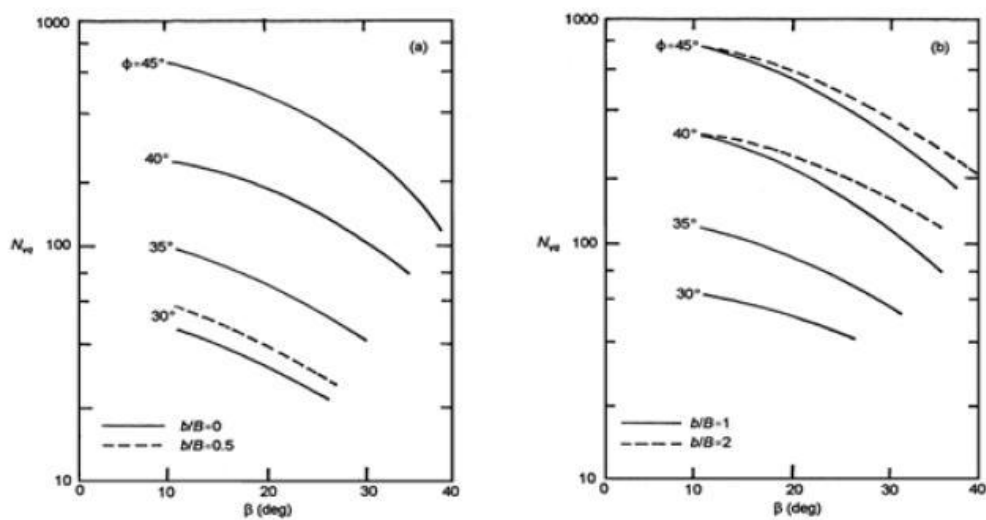


Figure III.16: Les valeurs théoriques de $N_{\gamma q}$, ($D_f/b = 1$) d'après Graham et al(1987)
Saran et al (1989)

Ont présenté des solutions analytiques pour la capacité portante d'une fondation à proximité d'une pente en utilisant deux approches analytiques différentes: d'équilibre limite et d'analyse limite.

Dans le cas de l'approche d'équilibre limite, la fondation filante a été supposée rugueuse, le poids du sol au-dessus de la base de la fondation a été remplacé par une surcharge uniforme

équivalente; ceci implique que le sol au-dessus de la base de fondation n'offre aucune résistance au cisaillement. Le mécanisme de rupture sur le côté de pente a été supposé et la résistance au cisaillement du sol de l'autre côté n'a pas été totalement mobilisée. La zone de rupture est divisée en deux parties (figure III-17). Zone I représente une région élastique et Zone II est une combinaison de cisaillement radial passif et délimitée par un arc de spirale logarithmique EK. La contrainte de cisaillement sur le côté plat est caractérisée par le facteur de mobilisation m et sa résistance au cisaillement est exprimée par:

$$\tau = m(c + \sigma \tan \varphi)$$

Le degré de mobilisation est calculé en déterminant l'équilibre du coin élastique (zone 1) et du cisaillement radial (zone 2) avec une valeur différente de m . Une valeur commune de m représente la mobilisation de rupture plane sur le côté du terrain plat. La méthode de superposition a été utilisée pour calculer les facteurs de portance N_c , N_q et N_y indépendamment de la manière suivante:

$$N_c = \frac{p_{pc} + p_{pmc}}{cB} + \frac{(1+m) \sin \varphi \sin \varphi_m}{\sin(\varphi + \varphi_m)} \tag{III-22}$$

$$N_q = \frac{p_{pq} + p_{pmp}}{yD_f B} \tag{III-23}$$

$$N_y = \frac{2y + 2p_{pmy}}{yD_f B} \tag{III-24}$$

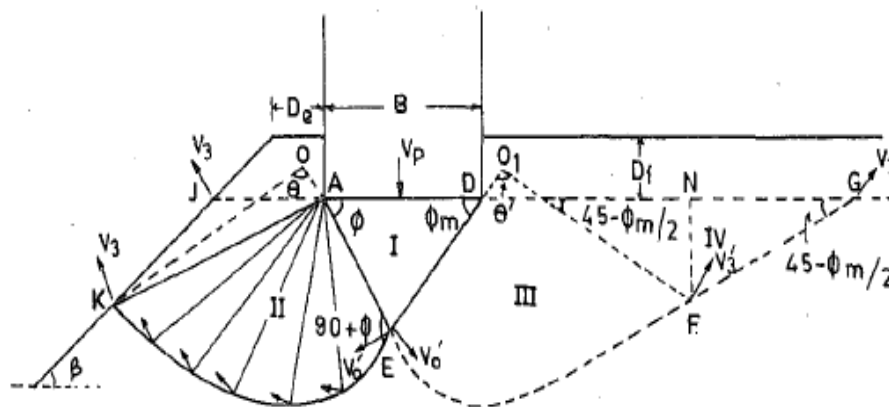


Figure III.17: Mécanisme de rupture supposé par Saran et al.(1989)

Egalement, pour le cas de d'analyse limite, le mécanisme de rupture est similaire à celui adopté dans le cas de l'analyse d'équilibre limite; le mécanisme est cinématiquement admissible sans changements géométriques pendant l'écoulement plastique.

Narita et Yamaguchi (1990) ont étudié la capacité portante de fondations établies à proximité d'une pente, à partir d'un concept d'équilibre limite et en supposant que la surface de rupture n'est composée que d'une seule spirale logarithmique (figure III-18). La méthode

consiste alors à rechercher la spirale conduisant à la charge limite la plus faible. Le sol a été considéré frottant et cohérent régi à la rupture par le critère de Mohr-Coulomb

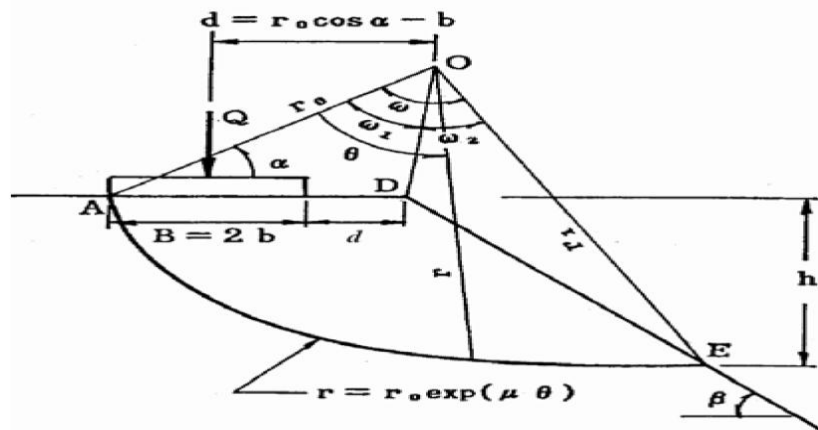


Figure III.18: Schéma de rupture, d'après Narita et Yamaguchi (1990)

Les résultats obtenus montrent que la méthode de la spirale logarithmique surestime la capacité portante d'une fondation à proximité d'une pente. Les erreurs sont environ 20% au maximum; les auteurs ont constaté un assez bon accord avec les résultats expérimentaux concernant la capacité portante et la forme de surfaces de glissement, particulièrement dans le cas d'argile ($\varphi = 0$).

Narita et Yamaguchi (1990) ont étudié deux types de rupture, à savoir la rupture de pente et la rupture de base. Les résultats de cette investigation ont montré que pour les matériaux purement cohérents $\varphi = 0$ où un log-spirale dégénère en un cercle, Les solutions de la spirale logarithmique deviennent presque identiques à celles obtenues en utilisant la méthode de Bishop.

Tableau III.1: Comparaisons avec les résultats des tests pour l'argile (Narita et Yamaguchi (1990))

β	L/B	Bearing capacity. kN/m ²		
		Test	Upperbound	Log-Spiral
30°	0	28.5	21.5	22.5 (1.05)
	0.5	44.4	40.7	42.9 (1.05)
	1.0	34.4	35.3	37.2 (1.05)
45°	0	32.2	20.7	21.4 (1.03)
	0.5	30.8	27.2	28.2 (1.04)
	1.0	38.3	26.5	27.4 (1.03)
60°	0	34.6	27.5	28.0 (1.02)
	0.5	44.8	33.4	34.0 (1.02)
	1.0	30.3	25.3	25.5 (1.01)

Castelli et Motta (2009) ont développé un modèle basé sur la méthode d'équilibre limite, en considérant une surface circulaire qui se propage vers la pente jusqu'à ce que le terrain en pente est atteint (figure III-19). Deux valeurs du rapport de la profondeur de l'encastrement de la semelle ($H/B = 0$ à $0,5$) ont été analysées.

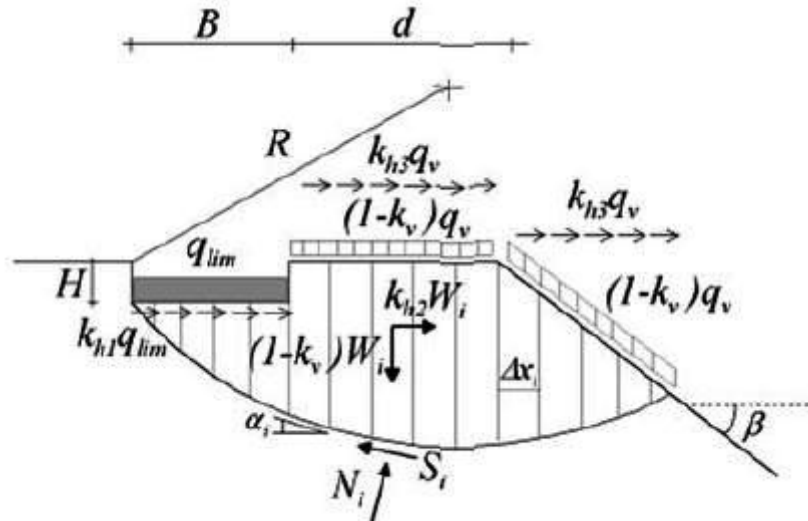


Figure III.19: Mécanisme de rupture et les forces appliquées adoptées dans l'analyse de Castelli et Motta (2009)

L'analyse a été réalisée pour différentes distances de la semelle de la pente afin de déterminer la distance minimale (distance critique) à laquelle l'effet de la pente soit inefficace.

L'analyse des résultats montre que cette distance critique augmente avec l'augmentation de l'angle de frottement et il varie d'environ $d/B = 1$, pour les conditions non drainées ($\varphi = 0$) à $d/B = 6$ pour une valeur de l'angle de frottement $\varphi' = 40^\circ$.

L'encastrement de la semelle H n'affecte pas de manière significative la distance critique d/B , cependant son effet peut être significatif sur la charge limite verticale de la semelle. Lors de l'évaluation de la capacité portante due au poids du sol il a été observé que la profondeur de l'encastrement peut jouer un rôle important surtout pour les faibles valeurs de l'angle de frottement.

Pour calculer la capacité portante des fondations superficielles filantes sur ou près d'une pente non drainée, Georgiadis (2010) a présenté des analyses numériques par éléments finis. La géométrie du problème étudié est représentée sur la figure (III-20). Trois largeurs de semelle ont été considérées ($B = 1, 2 \text{ et } 4 \text{ m}$) et trois angles de pente ($\beta = 15^\circ, 30^\circ \text{ et } 45^\circ$). Plusieurs hauteurs de pente H et distances normalisées λ (= distance de fondation / largeur de fondation) ont été utilisés pour étudier leurs influence sur la capacité portante. Trois modes de rupture distincts sont observés et représentés sur la figure (III-21 a, b, c)

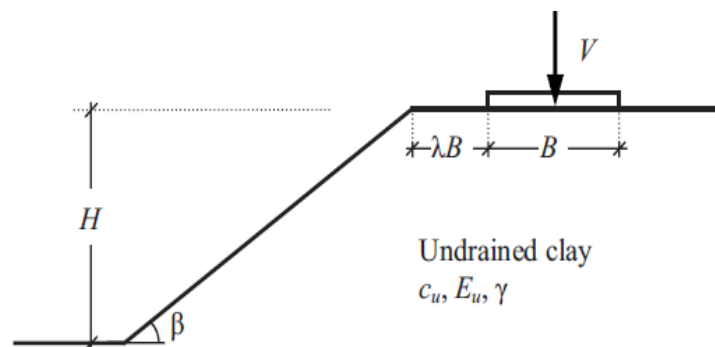


Figure III.20: Définition du problème (Georgiadis (2010))

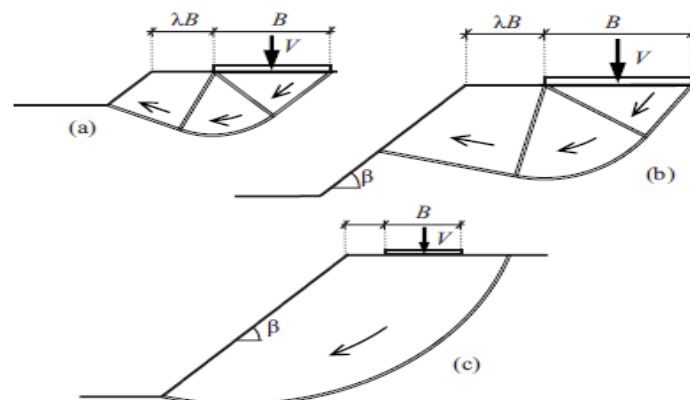


Figure III.21: Modes de rupture d'après Georgiadis (2010)

(a) et (b): rupture de capacité portante (c): rupture global de la pente

L'analyse par éléments finis a été effectuée en déformation plane en utilisant le programme Plaxis Version 8.6. Le sol a été modélisé par éléments triangulaires avec un comportement élastique-parfaitement plastique de Mohr-Coulomb tandis que la fondation a été modélisée comme rugueuse avec des éléments poutres et avec la même résistance au cisaillement et le module de cisaillement de l'interface et des éléments de sols adjacents. Les éléments d'interface

ont été placés entre la fondation et le sol. La figure (III-22) montre un exemple de maillage utilisé pour le cas d'une pente de 45° de 7,5 m de hauteurs, et $\lambda B = 2 m$.

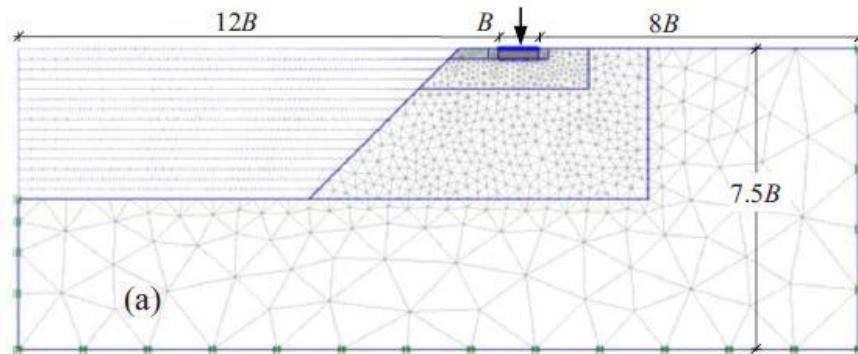


Figure III.22: Maillage pour une semelle filante au bord d'une pente d'après Georgi adis (2010)

Les solutions sont d'abord comparées à celles proposées par d'autres auteurs Pour le cas spécifique d'une fondation sur la crête d'une pente $\lambda = 0$ et pour $\beta = 30^\circ$. Comme le montre la figure (III-23) , les résultats de cet étude EF sont en excellent accord avec la solution de Kusakabe et al. La solution de Vesic donne les plus faibles valeurs de facteur de capacité portante N_c , surtout pour les faibles valeurs de rapport $cu/\gamma B$, tandis que les valeurs proposées par Narita et Yamaguchi surestiment généralement N_c d'environ 10%, par rapport aux résultats de l'étude E_f et la solution de Kusakabe et al Pour le même problème les valeurs obtenues à partir Hansen et Bowles sont 4,09 et 4,38, respectivement.

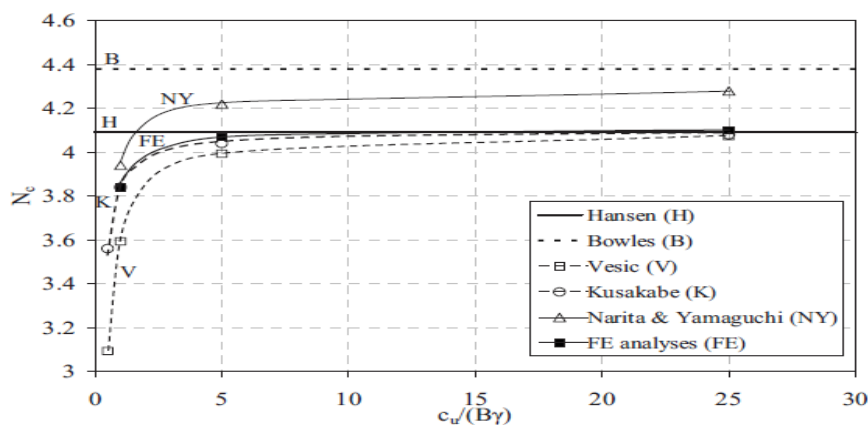


Figure III.23: Variation de N_c avec $c_u / (B\gamma)$ d'une fondation sur la crête d'une pente ($\lambda = 0, \beta = 30^\circ$) (Georgi adis, 2010)

Les résultats obtenus ont permis de proposer des abaques de calcul permettant d'obtenir le facteur de portance N_c pour n'importe quelle valeur de rapport $c_u/B\gamma$, d'angle de la pente, de la distance normalisée λ , et la hauteur de la pente normalisée H/B . (figure III-24)

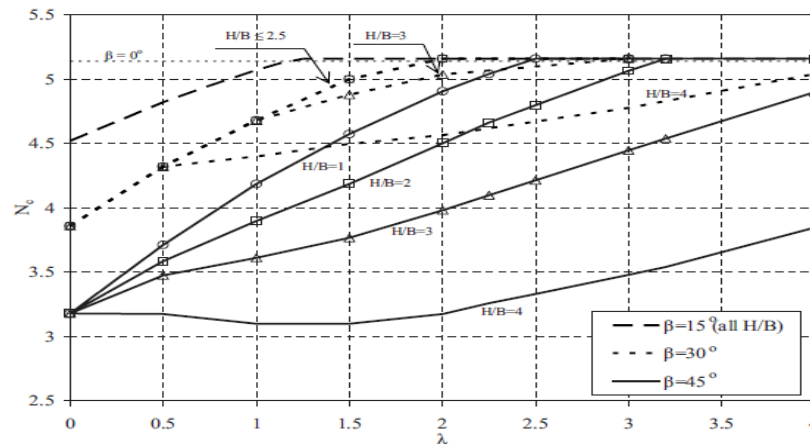


Figure III.24: Variation de N_c avec λ pour $c_u/(B\gamma) = 1$ (Georgi adis 2010)

Mabrouki et al (2010) ont effectués un calcul numérique de la capacité portante d'une fondation filante sous charge verticale centrée au bord d'une pente, en utilisant le code FLAC3D. Cette étude a été effectuée en faisant varier plusieurs paramètres géométriques et mécaniques, afin d'évaluer l'effet de la pente sur la capacité portante. En considérant une fondation filante non encastrée, rigide et rugueuse de largeur B , repose sur un massif de sol frottant et située à une distance d de la crête d'une pente qui fait l'angle β avec l'horizontale. Cette fondation est soumise à une charge verticale centrée (figure III-25).

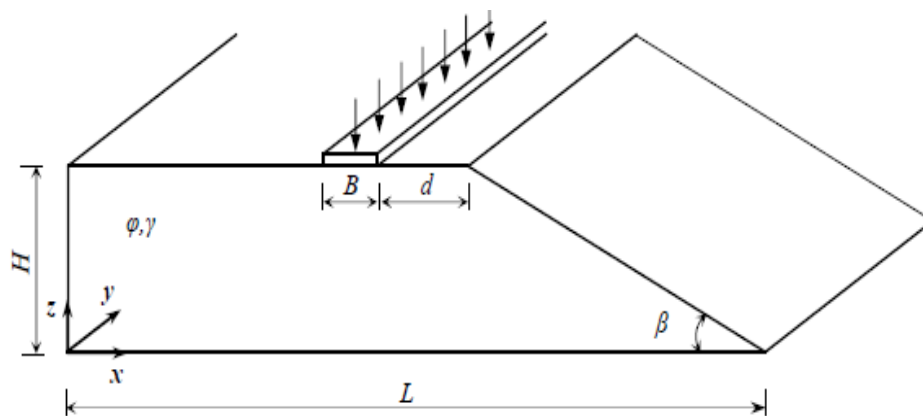


Figure III.25: Géométrie du problème (Mabrouki et al 2010)

Le massif étudié est modélisé dans son intégralité (figure III-26). Le maillage est raffiné au voisinage de la fondation, sous sa base, ainsi que près de la crête du talus. La figure III-26 montre une représentation simplifiée du maillage dans le cas $d/B = 1$ et $\beta = 26,6^\circ$, le maillage adopté pour le calcul de la capacité portante est plus raffiné. Les conditions aux limites sont prises en compte en bloquant le déplacement horizontal pour la limite qui correspond au plan

$x = 0$, pour $z = 0$ les déplacements sont bloqués dans les directions x et z . Le déplacement dans la troisième dimension est bloqué pour traiter le problème en déformation plane (figure III-27).

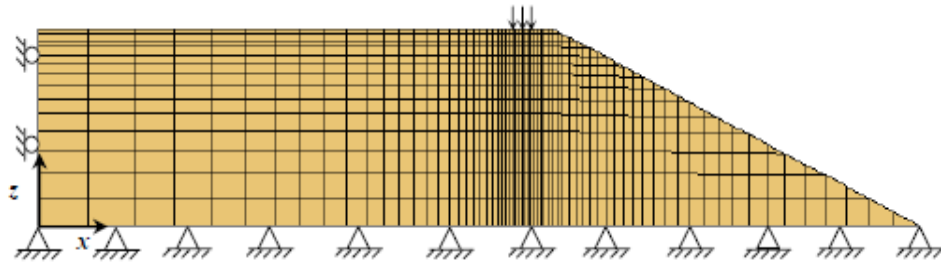


Figure III.26: Maillage du modèle bidimensionnel et conditions aux limites, cas de $\beta = 26,6^\circ$, $d/B = 1$ (Mabrouki et al 2010)

Le comportement du sol est régi par une loi élastique-parfaitement plastique et le critère de Mohr-Coulomb avec la règle d'écoulement associée. L'interface sol-fondation est supposée parfaitement rugueuse, en bloquant le déplacement dans la direction horizontale des nœuds qui représentent la fondation. La formule de la capacité portante est donnée par la relation suivante:

$$q_u = \frac{1}{2} \gamma B N_y i_{\gamma\beta} \quad (\text{III-25})$$

Avec:

$i_{\gamma\beta}$: Coefficient réducteur de portance; par définition, c'est le rapport de la capacité portante d'une fondation établie en bord d'une pente à la capacité portante de la même fondation, établie sur le même sol à surface horizontale; il correspond donc à l'expression suivante:

$$i_{\gamma\beta} = \frac{[q_u]_{d/B,\beta}}{[q_u]_{\beta=0}} \quad (\text{III-26})$$

Les valeurs numériques obtenues ont été comparées aux formulations disponibles dans la littérature la figure III-27 (a et b.) Montrent les coefficients réducteurs de portance $i_{\gamma\beta}$ en fonction de la distance relative d/B de la fondation au bord du talus pour les deux valeurs $\beta = 26,6^\circ$ et $33,7^\circ$ (pentes 1/2 et 2/3) obtenus tant par cette étude que par Bakir (1993), ainsi que Gemperline (1988).

Les résultats de cette étude montrent que les valeurs du coefficient réducteur de portance décroissent lorsque la pente du talus β augmente et qu'avec l'augmentation de l'angle de frottement interne φ du sol, le coefficient réducteur $i_{\gamma\beta}$ décroît.

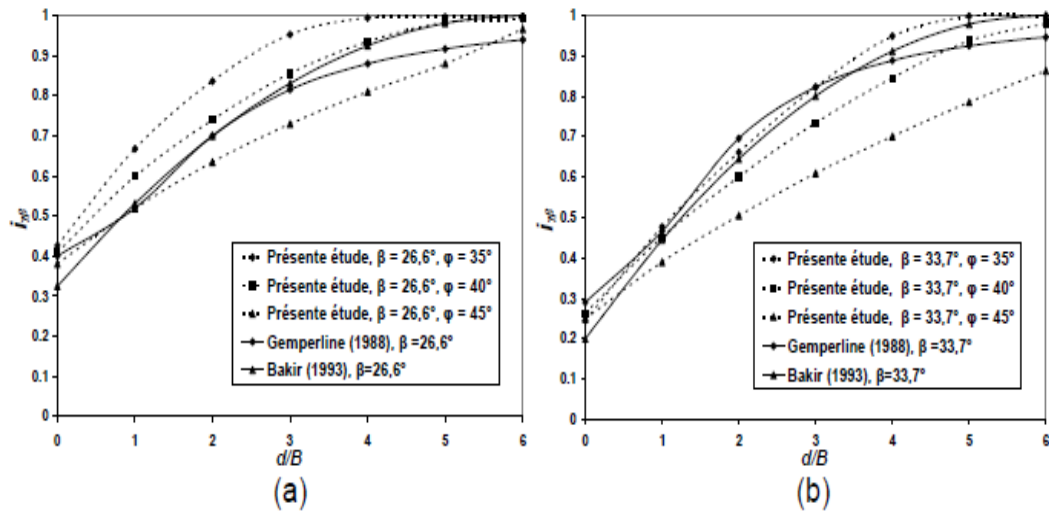


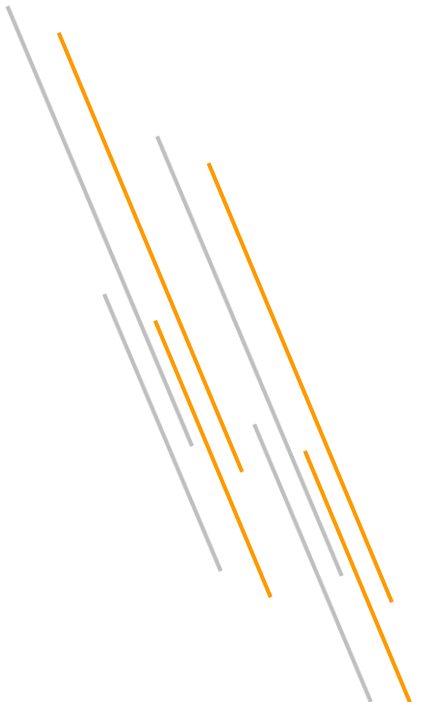
Figure III.27: Evolution du coefficient réducteur de portance en fonction de la distance À la crête du talus. (a) $\beta = 26,6^\circ$ (pente 1/2), (b) $\beta = 33,7^\circ$ (pente 2/3)

Conclusion:

Dans ce chapitre on a présenté les différentes études expérimentales et théoriques consacrées à l'évaluation de l'influence de la proximité d'une pente

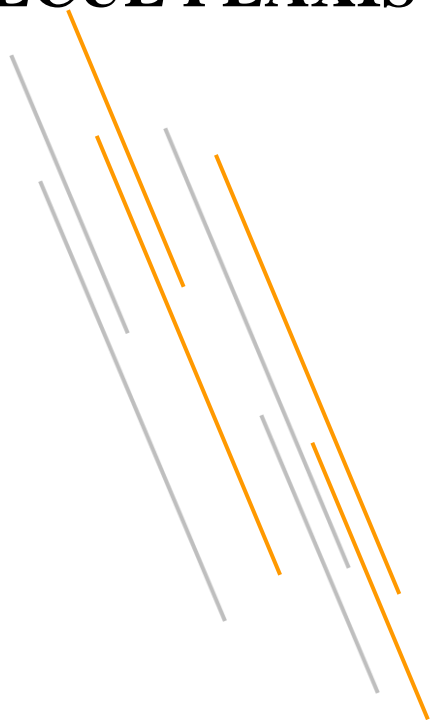
Les théories de Meyerhof (1957), Graham et al (1987), et le travail expérimental de shields et al (1977) ont fourni des abaques pour calculer le facteur de portance $N_{\gamma q}$. En considérant une série limitée d'emplacement et de profondeur de la fondation. Par ailleurs, la méthode de Gemprline (1988) a proposé une équation applicable pour différentes configurations géométriques.

Pratiquement, la portance d'une semelle filante établie à proximité d'une pente est affectée d'un coefficient réducteur i_{β} qui dépend de l'angle de talus β et de la distance relative d/B . En ce qui concerne la valeur de d/B à partir de laquelle l'effet de la pente commence à être négligeable, elle varie généralement, selon les auteurs, de $d/B \geq 2$ à 3. A partir de $d/B \geq 6$ le comportement peut être considéré comme identique à celui correspondant au plan horizontal. Les résultats expérimentaux ont montré que la valeur de i_{β} est légèrement influencée par les caractéristiques mécaniques du sol.



CHAPITRE IV

PARTIE I : PRÉSENTATION DU LOGICIEL DE CALCUL PLAXIS



IV.1 Introduction :

La simulation numérique de la capacité portante d'une fondation superficielle située à proximité d'une pente est un problème complexe qui présente notamment, de fortes non linéarités, et la mise en jeu du sol, de la fondation et de l'interface sol/fondation.

Ces conditions complexes nécessitent un outil numérique bien adapté. On a utilisé dans cette présente étude le code de calcul PLAXIS qui permet de simuler les problèmes non linéaires avec une bonne stabilité numérique.

Dans ce chapitre on va présenter les principes du code de calcul PLAXIS V8 utilisé pour élaborer les simulations numériques ainsi que les modèles de comportement utilisés.

IV.2 Bref aperçu sur la méthode des éléments finis :

La MEF a été utilisée beaucoup dans la pratique d'ingénierie depuis plus de trente années. C'est bien récemment qu'elle a commencé à être utilisée largement pour analyser des problèmes de la géotechnique. C'est probablement parce qu'il y a beaucoup de questions complexes qui sont spécifiques à la géotechnique, dont les réponses n'ont été trouvées que récemment.

Quand cette méthode est correctement utilisée, elle peut produire des résultats réalistes qui aident à trouver des solutions aux problèmes d'ingénierie du sol. Une bonne analyse qui simule le vrai comportement du sol permet à l'ingénieur de comprendre mieux ces problèmes.

IV.2.1 Concepts de base de la méthode aux éléments finis :

La MEF consiste à remplacer la structure physique à étudier par un nombre finis d'éléments ou de composants discrets qui représentent un maillage. Ces éléments sont liés entre eux par un nombre de points appelés nœuds. On considère d'abord le comportement de chaque partie indépendante, puis on assemble ces parties de telle sorte qu'on assure l'équilibre des forces et la compatibilité du déplacement réel de la structure en tant qu'objet continu.

IV.2.2 L'analyse des déplacements par MEF :

La MEF est une procédure computationnelle qui peut être utilisée pour obtenir une solution approximative à un problème de valeur limite. Des équations mathématiques sous forme d'une série d'équations algébriques impliquent des quantités à évaluer à points discrets dans la zone d'intérêt.

Les équations des éléments finis sont formulées de façon à minimiser l'erreur dans la solution approximative.

L'objectif de la première étape, dans n'importe quelle analyse par MEF, est de créer un maillage EF (figure IV-1). Le maillage consiste en éléments reliés ensemble aux nœuds.

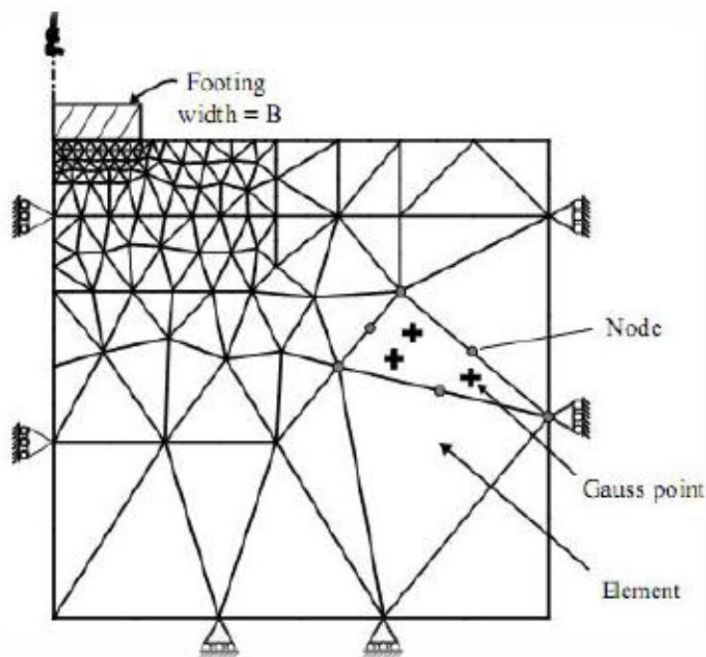


Figure IV.1 : Maillage en PLAXIS

Les nœuds sont les points où les valeurs des variables fondamentales sont calculées. Pour une approximation de la base des déplacements, les variables fondamentales sont des déplacements.

Les valeurs de déplacement nodal sont interpolées dans les éléments pour donner des expressions algébriques aux déplacements, et aux déformations, partout dans la maille. Une loi constitutive est utilisée alors pour relier les déformations avec les contraintes et cela conduira au calcul des forces qui agissent aux nœuds de l'élément. Les forces nodales sont en rapport avec les déplacements nodaux. Ce rapport est exprimé par des équations formulées et résolues dans le programme des éléments finis pour trouver les valeurs des déplacements nodaux.

La méthode des éléments finis englobe les étapes suivantes :

1- La discrétisation des éléments : C'est le processus de modéliser la géométrie du problème sous une étude par un assemblage de petites régions, appelées éléments finis. Ces éléments ont des nœuds définis sur les limites ou dans les éléments mêmes.

2- L'approximation des variables fondamentales: Une valeur fondamentale doit être sélectionnée (par exemple : déplacements) et réglée, comme elle doit varier sur un élément fini établi. Cette variation est exprimée par des valeurs nodales.

3- Equations élémentaires : L'utilisation du principe variation el approprié (par exemple, énergie potentielle minimum) pour dériver les équations de l'élément:

$$K^e U^e = P^e \quad (\text{IV-1})$$

4-Equations globales : L'assemblage des équations élémentaires sous forme d'équations globales :

$$K U = P \quad (\text{IV-2})$$

5- Les conditions aux limites : La formulation des conditions aux limites et la modification des équations globales. L'affectation des charges P , lorsque les déplacements affectent U .

Les équations globales sont sous forme d'un système à grand nombre d'équations, qui doivent être résolues pour obtenir les déplacements à tous les nœuds. A partir de ces déplacements nodaux, tel que les contraintes et les déplacements sont évalués.

IV.2.3 L'interpolation des déplacements :

Les déplacements dans l'élément sont exprimés dans le terme des valeurs nodales. Cela est accompli par l'utilisation des fonctions d'interpolation (habituellement, polynômes).

Illustration pour le cas d'un élément triangulaire à six-nœuds (figure IV-2):

$$u(x, y) = a_1 + a_2 x + a_3 y + a_4 x^2 + a_5 x y + a_6 y^2 \quad (\text{IV-3})$$

$$v(x, y) = b_1 + b_2 x + b_3 y + b_4 x^2 + b_5 x y + b_6 y^2 \quad (\text{IV-4})$$

Où les constantes $a_1, a_2, \dots, a_6, b_1, b_2, \dots, b_6$ dépendent des valeurs nodales.

L'interpolation du second degré implique un total de 12 constantes. Ces constantes peuvent être écrites en termes de 12 déplacements nodaux associés avec l'élément.

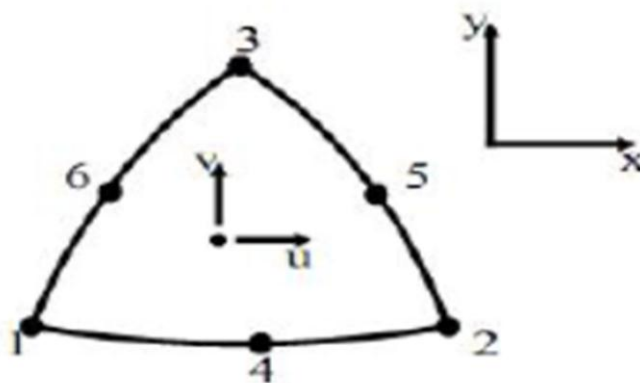


Figure IV.2 : Élément à 6noeuds

IV.2.4 Déformations :

Les déformations peuvent être dérivées dans l'élément qui utilise les définitions standard. Le cas du triangle à six-nœuds donne :

$$\varepsilon_{xx} = \frac{\partial u}{\partial x} = a_1 + 2a_3x + a_4y \quad (\text{IV-5})$$

$$\varepsilon_{yy} = \frac{\partial v}{\partial y} = b_1 + b_4x + 2b_5y \quad (\text{IV-6})$$

$$\gamma_{xy} = \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} = (b_1 + a_2) + (a_4 + 2b_3)x + (2a_5 + b_4)y \quad (\text{IV-7})$$

Les équations de ce type qui relient des déformations à des déplacements nodaux sont écrites généralement dans une forme d'équation matricielle:

$$\varepsilon = BU^e \quad (\text{IV-8})$$

Où le vecteur de déformations ε , et le vecteur de déplacements nodaux sont associés avec chacun des six nœuds dans l'élément, U^e

IV.3 Présentation de PLAXIS :

L'analyse des projets géotechniques est possible grâce aux nombreux codes des éléments finis. (ex : Plaxis). L'ingénieur ayant de l'expérience en ce domaine sait que le poids des hypothèses permettant le passage de la réalité au modèle est difficile à évaluer. Il sait que le jargon éléments finis est parfois rebutant-il souhaiterait ne pas avoir à intervenir sur la numérotation des nœuds, des éléments, sur certains choix réservés au numéricien. Il voudrait disposer du code sur le PC gérant sa bureautique et sa technique quotidiennes, afin de faire une étude paramétrique des problèmes délicats. Il exige avant tout que ses journées ne soient pas encombrées par de laborieuses entrées de données et interprétations de fichiers.

IV.3.1 Le logiciel Plaxis :

Le code Plaxis est un logiciel couramment utilisé dans les bureaux d'études. Conçu par des géotechniciens numériciens de l'université de Delft aux Pays-Bas dans les années 1980.

Ce programme d'éléments finis en deux dimensions spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques. Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan ou axisymétrique. Le programme utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier. Les utilisateurs sont supposés être capables de travailler dans un environnement Windows.

Si ce code a initialement été développé pour analyser les digues et les sols mous, son champ d'application s'étend aujourd'hui à une large gamme de problèmes géotechniques. Il

permet d'analyser des problèmes élastiques, élasto-plastiques, élastoviscoplastiques en grands déplacements par la méthode lagrangienne actualisée.

Bien que très fiable sur le plan numérique, le code fait appel à des éléments de haute précision (triangles à 15 nœuds), ainsi qu'à des processus de pilotage de résolution récents (méthode de longueur d'arc). Le manuel d'utilisation du code Plaxis présente une description détaillée du logiciel.

L'utilisation de PLAXIS consiste en quatre sous-programmes (Input, Calculations, Output, Curves):

- **Le programme d'entrée de données (Input) :**

Le programme contient tout ce qui est nécessaire pour créer et modifier un modèle géométrique, pour générer le maillage d'éléments finis correspondant et pour générer les conditions initiales.

- **Le programme de calcul (Calculations) :**

Ce programme contient tous les éléments pour définir et amorcer un calcul par la méthode des éléments finis. Au début du programme de calcul, l'utilisateur doit choisir le projet pour lequel les calculs vont être définis.

- **Le programme de résultats (Output) :**

Ce programme contient tous les éléments qui permettent de voir les résultats des données générées et des calculs d'éléments finis. Au début du programme de résultats, l'utilisateur doit choisir le modèle et la phase de calcul appropriée ou le numéro du pas pour lequel les résultats seront affichés.

- **Le programme courbe (Curves) :**

Ce programme contient tout le nécessaire pour générer des courbes charges- déplacements, des chemins de contrainte et des courbes contraintes-déformations.

IV.3.2 Système d'options du code Plaxis :

1.Le Maillage: l'opérateur peut bien entendu de spécifier un maillage très détaillé, mais si seules les grandes lignes de celui-ci importe de détail des éléments, agencé de manière optimale du point de vue numérique, sera entièrement généré par le logiciel à partir d'un petit nombre de nœuds, avec un contrôle permanent à l'écran.

2.Les conditions aux limites en déplacement: si celles-ci sont complexes, l'ingénieur devra spécifier les subtilités d'une manière précise (le vecteur déplacement est nul à la base du domaine étudié, et le vecteur déplacement horizontal est nul sur ses faces latérales), l'application peut être réalisée automatiquement (par défaut) à partir du menu avec un contrôle immédiat du résultat à l'écran.

3. Les contraintes initiales dues au poids des terres: peut être réalisée de manière exacte par activation du multiplicateur de chargement relatif au poids propre. Par contre, si comme bien souvent en géotechnique on connaît ou on sait estimer un état K_0 donné, celui-ci peut être spécifié directement. Dans ce cas, le massif est souvent en léger déséquilibre (incompatibilité entre K_0 et les autres caractéristiques mécaniques).

4. Le menu permet alors, par un changement fictif nul, de rééquilibrer le massif, puis de réinitialiser à zéro le champ de déplacement de manière à prendre comme nouvelle origine l'état du matériau après application de la gravité. L'option K_0 est particulièrement intéressante dans le cas d'un modèle hétérogène de surface libre presque horizontale.

5. Les pressions interstitielles: ont été l'objet d'un soin particulier dans Plaxis pour qui souhaite faire un calcul précis du champ de pressions interstitielles, Mais bien sûr, cette opération demande du temps (d'opérateur et de machine).

6. Le coefficient de sécurité: c'est une notation très importante en géotechnique, puisqu'il résume en une seule information une qualité considérable de données, supposant une réduction proportionnelle de la résistance mécanique des matériaux impliqués, ce qui ne constitue pas un état réel de rupture. C'est la même approche, adaptée aux éléments finis élastoplastiques, qui préside à l'évaluation du coefficient de sécurité dans Plaxis.

Un calcul par éléments finis fournit une masse imposante de résultats ; résultats directement utiles au projecteur : déplacements, contraintes, pressions interstitielles à un stade donné du chargement, et des résultats plus mathématiques concernant le déroulement du processus de calcul proprement dit. L'ensemble de ces résultats est accessible, selon que l'on est intéressé par l'un ou l'autre aspect.

IV.3.2 Types de modèle en Plaxis :

Plaxis V8 peut être utilisé pour réaliser des analyses par éléments finis en deux dimensions. Les modèles d'éléments finis peuvent être soit plans (Plane strain), soit axisymétriques (Axisymmetric).

Les modèles en déformations planes sont utilisés pour des structures ayant une section (plus ou moins) uniforme, et avec un état de contraintes et un schéma de chargement uniformes sur une longueur suffisante perpendiculairement à la section (direction z). Les déplacements perpendiculaires à la section sont considérés comme nuls. Cependant, les contraintes normales dans la direction z sont intégralement prises en compte.

Les modèles axisymétriques sont utilisés pour des structures circulaires ayant une section radiale (plus ou moins) uniforme, avec un schéma de chargement réparti autour de l'axe central et des états de contrainte et de déformation identiques selon les directions radiales (figure IV-3). A noter que pour les problèmes axisymétriques, la coordonnée x représente le rayon et la

coordonnée y correspond à l'axe de symétrie. Il ne faut pas utiliser dans ce cas de coordonnées x négatives. Pour un modèle d'éléments finis à deux dimensions, le choix de Plane strain ou de Axisymmetry a pour conséquence de ne laisser que deux degrés de liberté en translation par nœud dans les directions x et y .

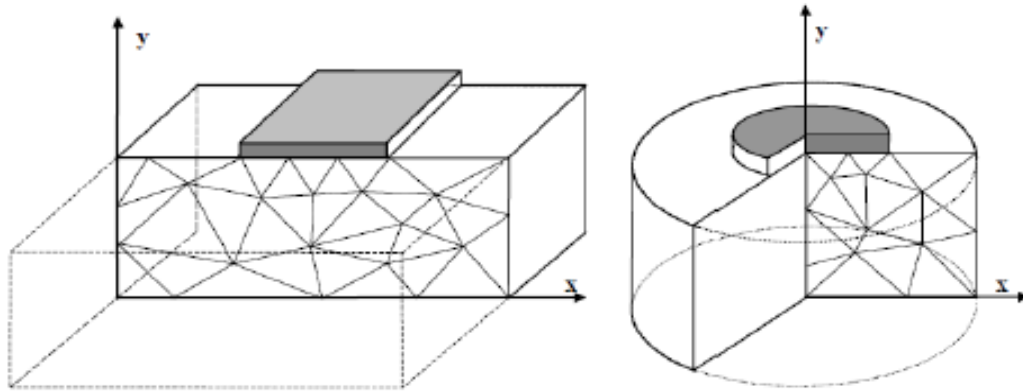


Figure IV.3 : Exemples de problèmes en déformations plane et axisymétrique

IV.3.3 Types d'éléments utilisés par Plaxis :

L'utilisateur doit sélectionner des éléments triangulaires à 6 ou 15 nœuds pour modéliser les couches de sol et autres éléments de volume. L'élément par défaut est le triangle à 15 nœuds. Il fournit une interpolation du quatrième ordre pour les déplacements et l'intégration numérique se fait sur douze points de Gauss (points de contrainte). Pour le triangle à 6 nœuds, l'interpolation est d'ordre deux et l'intégration numérique se fait sur trois points de Gauss (figure IV-4). Le type d'éléments pour les éléments de structure est automatiquement compatible avec le type d'éléments de sol choisi.

Le triangle à 15 nœuds est un élément très précis qui a produit des résultats en contraintes de haute qualité sur différents problèmes, comme par exemple le calcul de la rupture de sols incompressibles. L'utilisation des triangles à 15 nœuds implique une consommation de mémoire assez élevée, et les calculs et la manipulation sont donc un peu ralentis. C'est pour cela qu'un type d'éléments plus simple est également disponible. Le triangle à 6 nœuds est un élément relativement précis donnant de bons résultats pour les analyses standards en déformations, à condition d'utiliser un nombre suffisant d'éléments. Cependant, il faut être prudent dans le cas de modèles axisymétriques ou dans des situations où une rupture (possible) est à prendre en compte, comme un calcul de capacité portante ou le calcul de coefficient de sécurité selon la méthode de phi-credution. Les charges à la rupture et les coefficients de sécurité sont généralement surévalués avec des éléments à 6 nœuds. Pour ces calculs, il convient d'utiliser plutôt des éléments à 15 nœuds. Un élément à 15 nœuds peut être imaginé comme la réunion de quatre éléments à 6 nœuds, étant donné que le nombre de nœuds et de points de contraintes est

identique dans les deux cas. Néanmoins, un élément à 15 nœuds est plus puissant que quatre éléments à 6 nœuds réunis.

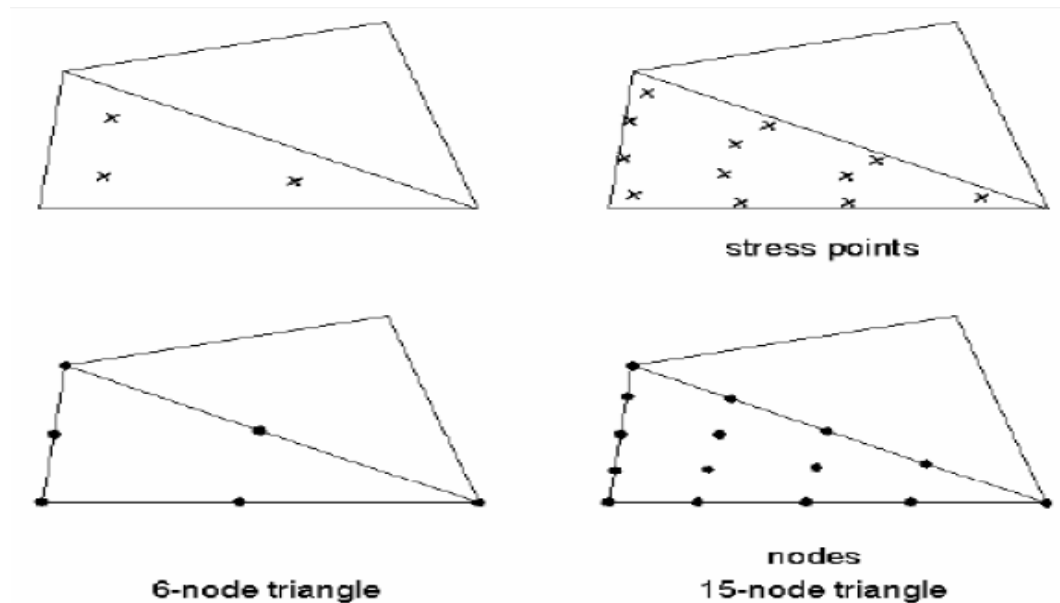


Figure IV.4 : Position des nœuds et des points de contrainte dans les éléments de sol

IV.3.4 Modèles de comportement utilisés dans le Plaxis :

Les sols et les roches tendent à se comporter d'une manière fortement non linéaire sous l'effet d'un chargement. Ce comportement non linéaire en contraintes-déformations peut être modélisé suivant différents niveaux de sophistication. Mais le nombre de paramètres à introduire dans les modèles augmente avec ce degré de sophistication.

Le modèle bien connu de Mohr-Coulomb peut être considéré comme une approximation au premier ordre du comportement réel du sol. Ce modèle, élastique parfaitement plastique, nécessite cinq paramètres fondamentaux qui sont : le module d'Young, E , le coefficient de Poisson, ν , la cohésion, c , l'angle de frottement, φ , et l'angle de dilatance, ψ . Comme les ingénieurs géotechniciens sont habitués à utiliser ces cinq paramètres, et qu'ils disposent rarement d'autres données, une attention particulière sera portée à ce modèle classique de comportement.

IV.3.5 Modèle de comportement élasto-plastique :

1. Elasto-plasticité :

Un comportement de type élastique linéaire isotrope ne peut être utilisé qu'en première approche car il ne permet pas de prendre en compte les déformations irréversibles. La plupart des matériaux sont en effet élastoplastiques, leur comportement est caractérisé par l'apparition de déformations élastiques et de déformations irréversibles. La déformation totale est la somme des

déformations élastiques ε^e et plastiques ε^p . Elle est donnée par l'équation suivante:

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p \quad (\text{IV-9})$$

2. Comportement élastoplastique :

Le comportement élastoplastique peut être représenté par un modèle monodimensionnel, en série un ressort de raideur K , pour symboliser l'élasticité du matériau, à un patin de seuil S_0 (figure IV-5).

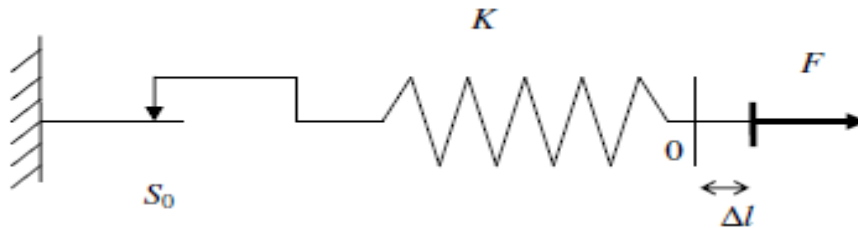


Figure IV.5 : Modèle monodimensionnel du comportement élastoplastique

La courbe effort-déplacement ou contrainte-déformation que l'on trouve est présentée sur la figure IV-6.

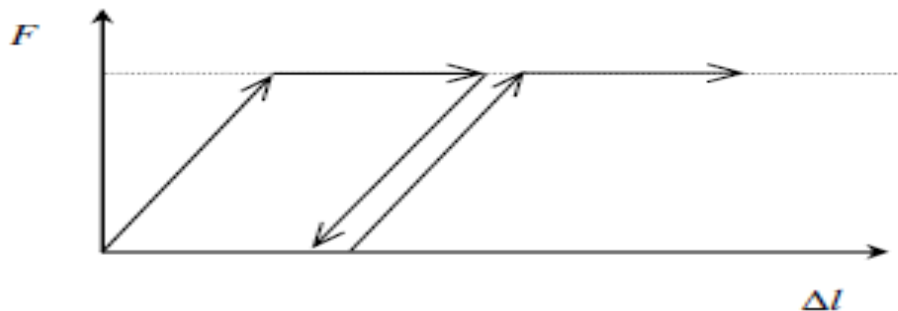


Figure IV.6 : Représentation du comportement élastique parfaitement plastique

Lors d'une décharge, le comportement est élastique et réversible. La longueur de la déformation plastique est a priori indéterminée.

Le type de comportement représenté par les figures IV-5 et IV-6 est un comportement élastique plastique sans écrouissage. La figure IV-7 représente un comportement élastique plastique avec écrouissage.

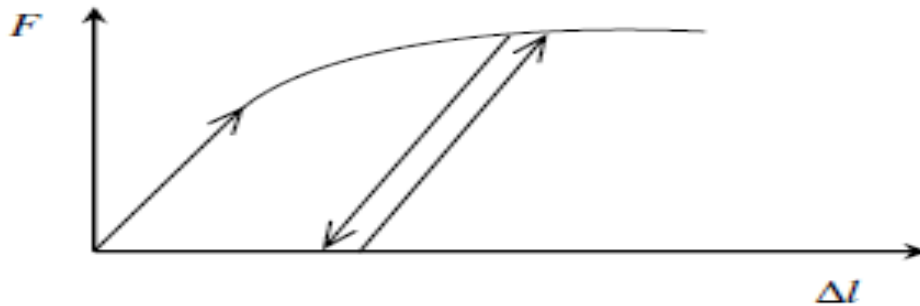


Figure IV.7 : Représentation du comportement élastoplastique avec écrouissage

3.Modèle de Mohr-Coulomb :

Le comportement de Mohr-Coulomb présente un comportement élastique parfaitement plastique sans écrouissage. Il a une grande utilisation dans la géotechnique vu les résultats obtenus dans les calculs.

Dans le plan de Mohr, la droite intrinsèque est représentée par :

$$\tau = \sigma_n \tan \varphi + c \quad (\text{IV-10})$$

Où σ_n et τ sont respectivement les contraintes normales et de cisaillement, et c et φ respectivement la cohésion et l'angle de frottement du matériau (figure IV-8).

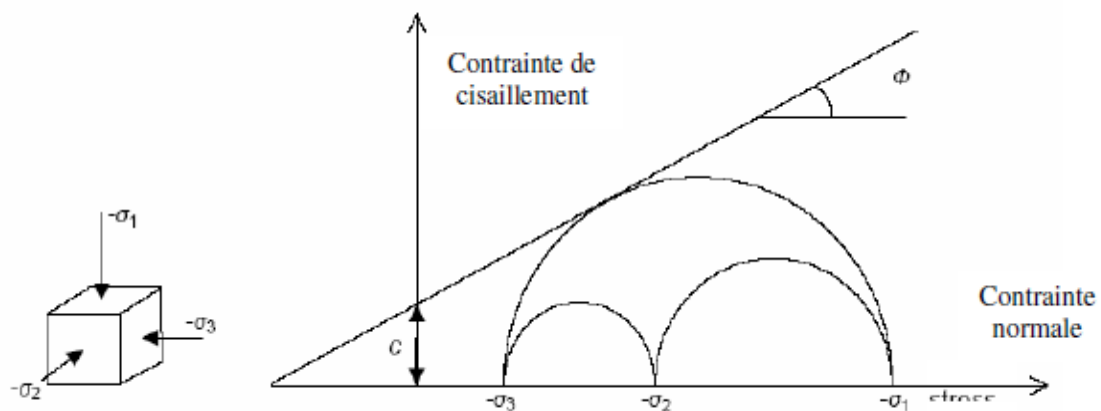


Figure IV.8 : Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb

Le critère de Coulomb à trois dimensions suppose que la contrainte intermédiaire n'intervient pas.

La forme du critère est celle d'une pyramide irrégulière construite autour de la trisectrice (figure IV-9) sur l'hexagone irrégulier de Mohr-Coulomb.

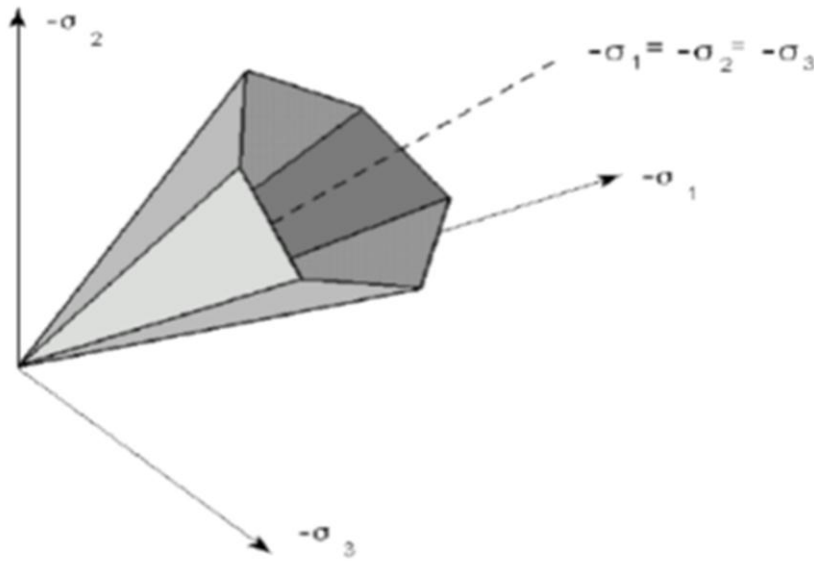


Figure IV.9 : Représentation du critère de Mohr-Coulomb dans l'espace des contraintes

Le modèle demande la détermination de cinq paramètres (figure IV-10).

Stiffness		Strength	
E_{ref} :	7995,000 kN/m ²	c_{ref} :	1,000 kN/m ²
ν (nu) :	0,300	ϕ (phi) :	26,000 °
		ψ (psi) :	0,000 °
Alternatives			
G_{ref} :	3075,000 kN/m ²		
E_{oed} :	1,076E+04 kN/m ²		

Figure IV.10 : Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb

a) Module d'Young :

Plaxis utilise le module d'Young comme de déformation de référence dans le modèle élastique et modèle de Mohr-Coulomb, mais d'autres modules de déformation sont également considérés. Un module de déformation a une dimension d'une contrainte (force par unité de surface). Les valeurs de raideurs adoptées dans un calcul demandent une attention particulière parce que la plupart des géo matériaux présentent un comportement non linéaire dès le début du chargement.

En mécanique des sols, la pente initiale est appelée E_0 et le module sécant 50% de la résistance en compression est noté E_{50} (figure IV -11) .Pour des argiles très consolidées et quelques roches avec un large domaine élastique, il est réaliste d'utiliser E_0 alors que les sables et les argiles normalement consolidées, il est préférable de prendre E_{50} .

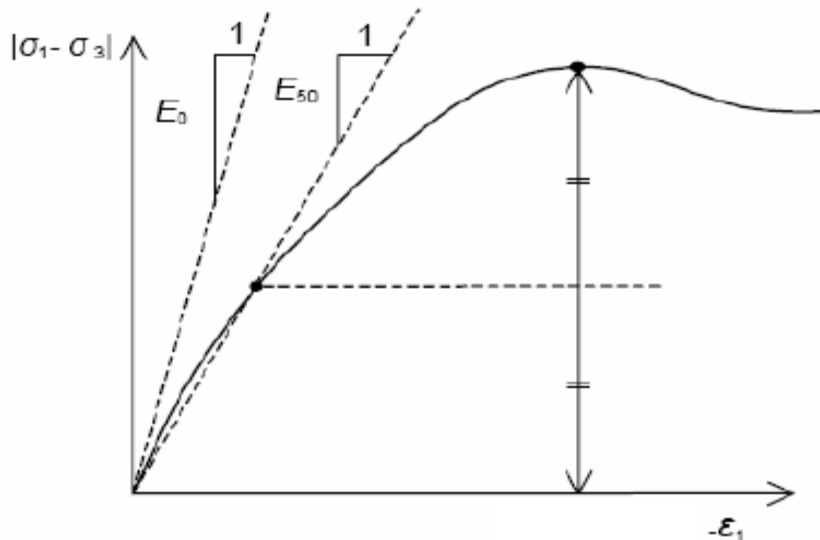


Figure IV.11 : Définition du module à 50 % de la rupture

Dans la boîte de dialogue des paramètres avancés, on peut aussi rentrer un gradient donnant la variation du module avec la profondeur.

b) Coefficient de poisson :

On conseille une valeur de 0,2 à 0,4 pour le coefficient de Poisson. Celle-ci est réaliste pour l'application du poids propre (procédure K_0 ou chargement gravitaires). Pour certains problèmes, notamment en décharge, on peut utiliser des valeurs plus faibles. Pour des sols incompressibles, le coefficient de Poisson s'approche de 0,5 sans que cette valeur soit utilisable.

c) Angle de frottement :

L'angle de frottement est entré en degrés. Des angles de frottement élevés, obtenus parfois pour des sables denses, augmenteront de manière substantielle la difficulté numérique des calculs plastiques. Par conséquent, les angles de frottement élevés ($>35^\circ$) devrait être évités lors des calculs préliminaires pour un projet.

On peut déterminer l'angle de frottement à partir de la courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb (figure IV-8).

d) Cohésion :

PLAXIS peut manipuler des sables sans cohésion ($C = 0$), mais certaines options ne fonctionneront pas bien. Pour éviter les complications, il est conseillé aux utilisateurs peu expérimentés d'entrer au moins une valeur faible (prendre $c > 0.02$ kPa), PLAXIS offre l'option de faire varier la cohésion non drainée avec la profondeur

e) Angle de dilatance :

Le dernier paramètre est l'angle de dilatance noté ψ qui est donné en degré, c'est le paramètre le moins courant. Il peut cependant être facilement évalué par la règle (grossière) suivante :

$$\psi = \varphi - 30^\circ \text{ pour } \varphi > 30^\circ \quad (\text{IV-11})$$

$$\psi = 0^\circ \text{ pour } \varphi < 30^\circ \quad (\text{IV-12})$$

Le cas où $\psi < 0^\circ$ correspond à des sables très lâches (état souvent dit métastable, ou liquéfaction statique). La valeur $\psi = 0^\circ$ correspond à un matériau élastique parfaitement plastique, ou il n'y a donc pas de dilatance lorsque le matériau atteint la plasticité. C'est souvent le cas pour les argiles ou pour les sables de densité faibles ou moyenne sous contraintes assez fortes.

4. Autres modèles disponibles dans le Plaxis :

PLAXIS contient également des modèles de sols plus avancés comme :

- Modèle de sol avec écouissage (Hardening Soil Model) :

Le modèle HSM a pour objet d'améliorer le modèle de Mohr-Coulomb sur différents points, il s'agit essentiellement :

- de prendre en compte l'évolution du module de déformation lorsque la contrainte augmente : les courbes œnométriques en contrainte-déformation ne sont pas des droites ;

- de prendre en compte l'évolution non linéaire du module lorsque le module de cisaillement augmente : le module E_{50} n'est pas réaliste : il y a une courbure des courbes effort-déformation avant d'atteindre la plasticité ;

- de distinguer entre une charge et une décharge ;
- de tenir compte de la dilatance qui n'est pas indéfinie.
- Modèle pour sols mous (Soft Soil Model) :

Ce modèle (SSM) est un modèle dérivé du Cam-Clay. Historiquement le modèle Cam-Clay a été développé à Cambridge dans les années 60 par Roscoe, Schofield et al.. L'idée de base de ce modèle est de prendre en compte l'effet d'écouissage que provoque sur les argiles la pression moyenne. Sous l'effet d'une pression moyenne, la teneur en eau diminue et l'argile devient plus résistante. Il s'agit d'un modèle élasto-plastique avec une surface de charge.

Conclusion :

L'objectif de la modélisation (au sens large) en géotechnique est souvent la recherche d'une réponse, d'une solution à un problème particulier et complexe. La modélisation numérique est un outil puissant, elle est en constante progression depuis les années cinquante. Aujourd'hui, la modélisation intervient dans tous les domaines sans exception.

Les méthodes numériques en géotechnique ont pour but de décrire, d'expliquer ou de prédire le comportement d'une structure naturelle ou artificielle sur la base de lois physiques qui relient les variations des contraintes aux déformations et aux déplacements.

C'est dans ce contexte que le code PLAXIS offre la possibilité de prédire la rupture des fondations en utilisant des lois de comportement assez performantes afin de simuler le comportement réel des sols.

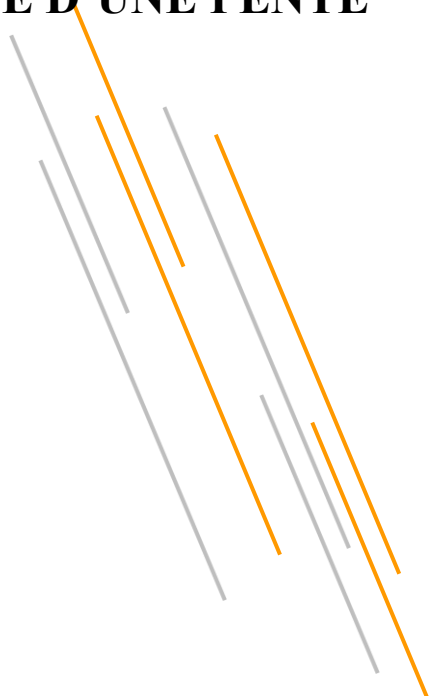
Le choix du modèle de comportement dépend en fait du problème posé : soutènement, tassement de remblai, fondation sur sol en pente, tunnel : quel modèle de comportement utiliser pour quel problème géotechnique ? La réponse à cette question n'est pas simple car il n'existe pas de modèle universel.

Il existe quelques modèles pour simuler le comportement des sols, plus ou moins complexes, selon la complexité des phénomènes que l'on souhaite simuler et la précision recherchée. De plus, le nombre de paramètres du modèle est variable, et leur identification plus ou moins aisée et importante. Plus le modèle de comportement n'est pas sophistiqué.



CHAPITRE V

**PARTIE II : ÉTUDE NUMERIQUE DE LA PORTANCE
D'UNE FONDATION SUPERFICIELLE SITUÉE A
PROXIMITÉ D'UNE PENTE**



V.1 Introduction :

Ce chapitre s'intéresse au calcul numérique de la capacité portante d'une fondation filante sous déplacement verticale au bord d'une pente en utilisant le code Plaxis .L'étude portera sur la variation des paramètres incluant l'angle d'inclinaison de la pente β , la distance entre la fondation et la crête de talus d afin d'évaluer l'effet de la pente sur la capacité portante.

V.2 Présentation du cas étudié :

On souhaite étudier le comportement d'une fondation superficielle reposant sur la surface d'une couche de sable sur la crête d'un talus. La fondation est rigide (alors on impose un tassement uniforme en surface). En dessous se trouve un substratum rocheux. La définition géométrique retenue pour cette étude est représentée sur les figures V- 1(a-b). Le problème est modélisé par un modèle géométrique plan (2D) de 40 m de largeur et 20 m de hauteur avec

- a) une surface horizontale (une pente =0)
- b) une pente de (1/2)

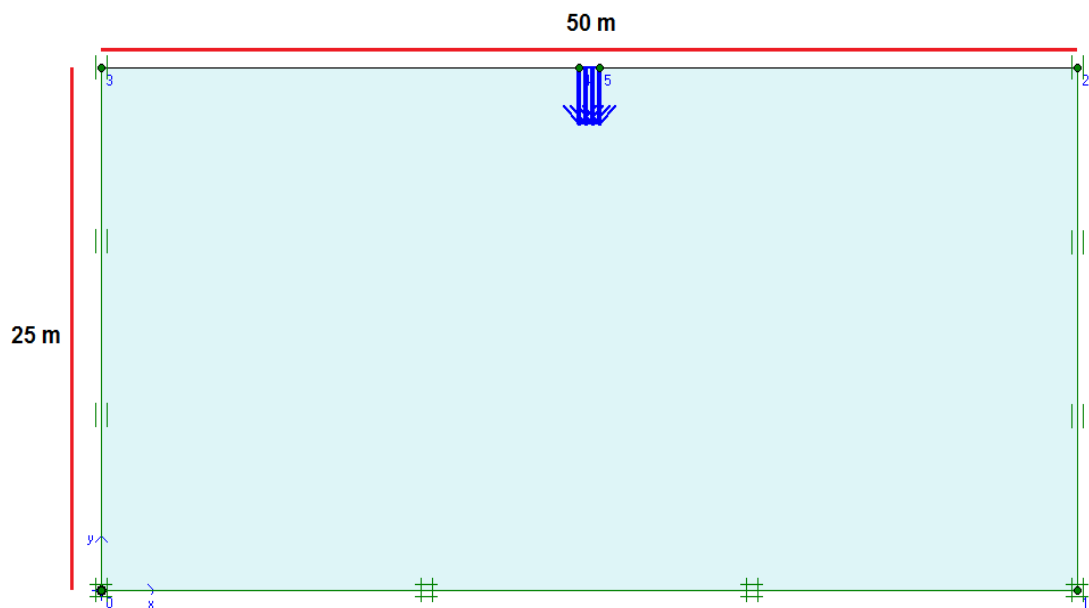


Figure V.1(a) Géométrie du problème pour une surface horizontale

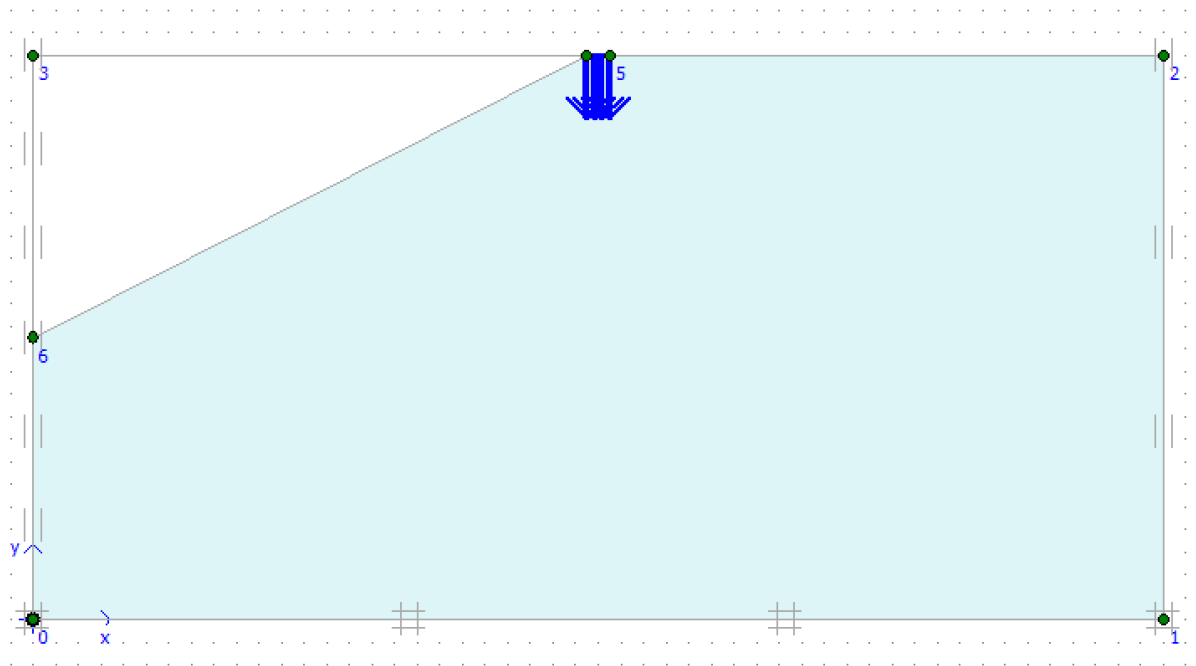


Figure V.1 (b) Géométrie du problème pour une pente de (1/2)

V.3 Caractéristiques générales :

La procédure d'entrée des caractéristiques générales se fait en suivant les étapes suivantes :

V.3.1 Géométrie :

La génération du modèle d'éléments finis commence par la création du modèle géométrique, qui est la représentation du problème réel à étudier. Un modèle géométrique consiste en des points, des lignes et des couches.

V.3.2 Conditions aux limites :

On a choisi d'imposer un déplacement vertical égal à 0,2

V.3.3 Caractéristiques des matériaux :

Caractéristiques de sol :

Le sol est régi par un critère élasto-plastique où la loi de comportement de *Hardning Soil Model* est adoptée. Les propriétés du sol sont résumées dans le tableau (V.1).

Tableau V.1 : Paramètres géotechniques du sol

Modèle de sol avec écouissage positif (Hardning Soil Model)		
Paramètre	Sable	Unité
Poids volumique γ	17	[kN/m ³]
E_{50}^{ref} ($p^{ref} = 100\text{kN/m}^2$)	30000	[kN/m ²]
E_{ur}^{ref} ($p^{ref} = 100\text{kN/m}^2$)	90000	[kN/m ²]
E_{oed}^{ref} ($p^{ref} = 100\text{kN/m}^2$)	30000	[kN/m ²]
Cohésion C	0,2	[kN/m ²]
Angle de frottement φ	37	[°]
Angle de dilatance ψ	7	[°]
Coefficient de Poisson ν	0,2	-
K_0^{nc}	0,398	-
Résistance à la traction $\sigma_{tension}$	0	[kN/m ²]
Coefficient à la rupture R_f	0,9	-
Puissance m	0,5	-
Rigidité de l'interface R_{inter}	1	-

V.3.4. Génération du Maillage :

L'icône 'maillage' permet d'effectuer automatiquement le maillage du problème. On règle la finesse du maillage dans le menu Mesh sur very fine et on le raffine localement sur la partie au-dessous de la semelle (figure V-2).

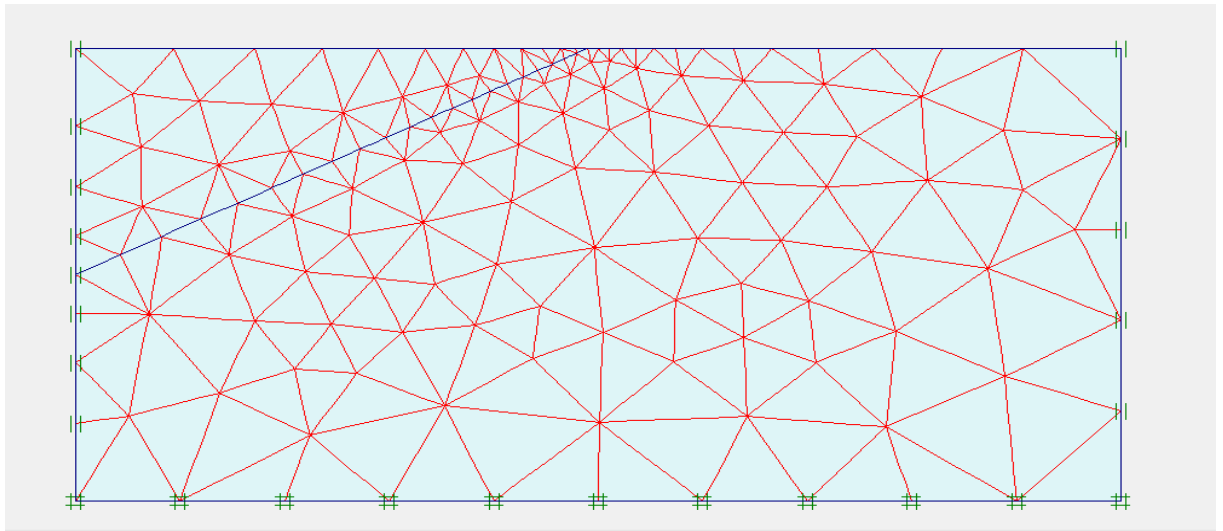


Figure V.2 : Maillage avant le calcul

V.3.5 Conditions initiales :

Une fois le modèle géométrique est créé et le maillage d'éléments finis est généré, l'état de contraintes initiales et la configuration initiale doivent être spécifiés. Les conditions initiales sont constituées de deux modes différents, l'un pour générer les pressions interstitielles initiales (mode des conditions hydrauliques) et l'autre pour spécifier la configuration géométrique initiale et générer le champ des contraintes effectives initiales (mode de configuration géométrique).

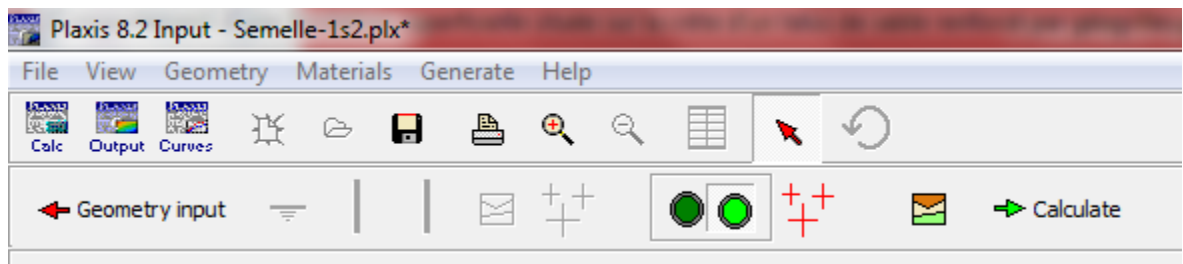


Figure V.3 : Initialisation des contraintes initiales avec la procédure K0

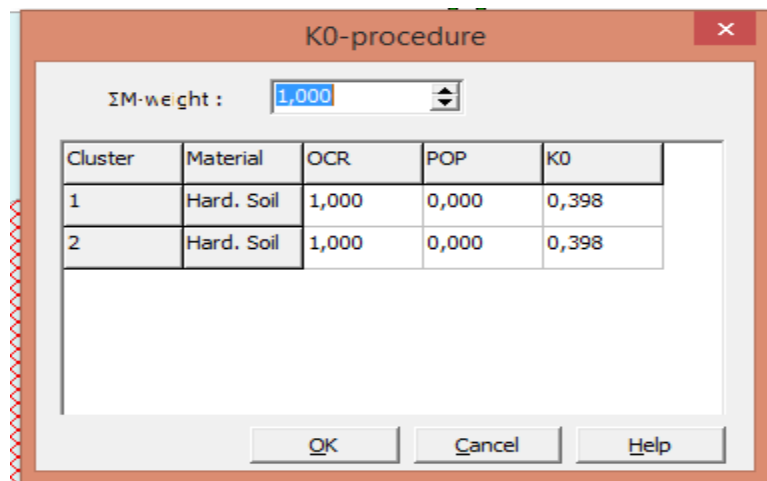


Figure V.4 : Choix de K0

Les contraintes initiales sont alors calculées.

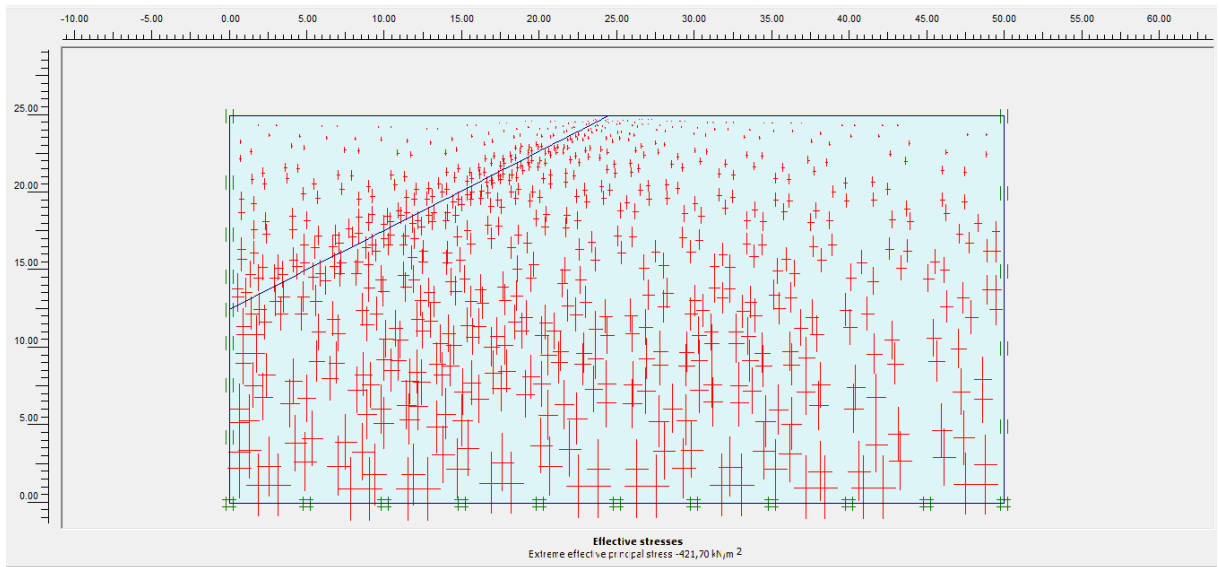


Figure V.5 : Valeurs des contraintes initiales

V.3.6. Calculs :

Après la définition d'un modèle aux éléments finis, les calculs proprement dits peuvent être effectués.

a) Général :

On choisit un calcul plastique.

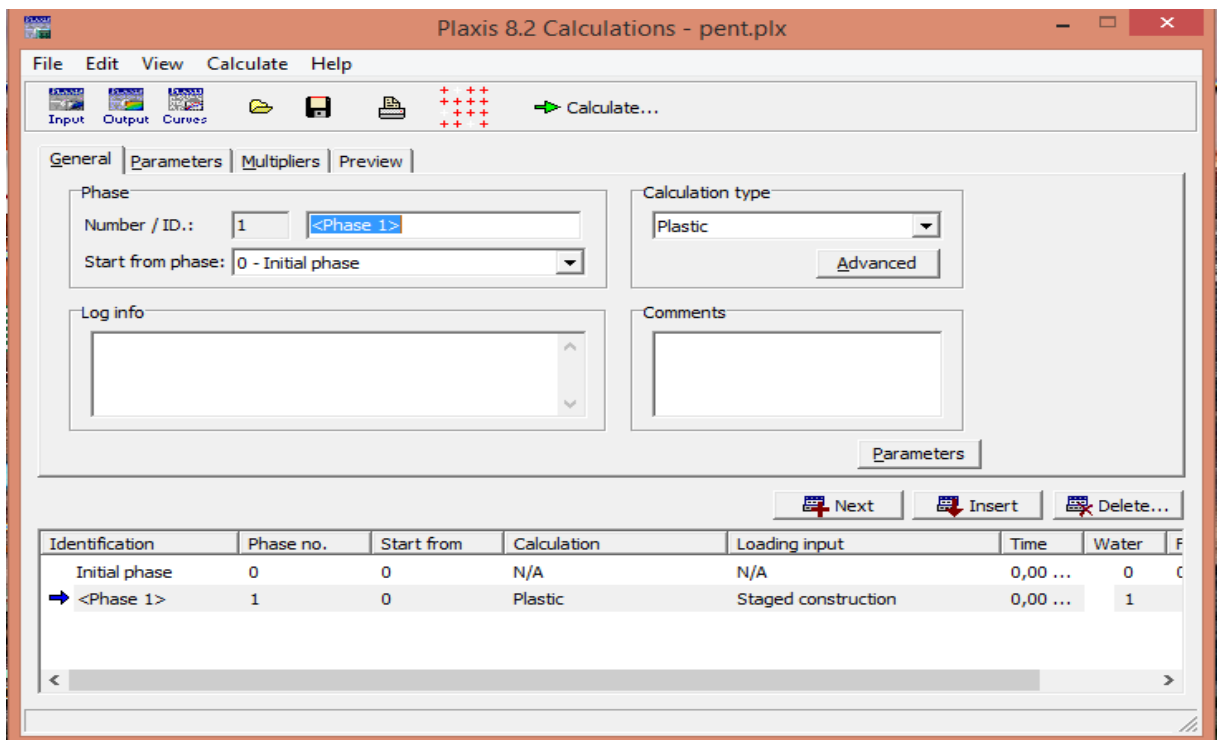


Figure V.6 Menu général de calcul

b) Paramètres:

On choisit la construction par étape (staged construction) qui va permettre de revenir sur les écrans de dessin en cliquant sur le bouton « **Define** » :

On va alors activer :

- La première phase 01 pour activer l'opération d'excavation pour créer un talus selon la pente désirée.
- Le déplacement prescrit sera d'une valeur de 0,2 m vers le bas en double cliquant sur le déplacement imposé.

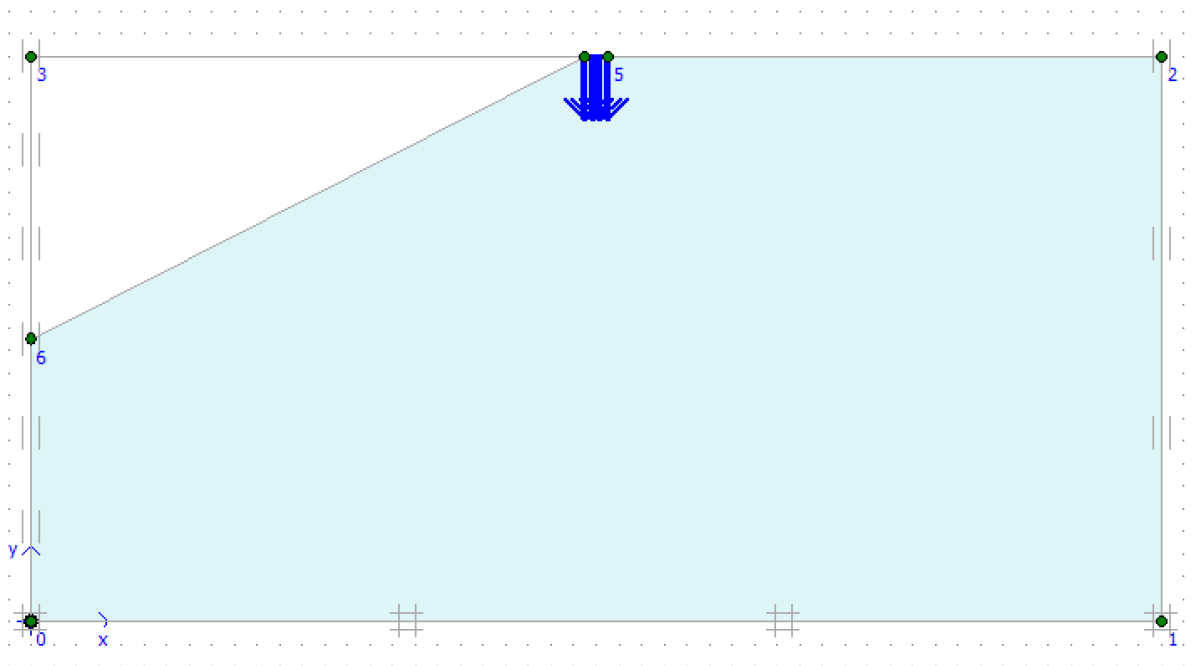


Figure V.7 : Excavation de talus

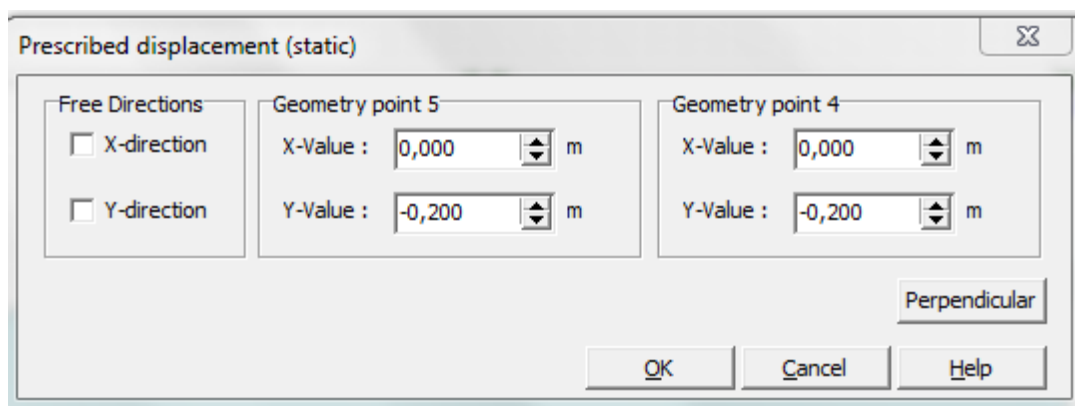


Figure V.8 : Valeurs de déplacement imposé

c) Points de contrôle :

Il est nécessaire de définir les points où l'on souhaite enregistrer au cours du calcul les contraintes, les déformations ou les déplacements.

Ces points sont importants à définir car on ne pourra tracer des courbes que pour ces points. Il est à noter que l'on peut choisir soit des points de déplacement soit des points de contraintes. Pour notre cas ces points ont été définis au milieu de la fondation.

d) Calcul :

On peut alors lancer le calcul. Pendant celui-ci, une fenêtre d'information apparaît donnant l'évolution du calcul figure (V-9).

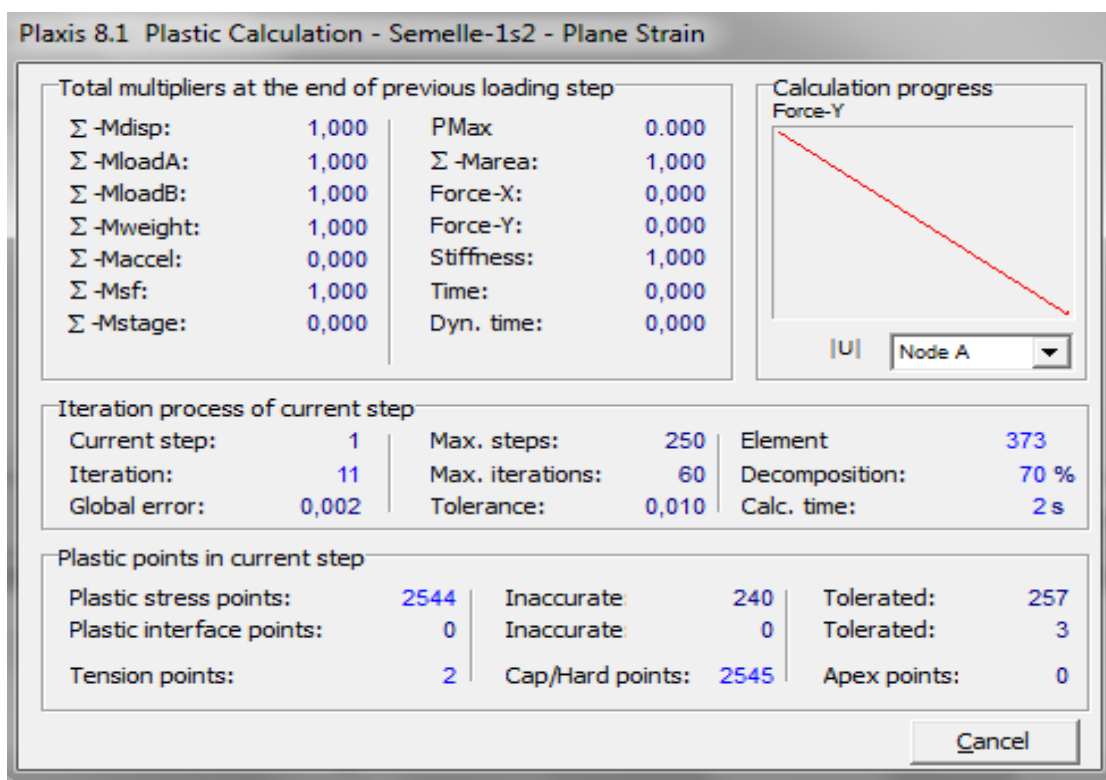
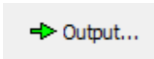


Figure V.9 Fenêtre d'évolution de calcul

e) Résultats :

Les principaux résultats d'un calcul d'éléments finis sont les déplacements et les contraintes aux points choisis précédemment. En cliquant sur le bouton  on obtient les résultats ci-dessous.

On présente ci-dessous quelques résultats typiques pour une surface horizontale, une pente (1/2 ; 1/3 ; 1/4 et 1/5).

a) une surface horizontale

La figure (V.10) représente la contrainte effective pour une surface horizontale une pente =0.

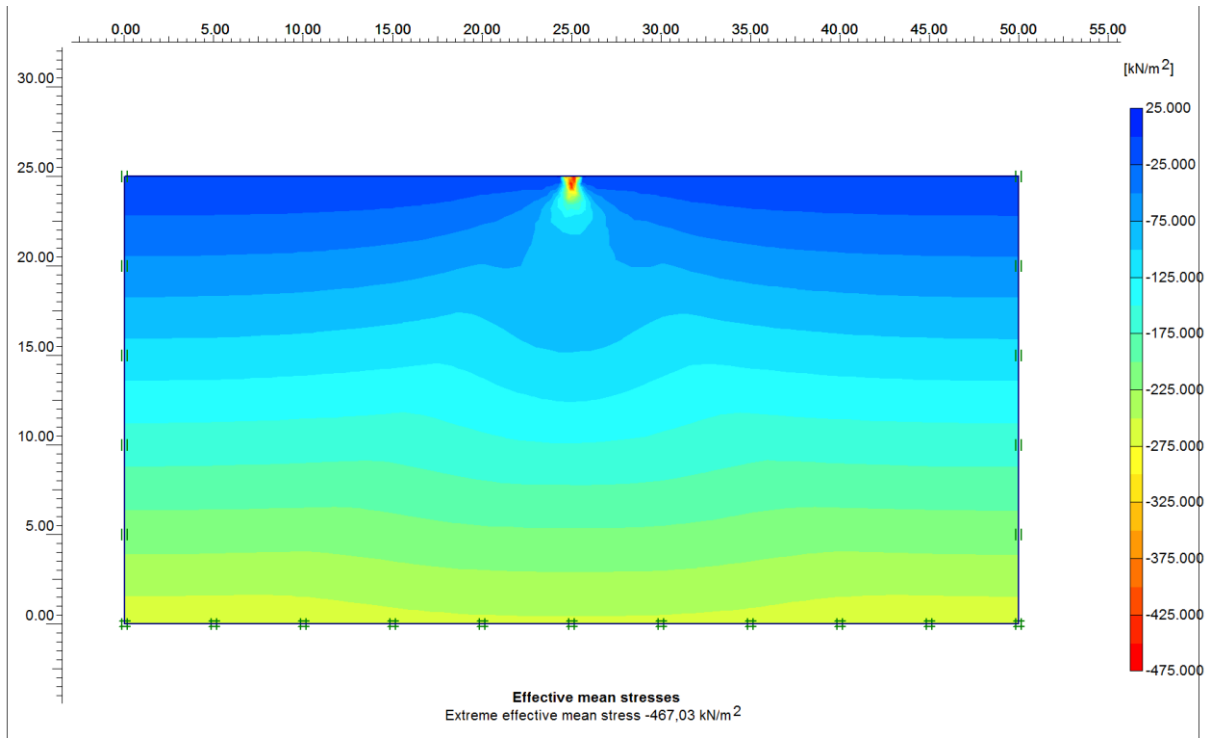


Figure V.10 : Contraintes totales

La figure (V.11) représente déplacements totaux pour une surface horizontale une pente =0.

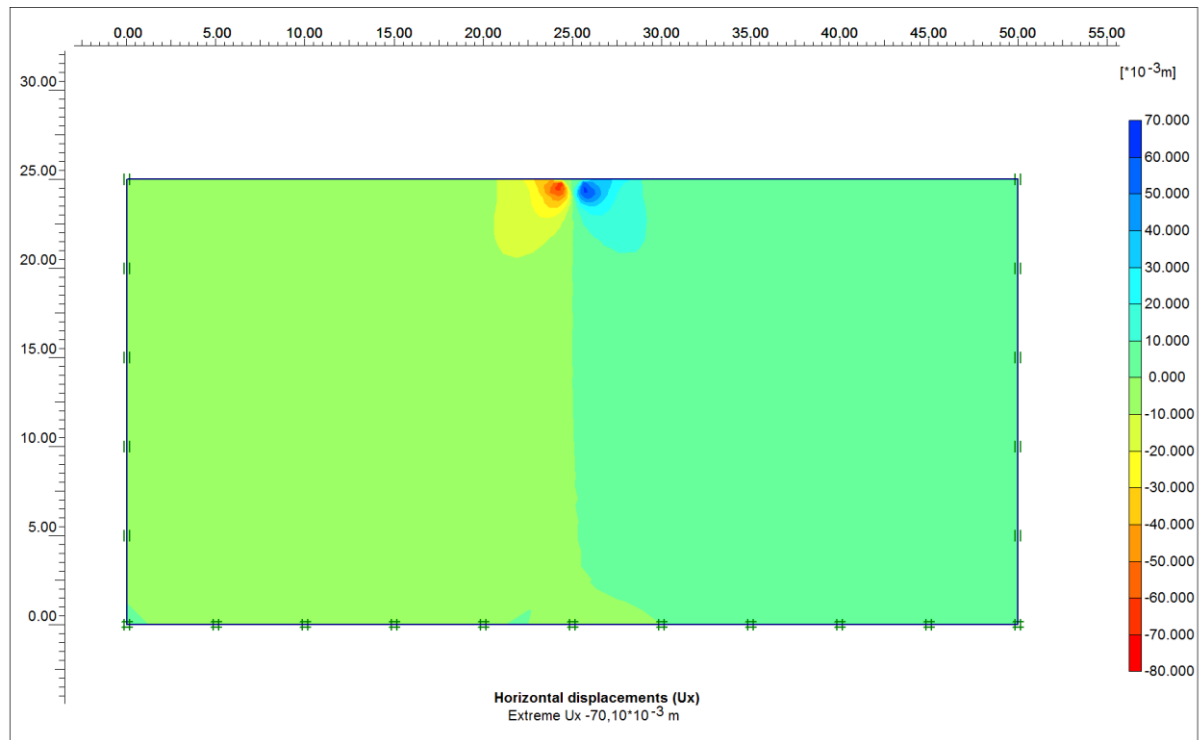


Figure V.11 : Déplacements totaux

Le mécanisme de rupture observé pour une surface horizontale (une pente =0) sur la figure (V.12).

Ce type de rupture est appelé rupture par cisaillement généralisé (Vesic, 1973)

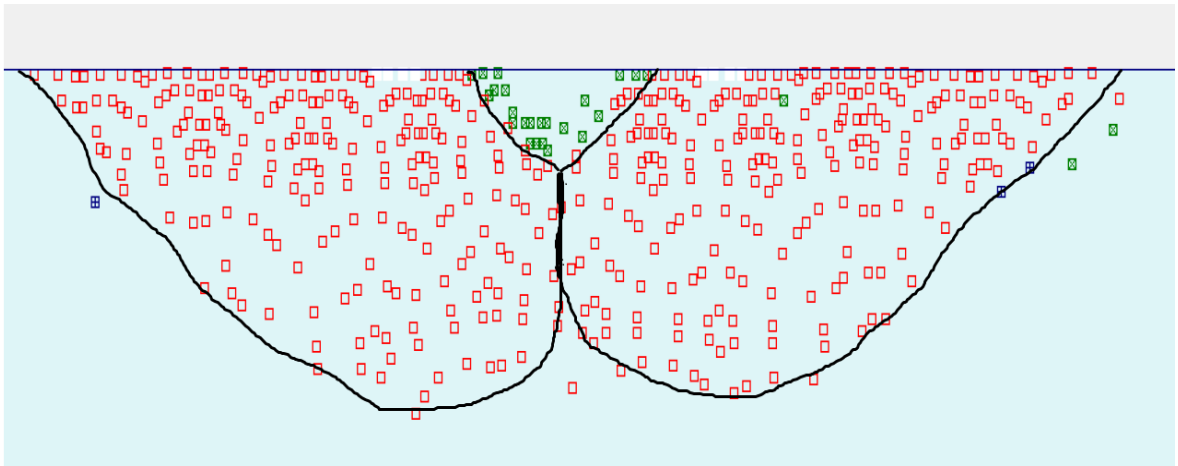


Figure V.12 : Points plastiques

B) une pente de (1/2) :

La figure (V.13) représente la contrainte effective pour une surface horizontale une pente =1/2.

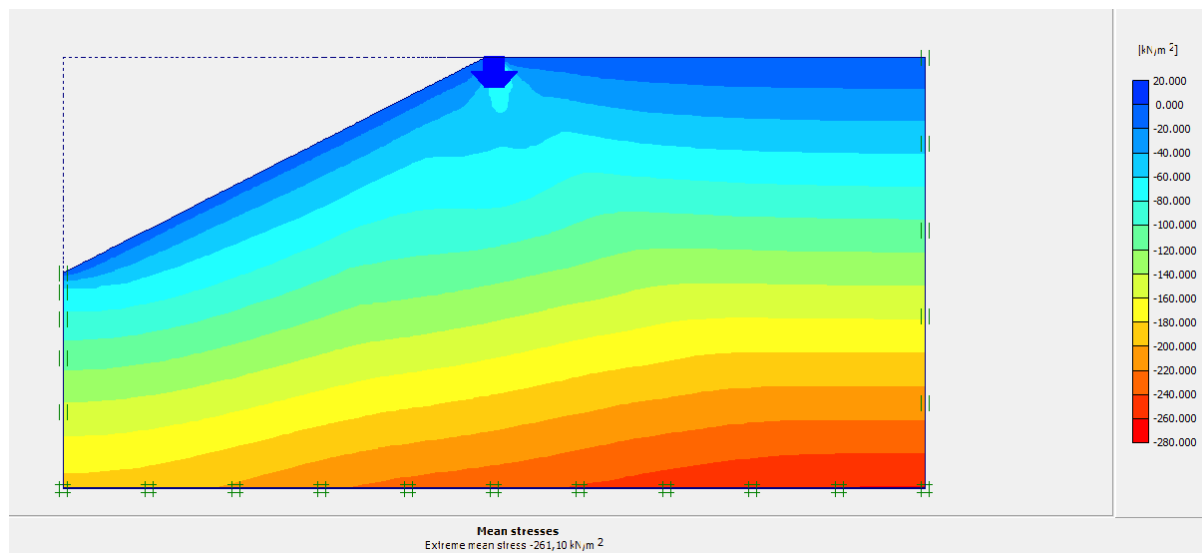


Figure V.13 : Contraintes totales

La figure (V.14) représente déplacements totaux pour une surface horizontale une pente =1/2.

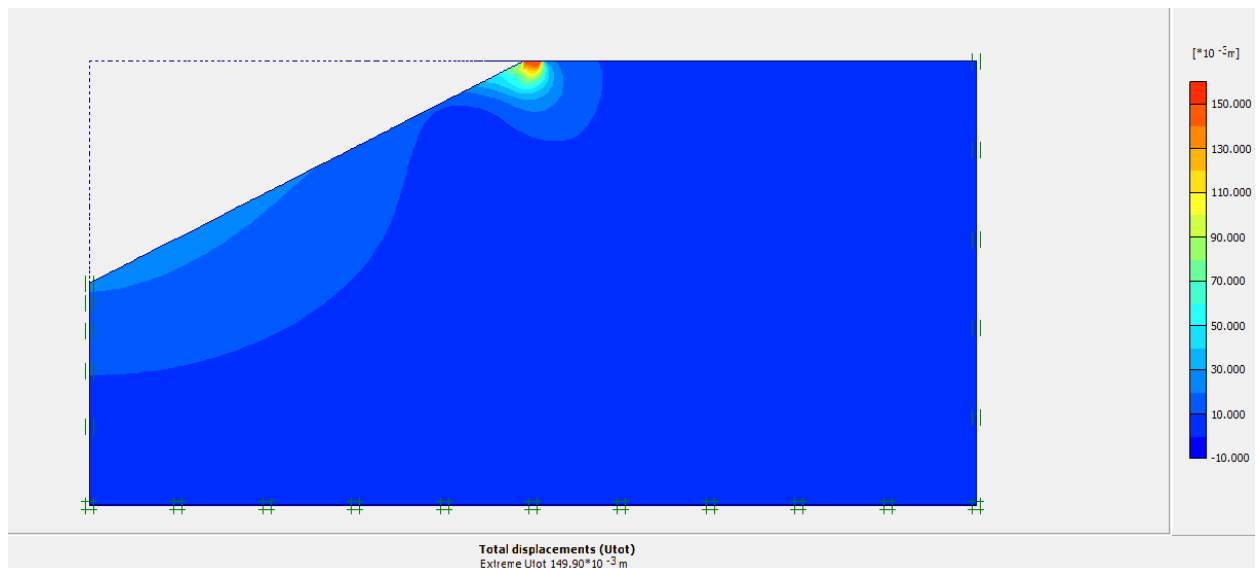


Figure V.14 : Déplacements totaux

La figure représente points plastique pour une surface horizontale une pente =1/2 la figure V15 montre le mécanisme de rupture dans le sol pour ($d/B > 0$) assumés dans cette solution d'efforts caractéristiques.

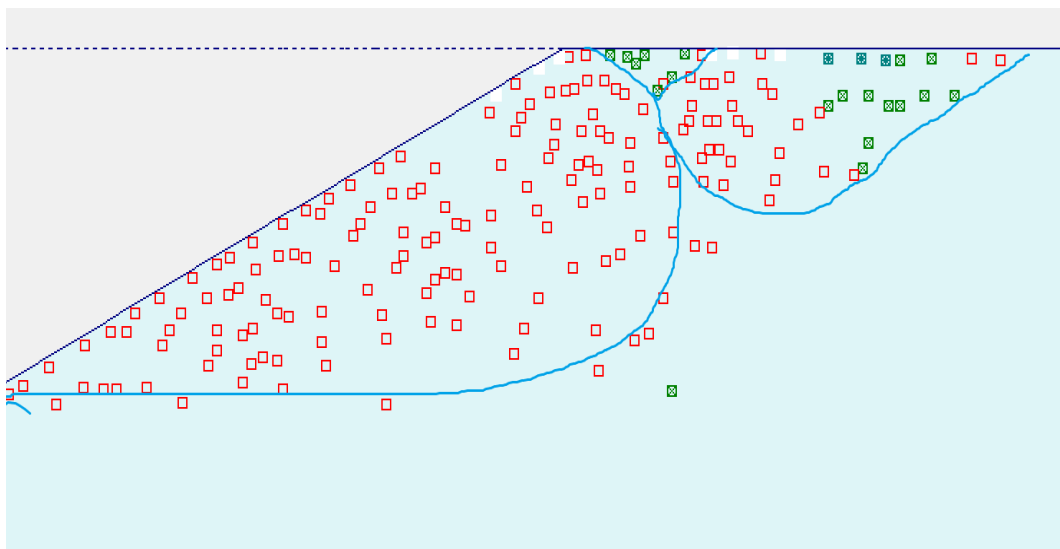


Figure V.15 : points plastique

Comparaison entre les résultats : Premier cas : l'influence de la pente sur la capacité portante : La figure (V.16) présente la courbe de la contrainte et le déplacement vertical, on fixe $d=0$ et change les pentes (1/2 ,1/3 , 1/4 ,1/5).

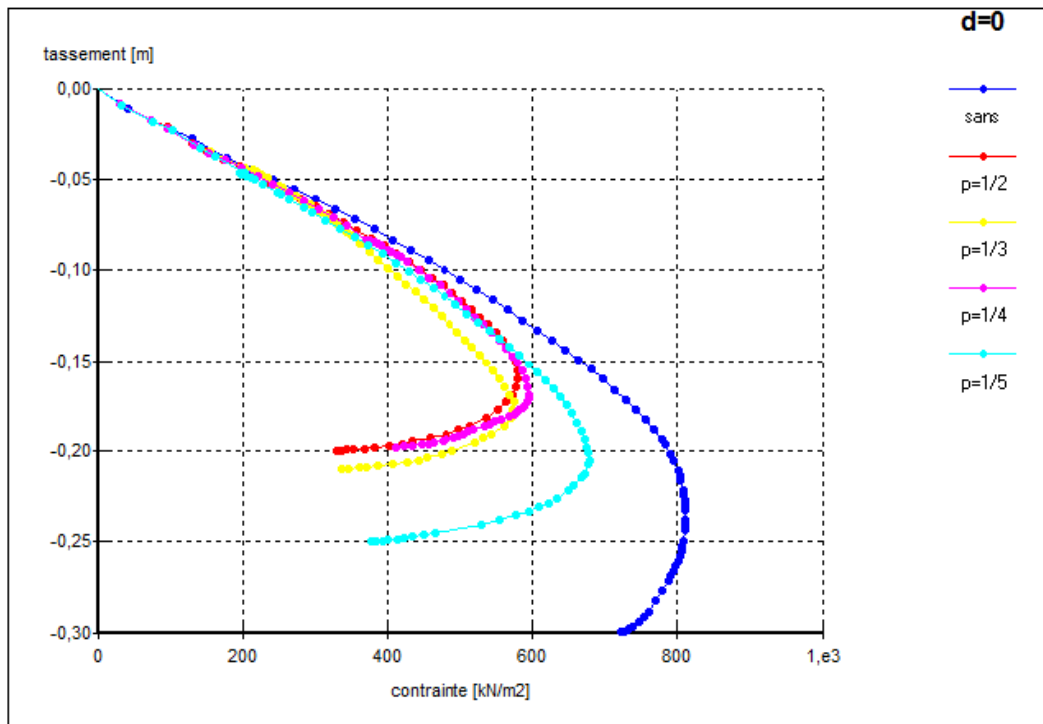


Figure V.16 : Courbes contrainte-tassement pour d=0

La figure (V.17) représente la contrainte et le déplacement vertical, on fixe d=1 et change les pentes (1/2, 1/3, 1/4 et 1/5).

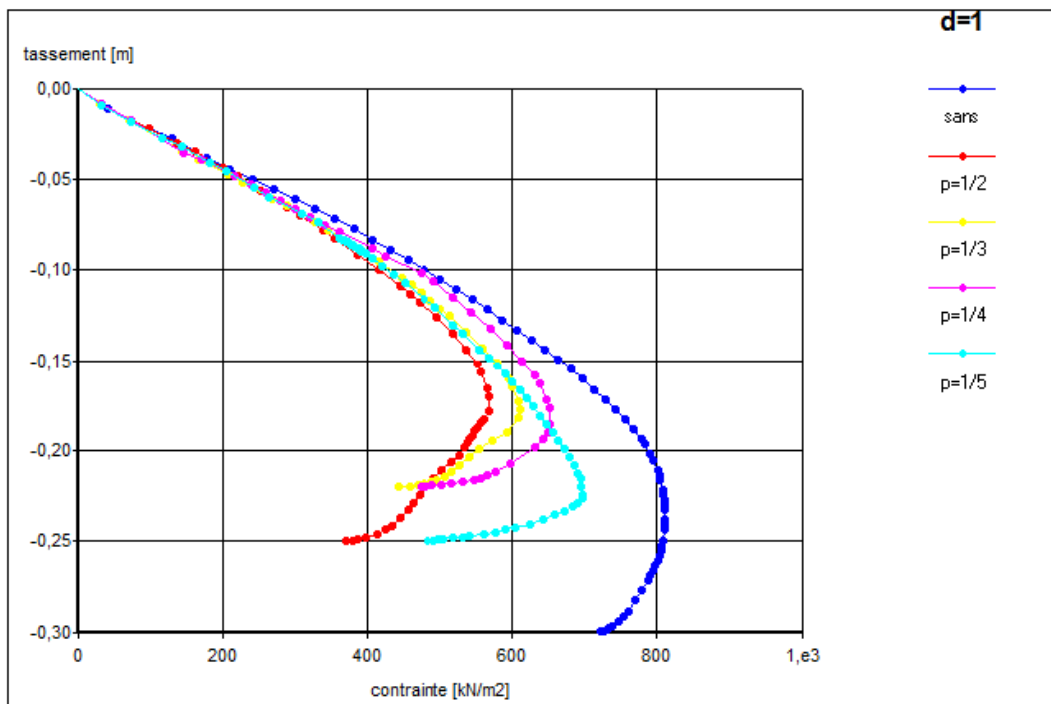


Figure V.17 : Courbes contrainte-tassement pour d=1

La courbe (V.18) représente la contrainte et le déplacement vertical, on fixe d=2 et change les pentes (1/2, 1/3, 1/4 et 1/5).

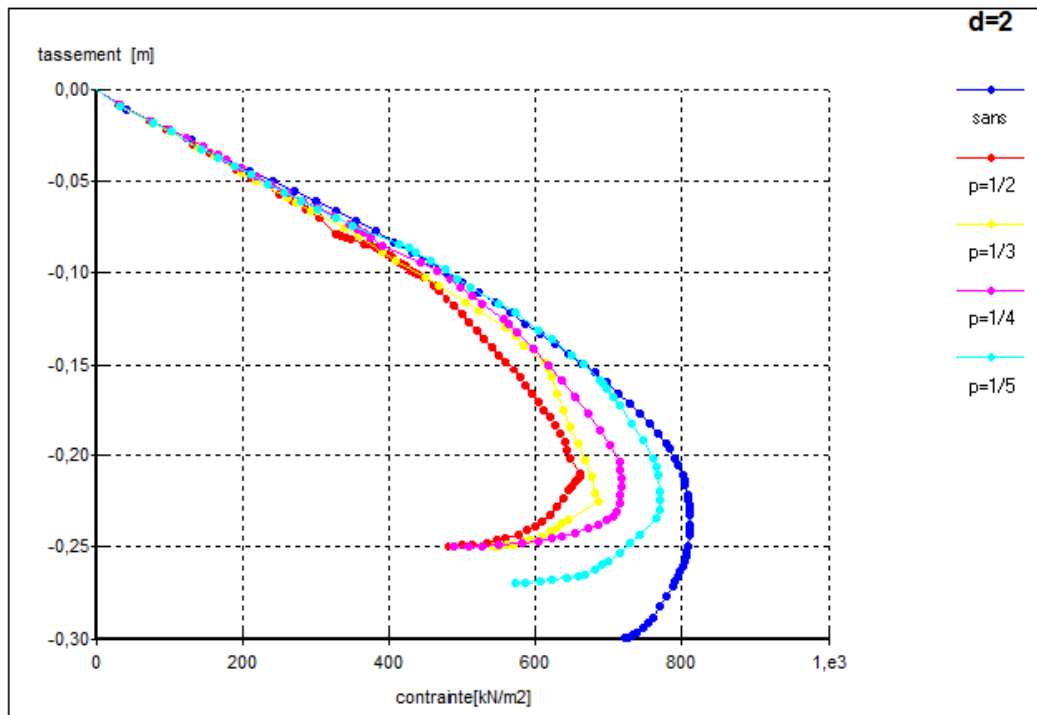


Figure V.18 : Courbes contrainte-tassement pour d=2

La courbe (V.19) représente la contrainte et le déplacement vertical, on fixe d=3 et change les pentes (1/2 ,1/3 ,1/4 et 1/5).

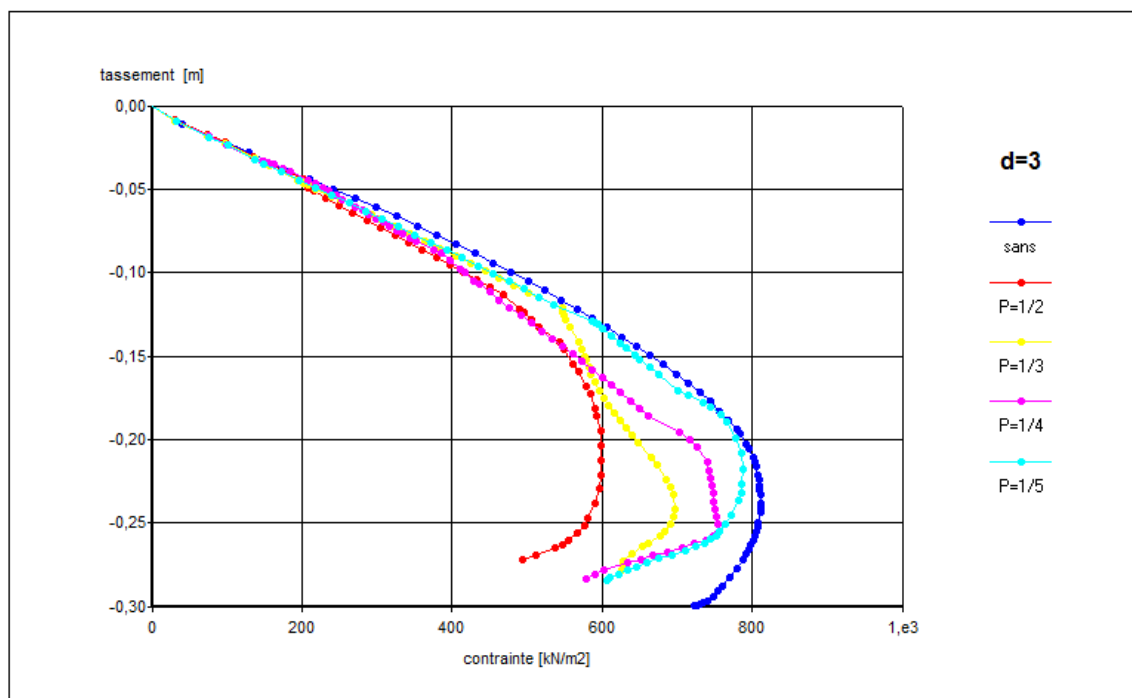


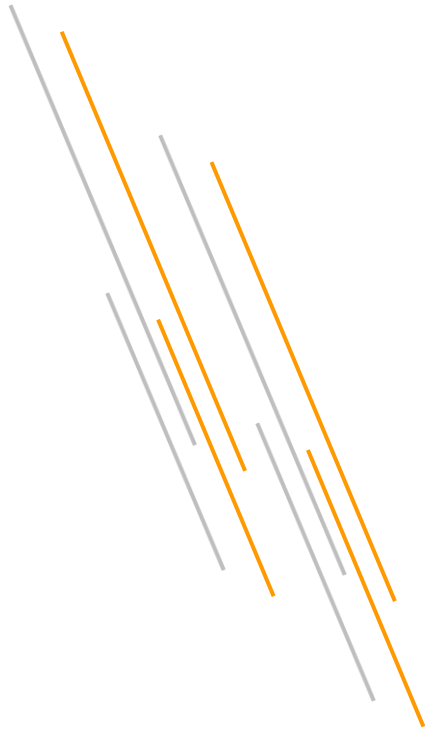
Figure V.19 : Courbes contrainte-tassement pour d=3

Tableau V.2 : Des résultats en termes de capacité portante

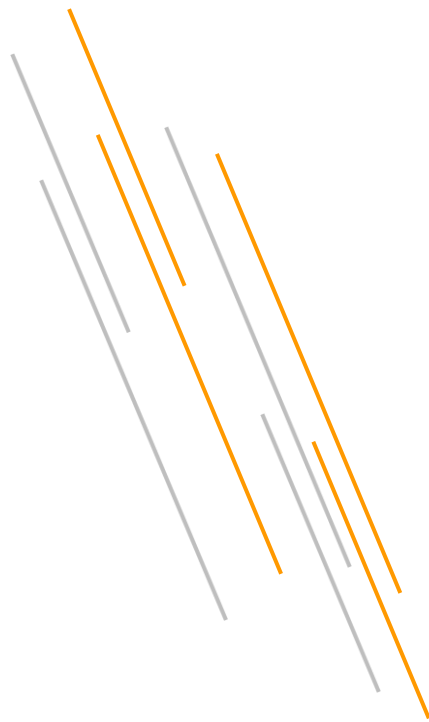
influence		$q_{u(R)} \text{ kN/m}^2$
d=0	P=1/2	564,33
	P=1/3	575,56
	P=1/4	595,75
	P=1/5	678,83
d=1	P=1/2	569,11
	P=1/3	612,91
	P=1/4	653,31
	P=1/5	697,34
d=2	P=1/2	661,46
	P=1/3	685,60
	P=1/4	717,26
	P=1/5	771,25
d=3	P=1/2	606,49
	P=1/3	697,380
	P=1/4	753,94
	P=1/5	787,00

Comparaison des résultats :

D'après les résultats obtenus on constate que les valeurs de la capacité portante augmentent avec la diminution de la pente et augmente avec l'augmentation de la distance d .



CONCLUSION GÉNÉRALE



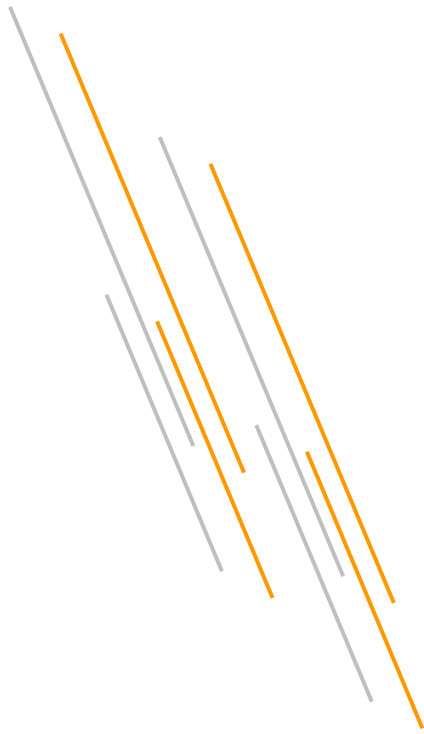
CONCLUSION GENERALE

La détermination de la capacité portante des fondations est l'un des problèmes les plus importants de la mécanique des sols. Il existe plusieurs méthodes qui permettent de prévoir de façon assez satisfaisante la force portante des fondations établies sur un sol horizontal et soumise à un chargement vertical centré. Par contre le comportement des fondations établies à proximité d'une pente est moins bien connu et de grandes incertitudes subsistent dans les méthodes de dimensionnement concernant les réductions de portance à appliquer dans ce cas de calcul.

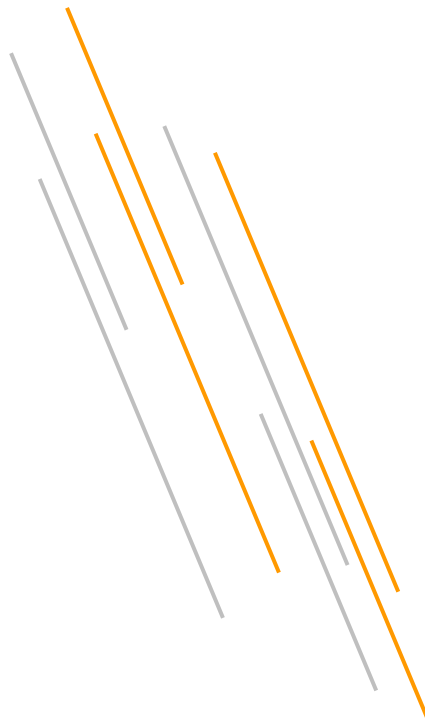
Ce problème a fait l'objet d'essais en vraie grandeur ou sur modèles réduits centrifugés ou à gravité normale. Par ailleurs, certains auteurs ont développé des méthodes théoriques pour l'évaluation de la portance d'une fondation filante au bord d'une pente mais aucune solution rigoureuse ne permet encore d'évaluer la portance d'une façon exacte.

Une étude numérique a été effectuée dans ce mémoire en utilisant un logiciel de calcul par élément finis (PLAXIS) afin d'évaluer la capacité portante d'une fondation filante située au bord d'un talus, soumise à un chargement vertical et reposant sur un sol frottant en faisant varier deux paramètres incluant l'angle d'inclinaison de la pente β , et la distance entre la fondation et la crête de talus d .

Cette étude numérique a permis de savoir l'influence de chaque paramètre sur la capacité portante comme il est indiqué dans le dernier chapitre par des courbes qui montrent la diminution de la capacité portante avec l'augmentation de l'angle de l'inclinaison de la pente par contre il devient plus fort lorsqu'on augmente la position de la fondation par rapport à la crête.



RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES



Références bibliographiques

- **Bauer, G.E., Shields, D.H., Scott J.D. et Gruspier J.E. (1981).** Bearing Capacity of Footing in Granular Slope, Proc. 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Balkema, Rotterdam, The Netherlands, 2,33-36.
- **Brinkgereve, R.B. (2003).** PLAXIS version 8, Manuel de référence. Delft University Of Technology & Plaxis Bv. Pays-Bas.
- **Castelli, F. et Motta, E. (2009).** Bearing Capacity of Strip Footings Near Slopes. Geotech Geol Eng, Springer. 10.1007/s10706-009-9277-9.
- **CCTG (1993) :** Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil.
- **Chai, J. (2000).** Shallow Foundations. CRC Press
- **Das, B .M. (2009).** Shallow Foundations Bearing Capacity and Settlement. Second Edition .CRC Press. London New York.
- **DTU 13.12 (1988).** Règles pour le calcul des fondations superficielles.CSTB
- **Fascicule 62-V (1993).** Conception et calcul des fondations des ouvrages de génie civil.
- **Frank, R (1998).** Fondations Superficielles.Techniques de l'ingénieur, C 246.
- **Gemperline, M.C. (1988).** Centrifuge Modelling of Shallow Foundation, Proc. ASCE Spring Convention, 45-70.
- **Georgiadis, K.(2010).** Undrained Bearing Capacity of Strip Footings on Slopes. Geotechnical Engineering,ASCE. 136,677-685.
- **Graham, J., Andrews, M. et shields, D.H. (1987).** Stress Characteristics for Shallow Footings in Coesionless Slopes. Canadian Geotechnical Journal. 25,238-249.
- **Kusakabe, O., Kimura, T., et Yamaguchi, H. (1981).** Bearing Capacity of Slopes Under Strip Loads on the Top Surfaces. Soils Found., 21,29-40.
- **Mabrouki, A., Benmeddour, D., Frank, R. et Mellas, M. (2010).** Etude Numerique De La Capacite Portante D'une Fondation Filante Au Bord D'une Pente. Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur.
- **Meyerhof, G .G. (1963).** Some Recent Research On The Bearing Capacity Of Foundations. Canadian Geotechnical Journal, 1,16–26.
- **Meyerhof, G.G. (1957).** The Ultimate Bearing Capacity of Foundation on Slopes, Proc. 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. I,384-386.
- **Narita, K. et Yamaguchi, H. (1990).** Bearing capacity analysis of foundations on slopes by use of log-spiral sliding surfaces.Soils Found 30,144–152.
- NF P 94-110, pour l'essai pressiométrique.
- NF P 94-113 pour l'essai de pénétration statique.

Références bibliographiques

- **Saran S., Sud V.K. et Handa, S.C. (1989).** Bearing Capacity of Footings Adjacent to Slopes. Geotechnical Engineering, ASCE. 115,553-573.
- **Shields, D., Chandler, N. et Gamier J (1990).** Bearing Capacity Of Foundations In Slopes. Geotech Engrg, ASCE. 116,528-537.
- **Shields, D.H., Scott, J.D., Bauer, G.E., Deschenes, J.H. et Barsvary A.K. (1977).** Bearing Capacity of Foundation near Slopes. 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, Japan. 2,715-720.
- **Sieffert. J.G. et Bay-Gress. Ch. (2000).** Comparison of European bearing capacity calculation methods for shallow foundations. Civil Engineering and Geotechnical Engineering. 143,65-74.
- **Terzaghi, K. (1943).** Theoretical Soil Mechanics. John Wiley. New York
- **Vesic, AS (1973).** Analysis of Ultimate Loads of Shallow Foundations. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 99, 45-73.

Résumé :

La configuration particulière d'une fondation située à proximité d'une pente est un cas fréquemment rencontré dans la pratique. Cependant l'évaluation de la Capacité portante des fondations superficielles dans ce cas constitue l'un des problèmes majeurs en géotechnique. Les études théoriques et expérimentales ont montré que : Lorsqu'une fondation superficielle est située au bord d'une pente, sa portance est considérablement affectée par la présence de la pente et elle devient plus faible que celle avec un terrain horizontal et elle doit être affectée d'un coefficient réducteur.

L'objectif de ce mémoire est de présenter une synthèse bibliographique concernant les travaux effectués pour étudier l'influence de la pente sur la capacité portante des fondations superficielles. Egalement, une étude numérique a été effectuée en utilisant un logiciel d'interaction sol-structures en élément finis (PLAXIS) et en faisant varier plusieurs paramètres incluant l'angle d'inclinaison de la pente β , la distance entre la fondation et la crête de talus d , afin d'évaluer l'effet de la pente sur la capacité portante d'une fondation filante sous chargement vertical reposant sur un sol frottant.

Mots clés : capacité portante, fondation, pente, analyse numérique, Plaxis.

ملخص:

إن الحالة الخاصة لوجود أساس بالقرب من منحدر هي حالة غالباً ما نواجهها عملياً إلا أن تقييم قدرة تحمل الأساسات السطحية في هذه الحالة هي واحدة من أكبر المشاكل في الهندسة الجيوتقنية، وقد أظهرت الدراسات النظرية والتجريبية إنه عندما يقع أساس سطحي على حافة منحدر، فإن قدرة تحمله تتأثر بشكل كبير بوجود هذا المنحدر وتصبح أقل من قدرة التحمل الخاصة لسطح أفقي حيث تضرب في معامل تخفيض.

الهدف من هذه المذكرة هو موجز مرجعي فيما يتعلق بالأعمال المنجزة لدراسة تأثير المنحدر على قدرة تحمل الأساسات السطحية. بالإضافة إلى ذلك، تم إجراء دراسة عددية باستخدام برنامج تفاعل بين التربة والهياكل باستعمال العناصر المنتهية PLAXIS من خلال تغيير عدة معاملات بما في ذلك زاوية ميل منحدر والمسافة بين الأساس وقمة المنحدر d . لتقييم تأثير المنحدر على قدرة التحمل لأساس مستمر خاضع لتأثير قوة عمودية متمركزة على تربة ذات احتكاك.

الكلمات المفتاحية: قدرة الحمل، أساس مستمر، منحدر، تحليل بعدي، بلاكسيس PLAXIS.

Abstract :

The particular configuration of a foundation located near a slope is a case frequently encountered in practice. However the evaluation of the bearing capacity of shallow foundations in this case is one of the major problems in geotechnical engineering. The theoretical and experimental studies have shown that, when a shallow foundation is located at the edge of a slope, its bearing capacity is significantly affected by the presence of the slope and it becomes lower than that with an horizontal ground and it should be multiplied by a reduction factor. The objective of this thesis is to present a literature review concerning the works done to study the influence of the slope on the bearing capacity of shallow foundations. Also, a numerical study was conducted using a program of soil-structures interaction using finite elements (PLAXIS) and by varying several parameters including the inclination angle of the slope β and the crest of the slope d , in order to evaluate the effect of the slope on the bearing capacity of a strip foundation under a vertical load resting on a soil with friction.

Keywords : Bearing capacity, Strip Foundation, slope, numerical analysis, Plaxis.