



جامعة محمد بوضياف - المسيلة
Université Mohamed Boudiaf - M'sila

Ministère de l'enseignement supérieure
et de la recherche scientifique

Université Mohamed Boudiaf - M'sila

Faculté de technologie



جامعة محمد بوضياف - المسيلة
Université Mohamed Boudiaf - M'sila

Département de GENIE CIVIL

MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du diplôme de
MASTER

FILIERE : Génie Civil

SPECIALITE : Géotechnique

THEME

ETUDE NUMERIQUE DU COMPORTEMENT
DUNE FONDATION SITUEE A PROXIMITE
DUNE PENTE

Présenté par : OUM EL kheir MEHENNI

Dirigé par :
Mr. LAHMADI Azzeddine

Promotion : 2015/2016.

Dédicace :

Tout d'abord je tien à remercier ALLAH le Tout Puissant de m'avoir donné le courage, la patience et la santé qui m'ont permis de réaliser ce travail que je

Je dédie ce modeste travail à :

Mon très cher père et ma très chère mère.

À mes sœurs et mes frères

Toutes mes amies.

Sur tout : Ahlam, Halima, Momo, Touha.

Toute la promotion du Master spécialité géotechnique 2015-2016.

Remerciements

Je remercie tout d'abord le bon dieu qui m'a aidé de terminer ce travail «Alahamde li ALLAH».

Je tiens à remercier mon encadreur Mr LAHMADI Azzeddine pour m'avoir proposé un sujet intéressant et pour la confiance qu'il m'a accordée. Il m'a dirigé tout au long de cette étude et m'a donné les grands axes de recherche. Je le remercie aussi pour sa disponibilité et sa gentillesse.

Mes remerciement vont ensuite aux membres de jury : pour avoir accepté de présider le jury de mon mémoire et qui m'ont fait l'honneur d'accepter d'être mes examinateurs. Leurs idées me seront sans nul doute très utiles pour la suite de cette recherche.

Je tiens à exprimer mes sincères remerciements ainsi que ma grande gratitude reconnaissance envers tous mes enseignants du « Département de Génie civil » à l'université de M'sila.

Je souhaite également remercier mes collègues et amis avec qui j'ai passé des bons moments.

Je tiens à remercier enfin toute ma famille surtout Mon Père, Ma Mère, et tous ceux qui par leur compétence, leur amitié, leur soutien, leurs encouragements ou tout simplement leur présence ont contribué à la réalisation de ce travail. Qu'ils trouvent ici l'expression de ma reconnaissance.

Sommaire

Introduction générale	1
Chapitre I Recherche Bibliographique	
I.1 Introduction.....	4
I.1.1 Textes réglementaires.....	4
I.1.2. Principaux types de fondations superficielles :.....	6
a) Les fondations filantes :.....	7
b) Les fondations isolées	7
c) Les fondations radiers ou dallages.....	8
I.1.3 Fonctionnement Des Fondations Superficielles.....	8
I.2.1. capacité portante de fondation superficielle.....	12
I.2.2 Calcul de la capacité portante à partir des essais de laboratoire (méthode « c- ϕ »)	13
a) Calcul en conditions non drainées :.....	16
b) Calcul en conditions drainées.....	16
I.3. Calcul De La Capacité Portante Des Fondations sur talus :	17
I.3.1 Fondation sur la surface d'un talus :	17
I.3.2 Fondation au sommet d'un talus	21
A- La solution de Meyerhof.....	21
B-Solutions de Hansen et Vesic	24
C -Solution par l'équilibre limitent Et de l'analyse limite	27
d- Solution D'efforts Caractéristiques.....	28
E - Rapports Empiriques Basé Sur Les Tests De La Centrifugeuse.....	31
Chapitre II Présentation de l'outil numérique PLAXIS	
II.1. Introduction.....	35
II.2. Présentation de Plaxis	36
II.2.1. Histoire de Plaxis.....	36
II.2.2. : Le code Plaxis :.....	37
Chapitre III Etude numérique de la capacité portante d'une fondation au bord d'une pente	
III.1. Introduction :	43
III.2. Présentation du cas étudié	43

Liste des tableau

Tableau	Page
Tableau I.1 : Facteur de la capacité portante suivant TERZAGHI.	15
Tableau I.2 : Coefficients de forme. Valeurs de Terzaghi.	16
Tableau I.3.1 : Variation des facteurs de la capacité portante N_q ; N_c ; N_γ .	25
Tableau I.3.2 : Comparaison des valeurs de N_s .	26
Tableau I.3.3 : Facteurs de la capacité portante basés sur l'analyse de Saran, Sud, et Handa.	27
Tableau III.1 Paramètres géotechniques du sol	44

LISTE DES NOTATIONS

A = aire de la semelle

B = largeur de la fondation

c = cohésion du sol

c' = cohésion effective du sol

E = module d'élasticité du sol (module d'Young)

E_{ref} = module de référence

E_{50} = module sécant

FS = coefficient de sécurité

G = module de cisaillement du sol (module de Coulomb)

K_0 = coefficient des terres au repos

L = longueur de la fondation

u = pression interstitielle

Q_U = est la charge limite ou capacité portante de la semelle

q_u = est la contrainte limite ultime

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

q = Surcharge verticale latérale à la fondation,

S = Tassement de la fondation

$i\beta$ = coefficient minorateur de la capacité portante.

$N(\varphi)$, $N_c(\varphi)$, $N_q(\varphi)$ facteurs de portance

β = angle du talus

γ_1 = poids volumique du sol sous la base de la fondation,

γ_2 = poids volumique du sol latéralement à la fondation,

γ = poids volumique du sol

γ_d = poids volumique sec du sol

γ_h = poids volumique humide du sol

γ_{sat} = poids volumique saturé du sol

φ = angle de frottement interne du sol

φ' = angle de frottement interne effectif du sol

ν = coefficient de Poisson

σ = contrainte

$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ = contraintes principales majeure, intermédiaire et mineure

σ' = contrainte effective

ΣM_{sf} coefficient total de sécurité

ψ = angle de dilatance

Résumé

La configuration particulière d'une fondation située à proximité d'une pente est un cas fréquemment rencontré dans la pratique. Cependant l'évaluation 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 أنه عندما يقع أساس سطحي على حافة المنحدر، 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 و الهياكل باستعمال العناصر المنتهية PLAXIS من خلال تغيير عدة معاملات بما في ذلك زاوية ميل منحدر β ، والمسافة بين الأساس و وقمة المنحدر،
d،

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

الكلمات المفتاحية: قدرة التحمل، 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.


Introduction générale

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 qu des fondations superficielles se réduit à la détermination des facteurs de la capacité portante N_c , N_q et N_γ .

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.

La présente mémoire est présentée en trois chapitres :

-  **Le premier chapitre** : présent une synthèse bibliographique consacrée à l'étude des problèmes de la capacité portante des fondations superficielles ainsi que de l'outil numérique choisi pour l'étude du problème posé. Ce chapitre est divisé **en 3 parties** :
 - **La première parties** 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.
 - **La deuxième partie** est consacrée à la présentation des méthodes de calcul de la capacité portante des fondations superficielles posée sur une surface horizontale.
 - **La troisième partie** est consacrée 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 les études expérimentales, analytiques et numériques.

Introduction générale

- ✚ **Le deuxième chapitre** présente les principes du code de calcul PLAXIS V8 utilisé pour élaborer les simulations numériques de cette étude ainsi que les modèles de comportement utilisées dans ce code de calcul.
- ✚ **Le troisième chapitre** présente la contribution effectuée qui s'intéresse au calcul numérique de la capacité portante d'une fondation filante sous déplacement verticale reposant sur la surface d'un sol frottant au bord d'une pente en utilisant le code Plaxis V8. L'étude est portée 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 .

Chapitre I
Recherche
Bibliographique

CHAPITRE I

I.1 Introduction

La partie inférieure d'une structure qui transmet les charges au sol est désignée par le terme de « Fondations ». Les fondations peuvent être classées en deux majeures catégories, ce sont les *fondations superficielles* et les *fondations profondes*.

Quand le sol sous-jacent à la structure (fondations) ne peut pas supporter la charge appliquée ou les tassements sont trop importants, les charges provenant de la structure sont transmis au moyen de pieux et puits à de grandes profondeurs sur des couches plus résistantes ; ces types de fondations sont désignés par le terme « *fondations profondes* »

I.1.1 Textes réglementaires

Le domaine d'application pour les semelles de **bâtiment** est défini par le document technique unifié **DTU 13.12**. (Référence AFNOR DTU P11-711) de mars 1988. Une fondation est dite superficielle lorsque $D/B < 6$ et une profondeur absolue de 3m. Au-delà on a des fondations profondes.

Pour les semelles des **ouvrages de génie civil** on se réfère aux règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil (**fascicule n°62-titre V** du CCTG).

Une fondation est dite superficielle lorsque sa hauteur d'encastrement D_e (cf. infra) est inférieure à 1.5 fois sa largeur : $D_e / B < 1,5$

L'**Eurocode 7** calcul géotechnique (EC7) qui est une fusion des 2 règlements.

Actuellement le dimensionnement des semelles de **bâtiment** (D.T.U.) peut se faire à partir des **essais de laboratoire**, ou d'après les **essais en place** (pressiomètre, pénétromètres). Par contre le dimensionnement des semelles des **ouvrages de génie civil** ne se fait qu'à partir des **essais en place** (pressiomètre et pénétromètre statique).

CHAPITRE I

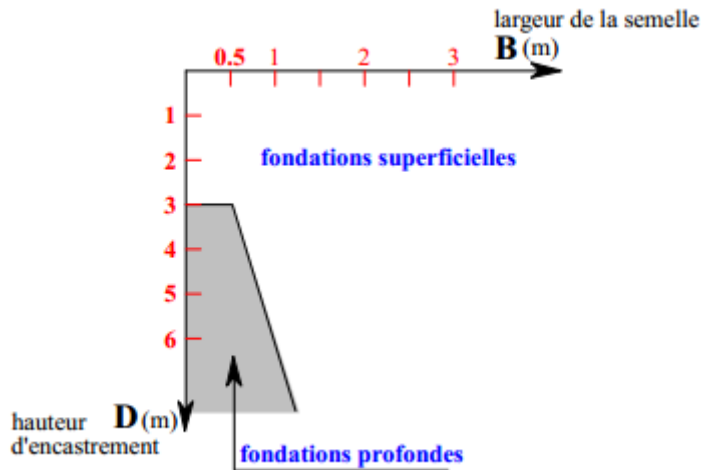


Figure I.1.1 Rapport D/B définissant le type de fondation selon le DTU 13.12(1988)

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

Les fondations superficielles ont leurs bases ou- dessus de cette profondeur critique.

Selon le DTU 13.12 (**Figure I.1.1**) Pour certains auteurs :

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

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

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

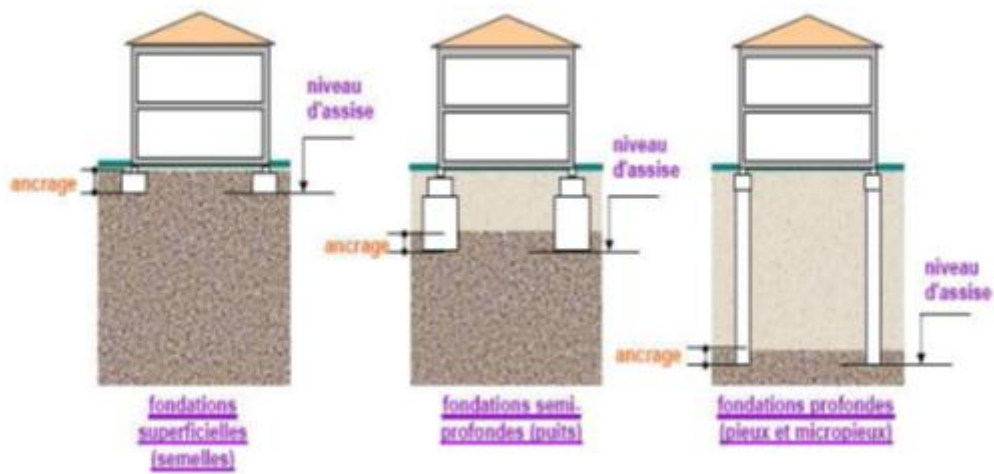


Figure I.1.2 Type de fondation

I.1.2. Principaux types de fondations superficielles :

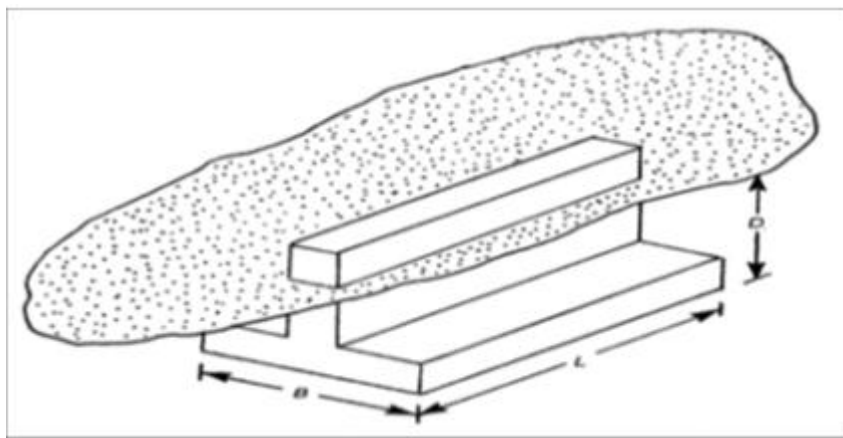


Figure I.2 Fondation superficielle

On distingue trois types de fondations superficielles :

- les fondations filantes.
- les fondations isolées.
- les fondations radiers ou dallages.

CHAPITRE I

a) Les fondations 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).

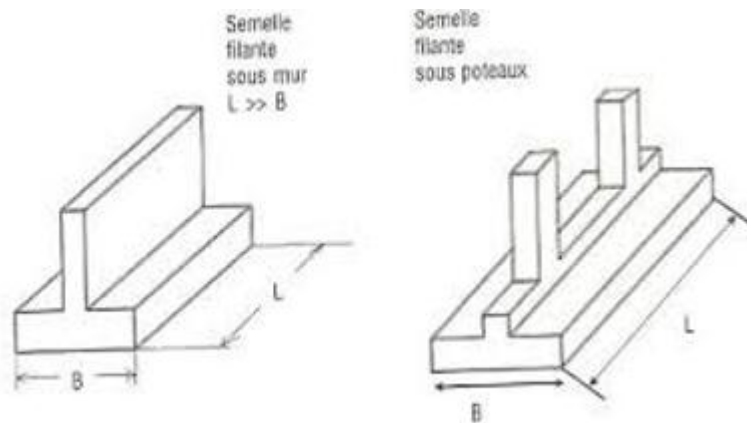


Figure I.2.a : fondation filante

b) Les fondations 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).

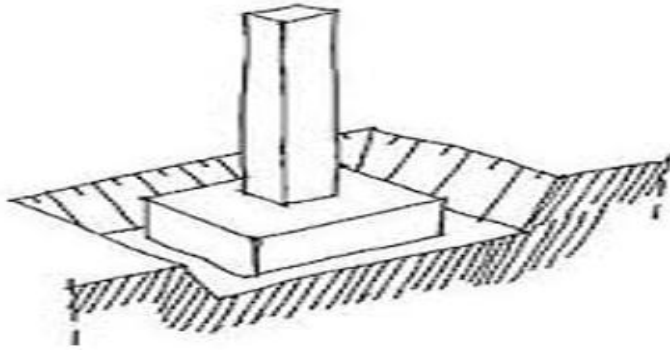


Figure I.2.b : fondation isolée

c) Les fondations 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.

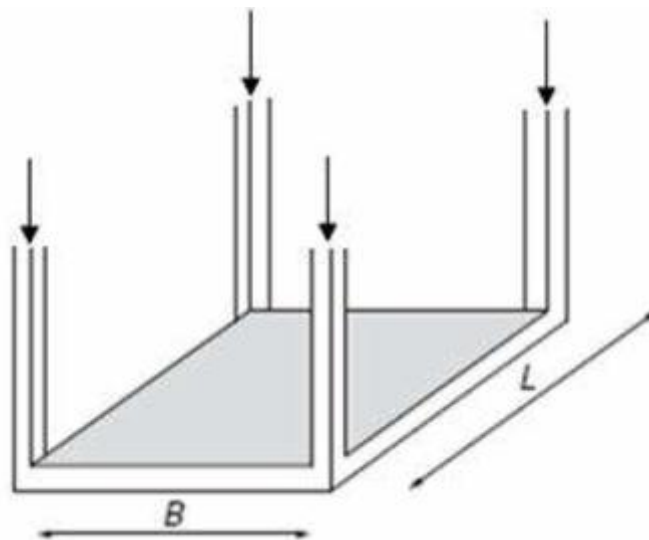


Figure I.2.c : fondation de type radiers

I.1.3 Fonctionnement Des Fondations Superficielles

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 :

- * Assurer la stabilité de l'ouvrage et des fondations.
- * Assurer la résistance des massifs de fondations.
- * Vérifier la résistance du terrain de fondations.
- * S'assurer de la durabilité des fondations.
- * Trouver la solution la plus économique.

Le dimensionnement d'une fondation superficielle consiste donc à vérifier la stabilité de celle-ci et notamment que le sol de fondation est en mesure de supporter les sollicitations qui vont lui être appliquées.

Il s'agit donc de vérifier que la capacité portante du sol de fondation est suffisante.

Celle-ci dépend :

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

I.1.4 Comportement à la rupture

Si on soumet une semelle filante à un chargement croissant jusqu'à la rupture d'un sol homogène et indéfini on obtient une rupture du sol en surface qu'on qualifie de rupture globale. Schématiquement, il se forme sous la base de la semelle un poinçon rigide qui s'enfonce dans le sol en le refoulant de part et d'autre jusqu'à la surface. Le sol des parties P est complètement plastifié, tandis que les zones externes E ne sont soumises qu'à des contraintes beaucoup plus faibles qui ne le mettent pas en rupture (**Figure I.3**).

CHAPITRE I

Si on soumettait la même fondation, mais placée à plus grande profondeur, fondation profonde, au même essai on obtiendrait une rupture interne du sol : rupture locale sans signes extérieurs à la surface du sol.

Cette distinction mécanique entre rupture globale et rupture locale permet bien de distinguer les fondations superficielles des fondations profondes.

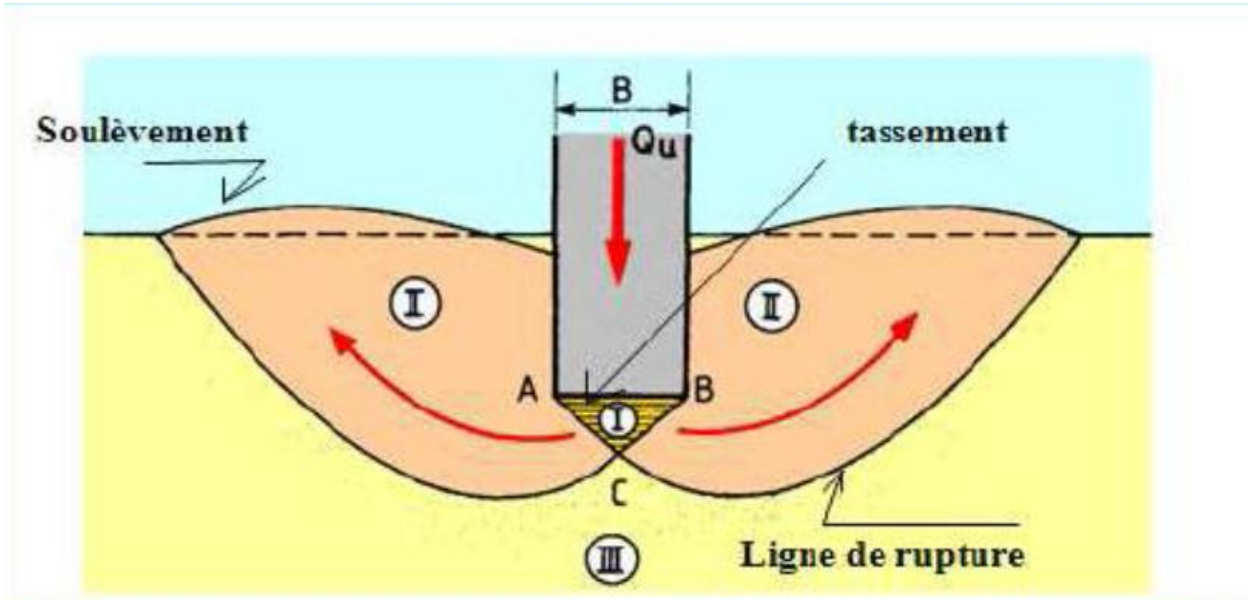


Figure I.3 : Schéma de rupture du sol sous une fondation superficielle

* II : zone de sol en rupture

* III : zone de sol dans le domaine élastique.

Comme une charge est appliquée sur une certaine surface d'un sol, elle provoque un tassement. On peut étudier l'importance du tassement final constaté en fonction de l'intensité de la charge appliquée. Cette relation peut être représentée par une « courbe de tassement » (**Figure I.4**).

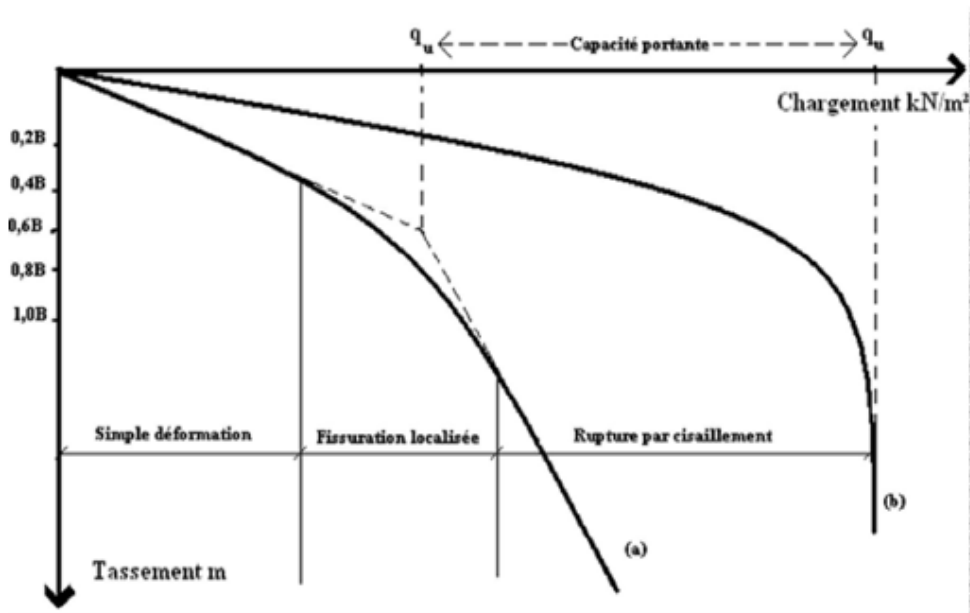


Figure I.4 : courbes chargement- tassement pour une fondation filante (B largeur de la semelle).

Si le sol est relativement compact ou résistant, la courbe à l'allure de la courbe (a) de la **Figure I.4** L'abscisse q_u de l'asymptote représente sans ambiguïté la pression maximale que le sol peut supporter avant la rupture, c'est ce que l'on appelle la capacité portante. On notera que cette pression q_u est définie par le rapport de la charge qui provoque la rupture à la surface de la fondation, c'est une contrainte maximale réelle mesurée sous la fondation.

Par contre, dans les sols peu compacts ou relativement mous, la courbe de tassement a l'allure de la courbe (b) de la **Figure I.5**.

La rupture n'est pas très bien définie.

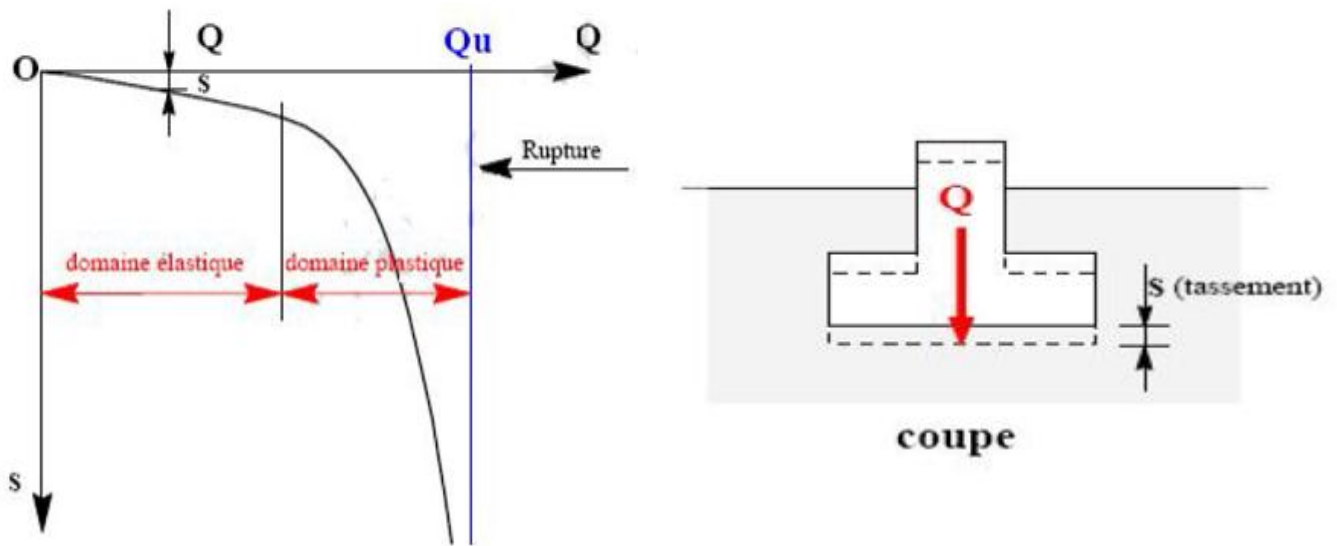


Figure I.5 : courbe tassement- charge.

Avec :

Q_U : est la charge limite ou capacité portante de la semelle. C'est la charge maximale que peut supporter celle-ci et qui entraîne la rupture du sol.

q_u : est la contrainte limite ultime ou contrainte de rupture, $q_u = Q_U / A$

*avec A aire de la semelle.

I.2.1. capacité portante de fondation superficielle

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. 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 :

CHAPITRE I

* 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.

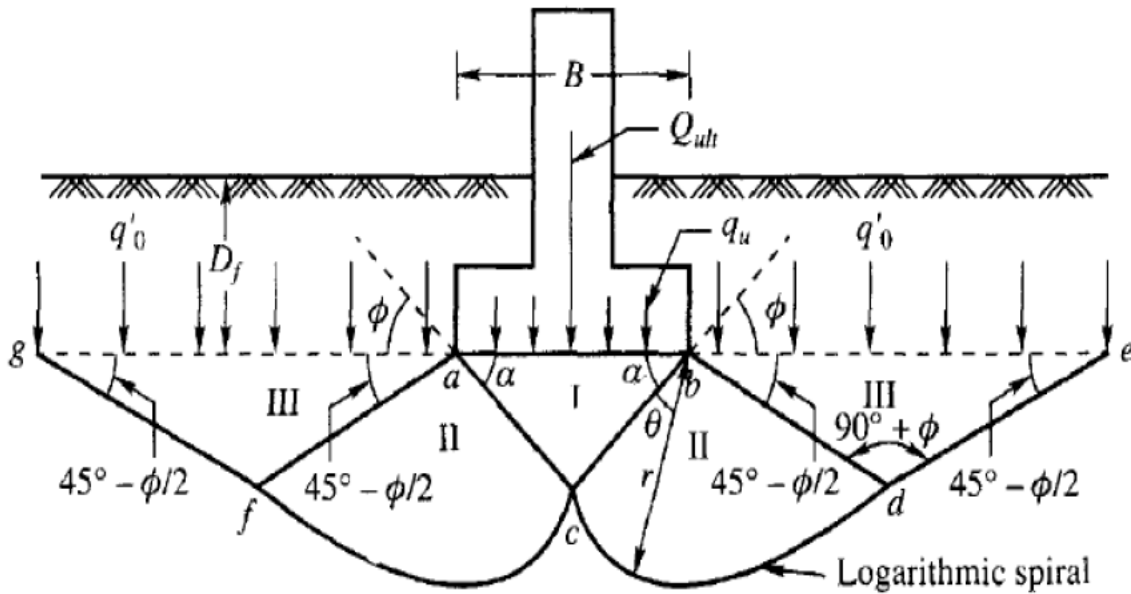


Figure I.2.1 : Surface de rupture par cisaillement général supposée par Terzaghi(1943) pour une semelle filante

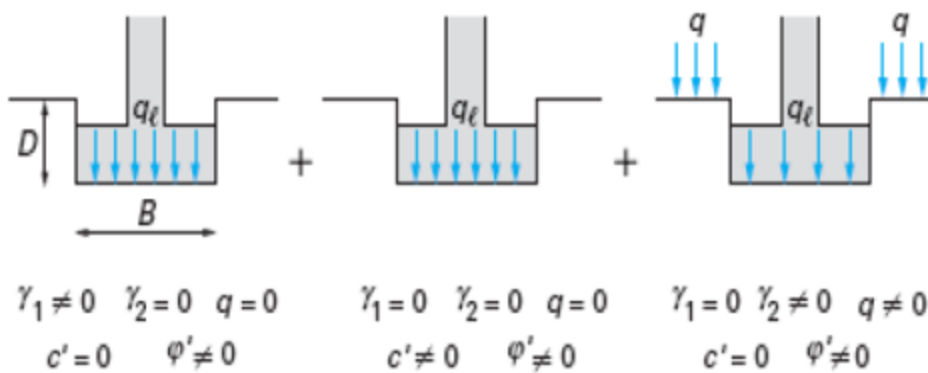


Figure I.2.2 : Capacité portante. Méthode de superposition de Terzaghi (méthode « $c-\phi$ »)

CHAPITRE I

I.2.2 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 :

$$q_l = \frac{1}{2} \gamma_1 B N_\gamma + (\gamma_2 D + q) N_q + c N_c$$

Les différents termes sont les suivants :

* le premier terme $0.5 \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_\gamma(\varphi)$ est le terme de surface (ou de pesanteur), car il est fonction de la largeur de la fondation B et du poids volumique γ_1 du sol sous la fondation. C'est la charge limite (théorie rigide-plastique) pour un massif pesant et frottant uniquement ;

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

* le troisième terme $(q + \gamma_2 D) \cdot N_q(\varphi)$ est le terme de surcharge ou de profondeur.

C'est la charge limite pour un sol uniquement frottant et chargé latéralement γ_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),
- * γ_1 poids volumique du sol sous la base de la fondation,
- * γ_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,

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

Avec :

CHAPITRE I

Tableau I.1 : Facteur de la capacité portante suivant TERZAGHI.

ϕ	N_c	N_q	N_γ
0	5.70	1.00	0.00
1	6.00	1.10	0.01
2	6.30	1.22	0.04
3	6.62	1.35	0.06
4	6.97	1.49	0.10
5	7.34	1.64	0.14
6	7.73	1.81	0.20
7	8.15	2.00	0.27
8	8.60	2.21	0.35
9	9.09	2.44	0.44
10	9.61	2.69	0.56
11	10.16	2.98	0.69
12	10.76	3.29	0.85
13	11.41	3.63	1.04
14	12.11	4.02	1.26
15	12.86	4.45	1.52
16	13.68	4.92	1.82
17	14.60	5.45	2.18
18	15.12	6.04	2.59
19	16.57	6.70	3.07
20	17.69	7.44	3.64
21	18.92	8.26	4.31
22	20.27	9.19	5.09
23	21.75	10.23	6.00
24	23.36	11.40	7.08
25	25.13	12.72	8.34
26	27.09	14.21	9.84
27	29.24	15.90	11.60
28	31.61	17.81	13.70
29	34.24	19.98	16.18
30	37.16	22.46	19.13
31	40.41	25.28	22.65
32	44.04	28.52	26.87
33	48.09	32.23	31.94
34	52.64	36.50	38.04
35	57.75	41.44	45.41
36	63.53	47.16	54.36
37	70.01	53.80	65.27
38	77.50	61.55	78.61
39	85.97	70.61	95.03
40	95.66	81.27	115.31
41	106.81	93.85	140.51
42	119.67	108.75	171.99
43	134.58	126.50	211.56
44	151.95	147.74	261.60
45	172.28	173.28	325.34
46	196.22	204.19	407.11
47	224.55	241.80	512.84
48	258.28	287.85	650.87
49	298.71	344.63	831.99
50	347.50	415.14	1072.80

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

CHAPITRE I

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

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

Tableau 2 – Coefficients de forme. Valeurs de Terzaghi. (Conditions non drainées et drainées)			
Fondations	Rectangulaires ou carrées $\left(\frac{B}{L} = 1\right)$		Circulaires
$s_\gamma(1)$	$1 - 0,2 \frac{B}{L}$	0,8	0,6
s_c	$1 + 0,2 \frac{B}{L}$	1,2	1,3
s_q	1	1	1
(1) Conditions drainées, seulement.			

a) 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_u .

On prend : $C=C_u$ et $\varphi=0$

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

$$q_l = C_u \cdot N_c + q + \gamma_2 \cdot D$$

Avec :

- * $N_c(0) = \mathcal{L} + 2$ pour les fondations lisses,
- * $N_c(0) = 5,17$ pour les fondations rugueuses
- * γ_2 est le poids volumique total du sol latéral.

CHAPITRE I

b) 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 :

$$C = C' \quad \text{et} \quad \phi = \phi'$$

Dans ce cas, et toujours pour une semelle filante :

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

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

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

I.3. Calcul De La Capacité Portante Des Fondations sur talus :

I.3.1 Fondation sur la surface d'un talus :

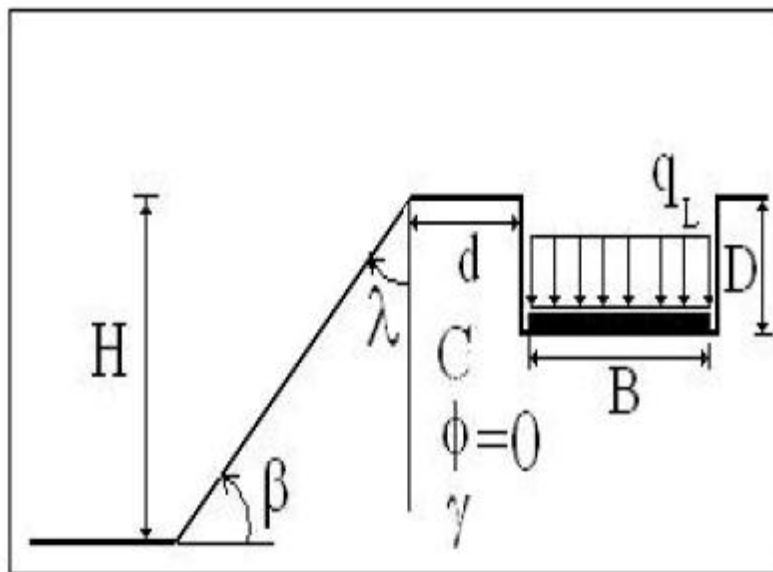


Figure I.3.1 : Configuration sol/fondation

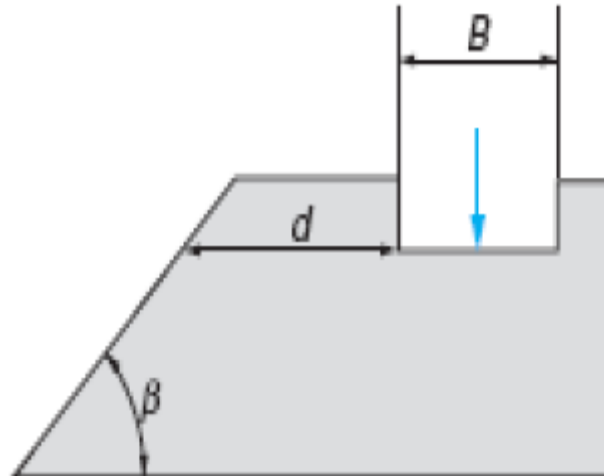


Figure I.3.2 : Fondation en crête de talus

La capacité portante d'une fondation superficielle en bord d'un terrain en pente est un problème traditionnel de la mécanique des sols qui a suscité d'importants travaux de recherche.

Il existe une diversité d'approches de calcul, dont les plus courantes sont :

On 1957, Meyerhof à proposer une théorie pour déterminer la capacité portante ultime d'une fondation superficielle située sur la surface d'un talus. La **Figure (I.3.3)** montre la nature de la zone plastique développée dans le sol.

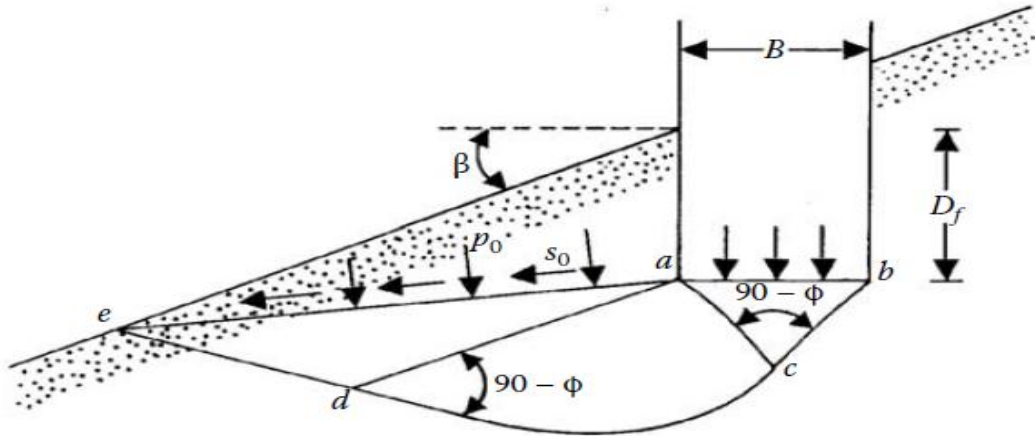


Figure I.3.3 : allure de la zone plastique sous une fondation établie sur une pente

[Meyerhof G (1957)].

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

abc : est une zone élastique. La zone **acd** présente un cisaillement radial et **ade** présente une zone de cisaillement.

Les efforts normaux et de cisaillement sur le plan **ae** sont \mathbf{P}_0 et \mathbf{S}_0 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 :

$$q_u = \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma + p_0 N_q + c N_c$$

La relation peut également être exprimée comme suit :

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

Avec : N_{cq} , $N_{\gamma q}$ sont les facteurs de la capacité portante.

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

CHAPITRE I

$$q_u = cN_{cq}$$

Figure (I.3.4) montre la variation de N_{cq} avec l'angle β du talus et le nombre de la stabilité du talus N_s .

$$N_s = \frac{H\gamma}{c}$$

Avec H : hauteur du talus.

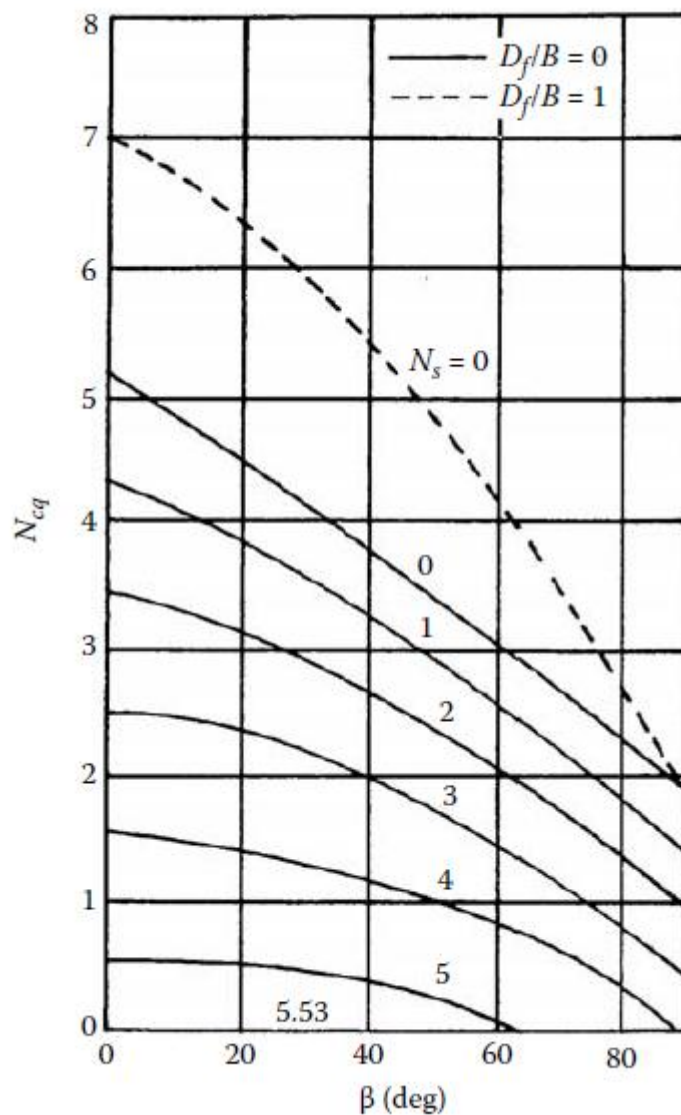


Figure I.3.4 : variation du facteur de la capacité portante (Meyerhof) N_{cq} pour un sol purement cohésif (Fondation sur pente).

CHAPITRE I

D'une façon semblable pour le sol granulaire ($c = 0$) :

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

La Figure (I.3.5) montre la variation de $N_{\gamma q}$ avec l'angle β du talus et le nombre de la stabilité du talus N_s ;

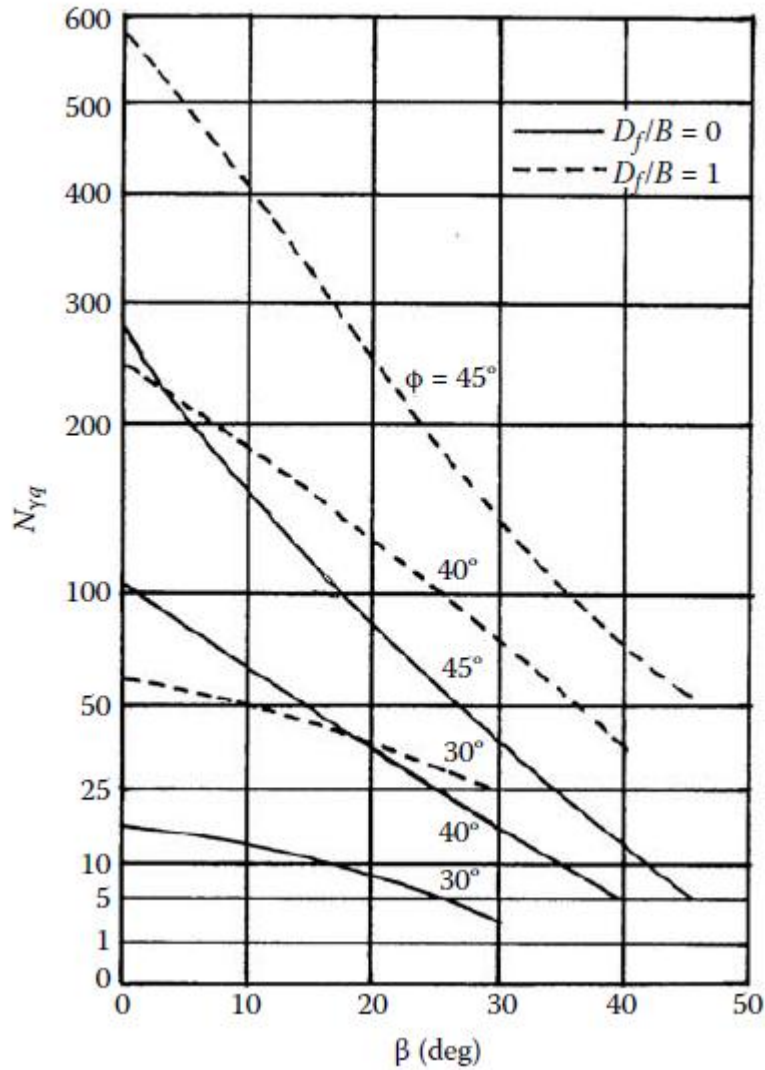


Figure I.3.5 : variation du facteur de la capacité portante (Meyerhof) $N_{\gamma q}$ pour un sol grenu (Fondation sur pente).

I.3.2 Fondation au sommet d'un talus

A- La solution de Meyerhof

Figure (I.3.6) nous montre une fondation filante rugueuse de largeur **B** située au-dessus d'une pente, de hauteur **H**. La fondation est placée à une distance **b** à partir de la crête (bord) de la pente.

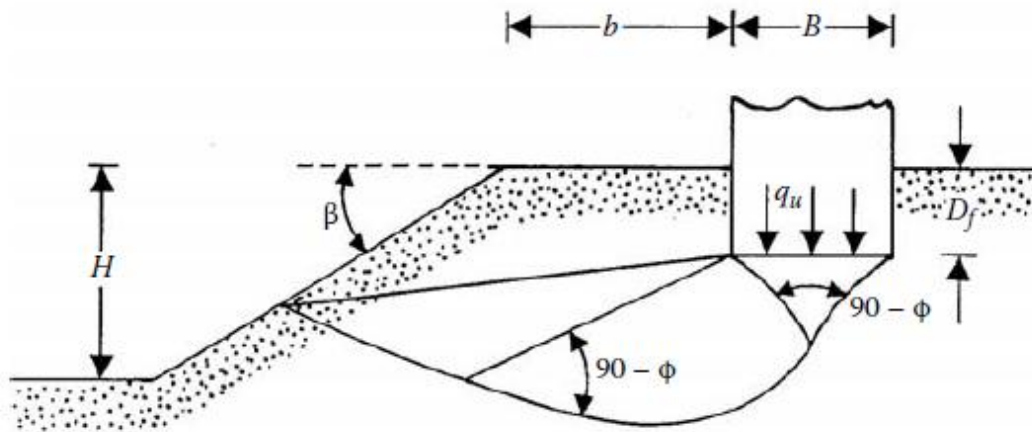


Figure I.3.6 Continue fondation sur une pente.

La capacité portante ultime de la fondation peut être exprimée par l'équation

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

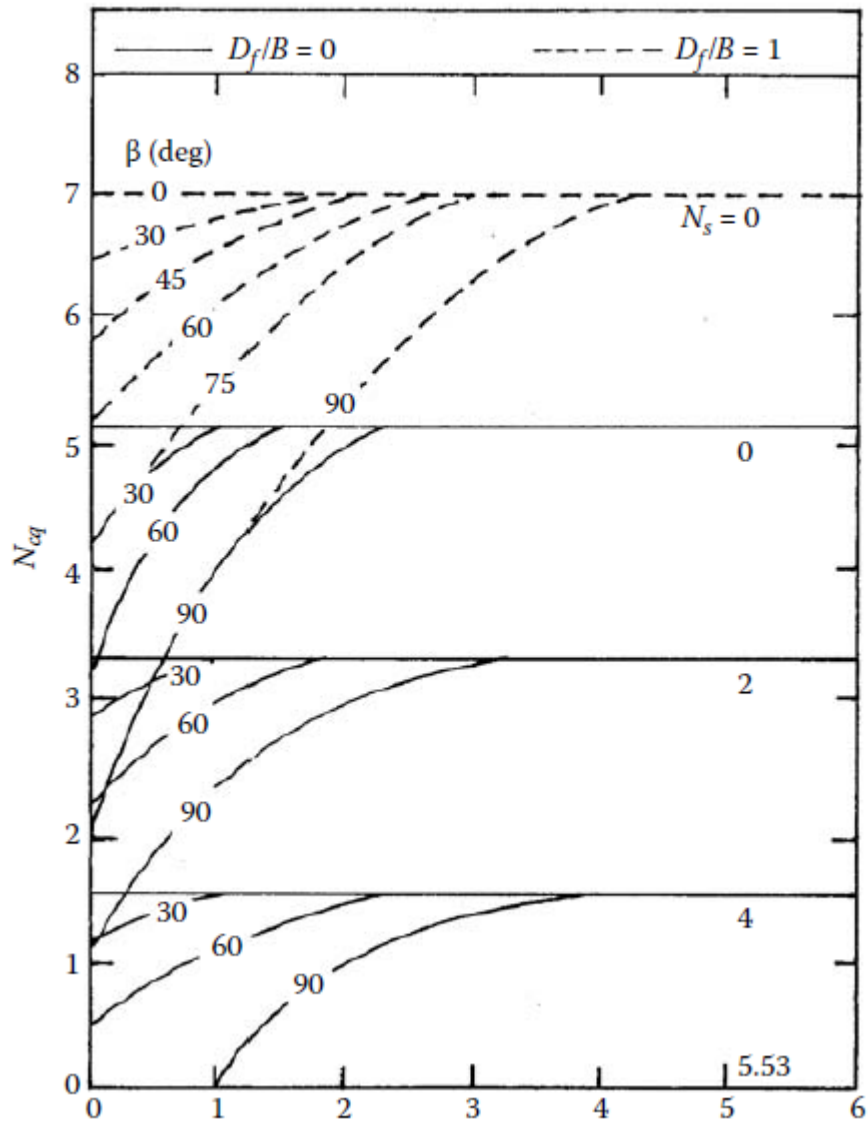
Meyerhof a développé les variations théoriques du facteur N_{cq} pour les sols purement cohésifs ($\phi = 0$) et $N_{\gamma q}$ pour les sols grenus ($C = 0$). Ces variations sont montrées sur les Figure (I.3.7) et Figure (I.3.8) respectivement.

On note aussi :

$$q_u = c N_{cq} \quad \text{Pour le sol purement cohésif } (\phi = 0)$$

D'une façon semblable

$$q_u = \frac{1}{2} \gamma B N_{\gamma q} \quad \text{Pour le sol granulaire } (c = 0).$$



Distance de la fondation depuis la crête du talus b/B (pour $N_s = 0$) ou b/H (pour $N_s > 0$) avec

Figure I.3.7 : facteur de la capacité portante, N_{cq} (Meyerhof) pour un sol purement cohérent (Fondation sur talus).

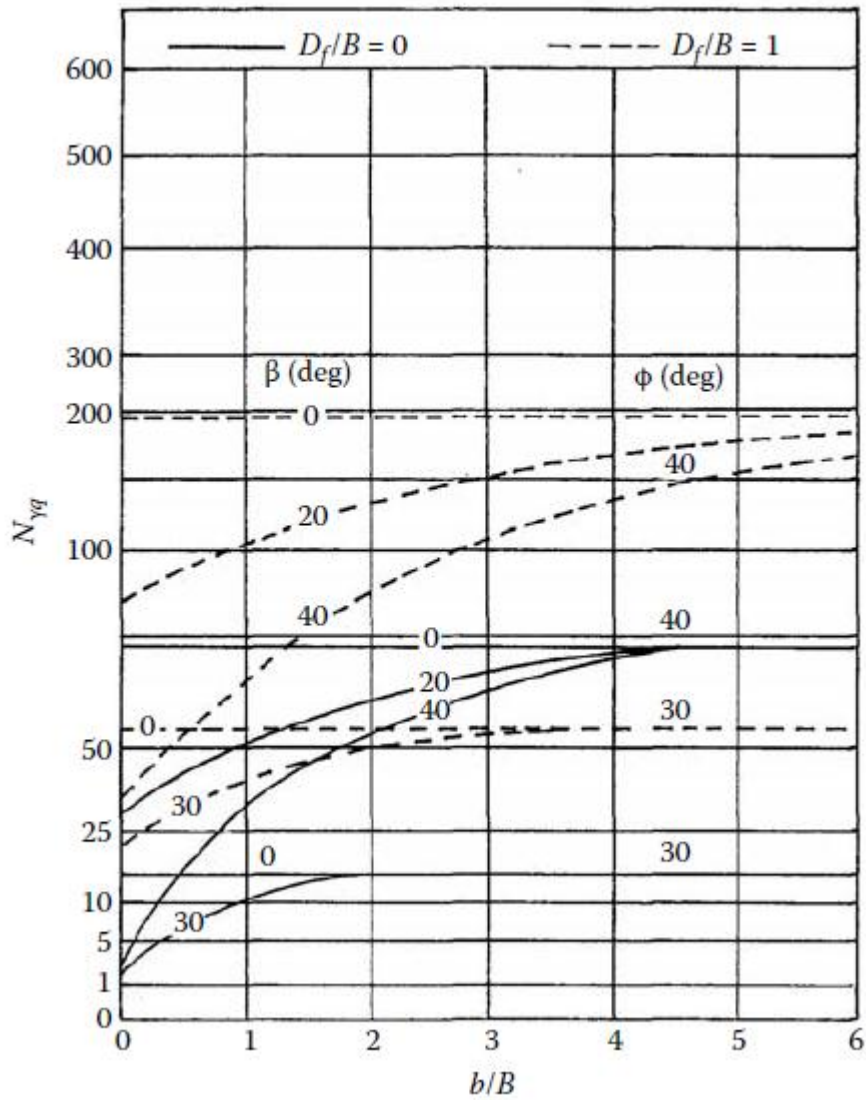


Figure I.3.8 : facteur de la capacité portante $N_{\gamma q}$, (Meyerhof) pour Un sol grenu (fondation en haut d'un talus).

En utilisant la Figure (I.3.7) le nombre N_s de la stabilité devrait être pris en tant que zéro quand : $B < H$ et $B > H$ Si la courbe pour le nombre de la stabilité réel N_s doit être utilisé.

B-Solutions de Hansen et Vesic

En ce réfère à la condition de $b = 0$ dans figure (I.3.6) (c'est-à-dire, la fondation est située sur l'extrémité du talus).

Hansen à proposer la relation suivante de la capacité portante ultime d'une fondation filante.

$$q_u = \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \lambda_{\beta\gamma} + p_0 N_q \lambda_{q\beta} + \lambda_{c\beta} c N_c$$

CHAPITRE I

$\lambda_{\beta\gamma}$, $\lambda_{q\beta}$, $\lambda_{c\beta}$ Sont des facteurs de pente.

Selon Hansen :

$$\lambda_{\beta\gamma}, \lambda_{q\beta} = (1 - \tan \beta)^2.$$

$$\lambda_{c\beta} = \frac{N_q \lambda_{q\beta}^{-1}}{N_q^{-1}} \quad \text{Pour } (\varphi > 0).$$

$$\lambda_{c\beta} = 1 - \frac{2\beta}{\pi + 2} \quad \text{Pour } (\varphi = 0).$$

$$p = \gamma D f.$$

D'où : N_q ; N_c ; N_γ Sont les facteurs de la capacité portante qui sont montrées sur les tableaux (I.3.1) et (I.3.2) respectivement.

Tableau I.3.1 : Variation des facteurs de la capacité portante N_q ; N_c ; N_γ .

ϕ	N_c	N_q	N_γ	ϕ	N_c	N_q	N_γ	ϕ	N_c	N_q	N_γ
0	5.14	1.00	0.00	17	12.34	4.77	1.66	34	42.16	29.44	31.15
1	5.38	1.09	0.002	18	13.10	5.26	2.00	35	46.12	33.30	37.15
2	5.63	1.20	0.01	19	13.93	5.80	2.40	36	50.59	37.75	44.43
3	5.90	1.31	0.02	20	14.83	6.40	2.87	37	55.63	42.92	53.27
4	6.19	1.43	0.04	21	15.82	7.07	3.42	38	61.35	48.93	64.07
5	6.49	1.57	0.07	22	16.88	7.82	4.07	39	67.87	55.96	77.33
6	6.81	1.72	0.11	23	18.05	8.66	4.82	40	75.31	64.20	93.69
7	7.16	1.88	0.15	24	19.32	9.60	5.72	41	83.86	73.90	113.99
8	7.53	2.06	0.21	25	20.72	10.66	6.77	42	93.71	85.38	139.32
9	7.92	2.25	0.28	26	22.25	11.85	8.00	43	105.11	99.02	171.14
10	8.35	2.47	0.37	27	23.94	13.20	9.46	44	118.37	115.31	211.41
11	8.80	2.71	0.47	28	25.80	14.72	11.19	45	133.88	134.88	262.74
12	9.28	2.97	0.60	29	27.86	16.44	13.24	46	152.10	158.51	328.73
13	9.81	3.26	0.74	30	30.14	18.40	15.67	47	173.64	187.21	414.32
14	10.37	3.59	0.92	31	32.67	20.63	18.56	48	199.26	222.31	526.44
15	10.98	3.94	1.13	32	35.49	23.18	22.02	49	229.93	265.51	674.91
16	11.63	4.34	1.38	33	38.64	26.09	26.17	50	266.89	319.07	873.84

CHAPITRE I

Tableau I.3.2 : Comparaison des valeurs de N_s .

Soil friction angle, ϕ (deg)	N_s			
	Terzaghi	Meyerhof	Vesic	Hansen
0	0.00	0.00	0.00	0.00
1	0.01	0.002	0.07	0.00
2	0.04	0.01	0.15	0.01
3	0.06	0.02	0.24	0.02
4	0.10	0.04	0.34	0.05
5	0.14	0.07	0.45	0.07
6	0.20	0.11	0.57	0.11
7	0.27	0.15	0.71	0.16
8	0.35	0.21	0.86	0.22
9	0.44	0.28	1.03	0.30
10	0.56	0.37	1.22	0.39
11	0.69	0.47	1.44	0.50
12	0.85	0.60	1.69	0.63
13	1.04	0.74	1.97	0.78
14	1.26	0.92	2.29	0.97
15	1.52	1.13	2.65	1.18
16	1.82	1.38	3.06	1.43
17	2.18	1.66	3.53	1.73
18	2.59	2.00	4.07	2.08
19	3.07	2.40	4.68	2.48
20	3.64	2.87	5.39	2.95
21	4.31	3.42	6.20	3.50
22	5.09	4.07	7.13	4.13
23	6.00	4.82	8.20	4.88
24	7.08	5.72	9.44	5.75
25	8.34	6.77	10.88	6.76
26	9.84	8.00	12.54	7.94
27	11.60	9.46	14.47	9.32
28	13.70	11.19	16.72	10.94
29	16.18	13.24	19.34	12.84
30	19.13	15.67	22.40	15.07
31	22.65	18.56	25.99	17.69
32	26.87	22.02	30.22	20.79
33	31.94	26.17	35.19	24.44
34	38.04	31.15	41.06	28.77
35	45.41	37.15	48.03	33.92
36	54.36	44.43	56.31	40.05
37	65.27	53.27	66.19	47.38
38	78.61	64.07	78.03	56.17
39	95.03	77.33	92.25	66.75
40	115.31	93.69	109.41	79.54
41	140.51	113.99	130.22	95.05
42	171.99	139.32	155.55	113.95
43	211.56	171.14	186.54	137.10
44	261.60	211.41	224.64	165.58
45	325.34	262.74	271.76	200.81

Pour la condition ($\phi=0$), Vesic à préciser cela par l'absence du poids due à la pente, le facteur N_γ de la capacité portante à une valeur négative et peut être donnée comme suit :

$$N_\gamma = -2 \sin \beta$$

CHAPITRE I

C -Solution par l'équilibre limitent Et de l'analyse limite

Saran, Sud et Honda ont fournis une solution pour déterminer la capacité portante ultime d'une semelle superficielle filante située au sommet de la pente **Figure (I.3.6)** en utilisant l'approche de l'équilibre limite et l'analyse limite.

Selon cette théorie on a :

$$q_u = \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma + p_0 N_q + c N_c$$

D'où : N_q ; N_c ; N_γ Sont les facteurs de la capacité portante.

$$p = \gamma D_f.$$

On se réfère aux notations utilisé dans la **Figure (III.6)** les valeurs numériques de N_q ; N_c ; N_γ sont donner dans le **Tableau (I.3.3)**.

Tableau I.3.3 : Facteurs de la capacité portante basés sur l'analyse de Saran, Sud, et Handa.

Factor	β (deg)	$\frac{D_f}{B}$	$\frac{b}{B}$	Soil friction angle, ϕ (deg)						
				40	35	30	25	20	15	10
N_γ	30	0	0	25.37	12.41	6.14	3.20	1.26	0.70	0.10
	20			53.48	24.54	11.62	5.61	4.27	1.79	0.45
	10			101.74	43.35	19.65	9.19	4.35	1.96	0.77
	0			165.39	66.59	28.98	13.12	6.05	2.74	1.14
	30	0	1111	60.06	34.03	18.95	10.33	5.45	0.00	
	20			85.98	42.49	21.93	11.42	5.89	1.35	
	10			125.32	55.15	25.86	12.26	6.05	2.74	
	0			165.39	66.59	28.89	13.12	6.05	2.74	
	30	1111	0	91.87	49.43	26.39				
	25			115.65	59.12	28.80				
	20			143.77	66.00	28.89				
	≤ 15			165.39	66.59	28.89				
30	111	111	131.34	64.37	28.89					
25			151.37	66.59	28.89					
≤ 20			166.39	66.59	28.89					
N_q	30	111	0	12.13	16.42	8.98	7.04	5.00	3.60	
	20			12.67	19.48	16.80	12.70	7.40	4.40	
	≤ 10			81.30	41.40	22.50	12.70	7.40	4.40	
	30	111	111	28.31	24.14	22.5				
	20			42.25	41.4	22.5				
	≤ 10			81.30	41.4	22.5				
N_c	50	0	0	21.68	16.52	12.60	10.00	8.60	7.10	5.50
	40			31.80	22.44	16.64	12.80	10.04	8.00	6.25
	30			44.80	28.72	22.00	16.20	12.20	8.60	6.70
	20			63.20	41.20	28.32	20.60	15.00	11.30	8.76
	≤ 10			88.96	55.36	36.50	24.72	17.36	12.61	9.44
	50	0	11111	38.80	30.40	24.20	19.70	16.42		
	40			48.00	35.40	27.42	21.52	17.28		
	30			59.64	41.07	30.92	23.60	17.36		
	20			75.12	50.00	35.16	27.72	17.36		
	≤ 10			95.20	57.25	36.69	24.72	17.36		
	50	11111	0	35.97	28.11	22.38	18.38	15.66	10.00	
	40			51.16	37.95	29.42	22.75	17.32	12.16	
	30			70.59	50.37	36.20	24.72	17.36	12.16	
	20			93.79	57.20	36.20	24.72	17.36	12.16	
	≤ 10			95.20	57.20	36.20	24.72	17.36	12.16	
	50	1111	1111	53.65	42.47	35.00	24.72			
	40			67.98	51.61	36.69	24.72			
	30			85.38	57.25	36.69	24.72			
	≤ 20			95.20	57.25	36.69	24.72			

d- Solution D'efforts Caractéristiques

La théorie du champ des lignes de glissement (ou méthode des caractéristiques de contraintes).

Pour les sols grenus($c=0$)

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

Graham, Andrews, et Shields ont fournit une solution pour le facteur de la capacité portante $N_{\gamma q}$, pour une fondation superficielle filante située au sommet d'une pente d'un sol grenu basée sur la méthode d'effort caractéristique. La Figure (I.3.9) montre le mécanisme de rupture dans le sol pour (D_f/B) et (b/B) assumés dans cette analyse.

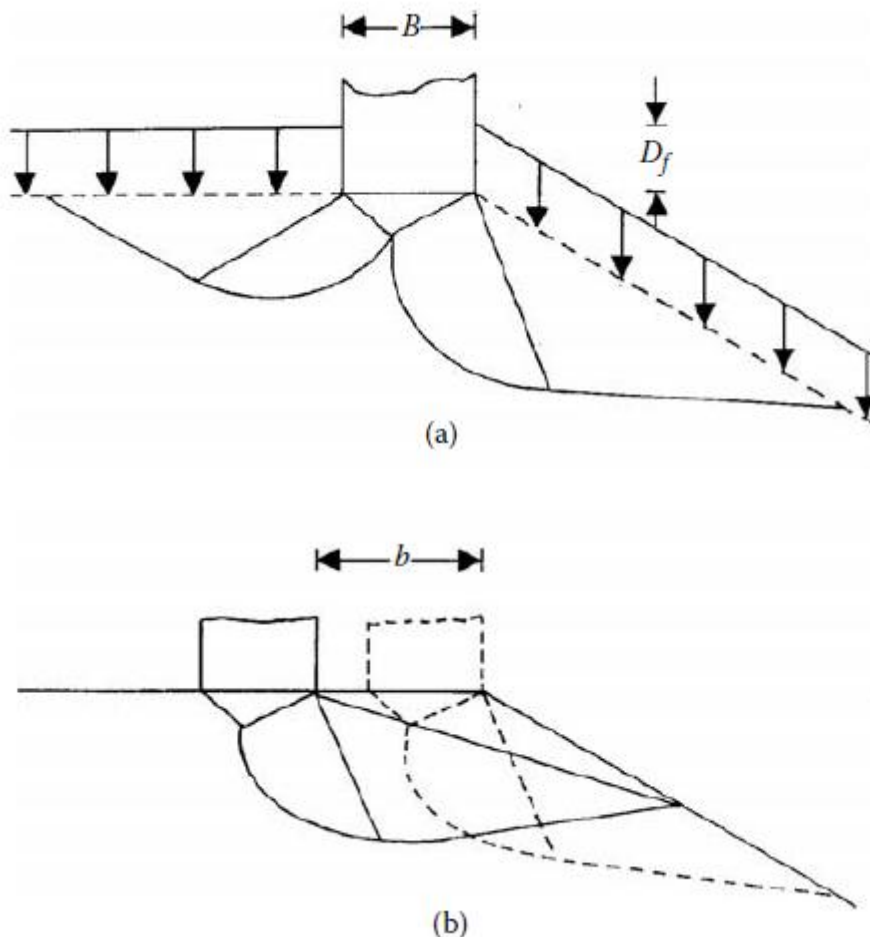


Figure I.3.9 : schémas de la zone de la rupture [Graham J, Andrews M, Shields D-H (1988)]

(a) $D_f/B > 0$ et (b) $b/B > 0$

CHAPITRE I

Les variations de $N_{\gamma q}$ obtenues par cette méthode sont montrées sur **Figures (I.3.10)**, **Figure(I.3.11)**, et **Figure (I.3.12)**.

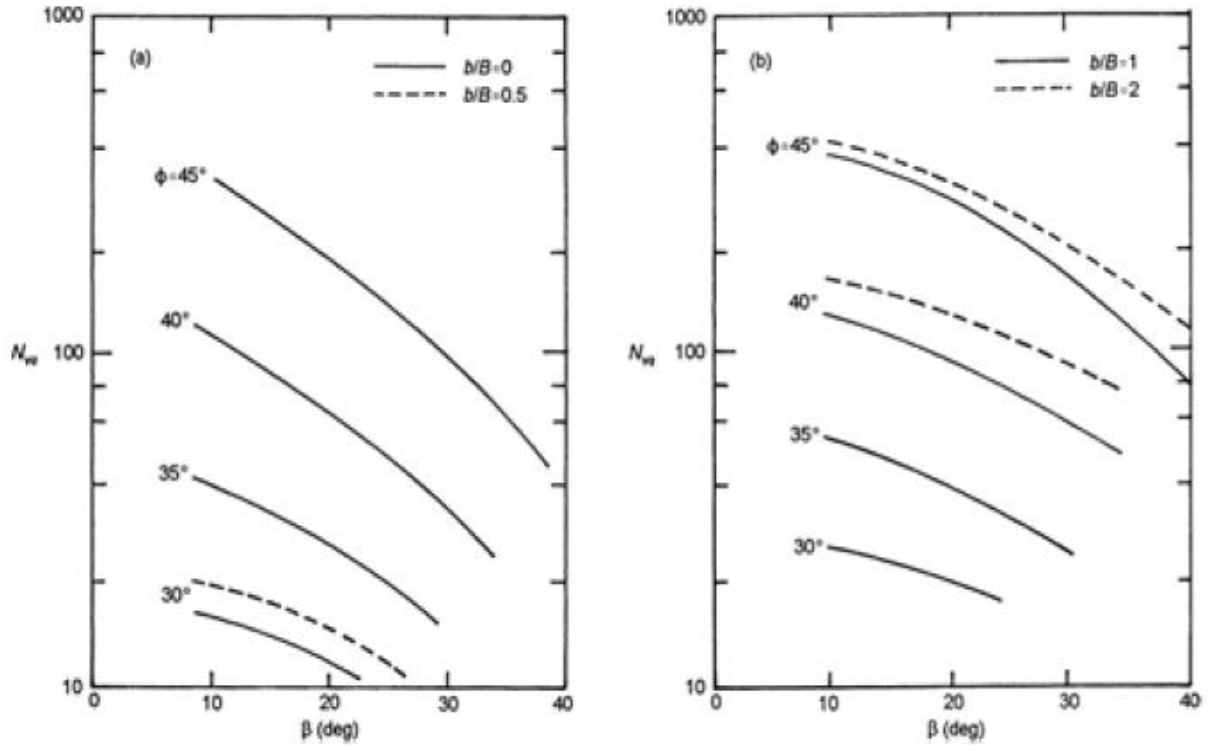


Figure I.3.10 : Les valeurs théoriques de $N_{\gamma q}$, ($Df/B = 0$), d'après Graham et al.

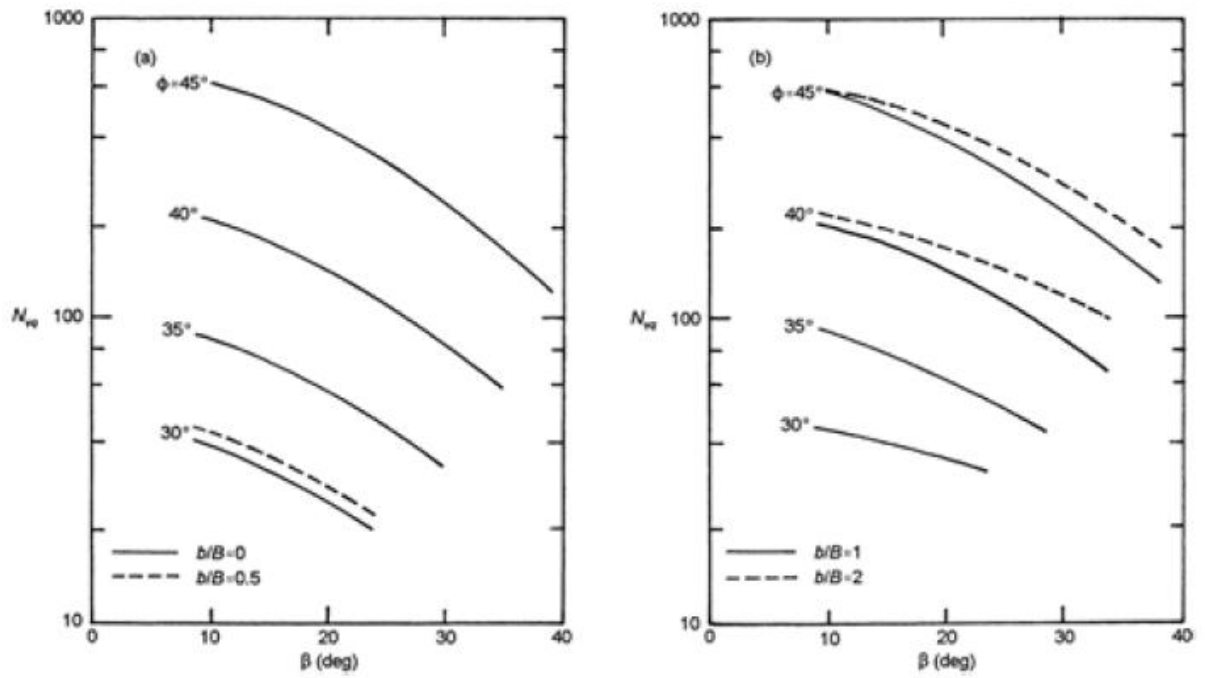


Figure I.3.11 : Les valeurs théoriques de N_{vq} ($Df/B=0.5$), d'après Graham et al.

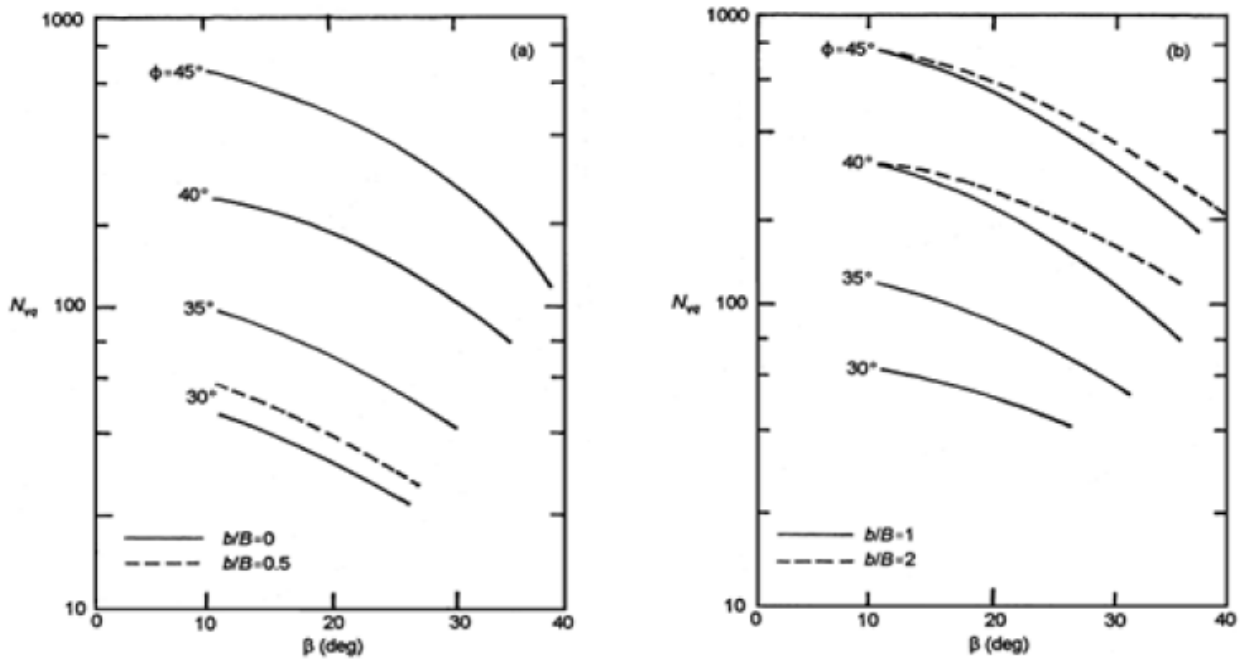


Figure I.3.12 : Les valeurs théoriques de N_{vq} , ($Df/B=01$), d'après Graham et al.

CHAPITRE I

E - Rapports Empiriques Basé Sur Les Tests De La Centrifugeuse

Les méthodes empiriques basées la corrélation entre les résultats d'essais de chargement de fondations en vraie grandeur ou en modèles centrifugés, et ceux des essais in-situ ou en laboratoire [Gamperline M.C (1988)], et [Bakir N (1993)].

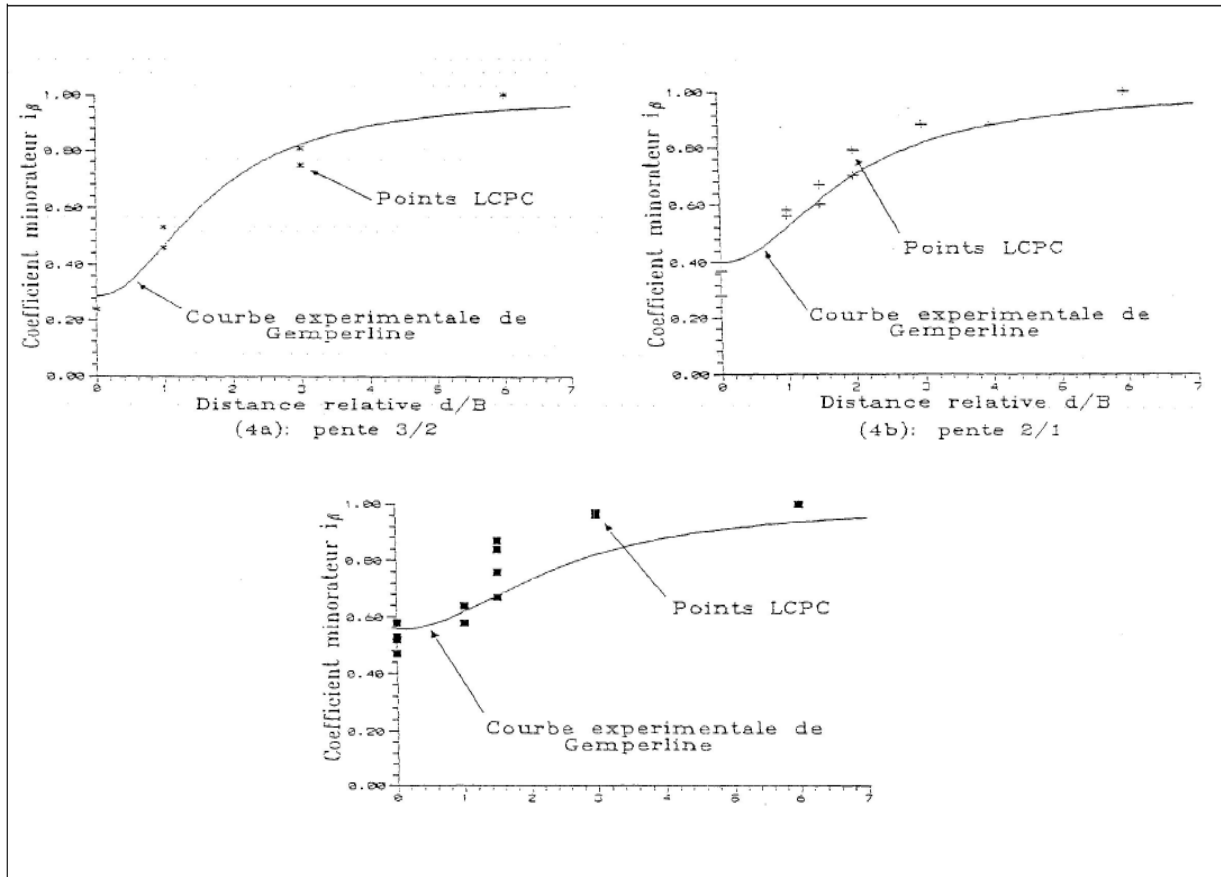


Figure I.3.13 : Semelles filantes non encastées, évolution de i_β (coefficient minorateur de la capacité portante).

CHAPITRE I

- L'expression des coefficients réducteurs [Bakir N (1993)] :

$$\begin{aligned} d/B \leq 6 \\ i\beta = 1 - (1.8 \operatorname{tg}\beta - 0.9 (\operatorname{tg}\beta)^2) [1 - (d/B)/6]^2 \\ d/B \geq 6 \\ i\beta = 1 \end{aligned}$$

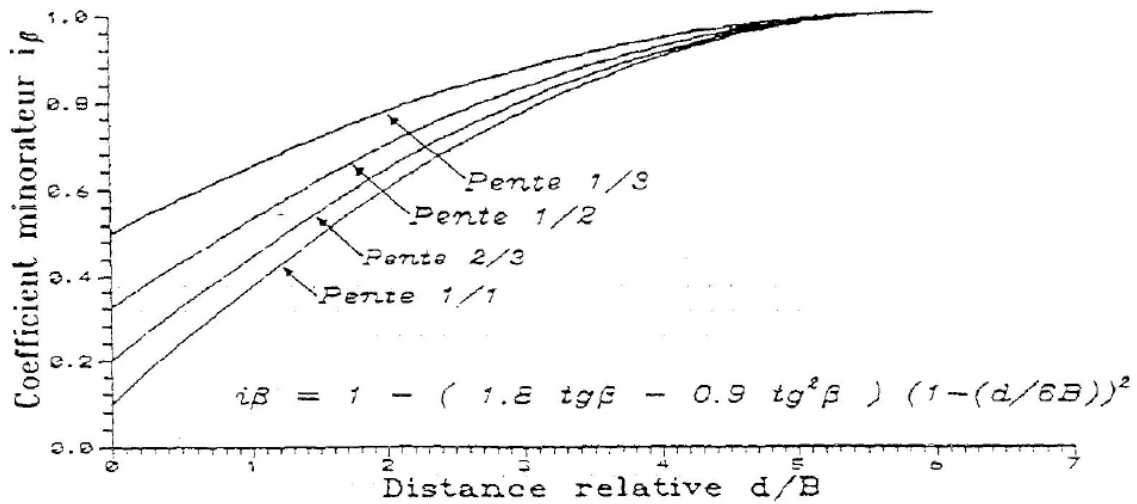


Figure I.3.14 : Les coefficients réducteurs de portance $i\beta$ proposé pour différentes pentes de talus (1/2, 1/3, 2/3, 1/1) [Bakir N (1993)]

Chapitre II
Présentation du
l'outil numérique
PLAXIS

II.1. Introduction

Le calcul des ouvrages géotechniques (fondations, pentes et talus, etc.) a longtemps été abordé au point de vue de la stabilité (calcul à la rupture), c'est-à-dire selon une approche dans laquelle le comportement du sol est supposé rigide-plastique (plasticité parfaite : critère de Mohr-Coulomb).

Cette approche, validée par son application quotidienne au calcul de stabilité des pentes, a besoin d'être améliorée par la prise en compte des déformations avant la rupture et des non-linéarités des déformations des sols (élasticité non-linéaire, élastoplasticité).

Le développement des méthodes de calcul numérique sur ordinateur (méthode des différences finies et méthode des éléments finies) a permis de chercher des solutions beaucoup plus réalistes et générales, fondées sur un certain nombre de modèles rhéologiques et d'algorithmes de résolution des divers aspects du comportement des sols.

Ces modèles, reposant sur des approches élastiques non-linéaires ou sur des approches élastoplastiques, permettent de décrire assez correctement le comportement des sols. Quant aux algorithmes de résolution, leur fiabilité et leur performance dépendent surtout de la méthode de calcul utilisée et des critères de convergence fixés.

Les deux logiciels de calcul utilisés dans cette étude et présentés ci-après sont fondés sur ces principes et sont connus pour avoir donné par ailleurs des résultats satisfaisants.

Leur choix a été motivé par leur disponibilité et leur souplesse, ainsi que par leur performance du fait qu'ils se prêtent bien aux objectifs fixés pour l'analyse de la stabilité des pentes sous sollicitations statiques (poids propre et surcharges) ou dynamique (séismes, machines)

II.2. Présentation de Plaxis

II.2.1. Histoire de Plaxis

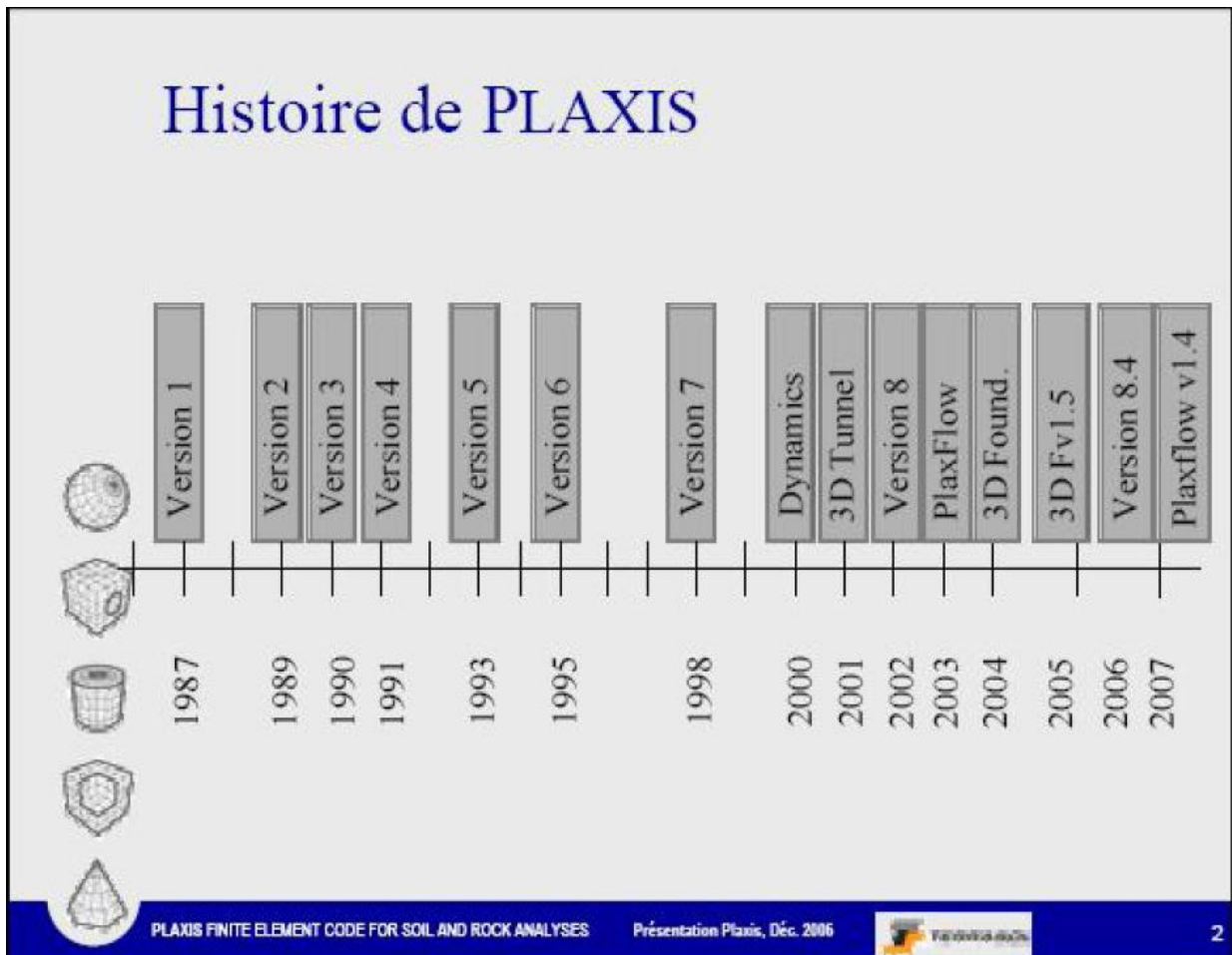


Figure II.1 : Histoire de PLAXIS

II.2.2. : Le code Plaxis :

Le code PLAXIS a été développé en premier lieu à l'Université Technologique de Delft (Les Pays Bas), le code, initialement réalisé pour analyser les digues en terre, a vu son champ d'application se développer largement afin de pouvoir traiter différents types de problèmes géotechniques (fondations, tunnels, ouvrages de soutènement, etc.). PLAXIS permet de réaliser des analyses de déformation et de stabilité des ouvrages géotechniques. L'interface d'utilisation de PLAXIS se compose de quatre sous-programmes (Input, Calculation, Output et 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 (Calculation)



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.

PLAXIS représente certainement un optimum actuel sur les plans scientifiques et pratiques en l'analyse des problèmes élastiques, élastoplastiques, élastovisco-plastiques en 2D (bi-dimensionnel) en déformations planes ou 3D (tri-dimensionnel) en déformations axisymétriques.

Scientifiquement, c'est un outil d'analyse, avec prise en compte des pressions interstitielles (et même de consolidation), doté de méthodes de résolution et d'algorithmes robustes, ainsi que de procédures de choix automatique évitant des choix délicats à l'opérateur peu averti. Bien que très fiable sur le plan numérique, le code PLAXIS s'effectue selon un

CHAPITRE II

processus itératif permettant de déterminer à chaque pas de temps de calcul les champs de déplacements, de vitesses et d'accélération correspondant aux chargements appliqués, l'équilibre est généralement atteint rapidement.

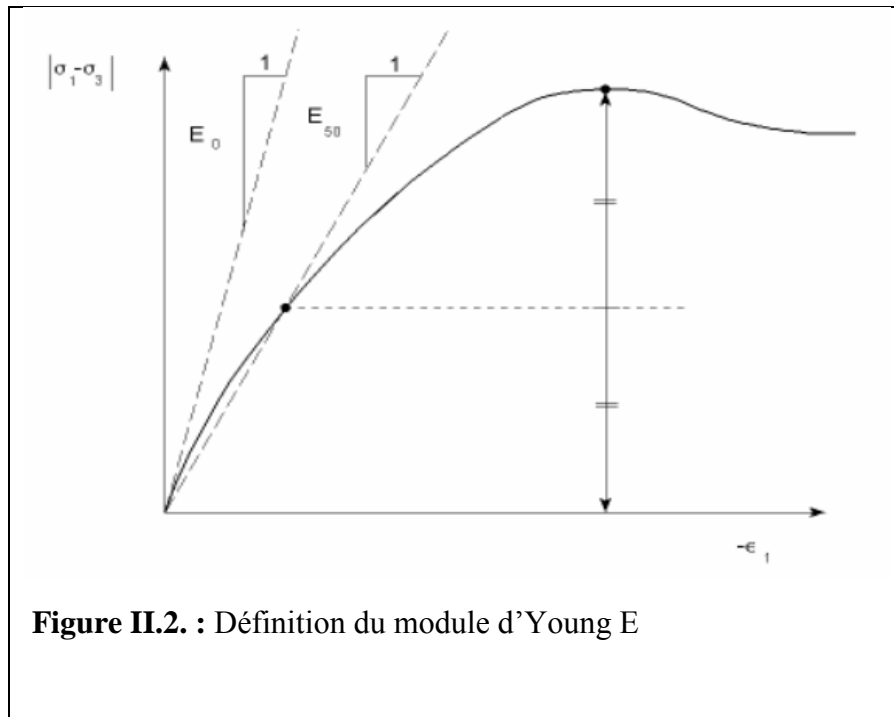
Les modèles de calcul implémentés dans le code PLAXIS couvrent pratiquement l'ensemble des aspects théoriques et expérimentaux du comportement des sols courants :

- élasticité linéaire de Hooke pour simuler le comportement des structures rigides massives placées dans le sol.
- plasticité parfaite isotrope de type Mohr-Coulomb pour simuler le comportement de la plus part des sols fins.
- élastoplasticité de type hyperbolique avec écrouissage en cisaillement pour simuler le comportement des sables et des graves, mais aussi de l'argile et des limons.
- élastoplasticité de type Cam-Clay pour simuler le comportement des argiles molles normalement consolidées.
- viscoplasticité pour simuler le comportement des sols mous en fonction du temps (fluage et consolidation).
- Aussi se limitera-t-on ci-après à ne décrire que le modèle de Mohr-Coulomb intéressant l'objet de la présente étude.

Ce modèle est utilisé comme une première approximation du comportement des sols.

Il comporte cinq paramètres :

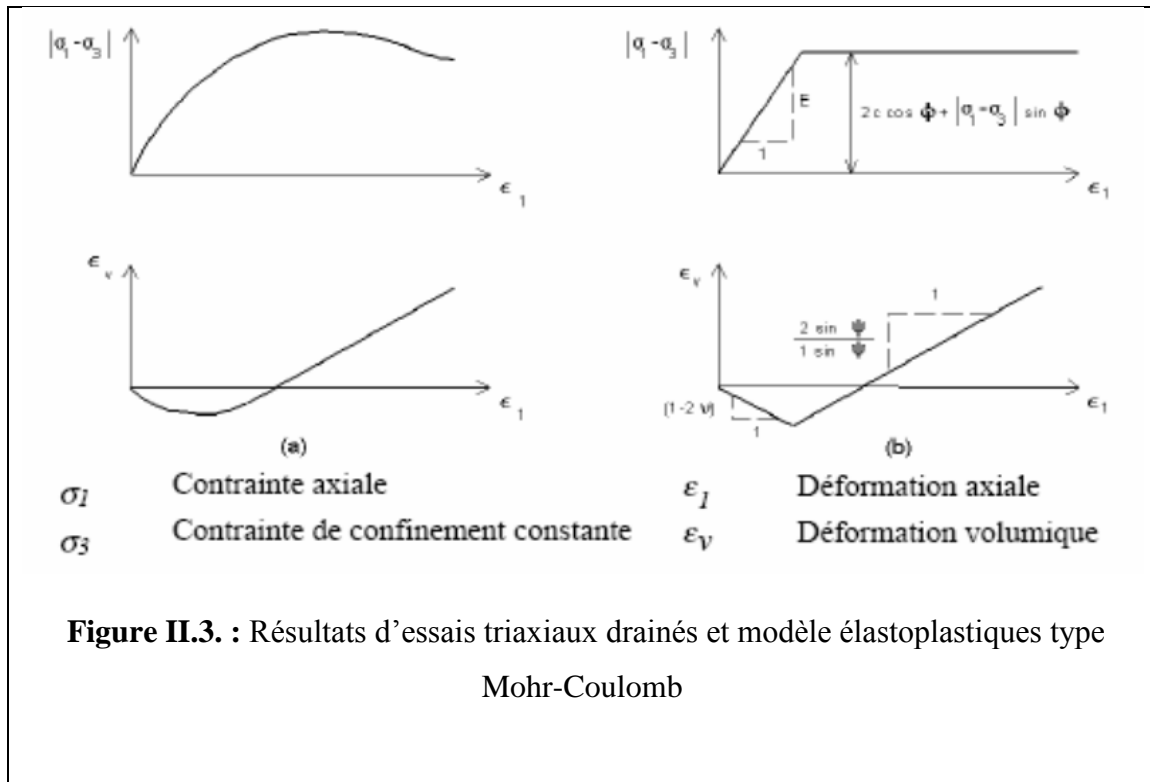
- le module d'Young E : défini soit par le module tangent initial E_0 , soit par le module sécant à 50% de la résistance en compression E_{50} (figure II.2) ;



- le coefficient de Poisson ν : évalué par l'intermédiaire du coefficient de pression des terres au repos $K_0 = \nu / (1 - \nu)$ pour un chargement gravitaire, dont les valeurs sont comprises entre 0.3 et 0.4 ;
- la cohésion c : nulle ($c=0$) pour les sables, mais constante non nulle ($c \neq 0$) ou évoluant avec la profondeur pour les argiles ;
- l'angle de frottement interne ϕ : qui conditionne la résistance au cisaillement des sols ;
- l'angle de dilatance ψ : nul ($\psi=0$) pour des sols argileux qui ne montrent aucune dilatance, mais non nul ($\psi \neq 0$) pour les sables dont la dilatance ne dépend de leur densité et de leur angle de frottement. Pour les sables siliceux, $\psi \approx \phi - 30$.

Ces paramètres peuvent être aisément identifiés sur des résultats d'essais triaxiaux classiques (figure II.3).

CHAPITRE II



Pour la prise en compte des interactions squelette - eau interstitielle dans la réponse du sol, le code PLAXIS distingue entre les comportements drainé et non drainé :

- pour le comportement drainé, aucune surpression interstitielle n'est générée. C'est évidemment le cas pour des sols secs et pour des sols totalement drainés du fait de leur forte perméabilité ou à cause d'un faible accroissement du chargement. Cette option peut aussi être utilisée pour simuler le comportement des sols à long terme (fluage et consolidation) ;
- pour le comportement non drainé, les surpressions interstitielles sont complètement générées. L'écoulement de l'eau interstitielle peut parfois être négligé du fait des faibles perméabilités ou à cause d'une vitesse de chargement élevée. Toutes les couches considérées comme non drainées se comporteront ainsi, même si la couche ou une partie de celle-ci se trouve au-dessus de la nappe phréatique.

Dans PLAXIS, une analyse de la sécurité peut être menée en réduisant les caractéristiques mécaniques du sol. Ce procédé s'appelle "Phi-c réduction". Dans cette approche, les caractéristiques $\tan \phi$ et c du sol sont réduites progressivement jusqu'à l'apparition de la rupture. Le coefficient total appelé coefficient de réduction ΣMsf permet de définir la valeur des caractéristiques du sol à une étape donnée de l'analyse :

CHAPITRE II

$$\Sigma M_{sf} = \frac{\tan \varphi_{donnée}}{\tan \varphi_{réduit}} = \frac{C_{donnée}}{C_{réduit}}$$

Où les caractéristiques notées "donnée" se référant aux valeurs initiales des propriétés des matériaux et les caractéristiques notées "réduit" se rapportent aux valeurs réduites utilisées au cours de l'analyse. Contrairement aux autres coefficients, ΣM_{sf} vaut 1.0 au début d'un calcul pour utiliser les valeurs non réduites des caractéristiques des matériaux. Le facteur de sécurité global est déterminé comme suit :

$$FS = \frac{\text{résistance disponible}}{\text{résistance à la rupture}} = \text{valeur de } (\Sigma M_{sf}) \text{ à la rupture}$$

Cette approche ressemble à la méthode de calcul de coefficients de sécurité adoptée conventionnellement dans les analyses de rupture circulaire (méthodes des tranches).

Chapitre III

Étude numérique de la capacité portante d'une fondation au bord d'une pente

III.1. Introduction :

Les études théoriques et expérimentales ont montré que, lorsqu'une fondation superficielle est située au bord d'une pente.

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(2008). 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.

III.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 III 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)

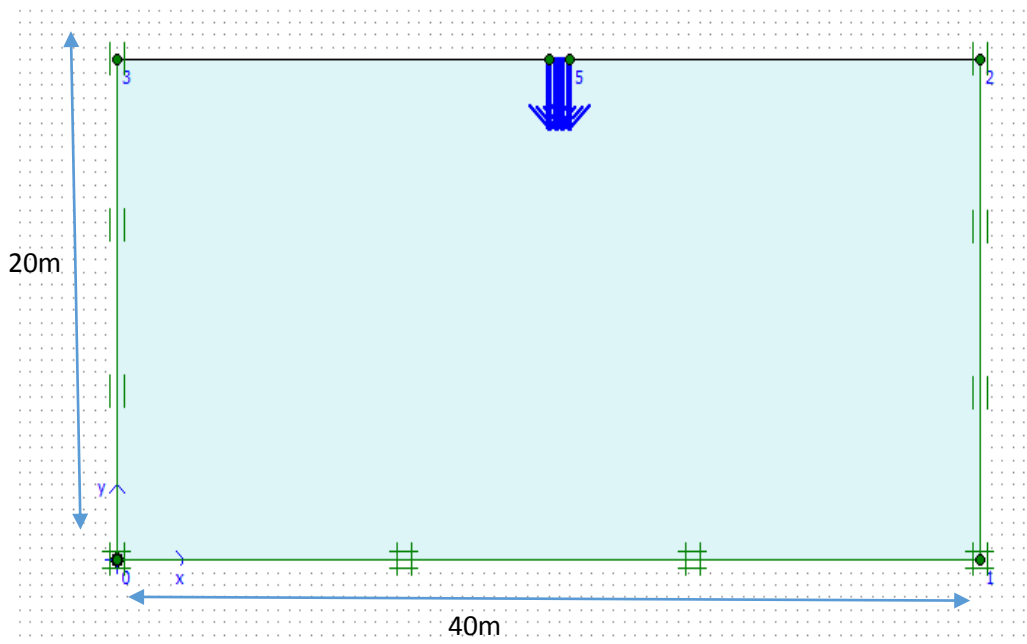


Figure III-1(a) Géométrie du problème pour une surface horizontale

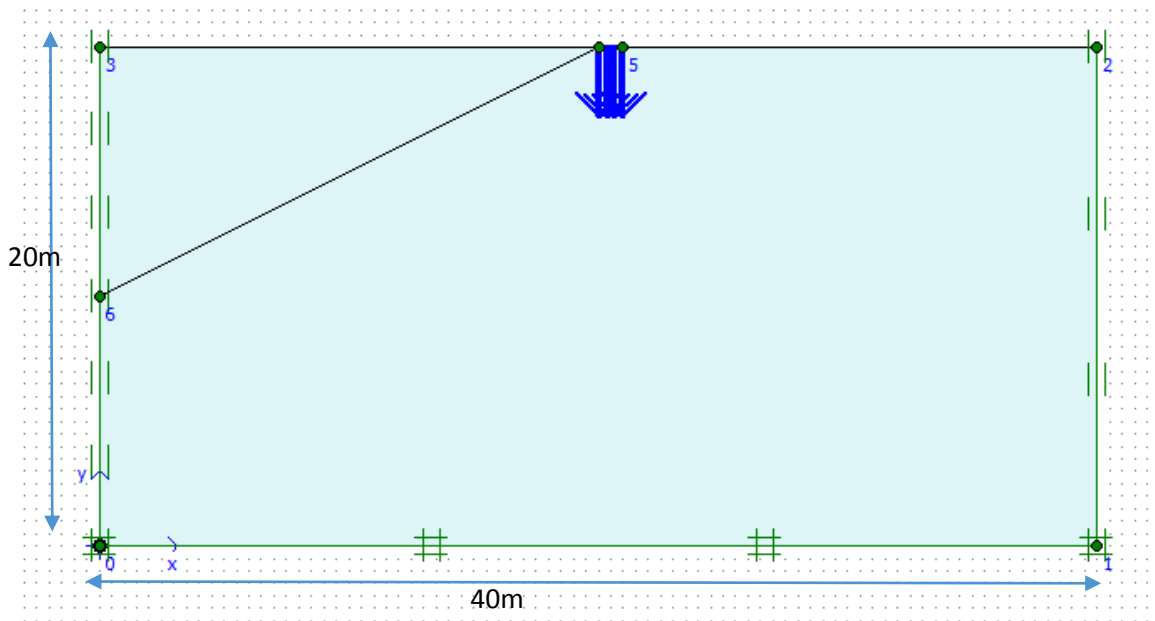


Figure III.1 (b) Géométrie du problème pour une pente de $(1/2)$

III.3 Caractéristiques générales :

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

III.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.

III.3.2. Conditions aux limites :

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

III.3.3. Caractéristiques des matériaux :

Caractéristiques de sol :

Le sol est régi par un critère élasto-plastique où la loi de comportement de Mohr-Coulomb est adoptée. Les propriétés du sol sont résumées dans le tableau (III.1).

Tableau III.1 Paramètres géotechniques du sol

Paramètre	Sable	Unité
Poids volumique	16,5	kN/ m3
E ref50 (Pref =100KPa)	10000	kN/ m2
Eur (Pref =100KPa)	10000	kN/ m2
ErefOed (Pref = 100KPa)	10000	kN/ m2
Cohésion C	0	Degré
Angle de frottement φ	27	Degré
Angle de dilatance ψ	0	-
Coefficient de Poisson	0.2	-
K ne	0,54	kN / m2
Résistance à la traction	0	-
Coefficient à la rupture	0.9	-
Puissance m	0.55	-
Coef de réduction Rint er	1	-

III.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 III.2).

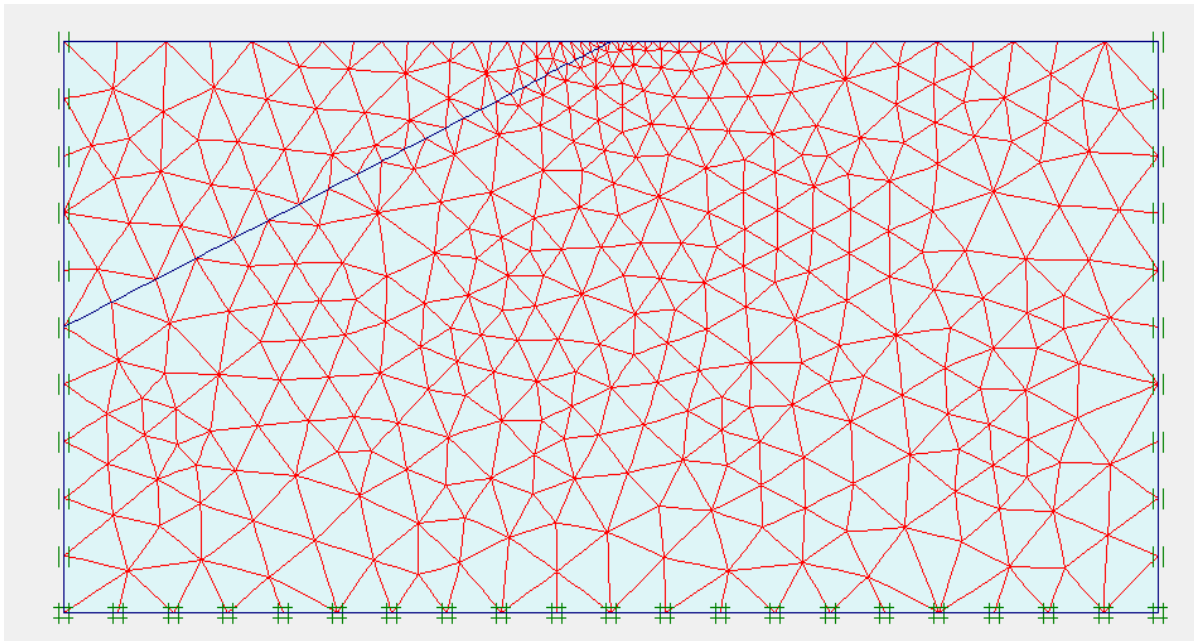


Figure III.2 : Maillage avant le calcul

III.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).

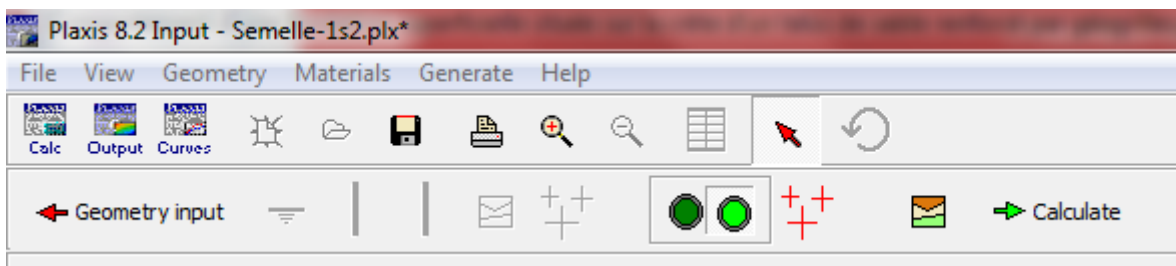


Figure III.3 : Initialisation des contraintes initiales avec la procédure K0

CHAPITRE III

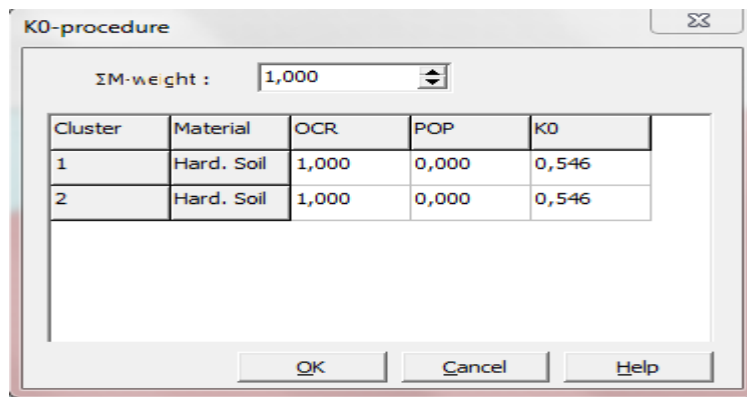


Figure III.4 : Choix de K0

Les contraintes initiales sont alors calculées.

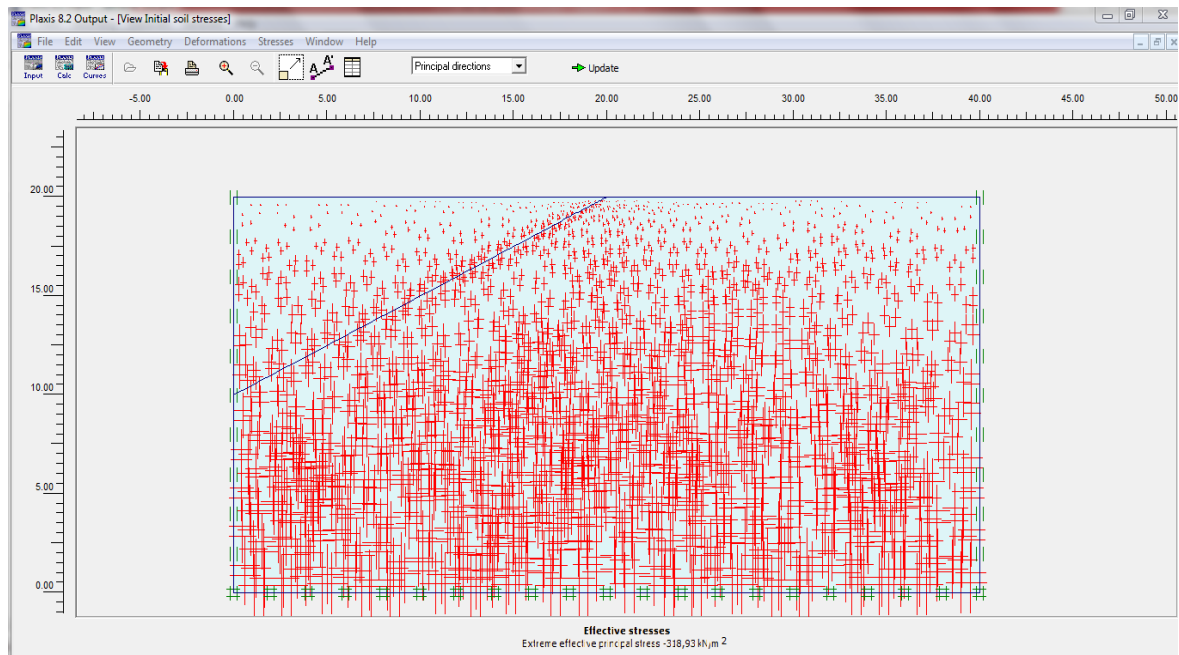


Figure III.5 : Valeurs des contraintes initiales

III.3.6. Calculs

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

CHAPITRE III

a) Général

On choisit un calcul plastique.

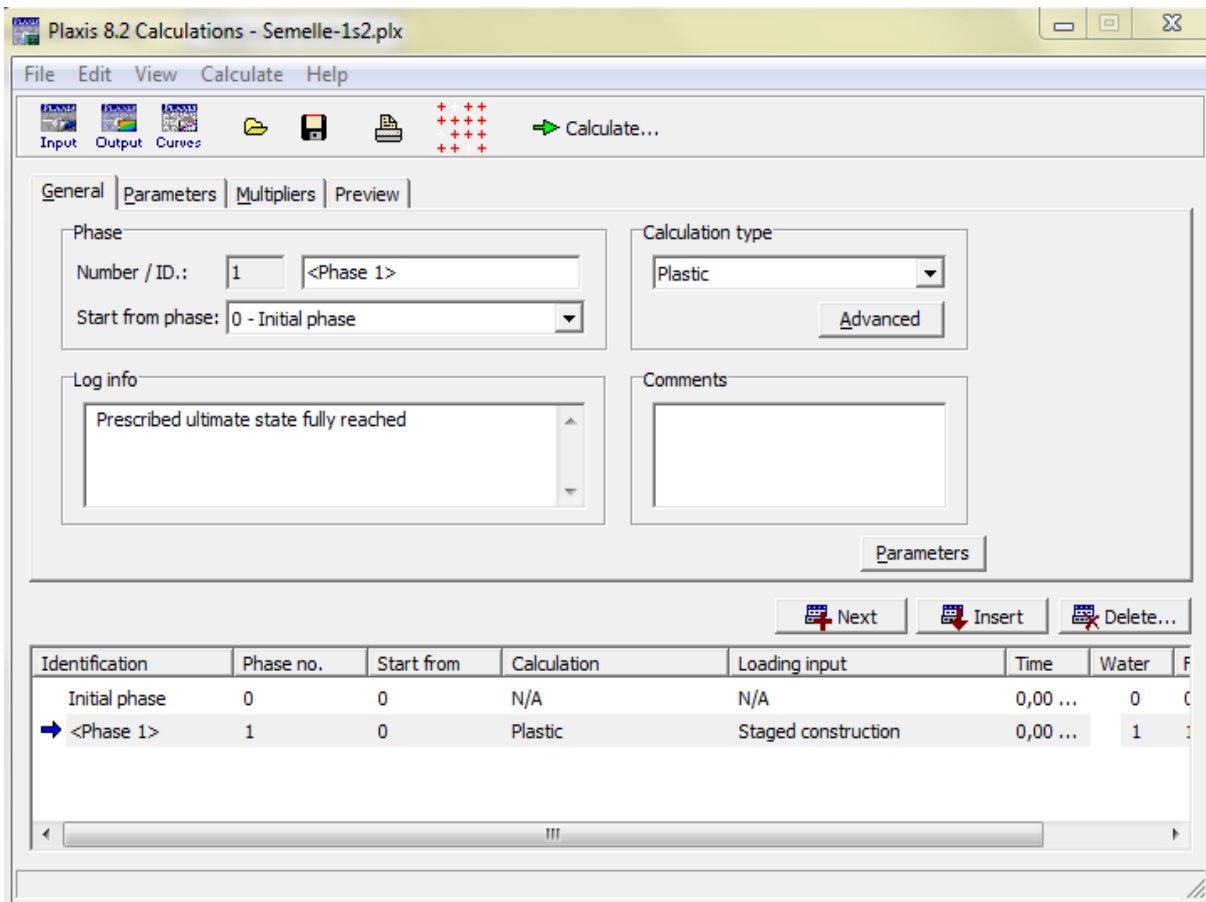


Figure III.6 Menu général de calcul

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.

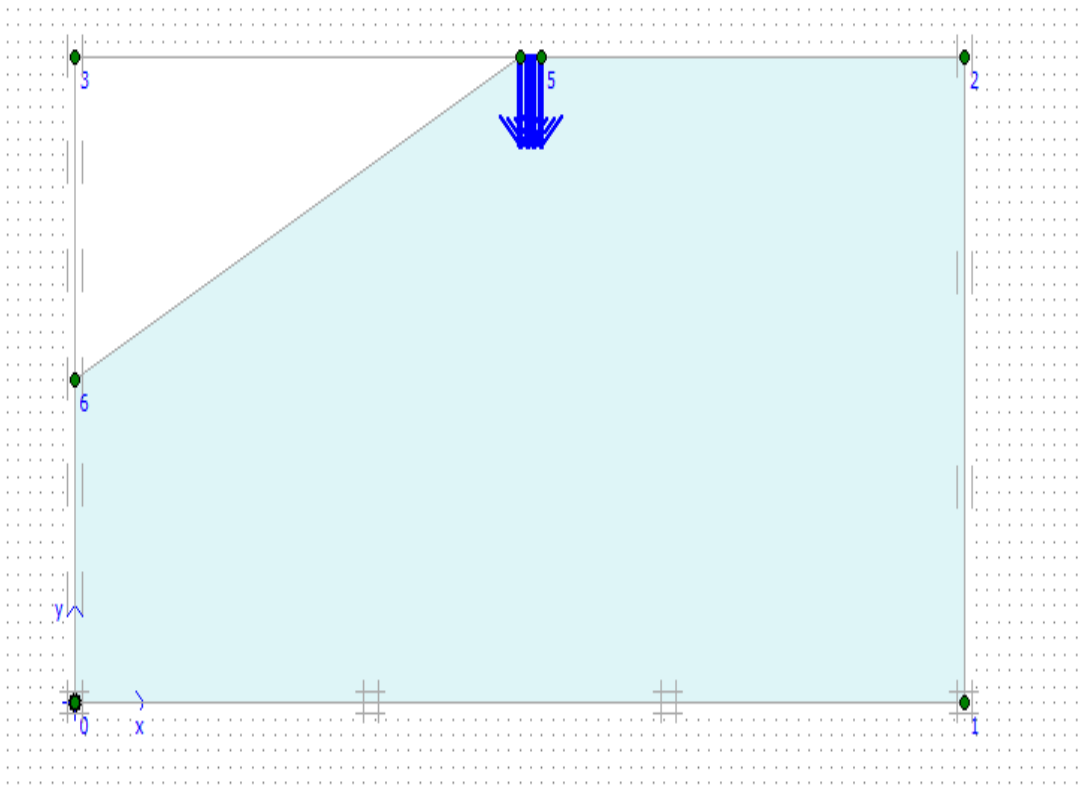


Figure III .7 : Excavation de talus

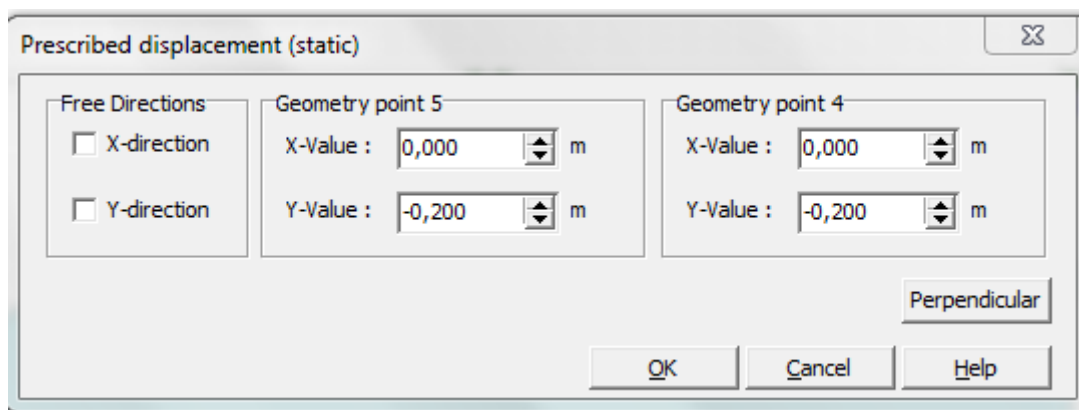


Figure III.8 : Valeurs de déplacement imposé

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.

CHAPITRE III

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 (III.9).

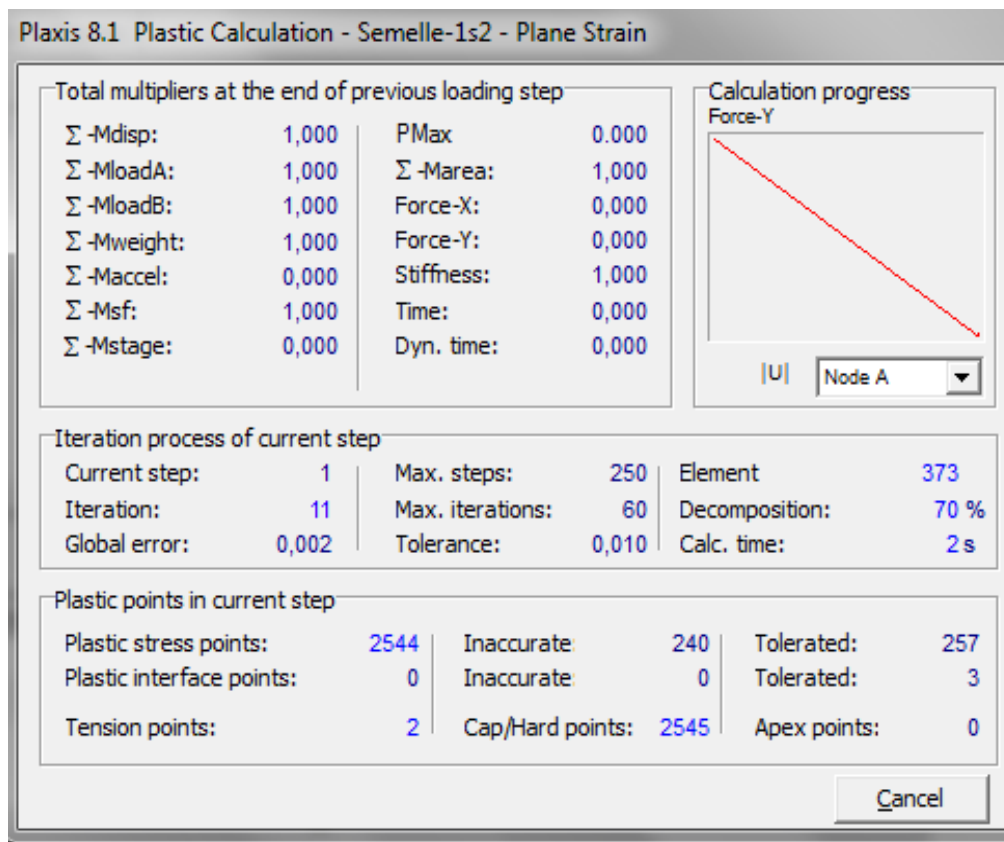



Figure III.9 Fenêtre d'évolution de calcul

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.

CHAPITRE III

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 (III.10) représente la contrainte effective pour une surface horizontale une pente =0.

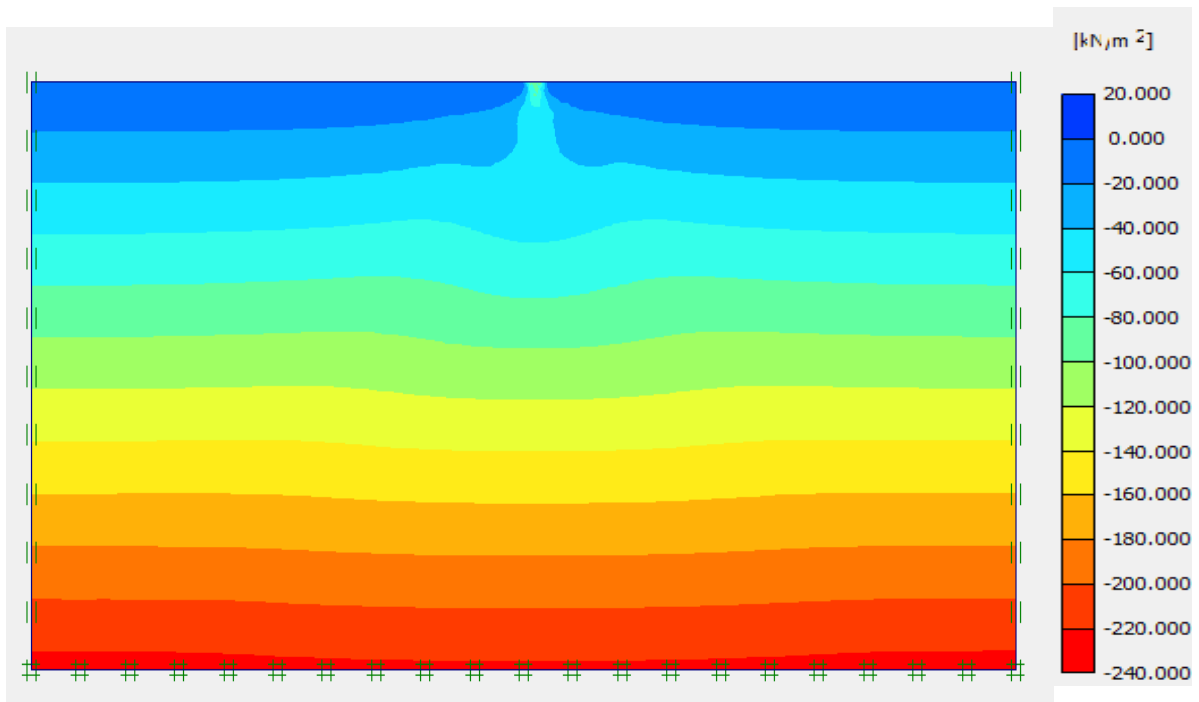


Figure III.10 : Contraintes totales

CHAPITRE III

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

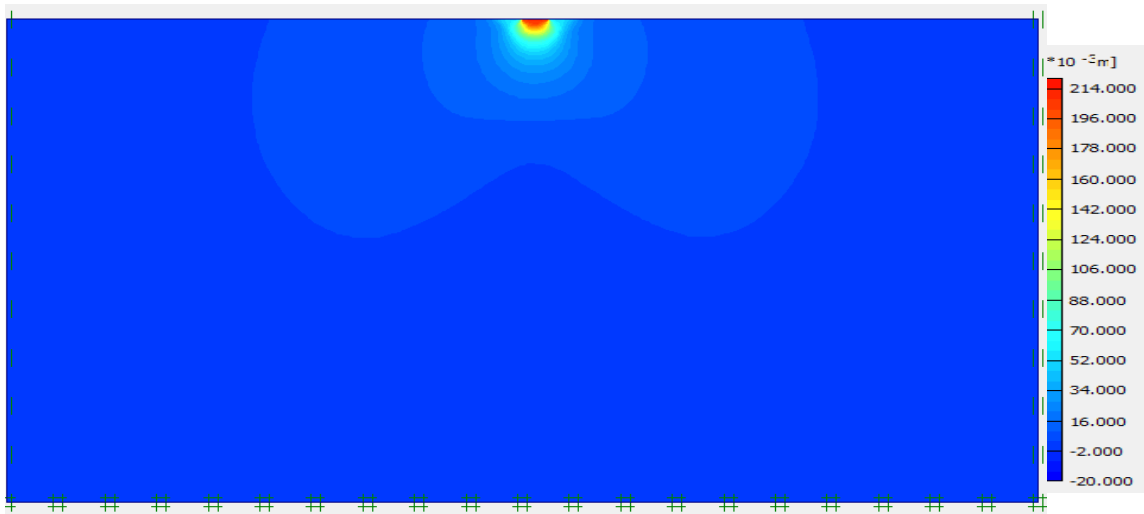


Figure III.11 : Déplacements totaux

Le mécanisme de rupture observé pour une surface horizontale (une pente =0) sur la figure (III.12).Ce type de rupture est appelé rupture par cisaillement généralisé (Vesic, 1973)

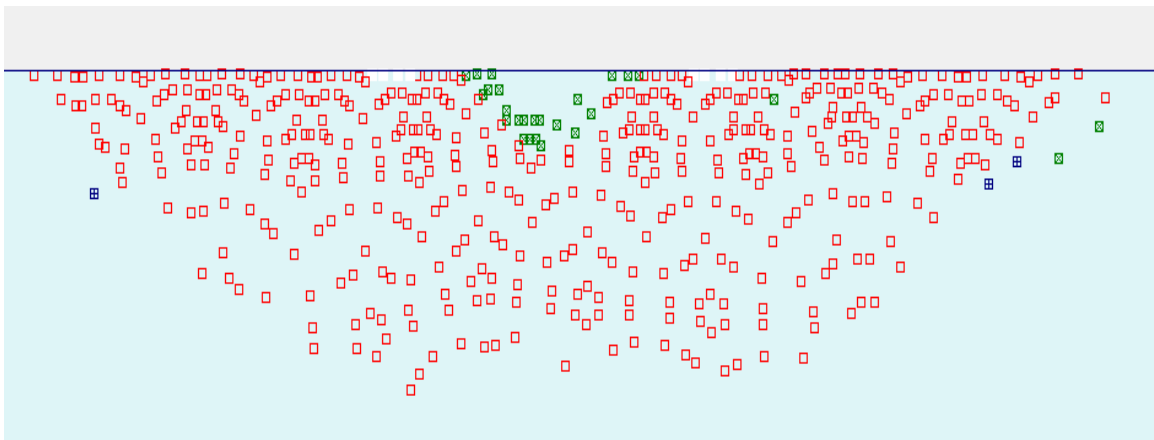


Figure III.12 : Points plastiques

B) une pente de $(1/2)$

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

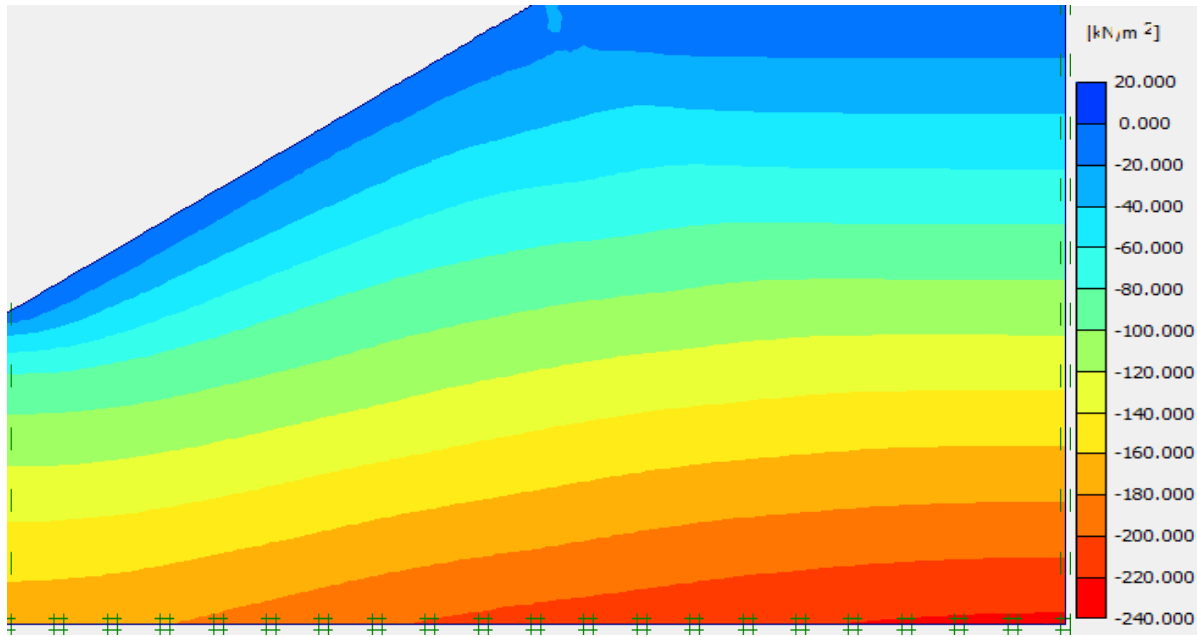


Figure III.13 : Contraintes totales

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

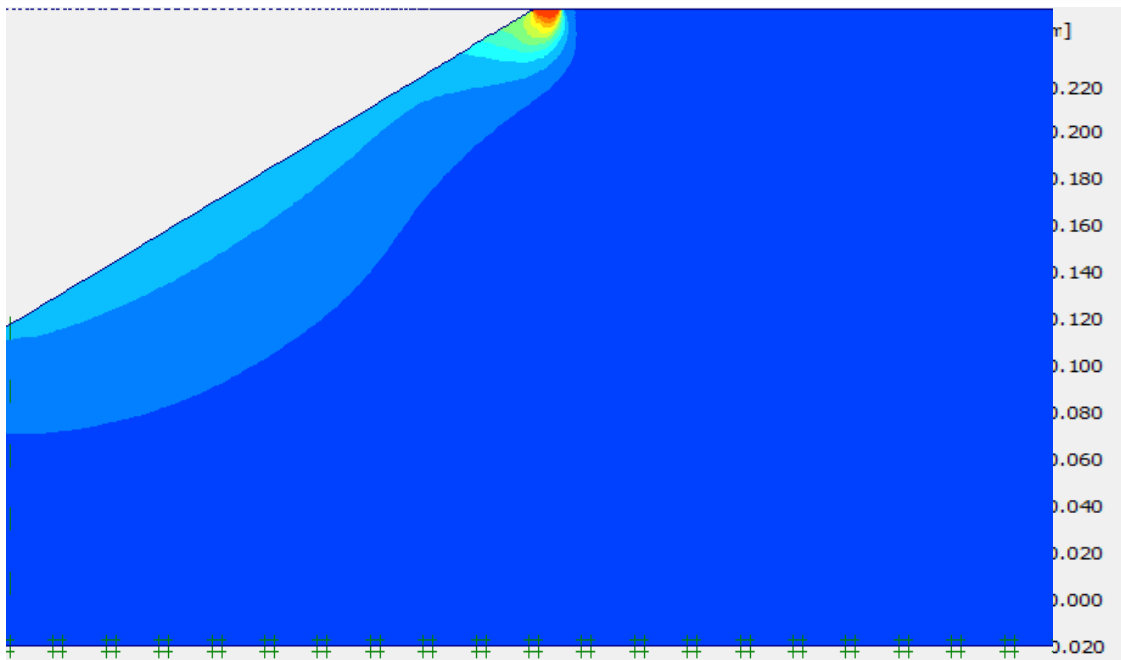


Figure III.14 : Déplacements totaux

CHAPITRE III

La figure représente points plastiques pour une surface horizontale une pente =1/2 La Figure (III.15) montre le mécanisme de rupture dans le sol pour ($d/B > 0$) assumés dans cette Solution D'efforts Caractéristiques.

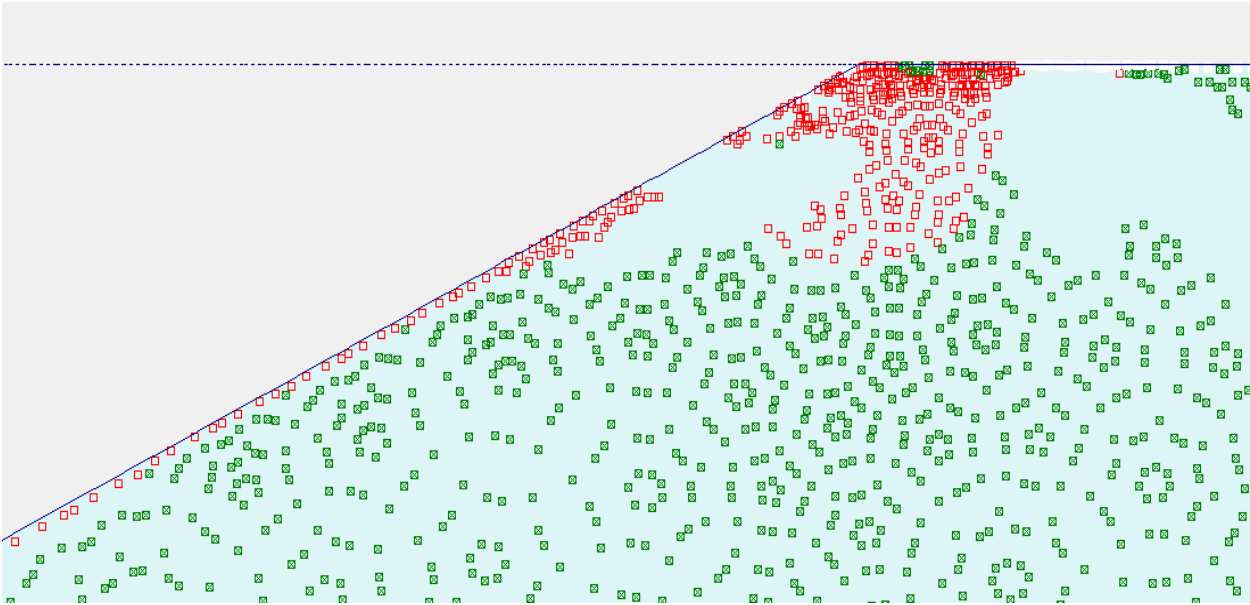


Figure III.15 : Points plastiques

Comparaison entre les résultats :

Premier cas : l'influence de la pente sur la capacité portante :

La figure (III.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).

CHAPITRE III

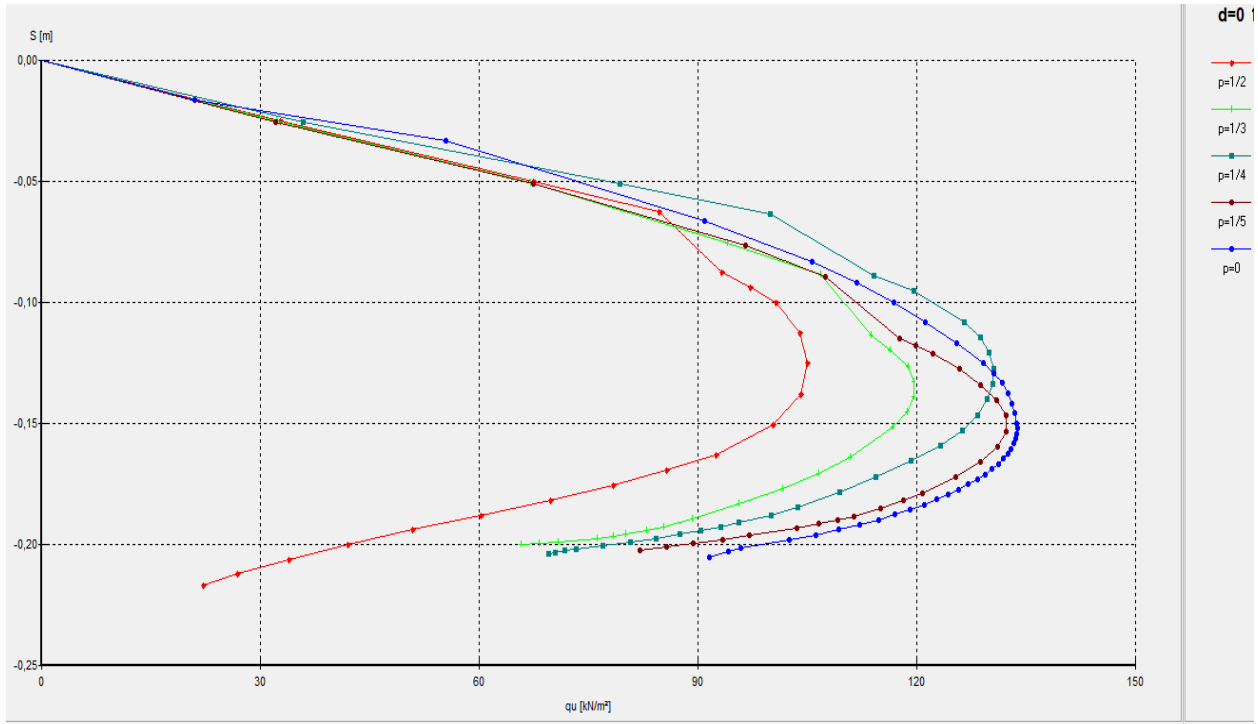


Figure III.16 : Courbes contrainte-tassement pour $d=0$

La figure (III.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).

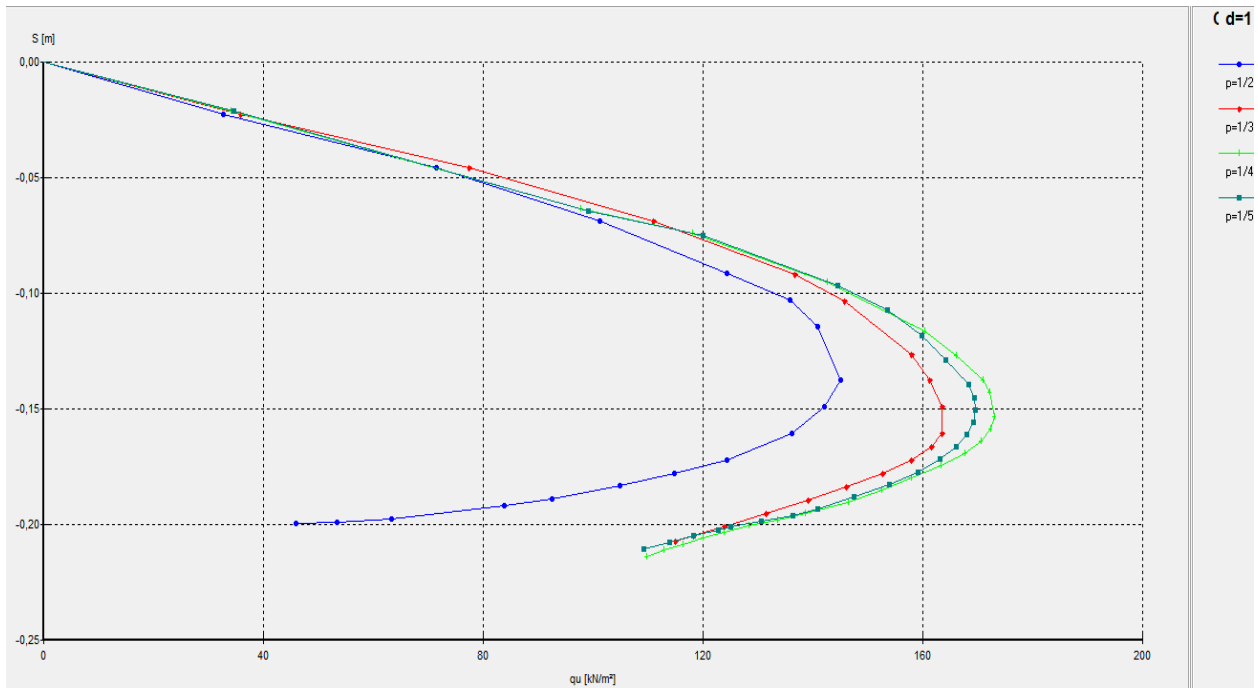


Figure III.17 : Courbes contrainte-tassement pour $d=1$

CHAPITRE III

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

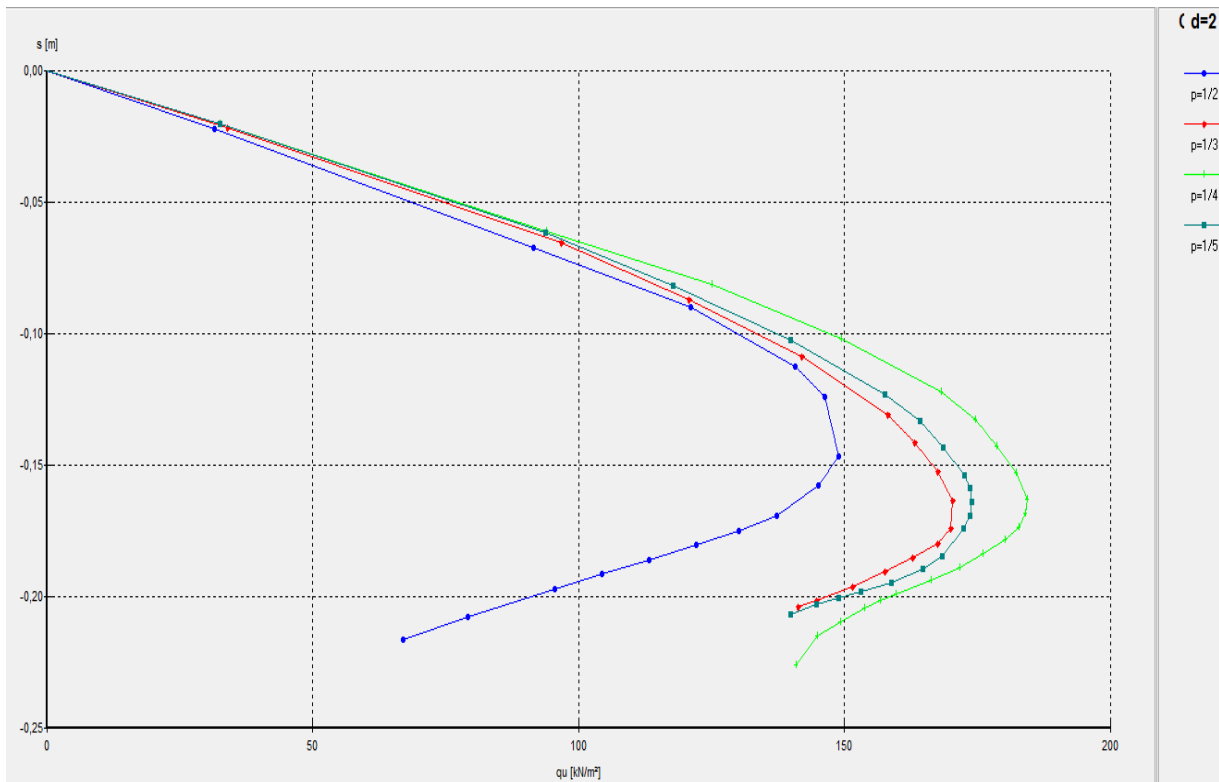


Figure III.18 : Courbes contrainte-tassement pour $d=2$

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

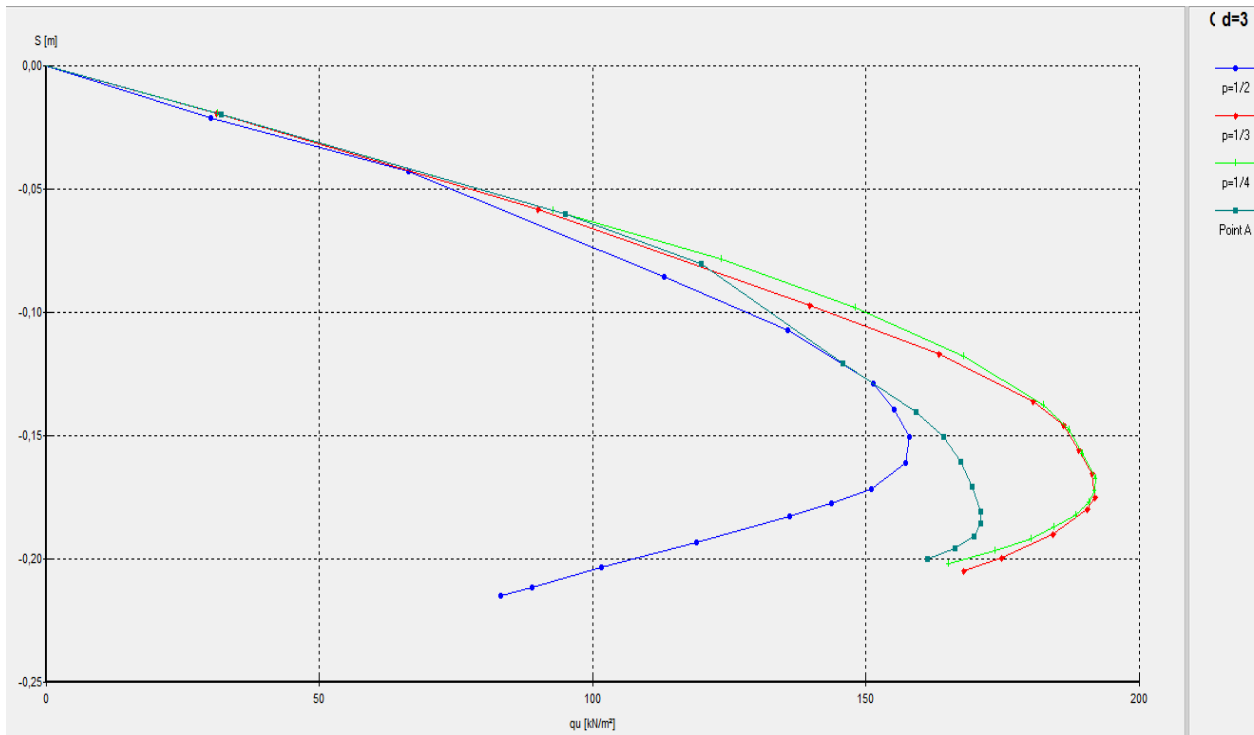


Figure III.19 : Courbes contrainte-tassement pour $d=3$

Comparaison des résultats :

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

Deuxième cas : l'influence de la distance d sur la capacité portante :

La figure (II.20) présente la variation des déplacements en fonction des contraintes, pour une pente de $(1/2)$ avec d (0, 1, 2 et 3).

CHAPITRE III

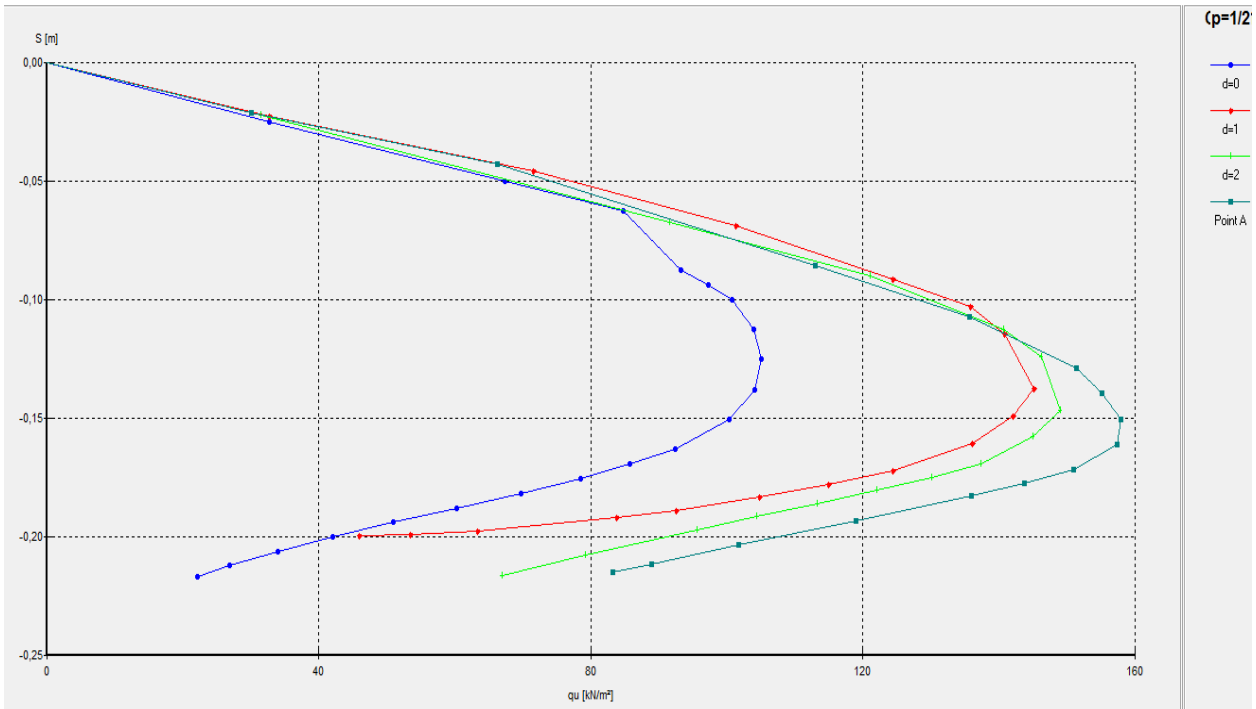


Figure III.20 : Courbes contrainte-tassement pour une pente 1/2

La figure (III.21) présente la variation des déplacements en fonction des contraintes, pour une pente de (1/3) avec d (0, 1, 2 et 3).

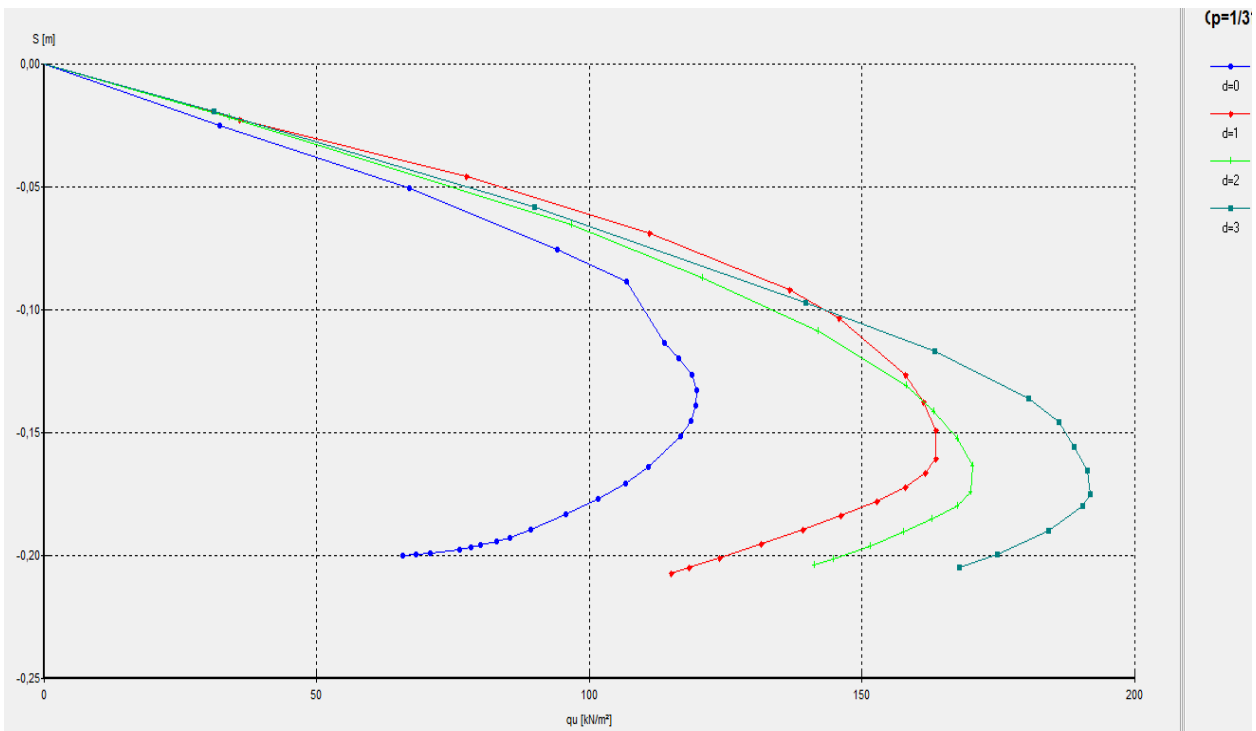


Figure III.21 : Courbes contrainte-tassement pour une pente (1/3)

CHAPITRE III

La figure (III.22) présente la variation des déplacements en fonction des contraintes, pour une pente de (1/4) avec d (0, 1, 2 et 3).

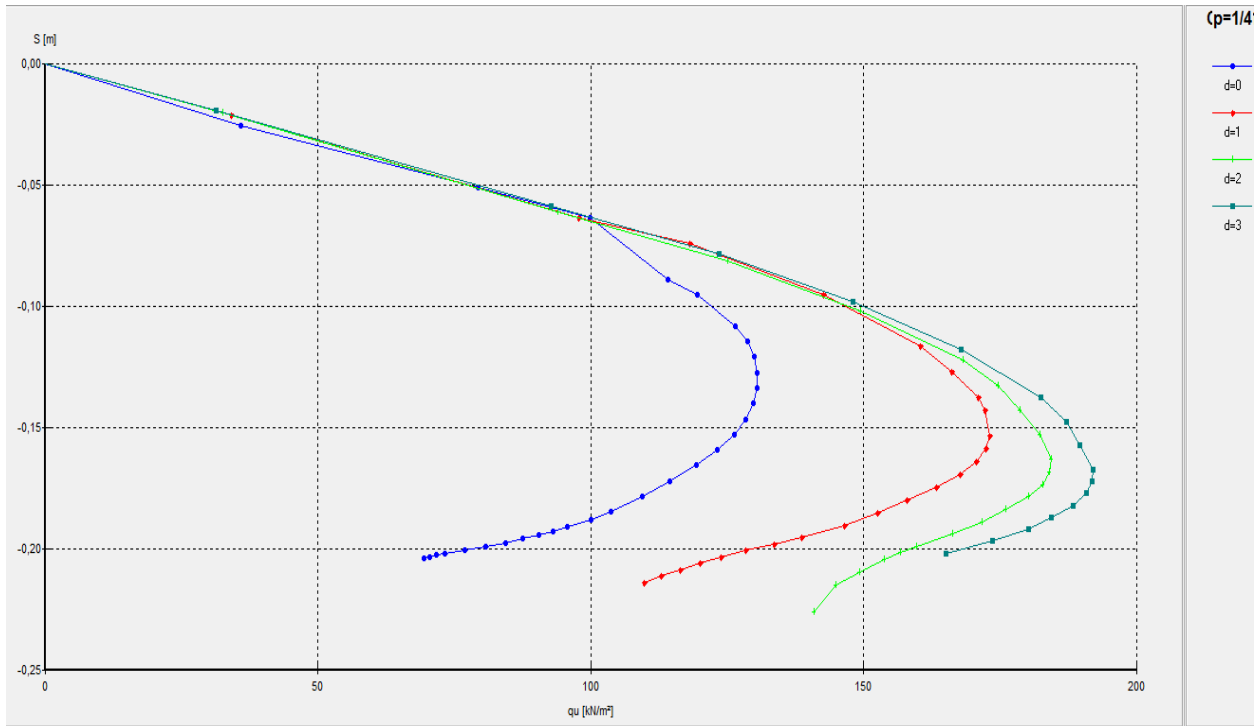


Figure III.22 : Courbes contrainte- tassement pour une pente (1/4)

CHAPITRE III

La figure (III.23) présente la variation des déplacements en fonction des contraintes, pour une pente de (1/5) avec d (0, 1, 2 et 3).

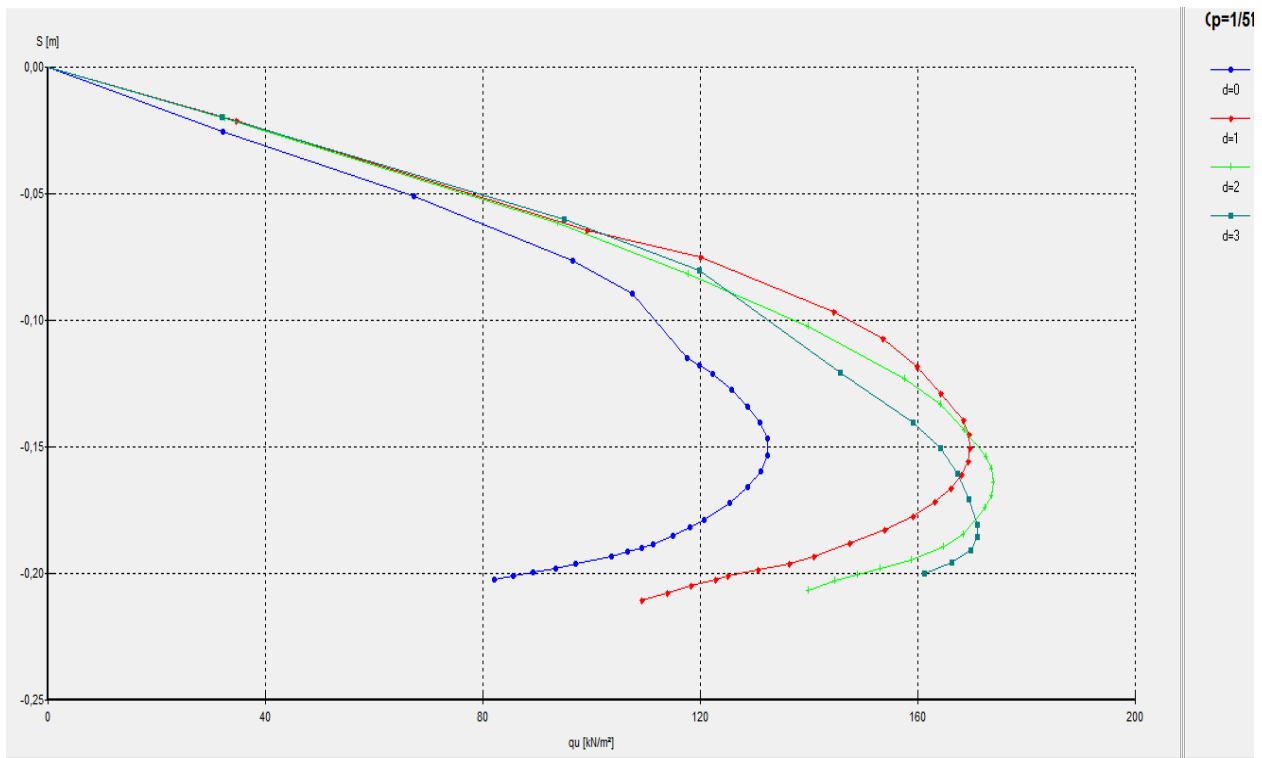


Figure III.23 : Courbes contrainte- tassement pour une pente (1/5).

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 augment de la distance d .

CHAPITRE III

Synthèse

Dans cette étude on a déterminé en utilisant le code Plaxis (2008) de capacité portante.

L'analyse de cette étude a permis de conclure les résultats suivants :

- L'angle de l'inclinaison de la pente où la fondation est située, a une grande influence sur la capacité portante où il devient plus faible lorsque cet angle augmente.
- La capacité portante de la fondation augmente avec l'accroissement de distance d .

Conclusion générale

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 figure.

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 d'interaction sol structures en 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 plusieurs paramètres incluant l'angle d'inclinaison de la pente β , et la distance entre la fondation et la crête de talus d .

Cette étude paramétrique 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 capacité portante avec l'augmentation de l'angle de l'inclinaison de la pente par contre il devient plus fort lorsque augmente la position de la fondation par rapport à la crête.

Références bibliographiques

Terzaghi, K. (1943). *Theoretical Soil Mechanics*. John Wiley. New York

DTU 13.12 (1988). *Règles pour le calcul des fondations superficielles*. CSTB

Meyerhof, G. G. *The ultimate bearing capacity of foundations on slopes, in Proc., IV Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., London England, 1, 1957, 384.*

Hansen, J. B. *A revised and extended formula for bearing capacity, Bulletin 28, Danish Geotechnical Institute, Copenhagen, 1970.*

Vesic, A. S., *Bearing capacity of shallow foundations, in Foundation Engineering Handbook, Winterkorn, H. F., and Fang, H. Y., Eds., Van Nostrand Reinhold Co., 1975, 121.*

Saran, S., Sud, V. K., and Honda, S. C., *Bearing capacity of footings adjacent to slopes, J. Geotech. Eng., ASCE, 115(4), 553, 1989.*

Graham, J., Andrews, M., and Shields, D. H., *Stress characteristics for shallow footings in cohesionless slopes, Canadian Geotech. J., 25(2), 238, 1988.*

Gemperline, M. C., *Centrifuge modeling of shallow foundations, in Proc., ASCE Convention, 1988.*

Bakir N (1993) *Etude sur modèles centrifuges de la capacité portante de fondations superficielles*, Thèse de doctorat en génie civil de l'Ecole Centrale de Nantes ECN.

Prandtl L. (1920). Über die Härte plastischer Körper. *Nachr. Königl. Ges. Wissensch., Göttingen, Mathematisch-physikalische Klasse, 74-85.*

Hanna, A.M., and Meyerhof, G.G., 1979. "Ultimate bearing capacity of foundations on a Threelayer soil, with special reference to layered sand." *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 16, No.2, pp. 412-414.

Hanna, A.M., and Meyerhof, G.G., 1980. "Design chartes for ultimate bearing capacity of foundations of sand overlying soft Clay." *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 17, No.2, pp. 300-303.

BAZIZ F. (2012). Comportement d'une fondation superficielle située sur la crête d'un talus de sable renforcé par géogrilles. Mémoire de Magister a Université de Batna.

Mansouri T. (2011). Etude par élément finis de la capacité portante d'une semelle filante implantée sur une pente en sable renforcée par des géogrilles supportant des ancres des en grilles. Mémoire de Magister a Université de Batna.

BRAHMI N. (2015). Modélisation numérique d'une fondation située à proximité d'une pente. Mémoire de fin d'étude de Master à Université de Biskra.

LISTE DES FIGURE

LISTE DES FIGURE

CHAPITRE I

Figure I.1.1 Rapport D/B définissant le type de fondation selon le DTU 13.12(1988)	5
Figure I.1.2 Type de fondation	6
Figure I.2 Fondation superficielle	6
Figure I.2.a : fondation filante	7
Figure I.2.b : fondation isolée	8
Figure I.2.c : fondation de type radiers	8
Figure I.3 : Schéma de rupture du sol sous une fondation superficielle	10
Figure I.4 : courbes chargement- tassement pour une fondation filante (B largeur de la semelle).	11
Figure I.5 : courbe tassement- charge.	12
Figure I.2.1 : Surface de rupture par cisaillement général supposée par Terzaghi(1943) pour une semelle filante	13
Figure I.2.2 : Capacité portante. Méthode de superposition de Terzaghi (méthode « c-φ »)	13
Figure I.3.1 : Configuration sol/fondation	17
Figure I.3.2 : Fondation en crête de talus	18
Figure I.3.3 : allure de la zone plastique sous une fondation établie sur une pente [Meyerhof G (1957)].	19
Figure I.3.4 : variation du facteur de la capacité portante (Meyerhof) N_{cq} pour un sol purement cohésif (Fondation sur pente).	20
Figure I.3.5 : variation du facteur de la capacité portante (Meyerhof) $N_{\gamma q}$ pour un sol grenu (Fondation sur pente).	21
Figure I.3.6 Continue fondation sur une pente.	22
Figure I.3.7 : facteur de la capacité portante, N_{cq} (Meyerhof) pour un sol purement cohérent (Fondation sur talus).	23
Figure I.3.8 : facteur de la capacité portante $N_{\gamma q}$, (Meyerhof) pour Un sol grenu (fondation en haut d'un talus).	24

LISTE DES FIGURE

Figure I.3.9 : schémas de la zone de la rupture [Graham J, Andrews M, Shields D-H (1988)] (a) $Df/B > 0$ et (b) $b/B > 0$	28
Figure I.3.10 : Les valeurs théoriques de $N_{\gamma q}$, ($Df/B = 0$), d'après Graham et al.	29
Figure I.3.11 : Les valeurs théoriques de $N_{\gamma q}$ ($Df/B = 0.5$), d'après Graham et al.	30
Figure I.3.12 : Les valeurs théoriques de $N_{\gamma q}$, ($Df/B = 0.1$), d'après Graham et al	30
Figure I.3.13 : Semelles filantes non encastées, évolution de $i\beta$ (coefficient minorateur de la capacité portante).	31
Figure I.3.14 : Les coefficients réducteurs de portance $i\beta$ proposé pour différentes pentes de talus (1/2, 1/3, 2/3, 1/1) [Bakir N (1993)]	32

Chapitre II

Figure II.1 : Histoire de PLAXIS	35
Figure II.2. : Définition du module d'Young E	38
Figure II.3. : Résultats d'essais triaxiaux drainés et modèle élastoplastiques type Mohr-Coulomb	39

Chapitre III

Figure III-1(a) Géométrie du problème pour une surface horizontale	42
Figure III.1 (b) Géométrie du problème pour une pente de (1/2)	43
Figure III.2 : Maillage avant le calcul	45
Figure III.3 : Initialisation des contraintes initiales avec la procédure K0	45
Figure III.4 : Choix de K0	46
Figure III.5 : Valeurs des contraintes initiales	46
Figure III.6 Menu général de calcul	47

LISTE DES FIGURE

Figure III .7 : Excavation de talus	48
Figure III.8 : Valeurs de déplacement imposé	48
Figure III.9 Fenêtre d'évolution de calcul	49
Figure III.10 : Contraintes totales	50
Figure III.11 : Déplacements totaux	51
Figure III.12 : Points plastiques	51
Figure III.13 : Contraintes totales	52
Figure III.14 : Déplacements totaux	52
Figure III.15 : Points plastiques	53
Figure III.16 : Courbes contrainte-tassement pour d=0	54
Figure III.17 : Courbes contrainte-tassement pour d=1	54
Figure III.18 : Courbes contrainte-tassement pour d=2	55
Figure III.19 : Courbes contrainte-tassement pour d=3	56
Figure III.20 : Courbes contrainte-tassement pour une pente 1/2	57
Figure III.21 : Courbes contrainte-tassement pour une pente (1/3)	57
Figure III.22 : Courbes contrainte- tassement pour une pente (1/4)	58
Figure III.23 : Courbes contrainte- tassement pour une pente (1/5).	59