REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA



Faculté de **T**echnologie

Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil

Spécialité : Géotechnique

THEME

Etude d'une fondation superficielle au bord d'un talus

Présenté par

- **Tehami Abdelouahab**
- **Benchamma Abdelatif**

Proposé et Dirigé par

Dr. Medjitna Lamia

Promotion sept 2020

Sommaire

Introduction général……01

Chapitre I : Généralités sur les fondations superficielles

I. 1. Introduction …….. ….. ……..03

I. 2. Généralités..... ….03

I. 3. Définition……..... 03

I. 4. Choix du type de fondation ……..…. ….....04

I. 4.1. Fondation superficielle ……..…….. ...04

I. 4.1.1. Types de fondations superficielles……..... ...04

I. 5. Capacité portante……..... ..05

I. 5.1. Mécanisme de rupture……..... 05

I. 5.2. Calcul de la capacité portante à partir des essais de laboratoire (Méthode « C-ϕ »)…… 06

I. 5.2.1. Exemple de calcul de la capacité portante pour une semelle filante, charge verticale et centrée..... 06

I. 5.2.2. Influence de la forme de la fondation. charge verticale etcentrée ……... 08

I. 5.2.3. Influence de l'excentrement de la charge ……... 08

I. 5.2.4. Influence de l'inclinaison de la charge……..... 09

I. 5.2.5. Fondations sur sols hétérogènes…….……... 10

I. 5.3. Capacité portante d'une semelle (ou taux de travail admissible de sol) P_{adm}…… 10

I. 5.3.1. Dimensionnement d'une semelle à partir de l'essai pressiométriques ……..…….. 10

I.5.3.1. 1. Capacité portante unitaire…….... 10

I.5.3.1. 2. Capacité portante admissible d'une semelle…… 12

I.5.4. Tassement des fondations superficielles……..... 12

I.5.4.1. Calcul du tassement en utilisant la théorie de l'élasticité…… 12

I.5.4.2. Calcul du tassement utilisant les résultats de l'essai oedométrique……..... 13

I. 5.4.3. Calcul du tassement en utilisant les résultats de l'essai au Pressiométre MENARD……..…….. 13

I.6. Calcul de la capacité portante des fondations sur talus……..... 16

I. 6.1. Fondation au sommet d'un talus…… .20

I. 6.1.1. La solution de Meyerhof…… 20

I. 6.1.2. Solutions de Hansen et Vesic……..22

I. 6.1.3. Solution par l'équilibre limitent Et de l'analyse limite……...…….25

I. 6.1.4. Solution d'efforts caractéristiques……27

I. 6.1.5. Rapports Empiriques basés sur les tests de la Centrifugeuse…….....29

I. 7 Conclusion……..30

Chapitre II : Techniques renforcement des sols par les géotextiles

II. 1. Renforcement des sols par les géotextiles……..…..... 31

II.1.1. Généralités…… 31

II. 1. 2. Introduction…….....31

II. 1. 3. Les constituants…….31

II. 1. 4. Les caractéristiques ……..... …31

II.1. 5. Le mode d'assemblage..... ...32

II.1. 6. Principales fonctions des géotextiles……..... ...33

II.1. 6.1. Rôle mécanique……...…..... ...33

II.1. 6.2. Rôle hydraulique……..... ..34

II. 1. 7. Les cas d'utilisation des géotextiles…….…….. ..34

II. 1. 7. 1. Travaux routier…….. ..34

II. 1. 7. 2. Terrassements généraux…….. 35

II. 1. 7. 3. Travaux ferroviaires…….. ..37

II. 1. 7. 4. Travaux maritimes…….…… ..37

II. 1. 7. 5. Travaux hydrauliques…… ..38

II. 1. 8. Autres cas d'utilisation…….…….. ..39

II. 1. 8.1. Armatures de remblai……..... 39

II.1. 8.2. Nappe drainantes dans les remblais…….…..... .40

II.1. 8.2. Nappe résilles…….....40

II.1. 9. La durabilité des géotextiles……...… 41

II.1. 10. Conclusion……..... 42

Chapitre III :Présentation du code de calcul PLAXIS V8

III. 1. Introduction…….....43

III. 2. Concepts de base……....43

III. 3. Calculs par la méthode des éléments finis……...44

III. 4. Présentations de Plaxis……..45

III. 4. 1. Histoire de Plaxis……...45

III. 4. 2.Le code Plaxis……..45

III. 5. Conclusion……..50

Chapitre IV : Analyse numérique de la capacité portante d'une fondation filante située à proximité d'un talus.

IV. 1. Introduction……....51

IV. 2. Présentation du cas étudie……51

IV. 3. Caractéristiques générales…….52

IV. 3.1. Géométrie…….52

IV. 3.2. Conditions aux limites…….52

IV. 3.3 Modélisation de la fondation……...52

IV. 3.4. Caractéristiques des matériaux.....52

IV. 3.5. Génération du Maillage……...53

IV. 3.6. Conditions initiales……...53

IV. 4. Lancement des calculs…….....54

IV. 5. Influence de la variation de la pente du talus sur la capacité portante de la Fondation…….57

IV. 6. Influence de l'éloignement du sommet du talus sur la capacité portante de la fondation……..60

IV. 7. Effet du renforcement du sol par des géotextiles sur la capacité portante de la fondation…….62

IV. 8. Conclusion……...68

Remerciements

Nous remercions tout d'abord le bon dieu qui nous a aidé à terminer ce travail «Alahamde li ALLAH».

Nous tenons à remercier notre encadreur M^{me} Medjitna Lamia pour nous avoir proposé un sujet intéressant et pour la confiance qu'elle nous a accordé. Elle nous a dirigé tout au long de cette étude et nous a donné les grands axes de la recherche. Nous la remercions aussi pour sa disponibilité et sa gentillesse.

Nos remerciements vont ensuite aux membres du jury pour avoir accepté de présider le jury de notre mémoire et nous avoir fait l'honneur d'accepter d'être nos examinateurs.

Nous tenons à exprimer nos sincères remerciements ainsi que notre grande gratitude et reconnaissance envers tous nos enseignants du « Département de Génie civil » de l'université de Médéa.

Nous souhaitons également remercier nos collègues et amis avec qui nous avons passé de bons moments.

Nous tenons à remercier enfin nos familles 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 notre reconnaissance.



Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

À l'être le plus cher de ma vie Qui m'a soutenue durant tout mon parcours, Qui m'a aidée et encouragée sans cesser de garder toujours espoir

À ma chère MAMAN.

À l'homme qui m'a toujours guidé vers le droit chemin avec son amour ses sacrifices et encouragements son soutien moral

À mon cher PAPA.

À mes chères nièces ***RAZANE*** *et* ***NAILA****, sœurs et belle sœur*

À mes chers frères, sœurs et belle sœur
AMINE, HADI, DANOUR,HAMZA,MEHDI,BELKACEM, SINA, OUMELKHEIR et AMINA

À Mes grandes mères (YAMINA, FATMA et FATMA)

Mes oncles et tantes (Mohamed, AISSA, NASR EDDINE et AMINE, LYNDA, F.ZOHRA, NORA, LEILA, F.ZOHRA.

Ma cousine wafaa

À mon très cher ami ***YACINE*** *que j'estime énormément.*

À mon binome ***ABDELLATIF*** *.*

À notre chouchou ***YOUCEF*** *et ses parents* ***« SALIM et LAMIA.***

À mes chèrs amis avec qui j'ai partagé les meilleurs moments de ma vie :
AMINE; OUSSAMA ; KHALED ; RABAH et MEHDI.

Un Hommage appuyé revient aussi à la femme avec qui on a appris le sens de la vie ma grande mère qui nous a quitté cela fait 06 ans tu resteras toujours gravé dans nos cœurs (chère maman)

TEHAMI ABDELOUAHAB

ملخص

إن الحالة الخاصة لوجود أساس بالقرب من منحدر هي حالة غالبا ما نواجهها عمليا لإإن تقييم قدرة تحمل الأساسات السطحية في هذه الحالة هي واحدة من اكبر المشاكل في الهندسة الجيوتقنية. وقد أظهرتالدراسات النظرية والتجريبية انه عندما يقع أساس سطحي على حافة المنحدر,فان قدرة تحمله تتأثر بشكل كبير بوجود هدا المنحدر وتصبح اقل من قدرة التحمل الخاصة لسطح أفقي حيث تضرب في معامل تخفيض.

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

بالإضافةإلىدالك, تم إجراء دراسة عددية باستخدام برنامج تفاعل بين التربة والهياكل باستعمال العناصر المنتهية PLAXIS من خلال تغيير عدة معاملات بما في دالك زاوية ميل المنحدر β,والمسافة بين الأساس و قمة المنحدر d, لتقييم تأثير المنحدر على قدرة التحمل لأساس مستمر خاضع لتأثير قوة عمودية متمركزة على تربة ذات احتكاك يقترح تعزيز تربة الأساس باستخدام مواد التكسية الأرضية كحل لتحسين قدرة تحمل الأساس الموجود على حافة المنحدر

الكلمات المفتاحية : قدرة التحمل, أساس مستمر,منحدر,بلاكسيس. Plaxis

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 ß, 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.

Le renforcement du sol de fondation par des géotextiles est proposé comme solution pour l'amélioration de la capacité portante de la fondation située au bord d'une pente.

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

Abstract

The particular configuration of à foundation located near a slope is a case frequently encountered inpractice. However the evaluation of the bearingcapa city of shallow foundations in this case is oneof the major problems in geotechnical engineering. The theoretical and experimental studies haveshown that, when a shallow foundation is located atthe edge of a slope, its bearing capacity issignificantly affected by the presence of the slope and it becomes lower than that with anhorizontalground and it should be multiplied by a reductionfactor.

The objective of this thesis is to present a literature review concerning the works done to study theinfluence of the slope on the bearing capacity of shallowfoundations.

Also, a numerical study was conducted using a program of soil-structures interaction using finiteelements (PLAXIS) and by varying several parameters including the inclination angle of the slopeβ 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 avertical load resting on a soil withfriction.

Reinforcement of the foundation soil with geotextiles is proposed as a solution for improving the bearing capacity of the foundation located at the edge of a slope.

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

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I

figure	page
Figure I.1 : Caractéristique géométrique d'une fondation superficielle.	3
Figure I.2 : Types de fondations.	5
Figure I.3: Courbe de chargement d'une fondation superficielle.	5
Figure I.4: Mécanisme de rupture sous une fondation superficielle.	6
Figure I.5: Excentrements de la charge.	9
Figure I.6: Méthode de la semelle fictive.	10
Figure I.7: Définition de la pression limite nette équivalente.	11
Figure I.8: Modules pressiométriques à considérer pour le calcul du tassement d'une fondation.	15
Figure I.9: Configuration sol/fondation.	16
Figure I.10: Fondation en crête de talus.	16
Figure I.11: Allure de la zone plastique sous une fondation.	17
Figure I.12: variation du facteur de la capacité portante (Meyerhof) $N_{\gamma q}$ pour un sol purement cohésif (Fondation sur pente).	18
Figure I.13: variation du facteur de la capacité portante (Meyerhof) $N_{\gamma q}$ pour un sol grenu (Foundation sur pente).	19
Figure I.14: Continue fondation sur une pente.	20
Figure I.15: facteur de la capacité portante, Ncq (Meyerhof) pour un sol purement cohérent (Foundation sur talus).	21
Figure I.16 : facteur de la capacité portante $N_{\gamma q}$, (Meyerhof) pour Un sol grenu (fondation en haut d'un talus).	22
Figure I.17 : schémas de la zone de la rupture [Graham J, Andrews M, Shields D-H (1988)] à Df/B>0 et (b) b/B>0	27
Figure I.18: Les valeurs théoriques de $N_{\gamma q}$ (Df /B= 0), d'après Graham et al.	27
Figure I.19 : Les valeurs théoriques de $N_{\gamma q}$ (Df /B= 0.5), d'après Graham et al.	28
Figure I.20 : Les valeurs théoriques de $N_{\gamma q}$ (Df /B= 1), d'après Graham et al.	28
Figure I.21: Semelles filantes non encastrées, évolution de iβ (coefficient min orateur de la capacité portante).	29
Figure I.22: Les coefficients réducteurs de portance iβ proposé pour différentes pentes de talus (1/2, 1/3, 2/3, 1/1) [Bakir N (1993)]	30

Chapitre II

Figure II.1: Les géotextiles non tissés.	32
Figure II.2: Les géotextiles tissés.	33
Figure II.3: Les géotextiles routiers.	35
Figure II.4: Les géotextiles de terrassement.	35
Figure II.5: Les géotextiles en remblais.	36
Figure II.6: Les géotextiles de chemin de fer.	37
Figure II.7: Les géotextiles dans les travaux maritimes.	37
Figure II.8: Les géotextiles du domaine hydraulique.	38
Figure II.9 : Armatures de remblais.	40

LISTE DES FIGURES

Figure II.10 : Nappes drainantes dans les remblais**.**	40
Figure II.11 : Protection de talus contre l'érosion.	41
Figure II.12 : Différant type des géotextiles.	42

Chapitre III

Figure III.1 : Histoire de PLAXIS	51
Figure III.2. : Définition du module d'Young E	53
Figure III.3. : Résultats d'essais triaxiaux drainés et modèle élastoplastiques type Mohr-Coulomb	54

Chapitre IV

Figure IV.1(a) : Géométrie du problème pour une surface horizontale.	51
Figure IV.1 (b) : Géométrie du problème pour une pente de (1/2).	52
Figure IV.2 : Maillage avant le calcul.	53
Figure IV.3 : Initialisation des contraintes initiales avec la procédure K0.	54
Figure IV.4: Choix de K0.	54
Figure IV.5 : Valeurs des contraintes initiales.	54
Figure IV.6 : Menu général de calcul.	55
Figure IV.7 : Excavation de talus.	56
Figure IV.8 : Valeurs de déplacement imposé.	56
Figure IV.9 : Fenêtre d'évolution de calcul.	57
Figure IV.10 : Contraintes totales.	58
Figure (IV.11) : représente déplacements totaux pour une surface horizontale une pente =0.	58
Figure IV.12 : Contraintes totales.	59
Figure IV.13 : les déplacements totaux pour une pente1/2.	59
Figure IV.14: Courbes de chargement pour différentes pentes (1/2, 1/3 ,1/4).	60
Figure IV.15: Courbes de chargement pour, une pente (1/2).	61
Figure IV.16 : Courbes de chargement pour une pente (1/3). .	61
Figure IV.17 : la variation des déplacements en fonction des contraintes, pour la pente (1/4).	62
Figure IV.18 : modélisation de géotextile.	62
Figure IV.19: contraintes totale de talus renforcé par un géotextile.	63
Figure IV.20 : Les courbes de chargement de la fondation avant et après renforcement.	64
Figure IV.21 : la contrainte totale d'un talus renforcé par deux géotextiles.	64

LISTE DES FIGURES

Figure IV.22 : les courbes de chargement de la fondation avec deux nappes de géotextiles.	65
Figure IV.23 : la contrainte totale d'un talus renforcé par trois géotextiles.	65
Figure IV.24: les courbes de chargement de la fondation avec trois nappes de géotextiles.	66
Figure IV.25 : la contrainte totale d'un talus renforcé par quatre géotextiles.	66
Figure IV.26 : Courbes contrainte-tassement pour quatre géotextiles.	67
Figure IV.27 : Courbes contrainte-tassement pour différentes nombres de géotextiles.	67

Liste des tableaux

Tableau	Page
Tableau I.1 : Valeurs des facteurs de portance.	7
Tableau I.2 : Valeurs des coefficients de forme.	8
Tableau I.3: Définition des catégories conventionnelles des sols.	11
Tableau I.4 : Facteur de portance pressiométriques.	12
Tableau I.5 : coefficient de forme $C_{f.}$	13
Tableau I.6 : Coefficients de forme.	14
Tableau I.7 : Coefficient rhéologique α.	14
Tableau I.8 : Variation des facteurs de la capacité portante Nq ; N_C ; Nγ.	23
Tableau I.9 : Comparaison des valeurs de $N_{S.}$	24
Tableau I.10 : Facteurs de la capacité portante basés sur l'analyse de Saran, Sud, et Handa.	26
Tableau IV.1 : Paramètres géotechniques du sol.	53

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,

q_0 : Contrainte totale verticale au niveau de la base de la fondation.

k_p : Facteur de portance pressiométriques.

p_{le}^* : Pression limite nette équivalente,

S=Tassement de la fondation

iβ =coefficient min orateur de la capacité portante. N(φ), N c(φ), N q(φ) 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

LISTE DES NOTATIONS

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

υ= coefficient de Poisson

σ = contrainte

σ_1, σ_2, σ_3 = contraintes principales majeure, intermédiaire et mineure

σ' = contrainte effective

$\sum$Msf= coefficient total de sécurité

ψ= angle de dilata

Introduction Générale

L'un des sujets les plus importants dans le domaine de la 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 Nc, Nq et Nγ.

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.

Le présent mémoire est composé de quatre chapitres :

- **Le premier chapitre** : est une synthèse bibliographique consacrée à l'étude des problèmes de la capacité portante des fondations superficielles. 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 posées sur une surface horizontale.

  -**La troisième partie** est 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.

- **Le deuxième chapitre** est un aperçu bibliographique sur les géotextiles et le renforcement des sols par cette technique dans le domaine du génie civil.

- **Le troisième chapitre :** présent les principes du code de calcul PLAXIS V8 utilisé pour

élaborer les simulations numériques de cette étude ainsi que les modèles de comportement utilisés dans ce code de calcul.

- **Le quatrième chapitre :** est une contribution 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 concerne l'influence de deux paramètres sur la capacité portante de la fondation, qui sont : la pente du talus, la distance entre la fondation et le bord du talus.

Le renforcement par des géotextiles est proposé ensuite comme solution pour l'amélioration de la capacité portante.

Chapitre I

Généralités sur les fondations superficielles

I.1 Introduction :

Les fondations superficielles et profondes sont des ouvrages géotechniques fréquemment rencontrés dans les projets de construction. Il existe une diversité de configurations, en fonction de la nature du sol, et de la l'importance de la structure.

I.2Généralités:

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.

Si on désigne par D la profondeur d'encastrement de la fondation dans le sol, par B sa largeur et par L sa longueur, on distingue Trios types de fondations :

- Fondation superficielle : $\frac{D}{B} \leq 4$ à 5
- Fondation profonde : $\frac{D}{B} \geq 10$
- Fondation semi-profonde : $4 \leq \frac{D}{B} \leq 10$

I.3 Définition :

La fondation est la partie de la structure qui transmet les charges directement au sol. Si le sol proche de la surface du terrain permet de supporter d'une manière convenable les charges transmises par la fondation, alors on a affaire à une fondation superficielle.

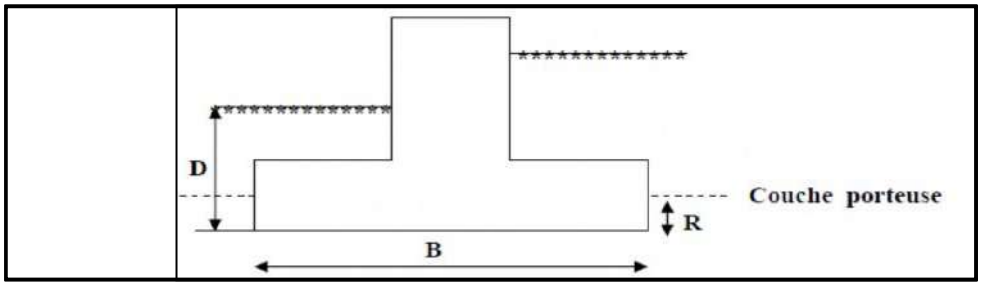


Figure I.1 : Caractéristique géométrique d'une fondation superficielle.

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 3.0 m (ou 06 fois la largeur B de la fondation (D/B 6)).

Si le sol superficiel est incapable de supporter les charges de la construction, alors il faut aller transmettre ces charges au bon sol situé en profondeur. On dit alors qu'on a affaire à des fondations profondes. Ce type de fondation est généralement constitué de pieux en béton armé, béton précontraint ou en acier, battus, foncés ou forés moulés et atteignant quelques dizaines de mètres pour relier la structure au bon sol.

I.4 Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation la plus appropriée est dicté par certains facteurs tels que :

- La nature de la structure;
- Les charges appliquées par la structure;
- Les caractéristiques du sol sous la fondation;
- Les coûts des fondations.

Cependant, afin de décider du type de fondation à utiliser, on doit d'abord explorer les couches du sol concernées, évaluer minutieusement les caractéristiques du sol sous la construction, puis évaluer par la suite la charge admissible que peut supporter le terrain. C'est à ce moment-là qu'on peut se prononcer sur le choix du type de fondation Superficielle ou profonde.

I.4.1Fondation superficielle :

Les fondations superficielles sont par définition, des fondations qui reposent sur le sol ou qui n'y sont que faiblement encastrées. Les charges qu'elles transmettent ne sollicitent que les couches superficielles ou peu profondes. Ce type de fondation est bien adapté pour des sols de surface ou peu profonde, ayant une résistance suffisante et peut se présenter sous forme de semelle isolée, filante ou radier (**Figure I.2**), et constitue la partie la plus basse de l'ouvrage qui transmet directement l'ensemble des charges de superstructure au sol.[8]

Une fondation superficielle est définie par les caractéristiques géométriques suivantes:

- la largeur B de la semelle (plus petit côté);
- la longueur L d'une semelle rectangulaire (plus petit côté);
- la hauteur d'encastrement D ; qui désigne l'épaisseur minimale des terres au-dessus du niveau de fondation;

L'ancrage de la semelle R qui désigne la profondeur de pénétration de la semelle dans la couche porteuse.

I.4.1.1 Types de fondations superficielles:

On distingue les semelles suivantes :

- Les semelles isolées divisée sen *:*
  1) Les semelles carrées : dans lesquelles L = B;
  2) les semelles rectangulaires : B < L < 5B;
  3) les semelles circulaires : b = 2R ;
- Les semelles filantes : L > 5B;
- Les radiers *:* les dimensions B et L sont importantes

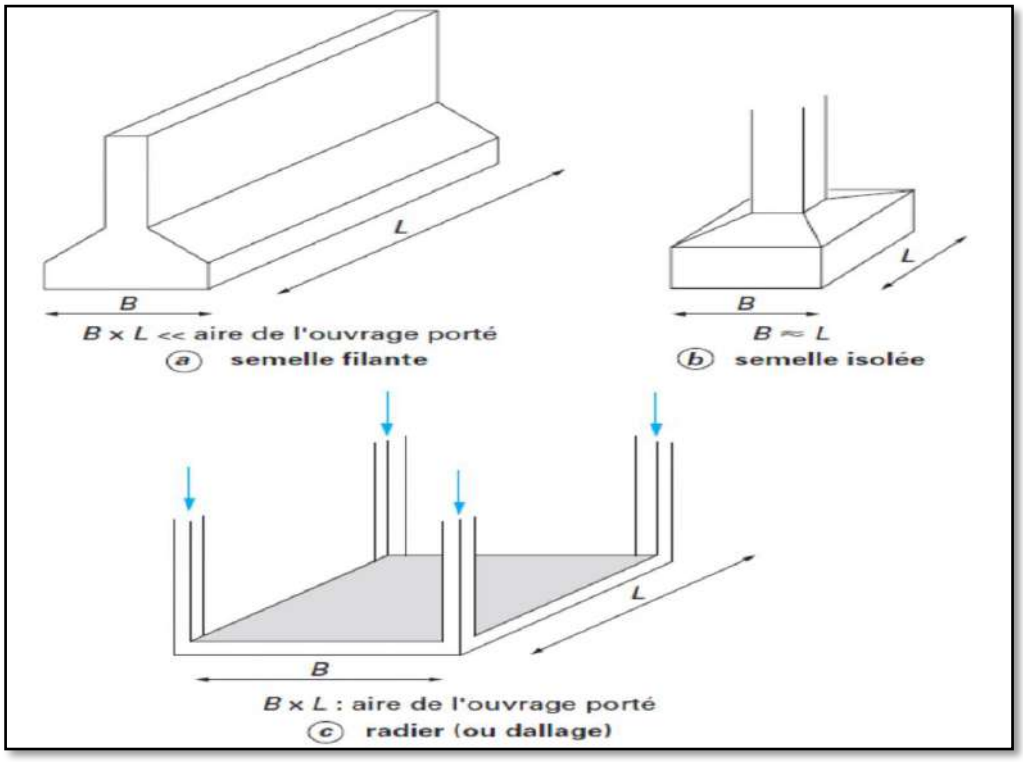


Figure I.2 : Types de fondations.

I.5 Capacité portante :

I.5.1. Mécanisme 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 chargement. 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).

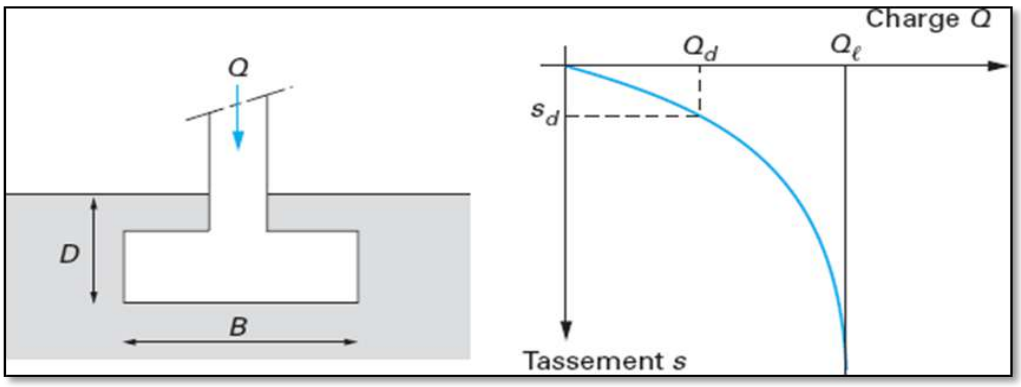


Figure I.3: Courbe de chargement d'une fondation superficielle.

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 I.4:

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

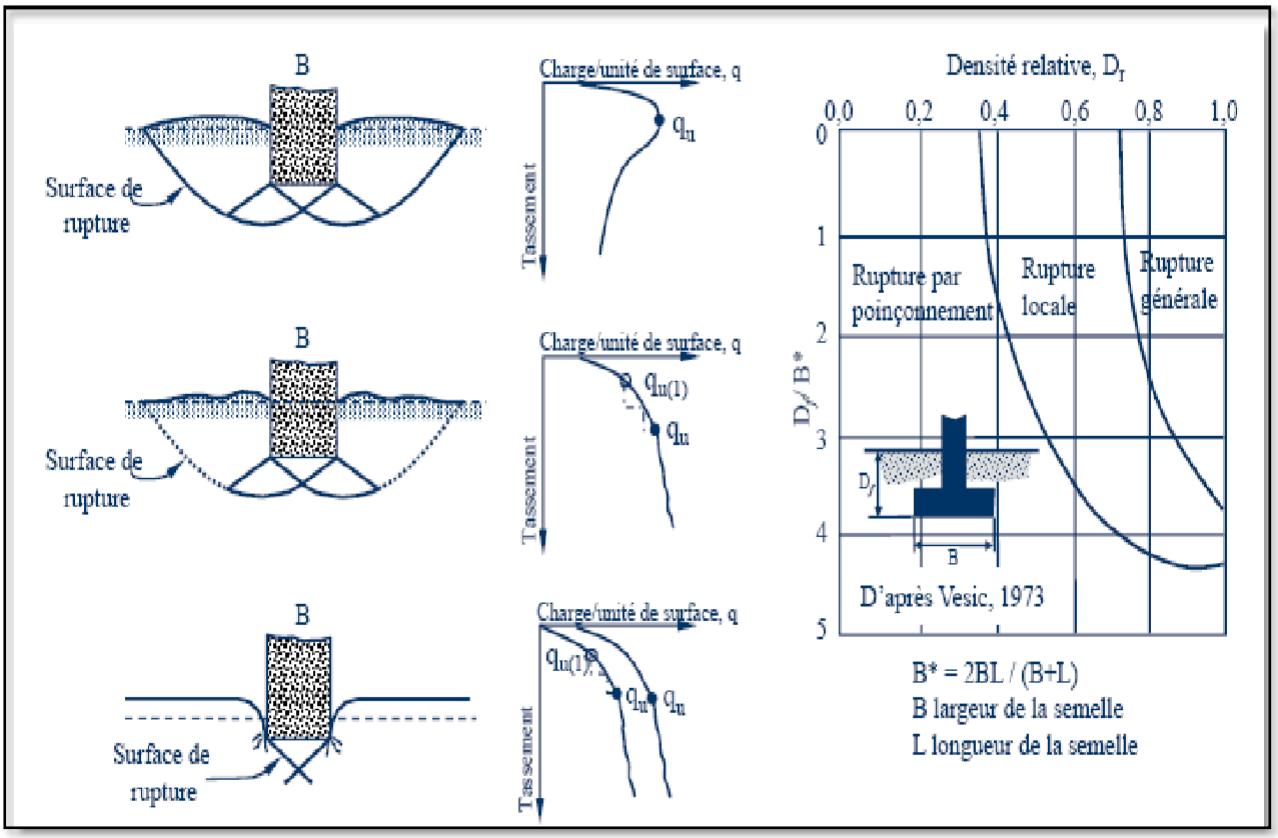


Figure I.4:Mécanisme de rupture sous une fondation superficielle

I.5.2 Calcul de la capacité portante à partir des essais de laboratoire (Méthode « C-ϕ ») :

En se basant sur les mécanismes de rupture se développant dans le sol sous une fondation dont les paramètres de résistance au cisaillement sont c (cohésion) et ϕ (angle de frottement) et en utilisant la théorie de calcul à la rupture on pourrait estimer la charge de rupture.

I.5.2.1 Exemple de calcul de la capacité portante pour une semelle filante, charge verticale et centrée :

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

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

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 ;
B : largeur de la fondation ;
D : profondeur d'encastrement de la fondation (profondeur à laquelle se trouve la base de la fondation) ;
$N_\gamma(\emptyset)$, $N_c(\emptyset)$ et $N_q(\emptyset)$: sont des facteurs de portance qui ne dépendent que de l'angle de frottement interne $\emptyset$du sol sous la base de la fondation.

Le tableau ci-dessous (tableau I.7) indique les valeurs à retenir pour les facteurs de portance selon les recommandations de l'euro code 7 :

Tableau I.1: Valeurs des facteurs de portance

ϕ	N_c	N_q	N_γ	N_γ(EC7)	ϕ	N_c	N_q	N_γ	N_γ(EC7)
0	5.14	1.00	0.00	0.00	25	20.72	10.66	10.88	9.01
1	5.38	1.09	0.07	0.00	26	22.25	11.85	12.54	10.59
2	5.63	1.20	0.15	0.01	27	23.94	13.20	14.47	12.43
3	5.90	1.31	0.24	0.03	28	25.80	14.72	16.72	14.59
4	6.19	1.43	0.34	0.06	29	27.86	16.44	19.34	17.12
5	6.49	1.57	0.45	0.10	30	30.14	18.40	22.40	20.09
6	6.81	1.72	0.57	0.15	31	32.67	20.63	25.99	23.59
7	7.16	1.88	0.71	0.22	32	35.49	23.18	30.21	27.72
8	7.53	2.06	0.86	0.30	33	38.64	26.09	35.19	32.59
9	7.92	2.25	1.03	0.40	34	42.16	29.44	41.06	38.37
10	8.34	2.47	1.22	0.52	35	46.12	33.30	48.03	45.23
11	8.80	2.71	1.44	0.66	36	50.59	37.75	56.31	53.40
12	9.28	2.97	1.69	0.84	37	55.63	42.92	66.19	63.18
13	9.81	3.26	1.97	1.05	38	61.35	48.93	78.02	74.90
14	10.37	3.59	2.29	1.29	39	67.87	55.96	92.25	89.01
15	10.98	3.94	2.65	1.58	40	75.31	64.20	109.41	106.05
16	11.63	4.34	3.06	1.91	41	83.86	73.90	130.21	126.74
17	12.34	4.77	3.53	2.31	42	93.71	85.37	155.54	151.94
18	13.10	5.26	4.07	2.77	43	105.11	99.01	186.53	182.80
19	13.93	5.80	4.68	3.30	44	118.37	115.31	224.63	220.77
20	14.83	6.40	5.39	3.93	45	133.87	134.87	271.75	267.75
21	15.81	7.07	6.20	4.66	46	152.10	158.50	330.34	326.20
22	16.88	7.82	7.13	5.51	47	173.64	187.21	403.65	399.26
23	18.05	8.66	8.20	6.50	48	199.26	222.30	496.0049	491.56
24	19.32	9.60	9.44	7.66	49	229.92	265.50	613.14	608.54

Les différents termes sont les suivants :

- $1/2\gamma_1 BN_\gamma(\emptyset)$ est terme de surface(ou de pesanteur), caril 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 $cN_c(\emptyset)$ est le terme de cohésion. C'est la charge limite pour un sol frottant et cohérent, mais non pesant;

❖ le troisième terme $(q + \gamma_2 D)$ $(\emptyset)$ est le terme de surcharge ou de profondeur. C'est la charge limite pour un sol uniquement frottant et chargé latéralement ($\gamma_2$est le poids volumique du sol au-dessus du niveau de la base).

La méthode de superposition de Terzaghi consiste donc simplement à additionner ces trois termes. On peut, en effet, montrer qu'elle donne une valeur par défaut de la charge limite et l'approximation faite est du côté de la sécurité.

I.5.2.2 Influence de la forme de la fondation (charge verticale et centrée) :

Afin de tenir compte de la forme de la fondation, la relation proposée pour la capacité portante ultime est modifiée à l'aide de coefficients multiplicatifs s_γ et $s_q$et prend la forme suivante:

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

Les valeurs des coefficients de forme, conformément à l'euro code 7, sont déterminées à l'aide des formules du tableau ci-dessous (tableau.2):

Tableau I.2: Valeurs des coefficients de forme

	Conditions non drainées		**Conditions drainées**	
Fondations	Rectangulaire	Carrées ou circulaire (B/L=1)	Rectangulaire	Carrées ou circulaire (B/L=1)
$\mathbf{S_\gamma}$			$1\text{-}0.3\frac{B}{L}$	0.7
$\mathbf{S_c}$	$1+0.2\frac{B}{L}$	1.2	$\frac{(1+\frac{B}{L}sin\varphi')\,Nq\,-1)}{Nq\,-1}$	$\frac{(1+sin\varphi')Nq\,-1}{Nq\,-1}$
$\mathbf{S_q}$	1	1	$1+\frac{B}{L}sin\varphi'$	$1+sin\varphi'$

I.5.2.3 Influence de l'excentrement de la charge :

Si la charge a un excentrement e parallèle à B, alors on remplace dans tout ce qui précède la largeur B par une largeur réduite donnée par :

$$B' = B - 2e$$

Si l'excentrement e′ est parallèle à la dimension L alors on fait la même procédure avec la longueur L en le remplaçant par une longueur réduite :

$$L' = L - 2e'$$

L'aire réduite A' de la fondation est donnée par la formule suivante (figure 5) :

$$A' = L'B'$$

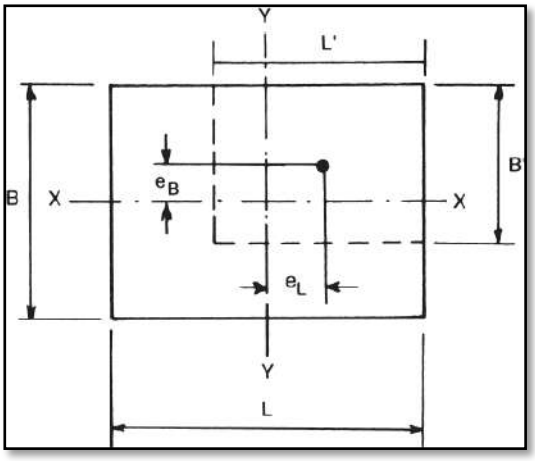


Figure I.5: Excentrements de la charge.

La capacité portante ultime totale est donnée par :

→ $Q_l = q_l B' L'$ pour une fondation rectangulaire ou carrée;

→ $Q_l = q_l \pi \frac{B'}{2} B$ une fondation circulaire.

I.5.2.4 Influence de l'inclinaison de la charge:

Si la charge subie par la fondation est inclinée par rapport à la fondation, on doit tenir compte de cette inclinaison lors du calcul de la capacité portante ultime. Cette quantité est donnée par l'expression suivante :

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

i_γ, $i_c$et $i_q$sont des coefficients min orateurs (inférieurs à 1).

— en conditions non drainées, pour une charge horizontale

— $ic = \frac{1}{2} + (1 + \sqrt{1 - \frac{H}{(A'cu)}}$

— Avec $H \leq A'Cu$

— En conditions drainées, pour une charge horizontale H et une charge verticale V:

— $iq = [1 - \frac{H}{V + A'c'otg\varphi'}]^m$

— $i\gamma = iq^{(\frac{m+1}{m})}$ et $ic = iq - \frac{1 - iq}{Nctan\varphi'}$

— $m = mB = \frac{2 + \frac{B'}{L'}}{1 + \frac{B'}{L'}}$ Pour une charge horizontale H parallèle a B

— $m = m_l \frac{2 + \frac{L'}{B'}}{1 + \frac{L'}{B'}} pour une charge horizontale H parallèle a L$

I.5.2.5 Fondations sur sols hétérogènes:

Une fondation repose souvent sur un massif constitué de plusieurs couches de sol; la vérification de la contrainte admissible pour le niveau d'assise n'est pas à elle seule suffisante.

Les valeurs des facteurs de portance indiqués ci-dessus sont valables dans le cas d'un sol homogène, ou bien homogène sur une épaisseur relativement importante. L'épaisseur doit être suffisante pour que le mécanisme de rupture puisse s'y développer.

Dans le cas d'un sol hétérogène, il est aussi nécessaire de vérifier, sur une profondeur déterminée, que les contraintes transmises aux couches sous-jacentes soient admissibles.

Par ailleurs, dans le cas d'une couche de sol homogène reposant sur une couche de sol molle de qualité moindre, on peut appliquer la méthode de la semelle fictive.

Avec cette méthode, on suppose que la fondation est placée sur la surface supérieure de la couche molle. On suppose que la fondation a une largeur égale à celle obtenue en supposant une diffusion avec la profondeur de la contrainte à 1 pour 2 ou avec un angle de 30° (figure6).

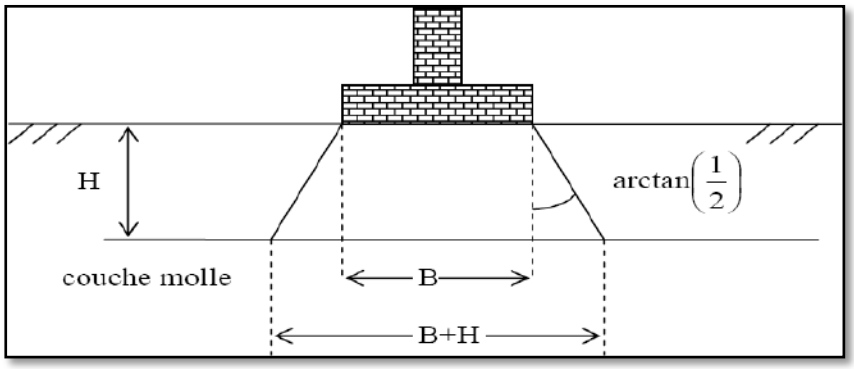


Figure I.6: Méthode de la semelle fictive.

I.5.3 Capacité portante d'une semelle (ou taux de travail admissible de sol) p_{adm}:

C'est la contrainte qu'on peut appliquer sur le sol sans qu'il y ait un risque de rupture du sol. Elle est déterminée à partir de la capacité portante nette, en faisant intervenir un coefficient de sécurité égal à 3; on a:$p_{nette=}\ q_1 - \gamma_2.D$

$$q_{adm=}\ \gamma_2.D + \frac{P_{nette}}{3}$$

I.5.3.1 Dimensionnement d'une semelle à partir de l'essai pressiométriques :

I.5.3.1.1 Capacité portante unitaire:

Cette méthode a était développée à l'origine par L. Ménard. La contrainte de rupture (capacité portante unitaire) sous charge verticale centrée est donnée par la formule :

$$q_l = q_0 + k_p(p_1 + p_0) = q_0 + k_p p_1^*$$

Pour une profondeur d'encastrement D de la fondation on a :

— q_0 : la contrainte verticale totale ; $q_0 = \gamma_2.D$

— p_1 : est la valeur de la pression limite mesurée au niveau de la fondation ;

— p_0 : est la contrainte horizontale initiale du sol au repos mesurée au niveau de la fondation ;

— Les valeurs de p_1 et dep_0 sont déterminées après exploitation des résultats d'un essai pressiométriques, elles figurent sur une fiche d'un sondage pressiométriques ;

— $p^*_1 = p_1 - p_0$ est dite pression limite nette (figure6);

— k_p : est un facteur de portance, p_1^* est remplacée par la pression limite nette équivalente p_{1e}^* correspondant à la moyenne géométrique de p_1^* entre les niveaux D et D +1.5B

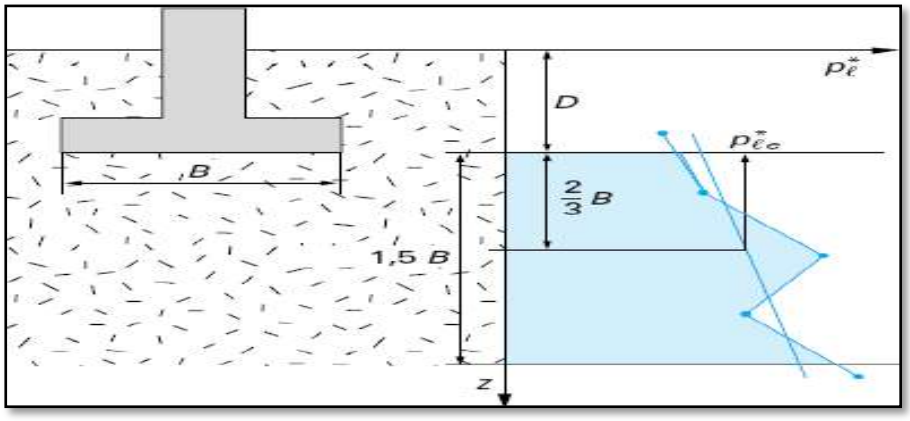


Figure I.7:Définition de la pression limite nette équivalente.

Tableau I.3: Définition des catégories conventionnelles des sols.

Classe de sol		Pressiométre$_1$ (MPa)	Pénétromètre (MPa) q_c
Argile, limons	A- Argile et limons mous	<0.7	<3.0
	B- Argile et limons ferme	1.2 à 2.0	3.0 à 6.0
	C- Argile très fermé à dures	>2.5	>6.0
Sables, gravé	A- Lâches	<0.5	<5
	B- Moyennement compacts	1.0 à 2.0	8.0 à 15.0
	C- compacts	>2.5	>20.0
Craies	A- Molles	<0.7	<5
	B-Altérées	1.0 à 2.5	>0.5
	C- Compactes	>3.0	
Marnes, marno-calcaires	A-Tendres	1.5 à 4.5	
	B-Compacts	>4.5	
Roches	A- Altérées	2.5 à 4.0	
	B-Fragmentées	>4.5	
L'application de roches altérées ou fragmentées peut regrouper des matériaux calcaires, Schisteux ou d'origine granitique. S'il est difficile parfois de fixer des limiter précises avec Les sols meubles qui constituent leur phase finale d'évolution, on réservera tout fois cette classification aux matériaux qui présentent des modules pressiométriques supérieurs à 80 MPa			

Tableau I.4: Facteur de portance pressiométriques.

Type de sol	Expression de k_p	k_{pmax} (semelle carrée)	k_{pmax} (semelle filante)
Argiles et limons A, craies A ……	$0.8\ [1+0.25\ (0.6+0.4\frac{B}{L})\ \frac{D_e}{B}]$	1.30	1.1
Argiles et limons B…….	$0.8\ [1+0.35\ (0.6+0.4\frac{B}{L})\ \frac{D_e}{B}]$	1.50	1.22
Argiles C……	$0.8\ [1+0.50\ (0.6+0.4\frac{B}{L})\ \frac{D_e}{B}]$	1.80	1.4
Sables A……	$[1+0.35\ (0.6+0.4\frac{B}{L})\ \frac{D_e}{B}]$	1.88	1.53
Sables et graves B…….	$[1+0.50\ (0.6+0.4\frac{B}{L})\ \frac{D_e}{B}]$	2.25	1.75
Sables et graves C……..	$[1+0.80\ (0.6+0.4\frac{B}{L})\ \frac{D_e}{B}]$	3.00	2.20
Craies B et C……	$1.3\ [1+0.27\ (0.6+0.4\frac{B}{L})\ \frac{D_e}{B}]$	2.18	1.83
Marnes, marno- calcaires, Roches altérées	$[1+0.27\ (0.6+0.4\frac{B}{L})\ \frac{D_e}{B}]$	1.68	1.41

I.5.3.1.2 Capacité portante admissible d'une semelle:

La capacité portante unitaire admissible est donnée par la formule suivante:

$$q_{ad} = q_0 + \frac{k_p}{3} p_{le}^*$$

Avec

q_0 : Contrainte totale verticale au niveau de la base de la fondation.

k_p : Facteur de portance pressiométriques.

p_{le}^* : Pression limite nette équivalente,

I.5.4 Tassement des fondations superficielles:

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

Il existe deux familles de méthodes d'évaluation du tassement de la fondation superficielle :

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

I.5.4.1 Calcul du tassement en utilisant la théorie de l'élasticité:

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

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

Avec :

— s est le tassement;

— q est la contrainte appliquée sur la fondation (uniforme ou moyenne);

— E module d'Young du sol;

— υ coefficient de Poisson du sol;

— B largeur ou diamètre de la fondation.

— $C_{f.}$ Coefficient qui dépend de la forme de la fondation, de sa rigidité. Les valeurs Dèce paramètre sont données par le tableau ci-dessous (tableau I.5)

Tableau I.5 : coefficient de forme Cf.

L/B		Circulaire	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	15	20
Fondation rigide		0.79	0.88	1.2	1.43	1.59	1.72	1.83	1.92	2.0	2.07	2.13	2.37	2.54
Fondation Souple	Centre	1.00	0.12	1.53	1.78	1.96	2.10	2.22	2.32	2.4	2.48	2.54	2.80	2.99
	Bord	0.64	0.56	0.76	0.89	0.98	1.05	1.11	1.16	1.2	1.24	1.27	1.40	1.49

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

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

I.5.4.2 Calcul du tassement utilisant les résultats de l'essai oedométrique:

À partir de la distribution avec la profondeur de la contrainte verticale sous la fondation (généralement estimée sur la base de l'élasticité linéaire isotrope), on calcule le tassement de consolidation unidimensionnelle bien connu s_{oed}. Le calcul du tassement avec la méthode oedométrique se base sur la formule suivante pour chaque couche homogène déjà présentée dans le chapitre consolidation des sols (cours mécanique des sols I) :

$$S = \Delta H = \frac{\Delta e}{1 + e_0}H_0 = \frac{H_0}{1 + e_0}\left[CsIg\frac{\delta' p}{\delta' v_0}\right]$$

I.5.4.3 Calcul du tassement en utilisant les résultats de l'essai au Pressiométre MENARD :

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

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

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

$$(10\ ans) = s_c + s_d$$

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

- $S_{c.} = (q - \sigma_v)\ \lambda_c B\ \alpha / (9E_c)$: le tassement volumique;
- $Sd = 2(q - \delta_v)B_0 \frac{(\frac{\lambda d B}{B_0})^{\alpha}}{9Ed} BC_f$: Le tassement dévia torique.

Avec :

q : contrainte verticale appliquée par la fondation ;
σ_v : contrainte verticale totale avant travaux au niveau de la base de la fondation ;
λ_d et λ_d : coefficients de forme donnés dans le tableau 7 ;
α: coefficient rhéologique dépendant du sol et donné dans le tableau 8 ;
B : largeur ou diamètre de la fondation ;
B_0=0.60m : dimension de référence ;
E_c: module pressiométriques équivalent dans la zone volumique ;
E_d : module pressiométriques équivalent dans la zone dévia torique.

Tableau I.6 : Coefficients de forme.

L/B	Cercle	Carré	2	3	5	20
$\boldsymbol{\lambda_c}$	1.00	1.10	1.20	1.30	1.40	1.50
λ_d	1.00	1.12	1.53	1.78	2.14	2.65

Tableau I.7 : Coefficient rhéologique α

Type	Tourbe	Argile		Limon		Sable		Sable et gravier		Type	Roche
	A	E/P_1	A	E/P_1	α	E/P_1	A	E/P_1	A		A
Sur consolide Ou très serré		>16	1	>14	2/3	>12	1/2	>10	1/3	Très peu Fracturé	2/3
Normalement Consolidé ou Normalement Serré	1	9 à 16	2/3	8 à 14	1/2	7 à 12	1/3	6 à 10	1/4	normal	½
Sous-consolidé altéré et remanie ou lâche		7 à 9	½	5 à 8	1/2	5 à 7	1/3			Très Fracturé	1/3
										Très altéré	2/3

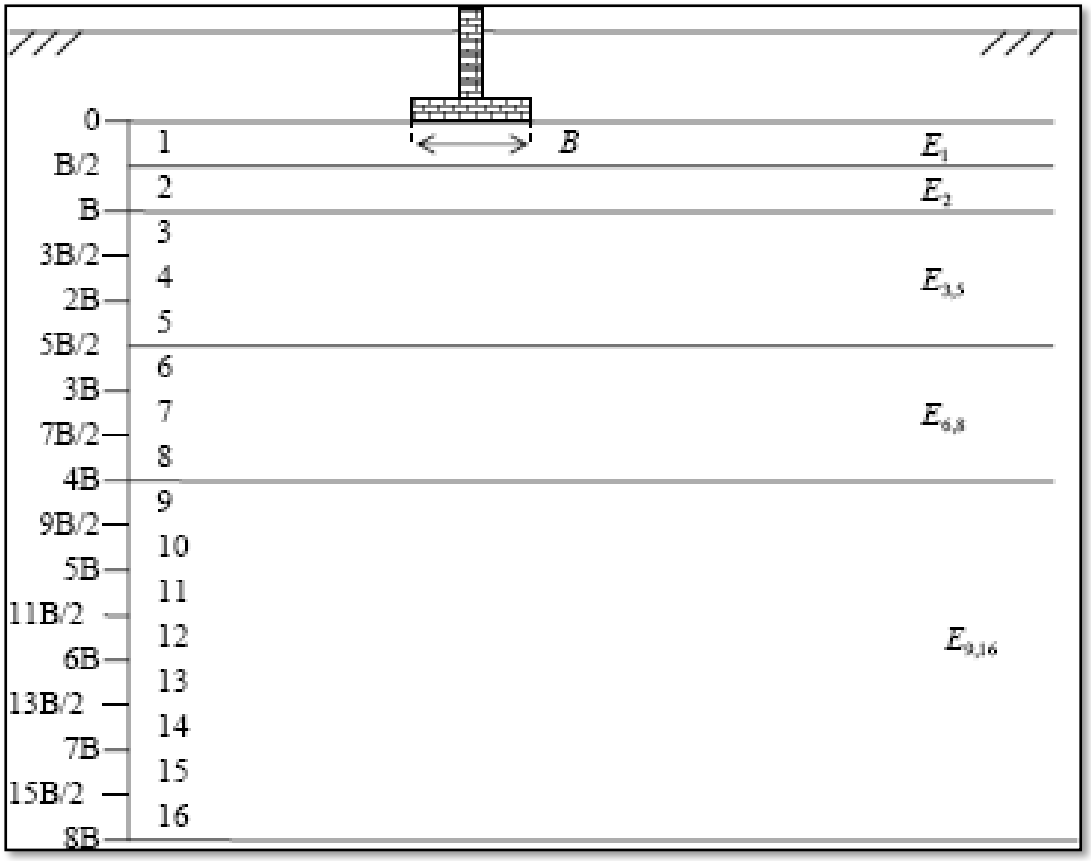


Figure I.8: Modules pressiométriques à considérer pour le calcul du tassement d'une fondation.

Les modules E_c et $E_d$sont calculés de la manière présenté dans ce qui suit. La Figure I.6 indique les notations utilisées pour le calcul.

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

$$E_c = E_1$$

E_d est donné par la formule suivante :

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

$E_{i\,j}$, étant la moyenne harmonique des modules mesurés dans les couches situées de la profondeur 2.

$i\frac{B}{2}$ à la profondeur $j\frac{B}{2}$.

I.6. Calcul de la capacité portante des fondations sur talus :

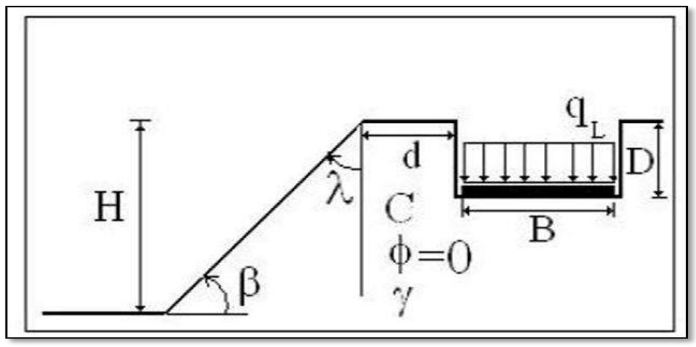


Figure I.9: Configuration sol/fondation.

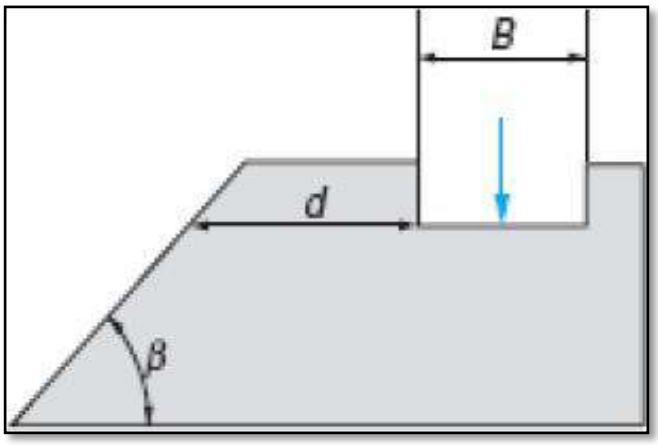


Figure I.10: Fondation en crête de talus.

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 :

En 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.11)** montre la nature de la zone plastique développée dans le sol.

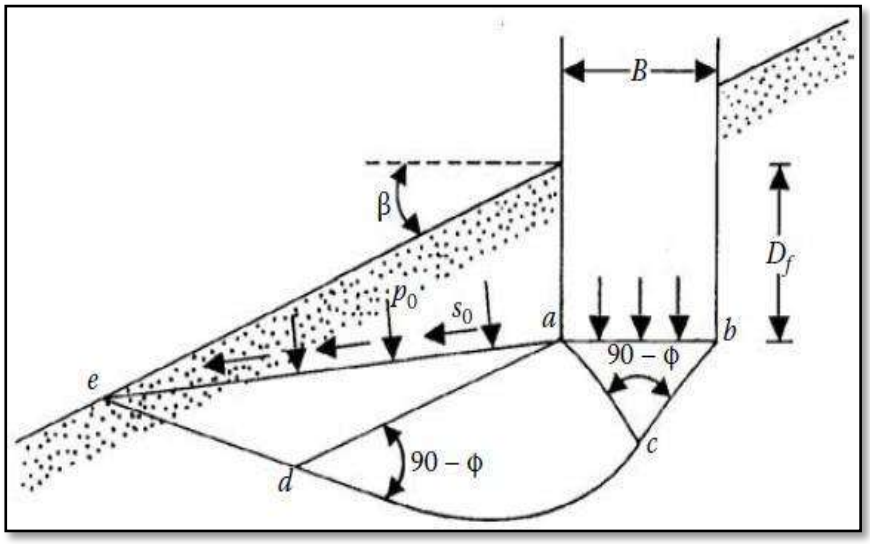


Figure I.11: Allure de la zone plastique sous une fondation établie sur une pente [Meyerhof G (1957)].

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

(abc) : est une zone élastique.

(acd) : présente un cisaillement radial

(ade) : présente une zone de cisaillement.

Les efforts normaux et de cisaillement sur le plan a **e** sont $\mathbf{P_0}$ 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 :

$$q_U = \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma(\emptyset) + p_0\, Nq(\emptyset) + cN_c(\emptyset)$$

La relation peut également être exprimée comme suit :

$$q_U = \frac{1}{2}\gamma B N_{\gamma q}(\emptyset) + cN_{cq}(\emptyset)$$

Avec : N_{cq}, $N_{\gamma q}$ sont les facteurs de la capacité portante.
Pour le sol purement cohérent (c'est-à-dire φ = 0) :
La Figure (**I.12**) montre la variation de $\mathbf{N_{cq}}$ avec l'angle **β** du talus et nombre de la stabilité du talus $\mathbf{N_s}$.

$$\boldsymbol{N_s} = \frac{\boldsymbol{H\gamma}}{\boldsymbol{c}}$$ Avec H : hauteur du talus.

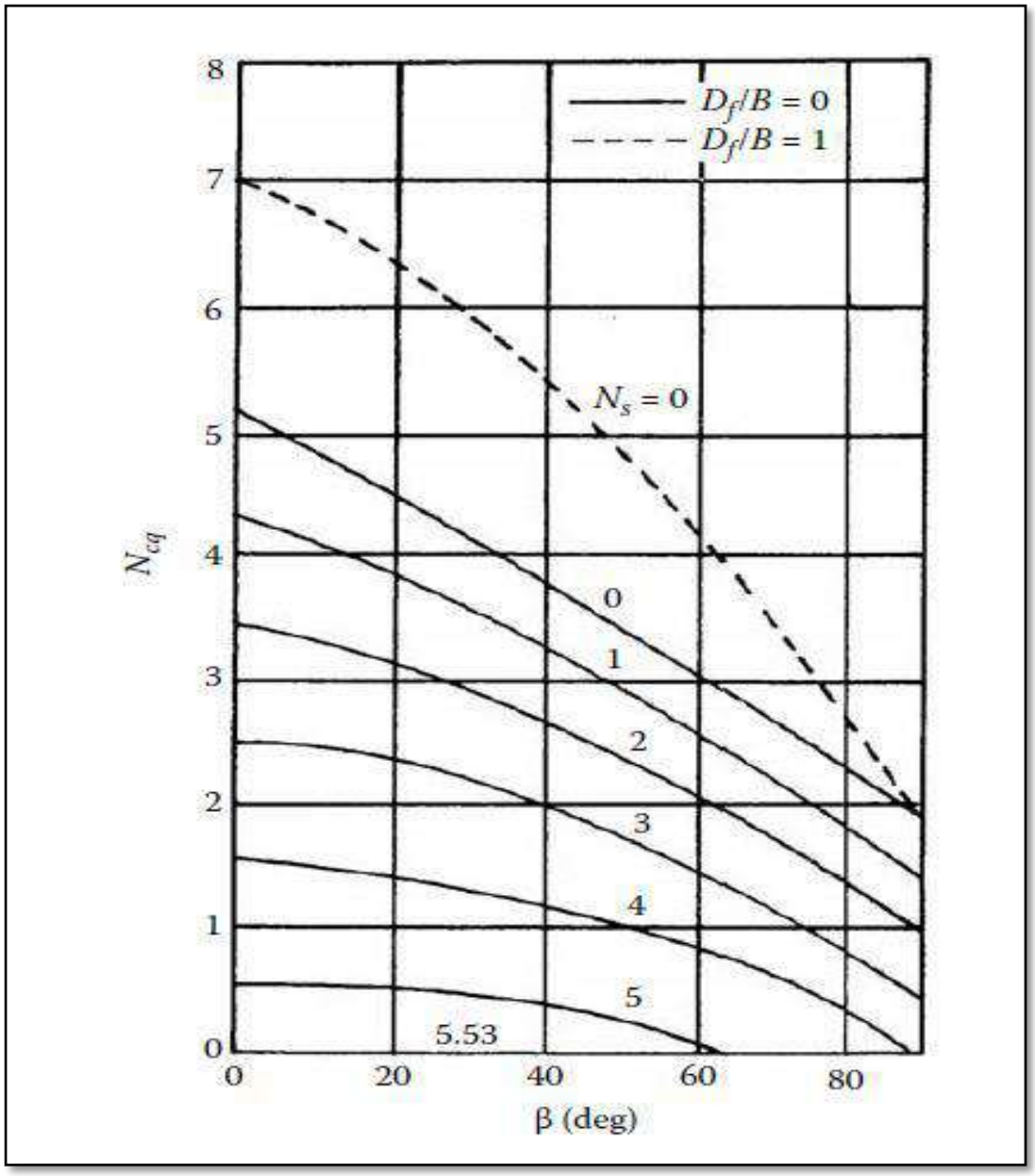


Figure I.12 : variation du facteur de la capacité portante (Meyerhof) $N_{\gamma q}$ pour un sol purement cohésif (Fondation sur pente).

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

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

La Figure (**I.13**) montre la variation de $N_{\gamma q}$ avec l'angle β du talus et le nombre de la stabilité du talus Ns :

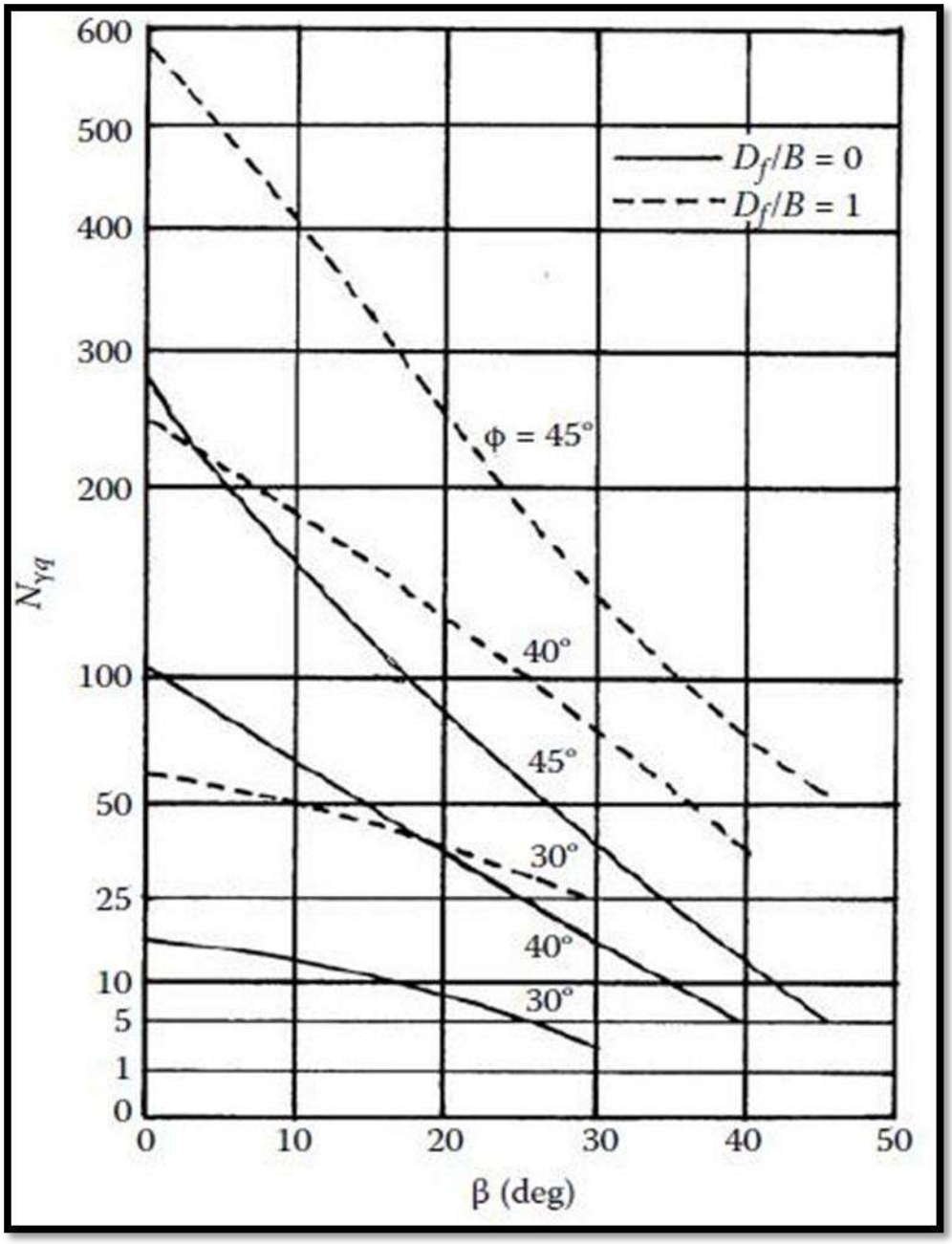


Figure I.13 : variation du facteur de la capacité portante (Meyerhof) $N_{\gamma q}$ pour un sol grenu (Fondation sur pente).

I.6.1Fondation au sommet d'un talus :

I.6.1.1 La solution de Meyerhof:

Figure **(I.14)** 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.

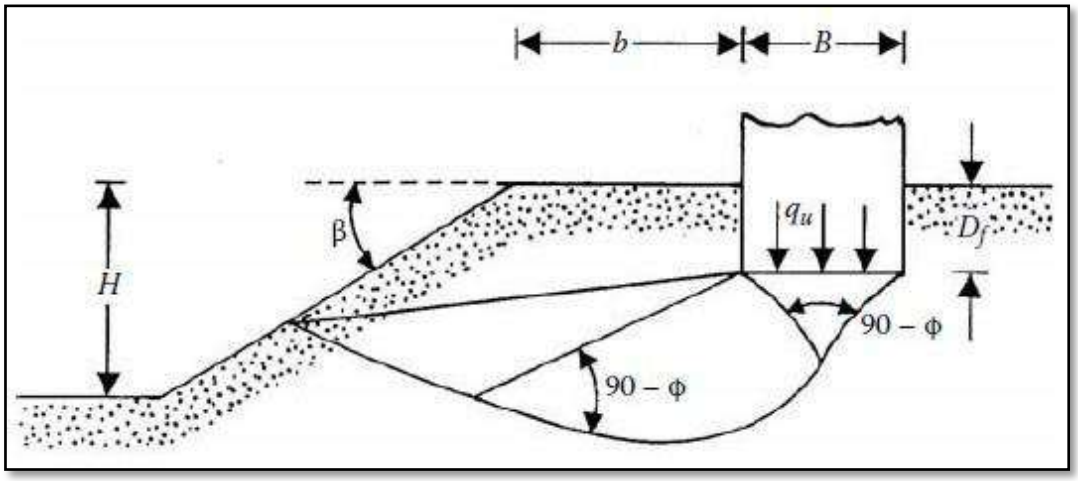


Figure I.14 : Continue fondation sur une pente.

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

$$q_U = \frac{1}{2}\gamma B N_{\gamma q}(\emptyset) + cN_{cq}(\emptyset)$$

Meyerhof à développer les variations théoriques du facteur N_{cq} pour les sols purement cohésif ($\varphi = 0$) et $N_{\gamma q}$ pour les sols grenues ($C = 0$).Ces variations sont montrées sur les Figure **(I.15)** et Figure (**I.16)** respectivement.

On note aussi :

$q_U = cN_{cq}$ Pour le sol purement cohérent ($\varphi = 0$)

D'une façon semblable

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

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

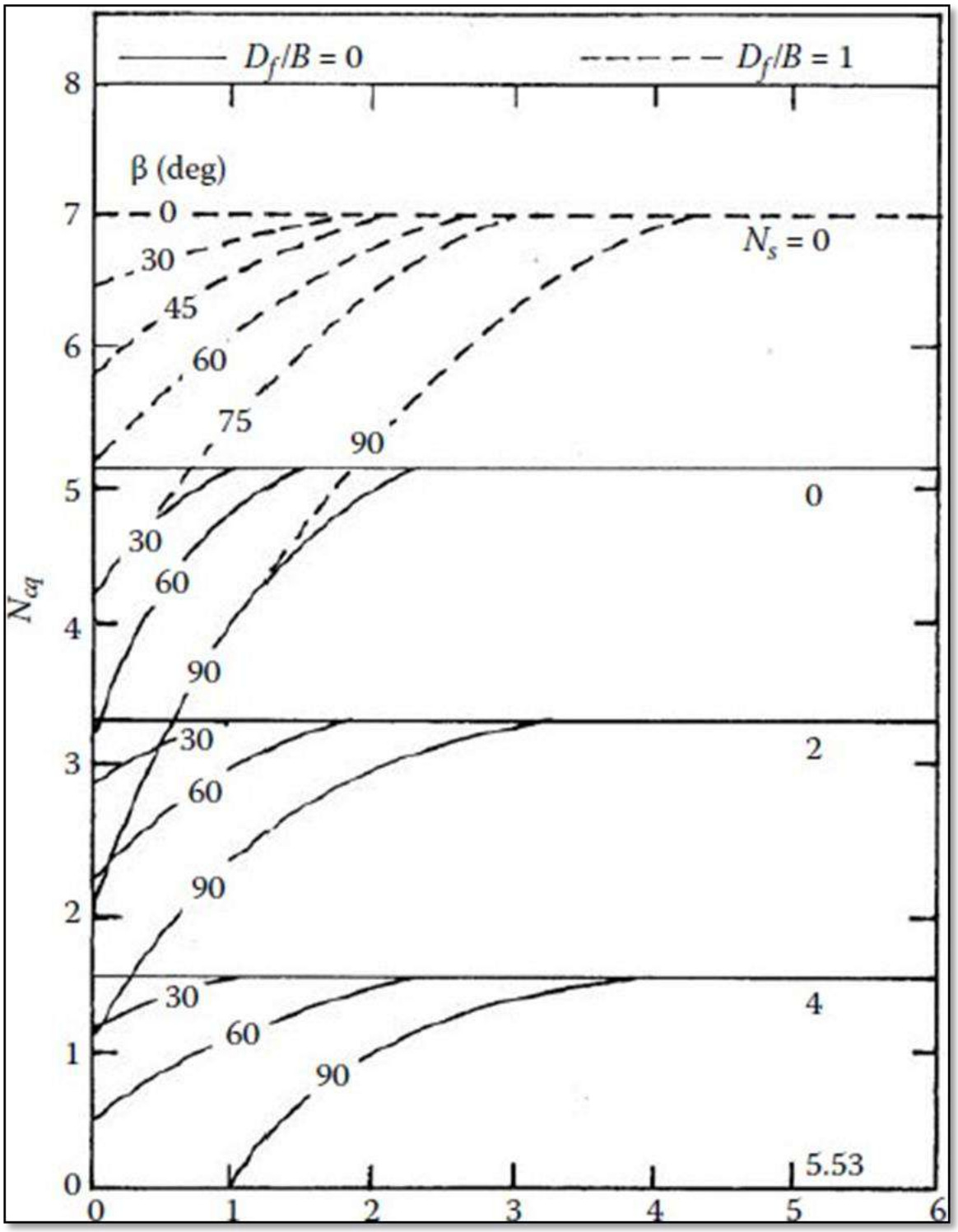


Figure I.15 : facteur de la capacité portante, Ncq (Meyerhof) pour un sol purement cohérent (Fondation sur talus).

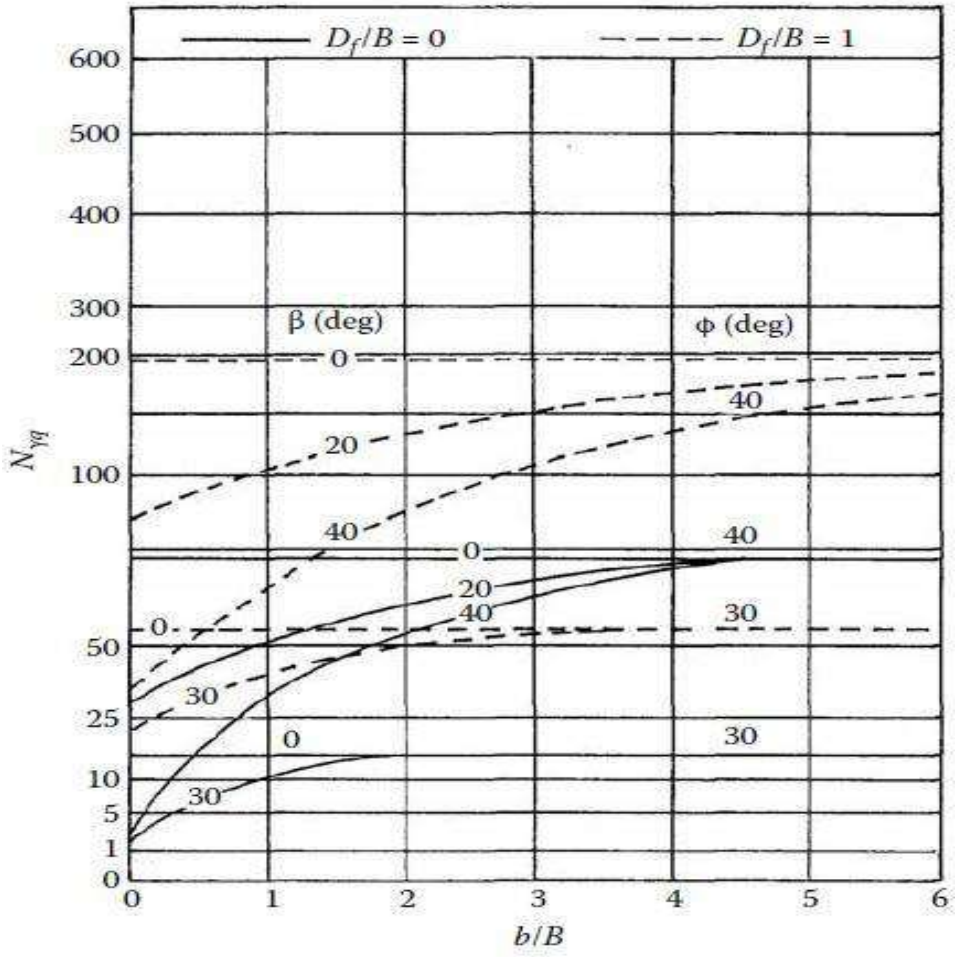


Figure I.16 : facteur de la capacité portante $N_{\gamma q}$, (Meyerhof) pour Un sol grenu (fondation en haut d'un talus).

En utilisant la Figure **(I.15)** 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.

I.6.1.2 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.

$$q_U = \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma \lambda_{\gamma\beta} + p_0 \lambda_{\beta q}\, Nq + c N_c \lambda_{c\beta}$$

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

Selon Hansen:

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

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

$$P=\gamma\ Df$$

Tableau I.8 : Variation des facteurs de la capacité portante Nq ; NC ; Nγ.

Φ	N_c	N_q	N_γ	N_γ(EC7)	Φ	N_c	N_q	N_γ	N_γ(EC7)
0	5.14	1.00	0.00	0.00	25	20.72	10.66	10.88	9.01
1	5.38	1.09	0.07	0.00	26	22.25	11.85	12.54	10.59
2	5.63	1.20	0.15	0.01	27	23.94	13.20	14.47	12.43
3	5.90	1.31	0.24	0.03	28	25.80	14.72	16.72	14.59
4	6.19	1.43	0.34	0.06	29	27.86	16.44	19.34	17.12
5	6.49	1.57	0.45	0.10	30	30.14	18.40	22.40	20.09
6	6.81	1.72	0.57	0.15	31	32.67	20.63	25.99	23.59
7	7.16	1.88	0.71	0.22	32	35.49	23.18	30.21	27.72
8	7.53	2.06	0.86	0.30	33	38.64	26.09	35.19	32.59
9	7.92	2.25	1.03	0.40	34	42.16	29.44	41.06	38.37
10	8.34	2.47	1.22	0.52	35	46.12	33.30	48.03	45.23
11	8.80	2.71	1.44	0.66	36	50.59	37.75	56.31	53.40
12	9.28	2.97	1.69	0.84	37	55.63	42.92	66.19	63.18
13	9.81	3.26	1.97	1.05	38	61.35	48.93	78.02	74.90
14	10.37	3.59	2.29	1.29	39	67.87	55.96	92.25	89.01
15	10.98	3.94	2.65	1.58	40	75.31	64.20	109.41	106.05
16	11.63	4.34	3.06	1.91	41	83.86	73.90	130.21	126.74
17	12.34	4.77	3.53	2.31	42	93.71	85.37	155.54	151.94
18	13.10	5.26	4.07	2.77	43	105.11	99.01	186.53	182.80
19	13.93	5.80	4.68	3.30	44	118.37	115.31	224.63	220.77
20	14.83	6.40	5.39	3.93	45	133.87	134.87	271.75	267.75
21	15.81	7.07	6.20	4.66	46	152.10	158.50	330.34	326.20
22	16.88	7.82	7.13	5.51	47	173.64	187.21	403.65	399.26
23	18.05	8.66	8.20	6.50	48	199.26	222.30	496.0049	491.56
24	19.32	9.60	9.44	7.66	49	229.92	265.50	613.14	608.54

D'où : N_q ; N_C ; N_γ Sont les facteurs de la capacité portante qui sont montrées sur les tableaux (I.1) et (I.2) respectivement.

Tableau I.9 : Comparaison des valeurs de NS.

Soil friction angle φ (deg)	N_s			
	Terzzaghi	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 (φ=0), Vesic à préciser cela par l'absence du poids due à la pente, le facteur Nγ de la capacité portante à une valeur négative et peut être donnée comme suit :

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

I.6.1.3 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.25)** en utilisant l'approche de l'équilibre limite et l'analyse limite.

Selon cette théorie on a :

$$q_U = \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma + p_0 \, Nq + cN_c$$

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(I.29)**

Les valeurs numériques de Nq ; NC ; Nγ sont donner dans le **Tableau (I.8).**

Tableau I.10 : 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 20 10 0	0	0	25.37 53.48 101.74 165.39	12.41 24.54 43.35 66.59	6.14 11.62 19.65 28.98	3.20 5.61 9.19 13.12	1.26 4.27 4.35 6.05	0.70 1.79 1.96 2.74	0.10 0.45 0.77 1.14
	30 20 10 0	0	1111	60.06 85.98 125.32 165.39	34.03 42.49 55.15 66.59	18.95 21.93 25.86 28.89	10.33 11.42 12.26 13.12	5.45 5.89 6.05 6.05	0.00 1.35 2.74 2.74	
	30 25 20 ≤15	1111	0	91.87 115.65 143.77 165.39	49.43 59.12 66.00 66.59	26.39 28.80 28.89 28.89				
	30 25 ≤20	111	111	131.34 151.37 165.39	64.37 66.59 66.59	28.89 16.89 28.89				
N_q	30 20 ≤10	111	0	12.13 12.67 81.30	16.42 19.48 41.40	8.98 16.80 22.50	7.04 12.70 12.70	5.00 7.40 7.40	3.60 4.40 4.40	
	30 20 ≤10	111	111	28.31 42.25 81.30	24.14 41.4 41.4	22.5 22.5 22.5				
N_c	50 40 30 20 ≤10	0	0	21.68 31.80 44.80 63.20 88.96	16.52 22.44 22.00 28.32 36.50	12.60 16.64 22.00 28.32 36.50	10.00 12.80 16.20 20.60 24.72	8.60 10.04 12.20 15.00 17.36	7.10 8.00 8.60 11.30 12.61	5.50 6.25 6.70 8.47 9.44
	50 40 30 20 ≤10	0	11111	21.68 31.80 44.80 63.20 88.96	16.52 22.44 28.72 41.20 55.36	24.20 27.42 30.92 35.16 36.69	19.70 21.52 23.60 27.72 24.72	16.42 17.28 17.36 17.36 17.36		
	50 40 30 20 ≤10	11111	0	35.97 51.16 70.59 93.79 95.20	28.11 37.95 50.37 57.20 57.20	22.38 29.42 36.20 36.20 36.20	19.38 22.75 24.72 24.72 24.72	15.66 17.32 17.36 17.36 17.36	10.00 12.16 12.16 12.16 12.16	
	50 40 30 ≤20	1111	1111	53.65 67.98 85.38 95.20	42.47 51.61 57.25 57.25	35.00 36.69 36.69 36.69	24.72 24.72 24.72 24.72			

I.6.1.4 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 fourni une solution pour le facteur de la capacité portanteNγq, 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.29) montre le mécanisme de rupture dans le sol pour (Df /B) et (b/B_) assumés dans cette analyse.

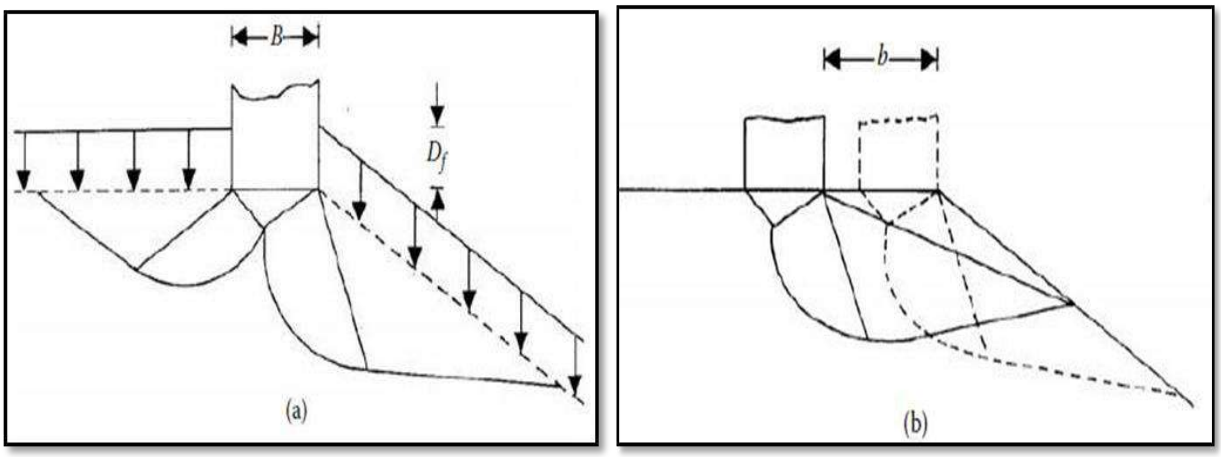


Figure I.17 : schémas de la zone de la rupture [Graham J, Andrews M, Shields D-H (1988)] à Df/B>0 et (b) b/B>0

Les variations de Nγq obtenues par cette méthode sont montrées sur **Figures (I.18), Figure(I.19),** et **Figure (I.20).**

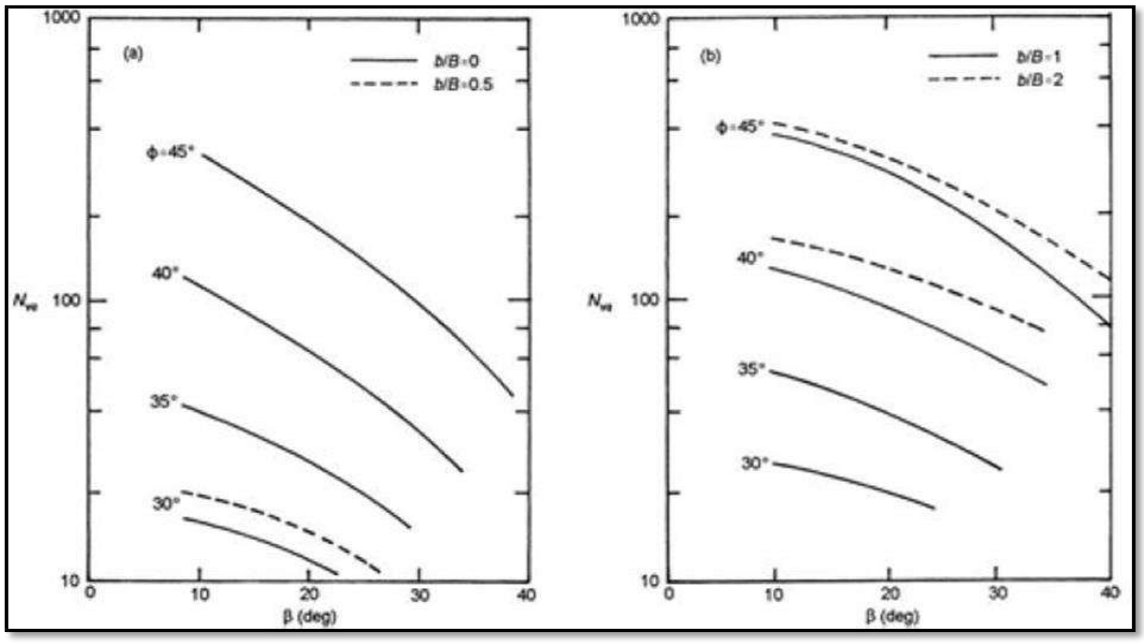


Figure I.18: Les valeurs théoriques de $N_{\gamma q}$ (Df /B= 0), d'après Graham et al.

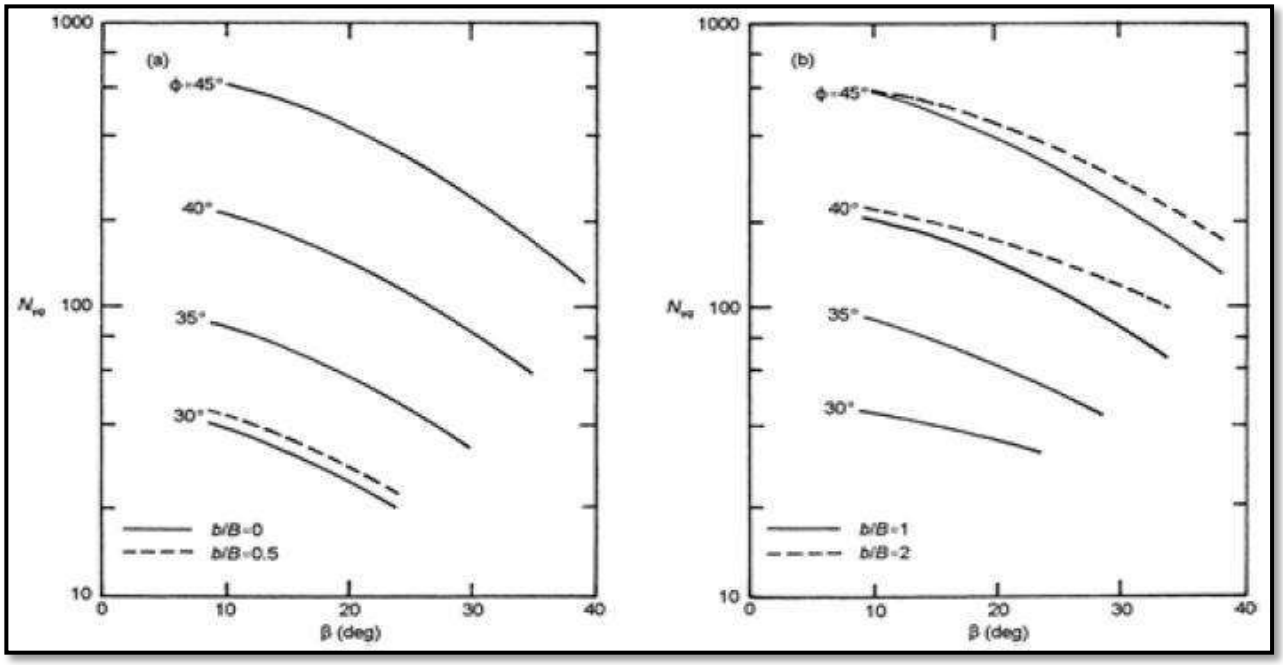


Figure I.19: Les valeurs théoriques de $N_{\gamma q}$ (Df /B= 0.5), d'après Graham et al.

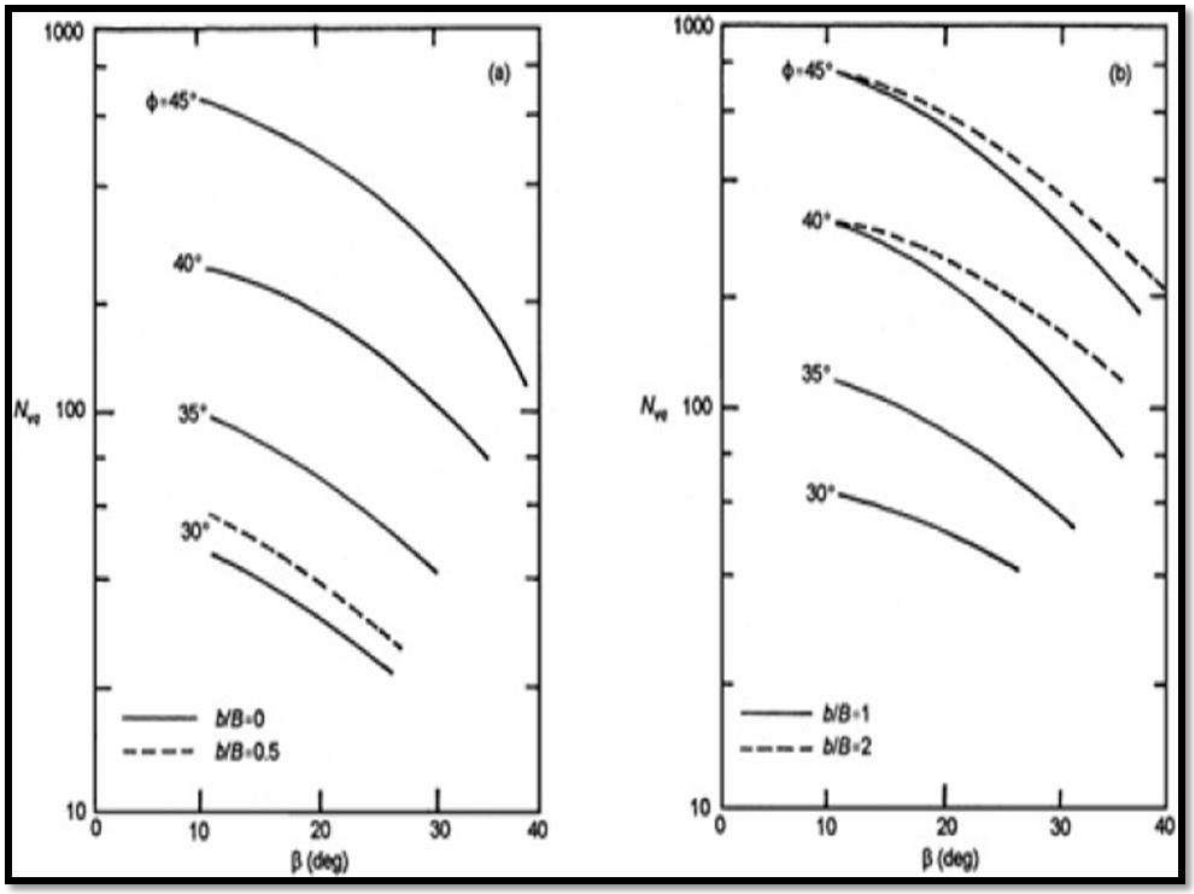


Figure I.20: Les valeurs théoriques de $N_{\gamma q}$ (Df /B= 1), d'après Graham et al.

I.6.1.5. Rapports Empiriques basés 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)].

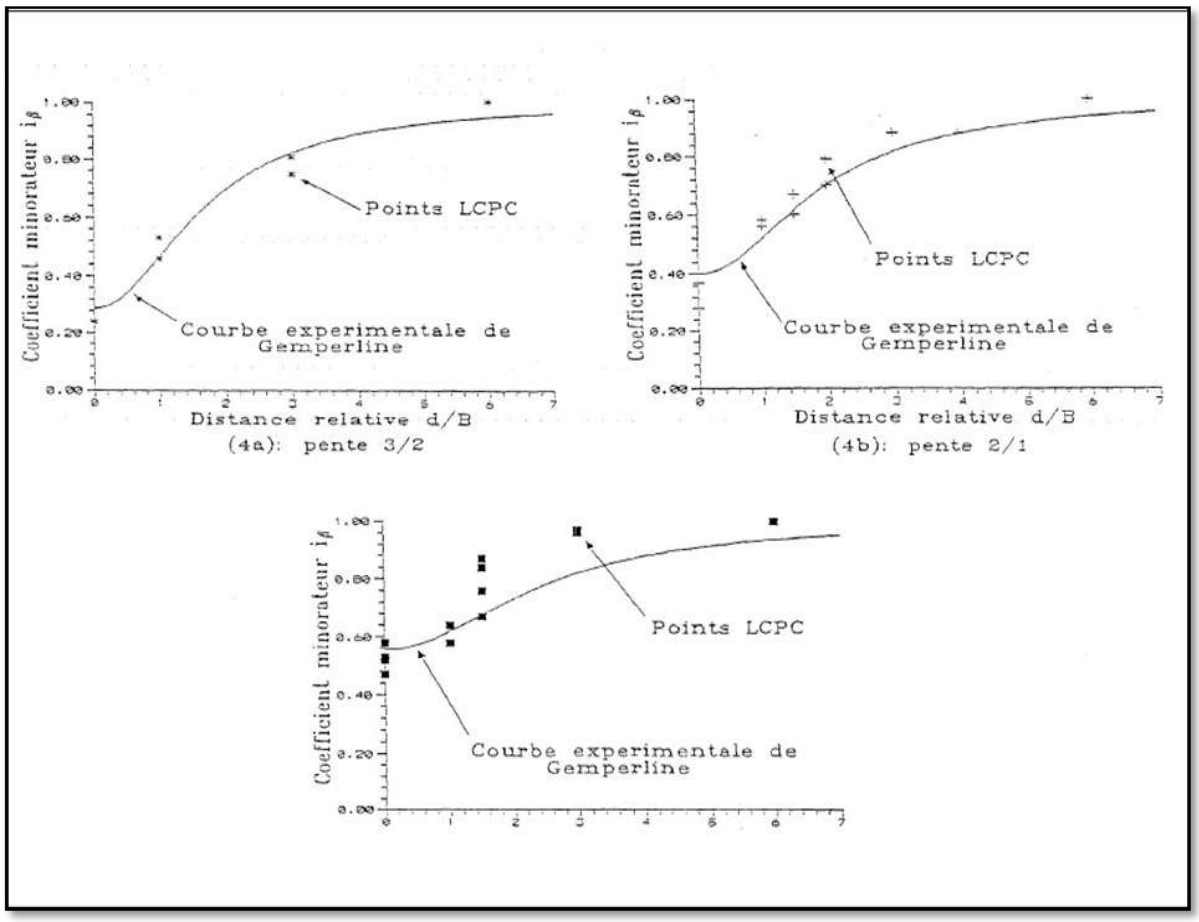


Figure I.21 : Semelles filantes non encastrées, évolution de iβ (coefficient min orateur de la capacité portante).

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

d/B≤6 $\quad i_\beta = 1 - (1.8tg\beta - 0.9(tg\beta)^2][1 - (d/B)/6^2\ )$

d/B≥6 $\quad i_\beta = 1$

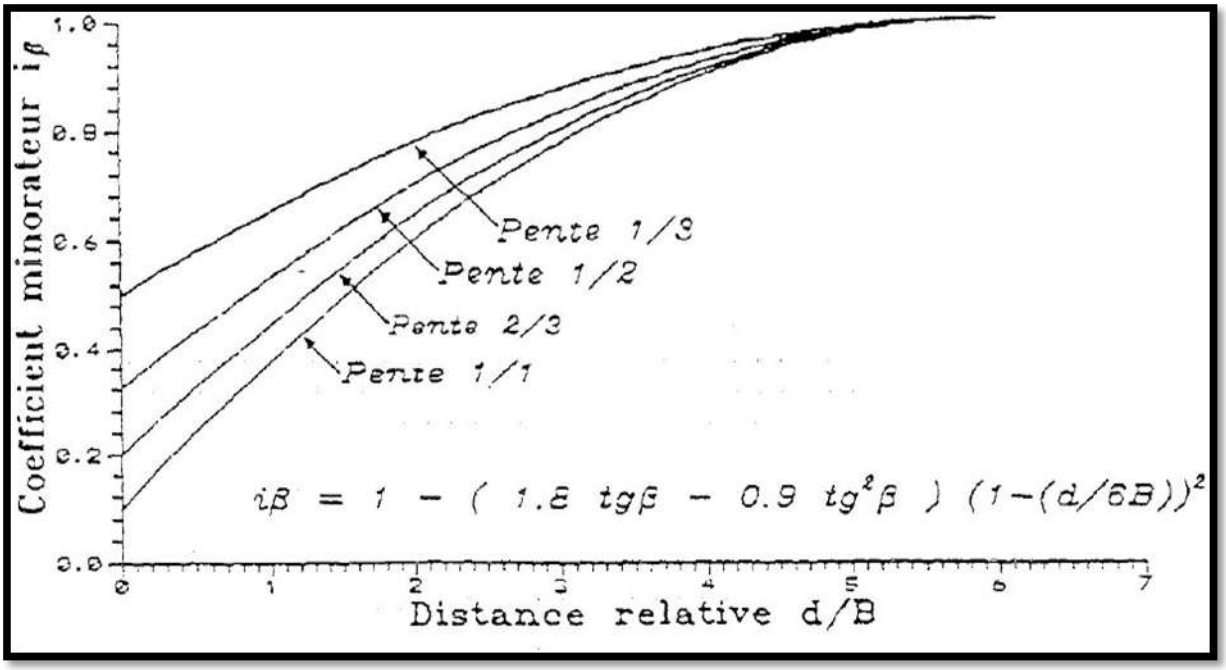


Figure I.22: Les coefficients réducteurs de portance iβ proposé pour différentes pentes de talus (1/2, 1/3, 2/3, 1/1) [Bakir N (1993)]

I.7 Conclusion :

Pratiquement, la portance d'une semelle filante établie à proximité d'une pente est affectée d'un coefficient réducteur $i\beta$ 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$i\beta$ est légèrement influencée par les caractéristiques mécaniques du sol.

Chapitre II
Techniques de renforcement des sols par les géotextiles

II.1. Renforcement des sols par les géotextiles :

II.1.1. Généralités :

❖ **Définition des géotextiles** :

Film, feutre, bâche, toile de géotextile, autant d'appellation pour un même produit, il est composé de fibres polypropylènes.

❖ **Rôle des géotextiles** *:* le feutre géotextile a six principales fonctions :

- **Le feutre géotextile sépare** : entre la couche de fondation et du support de construction. Il empêche le mélange des matériaux et garantit les performances de chacun.
- **Le feutre géotextile filtre** : il autorise le passage d'eau mais pas les particules d'eau.
- **Le feutre géotextile draine** : il assure la bonne répartition de l'eau de pluie et évite la stagnation de l'eau au niveau de sa surface.
- **Le feutre géotextile renforce** : il améliore la résistance d'un sol. Il a la capacité de se déformer sous forte pression.
- **Le feutre géotextile protège** contre le poinçonnement des géo membranes.
- Et lutte contre l'érosion.

II.1. 2. Introduction :

On appelle géotextiles les textiles utilisés en géotechnique et plus généralement en génie civil la diversité de ces matériaux est très grande, tant au niveau des constituant de base qu'au niveau de leurs modes d'assemblage. Cette diversité de production explique que l'on dispose d'une grande variété de géotextiles, possédant

Des propriétés mécaniques et hydrauliques très diverses et pouvant répondre a des

Usages différents.

II.1. 3. Les constituants :

Les géotextiles sont constitués de fibres synthétiques obtenues par filage puis étirage de polymères fondus, le plus souvent du polypropylène ou du polyester. Le Diamètre de fibre est d'environ 10 a 30 micromètres.

Certains géotextiles sont cependant constitués de bandelettes obtenues non pas par filage mais par découpage de films puis étirage. Ces bandelettes sont alors en polypropylène et possèdent quelque millimètre de largeur.

II.1. 4. Les caractéristiques :

Le géotextile hydraulique et mécanique assure:

• Une dissipation plus rapide des variations de pressions.

• Une meilleure mise en œuvre des matériaux granulaires.

• Une économie sur le volume des enrochements ou du remblai hydraulique.

• Une stabilisation accrue de la fondation des ouvrages

• Une protection contre la contamination des sols en place

• Un drainage des eaux interstitielles

II.1. 5. Le mode d'assemblage :

Il y a essentiellement deus familles de géotextiles :

- les géotextiles tissés : ils sont obtenus par l'entrecroisement de deux nappes Perpendiculaires de fils ou de bannettes.
- les géotextiles non- tissés : ils sont constitués de fibres disposées de façon désordonnée et liées par différents procédés.



Figure II.1: Les géotextiles non tissés

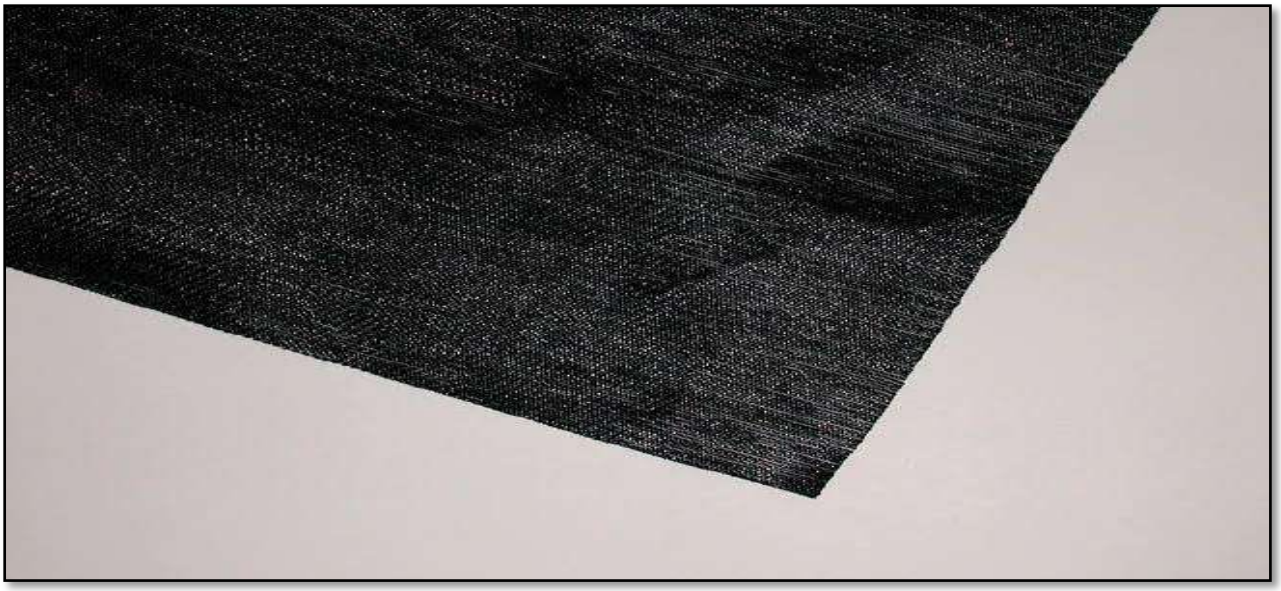


Figure II.2: Les géotextiles tissés

II.1. 6. Principales fonctions des géotextiles:

L'incorporation de géotextiles dans un sol permet d'en améliorer le comportement mécanique et hydraulique.

II.1. 6.1. Rôle mécanique:

Les géotextiles peuvent agir sur le comportement mécanique des sols selon deux modes principaux d'action :

L'action de séparation et l'action de renfort

- **L'action de séparation** (également appelée action d'anticontamination).En réalisant une interface continu entre deux matériaux de caractéristiques mécanique très différentes(le plus souvent il s'agit d'un matériau granulaire propre et d'un sol fin argileux humide),le géotextile empêche leur interpénétration sous l'action des manipulations à la mise en œuvre, du pétrissage provoqué par le passage des véhicules du chantier, des vibration induits par le compactage, des contraintes statique dues au poids des terres ou des superstructures, etc.

Le géotextile permet donc de conserver intactes les propriétés mécanique des deux natures de sol en présence, alors que la pénétration d'un sol argileux humide même en très faible quantité dans un sol granulaire provoque une chute brutal des propriétés mécanique de ce dernier.

- **L'action de renfort** (appelée aussi quelquefois action d'armature ou d'additif

de structure).

L'introduction d'un géotextile dans un ouvrage en terre peut :

— réduire et homogénéiser la déformabilité.

— augmenter la résistance à la rupture.

II.1. 6.2. Rôle hydraulique:

Les géotextiles peuvent agir sur le comportement hydraulique des sols selon deux modes principaux d'action :

L'action de filtration et l'action de drainage :

❖ **L'action de filtration :** l'eau qui s'écoule, est chargée de particules en suspension ; le rôle de la fibre est alors de les arrêter.

❖ **L'action de drainage :** de nombreux géotextiles (non-tissés, aiguilletés en particulier) qui sont en mesure d'écouler, dans leur propre épaisseur, des débits suffisants et, Dèce fais, de constituer des drains particulièrement efficaces.

II.1. 7. Les cas d'utilisation des géotextiles:

II.1. 7. 1. Travaux routiers:

• Empêche la contamination de la couche non gélive par le sol en place gélif.

• Permet un meilleur compactage et des économies de matériaux d'apport.

• Ecran filtrant et anti contaminant:

• Evite l'interpénétration du sol naturel avec les agrégats.

• Conserve intégralement les propriétés des matériaux d'apport.

• Permet, en cours d'exécution du chantier, de circuler sur la couche de fondation en la Maintenant exempte de toute contamination.



Figure II.3: Les géotextiles routiers

II.1. 7. 2. Terrassements généraux:

Permet de réaliser, sur tous terrains sensibles à l'eau (argiles, limon) ou marécageux (vase, tourbe), des travaux de terrassement dans des conditions optimales.



Figure II .4: Les géotextiles de terrassement

Gain de temps; pas de décapage préalable du sol naturel.

• Facilité de mise en œuvre: simple déroulement des nappes à l'avancement;

• Economie de matériaux granulaires

• Diminution de l'amplitude des tassements différentiels.

• Accélération de la vitesse de consolidation des remblais.

• Empêche la contamination par le sol en place

• N'empêche pas le tassement global

L'utilisation des géotextiles dans le développement de remblais a été utilisé plus tardivement, cependant l'aspect de se dernier donne maintenant lieu a des applications de plus en plus nombreuse et prometteuses. La déformabilité et la grande résistance des nappes de géotextiles 'adaptent en effet particulièrement bien aux propriétés des sols meubles. Les méthodes redimensionnement des ouvrages ainsi renforcés sont nonobstant loin d'être parfait et des efforts de recherches importants sont encore à réaliser. Cependant il ressort une technique de renforcement armé au géotextile des remblais comme suivant :

Une structure alvéolaire permet de donner des caractéristiques mécaniques différentes aux remblais. En effet le maillage en carré admet des déformations du fait de sa cinétique. Cela reviens à créer une terre armé pouvant être exposé a des contrainte climatique et chimique beaucoup plus importante que certaine solution déjà existante.

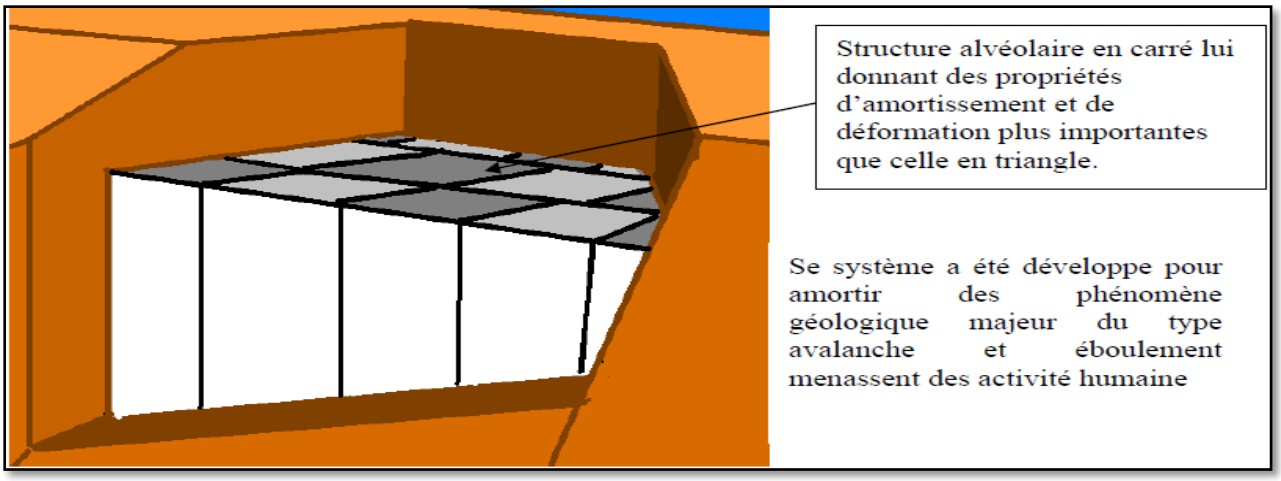


Figure II.5: Les géotextiles en remblais

II.1. 7. 3. Travaux ferroviaires



Figure II.6: Les géotextiles de chemin de fer

Le géotextile associé à la sous-couche constitue un écran anti contaminant efficace qui empêche la migration des éléments fins vers le ballast.

Le géotextile placé sur un fond de forme avec une pente correcte, constitue une surface drainante qui ressuie la plate-forme et crée un chemin préférentiel à l'évacuation des eaux.

II.1. 7. 4. Travaux maritimes:

Le maillage en triangle admet très peu de déformation du fait de sa cinétique contrairement au carré, ce qui le prédispose à accepter les fortes contraintes du au marnage.

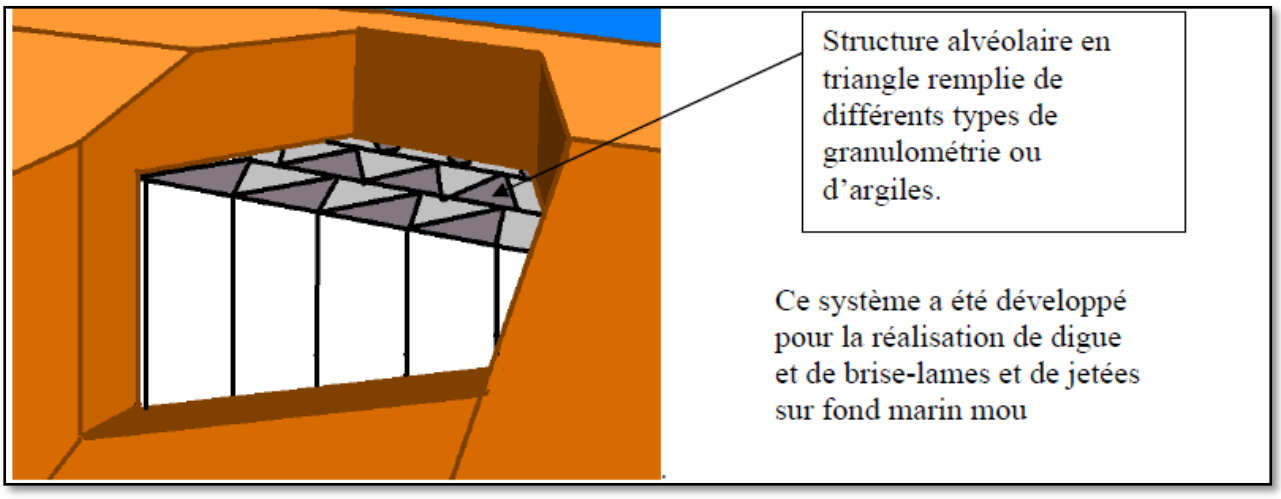


Figure II.7: Les géotextiles dans les travaux maritimes

Le pouvoir de séparation évite l'enfoncement des enrochements dans le sol mou.

Dans la réalisation d'ouvrages face à la mer (épis, digues, défenses de côtes), remplace avantageusement les tapis filtrants et para fouilles.

Dans les travaux de protection de berges, de lutte contre l'érosion engendrée par le courant sou le batillage, le géotextile associé à des enrochements naturels, ou artificiels, joue le rôle de filtre. En maintenant en place les fines particules du sol, malgré la succion engendrée par les courants de retour dus au batillage. En dissipant plus efficacement les sous-pressions produites par les variations de niveau de la nappe phréatique dans le talus.

II.1. 7. 5. Travaux hydrauliques:

Le drainage est une méthode permet de réalisé un rabattement des nappes a fin d'augmenter les caractéristique mécanique du sol. Un réseau de drain en géotextile permet de maîtrisé l'hydrométrie du sol et la hauteur de la nappe. Cette méthode et aussi utilisé pour le drainage des remblais.

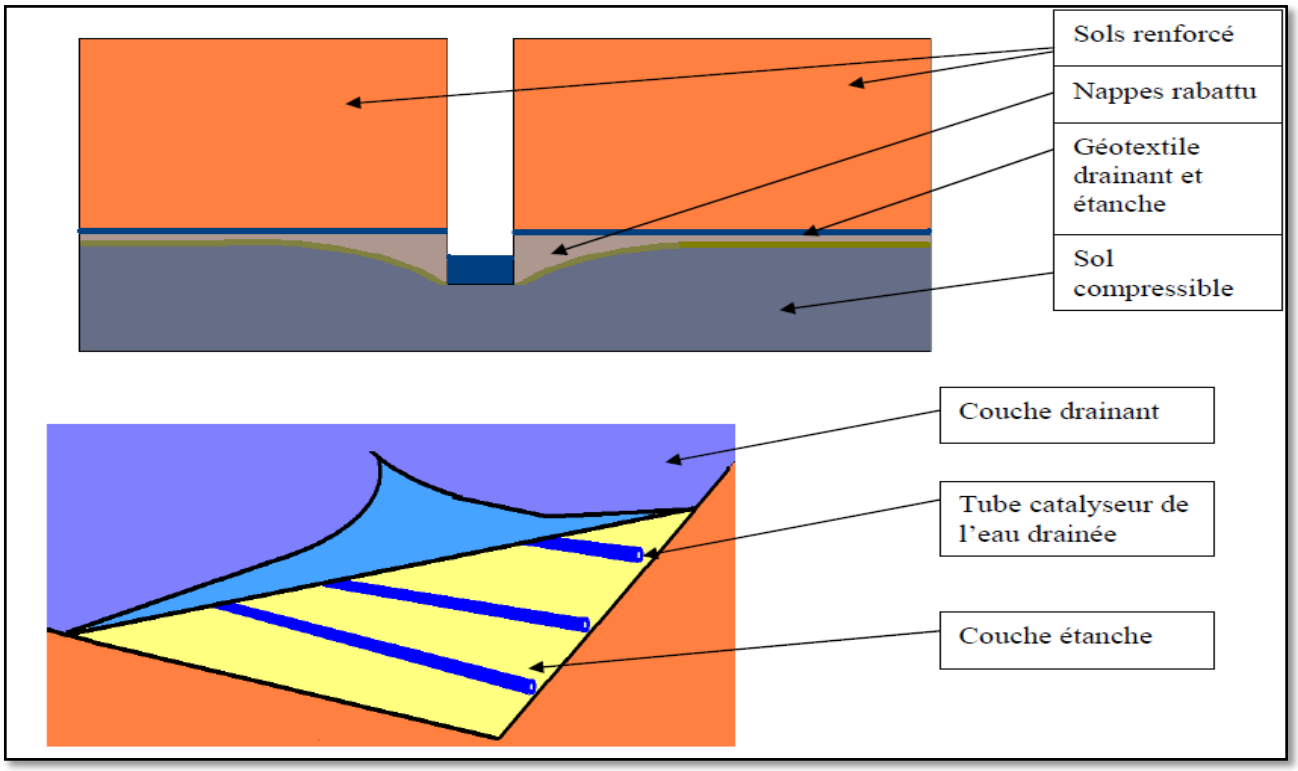


Figure II.8: Les géotextiles du domaine hydraulique

Dans la mise en place de systèmes drainant, les géotextiles intervient :

• Tranchées drainantes ou Fosses septiques Dans la mise en place de systèmes drainants, les géotextiles interviennent :

• Comme enveloppe filtrante autour d'un milieu très perméable (tranchées drainantes, tuyaux perforés, etc.):

• Pour éviter le colmatage interne du système.

• Pour limiter le lessivage du sol environnant.

• Pour améliorer les conditions de pénétration de l'eau vers le drain.

• Pour augmenter la surface drainante en contact avec le sol

Dans la réalisation de barrages en terre le géotextile joue un rôle efficace dans

Plusieurs domaines : drains cheminée et de pied pour barrage en terre par ses propriétés hydrauliques: Associé à des enrochements naturels ou artificiels, il sert de filtre anti-érosion du parement amont.

Il enveloppe le drain de pied constitué de tranchées drainantes. Il protège le tapis drainant granulaire qui récoltée débit de fuite. Raccordé directement au collecteur, il fait office de drain-cheminée.

II.1. 8. Autres cas d'utilisation:

II.1. 8.1. Armatures de remblai:

Des géotextiles relativement résistants peuvent entrer dans la constitution de remblais armés, notamment pour réaliser des ouvrages provisoires (fig. II.9).

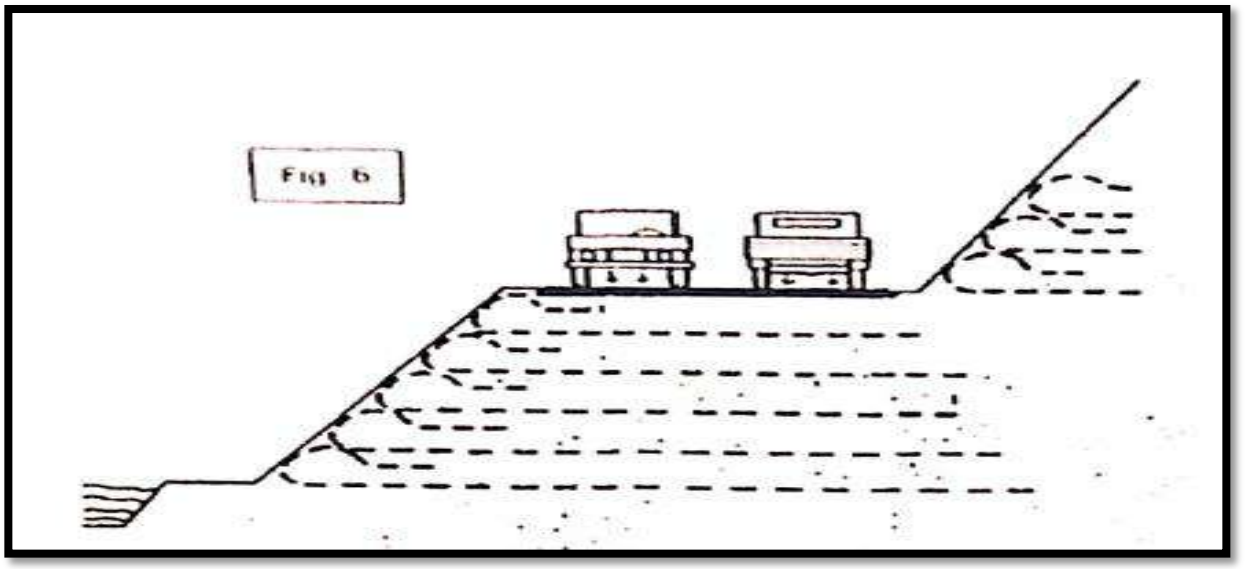


Figure II**.9:** Armatures de remblais

II.1. 8.2. Nappe drainantes dans les remblais :

Pouraccélérer la consolidation de sols très humides mis en remblai au en dépôt (fig. I.14).

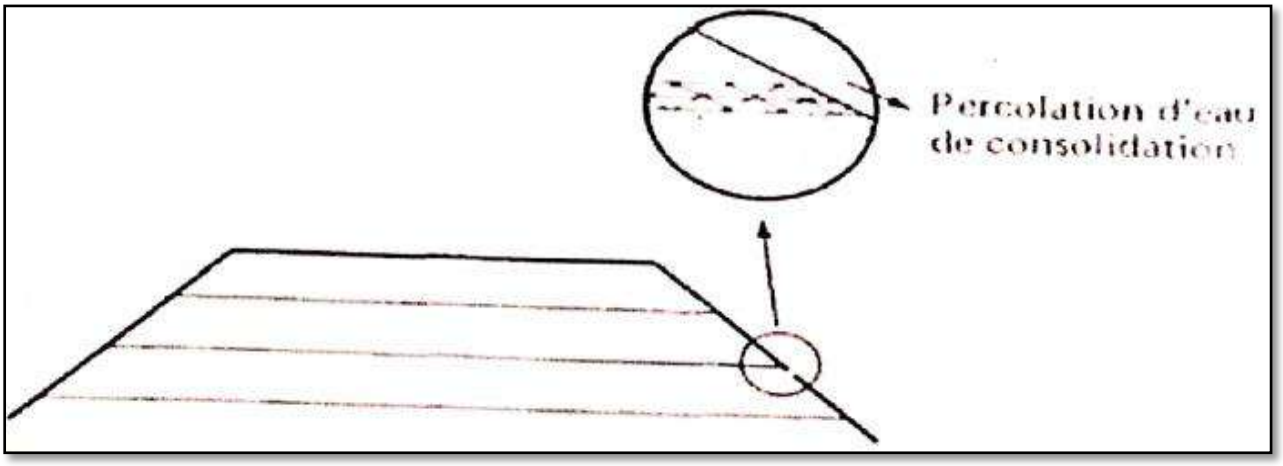


Figure II**.10 :** Nappes drainantes dans les remblais

II.1. 8.2. Nappe résilles :

En couverture de talus pour les protéger d'érosion ou retenir la terre végétale (fig. I.19).

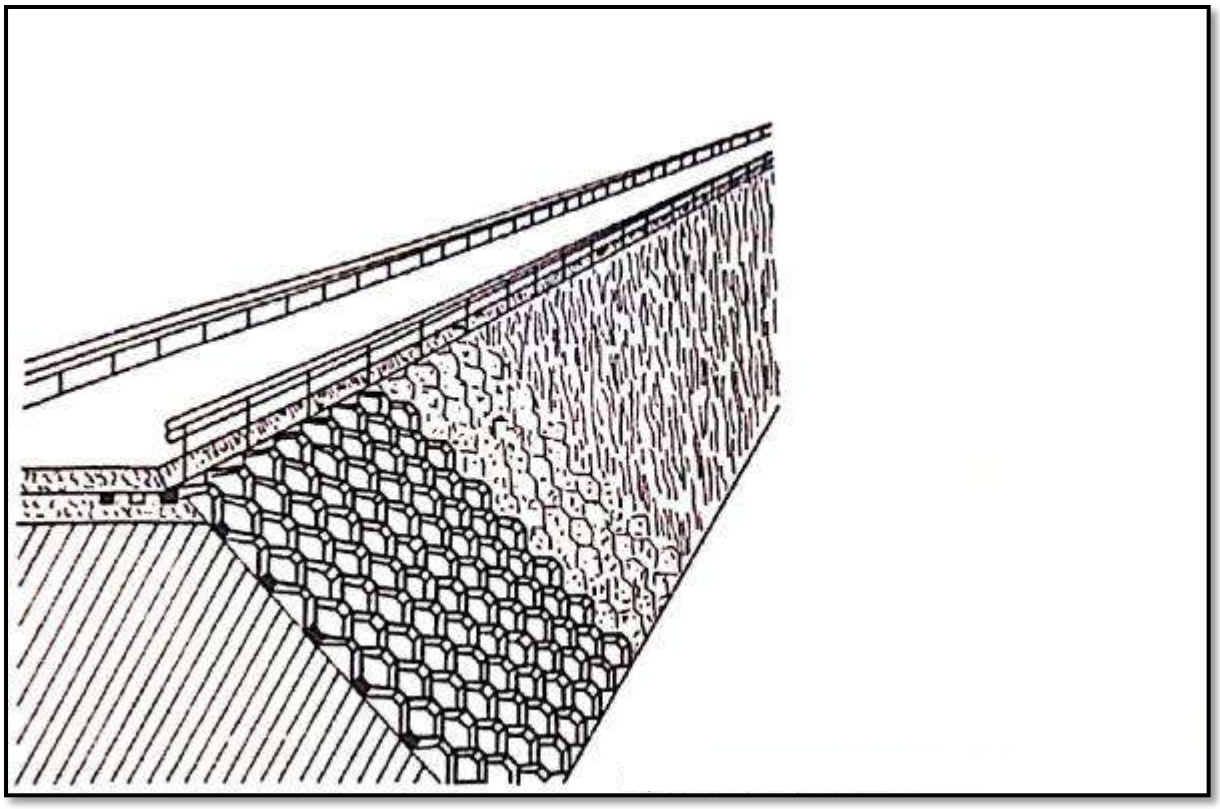


Figure II.11 : Protection de talus contre l'érosion

❖ **Ecran anticapillaire,** en rive de chaussée, pour éviter l'alimentation en eau des couches de chaussée et de la plate-forme support.

❖ **Protection de talus rocheux,** essentiellement sous forme de grilles ou de filets pour éviter ou assurer une protection contre les éboulements.

II.1. 9. La durabilité des géotextiles:

La connaissance des polymères utilisés dans les géotextiles et les prélèvements effectués dans l'ouvrage relativement ancien permettent de conclure que les géotextiles correctement choisis et mis en place, possèdent une longévité suffisante pour les utilisations en technique routière. Le seul élément susceptible de dégrader assez rapidement les constituants du géotextile est en fait l'exposition à la lumière, ce qui nécessite quelques précautions faciles à prendre.

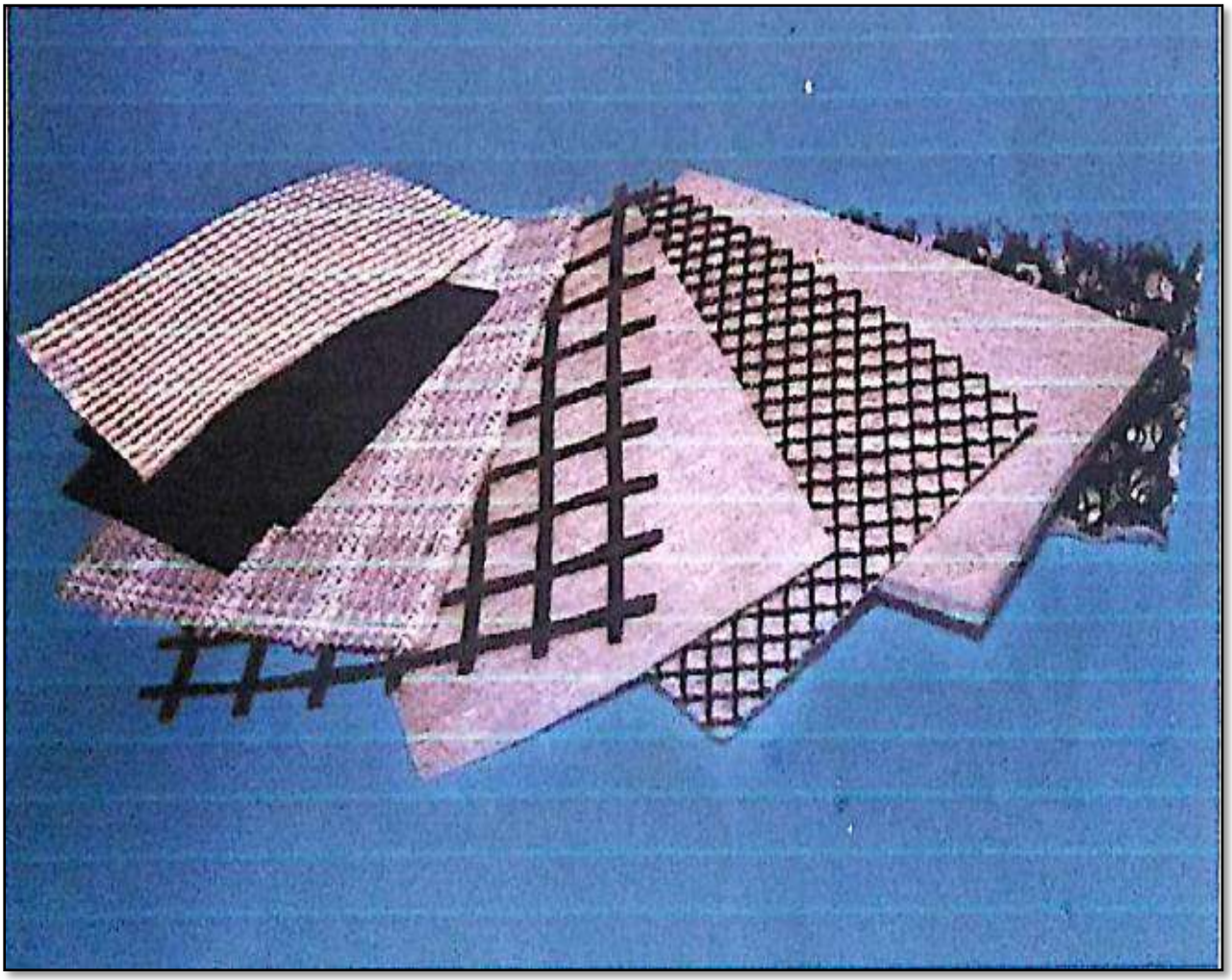


Figure II.12: Différents types de géotextile

II.1. 10. Conclusion:

Le géotextile est une technique utilisée dans géotechnique et plus généralement en génie civil et elle un but principal résoudre les problèmes de stabilité ou de déformations avec un rôle de drainage dans les sols.

Chapitre III

Présentation du Code de calcul PLAXIS V8

III. 1. Introduction :

L'évolution de technologie amène l'ingénieur a réalisé de projet de plus en plus complexe ; couteux et soumis des contraintes de sécurité de plus en plus servers pour réaliser ce projet et vu la complexité des méthodes analytique de résistance de matériaux l'ingénieur a recours aux méthodes qui lui permettent de simuler le comportement des systèmes physique complexes.

Conditionner par les progrès effectués dans le domaine informatique et las acquis des mathématiques dans la théorie de l'énergie, des méthodes de projection et des méthodes d'approximation, la méthode des éléments finis est devenue éventuellement la plus performante des méthodes numériques vu son grand champ d'application ou elle est utilisée dans les nombreux secteurs de l'industrie : aérospatiale, nucléaire ; génie civil ; construction naval, mécanique, technique off-shores,…..etc.

La méthode des éléments finis est donc une technique récente à caractère pluridisciplinaire car elle en œuvre la connaissance de trois disciplines de base :

1. la mécanique de structures : élasticité, résistance des matériaux, dynamique etc…..

2. l'analyse numérique : méthode approximations, résolution des systèmes linéaires des problèmes à la valeur propres ….etc.

3. l'informatique appliquée : technique de développement et de maintenance.

III. 2. Concepts de base :

La MEF consiste à remplacer la structure physique à étudier par un nombre finis d'élément ou de composants discrets qui représentent un maillage.ces élément son lies entre eux par un nombre de point appelés nœuds.

On considère d'abord le comportement de chaque partie indépendant, puis on assemble ces partirais de tell sorte qu'on assure l'équilibre des forces et la compatibilité des déplacements réels de la structure en taqua' objet continu.

La MEF est extrêmement puissante puisqu' elle permet d' étudier correctement des structure continues avant des propriétés géométriques et des condition de charges compliquées. Elle nécessite un grand nombre de calcul qui cause de leur nature répétitive s'adaptant parfaitement a la programme numérique.

III. 3. Calculs par la méthode des éléments finis:

La méthode aux éléments finis est théoriquement, la plus satisfaisante puisqu'elle permet la modélisation des problèmes géotechniques complexes.

Elle nécessite :

- La définition de la géométrie du problème, pour que fourniers du calcul n'influence passure les résulta.
- Le choix d'une loi de comportement du sol, de type Mohr-coulomb, Duncan, Cam-Clay,….etc.
- Les caractéristiques des ouvrages et des éléments d'interface pour introduire l'interaction sol structures et les conditions hydrauliques.
- L'état initial des contraintes et des pressions interstitielles
- Les caractéristiques des butons ou des tirants d'ancrage.

Elle permet :

- D'effectuer les calculs d'écoulement ;
- De simuler toutes les phases de travaux ;
- De prendre en compte les variations des caractéristiques, des couches de terrain et des lits de butons ou de tirant ;
- De calculer un coefficient de sécurité.

Les sorties fournissent pour les ouvrages :

- Les déplacements des ouvrages ;
- Les sollicité internes des ouvrage
- Les efforts dans les boutons ou tirants .et pour le sol
- Les déplacements du sol
- Les déformations du sol
- Les contraint totale et effectives dans le sol
- Les pressions interstitielles
- Calcul un coefficient de sécurité.

III. 4. Présentations de Plaxis:

III. 4. 1. Histoire de Plaxis:

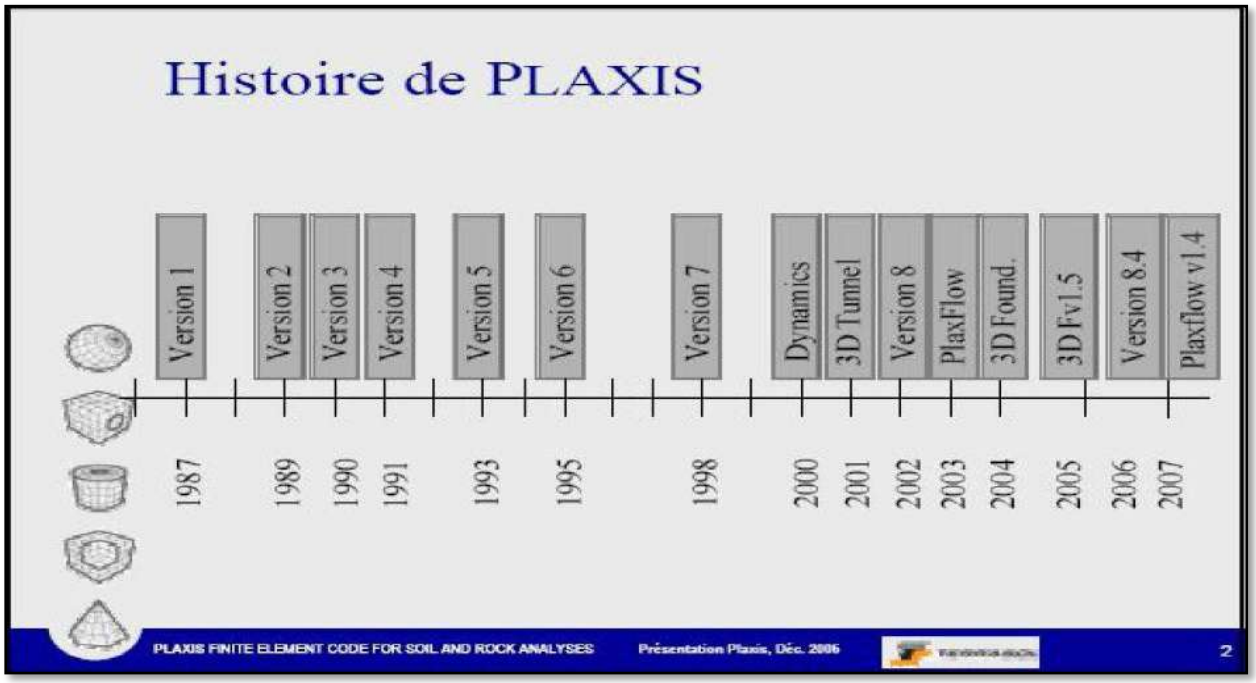


Figure III.1 : Histoire de PLAXIS

III. 4. 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 (bidimensionnel) 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 processus itératif permettant de déterminer à chaque pas de temps de calcul les champs de déplacements, de vitesses et d'accélérations 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 types 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 comportment 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);

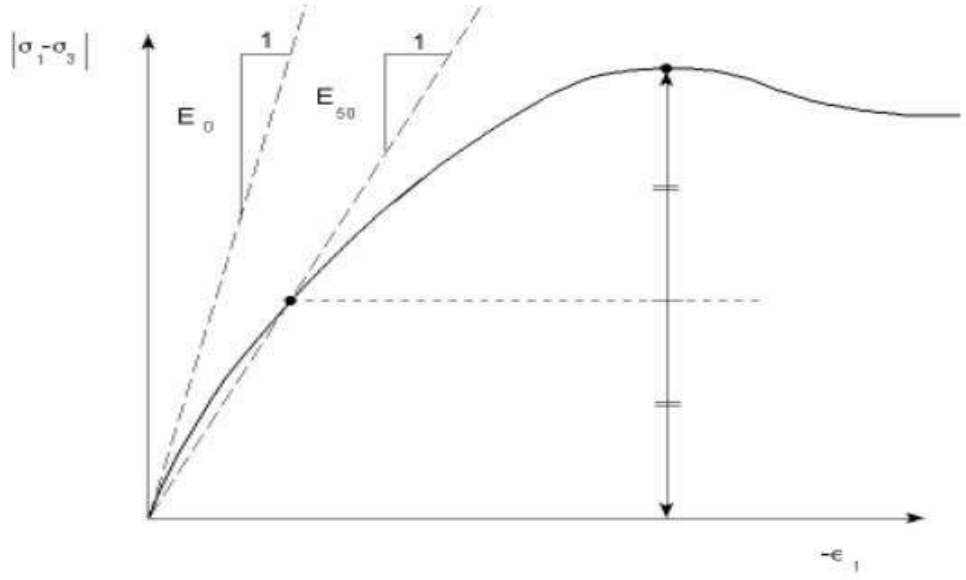


Figure III.2. : Définition du module d'Young E

❖ lecoefficientdePoissonυ:évaluéparl'intermédiareducoefficientdepressiondesterres

Au repos K_0= υ/ (1-υ) 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 constant non nulle (c≠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 (ψ=0) pour des sols argileux qui ne montrent aucune dilatance, mais non nul (ψ≠0) pour les sables dont la dilatance ne dépend de leur densité et de leur angle de frottement. Pour les sables siliceux, ψ ≈ φ-30.

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

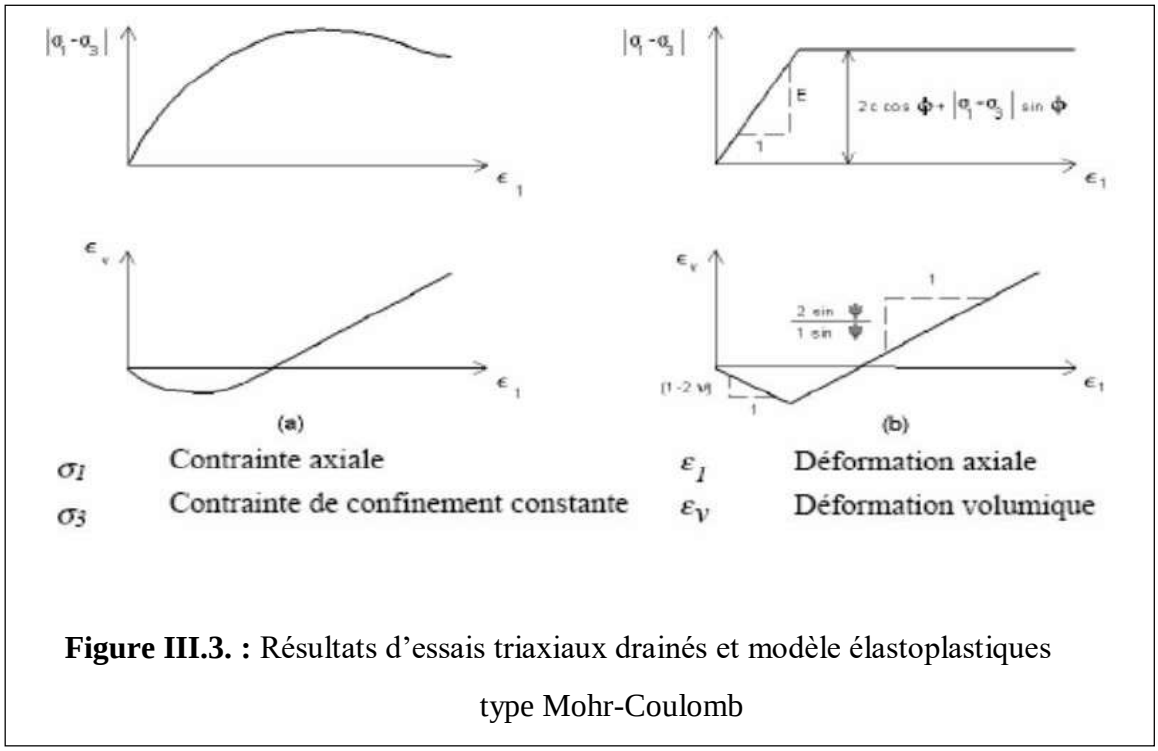


Figure III.3. : Résultats d'essais triaxiaux drainés et modèle élastoplastiques type Mohr-Coulomb

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 comportment 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 φ 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 :

$$\Sigma Msf=\frac{tan\ \varphi_{donnée}}{tan\ \varphi_{réduit}}=\frac{c_{donnée}}{c_{réduit}}$$

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, ΣMsf 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 :

$FS=\frac{résistance\ disponible}{résistance\ à\ la\ rupture}$ = valeur de (ΣMsf) 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)

III. 5. 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 etcomplexe.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 performent 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 important. Plus le modèle de comportement n'est pas sophistiqué.

Chapitre IV

Analyse numérique de la capacité portante d’une fondation filante située à proximité d’un talus

IV. 1. Introduction :

Les études théorique et expérimental ont montrés que lorsqu'une fondation superficielle située au bord d'une pente la capacité portante de cette fondation va être affectée.

Ce chapitre s'intéresse sur le calcul numérique de la capacité portante d'une fondation filante située à proximité d'un talus, et soumise au déplacement vertical. En utilisant le logiciel de modélisation numérique« PLAXIS ».

L'étude est porté sur la variation de deux paramètres qui sont l'angle d'inclinaison de la pente et la distance entre la fondation et la crête de talus, afin d'évaluer l'effet de ces variations sur la capacité portante.

IV. 2. Présentation du cas étudie :

L'objectif de cette étude est d'évaluer le comportement d'une fondation superficielle reposante sur une couche de sable. Notant que la fondation est rigide donc on impose un tassement uniforme en surface. En dessous de cette couche de sable 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)

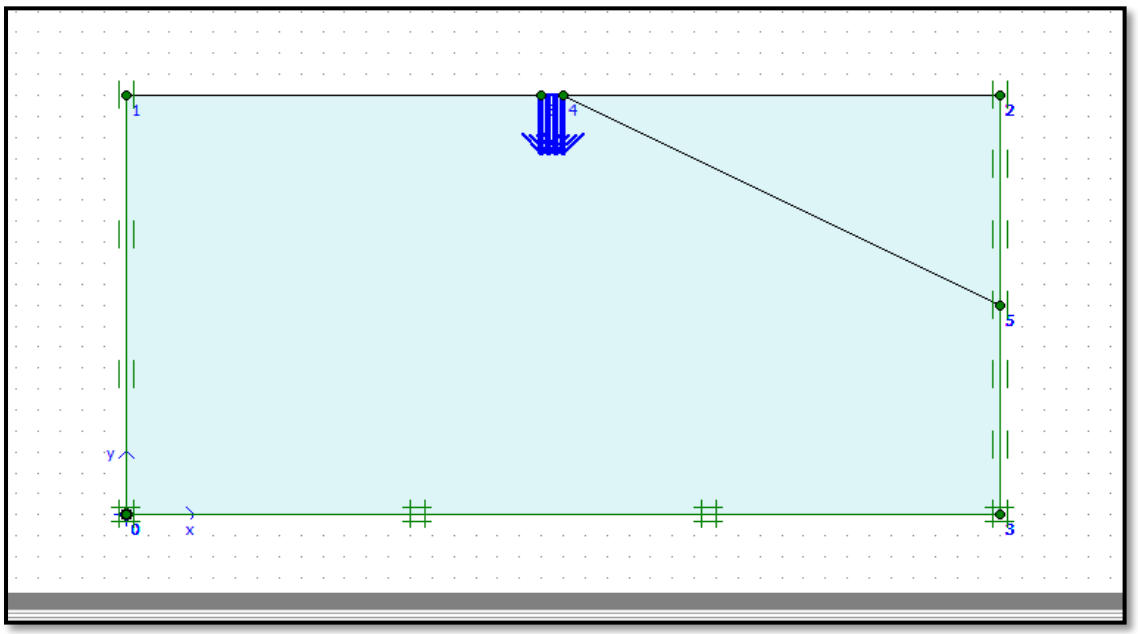


Figure IV.1(a) : Géométrie du problème pour une surface horizontale

I.

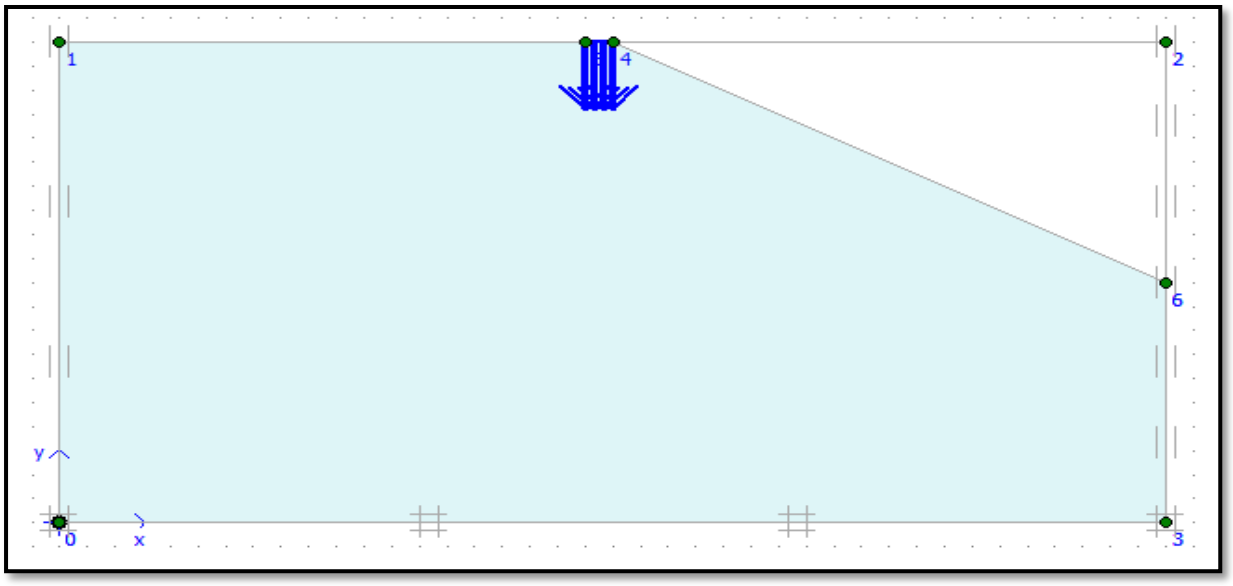


Figure IV.1 (b) : Géométrie du problème pour une pente de (1/2).

IV. 3. Caractéristiques générales :

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

IV. 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.

IV. 3.2. Conditions aux limites:

Le modèle est entièrement bloqué à sa base (ux= uy= 0), et
Et est bloqué dans le sens des x pour les plans verticaux (x = 0m) et (x = 40m).

IV. 3.3 Modélisation de la fondation

Pour la modélisation d'une fondation rigide, on a choisi d'imposer un déplacement vertical égal à 0,2 m.

IV. 3.4. 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 suivant :

Tableau IV.1 : Paramètres géotechniques du sol

Paramètre	Sable	Unité
Poids volumique (γ_{unsat})	16,5	KN/ m^3
Poids volumique (γ_{sat})	20	KN/ m^3
E ref50 (Pref =1OOKPa)	10000	KN/ m^2
Cohésion C	0.1	Degré
Angle de frottement φ	27	Degré
Angle de dilatance ψ	0	-
Coefficient de Poisson	0,2	-
Perméabilité Kx, y	1	m/jour
K ne	0,54	KN / m^2

Caractéristiques de géotextile **:** le programme que nous avons utilisés nécessite seulement le effort axial qui est égale « EA=500 KN/m ».

IV. 3.5. Génération du Maillage :

L'icône « maillage » permet d'effectuer automatiquement le maillage du problème. On règle la finesse du maillage dans le menu Mesh>> Global coarssenessur very fine et on le raffine localement sur la partie au-dessous de la semelle.

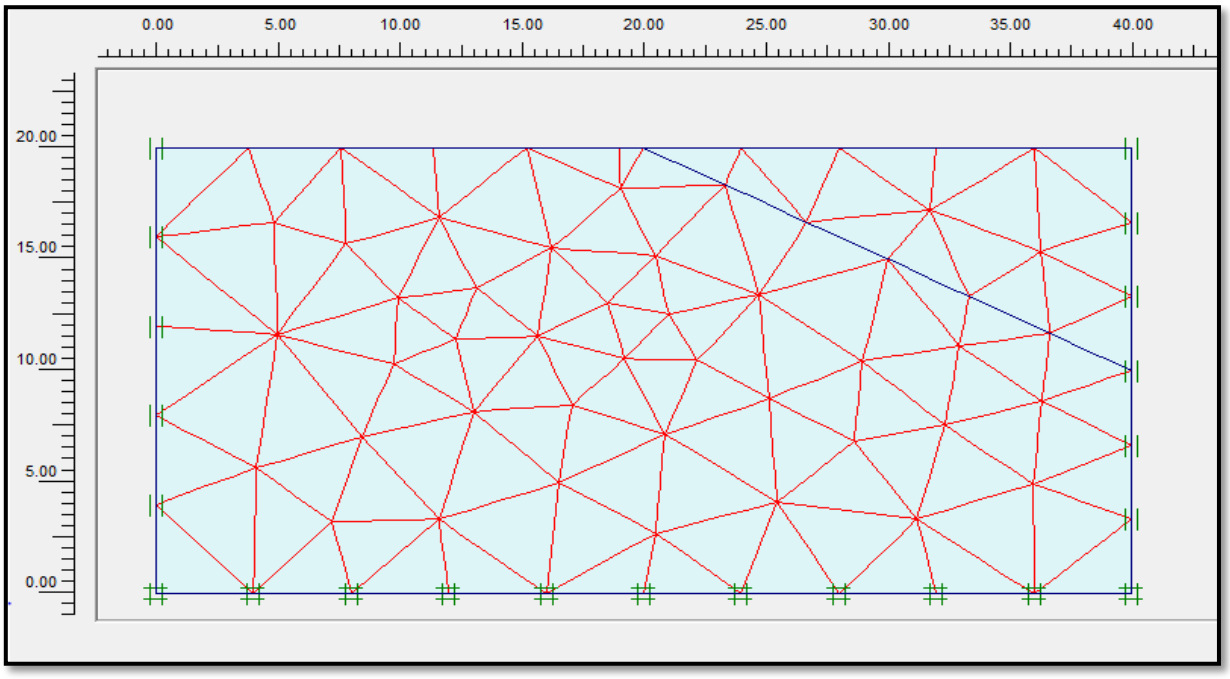


Figure IV.2 : Maillage avant le calcul

IV. 3.6. Conditions initiales :

Une fois que le modèle géométrique est créé et que 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).

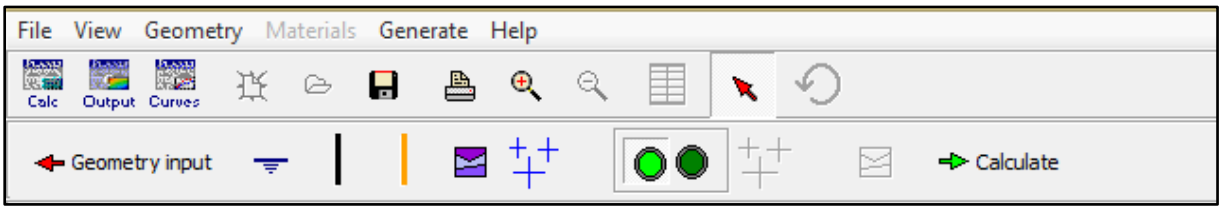


Figure IV.3 : Initialisation des contraintes initiales avec la procédure K0

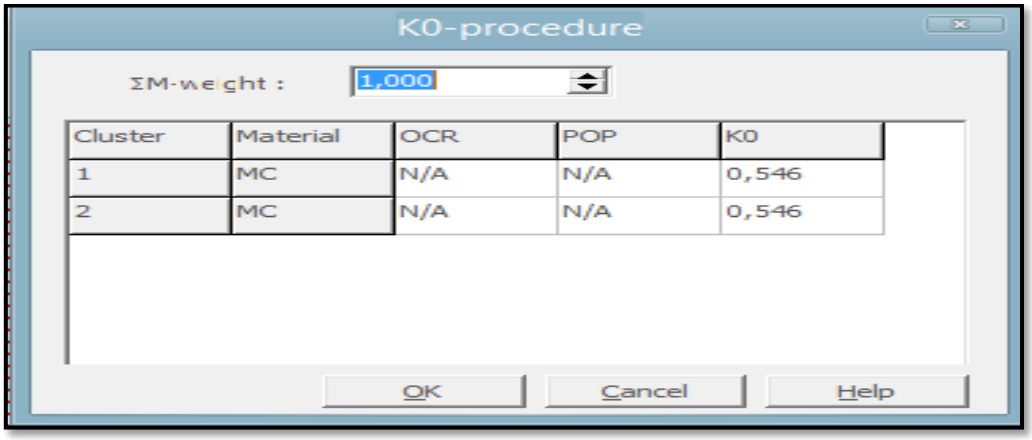


Figure IV.4: Choix de K0

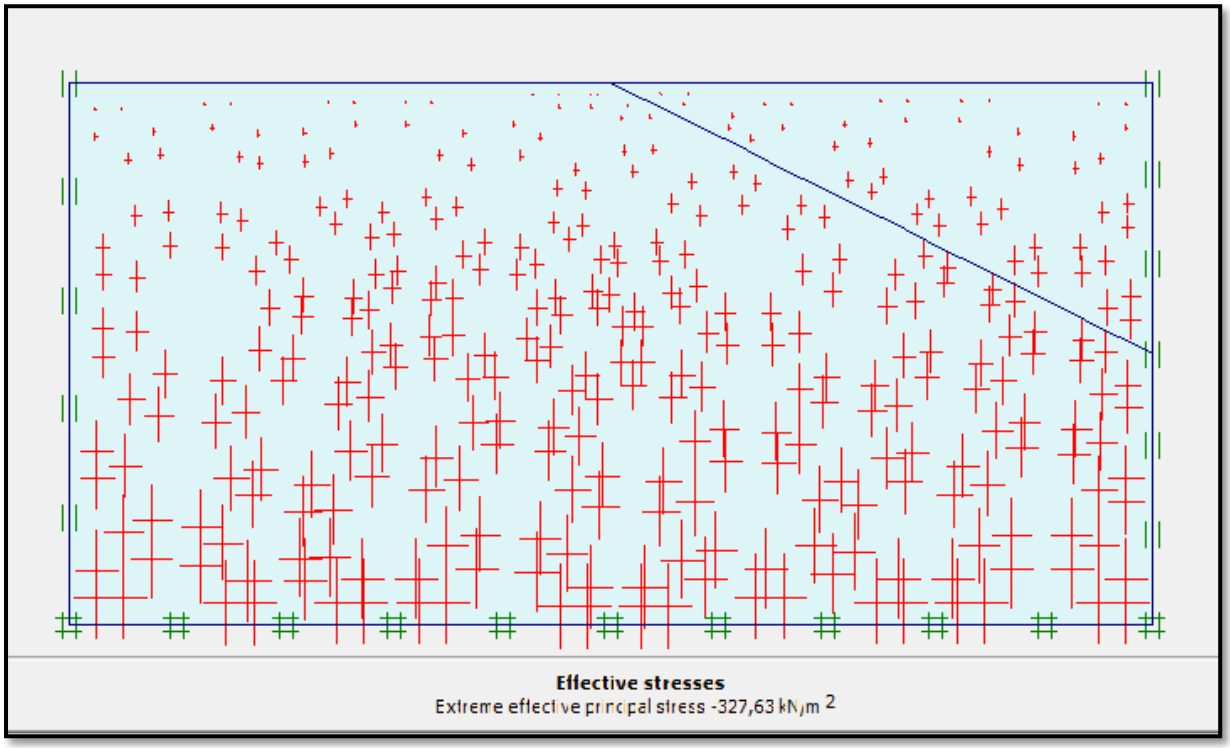


Figure IV.5 : Valeurs des contraintes initiales

IV. 4. Lancement des calculs :

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

1- Généralité :

On choisit un calcul de type « plastique ».

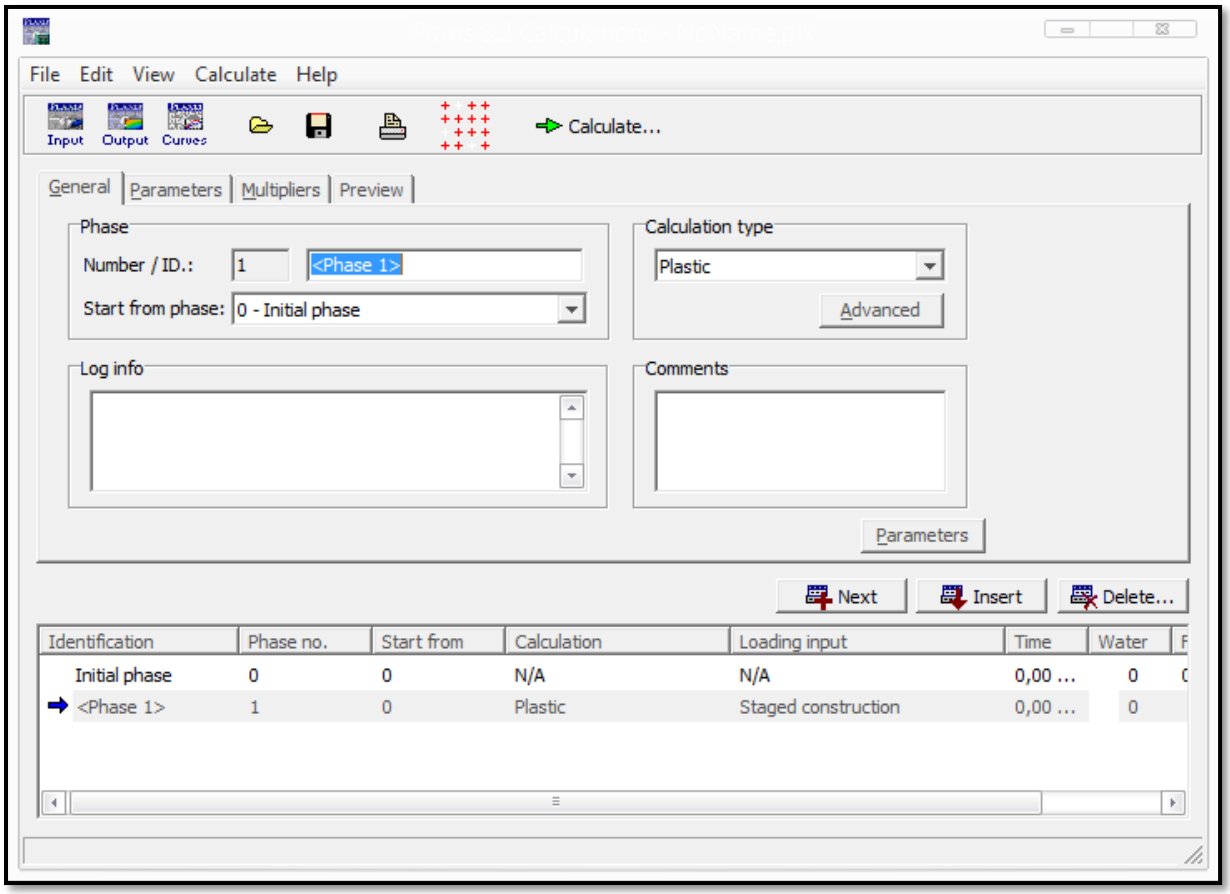


Figure IV.6 : Menu général de calcul

2 Paramètres :

On choisit la construction par étape (stage 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.

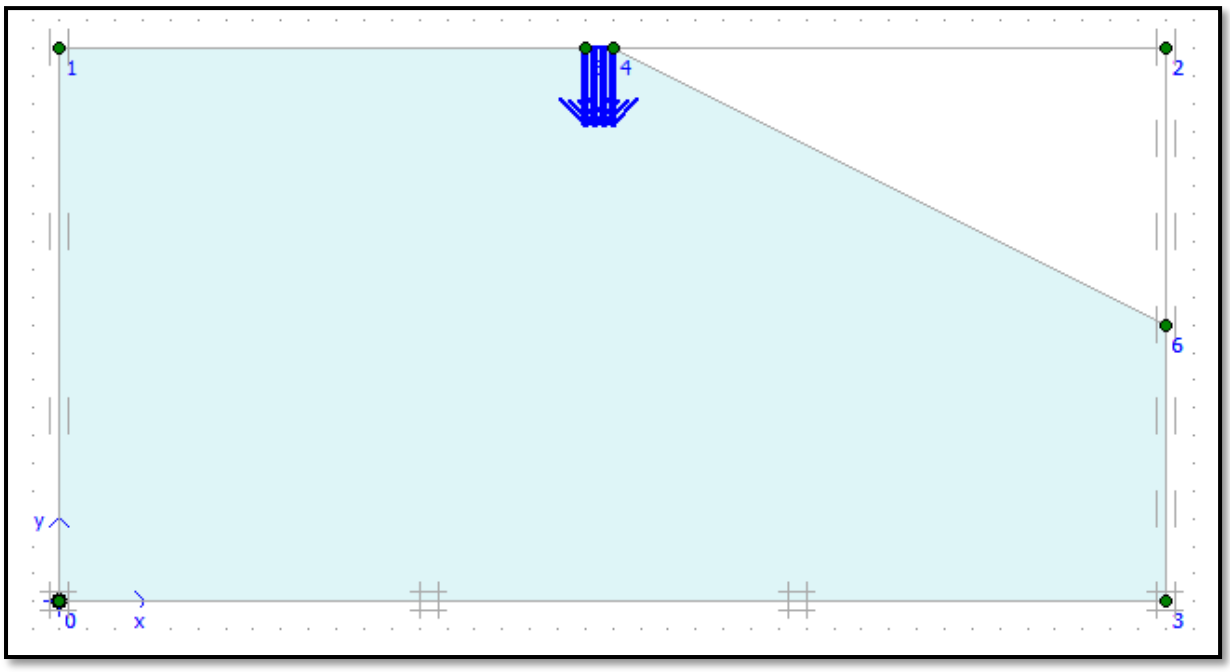


Figure IV .7 : Excavation de talus

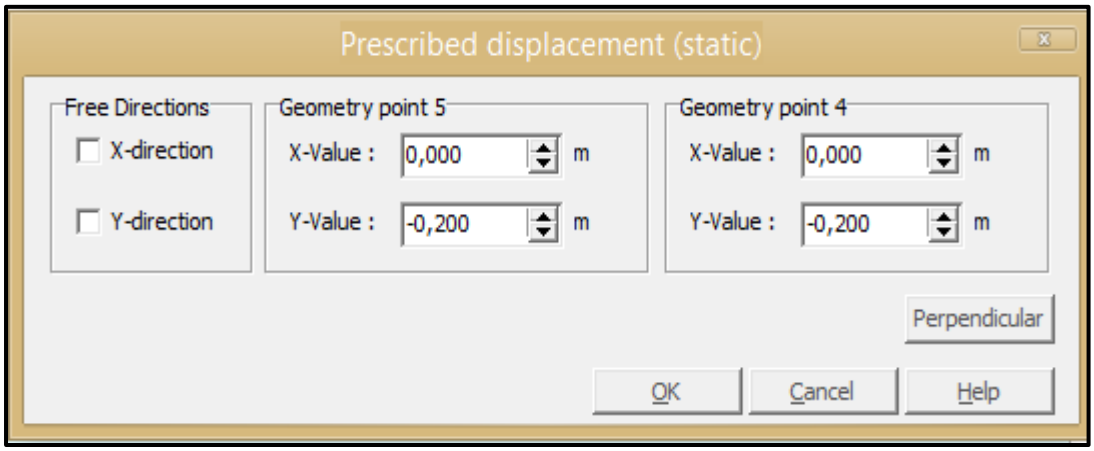


Figure IV.8 : Valeurs de déplacement imposé

3- 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.

4- Calcul :

On peut alors lancer le calcul. A la fine de cette opération on peut voir les résultats en cliquant sur le bouton « Output ».

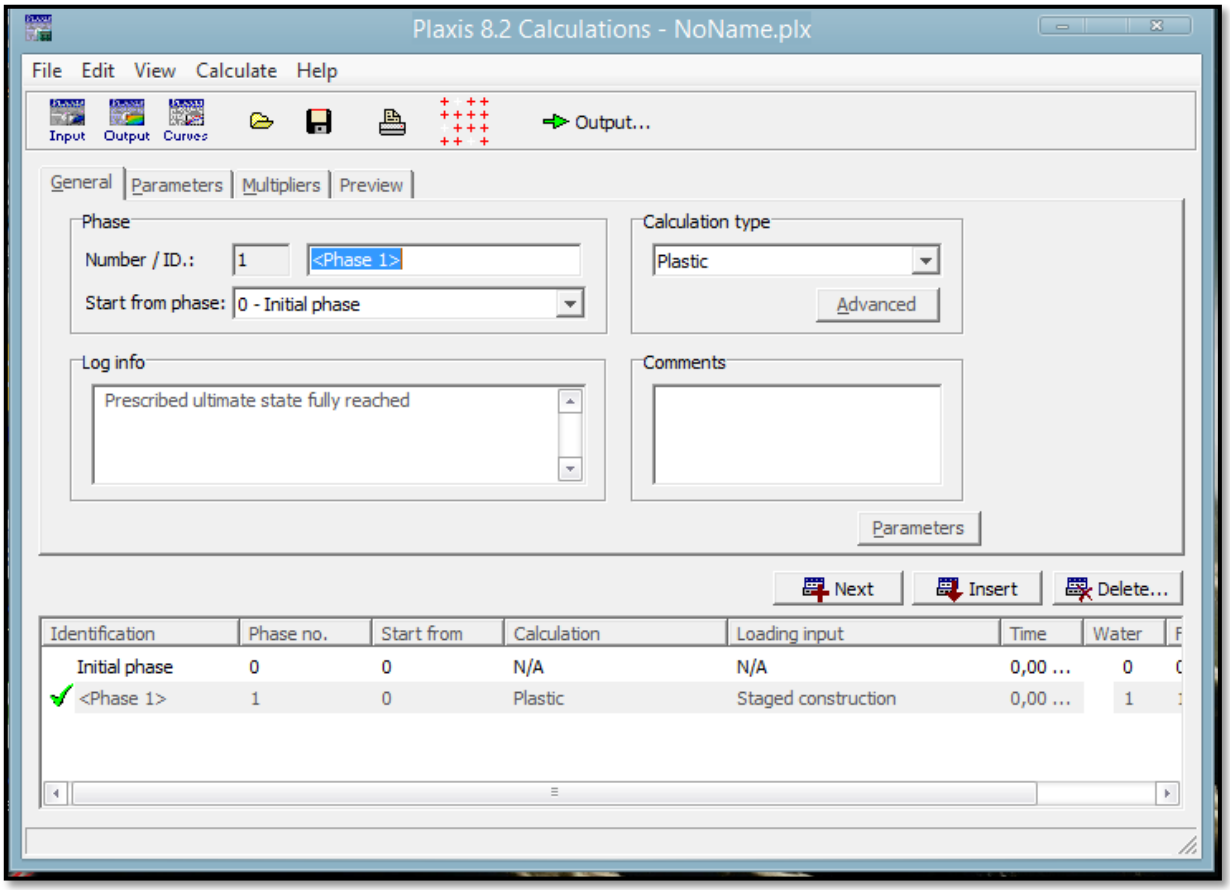
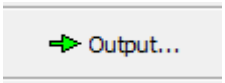


Figure IV.9 : Fenêtre d'évolution de calcul

5- 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 

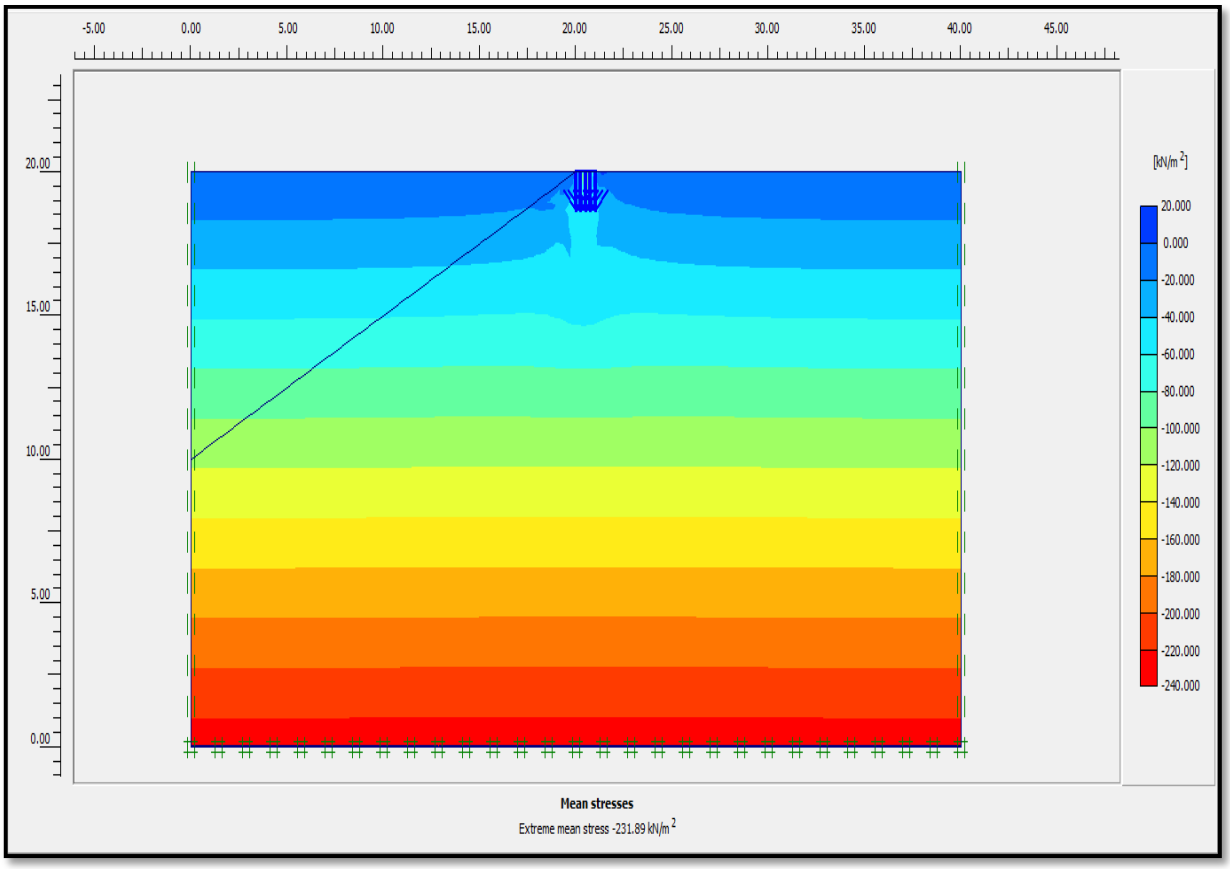
on obtient les résultats ci-dessous.

IV. 5. Influence de la variation de la pente du talus sur la capacité portante de la fondation :

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

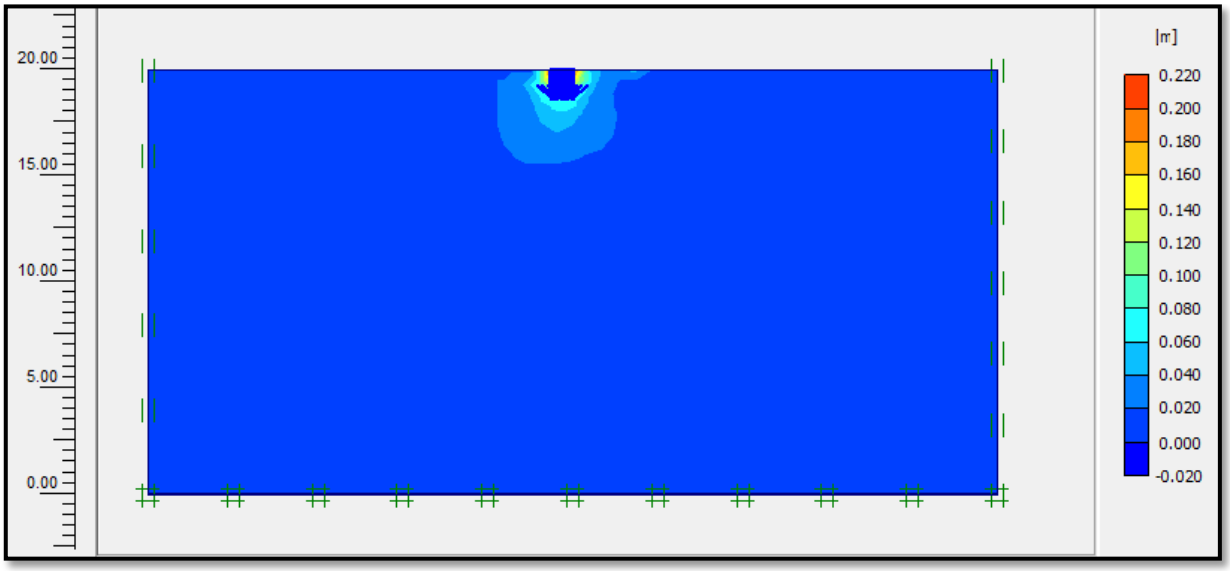
- **une surface horizontale :**

La figure représente la contrainte effective pour une surface horizontale une pente =0.



FigureIV.10 : Contraintes totales

La figure suivante représente le déplacement total pour une surface horizontale :



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

- **une pente de (1/2) :**

La figure (**IV**.12) représente la contrainte effective pour une pente =1/2.

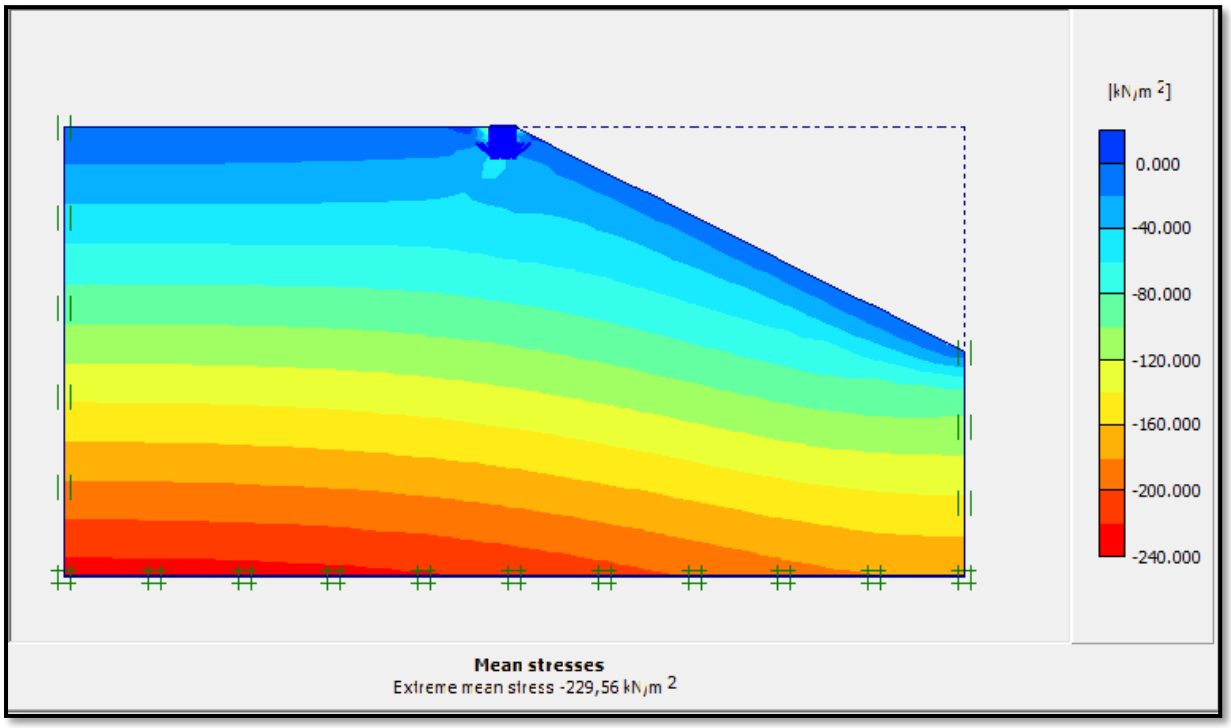


Figure IV.12 : Contraintes totales

La figure (III.13) représente les déplacements totaux pour une pente 1/2 :

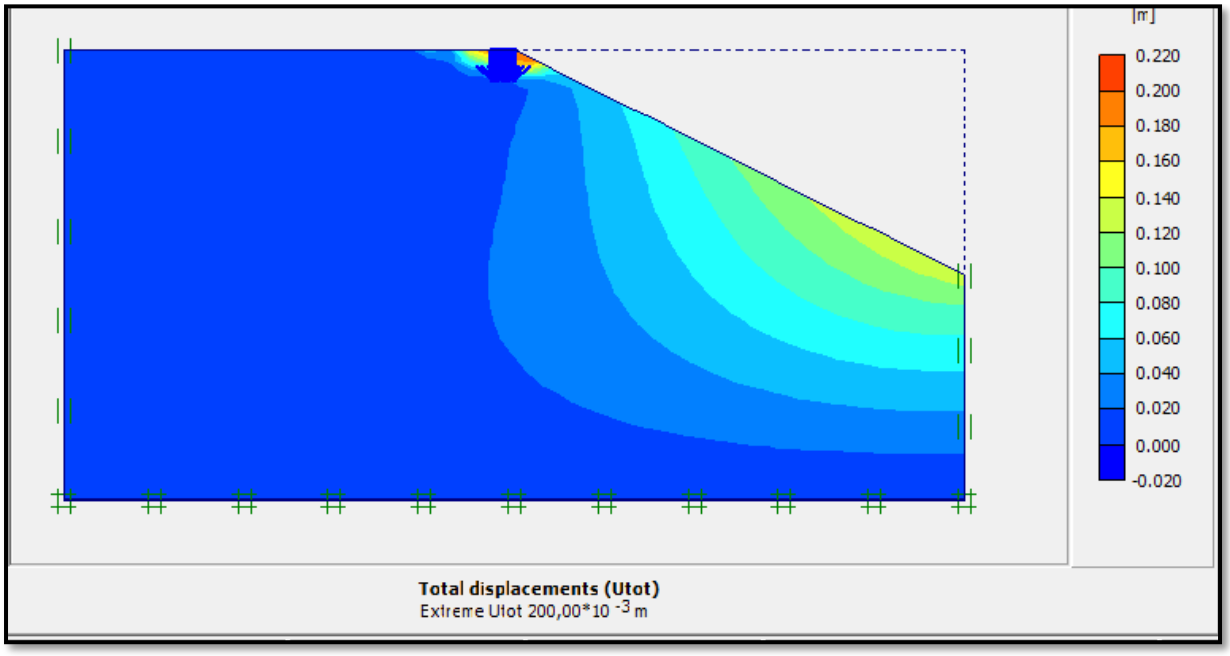


Figure IV.13 : déplacements totaux pour une pente1/2.

Dans ce qui suit, on se propose d'étudier la variation de la capacité portante d'une fondation au sommet d'un talus pour différentes pentes.

La figure (IV.14) représente les courbes charges déplacement pour d=0 et pour différentes pentes (1/2,1/3, 1/4).

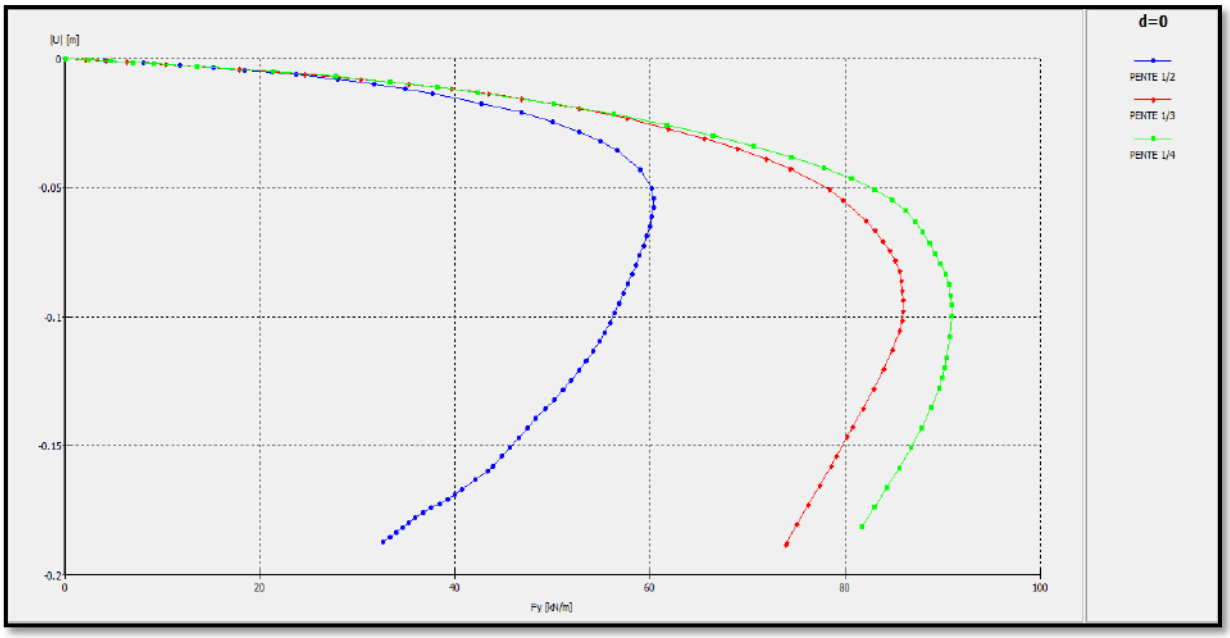


Figure IV.14 : Courbes de chargement pour différentes pentes (1/2, 1/3 ,1/4).

- **Discussion des résultats :**

  D'après les résultats obtenus on constate que les valeurs de la capacité portante diminuent avec l'augmentation de la pente, en conséquence, la pente la plus défavorable pour la capacité portante est celle correspondant à une valeur de 1/2.

IV. 6. Influence de l'éloignement du sommet du talus sur la capacité portante de la fondation :

Dans cette partie, on étudie l'influence de la variation de la proximité du sommet du talus (d) sur la capacité portante de la fondation :

La figure (IV.15) représente la courbe de chargement de la fondation pour une pente de (1/2) et pour différentes valeurs de d= (0, 1, 2 et 3).

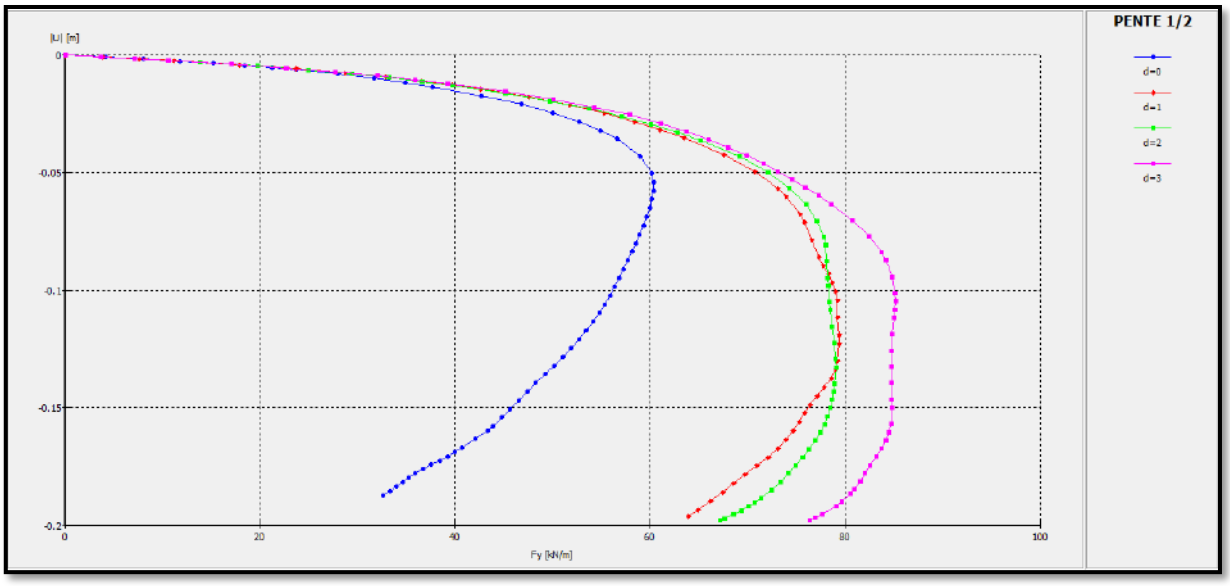


Figure IV.15: Courbes de chargement pour, une pente (1/2).

La figure (IV.16) représente la courbe de chargement pour une pente de (1/3) et pour différentes valeurs de d.

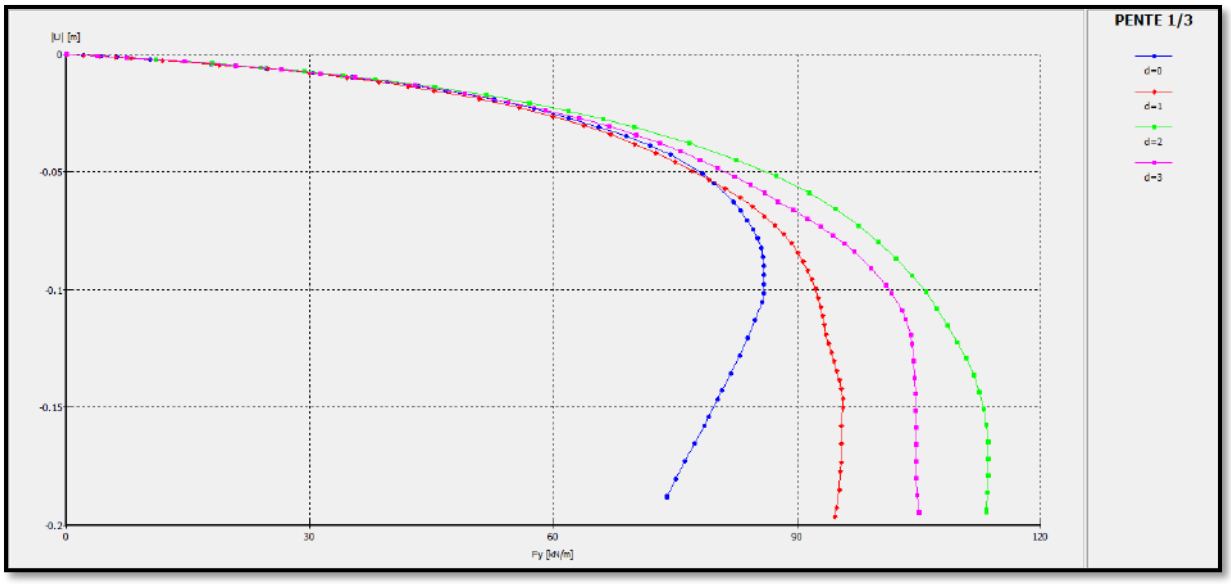


Figure IV.16 : Courbes de chargement pour une pente (1/3).

La figure (IV.17) représente la courbe de chargement pour une pente de (1/4) avec d (0, 1, 2 et 3).

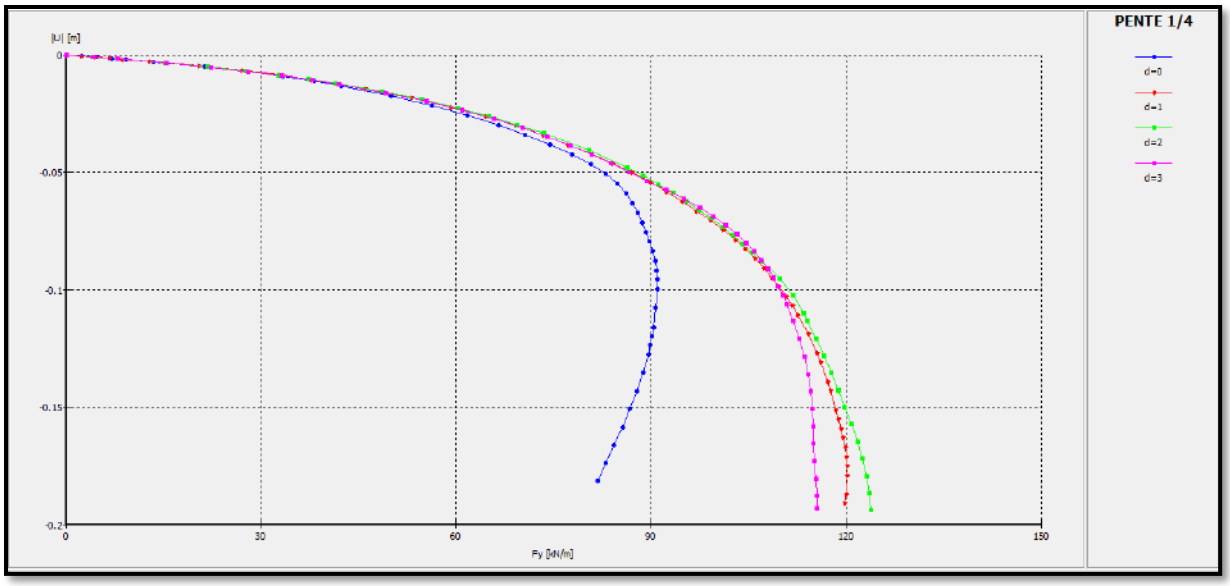


Figure IV.17 : la variation des déplacements en fonction des contraintes, pour la pente (1/4).

- **Discussion des résultats :**

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

IV. 7. Effet du renforcement du sol par des géotextiles sur la capacité portante de la fondation :

Dans cette partie on se propose d'étudier l'effet de l'introduction des géotextiles sur l'amélioration de la capacité portante d'une fondation au bord d'un talus.

La modélisation du talus sera faite pour une pente de (1/2) et la fondation sera disposée au sommet du talus d = 0, ces conditions représentent la situation la plus défavorable.

Trois couches de géotextile espacées de 0,5 m seront introduites par étapes.

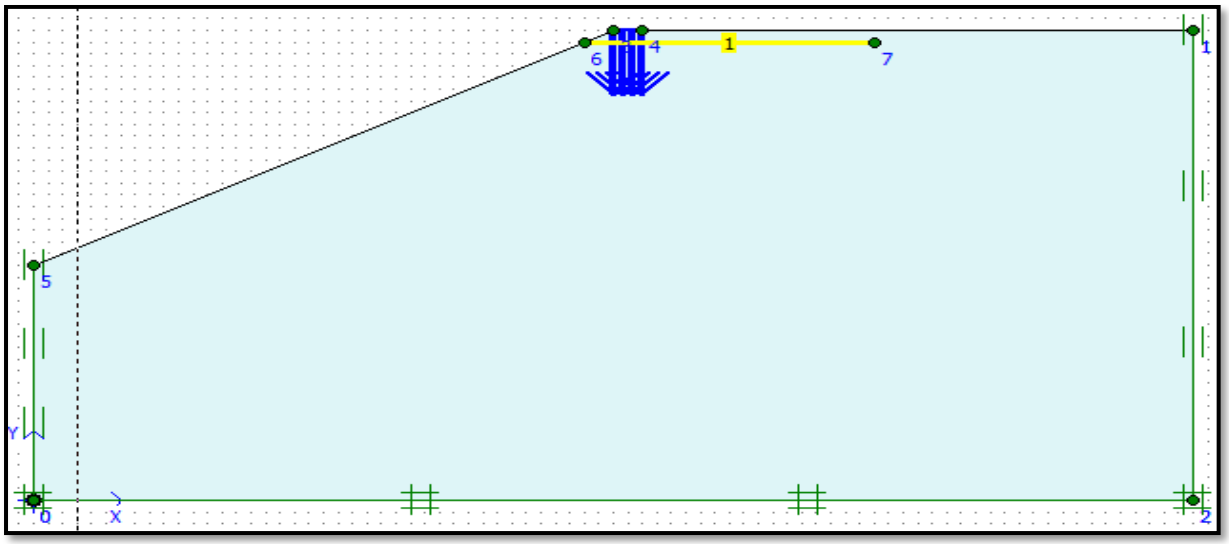
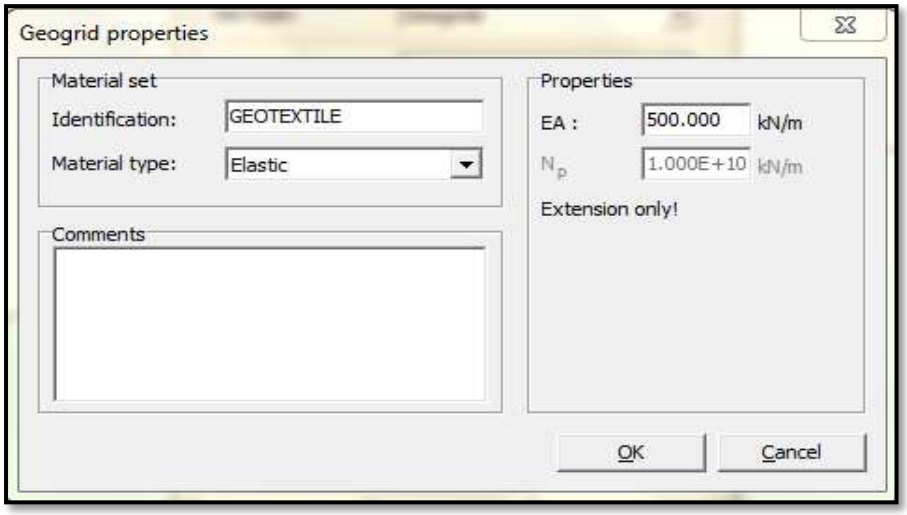


Figure IV.18 : modélisation de géotextile.

- **Caractéristiques des géotextiles**.

  La valeur de la rigidité axiale EA dépend de la qualité du tissue des géotextiles, la valeur choisit dans ce cas est de « EA=500 KN/m » :



Les phases de calcul :

- Les mêmes étapes citées précédemment seront suivit dans ce cas.
- Les géotextiles sont activés après l'activation du déplacement imposé, afin de les prendre en considération dans les calculs.
- **Aperçu des résultats obtenus :**
  - ❖ **Renforcement par une seule nappe de géotextile** *:*

La figure (IV.19**)** représente la déformation totale du talus renforcé par un géotextile :

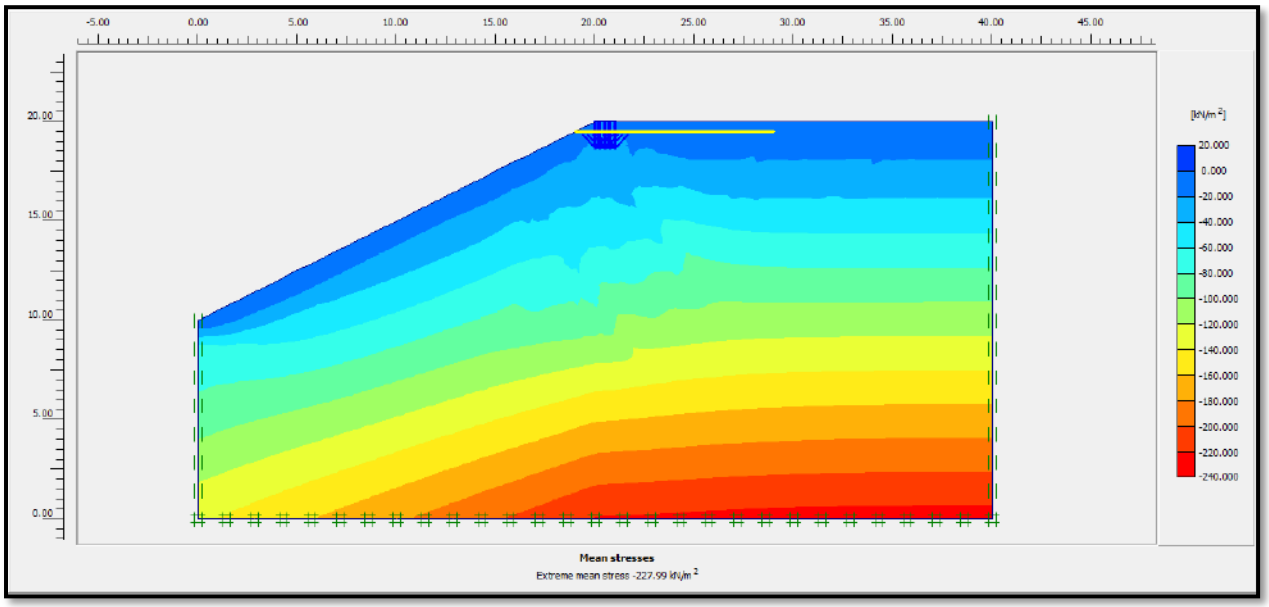
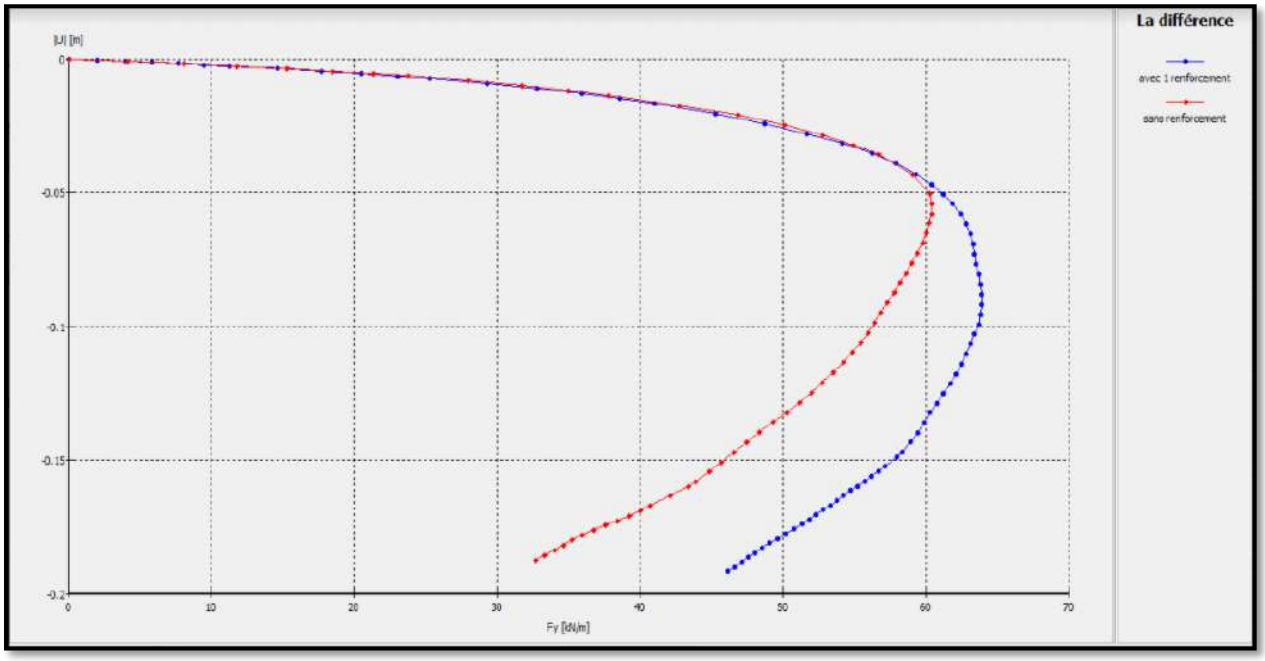


Figure IV.19:contraintes totale de talus renforcé par un géotextile.

La figure (IV.20) représente les courbes de chargement de la fondation avant et après renforcement par une couche de géotextile :



FigureIV.20 : Les courbes de chargement de la fondation avant et après renforcement.

Une nette amélioration de la capacité portante de la fondation est observée avec l'introduction d'une nappe de géotextile.

- **Renforcement par deux nappes de géotextiles :**

La figure (IV.21)représente lacontrainte totale d'un talus renforcé par deux géotextiles.

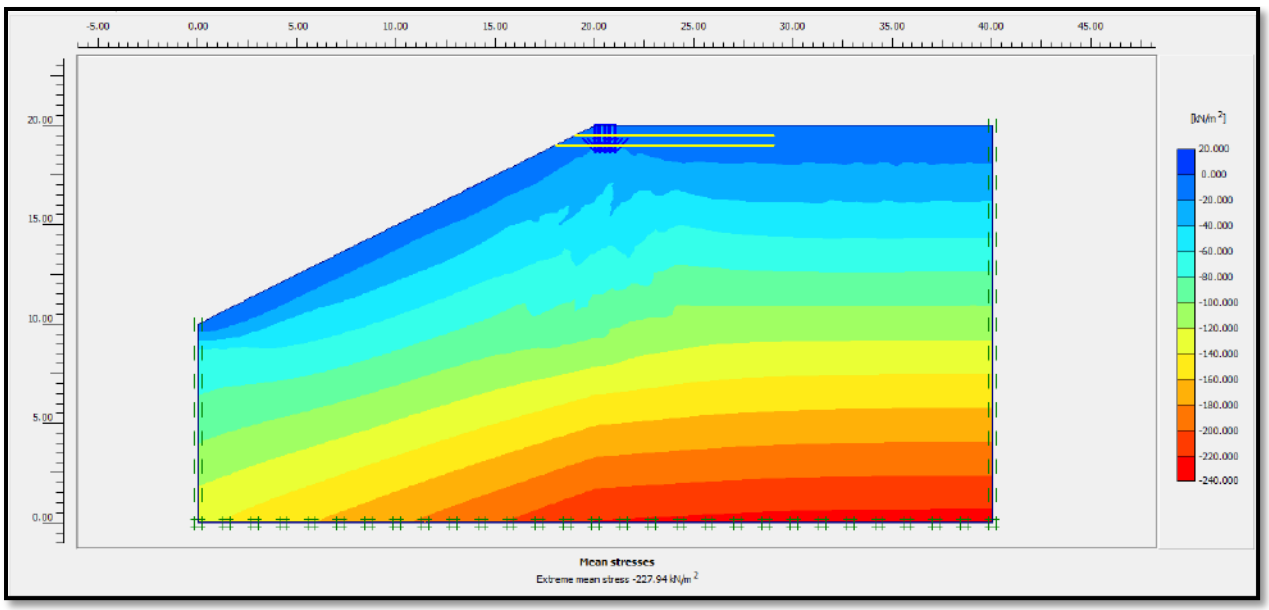


Figure IV.21 : la contrainte totale d'un talus renforcé par deux géotextiles.

La figure (IV.22) représente les courbes de chargement de la fondation sans renforcement, avec une puis avec deux couches de renforcement.

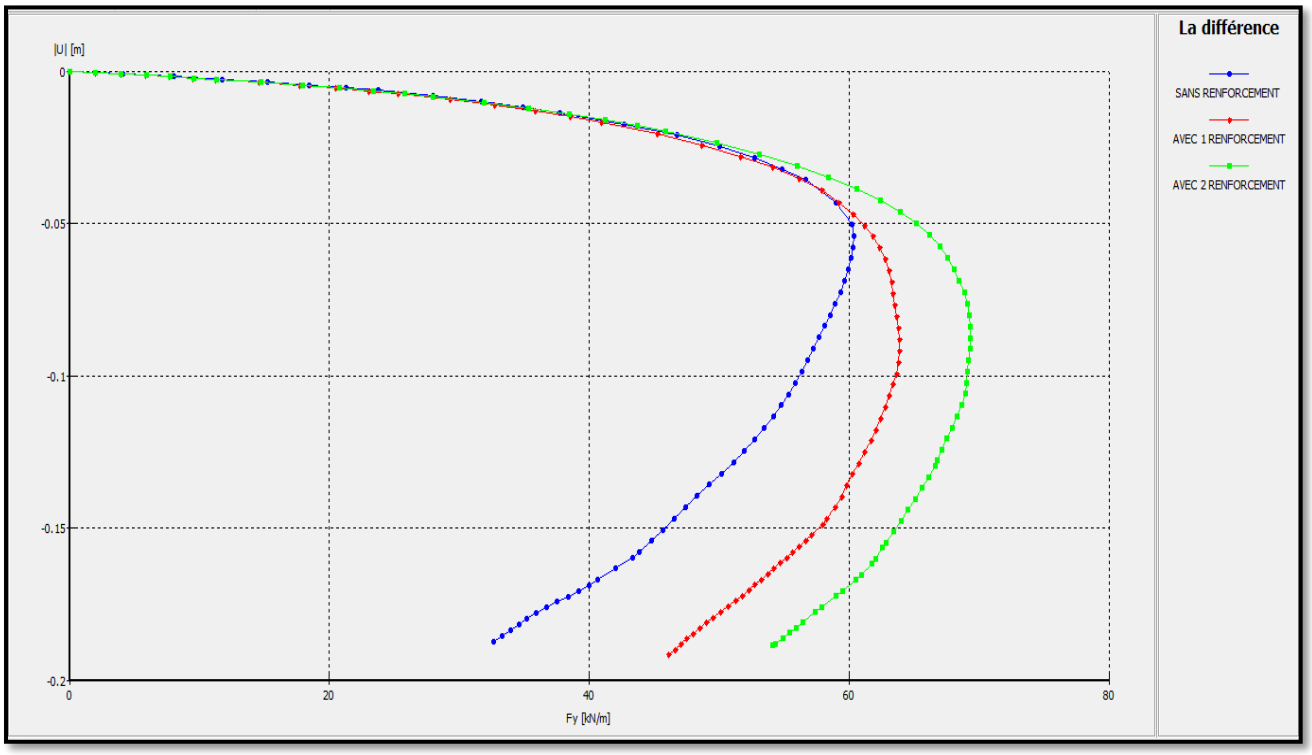


Figure IV.22 : les courbes de chargement de la fondation avec deux nappes de géotextiles.

❖ **Renforcement par trois géotextiles** :

La figure (IV.23**)** représente la contrainte totale d'un talus renforcé par trois géotextiles.

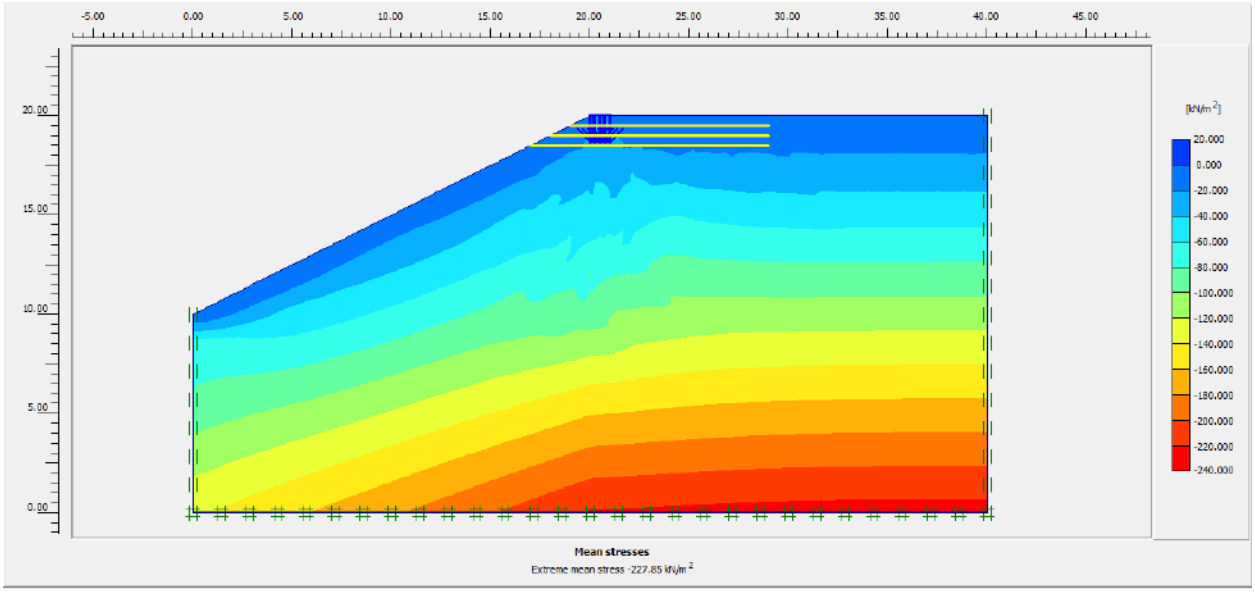


Figure IV.23 :la contrainte totale d'un talus renforcé par trois géotextiles.

La figure (IV.24**)** représente les courbes de chargement de la fondation sans renforcement, avec une, deux et trois couches de geotextiles.

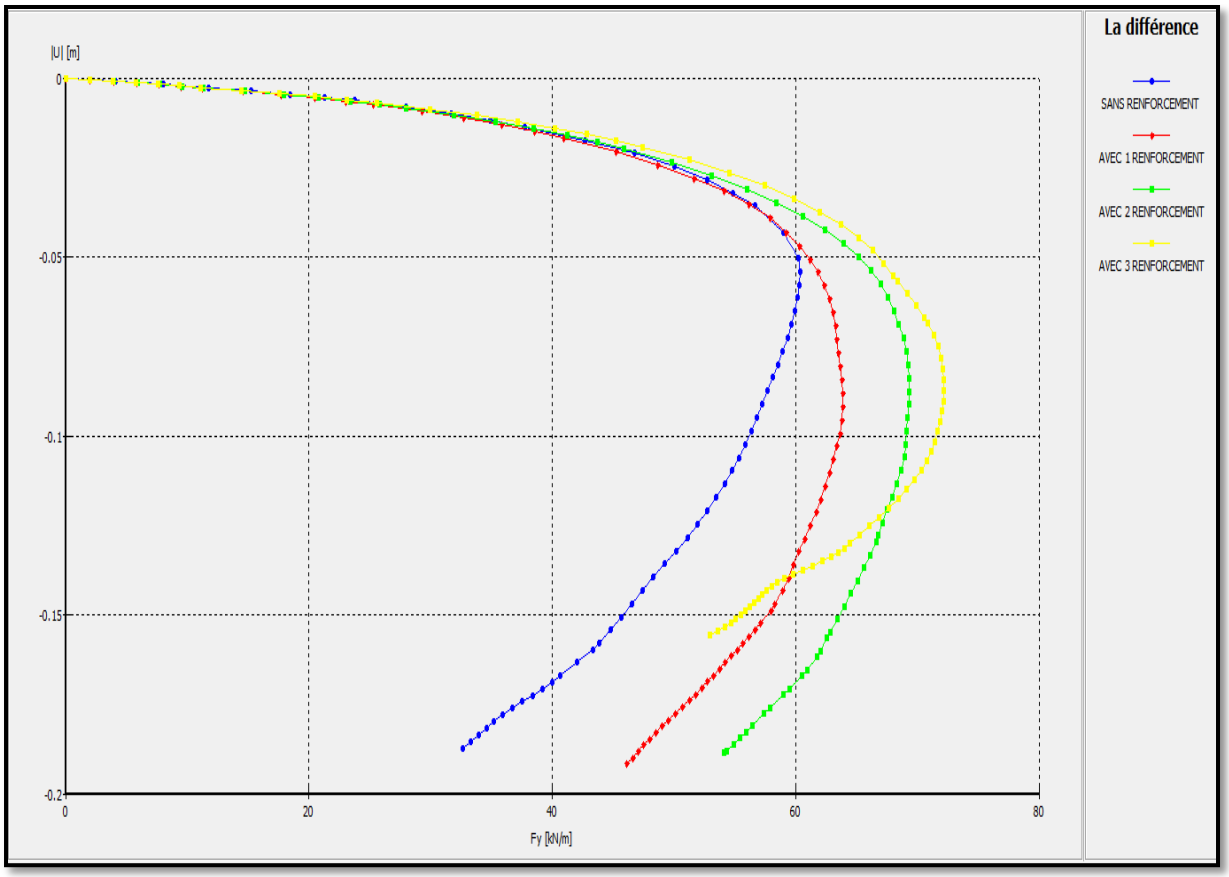


Figure IV.24:les courbes de chargement de la fondation avec trois nappes de géotextiles.

❖ **Renforcement avec quatre couches de géotextiles :**

La figure (IV.25) représente la contrainte totale d'un talus renforcé par quatre géotextiles.

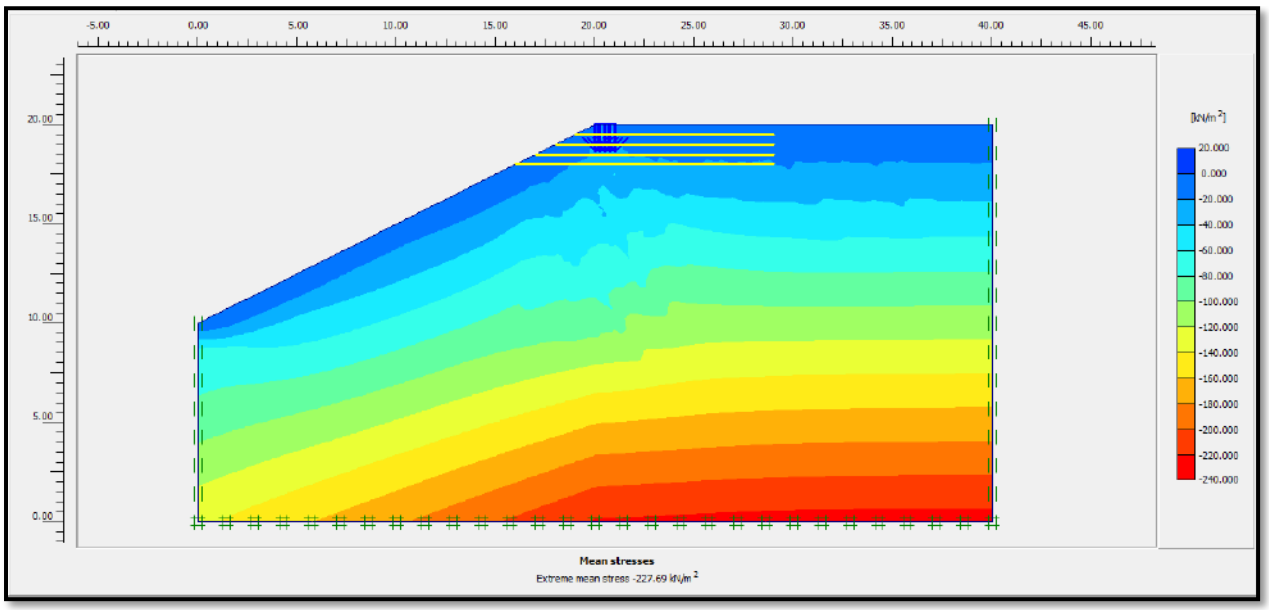


Figure IV.25 : la contrainte totale d'un talus renforcé par quatre géotextiles.

La figure (IV.26) représente les courbes de chargement de la fondation sans renforcement et avec 1,2,3 et 4 couches de geotextiles.

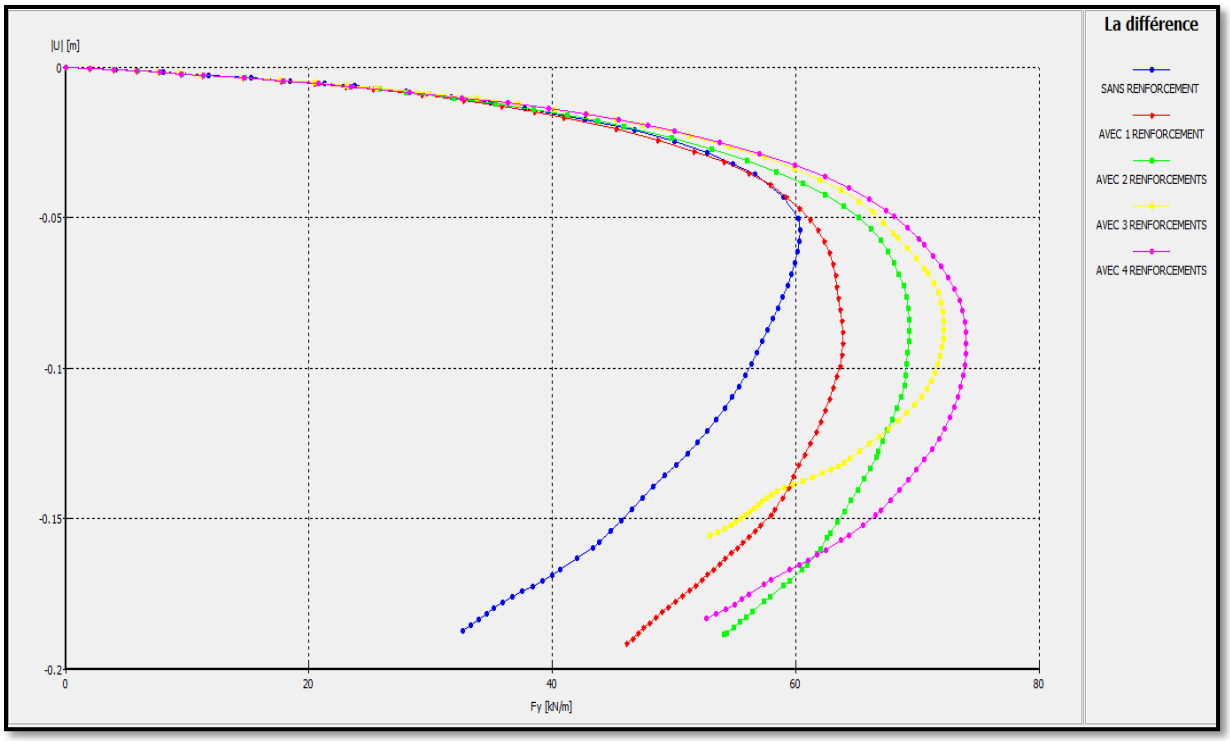


Figure IV.26 : Courbes contrainte-tassement pour quatre géotextiles.

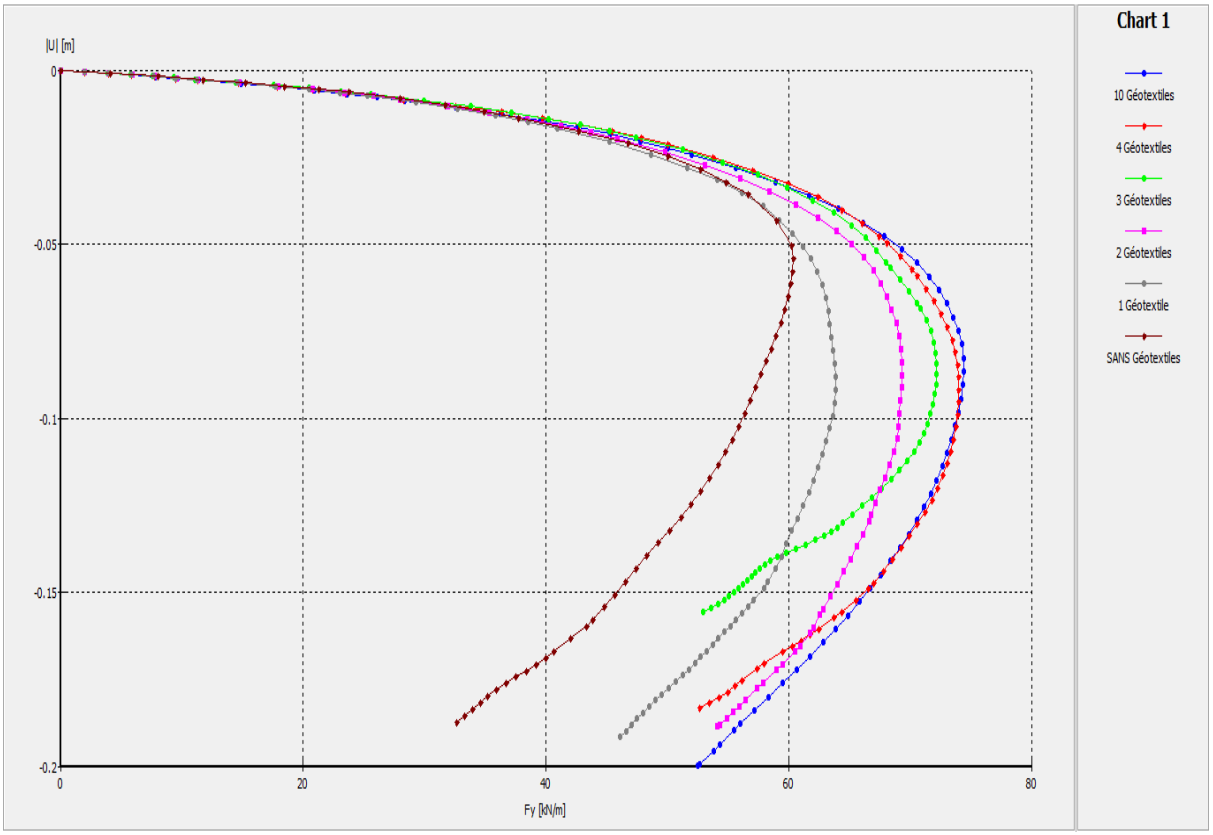


Figure IV.27 : Courbes contrainte-tassement pour différentes nombres de géotextiles.

➢ **Discussion des résultats**

- L'introduction des géotextiles améliore nettement la capacité portante de la fondation au bord d'un talus.
- La capacité portante de la fondation s'améliore progressivement avec l'augmentation des couches de géotextiles jusqu'au nombre de 4 couches. Au-delà de cette valeur, la capacité portante se stabilise et l'augmentation du nombre de couche de géotextile n'a plus aucun effet.

IV. 8. Conclusion :

Dans ce chapitre a été faite la modélisation numérique d'une fondation située à proximité d'un talus par le logiciel PLAXIS en effectuant une analyse paramétrique suivie d'un renforcement par du sol.

L'analyse a permis d'établir les résultats suivants :

- ❖ L'angle de l'inclinaison de la pente où la fondation est située, a une grande influence sur la capacité portant où il devient plus faible lorsque cet angle augmente.
- ❖ La capacité portante de la fondation augmente avec l'accroissement de distance d.
- ❖ L'ajout des géotextiles peut augmenter la capacité portante du sol mais il ne peut jamais protéger la fondation contre de tassement.

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 façonexacte.

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.

L'analyse paramétrique a permis de connaitre l'influence de chaque paramètre sur la capacité portante de la fondation.

L'étude a permis de faire les conclusions suivantes :

- La capacité portante de la fondation diminuesensiblement avec l'augmentation de l'angle d'inclinaison de la pente.
- La position de la fondation par rapport à lacrête du talusjoue un rôle important sur la portance de la fondation, en effet,la capacité portante augmente avec l'augmentation de cette distance.
- L'introduction des géotextiles comme moyen de renforcement permet d'améliorer la capacité portante d'une fondation au bord d'un talus.

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.

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.

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.

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

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

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

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

Hanna, A.M., and Meyerhof, G.G., 198O. "Design chartes for ultimate bearing capacity of foundations of sand overlying soft Clay." *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 17, No.2, pp. 3OO-3O3.

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 ancrages des en grilles. Mémoire de Magister a Université de Batna.

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.*

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

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

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

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